

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA



**MODELAMIENTO HIDRAULICO BIDIMENSIONAL DE LA
BOCATOMA JILA SAN JERONIMO CON HEC – RAS**

TESIS

PRESENTADO POR:

JUAN JOSE SACACHIPANA BERRIOS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

PUNO – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

MODELAMIENTO HIDRAULICO BIDIMENSIONAL DE LA BOCATOMA JILA

SAN JERONIMO CON HEC – RAS

TESIS PRESENTADA POR:

JUAN JOSE SACACHIPANA BERRIOS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:



PRESIDENTE

:


M.Sc. RICARDO LUIS BARDALES VASSI

PRIMER MIEMBRO

:


Dr. VICTORIANO ROLANDO APAZA CAMPOS

SEGUNDO MIEMBRO

:


M.Sc. ALCIDES HECTOR CALDERON MONTALICO

DIRECTOR / ASESOR

:


M.Sc. ROBERTO ALFARO ALEJO

ÁREA : Estructuras Hidráulicas

TEMA : Modelamiento Hidráulico

LÍNEA : Recursos Hídricos

FECHA DE SUSTENTACION 30 DE OCTUBRE DEL 2019

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de tesis a dios a mis padres quienes me dieron vida y educación con valores y principios siendo un pilar fundamental para mi formación personal y profesional quienes con sus consejos y guías supieron dirigirme por el camino correcto.

En segundo lugar se la dedico a la razón de mi inspiración, a mis hijas Ingrithd B. y Alexandra que con su sonrisa alegran mi día y a mi esposa Milagros, que con su amor me motivo a seguir adelante y a cumplir mis objetivos.

Y por último esta investigación va dedicado a mis hermanos Silvio O. y Rosa A. gracias por estar presentes en los momentos que los necesitaba.

JUAN JOSE SACACHIPANA BERRIOS

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis es el resultado de muchos meses de trabajo y estudio, durante los cuales la vida ha dado muchos giros, no solo en el ámbito académico o profesional, sino también en lo personal. Es por ello que han sido muchas las personas que de alguna manera y en algún momento se han visto involucradas en el desarrollo de este trabajo, a las cuales tengo mucho que agradecer por su ayuda en los aspectos técnicos, moral y comprensión.

- Quiero agradecer en principio a la Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Agrícola, Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, por darme la oportunidad de formarme profesionalmente.
- Al M.Sc. Roberto Alfaro Alejo, el verdadero autor de las ideas que a partir de las cuales se ha desarrollado todo el trabajo de esta tesis, por el apoyo desinteresado e incondicional y brindarme su asesoría para la presentación de este proyecto de investigación.
- Asimismo agradezco a los miembros del jurado por su orientación y aportes realizados en el presente trabajo.
- al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) por toda la información suministrada.
- A mis familiares, compañeros y amigos por brindarme su apoyo en las buenas y en las malas quienes me impulsaron a plasmar este trabajo.

A TODOS ELLOS, MUCHAS GRACIAS.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	14
ABSTRACT	15
I. INTRODUCCIÓN.....	16
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	17
1.2. JUSTIFICACION DEL PROBLEMA	18
1.3. OBJETIVOS	18
1.3.1. Objetivo general	18
1.3.2. Objetivos específicos.....	18
II. REVISIÓN DE LITERATURA.....	19
2.1. ANTECEDENTES:.....	19
2.1.1. Internacionales	19
2.1.2. Nacionales.....	21
2.1.3. Locales	22
2.2. ASPECTOS EN LA HIDROLOGIA.....	23
2.2.1. Hidrología	23
2.2.2. Cuenca hidrográfica	24
2.2.3. Partes de una cuenca hidrográfica	25
2.2.4. División de una cuenca hidrográfica.....	26
2.2.5. Caudal	27
2.2.6. Análisis de consistencia de datos.....	28
2.2.7. Determinación de caudales máximos	30
2.2.8. Método SCS para abstracciones.....	31
2.2.9. Hidrograma unitario (HU)	33
2.2.10. Periodo de retorno.....	34
2.3. ASPECTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL	37
2.3.1. Generalidades	37
2.3.2. Movilidad fluvial	38
2.3.3. Sedimento	38
2.3.4. Transporte de sedimentos	39

2.3.5.	Morfología fluvial	40
2.3.6.	Clasificación de los ríos por su edad	41
2.3.7.	Clasificación de los ríos por su morfología	42
2.3.8.	Perfil longitudinal	43
2.4.	SISTEMA DE CAPTACIÓN	44
2.4.1.	Estructura de captación	44
2.4.2.	Componentes de una estructura de captación	45
2.5.	MODELOS HIDROLOGICOS	46
2.5.1.	Definición	46
2.5.2.	Modelos hidrológicos bidimensionales	46
2.5.3.	HEC – HMS	46
2.5.4.	HEC - RAS	47
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	51
3.1.	CARACTERISTICAS GENERALES DEL AMBITO DE ESTUDIO.....	51
3.1.1.	Ubicación del ámbito de estudio	51
3.1.2.	Accesibilidad	53
3.1.3.	Información cartográfica	54
3.1.4.	Información Meteorológica	54
3.2.	MATERIALES Y EQUIPOS DE CAMPO	55
3.3.	METODOLOGIA	56
3.3.1.	Parámetros geomorfológicos de la subcuenca	56
3.3.2.	Parámetros de relieve de la subcuenca	60
3.3.3.	Parámetros de la red hidrográfica	63
3.3.4.	Determinación del tiempo de concentración	66
3.4.	TOPOGRAFIA	67
3.4.1.	Generalidades	67
3.4.2.	Información Topográfica Disponible.	68
3.4.3.	Levantamiento Topográfico	68
3.4.4.	Monumentación de vértices	70
3.4.5.	Metodología y equipos utilizados en la etapa de gabinete	70
3.4.6.	Seccionamiento Del Río	71

3.4.7. Dibujos y Planos Finales de Estudio	71
3.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO	73
3.5.1. Análisis y Consistencia de Datos.....	73
3.5.2. Análisis de Histogramas	74
3.5.3. Análisis de Doble Masa	74
3.5.4. Modelo Matemático Precipitación - Escorrentía	75
3.6. ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL.....	79
3.6.1. Generalidades de HEC - RAS	79
3.6.2. Determinación del Coeficiente de Rugosidad “n” de Manning.....	80
3.6.3. Flujo variado en régimen permanente.....	83
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	84
4.1. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	84
4.1.1. Parámetros geomorfológicos de la subcuenca.....	84
4.1.2. Recopilación de la información básica	85
4.1.3. Análisis de consistencia de las series históricas	86
4.2. CAUDAL DE DISEÑO	91
4.2.1. Modelamiento hidrológico de la subcuenca Crucero - HEC-HMS	91
4.2.2. Resumen de Caudales Máximos Simulados	97
4.3. HIDRAULICA FLUVIAL.....	97
4.3.1. Geometría del cauce del río	97
4.3.2. Rugosidad del cauce del río	98
4.4. SIMULACIÓN CON EL MODELO HEC – RAS	100
4.4.1. Trabajo previo con sistema de información geográfica	100
4.4.2. Trabajo con HEC – RAS.....	100
4.4.3. Plan de simulación	101
4.4.4. Proceso de la Simulación	101
V. CONCLUSIONES.....	116
VI. RECOMENDACIONES.....	118
VII. REFERENCIAS	119
ANEXOS.....	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 2.1: Esquema donde se muestran las partes de una cuenca hidrográfica	26
Figura N° 2.2: División de una cuenca hidrográfica; Subcuencas y micro cuencas	27
Figura N° 2.3: Modos de Transporte de Solidos.	40
Figura N° 2. 4: Planta y sección transversal de un cauce trenzado.	41
Figura N° 2.5: Clasificación morfológica de los ríos	43
Figura N° 2.6: Esquematzación del perfil longitudinal y secciones transversales típicas de un río, a lo largo de su recorrido.....	44
Figura N° 3.1: Mapa de Ubicación Política del Sistema	52
Figura N° 3.2: Curva hipsométrica (grafica la elevación del terreno)	61
Figura N° 3.3: Polígono de frecuencia representa el porcentaje de área en cada cota	62
Figura N° 3.4: Se observa el levantamiento con estación total el eje del rio...	69
Figura N° 3.5: Se observa en la figura relleno de puntos.....	69
Figura N° 3.6: Se observa monumentacion de BM's	70
Figura N° 3.7: Eje A - B en plano de planta	72
Figura N° 3.8: Se observa el eje donde se proyecta la bocatoma	73
Figura N° 4.1: Mapa hidrográfico de la subcuenca Crucero.....	85
Figura N° 4.2: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Progreso	86
Figura N° 4.3: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Ananea	87
Figura N° 4.4: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Limbani	87
Figura N° 4.5: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Macusani	87
Figura N° 4.6: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Cuyo Cuyo.....	88
Figura N° 4.7: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Muñani.....	88

Figura N° 4.8: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm)	
estación Crucero.....	88
Figura N° 4.9: Diagrama de doble masa de la precipitación máxima de 24	
hrs. Acumulada (grupo N° 01)	90
Figura N° 4.10: Diagrama de doble masa de la precipitación máxima de 24	
hrs. Acumulada (grupo N° 02)	91
Figura N° 4.11: Modelo cuenca y modelo HEC HMS, Subcuenca Crucero y	
sus componentes hidráulicos.....	92
Figura N° 4.12: Mapa de thiessen de la subcuenca Crucero – P.I.	
bocatoma Jila San Jerónimo.....	93
Figura N° 4.13: Modelo de cuenca e interconexión de subcuencas.....	94
Figura N° 4.14: Hidrograma de avenida TR = 100 años. P.I. bocatoma Jila	
San Jerónimo.....	96
Figura N° 4.15: Caudal pico TR= 100 años.....	96
Figura N° 4.16: Vista del cauce del río	98
Figura N° 4.17: Esquema de ubicación de la bocatoma Jila San Jerónimo ...	102
Figura N° 4.18: Esquema de cauce P. I. bocatoma Jila San Jerónimo –	
HEC-RAS.....	102
Figura N° 4.19: Esquema de ubicación de cauce de la bocatoma Jila San	
Jerónimo – HEC-RAS	103
Figura N° 4.20: Modelo digital de elevaciones de terreno 2D - RAS Mapper.	104
Figura N° 4.21: Introducción del coeficiente de Manning	105
Figura N° 4.22: Introducción de datos hidráulicos.....	105
Figura N° 4.23: Computación del modelo HEC-RAS	106
Figura N° 4.24: Velocidad de agua en el río Crucero 2D, TR = 100 años -	
RAS Mapper.	106
Figura N° 4.25: Velocidad en el eje de la bocatoma 2D, TR = 100 años -	
RAS Mapper.	107
Figura N° 4.26: Distribución de velocidad en x – e – y.....	107
Figura N° 4.27: Profundidad de tirante de agua en el río crucero 2D, TR =	
100 años - RAS Mapper.	108
Figura N° 4.28: Profundidad de tirante de agua en el eje de la bocatoma	
proyectada en 2D, TR = 100 años - RAS Mapper.	109
Figura N° 4.29: Distribución de tirante en x – e – y.....	109

Figura N° 4.30: Distribución de velocidad y tirante en x – e – y	110
Figura N° 4.31: Perfil de flujo en perspectiva 3D.....	111
Figura N° 4.32: Perfil de flujo en perspectiva 3D en el P. I. bocatoma Jila San Jerónimo.....	111
Figura N° 4.33: Perfil de flujo	112
Figura N° 4.34: Perfil de flujo en el P. I. bocatoma Jila San Jerónimo	112
Figura N° 4.35: Sección transversal típica Prog. 0+997, P. I. bocatoma Jila San Jerónimo, TR = 25 años, Q=292.9 m ³ /s.....	113
Figura N° 4.36: Sección transversal típica Prog. 0+997, P. I. bocatoma Jila San Jerónimo, TR = 50 años, Q=324.3 m ³ /s.....	113
Figura N° 4.37: Sección transversal típica Prog. 0+997, P. I. bocatoma Jila San Jerónimo, TR = 100 años, Q=354.6 m ³ /s.....	114
Figura C.1: Secciones transversales del modelamiento con HEC-RAS.....	155
Figura D.1: Plano en planta.....	156
Figura E.1: Altura de la presa vertedora.....	159
Figura E.2: Planta bocatoma Jila San Jerónimo	164
Figura E.3: Planta bocatoma proyectada Jila San Jerónimo	165
Figura E.4: CORTE A-A de la bocatoma Jila San Jerónimo	166
Figura E.5: CORTE B-B de la bocatoma Jila San Jerónimo	167
Figura F.1: Levantamiento topográfico P. I. bocatoma Jila San Jerónimo	168
Figura F.2: Levantamiento topográfico eje bocatoma Jila San Jerónimo	168
Figura F.3: Levantamiento topográfico batimetría, bocatoma Jila San Jerónimo	169
Figura F.4: Sección del río Crucero.....	169
Figura F.5: Sección del río Crucero, eje de río	170
Figura F.6: Captación artesanal de la bocatoma Jila San Jerónimo	170

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 2.1: División de una cuenca hidrográfica por área.....	27
Tabla N° 2.2: Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	33
Tabla N° 2.3: Valores del tiempo de retorno para proyectos de obras.	35
Tabla N° 2.4: Período de retorno de diseño recomendado para Estructuras Menores.....	37
Tabla N° 3.1: Accesibilidad al ámbito del proyecto.....	54
Tabla N° 3.2: Parámetros geomorfológicos de la subcuenca Crucero	60
Tabla N° 3.3: Parámetros de orden de ríos de la subcuenca Crucero	65
Tabla N° 3.4: Cuadro de ejes de la bocatoma proyectada	72
Tabla N° 3.5: Clasificación hidrológica de los suelos – SUCS	77
Tabla N° 3.6: Curvas de escorrentía para los complejos suelo – cobertura (N).....	78
Tabla N° 3.7: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de “n”	82
Tabla N°4.1: Parámetros geomorfológicos de la subcuenca Crucero	84
Tabla N°4.2: Estaciones Meteorológicas utilizadas para los cálculos	85
Tabla N°4.3: Grupo de estaciones para el análisis de doble masa	89
Tabla N°4.4: Cálculos realizados de las Subcuencas para el ingreso al Modelo	93
Tabla N°4.5: Parámetros de las subcuencas	94
Tabla N°4.6: Lámina de precipitación máxima calculado para cada subcuenca	95
Tabla N°4.7: Caudales máximos simulados para diferentes períodos de retorno punto de interés bocatoma Jila San Jerónimo.	97
Tabla N°4.8: Pendiente en el tramo de río, S eje de río.....	98
Tabla N°4.9: Rugosidad en el tramo.....	99
Tabla N°4.10: Resultado de coeficiente de rugosidad.....	100
Tabla N°4.11: Parámetros hidráulicos para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años en el eje de la bocatoma proyectada.....	115
Tabla A.1: Parámetros hidráulicos que corresponde a los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años – HEC-RAS.	124
Tabla B.1: Estación meteorológica Progreso.	130

Tabla B.2: Estación meteorológica Ananea.	131
Tabla B.3: Estación meteorológica Limbani.	132
Tabla B.4: Estación meteorológica Macusani.....	133
Tabla B.5: Estación meteorológica Muñani.	134
Tabla B.6: Estación meteorológica Cuyo Cuyo.	135
Tabla B.7: Estación meteorológica Crucero.	136

ÍNDICE DE ACRONIMOS

HEC-HMS	: Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	: Hydrologic Engineering Center – River Analysis System
SENAMHI	: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
GPS	: Global Positioning System
HU	: Hidrograma Unitario:
SCS	: Soil Conservation Service
USACE	: United States Army Corps of Engineers
UTM	: Universal Transverse Mercator
IGM	: Instituto Geográfico Militar
CN	: Número de Curva
Q	: Caudal
P	: Precipitación
T	: Periodo de Retorno
S	: Pendiente

RESUMEN

El presente estudio de investigación de modelamiento hidráulico bidimensional de la bocatoma Jila San Jerónimo se ha desarrollado en el río Crucero, en el lugar denominado Jila San Jerónimo, Distrito de Asillo, Provincia de Azángaro y Departamento de Puno, donde el objetivo principal fue realizar el modelamiento hidráulico bidimensional con HEC-RAS para el diseño hidráulico de la bocatoma Jila San Jerónimo y durante su operación no presente riesgos de ello derivan los objetivos específicos; determinar las descargas máximas para el periodo de retorno de 25, 50 y 100 años, determinar los parámetros hidráulicos mediante el modelamiento hidráulico bidimensional, a fin de evitar el colapso durante fuertes precipitaciones pluviales, modelar el comportamiento hidráulico de la bocatoma Jila San Jerónimo con HEC-RAS; la metodología aplicada en el desarrollo del trabajo de investigación consiste en tres niveles de evaluación, fase I, fase II y fase III, en las cuales dan solución al problema; fase I comprende el reconocimiento de la cuenca, recopilación de información de la cuenca y levantamiento topográfico; fase II se realizó el procesamiento de información de campo, análisis y depuración de información recabada de campo y de las estaciones meteorológicas; fase III en esta fase se realizó la aplicación de los modelos matemáticos de los cuales se ha obtenido para periodos de retorno de avenidas máximas de 25 años se tiene un caudal de diseño 292.9 m³/s, para 50 años 324.3 m³/s y para 100 años 354.6 m³/s. Para el diseño de la bocatoma se adoptó un periodo de retorno de 100 años a fin que la estructura no presente riesgos de falla durante las máximas avenidas, este caudal representa los máximos instantáneos y adecuados para el diseño de la bocatoma. Al realizar el modelo HEC-RAS nos dio la elevación o cota máxima de 3928.59 m.s.n.m., el tirante máximo de agua en el punto de interés es de 2.21 m., la velocidad en el punto de interés es de 3.02 m/s. Luego de haber revisado los diversos estudios realizados sobre la hidrología de la subcuenca del río Crucero, consideramos que el presente trabajo de investigación contiene sustanciales aportes, como la implementación de una base de datos de diversa información.

Palabras Clave: Estructura hidráulica, HEC-RAS, Modelamiento hidráulico, Análisis hidrológico, Caudal de diseño.

ABSTRACT

This two-dimensional hydraulic modeling research study of the Jila San Jerónimo water outlet for irrigation has been developed in the Crucero River, in a place called Jila San Jerónimo, Asillo District, Azángaro Province and Puno Department, where the main objective was to carry out the two-dimensional hydraulic modeling with HEC-RAS for the Hydraulic Design of the Jila San Jerónimo water outlet for irrigation and, that during its operation it does not present any risks, the specific objectives come from this premise. The specific objectives are to determine the maximum discharges for the return period of 25, 50 and 100 years, determine the hydraulic parameters through the two-dimensional hydraulic modeling, in order to avoid a collapse during heavy rainfall, model the hydraulic behavior of the Jila San Jerónimo water outlet for irrigation with HEC -RAS; The methodology applied in the development of the research work consists of three levels of evaluation, phase I, phase II and phase III, in which a solution the problem is given; phase I includes the recognition of the basin, information collection of the basin and topographic al survey; in phase II the field information processing the, analysis and filtering of the information collected from the field and from the meteorological stations were conducted. phase III, in this phase, the application of the mathematical models, from which the return periods of maximum floods were obtained, these produced design flows of 292.9 m³ / s for 25 years, 324.3 m³ / s for 50 years and 354.6 m³ / s for 100 years. For the design of the water outlet for irrigation, a period of return of 100 years was adopted, so that the structure does not present risks of failure during the maximum floods, this flow represents the instantaneous and suitable maximums for the design of the water outlet for irrigation. When making the HEC-RAS model, it produced an elevation or maximum height of 3928.59 m.a.s.l., a maximum water depth at the point of interest of 2.21 m., and a speed at the point of interest of 3.02 m / s. After reviewing various studies conducted on the hydrology of the Crucero River Subbasin, we consider the present research work contains the substantial contributions, such as the implementation of a database with diverse information.

Keywords: Hydraulic structure, HEC-RAS, Hydraulic modeling, Hydrological analysis, Design flow.

I. INTRODUCCIÓN

Los ríos han sido siempre utilizados de manera intensa por el hombre para diferentes fines, tales como, captación de agua (para consumo humano, agrícola e industrial), generación de energía, pesca, recreación, etc. A su vez, los ríos también han originado grandes desastres, tales como, inundaciones, avalanchas y colapso de estructuras (presas, diques, puentes y bocatomas).

Si bien es cierto que hay bocatomas que tienen una finalidad específica, también lo es que casi siempre las bocatomas tienen, aunque sea en pequeña proporción, algún otro uso. En el Perú hay numerosas bocatomas para atender las finalidades antes señaladas.

El abastecimiento de agua a la población es la primera necesidad de agua que debe ser cubierta. El aprovechamiento de las aguas superficiales, en especial las de un río, constituye una de las formas más antiguas de uso del agua. En los tiempos antiguos las ciudades se ubicaban en las orillas de los ríos para poder aprovechar sus aguas.

El crecimiento de la población, la expansión urbana, el aumento de las demandas y otros factores determinaron la necesidad de construir proyectos de abastecimiento de agua para la población. Estos proyectos empiezan por una bocatoma para captar el agua de un río, o de otra fuente de agua, y conducirla luego al área urbana o a las áreas de riego.

Las obras de toma son muy importantes, para mejorar la producción agropecuaria y así mejorar la calidad de vida del poblador rural de la localidad de Jila San Jerónimo.

Para que una obra de derivación sea estructuralmente estable es condición indispensable que el tramo fluvial en el que se halla ubicada lo sea. De acá la necesidad frecuente de obras de encauzamiento asociadas a la obra de toma. Durante las grandes avenidas ocurre frecuentemente que los ríos se desbordan, hay cambios de recorrido.

Las modelaciones hidráulicas nos presentan una manera de análisis de interrelación entre la topografía del cauce de un río, volúmenes de agua y

sedimentos transportados, así como la manera que influyen en el nivel de agua las obstrucciones u obras hidráulicas que se presenten en su cauce. Siendo el HEC-RAS una herramienta muy útil para entender estos temas y darle soluciones a los problemas planteados en el manejo de cauces naturales.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A partir de la modelación hidráulica bidimensional, este nos permite tener un mayor acercamiento en el estudio de bocatomas y ajuste a la realidad en la determinación de los resultados.

Se plantea la problemática a consecuencia de que no se realiza un estudio completo de hidráulica de ríos, para el diseño de bocatomas como consecuencia, la mayoría de casos únicamente se realizan estudios a nivel estructural, dando como resultado que tengan limitaciones en el diseño y que carezcan de un sustento técnico requerido, para que esta estructura soporte los eventos de máximas avenidas.

Teniendo en cuenta que la hidráulica de ríos tiene como temática medular u origen de la problemática es la morfología de los ríos, los sedimentos y sus propiedades, transporte de sedimentos la estabilidad de cauces y la socavación.

Formulación de preguntas del problema de investigación:

¿Cuáles son las causas y las deficiencias que se presentan en el diseño hidráulico de las bocatomas en la actualidad?

- ¿Cuáles son los parámetros principales para el modelamiento hidráulico de la bocatoma Jila San Jerónimo?
- ¿Cuál es el comportamiento de máximas avenidas en la bocatoma Jila San Jerónimo?
- ¿Por qué modelar la bocatoma Jila San Jerónimo?

1.2. JUSTIFICACION DEL PROBLEMA

La determinación de los parámetros hidráulicos mediante el software HEC-RAS con la implementación de topografía de campo y con mapas de la región, se determinara los parámetros hidráulicos de la bocatoma Jila San Jerónimo.

La presente investigación constituye una propuesta metodológica perfectible, por cuanto plantea un análisis aplicado a nuestro medio para la obtención de parámetros referenciales para el diseño de captaciones de sistemas de riego, para investigaciones posteriores.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

Realizar el modelamiento hidráulico bidimensional con HEC-RAS para el Diseño Hidráulico de la bocatoma Jila San Jerónimo y durante su operación no presente riesgos.

1.3.2. Objetivos específicos

- a) Determinar las descargas máximas para el periodo de retorno de 25, 50 y 100 años
- b) Determinar los parámetros hidráulicos mediante el modelamiento hidráulico bidimensional, a fin de evitar el colapso durante fuertes precipitaciones pluviales.
- c) Modelar el comportamiento hidráulico de la bocatoma Jila San Jerónimo con HEC-RAS.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. Internacionales

Según Cuauhtemoc (2014). Estudió la distribución de áreas afectadas por desbordamientos de ríos ocurridas en el 2010 en la zona de transición fluvial del río la antigua en el estado de Veracruz mediante el tránsito de avenidas con el modelo unidimensional HEC –RAS, el objetivo fue evaluar la variabilidad en las predicciones de las superficies afectadas por inundaciones al utilizar cuatro modelos digitales de elevación (MDE) con diferente resolución espacial y fuente de origen. Los modelos digitales de elevación que se utilizan corresponden a la información topográfica. Las áreas de inundación simuladas con los cuatro modelos digitales de elevación fueron comparadas con respecto a la superficie mediante la utilización de una medida de bondad de ajuste que considera la superficie en común entre las áreas simuladas y las observadas con respecto al total de estas.

Según Muñoz y Martinez (2016). La cuenca del río Aburrá-Medellín está localizada sobre la cordillera central, en el departamento de Antioquia. El río nace en el Alto de San Miguel en el municipio de Caldas y atraviesa 10 municipios hasta finalmente unirse con el río Grande, donde cambia de nombre a río Porce. El tramo del río Aburrá-Medellín comprendido entre el nacimiento y su entrada al municipio de Caldas ha sufrido grandes alteraciones en sus condiciones naturales debido a la explotación de materiales para construcción. También se ha visto afectado por la deforestación de su cuenca y la introducción de fauna no nativa que han afectado la disponibilidad del recurso y su calidad. El proyecto tiene como objetivo formular alternativas de restauración para algunos tramos del río Medellín que presentan un alto grado de afectación antrópica. Para el análisis hidrológico e hidráulico se utilizaron los programas HEC-HMS, HEC-RAS e Iber como soporte técnico para establecer las medidas de restauración. Se espera que los resultados de este proyecto sirvan como apoyo para otros de mayor alcance como el POMCA, el proyecto Bio 2030 y los Parques del Río Medellín.

Según Materon et al, (2006). En este trabajo se presentan los resultados obtenidos de la implementación de los modelos hidrológico e hidráulico aplicados con el fin de estudiar el riesgo de inundabilidad en el tramo correspondiente a la urbanización Río Nima (Palmira, Valle del Cauca, Colombia) localizada sobre la llanura de inundación de la margen izquierda del río Nima. Inicialmente se utiliza un modelo hidrológico lluvia – escurrimiento (HEC–HMS) para estimar los caudales máximos asociados a diferentes períodos de retorno, información utilizada posteriormente en la implementación de un modelo hidráulico unidimensional (HEC–GEORAS) para determinar la variación del flujo, los niveles de agua y las velocidades del flujo. Los resultados obtenidos indican que la capacidad máxima de conducción del cauce principal del río Nima en la vecindad de la urbanización permite transportar, sin riesgo de inundación, crecientes asociadas a eventos con períodos de recurrencia superiores a 50 años; no obstante, se presentan zonas socavadas y susceptibles de socavación, principalmente en las partes externas las curvas forzadas, donde las geoformas del cauce son atacadas y la erosión podría avanzar hacia la zona construida.

Según Yalcin (2018). Evaluó el riesgo de inundación repentina en la parte aguas abajo de una corriente intermitente que perdió su lecho natural debido a intensas intervenciones humanas, con el ejemplo de Hastane Brook en la provincia de Kirsehir (Turquía). Los efectos de las inundaciones con alta, media y baja probabilidad de ocurrencia se investigan calle por calle con un modelo hidrodinámico bidimensional (2D) construido en el software HEC-RAS 5.0. Debido a la falta de registros de eventos de inundación pasados requeridos para la calibración del modelo, su objetivo es utilizar datos de alta calidad tanto como sea posible en el desarrollo del modelo. Por lo tanto, para simular con mayor precisión el movimiento del agua y, por lo tanto, aconsejar medidas adecuadas para reducir los efectos de inundación más probables, los datos de uso de terreno y terreno de alta resolución requeridos se producen procesando las imágenes aéreas adquiridas por el vehículo aéreo no tripulado (UAV) vuelos sobre la zona de riesgo de inundación. La estimación de los hidrogramas de inundación solo se basa en los métodos de hidrografía de unidades sintéticas debido a la ausencia de estaciones representativas de medición de corrientes dentro o cerca de la región. Los mapas de peligro de inundación resultantes son

cautelosos en términos de demostrar los efectos de posibles inundaciones que inesperadamente provienen de una cuenca de corriente tan intermitente.

Según Patel y Gundaliya (2016). Indica que en la ciudad de Surat, capital comercial del estado de Gujarat, India, está situada en la latitud $21^{\circ} 06' \text{ a } 21^{\circ} 15' \text{ N}$ y longitud $72^{\circ} 45' \text{ a } 72^{\circ} 54' \text{ E}$ en la orilla del río Tapi y se ve afectada por las inundaciones una vez cada cinco años desde los últimos cien años. Y describe la aplicación del modelo HEC-RAS con integración de SIG para delinear la planicie de inundación. El modelo digital de elevación (DEM) de la ciudad de Surat se utiliza como entrada principal para el mapeo de inundaciones. La sección del río cerca del puente Nehru se usa como caso de muestra para simular el flujo de inundación. Se han utilizado descargas equivalentes al período de retorno de 25 y 32 (peor año de inundación) para la investigación del escenario de inundación. El resultado de la investigación indica claramente que la mayor parte del área de la ciudad de Surat está sumergida a una profundidad de 2.5 a 4.0 m cuando la descarga liberada de la presa de Ukai equivale al período de retorno de 32 años (25768.09 Cumecs).

2.1.2. Nacionales

Según Guarníz (2014). Indica la Comparación De Modelos Hidráulicos Unidimensional (HEC-RAS) Y Bidimensional (IBER) en el Análisis de Rotura de Presas de Materiales Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo. En el presente proyecto se describe en un primer instante, normatividad que existe a nivel mundial, y su influencia en nuestro país. Se describe conceptos acerca de los modos de falla y la brecha de rotura que se desarrolla durante la rotura de una presa de materiales sueltos. Además se pretende dar un repaso a los métodos actuales existentes para la modelación numérica del flujo en lámina libre. Puesto que el estudio se centra en la rotura en presas de tierra nos centraremos en la modelación en régimen variable, en una y dos dimensiones, y las ecuaciones que describen dicho fenómeno. Se utilizan los modelos HEC-RAS (Unidimensional) e Iber (Bidimensional), simulando el proceso de rotura por desbordamiento en una presa de materiales sueltos ocurrido por la falla de esta. Para la comparación de ambos modelos se modelo una serie de pruebas antes

de aplicarlo a un caso real como es la Presa Palo Redondo, se relacionaron los resultados con ambos modelos.

Según Zavala y Guerrero (2006). La cuenca Ramis se ubica en la región sureste del país, sector norte de la vertiente del Titicaca, entre los paralelos: 14°03' y 15°24' de latitud sur y los meridianos 71°07' y 69°34' longitud oeste. Ocupa un área aproximada de 14930 km², \pm 30% de la hoya del Titicaca, comprendiendo políticamente la parte norte de Puno, provincias de Melgar, Azángaro y parte de Carabaya, Lampa, Sandia y Huancané, así como una porción del distrito de Marangani (Cusco), extremo noroeste de la cuenca. Cuenta con una población de 314634 h. (proyección a 2002, INEI), siendo los poblados más importantes: Ayaviri y Azángaro, seguido de numerosos distritos entre los que resaltan: Crucero, San Antón, Santa Rosa, Nuñoa, Arapa, Chupa, Taraco, Orurillo, Asillo, Ocuvi, Llalli, Umachiri, Saman, entre otros, dedicados principalmente a la ganadería, agricultura, comercio y turismo. En las actividades mineras sobresalen los distritos de Antauta y Ananea.

2.1.3. Locales

Según AGRORURAL (2017). El origen del proyecto data desde año 1998, donde la preocupación fue siempre el problema determinado, el abastecimiento de agua para todo el sistema de riego, en este caso para los terrenos de cultivos de pan llevar, donde no existía en ese entonces ningún tipo de infraestructura de riego ni artesanal para poder humedecer el suelo para los cultivos, más que en épocas de estiaje donde la necesidad de los cultivos es muy necesario, para poder dotar de agua, en especial para los pastos cultivados, lo cual repercute en la alimentación de los ganados, se limitan a poder desarrollar en su desarrollo nutricional y biológico, de esta manera influye en el desarrollo socioeconómico de los habitantes de esta sociedad, viendo su desarrollo postergado en todo sus niveles de vida, en todo caso el agua es fuente de vida en nuestra planeta en que vivimos.

La infraestructura rustica existente, fue construida por todos los habitantes, de la zona, los cuales necesitaban el agua para poder de alguna manera regar sus áreas de cultivo especialmente pastos, para el ganado, actualmente se cuenta

con canales de tierra, que se pierde el agua por infiltración, percolación y muchos otros factores. Actualmente la organización de usuarios agua conformada por una junta directiva denominada comité de riego Jila San Jerónimo, la misma que tiene una licencia de uso de agua de 90.0 l/s, el mismo que se encarga de la distribución de agua, operación y mantenimiento de la infraestructura artesanal de riego, tiene disponible un área de riego de 126 há. en total, con un caudal de riego de 90 litros/seg, para una población de 59 familias y 259 habitantes en la localidad; que está ubicada en el margen izquierdo del río crucero, la misma que forma parte del sistema integral de la irrigación Asillo – Progreso. Los pobladores de la localidad de Jila San Jerónimo, en su mayoría se dedican a la agricultura y ganadería en mínima escala, los mismos que se constituyen en la única fuente de ingreso, cabe mencionar que su producción del rubro de agricultura es de autoconsumo y solo la ganadería genera un mínimo ingreso.

2.2. ASPECTOS EN LA HIDROLOGIA

2.2.1. Hidrología

La hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo los seres vivos, (Villón, 2002).

Los procesos Hidrológicos transforman la distribución espacial y temporal del agua a través del ciclo hidrológico. El movimiento del agua en un sistema hidrológico es influido por las propiedades físicas del sistema, tales como el tamaño y la forma de sus líneas de corriente, y por la interacción del agua con otros medios como el aire y el calor. Los cambios de fase del agua entre fase líquida, sólida y de vapor son importantes en algunos casos, (Chow, 1994).

La hidrología estudia el agua en 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. La hidrología es utilizada en ingeniería principalmente en relación con el diseño y ejecución de estructuras hidráulicas ¿Qué caudales máximos pueden esperarse en un vertedero o en una alcantarilla de carretera o en un sistema de drenaje urbano? ¿Qué capacidad de embalse se requiere para asegurar el suministro adecuado de agua para

irrigación o consumo municipal durante las sequías? ¿Qué efecto producen los embalses. Diques y otras obras de control sobre las avenidas de las corrientes? estas son preguntas típicas que se espera y que debe resolver el hidrólogo, (Linsley, Kohler y Paulhus, 1986).

Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el ambiente.

Aceptando esta definición, es necesario limitar la parte de la hidrología que se estudia en la ingeniería a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica o hidrología aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua, (Aparicio, 1997).

2.2.2. Cuenca hidrográfica

Desde el punto de vista hidrológico, una cuenca hidrográfica es definida como el área geográfica natural o unidad de territorio delimitada por una divisoria topográfica (Divortium Aquarum), que capta las precipitaciones y drena el agua de escorrentía hacia un colector común, denominado río principal. (Vásquez et al, 2016).

La cuenca hidrográfica es un sistema que presenta como principal entrada la lluvia, y como salidas el caudal, la evapotranspiración, el flujo subsuperficial y la percolación. Las tres últimas son salidas que tienen poco valor en el marco de una creciente súbita, pero son importantes en relación al flujo base y en la consideración de modelos de simulación continua, así como en la condición antecedente del suelo en lluvias prolongadas, especialmente de regiones húmedas.

La divisoria es la línea topográfica que separa superficialmente dos cuencas hidrográficas o sistemas de drenaje independiente en dirección y sentido, cuyas salidas no necesariamente coinciden en un río común determinado, (Fattorelli y Fernández, 2011).

La cuenca hidrográfica es toda el área drenada por un curso de agua o por un sistema de cursos de agua, cuyas aguas concurren a un punto de salida. En otras palabras se puede decir que la cuenca hidrográfica, es el área que contribuye a la escorrentía y que proporciona toda la parte del flujo del cauce principal y sus tributarios, (Mejía, 2006).

2.2.3. Partes de una cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica alto andina normalmente consta de tres partes; tal como se puede observar en la figura N° 2.1, (Vásquez et al, 2016).

a) Partes altas:

Estas partes comprenden altitudes superiores a los 3,000 metros sobre el nivel del mar, llegando en algunos casos hasta los 6,500 msnm. En tales áreas se concentra el mayor volumen de agua ya sea en forma de nevados o de lluvia, dado que allí la precipitación pluvial es intensa y abundante; es frecuente asimismo la formación de nevados. La topografía de estas zonas es sumamente accidentada y escarpada; en consecuencia, su potencial erosivo es sumamente alto. La precipitación total anual promedio alcanza los 800 hasta 1,600 mm por año. En esta parte es frecuente observar lagos y lagunas con abundante actividad biológica. Aquí se ubican los pastores y campesinos pobres que normalmente desarrollan una economía de autoconsumo y subsistencia; pero al mismo tiempo en estas zonas se encuentra un gran potencial con recursos mineros.

A estas partes altas también se le llama “cabecera de cuenca”, que son las zonas de mayor disponibilidad de agua y de muy buena calidad y que a partir de allí fluyen hacia las partes medias y bajas de las cuencas, ya sea en forma superficial o subterránea. Estas partes altas son claves para su preservación y protección por ser abastecedoras de agua para el resto de la cuenca.

b) Partes medias:

Son las comprendidas entre los 800 y 3000 msnm. Las precipitaciones promedio que caen en estas zonas varían entre los 100 – 800 mm/año. En estas zonas están los valles interandinos, caracterizados por el clima benigno y variado. La

función de estas partes de la cuenca está relacionada fundamentalmente con el escurrimiento del agua, siendo frecuente en dicho ámbito la presencia de pequeñas ciudades que la circundan, dándose además como característica, una gran actividad económica.

c) Partes bajas:

Abarcan desde el nivel del mar hasta los 800 msnm. La precipitación promedio que cae en la zona es muy escasa (< 100 mm/año), su pendiente es igualmente baja. En este ámbito están los amplios valles costeros, donde se desarrolla una intensa actividad agropecuaria así como también se ubican las medianas y grandes ciudades consumidoras. En estas zonas se ubican los grandes proyectos de irrigación con importantes sistemas de embalse. El potencial de aguas subterráneas de estas zonas es alto.

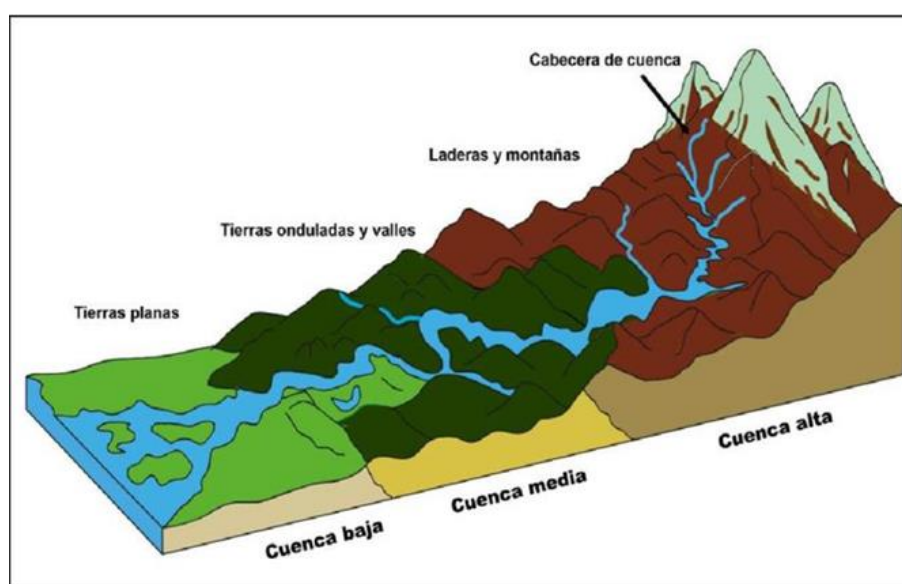


Figura N° 2.1: Esquema donde se muestran las partes de una cuenca hidrográfica

Fuente: A. Vásquez V.

2.2.4. División de una cuenca hidrográfica

Los conceptos de cuenca, sub cuenca y micro cuenca. El punto de partida para dicho análisis es el grado de ramificaciones de los cursos de agua que pueden existir; así por ejemplo se pueden considerar como micro cuencas a los cursos de agua de primer orden, segundo y tercer orden; a sub cuencas, los cursos de agua de cuarto y quinto orden y a cuencas los cursos de agua de sexto orden y

más. El número de orden de un curso de agua o río se inicia a partir del cauce más pequeño y teniendo como punto de referencia los límites definidos por el “Divortium Acuarum”, (Vásquez et al, 2016).

División de una cuenca hidrográfica por área como se muestra en la tabla N° 2.1:

Tabla N° 2.1: División de una cuenca hidrográfica por área

Unidad Hidrográfica	Área (miles de has)
Cuenca	> 50
Sub cuenca	5 – 50
Micro cuenca	< 50

Fuente: A. Vásquez V.

Por ello, observando la figura N° 2.2, se puede considerar como áreas de referencia para diferentes unidades hidrográficas a las siguientes:

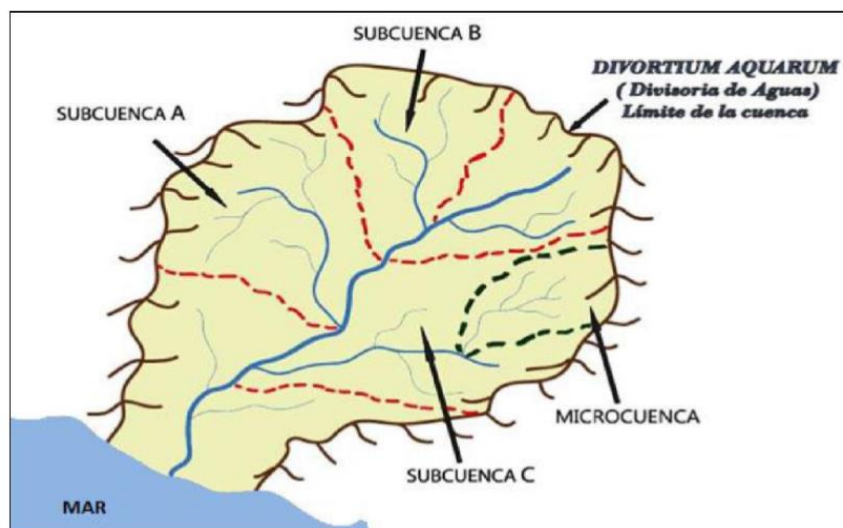


Figura N° 2.2: División de una cuenca hidrográfica; Subcuencas y micro cuencas

Fuente: A. Vásquez V.

2.2.5. Caudal

Caudal, gasto y descarga son sinónimos. Aforar significa medir caudales. Para el ingeniero hidrólogo, el caudal es una variable dependiente en la mayoría de los estudios, puesto que la ingeniería hidrológica se dedica principalmente a estimar volúmenes de flujo, o los cambios en estos valores debido a la acción del hombre, (Linsley, Kohler y Paulhus, 1986).

El caudal de un río es muy variable a lo largo de un año y también de un año a otro. La variable meteorológica es decisiva y el caudal de los ríos depende de las condiciones meteorológicas actuales y la de los años anteriores. Por otra parte, es importante el régimen al cual está sometida la cuenca, lo que depende básicamente de su situación geográfica. Hay ríos que se desarrollan en zonas donde el régimen tiene, sobre todo, características nivales (los caudales dependen, fundamentalmente, de la nieve que se derrite en la cordillera), otros ríos están sometidos a un régimen esencialmente pluvial (los caudales dependen de la lluvia en la cuenca) y también hay cursos de agua sometidos a un régimen mixto nivo-pluvial (los caudales dependen de ambos factores en distintas proporciones), (Mery, 2013).

2.2.6. Análisis de consistencia de datos

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

Si se usa para la comparación de una estación dudosa un patrón construido por las medias de varias estaciones en la región, las inconsistencias ocurridas en una estación serán minimizadas. Para las lluvias, si los cambios de pendiente en las rectas no son debidas a factores meteorológicas, el método puede ser usado para ajustar o homogenizar la serie con coeficientes extraídos del gráfico de doble masa, (Mejía, 2006).

El análisis de consistencia de la información, es el proceso que consiste en la identificación o detección, descripción y remoción de la no homogeneidad e inconsistencia de una serie de tiempo hidrológica, (Villon, 2002).

La no homogeneidad e inconsistencia, son los causales del cambio a que están expuestas las informaciones hidrológicas, por lo cual su estudio, es de mucha importancia para determinar los errores sistemáticos que puedan afectarlas.

La no homogeneidad es una serie de tiempo hidrológica, se debe a factores humanos (tala indiscriminada de una cuenca, construcción de estructuras hidráulicas, etc.) o a factores naturales de gran significancia, como los desastres naturales (inundaciones, derrumbes etc.)

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

El análisis de consistencia de la información, es el proceso que consiste en la identificación o detección, descripción y remoción de la no homogeneidad e inconsistencia de una serie de tiempo hidrológica.

Antes de utilizar la serie histórica para el modelamiento, es necesario efectuar el análisis de consistencia respectivo, a fin de obtener una serie confiable, es decir homogeneidad y consistente.

El análisis de consistencia de la información hidrológica, se realiza mediante los siguientes procesos:

- Análisis visual grafico
- Análisis de doble masa
- Análisis estadístico

2.2.6.1. Análisis visual grafico

Para conocer la causa del fenómeno detectado, se puede analizar de diversas formas, (Villon, 2002).

- Cuando se tienen estaciones vecinas, se comparan los gráficos de las series históricas, y se observa cual periodo varía notoriamente uno con respecto al otro.
- Cuando se tiene una sola estación, esta se divide en varios periodos y se compara con la información de campo obtenida.

- Cuando se tiene datos de precipitación y escurrimiento, se comparan los diagramas, los cuales deben ser similares en su comportamiento.

La interpretación de estas comparaciones, se efectúa conjuntamente con el análisis de doble masa.

2.2.6.2. Análisis de doble masa

Este análisis se utiliza para tener una cierta confiabilidad en la información, así como también, para analizar la consistencia en lo relacionado a errores, que pueden producirse durante la obtención de los mismos, y no para una corrección a partir de la recta de doble masa.

El análisis 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 determinar el rango de los periodos dudosos y confiables para cada estación en estudio, la cual se deberá corregir utilizando ciertos criterios estadísticos, (Villon, 2002).

El análisis de doble masa denominado también de “dobles acumulaciones”, es una herramienta muy conocida y utilizada en la detección de inconsistencias de datos hidrológicos múltiples, cuando se dispone de 2 o más series de datos, en lo que respecta a errores que pueden haberse producido durante la obtención de los mismos, (Mejía, 2006).

2.2.6.3. Análisis estadístico

Después de obtener de los gráficos contruïdos para el análisis visual y de los de doble masa, los periodos de posible corrección, y los periodos de datos que se mantendrán con sus valores originales, se procede a analizar la información de los componentes determinísticas transitorias de las series, (Villon, 2002).

2.2.7. Determinación de caudales máximos

Para diseñar las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento, alcantarillas vertederos de demasías y luz en puentes u otras

estructuras hidráulicas, se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

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

En la estadística existen gran cantidad de funciones de distribución de probabilidad teóricas; obviamente todas las funciones no son para el análisis de máximas avenidas.

La estimación de parámetros de las frecuencias de distribución de probabilidad puede llevarse a cabo por el método de momentos o el método de máxima verosimilitud. En general el método de momentos es más sencillo de aplicar y es el más apropiado para realizar los estudios hidrológicos, (Villon, 2002).

2.2.8. Método SCS para abstracciones

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

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots \dots \dots (1)$$

Del principio de continuidad

$$P = P_e + I_a + F_a \dots \dots \dots (2)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra

$$P = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \dots \dots \dots (3)$$

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

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

$$Ia = 0.2S \dots \dots \dots (4)$$

Con base en esto

$$P = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \dots \dots \dots (5)$$

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

El número de curva y S se relacionan por

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots \dots \dots (6)$$

Dónde: S está en pulgadas.

Los números de curva se aplican a condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III) como se muestra en la tabla N° 2.2, los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.05CN(II)} \dots \dots \dots (7)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \dots \dots \dots (8)$$

Tabla N° 2.2: Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.

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

Fuente: Soil Conservation Service, 1972.

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

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

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

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

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

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

2.2.9. Hidrograma unitario (HU)

El hidrograma unitario es aquella esorrentía superficial ficticio proveniente de una precipitación unitaria uniforme sobre la cuenca, resulta, por lo tanto, una esorrentía superficial de volumen unitario, (Mejía, 2006).

Las características físicas de la cuenca (forma, tamaño, pendiente, cubierta, etc) son constantes, se debe esperar una similitud considerable en la forma de los hidrogramas resultantes de tormentas parecidas. Esta es la esencia del hidrograma unitario.

El hidrograma unitario de t_1 horas, de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante del 1 cm de lluvia neta caída en t_1 horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca, (Chereque, 1989).

El hidrograma unitario de una cuenca, se define como el hidrograma de escurrimiento debido a la precipitación con una altura de exceso. El hidrograma unitario, es un hidrograma típico de la cuenca. Como las características fisiográficas de la cuenca (área, forma, pendiente, etc). De ello el método es lineal, es independiente de la tormenta y dependiente de las características de la cuenca, (Villon, 2002).

2.2.10. Periodo de retorno

El periodo de retorno T o periodo de ocurrencia de una inundación (o tiempo de recurrencia) se define entonces como el tiempo medio en años. En que la inundación es igualada o superada por lo menos una vez, (Mejía, 2006).

El problema ahora se concentra en la fijación del periodo de retorno a ser usado en una obra, ese valor deberá obedecer a criterios económicos que un usuario deberá enfrentar para pagar los beneficios de un sistema. La fijación de T obedece a criterios relacionados con la vida útil de la infraestructura, el tipo de estructura.

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

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/n}} \dots \dots \dots (9)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots \dots \dots (10)$$

Donde:

R = Riesgo permisible o probabilidad de ocurrencia de la máxima descarga durante los n años de la vida útil de la obra. Esa ecuación se encuentra tabulada en la tabla N° 2.3.

Tabla N° 2. 3. Valores del tiempo de retorno para proyectos de obras.

Estructura		T (años)
Caudales de Proyecto		
Vertedor de grandes presas		10000
Vertedor de una presa de tierra		1000
Vertedor de una presa de concreto		500
Galería de aguas pluviales		5 a 20
Bocatomas		25 a 75
Pequeñas presas para abastecimiento de agua		50 a 100
Puentes en carreteras importantes		50 a 100
Puentes en carreteras comunes		25
Lluvias de Proyecto		
Pequeños canales sin dique:	área rural	5
	área urbana	10
Canales grandes sin dique:	área rural	10
	área urbana	25
Pequeños canales con diques:	área rural	10
	área urbana	50
Grandes canales con diques:	área rural	50
	área urbana	100

Fuente: J. Abel Mejía M. hidrología aplicada (2006).

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

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

$$P = \frac{1}{T} \text{ o } T = \frac{1}{P} \dots \dots \dots (11)$$

Donde:

P = Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q.

T = Período de retorno

La probabilidad de que Q ocurra en cualquier año:

$$P = \frac{1}{T} \dots \dots \dots (12)$$

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

$$\bar{P} = 1 - P \quad o \quad \bar{P} = 1 - \frac{1}{T} \dots \dots \dots (13)$$

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

$$\bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots \dots \dots (14)$$

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

$$R = 1 - \bar{P}^n \dots \dots \dots (15)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots \dots \dots (16)$$

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

Período De Retorno De Diseño Recomendado Para Estructuras Menores, ver tabla N° 2.4.

Tabla N° 2.4: Período de retorno de diseño recomendado para Estructuras Menores

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

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

2.3. ASPECTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL

2.3.1. Generalidades

Debemos tener presentes al enfrentarnos al estudio de los ríos. Se debe tener en cuenta tres ideas. En primer lugar, que debemos ver a los ríos como riqueza, como recursos naturales, como fuentes de vida; es decir, como posibilidades de aprovechamiento en beneficio de la humanidad. La hidráulica fluvial tiene mucho que ver con el comportamiento de importantes estructuras hidráulicas. Así, las bocatomas son obras construidas en un río con el objeto de captar sus aguas para utilizar en un proyecto hidráulico. En segundo lugar, tenemos que mirar a los ríos como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos, las avenidas son fenómenos naturales que son producto de la aparición de determinadas condiciones meteorológicas, como de las inundaciones, debido al desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presentan. Y por último la tercera idea que debemos tener presente con la relación a un río en su protección. Debemos proteger al río de la agresión humana, (Rocha, 1998).

La hidráulica fluvial es el movimiento del agua, por su parte, se supone, conocido a través de la hidráulica: así el movimiento uniforme y gradualmente variado en lamina libre, su distribución de tensiones y velocidades, etc. Se han seleccionado, del gran caudal de conocimientos en mecánica de transporte de sedimentos, aquellos de más importancia conceptual y practica para la ingeniería fluvial. Sin estas bases la ingeniería fluvial se reduciría a mero empirismo, (Martin, 2003).

2.3.2. Movilidad fluvial

La escorrentía superficial se origina en la precipitación. La lluvia puede producirse en una parte de la cuenca o en toda la cuenca, depende varios factores, entre ellos tamaño de cuenca y lluvia generalizada en una cuenca. También puede definirse como un sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca

En un rio no existe movimiento permanente porque el caudal está variando continuamente (a veces lentamente; otras, rápidamente). El movimiento permanente es variable con respecto al tiempo, puede darse en un canal hecho y operado por el hombre, en el que el caudal es permanente.

En un rio tampoco hay movimiento uniforme pues la sección transversal es muy cambiante a lo largo de su recorrido. La sección de un rio no es prismática. En muchos casos existe o hacemos como si existiese, un movimiento cuasi-uniforme y también podría hablarse de un movimiento cuasi-permanente, (Rocha, 1998).

2.3.3. Sedimento

EL Sedimento es el material sólido granular que se encuentra en el lecho de un río, el cual ha sido transportado y depositado por el mismo río a lo largo de su evolución morfológica, es denominado sedimento aluvial. Por otra parte, el material detrítico proveniente de los procesos de meteorización de roca madre, que cae por gravedad depositándose al pie de laderas o en canales de fuerte pendiente en zonas de montaña, se denomina sedimento coluvial.

El Subcomité de Terminología Sedimentológica de la Unión Americana de Geofísicos (AGU) ha adoptado la siguiente definición para los sedimentos:

Los sedimentos son “Fragmentos de material transportado por, suspendido en, o depositado por agua o aire, o acumulado en los lechos por otros agentes naturales; cualquier acumulación detrítica, tal como lo es”. (Basile, 2018).

Es una palabra que tiene diferentes significados en diferentes ciencias. En hidráulica Fluvial entendemos por sedimento cualquier material, más pesado que el agua, que es transportado en algún momento por la corriente y luego depositado.

Los sedimentos están constituidos por materiales no cohesivos, como limos, arenas, gravas y eventualmente piedras. A los sedimentos así entendidos se les denomina sólidos, (Rocha, 1998).

2.3.4. Transporte de sedimentos

Las características generales del transporte de sólidos de los ríos, teniendo en mente las estructuras hidráulicas que en ellos se constituyen, en un fondo móvil el lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. También los cambios morfológicos de la sección transversal determinan variaciones en el transporte de sólidos, (Rocha, 1998).

Podemos distinguir entre aquellas partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y ruedan o se deslizan constituyendo el arrastre o transporte sólido de fondo, y aquellas que van en suspensión. Algunas partículas se transportan de un modo peculiar: a saltos. A esta modalidad se denomina transporte por “saltación”, Ver la figura 2.3.

El material en suspensión está constituido por las partículas más finas, y prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal

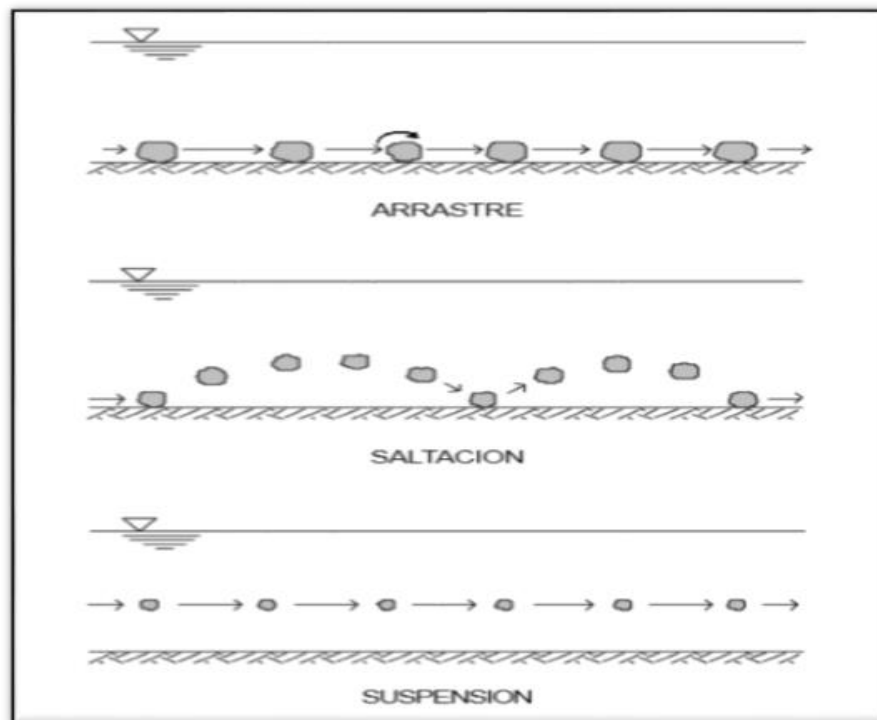


Figura N° 2.3: Modos de Transporte de Sólidos.

2.3.5. Morfología fluvial

En la naturaleza es muy raro encontrar cauces rectos y regulares. En cambio, se distinguen dos morfologías fluviales típicas. La primera es el cauce trenzado (ver figura 2.4). Es un cauce muy ancho, compuesto por una multiplicidad de cauces menores entrelazados o trenzados, que dejan islas (sumergibles) entre si al unirse y separarse, son cauces inestables en el sentido de que una crecida puede cambiarlos considerablemente. De este modo se llaman “divagantes” porque un brazo principal puede encontrarse tan pronto en el lugar como en otro. Su presencia se asocia a una gran capacidad de transporte de sólido, dicho de otro modo, una corriente muy cargada de sedimentos es propensa a formar un cauce trenzado, esto ocurre en cauce de montaña con pendientes altas y sedimentos gruesos, (Martín, 2003).

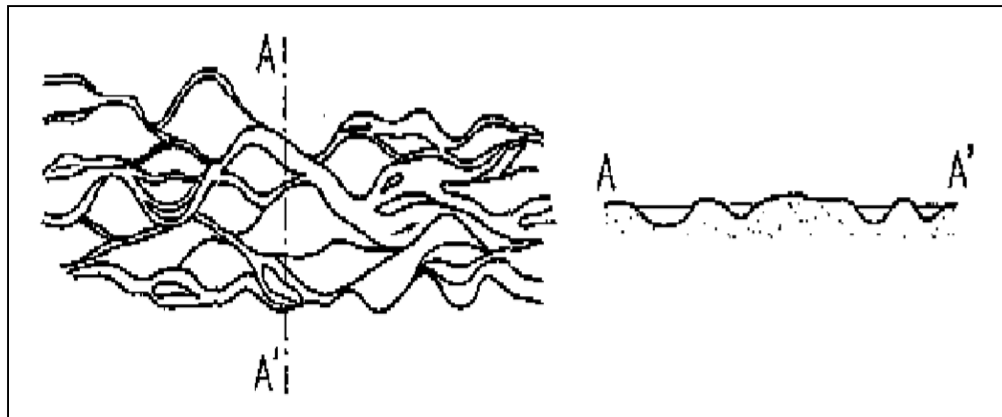


Figura N° 2. 4: Planta y sección transversal de un cauce trenzado.

Se denomina morfología fluvial, o fluviomorfología, al estudio de las varias formas que caracterizan a los ríos.

La fluviomorfología implica el estudio de los cambios que experimenta un río, tanto en su recorrido (perfil longitudinal), como en su sección transversal (lecho y márgenes). Sin embargo, debe precisarse que la fluviomorfología no solo le interesa el estudio de las formas actuales que tiene un río, sino fundamentalmente la explicación y manera de como el río ha llegado a su presente forma, (Rocha, 1998).

2.3.6. Clasificación de los ríos por su edad

Los ríos pueden ser clasificados de muchas formas y maneras. Cada clasificación tiene origen y finalidad específica. En todo caso las clasificaciones sirven para obtener un mejor conocimiento del comportamiento fluvial. Se afirma generalmente que esta clasificación es de origen geomorfológico. Según ella se distinguen tres tipos de ríos; jóvenes, maduros y viejos, (Rocha, 1998).

a. Ríos Jóvenes.

Corresponde al estado inicial de los ríos, Cuando el agua forma su curso inicial, este tiene una sección en forma de V y son muy irregulares y constituidos de materiales fracturados. El cambio frecuente de curso es una de sus principales características es decir la tendencia a la divagación y al abandono de cauce es notable.

b. Ríos maduros.

Cuando el río se convierte en maduro, se amplía su sección transversal su cauce es ancho, disminuye su pendiente, donde el río está en equilibrio o próximo a él. La pendiente y la energía del río son suficientes para transportar el aporte sólido que llega a él.

c. Ríos viejos

Los ríos viejos corresponden a un estado más avanzado de desarrollo, donde la pendiente del río sigue disminuyendo y su ancho aumenta. El río está confinado, encauzado y controlado.

2.3.7. Clasificación de los ríos por su morfología

Desde el punto de vista morfológico hay tres grandes grupos de ríos como se muestra en la figura N° 2.5. Ellos son: rectos entrelazados y meandricos, (Rocha, 1998).

1. Ríos rectos.

Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la naturaleza. A veces sucede que existe sucede que exista un sistema de encausamiento recto, constituido por diques paralelos dentro de él, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad. Para el caudal de diseño el río ocupa toda la sección transversal y se comporta si fuera recto. En determinados encauzamientos ocurre que lo más peligroso para el sistema de defensas no es el caudal máximo, sino uno menor, para el cual el río desarrolla curvas, una de las cuales puede atacar casi frontalmente los diques de encauzamiento.

2. Ríos entrelazados.

A veces se llaman ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calados) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas.

3. Ríos meandricos.

Están formados por una sucesión de curvas. Las características de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben generalmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial.

La clasificación es ilustrativa de las tres formas principales que suelen tener los ríos:

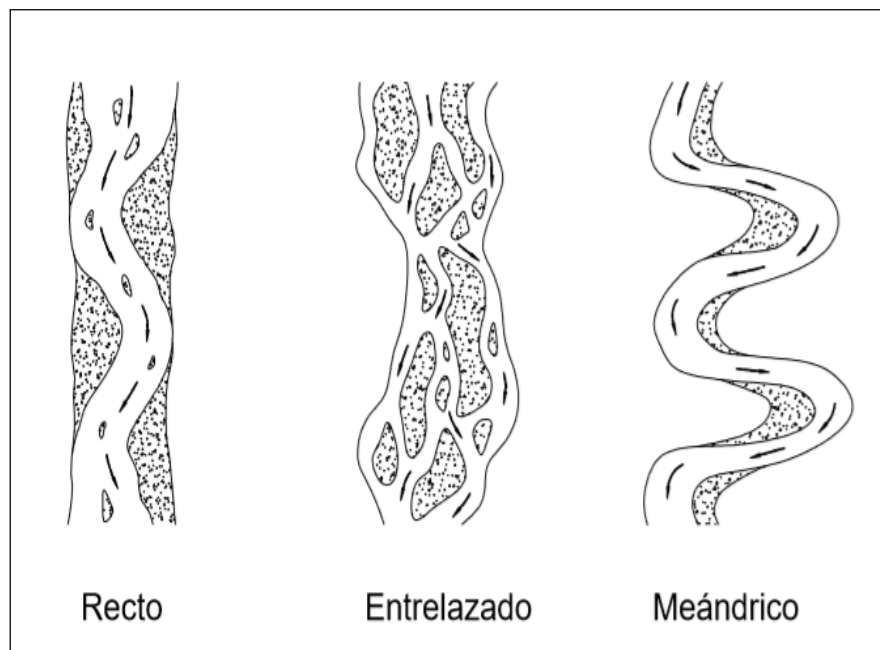


Figura N° 2.5: Clasificación morfológica de los ríos

2.3.8. Perfil longitudinal

En recorrido fluvial tiene una tendencia natural y curvatura natural. Los ríos están formados por una sucesión de curvas, a lo largo de un río las pendientes son variables desde sus nacientes hasta su desembocadura, en las partes altas generalmente están con pendientes mayores y en las partes bajas de los cauces fluviales la pendiente disminuye notablemente. En correspondencia con estas pendientes en las partes altas se encuentran las mayores velocidades y el material sólido transportado está constituido por partículas gruesas. En las partes bajas las velocidades son menores y también lo es el diámetro característico del material sólido transportado. Existe, pues, correlación entre pendientes, velocidades y tamaño característico de los sólidos en movimiento, (Rocha, 1998).

En la figura N° 2.6: se aprecia el perfil longitudinal representativo de un río. Como se ve, el perfil típico es cóncavo hacia arriba y resulta así del balance que se establece entre la capacidad de transporte de la corriente y el tamaño y cantidad de los sólidos aportados por la cuenca. En la mencionada figura se aprecia tres tramos principales y las secciones transversales típicas para cada uno de ellos.

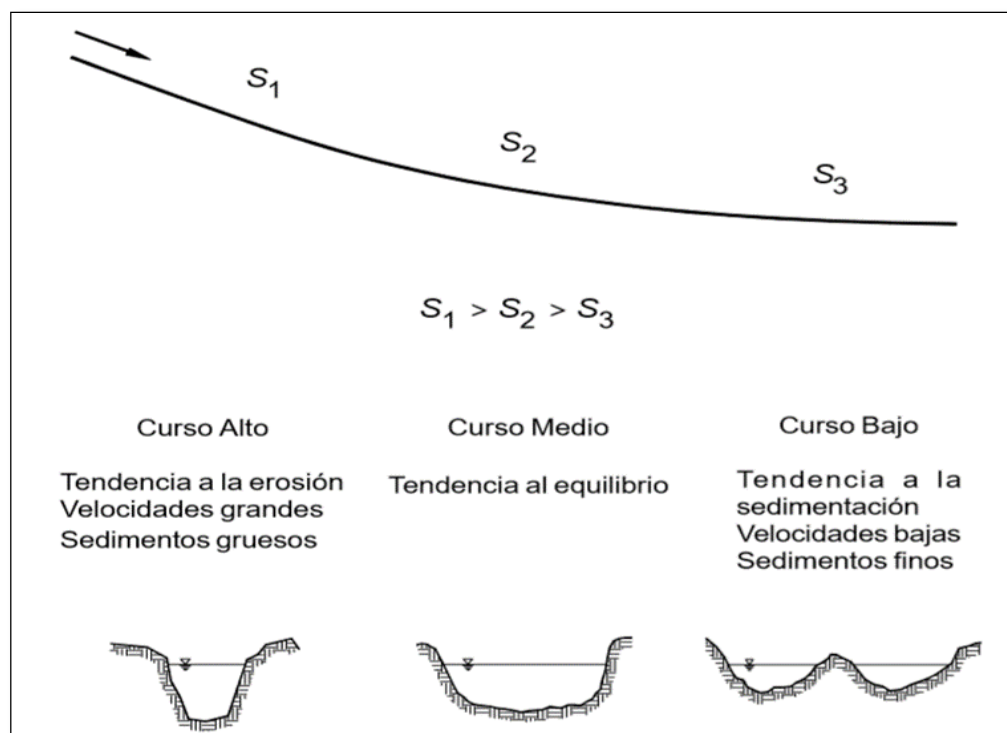


Figura N° 2.6: Esquematzación del perfil longitudinal y secciones transversales típicas de un río, a lo largo de su recorrido

2.4. SISTEMA DE CAPTACIÓN

2.4.1. Estructura de captación

Las estructuras de captación o bocatomas sirven para captar un caudal determinado para fines de aprovechamiento hidráulico. Una Bocatoma es necesaria para derivar aguas del río a un canal.

En conclusión una estructura de captación es una estructura hidráulica, que se utiliza para hacer ingresar el agua de una fuente de aprovechamiento que puede ser un río o una laguna a un canal de derivación, (Arias y Mejía, 1992).

Una bocatoma es la obra destinada a captar un cierto caudal líquido de un río, lago o embalse. La bocatoma puede ser superficial o profunda. Cuando se capta

desde un río o cauce natural, la bocatoma es superficial, en cambio, cuando se capta en un embalse la bocatoma es profunda, (Mery, 2013).

2.4.2. Componentes de una estructura de captación

Teniendo en cuenta los factores topográficos, material de arrastre, etc. Se podría prescindir de algunas de las partes, (Arias y Mejía, 1992).

Se consideran las siguientes:

- Ventanas de captación con compuertas para derivar el gasto de entrada.
- Canal de limpia para evacuar sedimentos.
- Barraje o azud.
- Trampas para material de fondo y rejillas para material flotante.
- Disipadores de energía para los cambios de régimen.
- Aliviadero de demasías para evacuar las excedencias en la captación.
- Medidores o aforadores.
- Muros de encauzamiento o muros de protección de la estructura.
- Desarenadores o sedimentadores.

Indica que los principales elementos de una estructura de captación lateral a pelo libre son: según Rocha (1998).

- Vertedero fijo o Presa derivadora.
- Vertedero móvil o Barraje móvil.
- Presa no vertedora.
- Muros de encauzamiento.
- Ventanas de Captación.
- Compuerta de captación.
- Pozas disipadoras de energía.
- Muro guía.
- Canal desripador.
- Diques de encauzamiento.

2.5. MODELOS HIDROLOGICOS

2.5.1. Definición

El objetivo del análisis es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensuales y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan sus entradas y salidas.

Se define un modelo de un sistema como la conceptualización de las interrelaciones y respuestas de un sistema real, a la que se incorpora la esencia del mismo, y que es capaz de predecir las interacciones principales y sus respuestas a un conjunto de condiciones propuesto, es decir es la representación artificial del sistema, (Chow, 1994).

2.5.2. Modelos hidrológicos bidimensionales

Todos los modelos son aproximaciones de la realidad, luego la salida de un sistema real nunca puede pronosticarse con certeza: asimismo los fenómenos hidrológicos varían según sus dimensiones del espacio y el tiempo.

2.5.3. HEC – HMS

HEC – HMS es un modelo matemático de simulación hidrológica que permite simular el fenómeno de lluvia – escorrentía a través de diferentes modelos conceptuales que requiere la cuenca.

Todos los esquemas que utiliza el programa son de tipo determinístico. O sea que la relación causa - efecto entre las magnitudes hidrológicas no se basa en cálculos estadísticos sino en relaciones matemáticas basadas en hipótesis físicas.

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

En el modelo HEC-HMS versión 4.3 se calcula las precipitación efectiva (resta las perdidas), transforma la precipitación efectiva a caudal y permite incorporar flujo base, para un evento de tormenta, (Villon, 2008).

2.5.4. HEC - RAS

Hec tiene la capacidad de realizar un enrutamiento hidrodinámico bidimensional (2D) dentro de la porción de análisis de flujo inestable de HEC-RAS. El usuario ahora puede realizar un modelado unidimensional (1D) de flujo inestable, un modelado bidimensional (2D) de flujo inestable (ecuaciones de Saint Venant 2D o ecuaciones de ondas de difusión), así como un enrutamiento combinado de flujo inestable 1D y 2D. Las áreas de flujo 2D en HEC-RAS se pueden usar de varias maneras.

El modelado de flujo 2D se logra agregando elementos de área de flujo 2D al modelo de la misma manera que agregando un área de almacenamiento. Se agrega un área de flujo 2D dibujando un polígono de área de flujo 2D; desarrollando la malla de computación 2D; luego se vinculan las áreas bajas 2D a los elementos del modelo 1D y / o se conectan directamente las condiciones de contorno a las áreas 2D, (Brunner, 2016).

2.5.4.1. CALCULO UNIDIMENSIONAL

Los perfiles de la superficie de agua son calculados desde una sección transversal a la siguiente, mediante la solución de la ecuación de Energía, con un proceso iterativo, (Brunner, 2016).

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e \dots \dots \dots (17)$$

Donde:

Z_1 y Z_2 = Elevación del canal principal

Y_1 y Y_2 = Tirante de la sección Transversal

α_1 y α_2 = Coeficientes de ponderación de velocidad.

(Coeficiente de Coriolis = 1.0)

h_e = Pérdida de energía.

La pérdida de energía entre dos secciones está compuesta de las pérdidas por fricción y las pérdidas por contracción o expansión. La ecuación de pérdida de energía está dada por:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \dots \dots \dots (18)$$

Donde:

L = Longitud promedio del tramo

\bar{S}_f = Pendiente representativa de fricción entre dos secciones

C = Coeficiente de perdida por contracción o expansión.

La longitud promedio del tramo L , se calcula como sigue:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \dots \dots \dots (19)$$

Donde:

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} = Longitud de los tramos entre secciones transversales, margen izquierda, centro y margen derecha, respectivamente.

$\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}$ = Promedio aritmético del caudal entre secciones de la margen izquierda, centro y margen derecha, respectivamente.

2.5.4.2. SUBDIVISIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES

Para la determinación del transporte total y el coeficiente de velocidad en una sección transversal, se requiere que el flujo sea subdividido en unidades, para lo cual la velocidad está uniformemente distribuida. La aproximación utilizada en HEC-RAS es subdividir el flujo de las áreas de las márgenes, usando los puntos de corte de los valores de n de las secciones transversales ingresadas (puntos en donde los valores de n cambian), como base para la subdivisión, (Brunner, 2016).

Se calcula a partir de la Ecuación de Manning (basada en unidades SI):

$$Q = K \cdot S_f^{1/2} \dots \dots \dots (20)$$

$$K = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} \dots \dots \dots (21)$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning, por subdivisión.

A = Área de flujo, por subdivisión.

R = Radio hidráulico, por subdivisión.

2.5.4.3. MODELAMIENTO 2D EN HEC-RAS

- La metodología que utiliza HEC-RAS 2D es el algoritmo de Volumen Finito Implícito – más rápido que explícito, las Celdas pueden iniciar secas.
- Usa la Ecuación de Difusión 2D o Saint Venant Completa 2D – Se puede Elegir velocidad o presión.
- Las soluciones 1D y 2D están acopladas paso de tiempo por paso de tiempo- más rápido y más preciso ya que no tiene que cambiar entre dos motores.
- Malla computacional estructurada o no estructurada - puede usar polígonos multipunto.
- Las celdas no tienen celdas de fondo plano – tamaño celda según características del terreno, No pierda detalles del terreno.
- El terreno y la malla se procesan en las tablas Hidráulicas - pueden usar celdas más grandes para que los cálculos sean más rápidos.
- Las celdas computacionales pueden estar parcialmente húmedas - extensión más precisa.
- Mapeo puede hacerse dentro de HECRAS – usando RAS-Mapper es más fácil.
- Las ecuaciones son promediadas verticalmente para obtener, Las ecuaciones de aguas poco profundas de Saint Venant, (Brunner, 2016).

$$\frac{\partial u_x}{\partial t} + u_x \frac{\partial u_x}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_x}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + v \left[\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} \right] + f_x \dots \dots \dots (22)$$

$$\frac{\partial u_y}{\partial t} + u_x \frac{\partial u_y}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_y}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + v \left[\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial y^2} \right] + f_y \dots \dots \dots (23)$$

- Ecuaciones de momentum para la dirección x- e -y, Pero sólo se necesita un componente "cara-normal".
- Las ecuaciones de momentum son no lineales y Dependen tanto de la velocidad como de la elevación de la superficie del agua

El HEC-RAS (Centro de Ingeniería Hidrológica – Sistema de Análisis de Ríos, Hydrologic Engineering Center – River Análisis System), es una aplicación que permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales, desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU (US Army Corps of Engineers)

Con el HEC RAS se facilita el cálculo de los perfiles de agua y de los parámetros hidráulicos del cauce. El programa permite desarrollar el cálculo de los niveles de la superficie del agua de un flujo gradualmente variado. El sistema que se maneja puede ser uno solo río o una red de ríos. El componente del estudio del flujo puede hacer el estudio de régimen subcrítico, supercrítico o la mezcla de los dos, (Villon, 2009).

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁMBITO DE ESTUDIO

3.1.1. Ubicación del ámbito de estudio

3.1.1.1. Ubicación Política

Políticamente la ubicación del estudio de la Bocatoma Jila San Jerónimo, se encuentra ubicado en la provincia de Azángaro, inmerso en la región Puno, tal como se muestra en la Figura 3.1, y se describe a continuación:

- Región : Puno
- Provincia : Azángaro
- Distrito : Asillo
- Centro Poblado : Progreso
- Localidad : Jila San Jerónimo

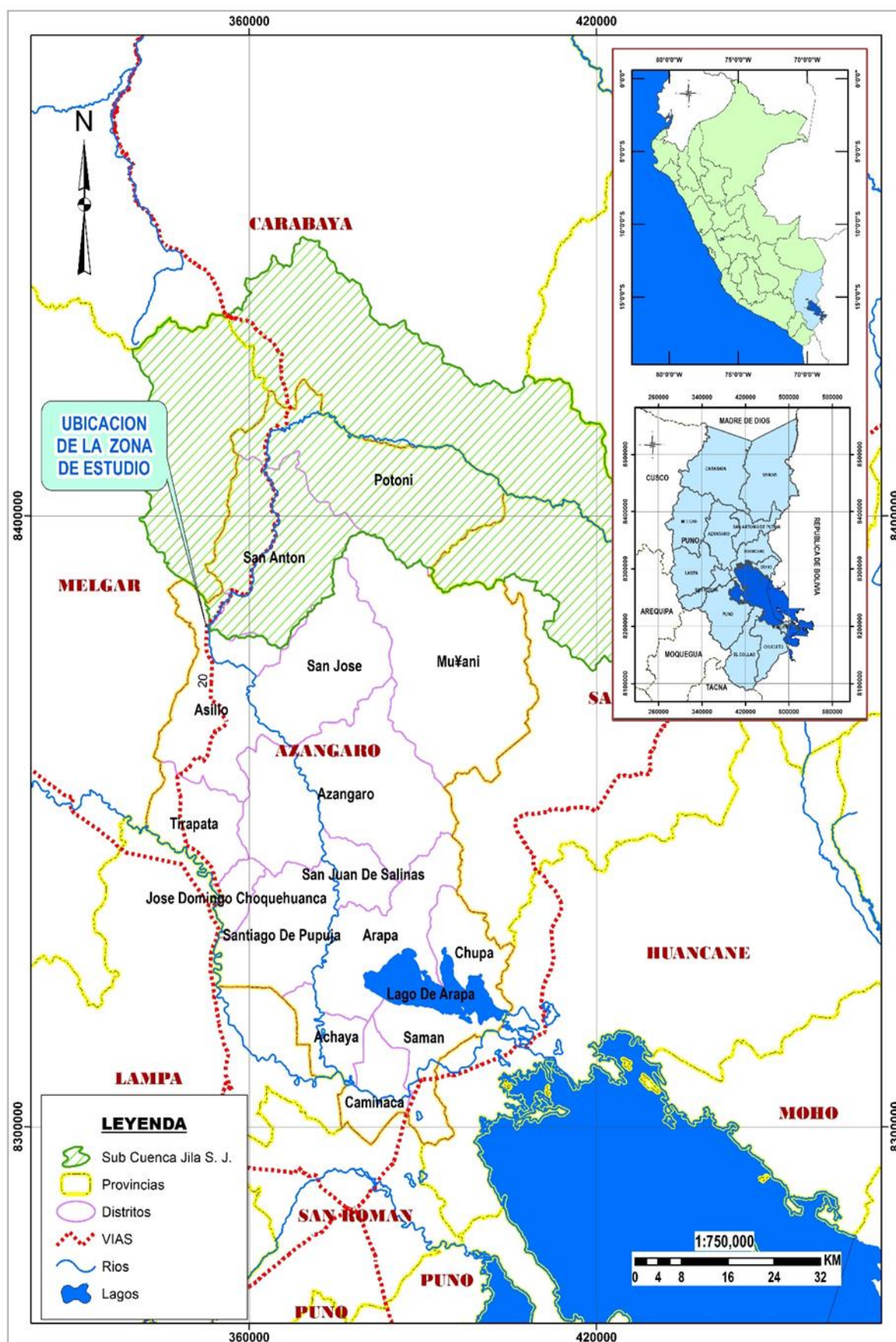


Figura N° 3.1: Mapa de Ubicación Política del Sistema
Fuente: Elaboración Propia

3.1.1.2. Ubicación Geográfica

Geográficamente la cuenca, se encuentra dentro del sistema integral Azángaro y ubicado en las siguientes coordenadas UTM.

- Norte : 8381097.76
- Este : 353131.62
- Altitud : 3,950.00 – 5,300.00 m.s.n.m.

3.1.1.3. Ubicación Hidrográfica

Hidrográficamente la Subcuenca del río Crucero, se encuentra ubicado en la región hidrográfica del Titicaca, Unidad Hidrográfica Azángaro (UH 019) y se describe a continuación:

- Cuenca : Azángaro UH 019
- Vertiente : Titicaca

3.1.1.4. Ubicación Administrativa

Para fines de administración de los recursos hídricos, la zona de estudio se encuentra dentro del ámbito de la Administración Local de Agua Ramis (ALA Ramis), que pertenece a la Autoridad Administrativa del Agua XIV Titicaca - Puno, ambos son órganos desconcentrados de la Autoridad Nacional del Agua (ANA).

3.1.2. Accesibilidad

El acceso al área de proyecto se logra a través del siguiente trayecto:

Accesibilidad al ámbito del proyecto se muestra en la tabla N° 3.1.

Tabla N° 3.1: Accesibilidad al ámbito del proyecto.

N°	TRAMO	DISTANCIA (Km.)	TIEMPO (min.)	TIPO DE VIA	VIA PRINCIPAL
1	Puno - Juliaca	45	45 minutos	Asfaltada	Puno – Juliaca
2	Juliaca - Azángaro	70	55 minutos	Asfaltada	Juliaca – Azángaro
3	Azángaro - Progreso	45	30 minutos	Asfaltada	Azángaro – San Antón
4	Progreso - Jila San Jeronimo	10	30 minutos	Asfaltada	Azángaro – San Antón

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.3. Información cartográfica

Para el estudio de la subcuenca hidrográfica Crucero, se ha utilizado las cartas nacionales de restitución aerofotográficas elaboradas por el instituto geográfico militar (I.G.M.) a escala 1/100 000, siendo estas las siguientes que abarcan el ámbito de estudio de la cuenca del río Crucero:

- Nuñoa : 29-U
- Antauta : 29-V
- Crucero : 29-X
- Sandía : 29-Y
- Melgar : 30-U
- San Antón : 30-V
- Putina : 30-X
- Ananea : 30-Y

3.1.4. Información Meteorológica

a) Información Meteorológica: Es necesario identificar un período común de análisis, siendo este 1964 - 2018, de acuerdo a la información disponible y que se requiere para efectos de cálculo, siendo estos los parámetros meteorológicos, de las estaciones de Progreso, Ananea, Limbani, Macusani, Muñani, Cuyo Cuyo, y Crucero.

Para la realización del procedimiento tanto para datos de precipitación y descargas se han agrupado las estaciones según pertenezcan a una cuenca o zona hidrológica con comportamiento similar. Se dispuso de los parámetros de precipitación máxima 24 horas, estos datos fueron proporcionados por el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología).

3.2. MATERIALES Y EQUIPOS DE CAMPO

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

a) Materiales y Equipos de Gabinete

- Equipo de cómputo laptop
- Impresora
- Programas de cómputo Microsoft office (Word, Excel y Power Point), AutoCAD Civil 3D 2016, ArcGis 10.3, HEC – HMS (Hydrologic Modeling System), HEC – RAS (River Análisis System), y otros.

b) Materiales y Equipos de Campo

- Estación Total y accesorios.
- GPS Navegador Garmin Etrex
- Calculadora.
- Wincha de 50m.
- Libreta de campo y lapiceros.
- Pintura esmalte y brochas.
- Estacas de madera y fierro
- Cámara Fotográfica.
- Camioneta

c) Servicios.

- Ploteo de planos.
- Impresión
- Fotocopias
- Anillados
- Escaneados y otros

3.3. METODOLOGIA

La metodología a seguir para lograr los objetivos del presente proyecto son los siguientes:

Fase I: trabajos de campo:

Reconocimiento de la cuenca en el campo.

Recopilación de información existente.

Levantamiento topográfico con estación total.

Fase II: trabajos en gabinete:

Luego de obtener la información de campo con Estación Total se procede al procesamiento y dibujo respectivos.

Evaluación de las estaciones meteorológicas.

Análisis y depuración de la información recabada de campo y así mismo de la información meteorológica.

Fase III: resultados:

Usa la misma información recolectada y procesada en la fase II de evaluación pero contempla la realización de modelos físicos y/o matemáticos a escala (Prototipos).

3.3.1. Parámetros geomorfológicos de la subcuenca

Los parámetros geomorfológicos en la subcuenca Crucero han sido calculados en base a su capacidad de respuesta a la precipitación en forma de escorrentía tales como: Área, Perímetro, Longitud del Cauce Principal, Ancho Promedio, Coeficiente de Compacidad. Factor de forma, Radio de circularidad y Pendiente Media, como se puede ver en la tabla N° 3.2.

En la cartografía disponible, se delimita la subcuenca del río Crucero a partir de la localidad de Jila San Jerónimo, utilizando el programa ArgGIS.

A. Área de cuenca (A)

La delimitación de la subcuenca Crucero se hizo sobre un plano o mapa de curvas de nivel siguiendo las líneas de divortium acuarum (parteaguas), la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación que en cada sistema de corriente fluye hacia el punto de salida de la cuenca.

La subcuenca Crucero que se encuentra ubicada políticamente en los distrito Asillo y abarca los distritos de San Anton, Potoni y parte del distrito de Ananea; provincia de Azángaro región Puno. Hidrográficamente esta subcuenca Crucero aporta sus aguas directamente a la cuenca Azángaro.

Área de la subcuenca Crucero (A) = 4099.9 km².

B. Perímetro de la cuenca (P)

Es la longitud de la línea de divortium acuarum. Se mide mediante el curvímetero o directamente se obtiene del Software en sistemas digitalizados.

Perímetro de la cuenca delimitada (P) = 427.3 km

C. Longitud del río principal (L)

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta un punto fijo de interés, puede ser una estación de aforo o desembocadura, expresado en unidades de longitud.

La longitud del río principal de la subcuenca del río (L) = 156.7 Km

D. Ancho promedio de la cuenca (Ap)

Relación entre el área de la cuenca y la longitud del cauce principal, cuya expresión es la siguiente:

$$A_p = \frac{A}{L} \dots \dots \dots (24)$$

Dónde:

A_p = Ancho promedio de la cuenca (Km).

A = Área de la cuenca (Km²).

L = Longitud del cauce principal (Km).

El ancho promedio de la subcuenca $A_p = 26.2$ km

E. Coeficiente de compacidad (Kc)

Parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Este parámetro, al igual que el anterior, describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración de del sistema hidrológico.

Las cuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

$$K_c = 0.282 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \dots \dots \dots (25)$$

Dónde:

P = Perímetro de la cuenca (Km).

A = Área de la cuenca (Km²).

De la expresión se desprende que K_c siempre es mayor o igual a 1, y se incrementa con la irregularidad de la forma de la cuenca. Este factor adimensional constituye un índice indicativo de la tendencia de avenida en una cuenca.

Cuando el $K_c = 1$: tiempo de concentración menor, cuenca circular, mayor tendencia a crecientes y $K_c = 2$: tiempo de concentración mayor, cuenca de forma alargada, menor tendencia a crecientes

El coeficiente de compacidad de la subcuenca $k_c = 1.88$

Este valor es más cercano a 2 que a 1, indica que la cuenca es de forma alargada debiéndose estar menos expuesta a las crecientes que una cuenca de forma redondeada

F. Factor de forma (Ff)

Es la relación entre el área (A) de la cuenca y el cuadrado de la longitud máximo recorrido del cauce (L). Este parámetro mide la tendencia de la cuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

$$Ff = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots (26)$$

Dónde:

A = Área dela cuenca (Km²).

L = Longitud del cauce principal (Km).

El factor de forma determinado para la subcuenca Ff= 0.17

Lo cual explica que la subcuenca es de forma alargada, y estaría menos sujeta a crecientes continuas

G. Radio de circularidad (Rc)

Relaciona el área de la cuenca y la del círculo que posee una circunferencia de longitud igual al perímetro de la cuenca. Su valor es 1 para una cuenca circular y 0.785 para una cuenca cuadrada

$$Rc = \frac{4\pi A}{P^2} \dots\dots\dots (27)$$

Dónde:

P = Perímetro de la cuenca (Km).

A = Área de la cuenca (Km²).

El radio de circularidad es Rc= 0.28 km

Los valores del radio de circularidad de la subcuenca Crucero denotan que las formas son alargadas, ya que todos los valores están por debajo de 0.785

Parámetros geomorfológicos de la subcuenca Crucero.

Tabla N° 3.2: Parámetros geomorfológicos de la subcuenca Crucero

PARAMETROS DE FORMA DE LA CUENCA		
Área total de la subcuenca	4099.9	Km ²
Perímetro de la subcuenca	427.3	Km
Longitud del río principal	156.7	Km
Ancho promedio de la subcuenca	26.2	Km
Coeficiente de compacidad	1.88	-
Factor de forma	0.17	-
Radio de circularidad	0.28	Km

Fuente: Elaboración Propia

3.3.2. Parámetros de relieve de la subcuenca

El relieve posee una incidencia más fuerte sobre la escorrentía que la forma, dado que a una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas en la red de drenaje y afluentes al curso principal. Es así como a una mayor pendiente corresponderá una menor duración de concentración de las aguas de escorrentía en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

Para describir el relieve de una cuenca existen numerosos parámetros que han sido desarrollados por varios autores; entre los más utilizados destacan:

- Curva hipsométrica.
- Polígono de frecuencias.
- Altitud media de la cuenca (Hm).
- Altitud de frecuencia media.
- Altitud más frecuente.
- Pendiente media de la cuenca.

a. Curva hipsométrica.

Es utilizada para representar gráficamente cotas de terreno en función de las superficies que encierran. Para su trazado se debe tener en cuenta que sobre la sección de control (altitud mínima de la cuenca), se tiene el cien por ciento de su superficie. Si se ubica en el punto más alto de la cuenca y se calcula a partir de cada curva de nivel, las áreas acumuladas por encima de ellas, se puede construir la curva hipsométrica ver figura N° 3.2.

En general, tanto las alturas como las superficies son definidas en términos porcentuales.

Llamada también Curva de Área – Elevación, representa gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes.

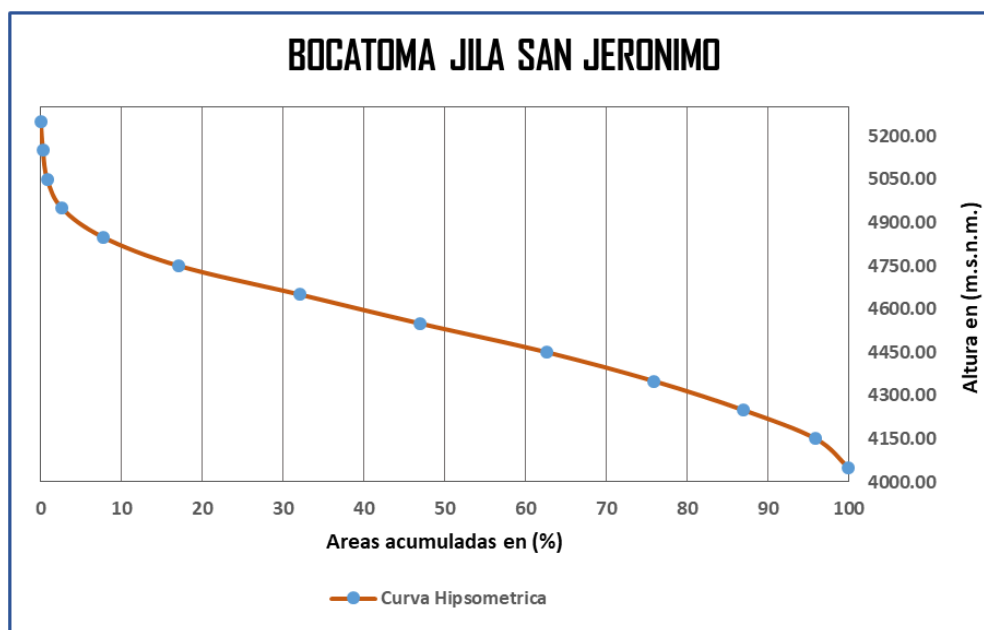


Figura N° 3.2: Curva hipsométrica (grafica la elevación del terreno)
Fuente: Elaboración Propia

b. Polígono de Frecuencia

Se denomina así a la representación gráfica de la relación existente entre altitud y la relación porcentual del área a esa altitud con respecto al área total. En el polígono de frecuencias existen valores representativos como: la altitud más frecuente, que es el polígono de mayor porcentaje o frecuencia. La distribución gráfica del porcentaje de superficies ocupadas por diferentes rangos de altitud

para la sub cuenca del río Crucero, se distingue que el mayor porcentaje de área concentra es en la altitud 4450 msnm.

La mayor altitud se concentra en la parte alta de la subcuenca, tomando la altitud media como punto de referencia como se puede observar en la figura N° 3.3.

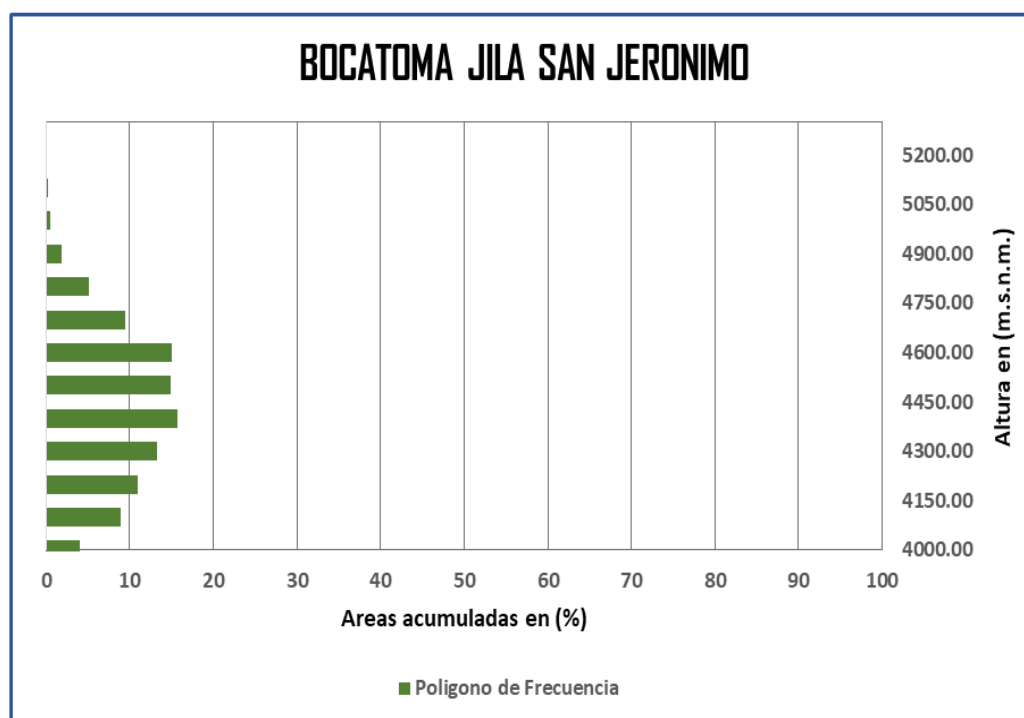


Figura N° 3.3: Polígono de frecuencia representa el porcentaje de área en cada cota

Fuente: Elaboración Propia

c. Altitud media de la subcuenca

Corresponde a la ordenada media de la curva hipsométrica, y su cálculo obedece a un promedio ponderado: elevación – área de la cuenca. La altura o elevación media tiene importancia principalmente en zonas montañosas donde influye en el escurrimiento y en otros elementos que también afectan el régimen hidrológico, como el tipo de precipitación, la temperatura, etc. Para obtener la elevación media se aplica un método basado en la siguiente fórmula:

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \times a_i)}{A} \dots \dots \dots (28)$$

Dónde:

H_m = Elevación media de la cuenca (msnm).

C_i = Cota media del área i , delimitada por 2 curvas de nivel (msnm).

a_i = Área entre curvas de nivel (Km²).

A = Área total de la cuenca (Km²).

La altitud media de la subcuenca Crucero es de 4700.6 m.s.n.m.

d. Altitud de frecuencia media

Es la altitud correspondiente al punto de abscisa media de la curva de frecuencia de Altitudes, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% por debajo de ella.

La altitud de frecuencia media de la subcuenca Crucero es de 4050.0 m.s.n.m., es donde se tiene mayor porcentaje de área de la subcuenca del río Crucero.

e. Pendiente media de la cuenca

Este parámetro de relieve es importante debido a su relación con el comportamiento hidráulico de drenaje de la cuenca, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas. Para su estimación se emplea el sistema del "Rectángulo Equivalente".

$$S_m = \frac{H}{L_m} \dots \dots \dots (29)$$

Dónde:

S_m = Pendiente media de la cuenca.

H = Desnivel total (cota en la parte más alta-cota en la parte más baja), en Km.

L_m = Lado mayor del rectángulo equivalente (Km).

La subcuenca del río Crucero tiene una pendiente media de 0.0071 m/m

3.3.3. Parámetros de la red hidrográfica

La red hidrográfica corresponde al drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas de los escurrimientos superficiales, hipodérmicos y

subterráneos de la cuenca. La red de drenaje es, probablemente, uno de los factores más importantes a la hora de definir un territorio. De ella se puede obtener información en lo que concierne a la roca madre y a los materiales del suelo, a la morfología y a la cantidad de agua que circula, entre otros.

Diversos autores coinciden en afirmar que mientras mayor sea el grado de bifurcación del sistema de drenaje de una cuenca, es decir, entre más corrientes tributarias presente, más rápida será la respuesta de la cuenca frente a una tormenta, evacuando el agua en menos tiempo. En efecto, al presentar una densa red de drenaje, una gota de lluvia deberá recorrer una longitud de ladera pequeña, realizando la mayor parte del recorrido a lo largo de los cauces, donde la velocidad del escurrimiento es mayor.

En virtud de lo anterior, se han propuesto una serie de indicadores de dicho grado de bifurcación, como la densidad de corrientes y la densidad de drenaje. Para analizar la red hidrográfica superficial de una cuenca, se han utilizado los siguientes parámetros:

- Numero de orden de ríos
- Pendiente media del río principal

a) Numero de orden de ríos

Es el grado de ramificación de las corrientes de agua, para su determinación se considera el número de bifurcaciones que tienen los tributarios, asignándoles un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde su nacimiento hasta su desembocadura. De manera que el orden atribuido al curso nos indique el grado de ramificación del sistema de drenaje. Es decir, los ríos del primer orden son las corrientes que no tienen tributarios, dos ríos del primer orden forman un río de segundo orden, dos ríos de segundo orden forman un río de tercer orden y así sucesivamente hasta llegar al curso principal y finalmente se obtiene el grado de ramificación del sistema de drenaje de una subcuenca, el río Crucero es de orden 6, ver tabla N° 3.3.

Tabla N° 3.3: Parámetros de orden de ríos de la subcuenca Crucero

PARAMETROS DE ORDEN DE RIOS		
Numero de ríos de orden 1	km	1774.23
Numero de ríos de orden 2	km	747.53
Numero de ríos de orden 3	km	388.78
Numero de ríos de orden 4	km	139.22
Numero de ríos de orden 5	km	109.47
Numero de ríos de orden 6	km	45.07
Longitud total de la red Hídrica	km	3204.30

Fuente: Elaboración Propia

b) Pendiente media del río principal (S)

La velocidad de la escorrentía superficial de los cursos de agua depende de la pendiente de sus cauces fluviales; así a mayor pendiente habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de una corriente de agua entre dos puntos extremos.

La pendiente media del cauce principal, según Taylor y Schwarz es la relación entre la diferencia de alturas y la longitud del curso principal

$$S_m = \frac{H_M - H_m}{1000 \times L} \dots \dots \dots (30)$$

Dónde:

S_m = Pendiente media del cauce principal (m/m).

L = Longitud del cauce principal (Km).

H_M, H_m = Altura máxima y mínima del lecho del río principal, referidos al nivel medio de las aguas del mar (msnm).

El río principal tiene una pendiente media de 0.0086

3.3.4. Determinación del tiempo de concentración

El tiempo de concentración, es el tiempo empleado por una gota o partícula de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de cuenca para llegar a una sección determinada de la corriente (punto de estudio). De acuerdo a esta definición, el caudal pico (Q_p) en la salida de la cuenca, debe alcanzar su máximo valor después de un lapso igual al del tiempo de concentración (T_c).

La obtención del tiempo de concentración para la subcuenca Crucero, ha sido desarrollada mediante las fórmulas siguientes, empleando los parámetros y procedimientos descritos a continuación:

- **Fórmula de Kirpich**

$$T_c = 0.0195 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \dots \dots \dots (31)$$

Dónde:

L = Máxima longitud del recorrido (m).

S = Pendiente del cauce principal (m/m).

T_c = Tiempo de concentración (minutos).

El tiempo de concentración en la subcuenca Crucero es de $T_c = 20.3$ hrs

- **Bransby – Williams**

$$T_c = 0.2433 \frac{L}{A^{0.1} S^{0.2}} \dots \dots \dots (32)$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración, (horas)

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, (Km.)

A = Área de la cuenca (Km²)

S = Pendiente media del cauce principal (m/m)

El tiempo de concentración en la subcuenca Crucero es de $T_c = 42.9$ hrs

▪ **Temas**

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \dots \dots \dots (33)$$

Dónde:

L = Longitud del cauce mayor (km)

S = Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

El tiempo de concentración en la subcuenca Crucero es de $T_c = 34.5$ hrs

3.4. TOPOGRAFIA

3.4.1. Generalidades

La topografía desempeña un papel muy importante en obras de infraestructura hídrica, en un canal de riego es mayor el control vertical y horizontal. El fundamento del estudio topográfico es para la elección de la mejor ruta a seguir, mediante levantamientos preliminares de campo y establecimiento de bancos de niveles de referencia tales como los BM's y puntos de control como los vértices y puntos auxiliares; posteriormente se hace levantamiento de detalles en seguida paralelo a ello se efectúa el trazo del eje de bocatoma sobre el terreno; luego se realiza la nivelación del perfil longitudinal de la bocatoma así como las correspondientes secciones transversales .

Ha sido necesario hacer estudios y reconocimiento de campo que vayan más allá del espacio correspondiente a los puntos de origen y destino. Asimismo, en una franja mayor a la que contiene la recta que une los dos puntos extremos, o a éstos y los puntos llamados intermedios.

Nuestro estudio topográfico adjunto tiene por generalidades lo siguiente:

- Se realizó trabajos de campo en forma minuciosa y detallada que permitió elaborar los planos topográficos de planta y perfil.
- Se estableció puntos de referencia empotrados con hitos de concreto.

Por otro lado el presente estudio topográfico comprende como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico se hizo en el río aguas arriba del eje de la bocatoma y aguas abajo del eje de la bocatoma y también se hizo un levantamiento topográfico detallado donde se ubicará la bocatoma para así tener a detalle las secciones del río.
- Se procedió a ubicarse los puntos referenciales de control para lo que es inspección de alturas se ha colocado los Bench Marks para controlar las cotas rasante y pendientes.

3.4.2. Información Topográfica Disponible.

Uno de los aspectos importantes para realizar un estudio topográfico bien detallado es precisamente tener información necesaria en lo referente a planos, cartas nacionales, ortofotos, vías de acceso, y logística para dar cumplimiento a los objetivos y metas trazadas en el presente estudio para ello, se tomó como base para los trabajos de campo de la siguiente información topográfica que se detalla a continuación:

- Carta Nacional del IGN a escala 1:100,000
- Planos de restitución a escala de 1:25,000
- Imágenes satelitales.

3.4.3. Levantamiento Topográfico.

El levantamiento topográfico se realizó con el fin de determinar la gradiente del terreno, perfil longitudinal, secciones transversales del río, y la posición sobre la superficie de la tierra, como se observa en la figura N° 3.4.



Figura N° 3.4: Se observa el levantamiento con estación total el eje del río
Fuente: Elaboración Propia

En la figura N° 3.5. Se observa los puntos de relleno se han levantado mediante Radiación, pero siempre almacenando dichos puntos en el colector de datos de la estación total mediante sus coordenadas cartesianas.



Figura N° 3.5: Se observa en la figura relleno de puntos
Fuente: Elaboración Propia

3.4.4. Monumentación de vértices

Visto y definido los lugares donde se han ubicado los vértices de la red principal de apoyo se monumentaron con concreto y fierro de $\frac{1}{2}$ " ubicado en el centro, empotrándose a una profundidad de 40 a 50 cm. con un diámetro de 30 a 40 cm., éstos llevan nombres codificados que están marcados en el croquis de la red de apoyo y planos topográficos; además cada uno de ellos tiene una cota y coordenadas UTM bien definidas, estos valores son como resultado de los cálculos topográficos y procesos de gabinete a partir de datos recogidos en campo, como se observa en la figura N° 3.6.



Figura N° 3.6: Se observa monumentación de BM's
Fuente: Elaboración Propia

3.4.5. Metodología y equipos utilizados en la etapa de gabinete

Una vez obtenida la información de campo con estación Total se procede al procesamiento y dibujo respectivos.

Los datos obtenidos en el campo son bajados al computador haciendo uso del colector de datos, siendo comprobados con hojas de cálculo en EXCEL, para su posterior procesamiento y diseño de la vía en el programa AutoCAD Civil 3D 2016 en el cual se trabajarán las curvas de nivel, los perfiles longitudinales y las secciones transversales.

Para la elaboración del plano se generó una malla de puntos, que marca las posiciones reales del terreno, con sus respectivas descripciones si es que las hubiera, para su posterior confección en gabinete, a partir del archivo de texto obtenido en el procesamiento de coordenadas.

Los planos se realizaron a la escala 1:2500, para la observación precisa y sin distorsión de los detalles levantados. La información se guarda en medio magnético, lista para ser impresa y con las dimensiones adecuadas. El resultado, planos pre definitivos, los cuales pasan a un control interno para su verificación. Una vez hecho el control de calidad se generó un plano definitivo para la presentación final de la información.

Una vez que se tiene el plano topográfico (curvas de nivel) se exporto a HEC-RAS las secciones para modelar la infraestructura hidráulica – bocatoma de la localidad de Jila San Jerónimo.

3.4.6. Seccionamiento Del Río

Se tomaron un total de 100 secciones transversales del río distanciados a cada 20.00 m, en un longitud total de 2000 m. (eje del río) 01 un km. aguas arriba del eje de la bocatoma proyectada y 01 un km aguas abajo del eje de la bocatoma, fijándose la ubicación con estacas de madera colocadas a ambos bordes del río, dicha información nos sirve para la simulación hidráulica (con el HEC-RAS 5.0.7).

3.4.7. Dibujos y Planos Finales de Estudio

Culminados los procesos de gabinete, se procedió a imprimir los planos utilizando un plotter Hp a escalas indicadas y usuales.

Planos completos y detalles necesarios para que no haya ninguna duda acerca de lo proyectado. Los detalles se entregarán a escala conveniente indicando en cada uno de ellos.

En la tabla N° 3.4. Se observa el cuadro de ejes de la bocatoma proyectada.

Tabla N° 3.4: Cuadro de ejes de la bocatoma proyectada

CUADRO DE COORDENADAS EJE DE BOCATOMA PROYECTADA				
N° VERTICE	COORDENADAS		ALTITUD m.s.n.m.	DESCRIPCION
	ESTE	NORTE		
1	353046.785	8381112.198	3928.283	EJE-A
2	353133.046	8381097.385	3927.682	EJE-B

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N° 3.7. Se observa el eje A - B en plano de planta.

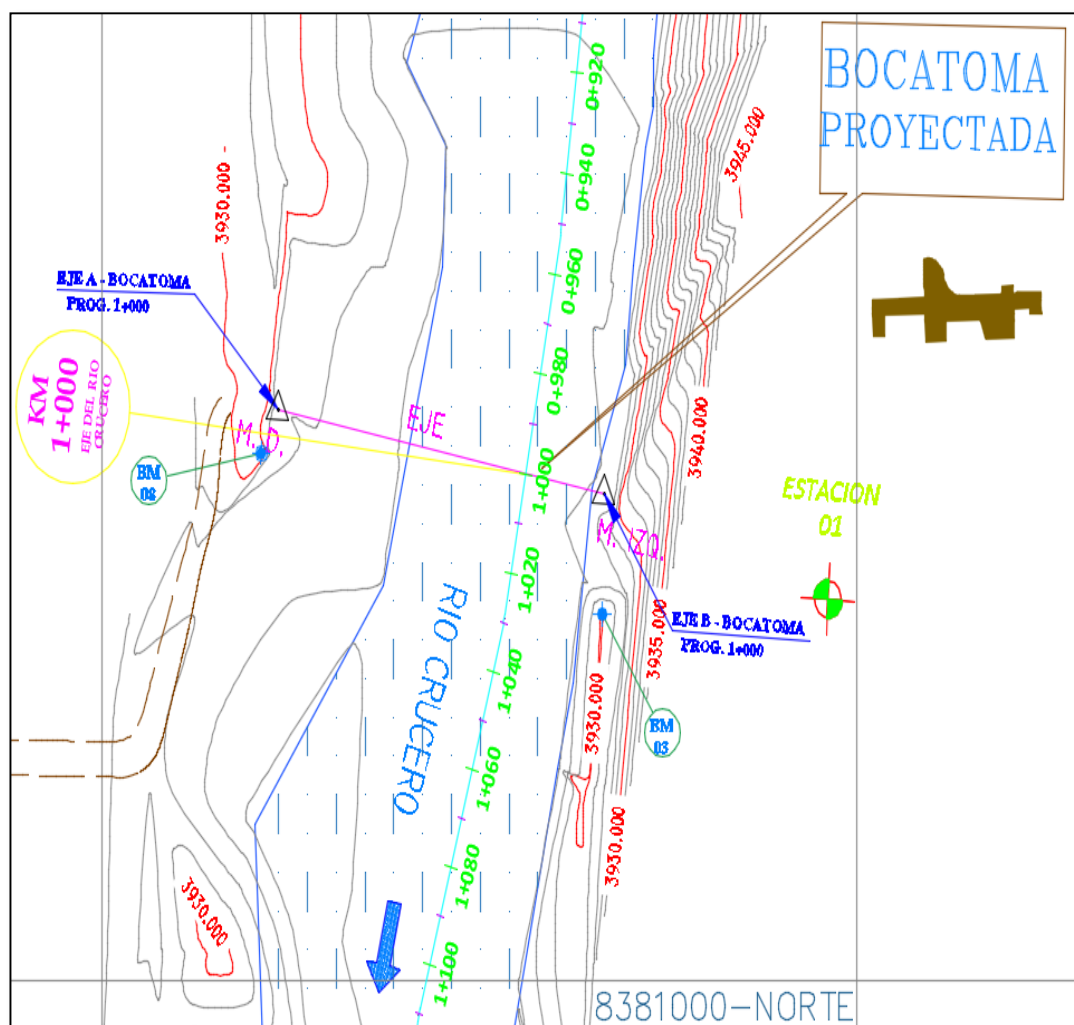


Figura N° 3.7: Eje A - B en plano de planta

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N° 3.8. Se observa el punto A - B donde se proyecta la bocatoma Jila San Jerónimo.



Figura N° 3.8: Se observa el eje donde se proyecta la bocatoma

Fuente: Elaboración Propia

3.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico del sistema fluvial del río Crucero, tiene como principal objetivo proporcionar la información hidrológica e hidráulica necesaria, para determinar y/o reproducir el tránsito de máximas avenidas extraordinarias, para modelar la estructura hidráulica – bocatoma con periodos de retorno de 25, 50 y 100 años. En este proyecto de investigación es necesario analizar el régimen de precipitación y el flujo del río.

3.5.1. Análisis y Consistencia de Datos

Antes de iniciar cualquier análisis o utilizar los datos obtenidos en las estaciones meteorológicas se debe realizar un análisis de consistencia de la información disponible, mediante criterios físicos y métodos estadísticos que permitan identificar, evaluar y eliminar los posibles errores sistemáticos que han podido ocurrir, sea por causas naturales u ocasionados por la intervención de la mano del hombre.

La no homogeneidad e inconsistencia, son los causales del cambio a que están expuestas las informaciones hidrológicas, por lo cual su estudio, es de mucha importancia para determinar los errores sistemáticos que puedan afectarlas. Entonces se puede decir que inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta como saltos y tendencia, y no homogeneidad es definido como los cambios de los datos vírgenes con el tiempo.

Con relación a los datos existentes en el país es la longitud de registro y el nivel de informalidad que por limitaciones de recursos económicos tiene el proceso de recolección y manipuleo de la información fuente. De allí que es preferible partir de la duda y no de la aceptación directa o fácil.

3.5.2. Análisis de Histogramas

Esta fase consiste en la apreciación visual del histograma y se deduce si la información es aceptable o dudosa, considerándose como información dudosa o de poco valor para el estudio, aquella que muestra en forma evidente valores constantes en periodos en los cuales físicamente no es posible debido a la característica aleatoria de los datos, y cuando no hay compatibilidad con la información obtenida en el campo.

3.5.3. Análisis de Doble Masa

El análisis de doble masa, es una herramienta muy conocida y utilizada en la detección de inconsistencia de los datos hidrológicos múltiples cuando se dispone de dos o más series de datos, un quiebre de la recta de doble masa o un cambio de pendiente, puede o no ser significativo, ya que si dicho cambio está dentro de los límites de confianza de la variación de la recta para un nivel de probabilidades dado, entonces el salto no es significativo, el mismo que se comprobara mediante un análisis estadístico.

El análisis grafico comparativo se realiza a través de la curva de doble masa o de dobles acumulaciones, el procedimiento consiste en ubicar en el eje de las abscisas la suma acumulada promedio de un conjunto de estaciones y en el eje de la ordenada, la suma acumulada de la estación en estudio.

El procedimiento genérico para realizar el análisis de doble masa entre dos o más series de datos es como se describe a continuación.

- a) Sea X_1, X_2, \dots, X_n Una serie de operaciones sucesivas registradas en una estación supuestamente inconsistente,
- b) Sea Y_1, Y_2, \dots, Y_n una serie de observaciones que pueden ser:
 - Registradas en otra estación similar y consistente ó.
 - El promedio de observaciones registradas en varias estaciones similares.
- c) Las sumas parciales sucesivas de X_i y Y_i son obtenidas según:

$$S_1 = X_1 \qquad Z_1 = Y_1 \dots \dots \dots (34)$$

$$S_2 = X_1 + X_2 \qquad Z_2 = Y_1 + Y_2 \dots \dots \dots (35)$$

Y

$$S_k = X_1 + X_2 + \dots + X_k \qquad Z_k = Y_1 + Y_2 + \dots + Y_k \dots \dots \dots (36)$$

$$S_n = X_1 + X_2 + \dots + X_k + \dots + X_n \qquad Z_n = Y_1 + Y_2 + \dots + Y_k + \dots + Y_n \dots \dots \dots (37)$$

Los puntos (S_1, Z_1) , (S_n, Z_n) , son impresos en un sistema de coordenadas cartesianas y la curva resultante de todo los puntos se denomina “CURVA DE DOBLE MASA”

3.5.4. Modelo Matemático Precipitación - Escorrentía

El modelamiento hidrológico, se ha realizado con el Sistema de Modelado Hidrológico (HMS - Hydrologic Modeling System), es una aplicación poderosa para el modelado hidrológico, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC - Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos, el HEC – HMS es una versión mejorada para el entorno Windows del HEC – 1 con un avance significativo en términos de computación e ingeniería hidrológica. Este programa simula los procesos de precipitación – escurrimiento y procesos de transito de avenidas. Los modelos utilizados en este trabajo en particular fueron los siguientes:

- Modelo de Cuenca.
- Modelo Meteorológico.

3.5.4.1. Modelo de Cuenca

3.5.4.1.1. Modelo de Pérdida de Agua

Para este caso se ha utilizado el modelo SCS o número de curva, lo que necesita conocer básicamente el tipo de cobertura que tiene la cuenca y el tipo de suelo relacionado al grado de infiltración. Para ello se requiere necesariamente el respectivo reconocimiento de campo y apoyarse en los mapas temáticos de cobertura vegetal y suelos que se puedan disponer.

De acuerdo al US Soil Conservation Service, el escurrimiento superficial acumulado Q en mm., tiene la siguiente expresión:

$$Q = P_{ex} = \frac{Pe^2}{Pe + S} \dots \dots \dots (38)$$

Siendo “ S ” la infiltración potencial en (mm), estimada en función al denominado número de curvas “ N ”

$$S = \frac{25400}{N} - 254 \dots \dots \dots (39)$$

“ P ” es la denominada precipitación en exceso acumulada:

$$Pe = P - I_a \dots \dots \dots (40)$$

Donde “ P ” es la lluvia acumulada y “ I_a ” es abstracción inicial ($I_a = 0.20S$). Sustituyendo las ecuaciones (39) y (40) en (38), tenemos:

$$Q = P_{ex} = \frac{\left(P - \frac{5080}{N} + 50.8\right)^2}{\left(P + \frac{20320}{N} - 203.2\right)} \dots \dots \dots (41)$$

Donde “ N ” es el número de la curva de escurrimiento del complejo hidrológico suelo – cobertura adimensional, P y P_{ex} están expresados en mm. Para calcular N , se debe tener en cuenta el grupo de suelo hidrológico.

- a) Clasificación Hidrológica de los Suelos:** Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados en el planeamiento de cuencas para la estimación de la esorrentía, a partir de la precipitación.

Las propiedades de los suelos que son considerados para estimar la tasa mínima de infiltración para suelos desnudos luego de un humedecimiento prolongado son: profundidad del nivel freático de invierno, infiltración y permeabilidad del suelo luego de humedecimiento prolongado y profundidad hasta un estrato de permeabilidad muy lenta.

En la Tabla N° 3.5. Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D de acuerdo al potencial de escurrimiento.

Tabla N° 3.5: Clasificación hidrológica de los suelos – SUCS

Grupo Hidrológico A	Bajo potencial de Escorrentía: Son suelos que tienen altas tasas de infiltración aun cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas y gravas profundas bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
Grupo Hidrológico B	Moderadamente bajo potencial de escorrentía: Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua.
Grupo Hidrológico C	Moderadamente bajo potencial de escorrentía: Son suelos que tienen bajas 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.
Grupo Hidrológico D	Alto potencial de escorrentía: Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están constituidos 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

Fuente: Hidrología Básica: Reyes C. Luís. CONCYTEC Lima Perú.

Tabla N° 3.6: Curvas de escorrentía para los complejos suelo – cobertura (N).

Cobertura			Grupo de Suelos			
Uso de la Tierra	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
			Número de Curva			
Rastrojo Cultivo en hilera	Hileras rectas	.-	77	86	91	94
	Hileras rectas	Mala	71	91	88	91
	Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
	C/curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	C/curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	C/curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
	C/curvas de nivel y terrazas	Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	86
	Hileras rectas	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hileras estrechas o forraje en rotación *	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
	Hileras rectas	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastos de Pastoreo	Pastizales o similares	Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84

		Buena	39	31	74	80
	Curvas de Nivel	Mala	78	37	81	88
	Curvas de Nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de Nivel	Buena	6	35	70	79
Pasto de Corte	Pradera	Buena	30	59	71	78
Bosque	Bosque	Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Cortijos	Patios	.-	59	74	82	86
Caminos Tierra**		.-	72	82	87	89
Pavimentos **		.-	74	84	90	92

Fuente: Hidrología Básica: Reyes C. Luís. CONCYTEC Lima Perú 1992.

3.5.4.2. Modelo meteorológico

3.5.4.2.1. Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia a escorrentía

La parte más importante del modelo de simulación de HEC-HMS la constituyen los métodos para estimar la forma en que la lluvia se convierte en escorrentía. Se utilizó el método de Hidrograma Unitario Sintético del SCS. Este necesita la siguiente información:

- Tiempo de retardo Time Lag (h, minutos)

3.6. ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL

3.6.1. Generalidades de HEC - RAS

El cálculo se realizará con el apoyo del Software HEC-RAS (River Analysis System), es un programa cuya principal función es la delineación de planicies de inundación, es decir de calcular el nivel del agua en cada sección transversal en

el tramo de un río. En este paquete se ha trabajado con un flujo permanente. El ingreso de datos es sencillo porque las ventanas en entorno Windows permiten introducir los datos de manera ordenada. Es necesario conocer la teoría básica de curvas de remanso para poder manejar adecuadamente los datos de ingreso e interpretar correctamente los datos de salida y si los resultados preliminares lo indican, corregir el ingreso de datos para obtener las salidas que mejor simulan el comportamiento hidráulico del tramo en estudio.

El HEC–RAS utiliza el método del paso estándar para el cálculo de los niveles de agua en cada sección transversal. Para esto es necesario conocer las secciones transversales, la distancia entre las secciones transversales, el coeficiente de Manning en cada porción de cada sección transversal, el caudal de diseño y la condición de borde. Si el flujo es SUB – CRITICO, la condición de borde a usar es AGUAS ABAJO, si el flujo es SUPERCRITICO, la condición de borde a usar es AGUAS ARRIBA. En un tramo sólo es necesario conocer una condición de borde. Los parámetros para realizar el modelamiento con HEC-RAS son los siguientes:

3.6.2. Determinación del Coeficiente de Rugosidad “n” de Manning

En el cálculo del perfil hidráulico, la mayor dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad “n”; que en buena cuenta significa estimar la resistencia al flujo en un cauce. Para comprender la determinación apropiada del coeficiente de rugosidad, es necesario comprender los factores que afectan el valor de “n”, pudiéndose destacar los siguientes:

- Rugosidad de la superficie.
- Vegetación.
- Irregularidad del cauce.
- Alineamiento del cauce.
- Depósitos y socavación
- Obstrucciones.
- Tamaño y forma del canal.
- Nivel y caudal.
- Cambio estacional.
- Transporte de material.

Todos los factores mencionados participan en la conformación de la rugosidad, sin embargo, unos inciden mayormente más que otros, en este caso la rugosidad para un tramo determinado está dado por la siguiente expresión:

$$n = \frac{n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4}{m_5} \dots \dots \dots (42)$$

Dónde:

- n = Coeficiente de rugosidad a determinar.
- n₀ = Valor básico de “n” para un cauce recto, uniforme y liso en los materiales comprendidos.
- n₁ = Valor agregado para corregir el efecto de las irregularidades de superficie.
- n₂ = Valor que depende de la variación de la forma y tamaño de la sección.
- n₃ = Valor que depende de las obstrucciones.
- n₄ = Valor que depende de la vegetación y condiciones del flujo.
- m₅ = Factor de corrección por efecto de meandros del canal.

En la tabla N° 3.7. La determinación de la rugosidad en el río Crucero, se empleó los valores propuestos por Ven Te Chow y de acuerdo a las condiciones observadas en el cauce del tramo en estudio, se obtuvo el valor de “n” para el cauce principal.

Tabla N° 3.7: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de “n”

CONDICIONES DEL CANAL				VALORES	
1	Material involucrado	1.1	Tierra	n_0	0.020
		1.2	Corte en roca		0.025
		1.3	Grava fina		0.024
		1.4	Grava gruesa		0.028
2	Grado de irregularidad	2.1	Suave	n_1	0.000
		2.2	Menor		0.005
		2.3	Moderado		0.010
		2.4	Severo		0.020
3	Variaciones de la sección transversal	3.1	Gradual	n_2	0.000
		3.2	Ocasionalmente alterante		0.005
		3.3	Frecuentemente alterante		0.010-0.015
4	Efecto relativo de las obstrucciones	4.1	Insignificante	n_3	0.000
		4.2	Menor		0.010-0.015
		4.3	Apreciable		0.020-0.030
		4.4	Severo		0.040-0.060
5	Vegetación	5.1	Baja	n_4	0.005-0.010
		5.2	Media		0.010-0.025
		5.3	Alta		0.025-0.050
		5.4	Muy Alta		0.050-0.100
6	Grado de los efectos por meandros	6.1	Menor	m_5	1.000
		6.2	Apreciable		1.150
		6.3	Severo		1.300

Fuente: Ven Te Chow, “Hidráulica de Canales Abiertos”

3.6.3. Flujo variado en régimen permanente.

El flujo variado en régimen permanente o flujo permanente variado es aquel en el que los parámetros hidráulicos del flujo varían espacialmente, más no temporalmente; es decir que el tirante puede cambiar a lo largo del canal. El flujo variado se clasifica en dos: flujo gradualmente variado y flujo rápidamente variado.

1. Flujo gradualmente variado.

Cuando los cambios en los parámetros hidráulicos del flujo, tales como profundidad y velocidad, suceden de manera gradual a lo largo del canal, se dice que el flujo es gradualmente variado. La pérdida de altura en una sección es la misma que para un flujo uniforme que tiene la velocidad y el radio hidráulico de la sección". Bajo esa suposición es posible evaluar la pendiente de energía en cada sección usando la ecuación de Manning.

En conclusión, el flujo gradualmente variado se produce sólo bajo las siguientes hipótesis: las líneas de corriente son casi paralelas (distribución hidrostática de presiones), la pendiente del canal es pequeña (menor a 6° ó 10%) y la pendiente de la línea de energía puede ser evaluada con una ecuación de flujo uniforme (ecuación de Manning).

2. Flujo rápidamente variado.

Cuando los cambios en las características hidráulicas del flujo son abruptos en una longitud relativamente corta, se dice que el flujo es rápidamente variado. Ésta situación se da cuando el flujo cambia de régimen, ya sea de flujo subcrítico a supercrítico o viceversa, tales comportamientos particulares son conocidos como fenómenos locales. Dentro de estos fenómenos locales se pueden nombrar a la caída hidráulica y al resalto hidráulico.

En esta tesis solo se tratan conceptos básicos fundamentales del flujo variado, y no se entra a tratamientos rigurosos debido al carácter netamente ingenieril y aplicativo del presente trabajo. Sin embargo, se llevan adelante todas las pequeñas demostraciones, las cuales están dirigidas hacia el entendimiento del Método del paso estándar aplicado a cauces naturales.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

La subcuenca colectora del río Crucero en el punto de interés bocatoma Jila San Jerónimo, mostrado en la figura N° 4.1, tiene una extensión aproximadamente de 4099.9 km², y 427.3 km de perímetro, y altitud máxima y mínima de 5300.0 y 3950.0 msnm, respectivamente.

4.1.1. Parámetros geomorfológicos de la subcuenca

En lo que respecta a este ítem se ha efectuado el cálculo de los principales parámetros geomorfológicos de la subcuenca del río Crucero, asociados a su capacidad de respuesta a la precipitación en forma de escorrentía en el punto de interés que es la bocatoma Jila San Jerónimo, Ver Tabla 4.1.

Tabla N°4.1: Parámetros geomorfológicos de la subcuenca Crucero

Nombre de la Cuenca	Punto de Interés	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS							
		Area Total de la Cuenca (km ²)	Perimetro Total de la Cuenca (km)	Longitud del Cause Principal (km)	FORMA DE LA CUENCA			Pendiente media de la Cuenca	Numero de Orden de Rios
					Ancho de la Cuenca	Coefficiente de Compacidad	Factor de Forma		
Sub Cuenca Crucero	Bocatoma Jila San Jeronimo	4099.9	427.3	156.7	26.2	1.88	0.17	0.0071	6

Fuente: Elaboración Propia

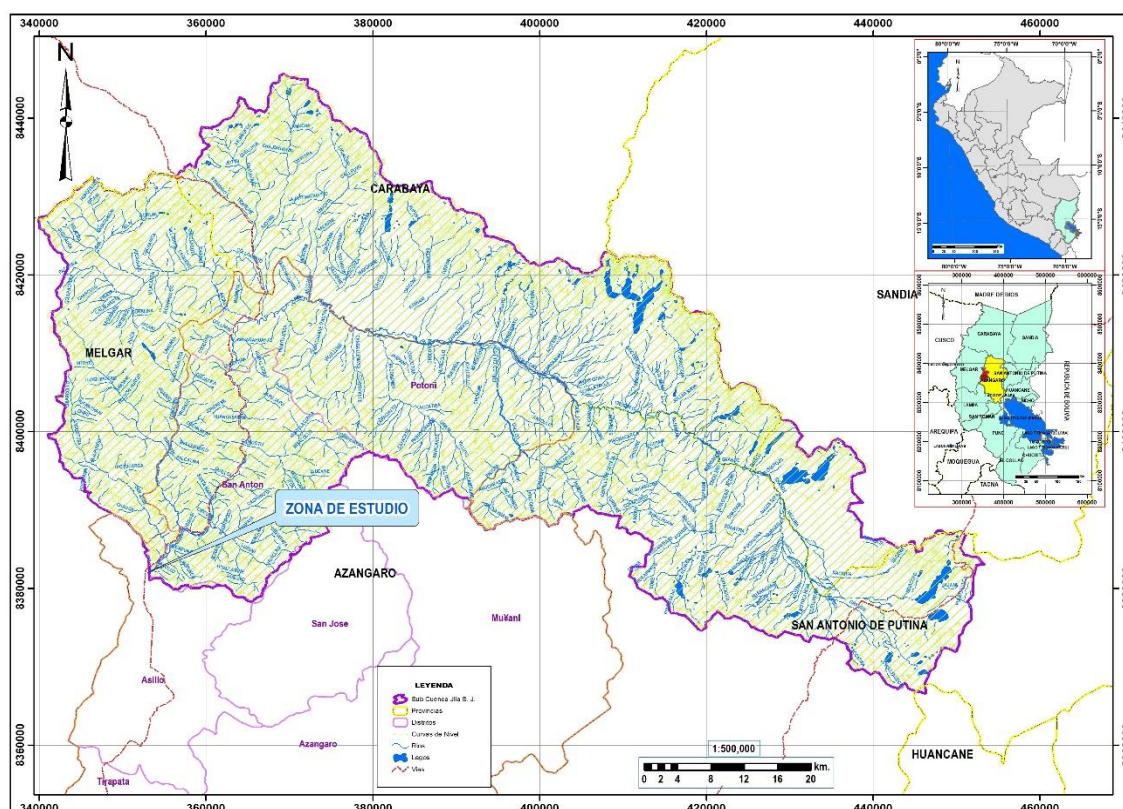


Figura N° 4.1: Mapa hidrográfico de la subcuenca Crucero

4.1.2. Recopilación de la información básica

Para el presente trabajo, se ha recopilado la información de la serie histórica de las precipitaciones máximas de 24 horas de las estaciones, como son: Estación Progreso, Ananea, Limbani, Macusani, Muñani, Cuyo Cuyo, y la Estación de Crucero, ver tabla N° 4.2. Con los cuales se determinará la precipitación máxima, para diferentes periodos de retorno el cual será la información básica para determinar el caudal máximo de diseño mediante el programa HEC-HMS.

Tabla N°4.2: Estaciones Meteorológicas utilizadas para los cálculos

N°	ESTACION	ESTE	NORTE	ALTURA
1	PROGRESO	352976.45	8375605.7	3980
2	ANANEA	442478.47	8377171.02	4660
3	LIMBANI	423849.73	8435154.94	3320
4	MACUSANI	346276.53	8444267.36	4341
5	MUÑANI	397559.68	8367233.83	3948
6	CUYO CUYO	441989.36	8400621.25	3499
7	CRUCERO	389381.94	8411749.28	4183

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3. Análisis de consistencia de las series históricas

Los registros históricos de precipitación de las 7 estaciones han sido sometidos a un análisis de consistencia y homogeneidad, usando el siguiente procedimiento.

4.1.3.1. Análisis Visual de Serie Temporal

El análisis gráfico consistió en analizar los histogramas de precipitación máxima de 24 horas de cada una de las estaciones pluviométricas ubicadas en la subcuenca del río Crucero, de las estaciones consideradas en el presente estudio, se puede decir que no existe un período dudoso significativo en las series precipitación de 24 horas, tal como se muestra en los hidrogramas respectivas, al realizar una apreciación visual de los histogramas de precipitaciones de 24 horas históricas, se deduce que la información es aceptable.

En las siguientes figuras N° 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8. Se muestra la variación de la serie de precipitación máxima de 24 horas en relación al año para todas las estaciones.

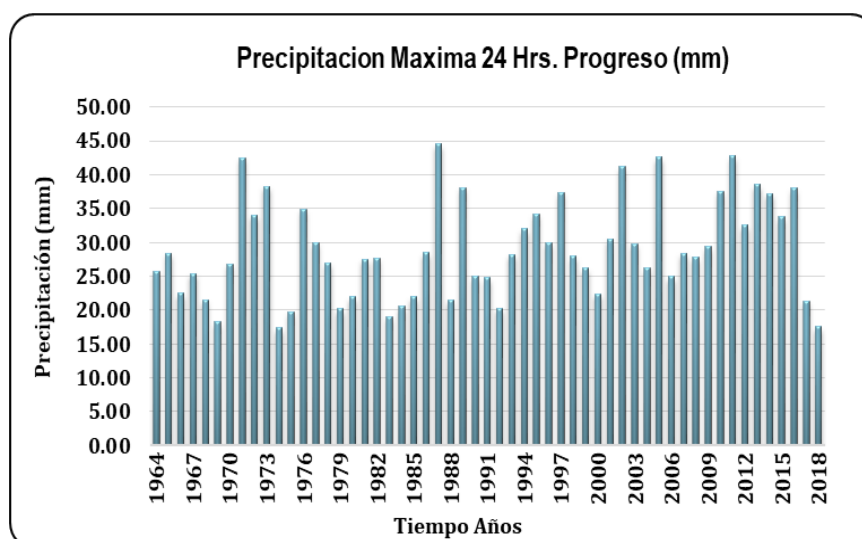


Figura N° 4.2: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Progreso

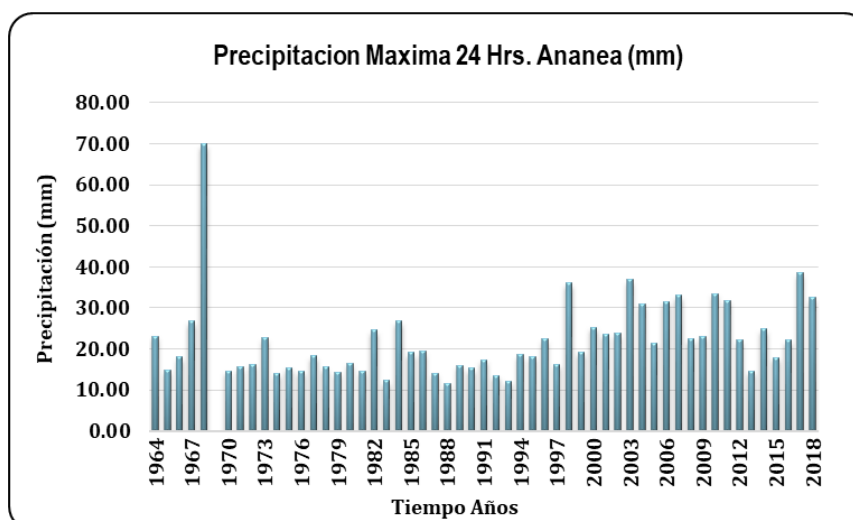


Figura N° 4.3: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Ananea

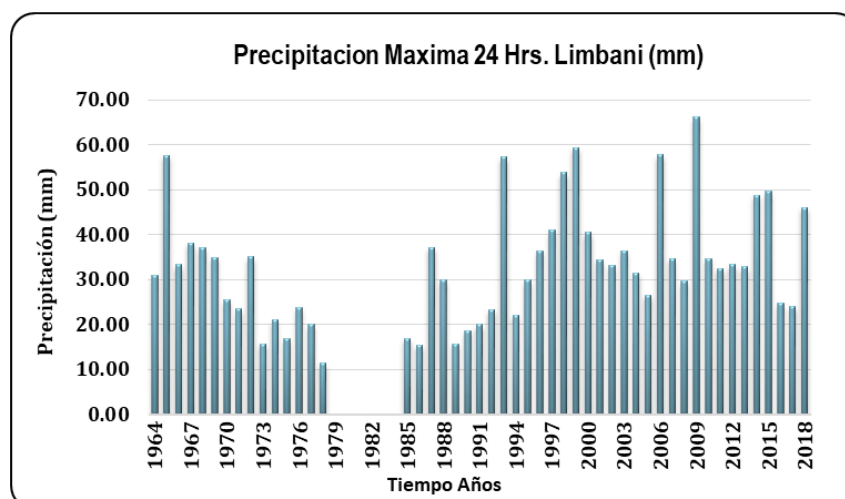


Figura N° 4.4: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Limbani

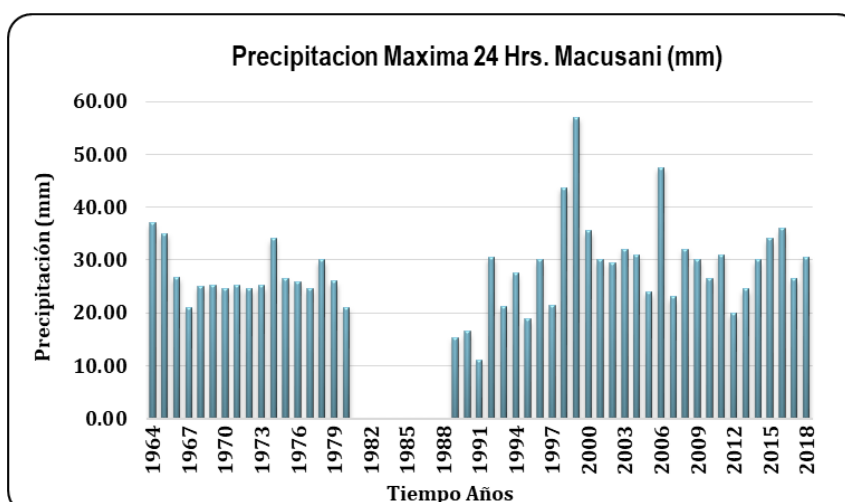


Figura N° 4.5: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Macusani

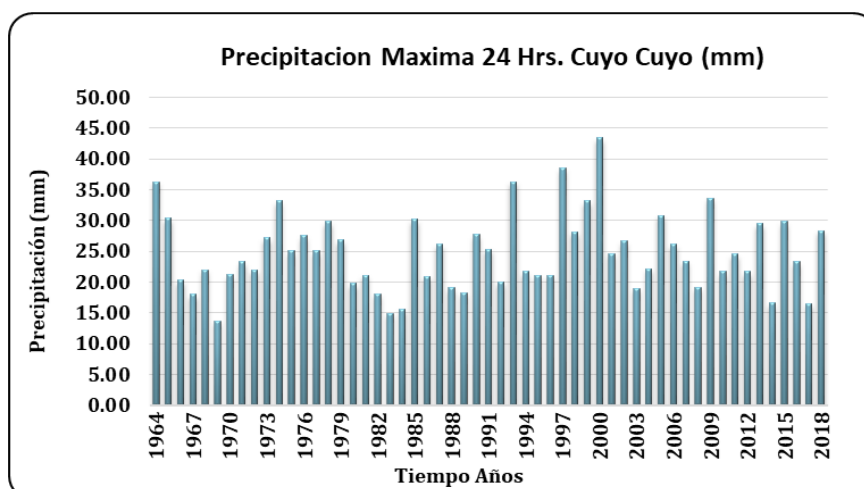


Figura N° 4.6: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Cuyo Cuyo

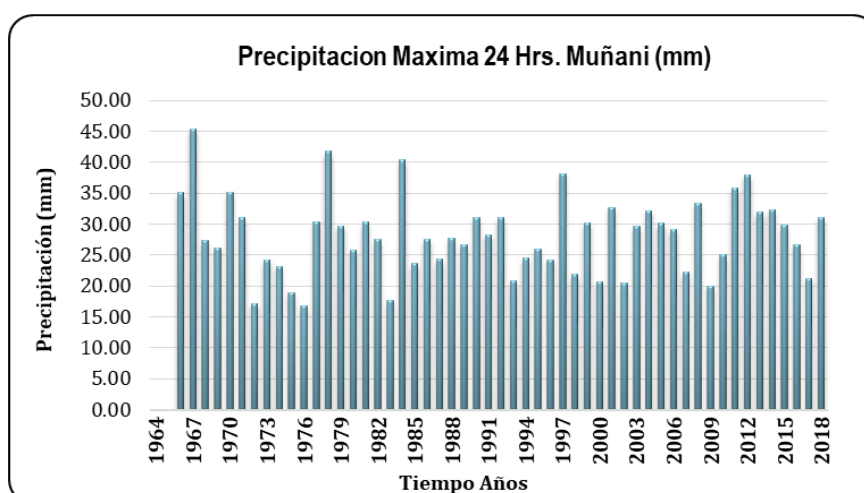


Figura N° 4.7: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Muñani

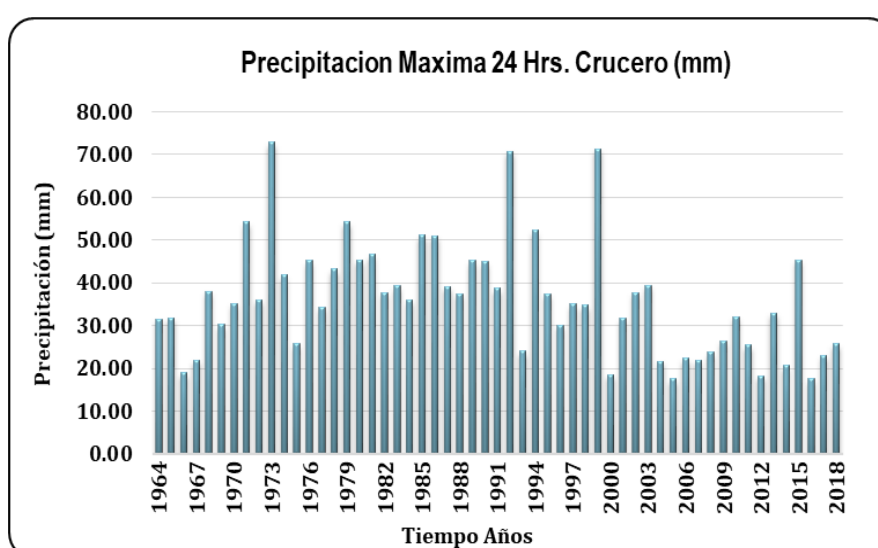


Figura N° 4.8: Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) estación Crucero

4.1.3.2. Análisis de Doble Masa

Después de haber analizado los hidrogramas de las series respectivas se realiza el análisis de doble masa. El diagrama de doble masa se obtiene ploteando en el eje de las abscisas el volumen anual promedio acumulado de la variable meteorológica de las estaciones en unidades respectivas y en el eje de las ordenadas los volúmenes anuales acumulados de la variable meteorológica en unidades correspondientes de cada una de las estaciones consideradas en el estudio. De los gráficos de doble masa se selecciona una estación más confiable, la que presenta el menor número de quiebres, la cual se usará como estación base para el análisis de otras estaciones. En este análisis, los errores producidos por los fenómenos naturales y sistemáticos son detectados mediante los “quiebres” que se presentan en los diagramas y permite determinar el rango de los períodos dudosos y confiables para cada estación en estudio, la cual se debe corregirse utilizando ciertos criterios estadísticos.

En el análisis de doble masa no debe confundirse con los quiebres provocados por los periodos secos consecutivos (sequias) y húmedos (inundaciones).

En este caso, para el análisis de doble masa se ha formado dos grupos de estaciones meteorológicas ver tabla N° 4.3. Teniendo en cuenta la cercanía entre ellas y altitud, con el fin obtener una comparación adecuada de las series de precipitaciones mensuales, los grupos son:

Tabla N°4.3: Grupo de estaciones para el análisis de doble masa

Grupo N°01	Grupo N° 02
<ul style="list-style-type: none"> . Estación Progreso . Estación Muñani . Estación Crucero 	<ul style="list-style-type: none"> . Estación Ananea . Estación Limbani . Estación Macusani . Estación Cuyo Cuyo

Fuente: Elaboración Propia

Grupo N° 01

Mediante el análisis de doble masa, la estación Progreso es seleccionada como la estación índice. La comparación de la serie anual de precipitaciones de 24 hrs máximas de la estaciones Crucero y Muñani con la estación índice, no muestran quiebres significativos, las curvas de doble masa tienden a mantener la pendiente. Aunque muestran pequeños quiebres en el análisis de doble masa, ver figura N° 4.9.

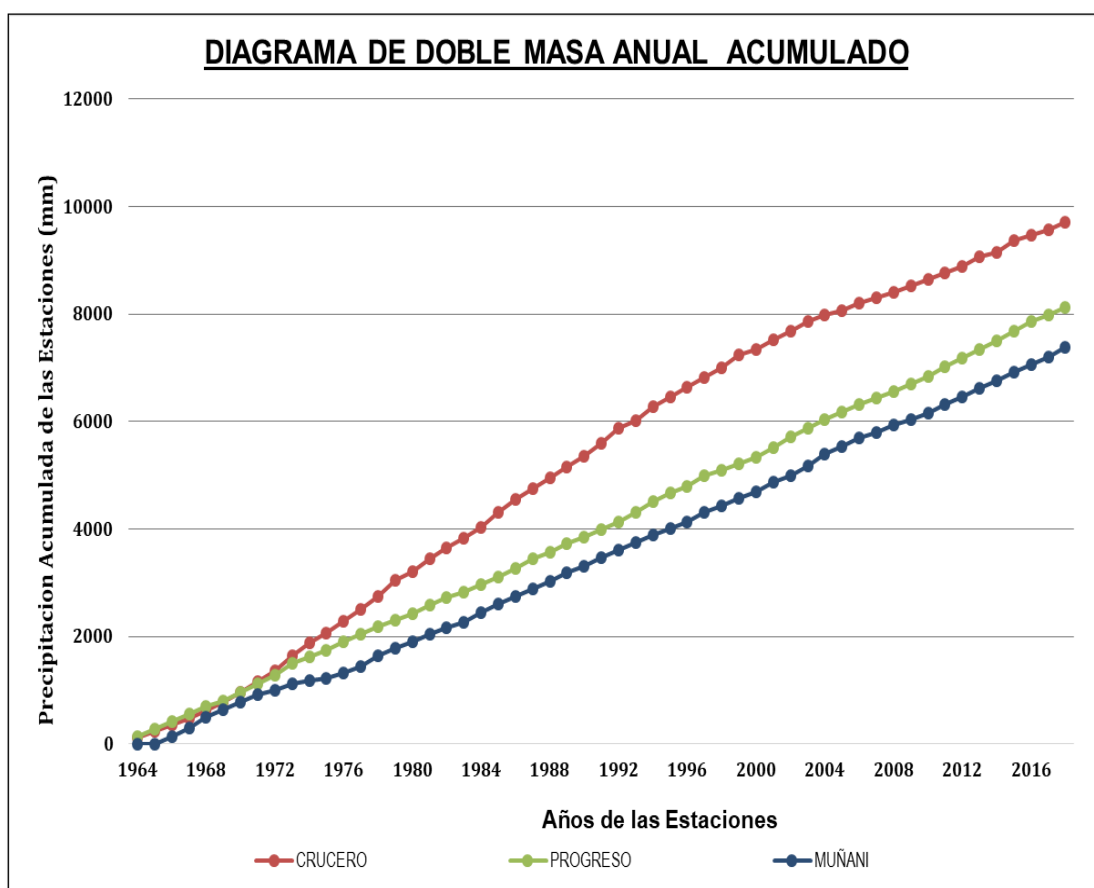


Figura N° 4.9: Diagrama de doble masa de la precipitación máxima de 24 hrs. Acumulada (grupo N° 01)

Grupo N° 02

Mediante el análisis de doble masa, la estación Cuyo Cuyo es seleccionada como la estación índice. La comparación de la serie anual de precipitaciones máximas de 24 hrs de las estaciones Ananea. Con la estación índice, no muestran quiebres significativos, Las estaciones de Limbani y Macusani muestran ciertos quiebres, ver figura N° 4.10.

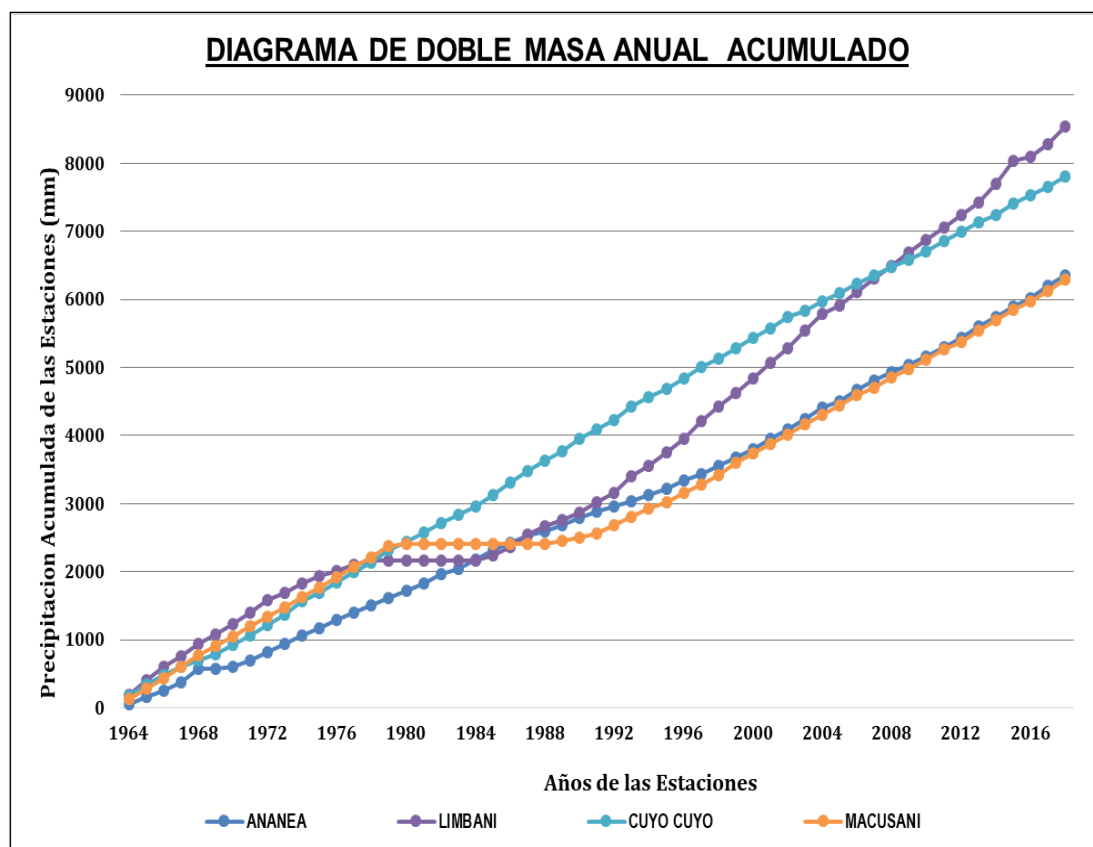


Figura N° 4.10: Diagrama de doble masa de la precipitación máxima de 24 hrs. Acumulada (grupo N° 02)

4.2. CAUDAL DE DISEÑO

Para el diseño de estructuras hidráulicas tales como bocatomas, canales, puentes, etc. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

Las crecientes causan daños económicos, pérdidas de vidas humanas o trastornan toda actividad social o económica de una región.

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.

4.2.1. Modelamiento hidrológico de la subcuenca Crucero - HEC-HMS

En la simulación con el Sistema de Modelamiento Hidrológico (HEC-HMS) de la subcuenca Crucero. Se determinó partir del:

- Modelo de cuenca
- Modelo meteorológico
- Control de simulación.

A. MODELO DE CUENCA

El área total de la cuenca es subdividido en: subcuencas desde la parte superior hasta el punto de interés de la bocatoma Jila San Jerónimo, como se muestra en la Figura N° 4.11

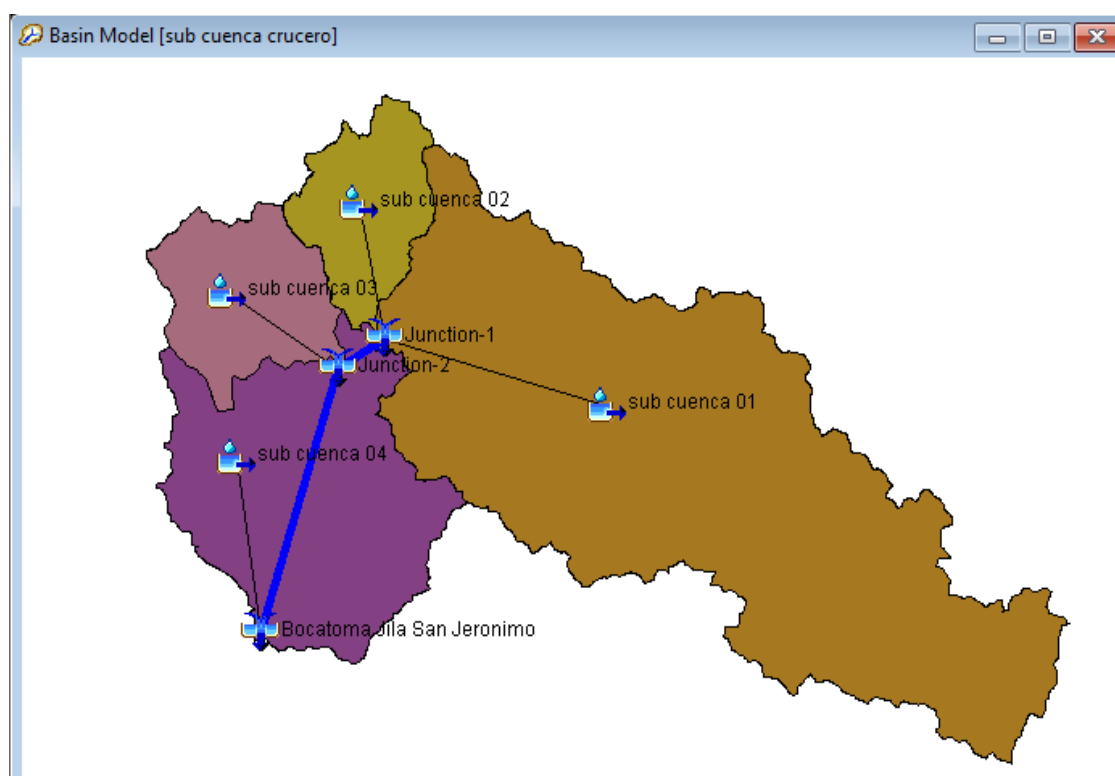


Figura N° 4.11: Modelo cuenca y modelo HEC-HMS, Subcuenca Crucero y sus componentes hidráulicos

B. POLIGONO DE THIESSEN

En la Figura 4.12, se presenta el mapa de Thiessen, de la subcuenca Crucero y el Punto de interés bocatoma Jila San Jerónimo. Las series de precipitación máxima de 24 horas se obtienen multiplicando entre el coeficiente pluviométrico y la precipitación, correspondiente de cada estación pluviométrica.

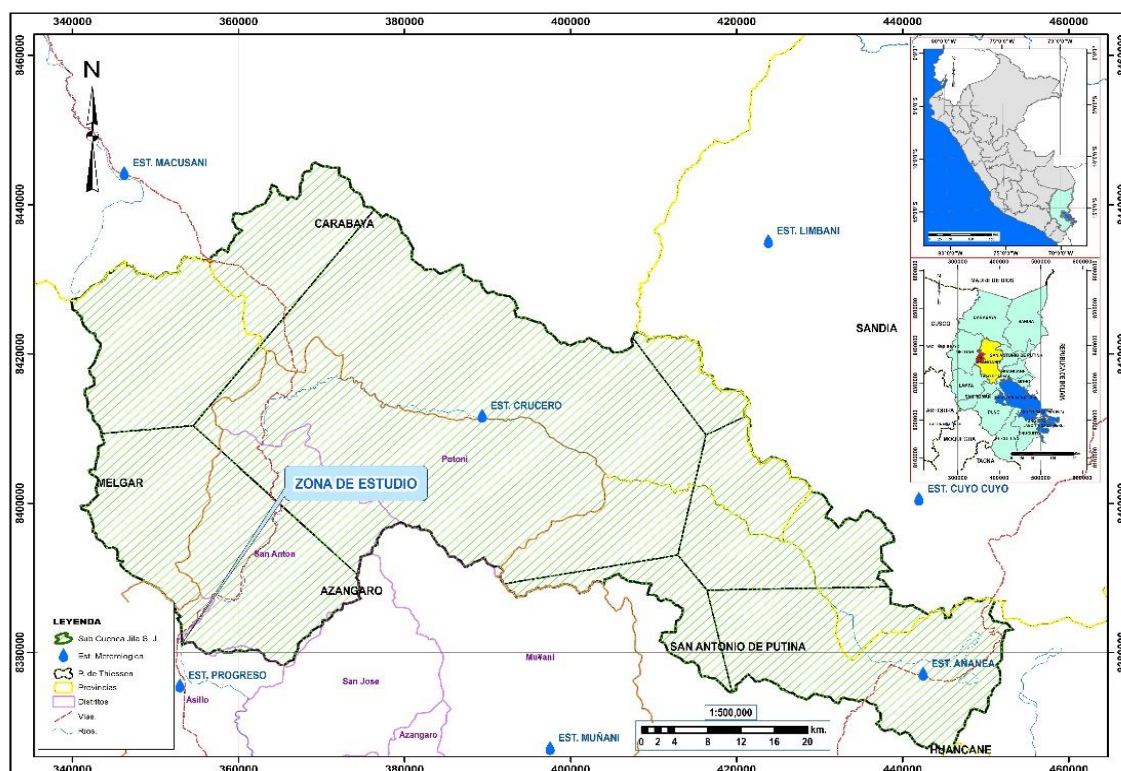


Figura N° 4.12: Mapa de thiessen de la subcuenca Crucero – P.I. bocatoma Jila San Jerónimo

En la tabla N° 4.4, se tiene los cálculos realizados en las subcuencas para el ingreso al modelo de HEC- HMS.

Tabla N°4.4: Cálculos realizados de las Subcuencas para el ingreso al Modelo

N°	Nombre de Sub Cuencas	Area (km2)	Longitud del Cauce (ml)	Cotas de Cuencas (msnm)		Desnivel de Cuencas (m)	Pendiente del cause Principal (m/m)	tiempo de Concentracion					Tiempo de Retardo LAG (min)
				Max	Min			Kirpich	Bransby	Williams	Temes	Tc Diseño	
1	Sub Cuenca 01	2520.29	110600.0	5,300.0	4,100.0	1200	0.0108	14.19	30.39	25.3	14.2	510.8	
2	Sub Cuenca 02	303.24	31400.0	5,245.8	4,080.0	1165.7896	0.0371	3.37	8.36	7.73	6.5	233.5	
3	Sub Cuenca 03	360.17	40400.0	5,239.0	4,050.0	1188.9858	0.0294	4.52	11.14	9.83	8.5	305.9	
4	Sub Cuenca 04	916.21	29780.0	5,239.0	3,920.0	1318.9858	0.0443	11.16	14.3	12.9	12.8	460.4	

Fuente: Elaboración Propia.

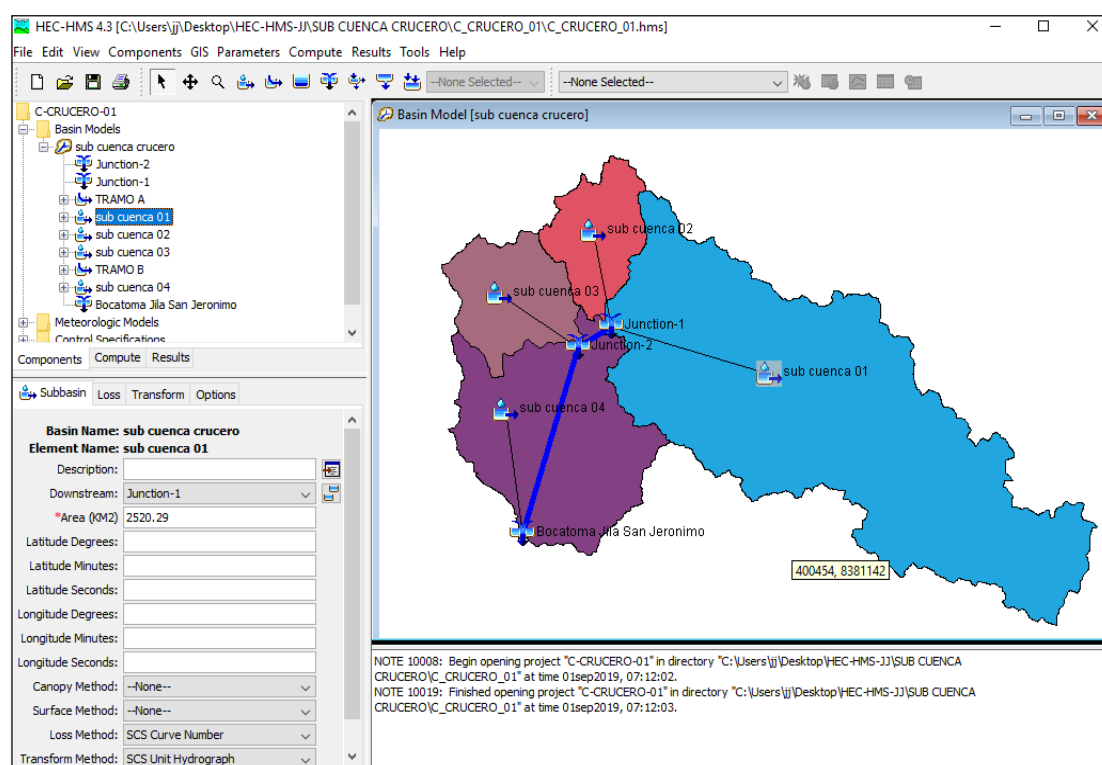
En la Tabla N° 4.5, presenta información de los parámetros de cálculo de la abstracción en la cuenca a través del método de SCS, la misma que se encuentra en función del número de curva (CN).

Tabla N°4.5: Parámetros de las subcuencas

N°	Nombre de Sub Cuenclas	Área (km ²)	CN	% de Imper.
1	Sub Cuenca 01	2520.29	39.0	1.0
2	Sub Cuenca 02	303.24	39.0	1.0
3	Sub Cuenca 03	360.17	39.0	1.3
4	Sub Cuenca 04	916.21	39.0	1.4

Fuente: Elaboración Propia.

Para la simulación hidrológica, en función al método elegido se fueron llenando los datos solicitados por el sistema. Para el cálculo de las perdidas y la transformación de lluvia en escurrimiento por la subcuenca, ver figura N° 4.13.

**Figura N° 4.13:** Modelo de cuenca e interconexión de subcuencas

C. MODELO METEOROLÓGICO

El modelo meteorológico se construyó con la información de los polígonos de thiessen para diferentes periodos de retorno, ponderando el porcentaje de área de la estación meteorológica para cada subcuenca, ver tabla N° 4.6.

Tabla N°4.6: Lámina de precipitación máxima calculado para cada subcuenca

SUB CUENCA	AREA (km2)	Precipitación máxima Pd (mm) para T años					
		2	5	10	25	50	100
Sub Cuenca 01	2520.29	30.33	37.48	42.20	48.18	52.61	57.01
Sub Cuenca 02	303.24	26.79	35.54	41.33	48.65	54.08	59.46
Sub Cuenca 03	360.17	25.16	36.46	43.94	53.40	60.41	67.37
Sub Cuenca 04	916.21	30.84	36.17	39.70	44.15	47.46	50.74
cuenca general	4099.90	28.70	34.48	38.30	43.14	46.72	50.28

Fuente: Elaboración Propia

D. CONTROL DE SIMULACION

El periodo de simulación es variable, se encuentra en el rango de 24 horas a 5 días, dependiendo del tamaño de la subcuenca. Siendo el día y hora de inicio 01 de enero del 2019, a horas 00:00am. Y el final de simulación el 05 de enero del 2019 a horas 20:00 pm. Con un intervalo de tiempo de 4 horas.

E. HIDROGRAMAS RESULTANTES

Los hidrogramas de avenida fueron calculados para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años, en el punto de interés bocatoma Jila San Jerónimo. Así mismo se presentan los caudales máximos del hidrograma.

En la figura muestra N° 4.14, un hidrograma de avenida producto de una tormenta de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para el punto de interés eje de la bocatoma Jila San Jerónimo.

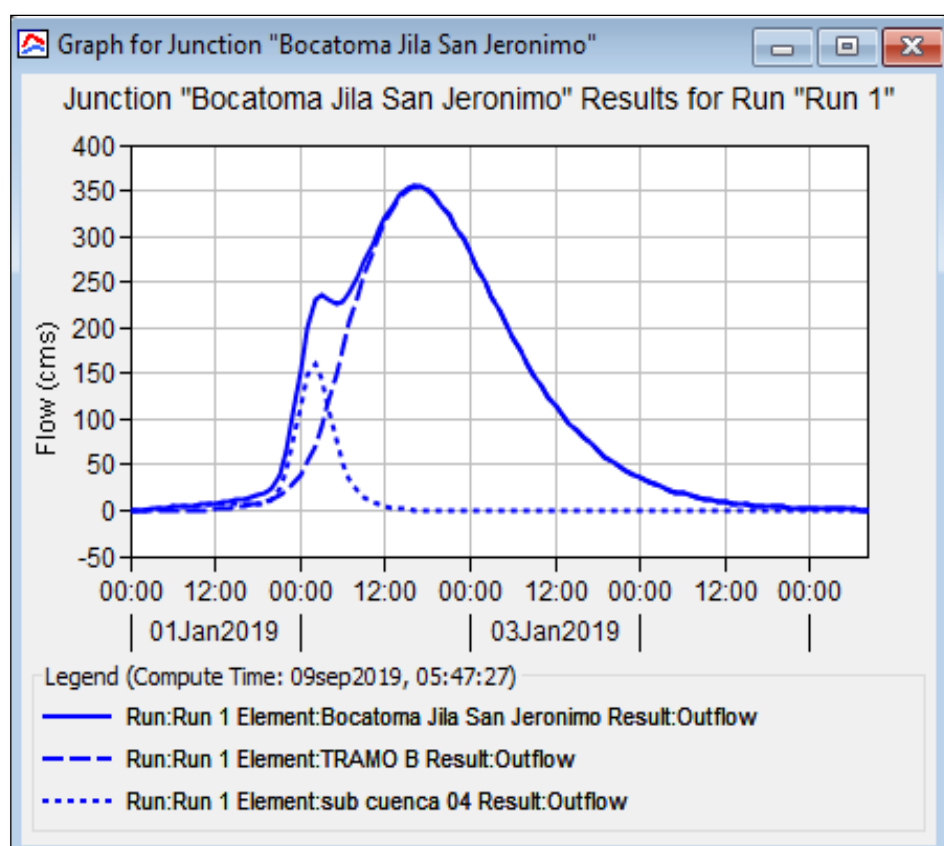


Figura N° 4.14: Hidrograma de avenida TR = 100 años. P.I. bocatoma Jila San Jerónimo

Del mismo modo se obtienen cuadros de resumen como el mostrado en la siguiente figura N° 4.15.

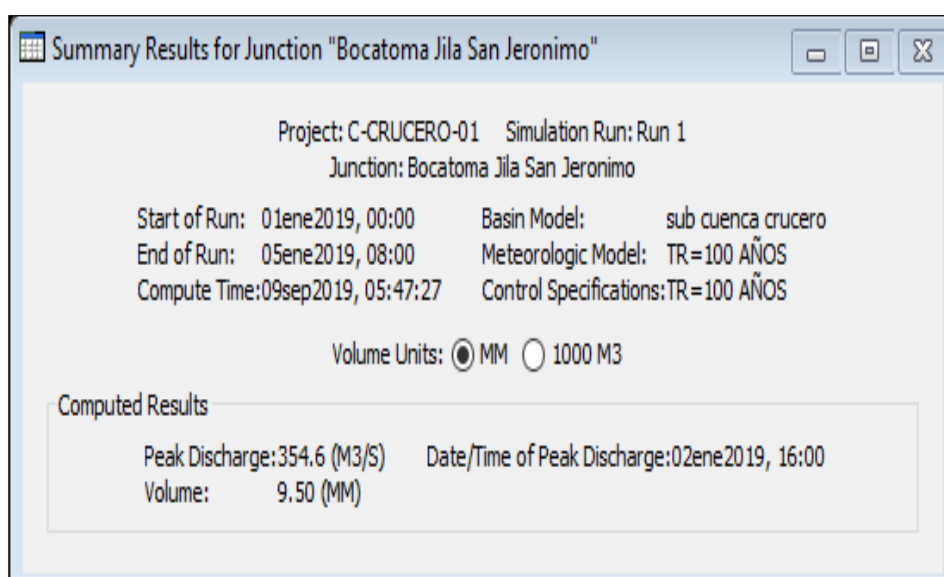


Figura N° 4.15: Caudal pico TR= 100 años
Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Resumen de Caudales Máximos Simulados

Tabla N°4.7: Caudales máximos simulados para diferentes períodos de retorno
punto de interés bocatoma Jila San Jerónimo.

ITEM	Periodo de Retorno (Años)	Caudal Máximo de Diseño (m3/s)
1	25	292.9
2	50	324.3
3	100	354.6

Fuente: Elaboración Propia

4.3. HIDRAULICA FLUVIAL

La hidráulica fluvial tiene una cierta semejanza con el estudio de la hidráulica de canales abiertos, por tener la superficie libre y porque el flujo se produce por el peso del fluido.

Pero, en un río las descargas son muy variables e irregulares en el tiempo, la sección transversal no es constante, es muy variable y por tanto los flujos son tridimensionales. En consecuencia el movimiento ES PERMANENTE.

4.3.1. Geometría del cauce del río

Sobre la topografía, se realizó el trazo del eje principal por la parte céntrica del cauce y el trazo de las secciones transversales en la dirección aguas abajo hacia arriba (orientación de trabajo del HEC - RAS), con un intervalo de 20 metros.



Figura N° 4.16: Vista del cauce del río

Tabla N°4.8: Pendiente en el tramo de río, S eje de río

RIO CRUCERO	
Cauce del río	
Inicio	Final
Prog: 0+000	Prog: 2+000
S= 0.0029 m/m	

Fuente: Elaboración Propia

4.3.2. Rugosidad del cauce del río

El valor de n es muy variable y depende de una cantidad de factores: para estimar la rugosidad de la superficie, vegetación, irregularidades del cauce del río, alineamiento del canal, depósitos y socavaciones, obstrucciones, tamaño y forma del canal, nivel y caudal, cambio estacional, material suspendido y transporte del fondo. Con este criterio fueron obtenidos el coeficiente de rugosidad, ver tabla N° 4.9 y 4.10.

Tabla N°4.9: Rugosidad en el tramo.







DETERMINACION DE LA RUGOSIDAD EN EL CAUCE PRINCIPAL Y LA PLANICIE DE INUNDACION DEL RIO CRUCERO																																																																																					
MARGEN IZQUIERDA					MARGEN DERECHA																																																																																
TRAMO		IMAGEN		TRAMO		IMAGEN																																																																															
PROG. 0+000				PROG. 0+000																																																																																	
<table><tr><th colspan="5">n, m de Kutter</th></tr><tr><td>no</td><td>n1</td><td>n2</td><td>n3</td><td>n4</td><td>m5</td></tr><tr><td>0.024</td><td>0.000</td><td>0.005</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>1.000</td></tr><tr><th colspan="6">n Rugosidad</th></tr><tr><td colspan="2">12.000</td><td colspan="2">Cauce</td><td colspan="2">Derecho</td></tr><tr><td colspan="2">n de Maning</td><td colspan="2">n de Kutter</td><td colspan="2">n de Maning</td></tr><tr><td colspan="2">0.032</td><td colspan="2">0.029</td><td colspan="2">0.032</td></tr></table>		n, m de Kutter					no	n1	n2	n3	n4	m5	0.024	0.000	0.005	0.000	0.000	1.000	n Rugosidad						12.000		Cauce		Derecho		n de Maning		n de Kutter		n de Maning		0.032		0.029		0.032		<table><tr><th colspan="5">n, m de Kutter</th></tr><tr><td>no</td><td>n1</td><td>n2</td><td>n3</td><td>n4</td><td>m5</td></tr><tr><td>0.028</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>1.000</td></tr><tr><th colspan="6">n Rugosidad</th></tr><tr><td colspan="2">Izquierdo</td><td colspan="2">Cauce</td><td colspan="2">Derecho</td></tr><tr><td colspan="2">n de Maning</td><td colspan="2">n de Kutter</td><td colspan="2">n de Maning</td></tr><tr><td colspan="2">0.032</td><td colspan="2">0.028</td><td colspan="2">0.032</td></tr></table>		n, m de Kutter					no	n1	n2	n3	n4	m5	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	n Rugosidad						Izquierdo		Cauce		Derecho		n de Maning		n de Kutter		n de Maning		0.032		0.028		0.032	
n, m de Kutter																																																																																					
no	n1	n2	n3	n4	m5																																																																																
0.024	0.000	0.005	0.000	0.000	1.000																																																																																
n Rugosidad																																																																																					
12.000		Cauce		Derecho																																																																																	
n de Maning		n de Kutter		n de Maning																																																																																	
0.032		0.029		0.032																																																																																	
n, m de Kutter																																																																																					
no	n1	n2	n3	n4	m5																																																																																
0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000																																																																																
n Rugosidad																																																																																					
Izquierdo		Cauce		Derecho																																																																																	
n de Maning		n de Kutter		n de Maning																																																																																	
0.032		0.028		0.032																																																																																	
PROG. 1+000				PROG. 1+000																																																																																	
<table><tr><th colspan="5">n, m de Kutter</th></tr><tr><td>no</td><td>n1</td><td>n2</td><td>n3</td><td>n4</td><td>m5</td></tr><tr><td>0.024</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>1.000</td></tr><tr><th colspan="6">n Rugosidad</th></tr><tr><td colspan="2">Izquierdo</td><td colspan="2">Cauce</td><td colspan="2">Derecho</td></tr><tr><td colspan="2">n de Maning</td><td colspan="2">n de Kutter</td><td colspan="2">n de Maning</td></tr><tr><td colspan="2">0.034</td><td colspan="2">0.024</td><td colspan="2">0.034</td></tr></table>		n, m de Kutter					no	n1	n2	n3	n4	m5	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	n Rugosidad						Izquierdo		Cauce		Derecho		n de Maning		n de Kutter		n de Maning		0.034		0.024		0.034		<table><tr><th colspan="5">n, m de Kutter</th></tr><tr><td>no</td><td>n1</td><td>n2</td><td>n3</td><td>n4</td><td>m5</td></tr><tr><td>0.028</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>1.000</td></tr><tr><th colspan="6">n Rugosidad</th></tr><tr><td colspan="2">Izquierdo</td><td colspan="2">Cauce</td><td colspan="2">Derecho</td></tr><tr><td colspan="2">n de Maning</td><td colspan="2">n de Kutter</td><td colspan="2">n de Maning</td></tr><tr><td colspan="2">0.034</td><td colspan="2">0.028</td><td colspan="2">0.034</td></tr></table>		n, m de Kutter					no	n1	n2	n3	n4	m5	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	n Rugosidad						Izquierdo		Cauce		Derecho		n de Maning		n de Kutter		n de Maning		0.034		0.028		0.034	
n, m de Kutter																																																																																					
no	n1	n2	n3	n4	m5																																																																																
0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000																																																																																
n Rugosidad																																																																																					
Izquierdo		Cauce		Derecho																																																																																	
n de Maning		n de Kutter		n de Maning																																																																																	
0.034		0.024		0.034																																																																																	
n, m de Kutter																																																																																					
no	n1	n2	n3	n4	m5																																																																																
0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000																																																																																
n Rugosidad																																																																																					
Izquierdo		Cauce		Derecho																																																																																	
n de Maning		n de Kutter		n de Maning																																																																																	
0.034		0.028		0.034																																																																																	
PROG. 2+000				PROG. 2+000																																																																																	
<table><tr><th colspan="5">n, m de Kutter</th></tr><tr><td>no</td><td>n1</td><td>n2</td><td>n3</td><td>n4</td><td>m5</td></tr><tr><td>0.024</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>1.000</td></tr><tr><th colspan="6">n Rugosidad</th></tr><tr><td colspan="2">Izquierdo</td><td colspan="2">Cauce</td><td colspan="2">Derecho</td></tr><tr><td colspan="2">n de Maning</td><td colspan="2">n de Kutter</td><td colspan="2">n de Maning</td></tr><tr><td colspan="2">0.030</td><td colspan="2">0.024</td><td colspan="2">0.030</td></tr></table>		n, m de Kutter					no	n1	n2	n3	n4	m5	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	n Rugosidad						Izquierdo		Cauce		Derecho		n de Maning		n de Kutter		n de Maning		0.030		0.024		0.030		<table><tr><th colspan="5">n, m de Kutter</th></tr><tr><td>no</td><td>n1</td><td>n2</td><td>n3</td><td>n4</td><td>m5</td></tr><tr><td>0.024</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>1.000</td></tr><tr><th colspan="6">n Rugosidad</th></tr><tr><td colspan="2">Izquierdo</td><td colspan="2">Cauce</td><td colspan="2">Derecho</td></tr><tr><td colspan="2">n de Maning</td><td colspan="2">n de Kutter</td><td colspan="2">n de Maning</td></tr><tr><td colspan="2">0.030</td><td colspan="2">0.024</td><td colspan="2">0.030</td></tr></table>		n, m de Kutter					no	n1	n2	n3	n4	m5	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	n Rugosidad						Izquierdo		Cauce		Derecho		n de Maning		n de Kutter		n de Maning		0.030		0.024		0.030	
n, m de Kutter																																																																																					
no	n1	n2	n3	n4	m5																																																																																
0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000																																																																																
n Rugosidad																																																																																					
Izquierdo		Cauce		Derecho																																																																																	
n de Maning		n de Kutter		n de Maning																																																																																	
0.030		0.024		0.030																																																																																	
n, m de Kutter																																																																																					
no	n1	n2	n3	n4	m5																																																																																
0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000																																																																																
n Rugosidad																																																																																					
Izquierdo		Cauce		Derecho																																																																																	
n de Maning		n de Kutter		n de Maning																																																																																	
0.030		0.024		0.030																																																																																	

Tabla N°4.10: Resultado de coeficiente de rugosidad

RIO CRUCERO				
Margen Izquierdo		Cauce	Margen Derecho	
Inicio	Final		Inicio	Final
Prog: 0+000	Prog: 2+000		Prog: 0+000	Prog: 2+000
0.032		0.026	0.032	

Fuente: Elaboración Propia

4.4. SIMULACIÓN CON EL MODELO HEC-RAS

4.4.1. Trabajo previo con sistema de información geográfica

Estos pasos previos fue realizado con AutoCAD civil 3D. En esta fase se estructuró el modelo, de tal manera contenga:

- La geometría del cauce (eje del cauce, márgenes izquierda y derecha, delimitación del área de flujo y secciones transversales).
- Topología y atributos al cauce del río.
- Topología y atributos a las secciones cauce del río.
- Creación de archivos de exportación de AutoCAD civil 3D para HEC-RAS.
- Creación de archivo TIN de exportación de ArcMap a RAS Mapper.

4.4.2. Trabajo con HEC – RAS

Con el modelo estructurado en la fase anterior, se realizó la simulación en el HEC-RAS, para ello fue necesario considerar lo siguiente:

- Importación de la geometría de AutoCAD civil 3d
- Importación de TIN de ArcMap a RAS Mapper
- Introducción de parámetros faltantes
- Introducción de datos hidráulicos
- Realizar la corrida en flujo permanente.

4.4.3. Plan de simulación

Con fines de un modelamiento más robusto se ha interpolado las secciones transversales principales cada 20 metros; para un flujo permanente; tomando como modelo hidráulico el HEC-RAS versión 5.0.7.

4.4.4. Proceso de la Simulación

Con el modelo estructurado en la fase anterior, se realiza la simulación en el HEC-RAS, que considera lo siguiente:

- Importación de la geometría (alineamiento y secciones transversales)
- Importación de Modelo de elevación de terreno 2D - RAS Mapper
- Introducción de parámetros faltantes (coeficiente de Manning, coeficientes de contracción y expansión).
- Introducción de datos hidráulicos (caudal y condiciones de contorno)
- Corrida en flujo de régimen permanente
- Corrida de distribución de velocidad en 2D en el eje de la bocatoma
- Tabla de distribución de velocidad en x – e – y en eje de bocatoma
- Corrida de distribución de tirante en 2D en el eje de la bocatoma
- Tabla de distribución de tirante en x – e – y en eje de bocatoma
- Tabla de distribución de velocidad y tirante en x – e – y
- Perfil de flujo en perspectiva 3D
- Tirante de aguas para periodos de retorno de 25, 50 y 100 años.
- Discusión de periodos de retorno de 25, 50 y 100 años.
- Generación de resultados de forma tabular y gráficamente

4.4.4.1. Importación de la geometría (alineamiento y secciones transversales)

La información es exportada al programa HEC-RAS 5.0.7 y el esquema que se obtiene es mostrado siguientes figuras N° 4.17 y 4.18, 4.19 y 4.20 ya con la ubicación de la estructura hidráulica (bocatoma) y el modelo de elevación de terreno 2D.

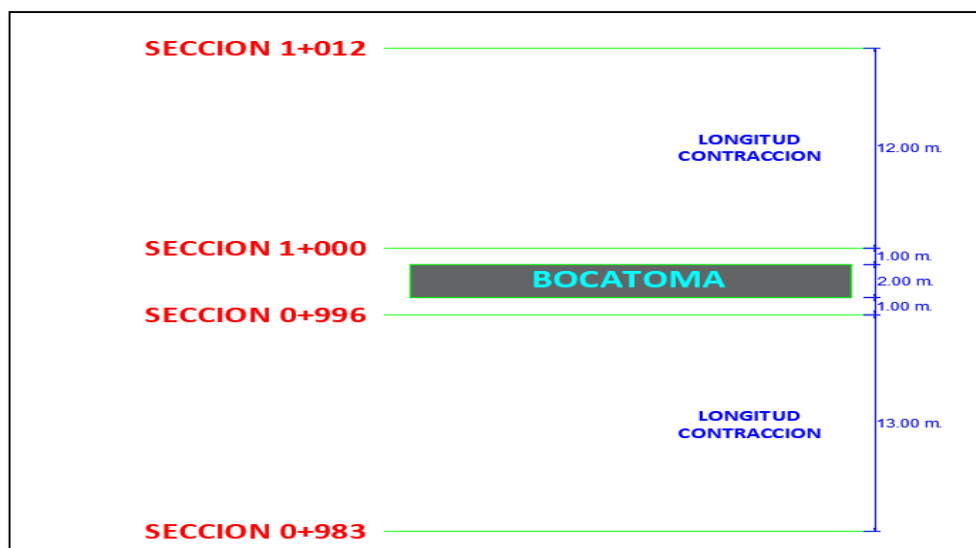


Figura N° 4.17: Esquema de ubicación de la bocatoma Jila San Jerónimo

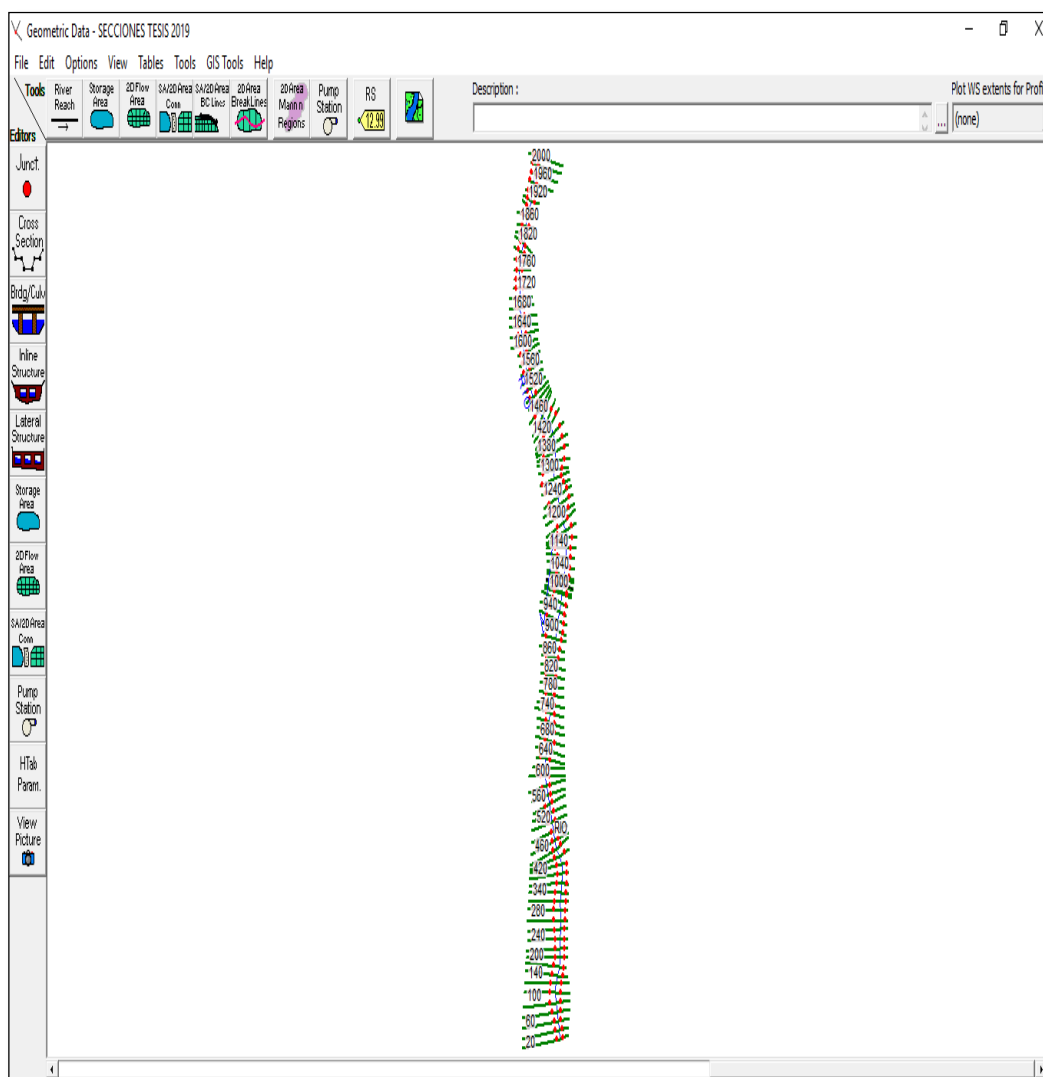


Figura N° 4.18: Esquema de cauce P. I. bocatoma Jila San Jerónimo – HEC-RAS

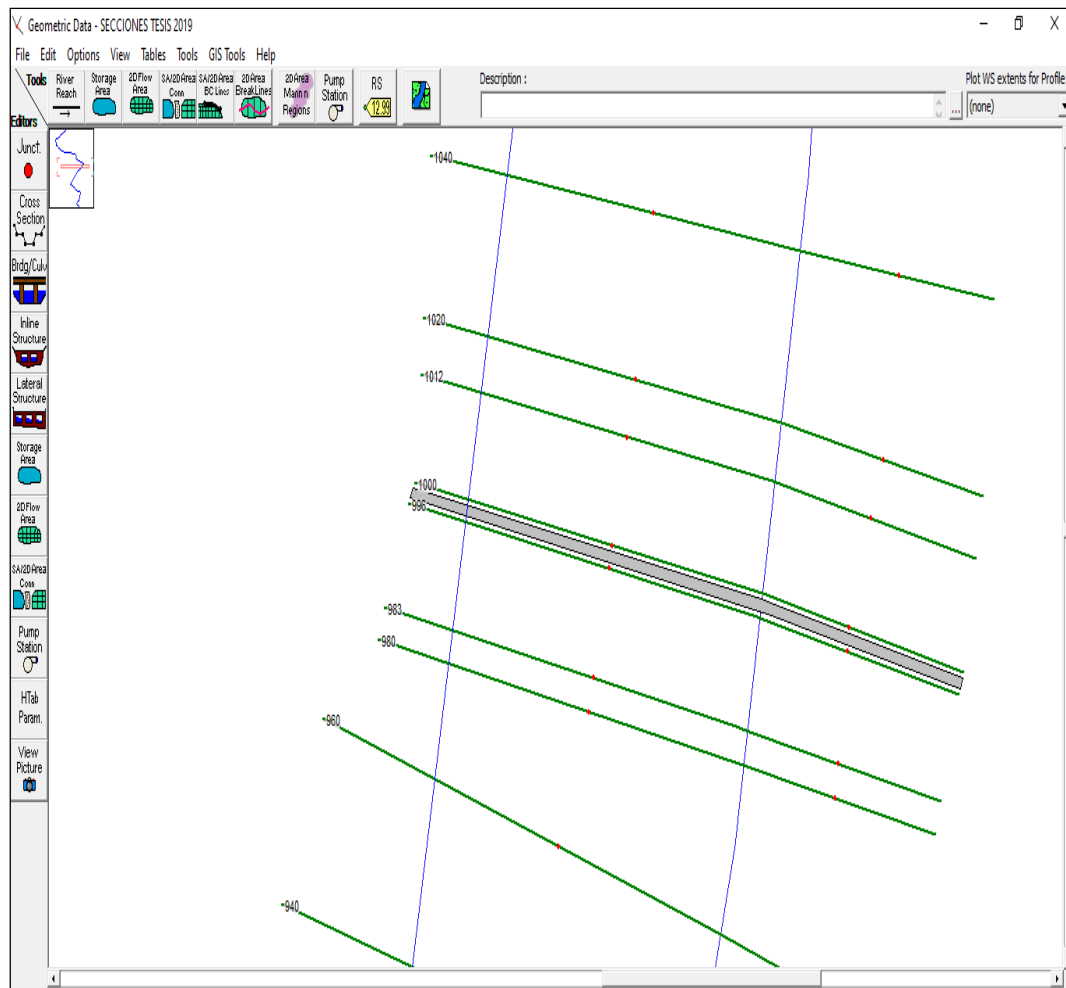


Figura N° 4.19: Esquema de ubicación de cauce de la bocatoma Jila San Jerónimo – HEC-RAS

4.4.4.2. Importación de Modelo de elevación de terreno 2D - RAS Mapper

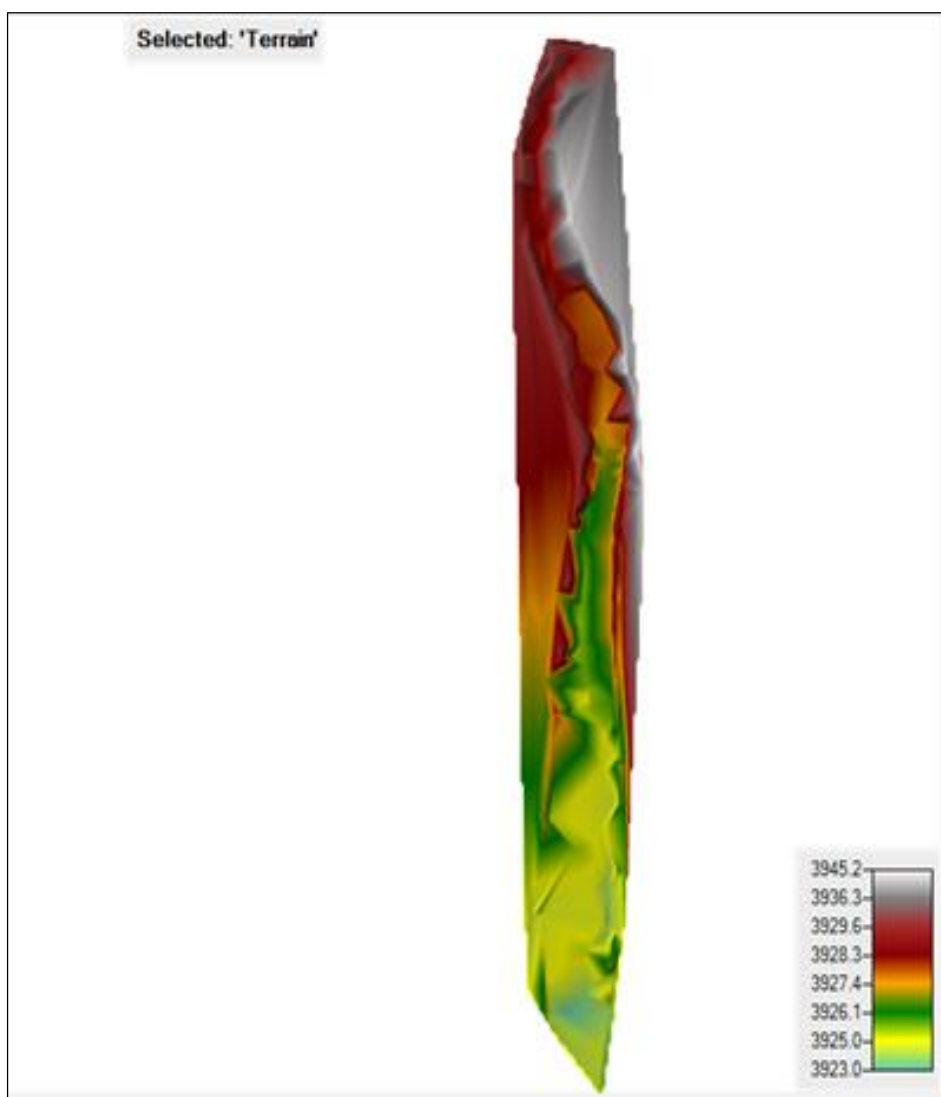


Figura N° 4.20: Modelo digital de elevaciones de terreno 2D - RAS Mapper

4.4.4.3. Introducción de parámetros faltantes (coeficiente de Manning, coeficientes de contracción y expansión).

Una vez que se haya exportados las secciones se comienza a introducir el coeficiente de manning. Ver figura N° 4.21.

Edit Manning's n or k Values

River: RIO

Reach: RIO

Selected Area Edit Options

Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ... Reduce to L Ch R ...

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	2000	n	0.032	0.026	0.032
2	1980	n	0.032	0.026	0.032
3	1960	n	0.032	0.026	0.032
4	1940	n	0.032	0.026	0.032
5	1920	n	0.032	0.026	0.032
6	1900	n	0.032	0.026	0.032
7	1880	n	0.032	0.026	0.032
8	1860	n	0.032	0.026	0.032
9	1840	n	0.032	0.026	0.032
10	1820	n	0.032	0.026	0.032
11	1800	n	0.032	0.026	0.032
12	1780	n	0.032	0.026	0.032
13	1760	n	0.032	0.026	0.032
14	1740	n	0.032	0.026	0.032
15	1720	n	0.032	0.026	0.032
16	1700	n	0.032	0.026	0.032
17	1680	n	0.032	0.026	0.032
18	1660	n	0.032	0.026	0.032
19	1640	n	0.032	0.026	0.032
20	1620	n	0.032	0.026	0.032
21	1600	n	0.032	0.026	0.032
22	1580	n	0.032	0.026	0.032
23	1560	n	0.032	0.026	0.032
24	1540	n	0.032	0.026	0.032
25	1520	n	0.032	0.026	0.032
26	1500	n	0.032	0.026	0.032
27	1480	n	0.032	0.026	0.032
28	1460	n	0.032	0.026	0.032
29	1440	n	0.032	0.026	0.032
30	1420	n	0.032	0.026	0.032
31	1400	n	0.032	0.026	0.032
32	1380	n	0.032	0.026	0.032
33	1360	n	0.032	0.026	0.032

Channel n Values have a light green background

OK Cancel Help

Figura N° 4.21: Introducción del coeficiente de Manning

4.4.4.4. Introducción de datos hidráulicos (caudal y condiciones de contorno)

Steady Flow Data - FLUJO 01

Description :

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): 3

Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River: RIO

Reach: RIO

River Sta.: 2000

Add Multiple...

Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates		
River	Reach	RS	TR=100 AÑOS	TR=50 AÑOS	TR=25 AÑOS
1 RIO	RIO	2000	354.6	324.3	292.9

Gate Openings Set

Select river for adding a new flow change location.

Figura N° 4.22: Introducción de datos hidráulicos

4.4.4.5. Corrida en flujo de régimen permanente

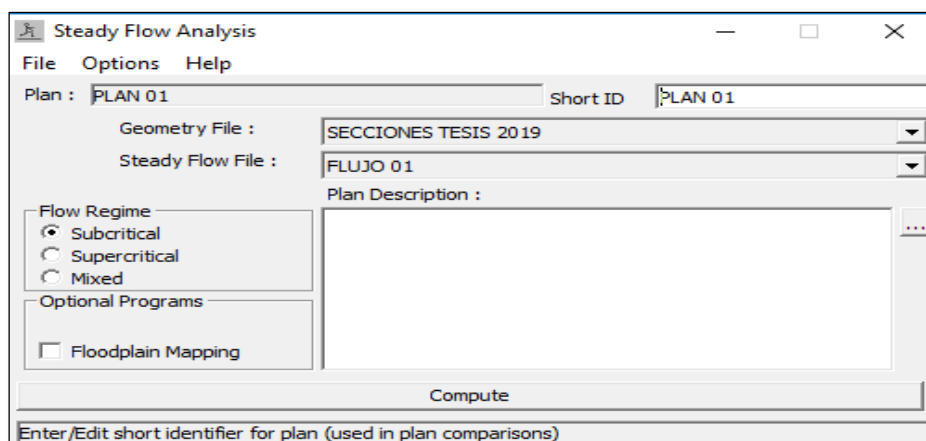


Figura N° 4.23: Computación del modelo HEC-RAS

4.4.4.6. Corrida de distribución de velocidad en 2D en el eje de la bocatoma

En la figura N° 4.24 se puede apreciar la velocidad de agua en el río Crucero.

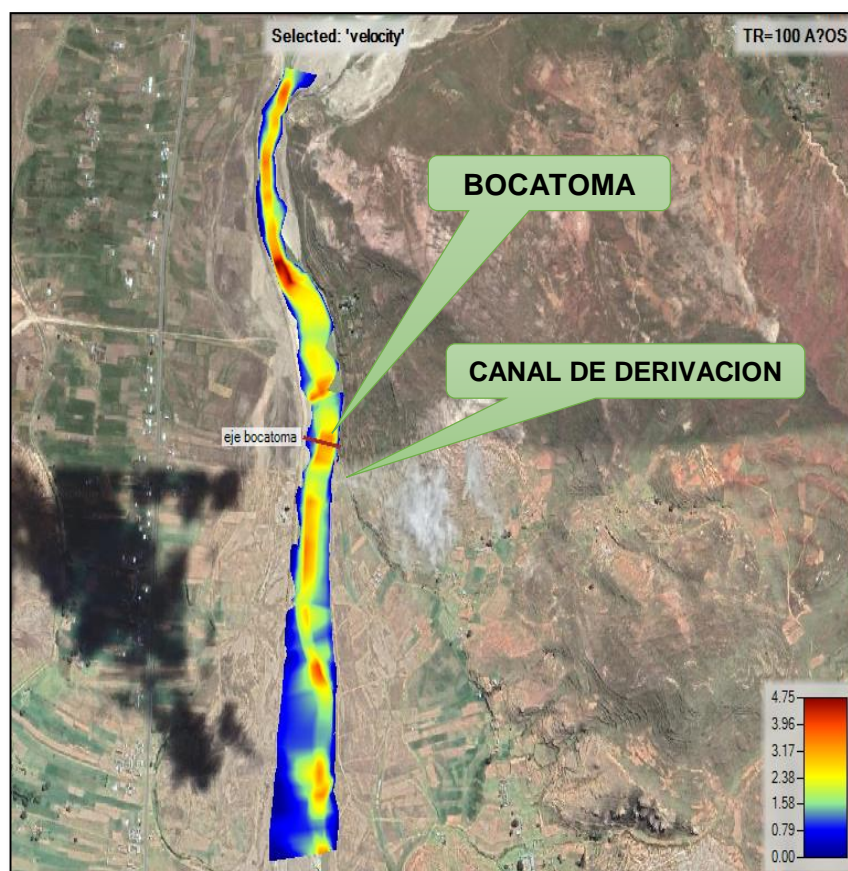


Figura N° 4.24: Velocidad de agua en el río Crucero 2D, TR = 100 años - RAS Mapper.

En la figura N° 4.25 se puede apreciar la velocidad en el eje de la bocatoma para el TR= 100 años que varía de 0 a 3.07 m/s.

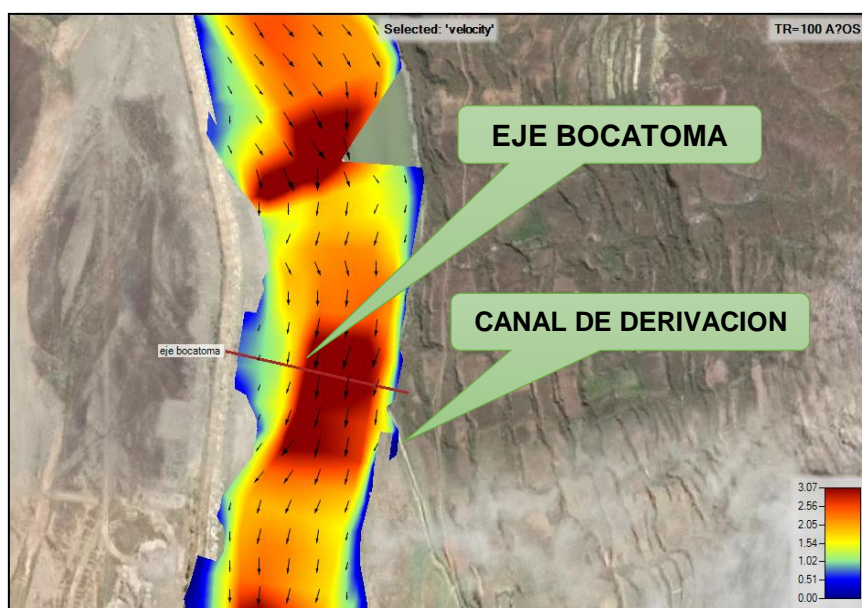


Figura N° 4.25: Velocidad en el eje de la bocatoma 2D, TR = 100 años - RAS Mapper.

4.4.4.7. Tabla de distribución de velocidad en x – e – y en eje de bocatoma

En la figura N° 4.26 se puede apreciar la distribución de velocidad en x - e - y en el eje de la bocatoma proyectada, la velocidad varia de 0 a 3.07 m/s.

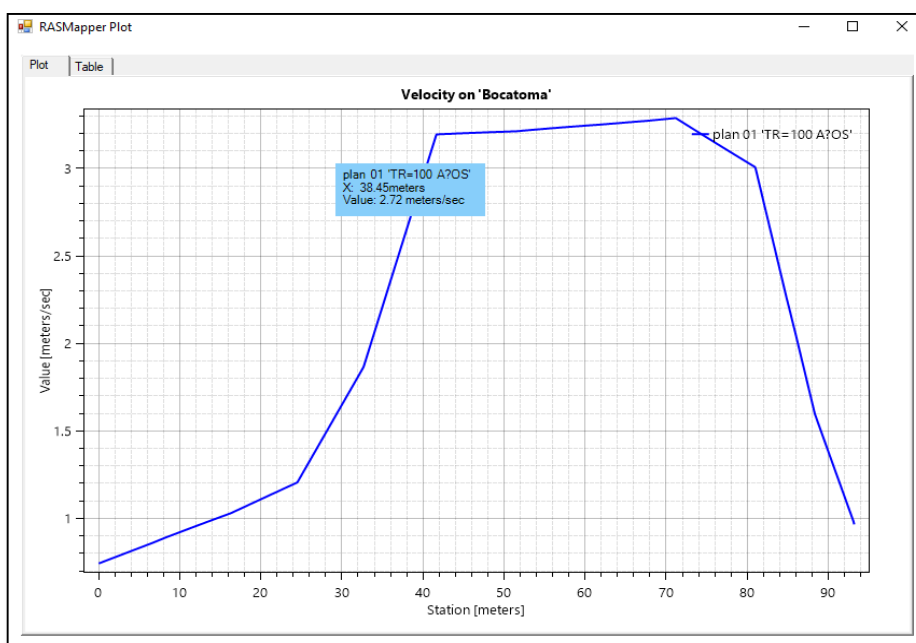


Figura N° 4.26: Distribución de velocidad en x – e – y

4.4.4.8. Corrida de distribución de tirante en 2D en el eje de la bocatoma

En la figura N° 4.27 se puede apreciar la profundidad de tirante de agua en el río Crucero para el TR= 100 años que varía de 0 a 4.18 m. de profundidad.



Figura N° 4.27: Profundidad de tirante de agua en el río Crucero 2D, TR = 100 años - RAS Mapper.

En la figura N° 4.28 se puede apreciar el tirante de agua en el eje de la bocatoma proyectada en 2D que varía de 0 a 2.21 m. de profundidad.

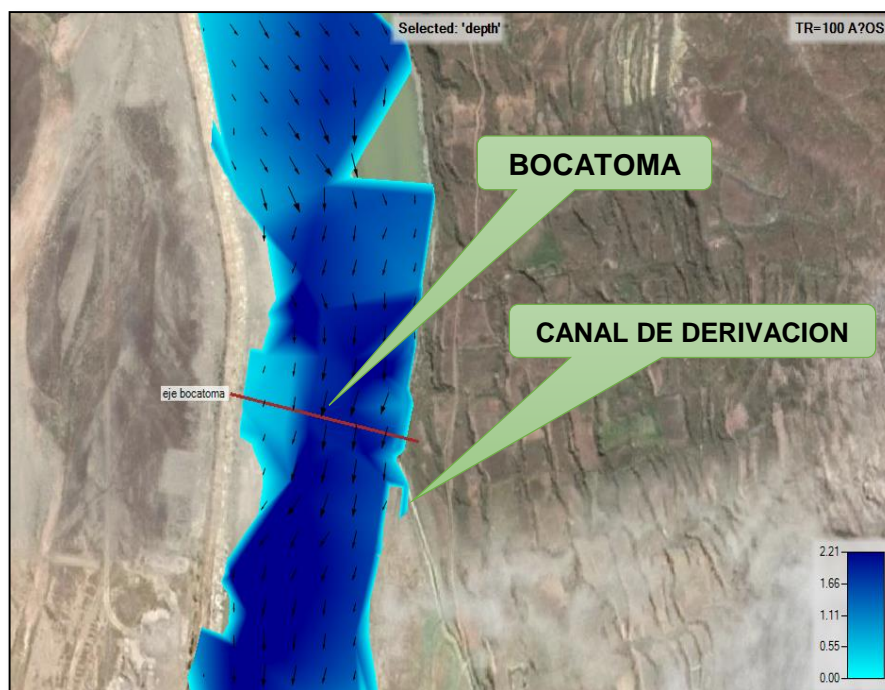


Figura N° 4.28: Profundidad de tirante de agua en el eje de la bocatoma proyectada en 2D, TR = 100 años - RAS Mapper.

4.4.4.9. Tabla de distribución de tirante en x – e – y en eje de bocatoma

En la figura N° 4.29 se puede apreciar la distribución de tirante de agua en x - e - y en el eje de la bocatoma proyectada, en tirante varia de 0 a 2.21 m.

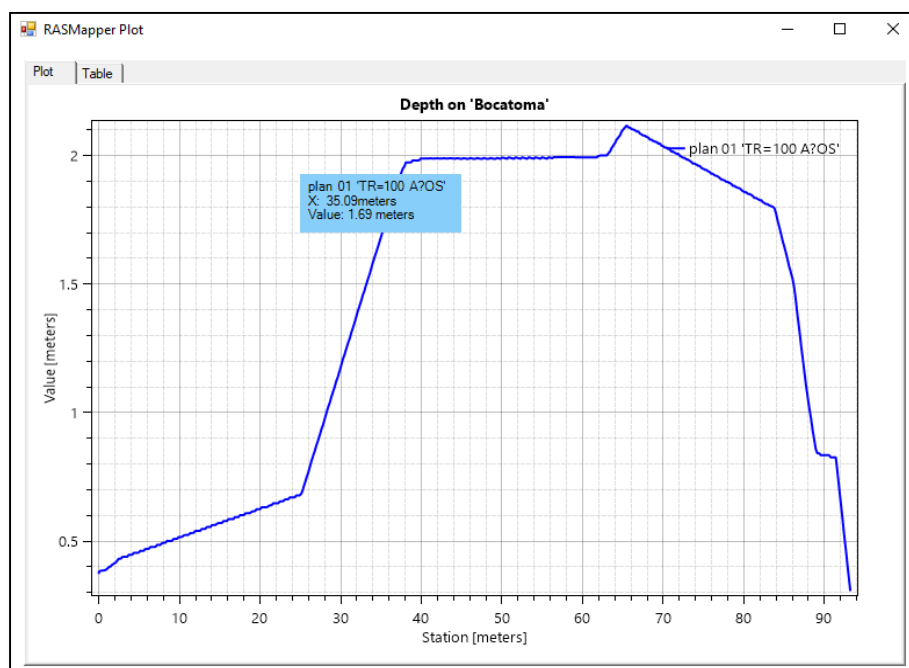


Figura N° 4.29: Distribución de tirante en x – e – y
Fuente: Elaboración Propia

4.4.4.10. Tabla de distribución de velocidad y tirante en x – e – y

En la figura N° 4.30 se aprecia la velocidad y tirante de agua en la bocatoma proyectada de Jila San Jerónimo donde la velocidad que se da en el eje de la bocatoma varia de 0 a 3.07 m/s y el tirante de agua es de 0 a 2.21 metros de altura de agua.

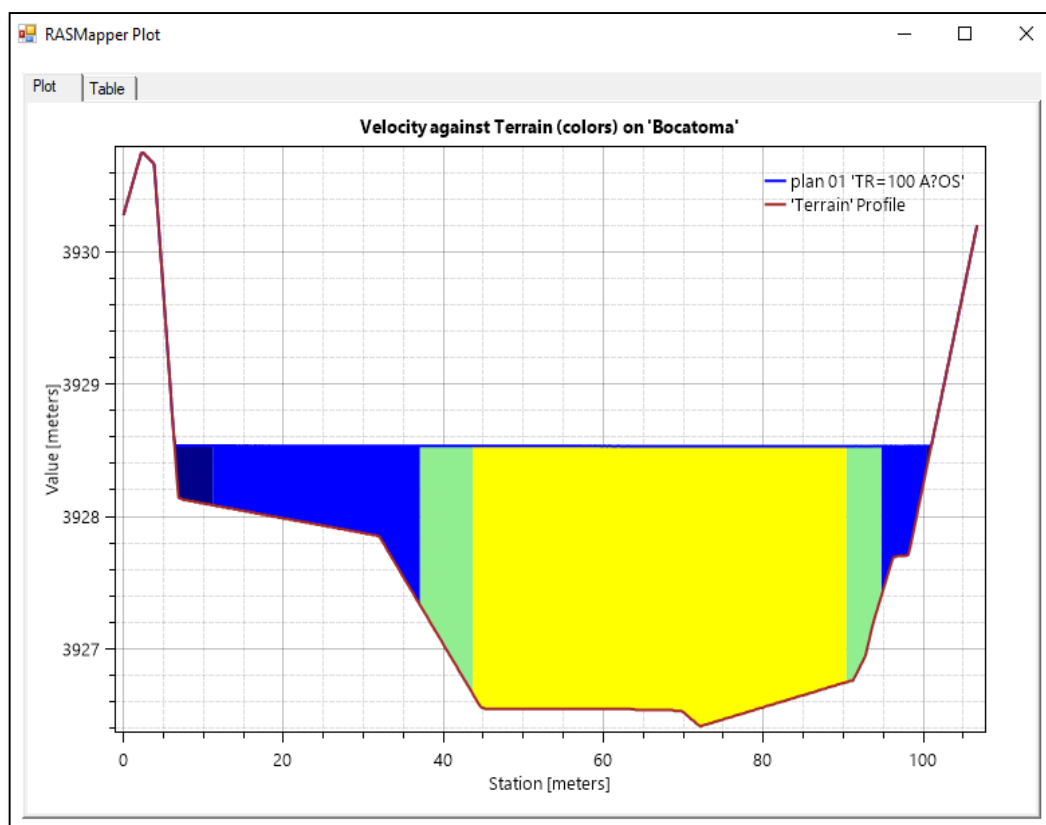


Figura N° 4.30: Distribución de velocidad y tirante en x – e – y
Fuente: Elaboración Propia

4.4.4.11. Perfil de flujo en perspectiva 3D

En la figura N° 4.31 se aprecia el perfil de flujo en perspectiva 3D y en la figura N° 4.32 se puede ver la estructura hidráulica que se proyecta en el P. I. bocatoma Jila San Jerónimo.

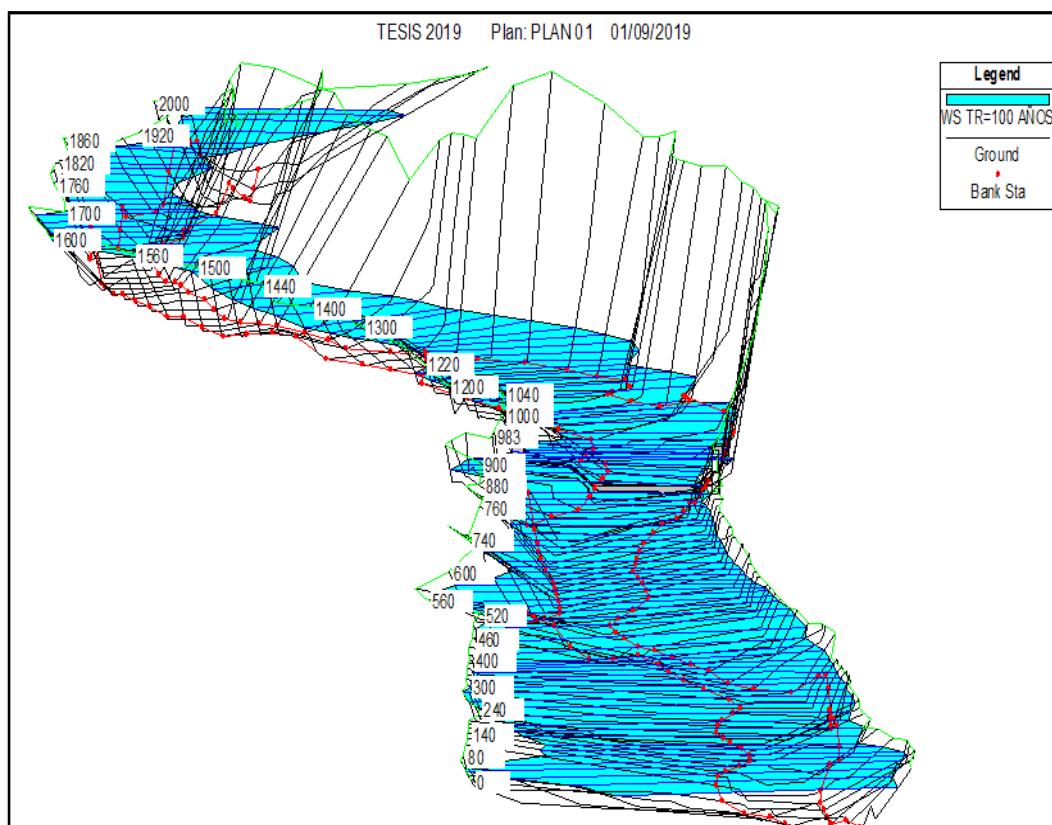


Figura N° 4.31: Perfil de flujo en perspectiva 3D
Fuente: Elaboración propia

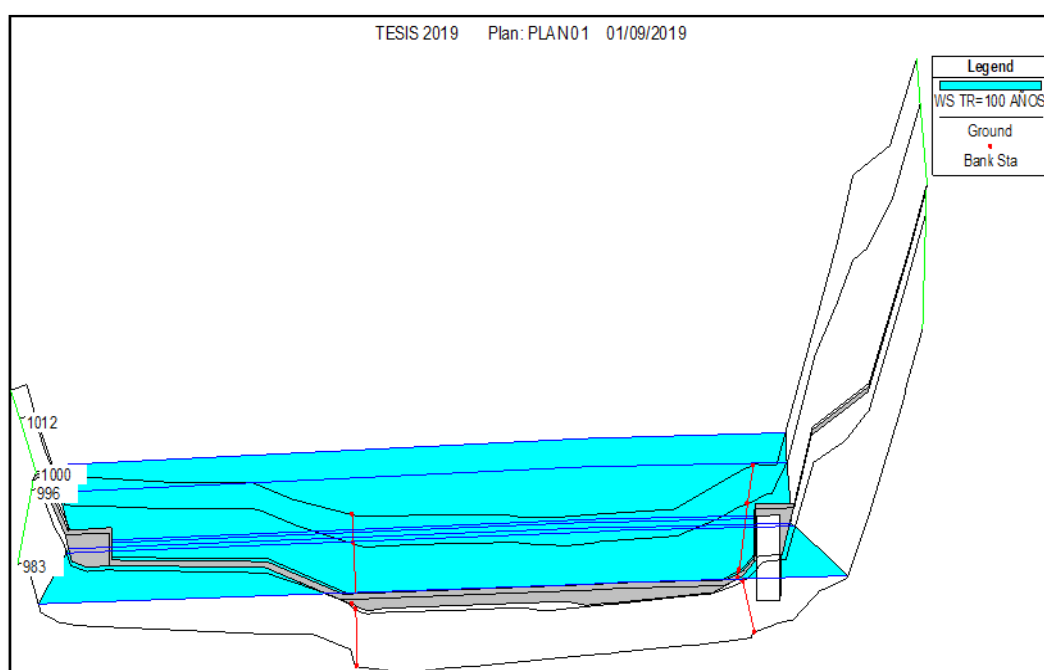


Figura N° 4.32: Perfil de flujo en perspectiva 3D en el P. I. bocatoma Jila San Jerónimo
Fuente: Elaboración propia

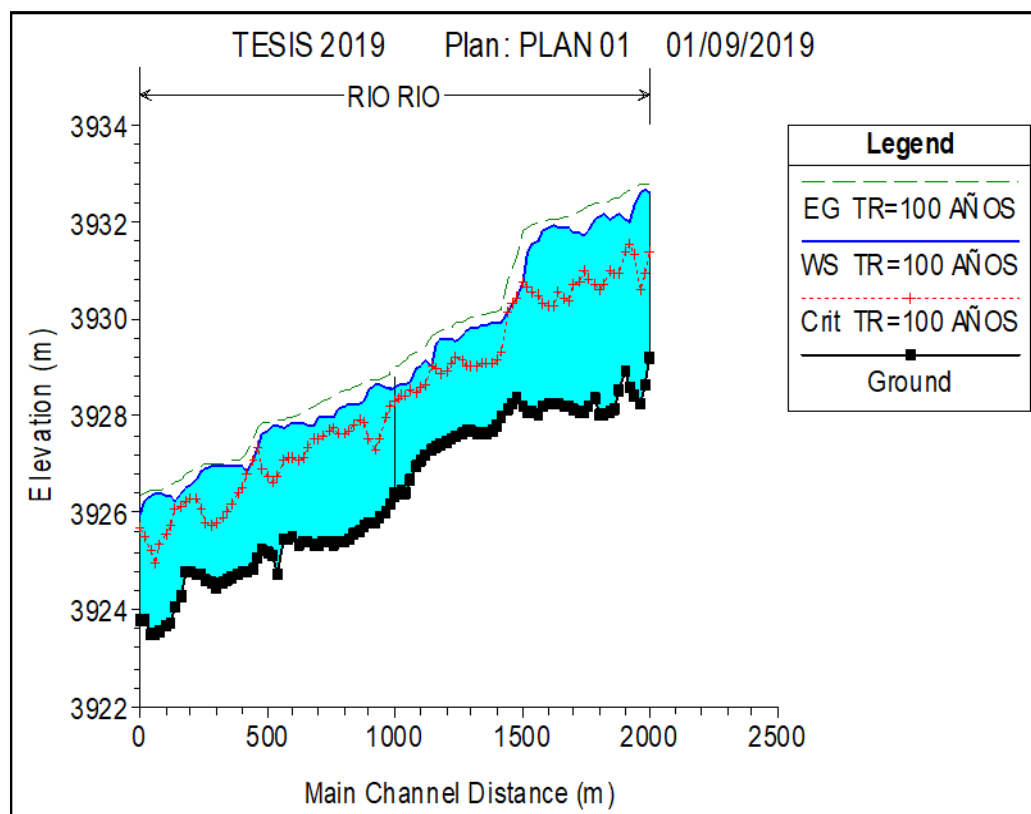


Figura N° 4.33: Perfil de flujo
Fuente: Elaboración Propia

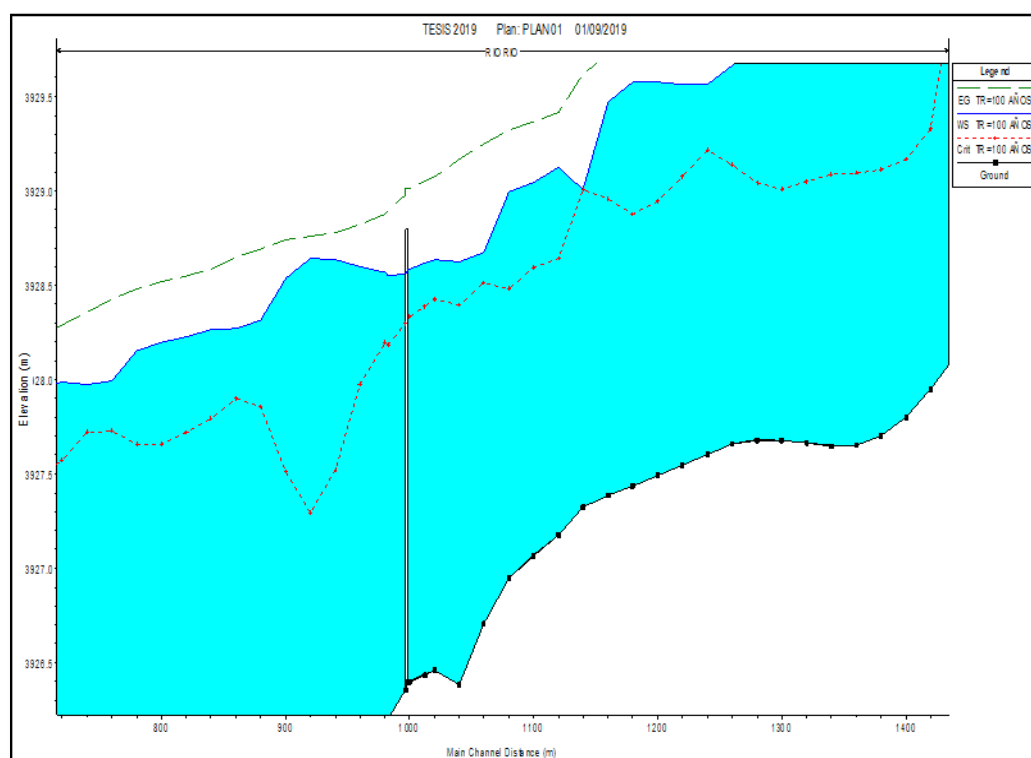


Figura N° 4.34: Perfil de flujo en el P. I. bocatoma Jila San Jerónimo
Fuente: Elaboración Propia

4.4.4.12. Tirante de aguas para periodos de retorno de 25, 50 y 100 años.

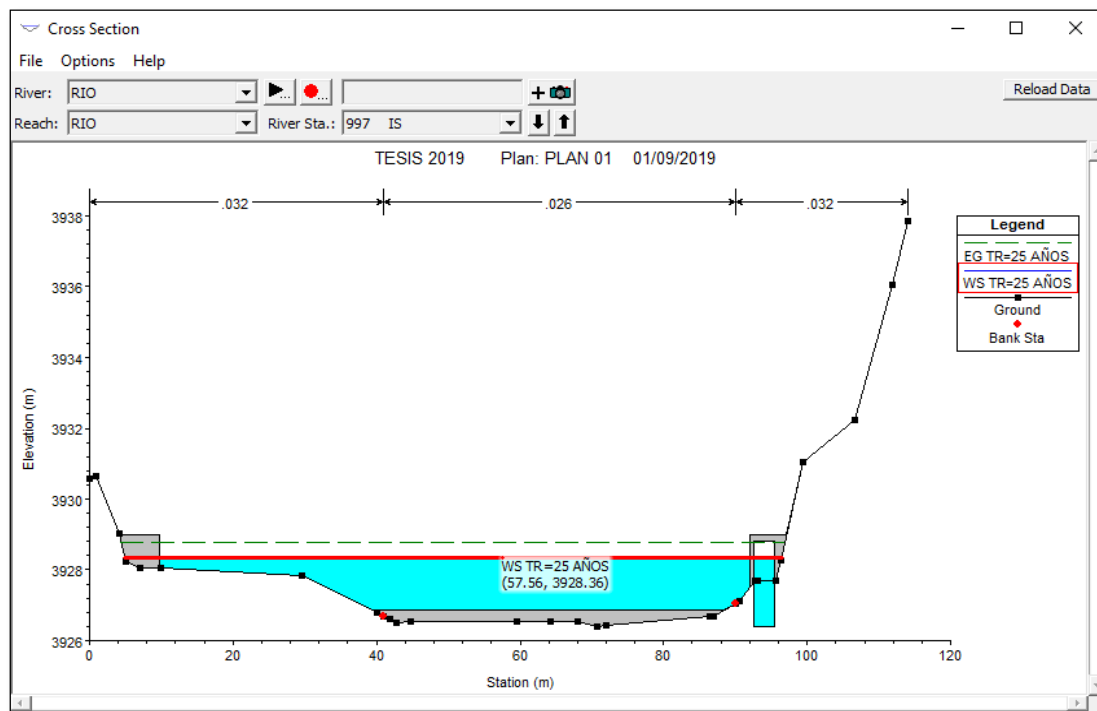


Figura N° 4.35: Sección transversal típica Prog. 0+997, P. I. bocatoma Jila San Jerónimo, TR = 25 años, $Q=292.9$ m³/s

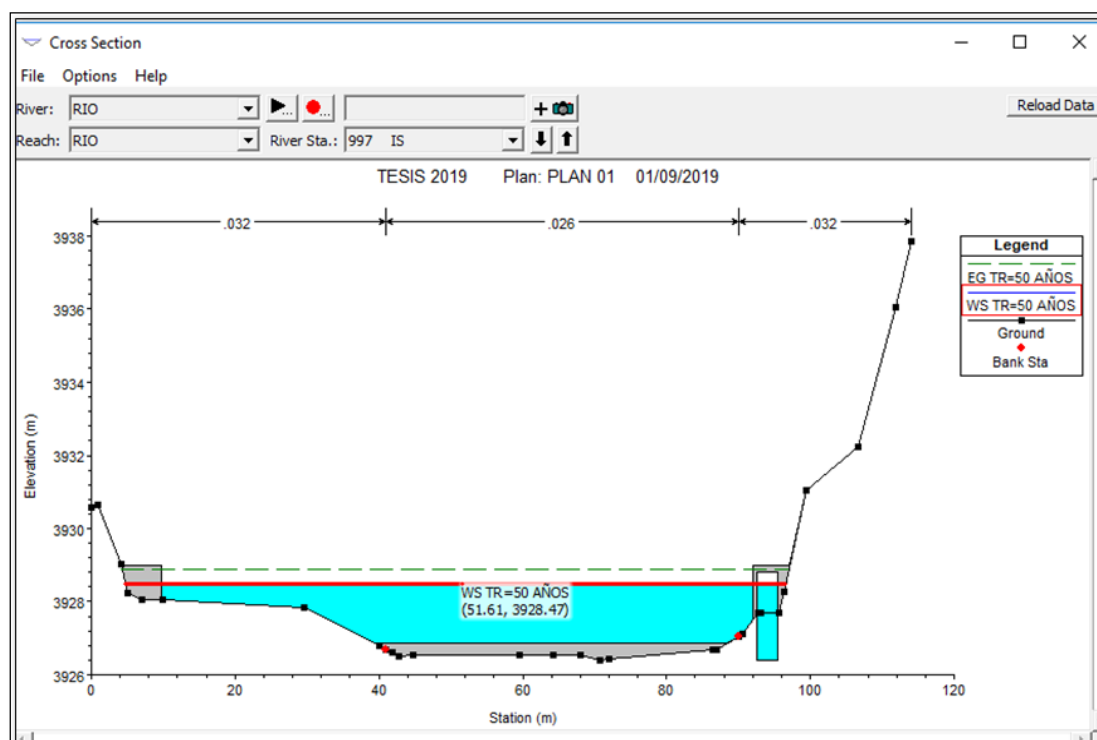


Figura N° 4.36: Sección transversal típica Prog. 0+997, P. I. bocatoma Jila San Jerónimo, TR = 50 años, $Q=324.3$ m³/s

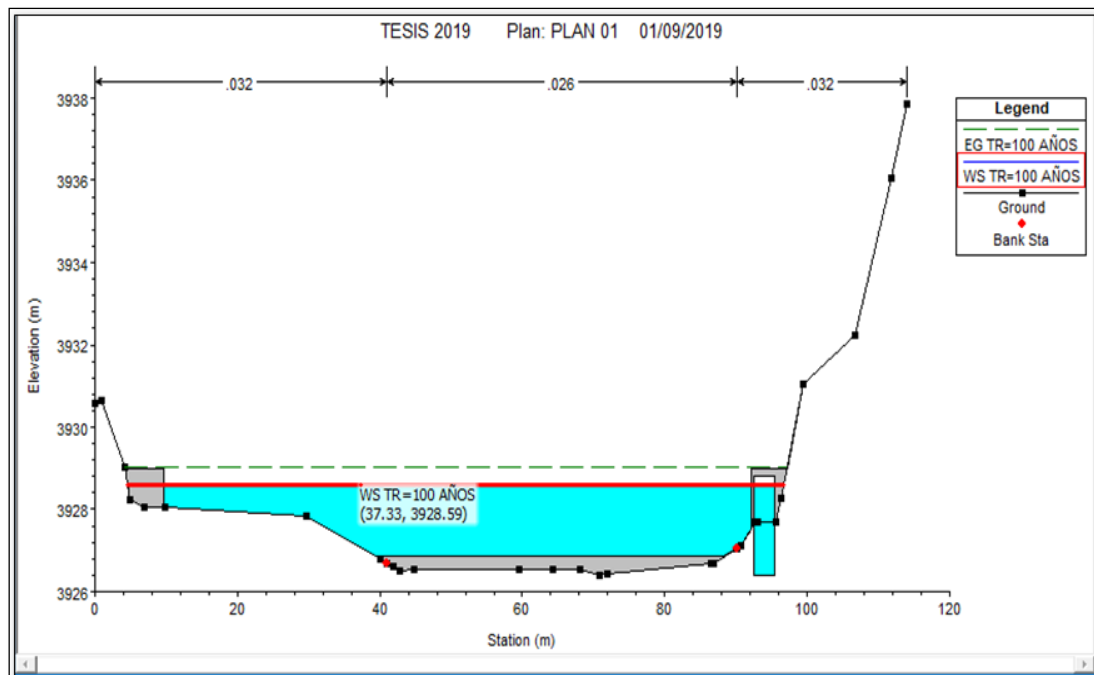


Figura N° 4.37: Sección transversal típica Prog. 0+997, P. I. bocatoma Jila San Jerónimo, TR = 100 años, $Q=354.6 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4.4.13. Discusión de periodos de retorno de 25, 50 y 100 años.

Para el diseño de una estructura, a lo largo del siglo XX se ha introducido el uso de la computación, los programas, los sistemas y el uso de modelos, etc. Sin embargo, en el caso particular de las estructuras que están en contacto con el agua, uno de los aspectos más críticos del diseño es la determinación de la interacción entre la estructura y la naturaleza, entre la obra hecha por el hombre y el agua.

El diseñador enfrenta un grave problema, tiene que diseñar en el presente, con datos del pasado, para que la estructura funcione en el futuro tradicionalmente.

Para considerar el efecto de grandes avenidas. Hay muchas fuentes de información que nos permiten conocer, aunque sea de aproximación, la ocurrencia de eventos extraordinarios en el pasado.

Los meganiños son recurrentes; es decir que después de un cierto tiempo (intermeganiño) vuelven a presentarse. Esto es sumamente importante para efectos de diseño de las estructuras hidráulicas en general. Estos fenómenos no son cíclicos ni periódicos, son estocásticos. Lo estocástico es lo perteneciente o

relativo al azar; se refiere a los procesos cuya evolución en el tiempo es aleatoria. Los meganiños pueden presentarse en cualquier momento, a veces con intervalos muy grandes y, otros muy pequeños. Usualmente un meganiño puede empezar en cualquier momento, se desarrolla a lo largo del año hidrológico que empieza en septiembre u octubre y termina al año siguiente; por eso suelen designarse con un bienio, es decir, dos años sucesivos, la ocurrencia de un meganiño tiene un intervalo de medio de casi 27 años.

La selección apropiada de la avenida de diseño es muy importante. Si se sobre dimensiona, los costos aumentan mucho. Caso contrario, el riesgo aumenta. Para la protección de estructuras hidráulicas usualmente los periodos de retorno escogidos están comprendidos entre 25 y 100 años. Para cual en este estudio de investigación se tomó el periodo de retorno de 100 años, para que en el futuro no presente fallas por avenidas máximas que se pueda presentar en el rio Crucero.

4.4.4.14. Generación de resultados de forma tabular y gráficamente

Los resultados de la modelación hidráulica con periodos de retorno de 25, 50 y 100 años, se muestran en la tabla N° 4.14.

Tabla N°4.11: Parámetros hidráulicos para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años en el eje de la bocatoma proyectada.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Cota min rio	Elev Superf	Tirante max	Elev línea	Pendiente Línea	Vel rio	Área Sección	Ancho de rio	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
RIO	1000	TR=100 AÑOS	354.6	3926.4	3928.59	2.19	3929.01	0.002498	3.07	135.39	92.12	0.69
RIO	1000	TR=50 AÑOS	324.3	3926.4	3928.47	2.07	3928.89	0.00262	3.03	125.09	91.87	0.7
RIO	1000	TR=25 AÑOS	292.9	3926.4	3928.36	1.96	3928.77	0.002743	2.97	114.44	91.61	0.71
RIO	997	bocatoma										
RIO	996	TR=100 AÑOS	354.6	3926.35	3928.56	2.21	3928.98	0.00241	3.02	137.9	93.29	0.68
RIO	996	TR=50 AÑOS	324.3	3926.35	3928.46	2.11	3928.86	0.00249	2.96	128.11	93.01	0.68
RIO	996	TR=25 AÑOS	292.9	3926.35	3928.35	2	3928.74	0.002571	2.89	117.86	92.7	0.69

Fuente: Elaboración Propia

De este resultado obtenido tubularmente del HEC-RAS, se toma el promedio de tirante máximo de agua de periodo de retorno de 100 años en el punto de interés de la bocatoma Jila San Jerónimo para considerar en el diseño hidráulico de la bocatoma, de igual manera se toma el promedio de la velocidad y estos datos obtenidos se toman en cuenta para el diseño de la bocatoma.

V. CONCLUSIONES

Se concluye que con la modelación hidráulica de la bocatoma Jila San Jerónimo, se adoptó un periodo de retorno de 100 años, a fin de que la estructura no presente riesgos de falla durante máximas avenidas para el cual se determinó un caudal de diseño de 354.6 m³/s, Al realizar el cálculo en el modelo hidráulico HEC – RAS nos da la elevación máxima de agua de 3928.59 m.s.n.m., para tomar en cuenta en el diseño de los componentes de la bocatoma y que no sufra colapso en eventos de máxima avenida.

La precipitación máxima de 24 horas de las estaciones pluviométricas analizadas se transformó en caudal máximo de diseño para la subcuenca crucero, determinándose para 25, 50 y 100 años, respectivamente 292.9, 324.3 y 354.6 m³/s, estos caudales son los máximos de los hidrogramas de avenida y representan a los máximos instantáneos, adecuados para el diseño, se determinó usando el software HEC-HMS, usando el modelo lluvia escorrentía del SCS.

Los parámetros hidráulicos determinados del modelamiento hidráulico para las máximas avenidas son las siguientes: estos datos fueron obtenidos utilizando el Software HEC-RAS, la cota mínima del eje en el punto de interés de la bocatoma Jila san Jerónimo es de 3926.4 m.s.n.m. aguas arriba del eje y aguas debajo de eje de la bocatoma es de 3926.35 m.s.n.m., la elevación superficial de agua en el punto de interés aguas arriba para periodo de retorno de 25, 50 y 100 años es de 3928.36, 3928.47 y 3928.56 m.s.n.m. y aguas abajo es de 3928.35, 3928.46 y 3928.56 m.s.n.m., el tirante máximo de agua en el punto de interés aguas arriba es de 1.96 , 2.07 y 2.19 m. y aguas abajo es de 2.00, 2.11 y 2.21 m de altura de tirante de aguas, también se tiene la pendiente de aguas arriba del eje 0.0027, 0.0026 y 0.0025 y aguas abajo 0.0026, 0.0025 y 0.0024 m/m, la velocidad del agua en el punto de interés es de 2.97, 3.03 y 3.07 m/s y aguas abajo es de 2.89, 2.96 y 3.02 m/s, la área de la sección aguas arriba 114.44, 125.09 y 135.39 m², y aguas abajo del eje de la bocatoma es de 117.86, 128.11 y 137.9 m², también se tiene el ancho de ríos aguas arriba 91.61, 91.87 y 92.12 m y aguas abajo 92.7, 93.01 y 93.29 m. y por último se tiene el número de froude

donde $F < 1$ entonces el flujo es sub critico porque el tirante critico es menor que la lámina de agua.

El modelo de simulación hidráulica HEC-RAS para el cauce nos da pronósticos hidrológicos de tirante máximo de agua de hasta 4.18 metros de altura y la velocidad de hasta 4.75 m/s como máximo en el tramo de la progresiva 0+000 a 2+000 ml. así como la respuesta del cauce del rio ante tan magnitud de volumen de agua y velocidad. El modelo se basa en ecuaciones diferenciales determinísticas de simulación hidráulica HEC-RAS. También con el periodo de retorno de 100 años se asegura la seguridad de modo que siempre que sea posible se evite la pérdida de vidas humanas; considerando pérdidas económicas que se producirían si la obra queda fuera de servicio durante un período de tiempo y también su función social evaluando si su fallo causaría un deterioro considerable de la calidad de vida de la población y a su vez también a sus actividades de ganadería y agricultura, como consecuencia el atraso para la localidad de Jila San Jerónimo.

VI. RECOMENDACIONES

Para el buen diseño de una bocatoma se recomienda reunir información confiable y verificarla. Asimismo la implementación de estaciones pluviométricas e hidrométricas automáticas, de modo que tenga un mejor registro de precipitaciones y caudales que permitan una mejor calibración de los modelos matemáticos aplicados para el modelo hidrológico como hidráulico, asimismo se recomienda realizar aforos para obtener tirante y velocidades para la calibración.

Se debe brindar capacitaciones a través del SENAMHI, Colegio de Ingenieros (CIP-PUNO), FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA – UNA PUNO y otras entidades sobre el modelamiento de una estructura y así modelar correctamente una estructura hidráulica en la zona que se requiera.

El modelamiento hidráulico de una bocatoma trata del comportamiento del flujo mediante fórmulas o métodos matemáticos para diferentes caudales en el río. El estudio en el modelamiento hidráulico permite no solo la obtención de un diseño más seguro, si no también más económico. El comportamiento de las estructuras hidráulicas se caracteriza por la fuerte influencia de eventos naturales extraordinarios que escapan al control humano, como una crecida o una avalancha, en tal sentido es vital el estudio del modelo hidráulico. El tema de la confiabilidad de los resultados de una investigación en modelación hidráulica corresponde a la teoría de los modelos, no debemos pensar que hay un modelo que resuelva todos los problemas, en realidad, el modelo solo responde a las preguntas que le han sido formuladas, también se debe de recordar que un modelo no resuelve los problemas, es el ingeniero quien debe resolverlos con criterio analítico y visualización de aspectos críticos de la topografía del terreno, pendiente del cauce y otros parámetros y con la ayuda de un modelo.

VII. REFERENCIAS

- AGRORURAL, (2017). Programa de Desarrollo Productivo Agrario Rural – Dirección Zonal Puno área de infraestructura rural, expediente técnico mejoramiento y ampliacion del sistema de riego en la localidad de Jila San Jerónimo. 39p.
- Aparicio, M. F. J. (1997). Fundamentos de hidrología de superficie. Primera edición. Editorial Limusa México. 303p.
- Arias, M. y Mejía, M. J. A. (1992). Estructuras de Captación – Bocatomas. Primera edición. La Molina, Lima. Editorial UNA, 142p.
- Basile, P. A. (2018). “Transporte de sedimentos y morfodinamica de ríos aluviales”. Primera edición. Argentina. Editorial de la Universidad Nacional de Rosario, 473p.
- Brunner, G. W. (2016). HEC RAS River Analysis System, 2D Modeling User´s Manual Version 5.0”. 171p.
- Chereque, M. W. (1989). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Pontificia universidad católica del Perú. Lima – Perú. 236p.
- Chow, V. T.; Maidment, D. R.; Mays, L. W. (1994). Hidrología Aplicada. Primera edición. Colombia. Editorial Mc GRAW HILL INTERAMERICA, 585p.
- Cuauhtémoc H. G. (2014). Modelación de áreas afectadas por desbordamientos de ríos en zonas de transición fluvial. Caso del rio la Antigua, Veracruz, México. Tesis universidad autónoma de Querétaro, 89p.
- Fattorelli, S.; Fernández P. C. (2011). Diseño hidrológico. Segunda edición. Paris. Edición digital WASA - GN. 531p.
- Guarníz M. C. K. (2014). Comparación de modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) Y Bidimensional (IBER) en el Análisis de Rotura en Presas de Materiales Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo. Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad De Ingeniería, Escuela Profesional De Ingeniería Civil, Trujillo – Perú, 171p.

- Linsley R., Kohler M. y Paulus J. (1986). Hidrología para Ingenieros. Segunda edición, México. Editoriales S. A. de C.V. 386p.
- Mery, M. H. (2013). Hidráulica aplicada al diseño de obras. Primera edición. Providencia Santiago de Chile. RIL editores, 456p.
- Marín, M. A. F.; Barros M. J. F. (2016). Modelación de tránsito de crecientes en el río Aburrá-Medellín para una propuesta de su restauración. Revista EIA, 13(26), julio-diciembre. 153-168p.
<https://doi.org/10.24050/reia.v13i26.165>
- Martin, V. J. P. (2003). "Ingeniería de ríos". Ediciones UPC. México. Alfaomega grupo editor, S. A. 338p.
- Materón, M. H.; García. V. J. L.; Arango I. D.; Parra, C. D. F. (2006). Modelación hidrológica e hidráulica aplicada a estudios de inundabilidad en cauces naturales caso de estudio: urbanización río Nima". Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente, Universidad del Valle Cali, Colombia, 27-38p. <https://www.redalyc.org/pdf/2311/231117589003.pdf>
- Mejía, M. J. A. (2006). Hidrología aplicada. Universidad nacional agraria la molina. Lima – Perú, 207p.
- Patel, C.G. and Gundaliya, P.J. (2016). Floodplain Delineation Using HEC-RAS Model - A Case Study of Surat City. Open Journal of Modern Hydrology, 06(01), 34-42p. <https://doi.org/10.4236/ojmh.2016.61004>
- Rocha, F. A. (1998). Introducción a la Hidráulica fluvial. Primera edición, Lima – Perú. Editorial UNI, 285p.
- Vásquez, V. A.; Mejía, M. A.; Faustino, M. J.; Terán, A. R.; Vásquez, R. I.; Díaz, R. J.; Vásquez, R. C.; Castro, A. A.; Tapia, M. M.; Alcántara, R. J. (2016). Manejo y gestión de cuencas hidrográficas. Primera edición. Lima - Perú. Fondo Editorial-UNALM. 646p.

- Villon, V. M. (2001). Hidrología Estadística. Primera edición. Cartago - Costa Rica. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola, 378p.
- Villon, V. M. (2002). Hidrología. Primera edición. Cartago - Costa Rica. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola, 436p.
- Villon, V. M. (2008). HEC – HMS Ejemplos. Segunda edición. Lima – Perú. Ediciones Villon, 376p.
- Villon, V. M. (2009). HEC – RAS Ejemplos. Primera edición. Lima – Perú. Ediciones Villon, 584p.
- Yalcin, E. (2018). Two-dimensional hydrodynamic modelling for urban flood risk assessment using unmanned aerial vehicle imagery: A case study of Kirsehir, Turkey. Journal of Flood Risk Management, e 12(99), 1-14p.
<https://doi.org/10.1111/jfr3.12499>
- Zavala B. y Guerrero C. (2006). Estudio Geoambiental de la Cuenca del Rio Ramis. INGEMMET, serie C. Geodinámica e Ingeniería Geológica. N° 30, 195p.

ANEXOS

ANEXO A: RESULTADOS DE PARAMETROS HIDRAULICOS HEC-RAS

ANEXO B: ESTACIONES PLUVIOMETRICAS

ANEXO C: SECCIONES DE RIOS HEC-RAS

ANEXO D: PLANO DE PLANTA – AUTOCAD CIVIL 3D

ANEXO E: DISEÑO HIDRAULICO

ANEXO F: PANEL FOTOGRAFICO

ANEXO A: RESULTADOS DE PARAMETROS HIDRAULICOS HEC-RAS

Tabla A.1: Parámetros hidráulicos que corresponde a los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años – HEC-RAS.

Reach	Ríver Sta	Profile	Q Total	Cota min río	Elev Superf Agua	Tirante max	Elev línea grad	Pendiente Línea Grad	Vel río	Área Sección	Ancho de río	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
RIO	2000	TR=100 AÑOS	354.6	3929.21	3932.63	3.42	3932.8	0.000731	2.25	218.72	101.69	0.4
RIO	2000	TR=50 AÑOS	324.3	3929.21	3932.44	3.23	3932.61	0.000781	2.24	200.11	98.68	0.41
RIO	2000	TR=25 AÑOS	292.9	3929.21	3932.24	3.03	3932.41	0.000825	2.2	180.84	93.88	0.42
RIO	1980	TR=100 AÑOS	354.6	3928.63	3932.64	4.01	3932.78	0.000549	1.96	237.06	97.99	0.35
RIO	1980	TR=50 AÑOS	324.3	3928.63	3932.46	3.83	3932.59	0.000568	1.92	219.33	95.15	0.35
RIO	1980	TR=25 AÑOS	292.9	3928.63	3932.26	3.63	3932.38	0.000587	1.86	201.26	88.6	0.35
RIO	1960	TR=100 AÑOS	354.6	3928.27	3932.63	4.36	3932.77	0.000484	1.95	232.56	85.16	0.33
RIO	1960	TR=50 AÑOS	324.3	3928.27	3932.45	4.18	3932.58	0.000487	1.88	217.45	82.65	0.33
RIO	1960	TR=25 AÑOS	292.9	3928.27	3932.25	3.98	3932.37	0.000491	1.82	201.46	79.9	0.33
RIO	1940	TR=100 AÑOS	354.6	3928.43	3932.3	3.87	3932.72	0.001617	3.14	136.5	64.59	0.59
RIO	1940	TR=50 AÑOS	324.3	3928.43	3932.13	3.7	3932.53	0.001649	3.05	126.19	59.88	0.59
RIO	1940	TR=25 AÑOS	292.9	3928.43	3931.96	3.53	3932.33	0.001655	2.93	116.09	54.89	0.58
RIO	1920	TR=100 AÑOS	354.6	3928.57	3932.01	3.44	3932.66	0.00225	3.73	108.52	50.9	0.69
RIO	1920	TR=50 AÑOS	324.3	3928.57	3931.84	3.27	3932.47	0.002342	3.66	100.1	49.06	0.7
RIO	1920	TR=25 AÑOS	292.9	3928.57	3931.66	3.09	3932.27	0.002454	3.58	91.33	47.08	0.71
RIO	1900	TR=100 AÑOS	354.6	3928.91	3932.05	3.14	3932.58	0.001843	3.42	119.77	52.04	0.63
RIO	1900	TR=50 AÑOS	324.3	3928.91	3931.88	2.97	3932.39	0.00191	3.35	111.02	50.58	0.64
RIO	1900	TR=25 AÑOS	292.9	3928.91	3931.7	2.79	3932.19	0.001994	3.27	101.79	48.99	0.64
RIO	1880	TR=100 AÑOS	354.6	3928.53	3932.16	3.63	3932.5	0.001	2.78	151.48	55.95	0.48
RIO	1880	TR=50 AÑOS	324.3	3928.53	3931.99	3.46	3932.31	0.001009	2.7	141.95	54.85	0.48
RIO	1880	TR=25 AÑOS	292.9	3928.53	3931.8	3.27	3932.1	0.00102	2.61	131.81	53.65	0.47
RIO	1860	TR=100 AÑOS	354.6	3928.12	3932.13	4.01	3932.48	0.001005	2.89	152.14	57.69	0.48
RIO	1860	TR=50 AÑOS	324.3	3928.12	3931.95	3.83	3932.29	0.00101	2.81	142.33	56.22	0.48
RIO	1860	TR=25 AÑOS	292.9	3928.12	3931.77	3.65	3932.08	0.001016	2.72	131.98	54.63	0.48
RIO	1840	TR=100 AÑOS	354.6	3928.1	3932.07	3.97	3932.45	0.001056	2.9	145.47	58.71	0.49
RIO	1840	TR=50 AÑOS	324.3	3928.1	3931.9	3.8	3932.26	0.001077	2.83	135.23	57.5	0.49
RIO	1840	TR=25 AÑOS	292.9	3928.1	3931.71	3.61	3932.06	0.001102	2.75	124.38	56.19	0.49
RIO	1820	TR=100 AÑOS	354.6	3928.06	3932.14	4.08	3932.4	0.000696	2.47	177.73	63.99	0.4
RIO	1820	TR=50 AÑOS	324.3	3928.06	3931.97	3.91	3932.21	0.000701	2.4	166.45	62.78	0.4
RIO	1820	TR=25 AÑOS	292.9	3928.06	3931.77	3.71	3932	0.000706	2.33	154.47	61.46	0.4
RIO	1800	TR=100 AÑOS	354.6	3928.05	3932.11	4.06	3932.38	0.000783	2.67	170.2	59.26	0.43
RIO	1800	TR=50 AÑOS	324.3	3928.05	3931.93	3.88	3932.19	0.000779	2.59	159.97	57.94	0.43
RIO	1800	TR=25 AÑOS	292.9	3928.05	3931.74	3.69	3931.99	0.000774	2.49	149.19	56.51	0.42
RIO	1780	TR=100 AÑOS	354.6	3928.36	3932.02	3.66	3932.36	0.000941	2.78	150.34	52.56	0.47
RIO	1780	TR=50 AÑOS	324.3	3928.36	3931.85	3.49	3932.17	0.000939	2.69	141.49	51.78	0.46
RIO	1780	TR=25 AÑOS	292.9	3928.36	3931.67	3.31	3931.96	0.000934	2.58	132.12	50.68	0.46
RIO	1760	TR=100 AÑOS	354.6	3928.18	3931.81	3.63	3932.32	0.001427	3.35	123.5	47.06	0.57
RIO	1760	TR=50 AÑOS	324.3	3928.18	3931.66	3.48	3932.13	0.001405	3.23	116.39	45.57	0.56
RIO	1760	TR=25 AÑOS	292.9	3928.18	3931.49	3.31	3931.93	0.001376	3.09	108.94	43.96	0.55
RIO	1740	TR=100 AÑOS	354.6	3928.06	3931.72	3.66	3932.28	0.001713	3.57	118.65	48.82	0.62
RIO	1740	TR=50 AÑOS	324.3	3928.06	3931.56	3.5	3932.09	0.001716	3.46	111.01	47.45	0.61
RIO	1740	TR=25 AÑOS	292.9	3928.06	3931.39	3.33	3931.89	0.001717	3.34	103	45.98	0.61
RIO	1720	TR=100 AÑOS	354.6	3928.08	3931.77	3.69	3932.21	0.001299	3.1	131.6	52.28	0.54
RIO	1720	TR=50 AÑOS	324.3	3928.08	3931.61	3.53	3932.03	0.001303	3.01	123.22	50.88	0.54
RIO	1720	TR=25 AÑOS	292.9	3928.08	3931.43	3.35	3931.82	0.001308	2.9	114.38	49.36	0.53
RIO	1700	TR=100 AÑOS	354.6	3928.13	3931.76	3.63	3932.18	0.001276	3.03	133.35	54.2	0.53
RIO	1700	TR=50 AÑOS	324.3	3928.13	3931.6	3.47	3931.99	0.001283	2.94	124.6	52.87	0.53
RIO	1700	TR=25 AÑOS	292.9	3928.13	3931.42	3.29	3931.79	0.00129	2.83	115.37	51.36	0.52
RIO	1680	TR=100 AÑOS	354.6	3928.18	3931.87	3.69	3932.11	0.000685	2.4	187.77	72.52	0.4
RIO	1680	TR=50 AÑOS	324.3	3928.18	3931.7	3.52	3931.92	0.000688	2.33	175.55	70.56	0.4
RIO	1680	TR=25 AÑOS	292.9	3928.18	3931.52	3.34	3931.72	0.000693	2.26	162.6	68.42	0.39
RIO	1660	TR=100 AÑOS	354.6	3928.21	3931.88	3.67	3932.08	0.000627	2.27	200.15	80.9	0.38
RIO	1660	TR=50 AÑOS	324.3	3928.21	3931.7	3.49	3931.9	0.000638	2.22	186.29	78.8	0.38
RIO	1660	TR=25 AÑOS	292.9	3928.21	3931.51	3.3	3931.71	0.000651	2.16	171.62	76.51	0.38
RIO	1640	TR=100 AÑOS	354.6	3928.24	3931.88	3.64	3932.07	0.000633	2.24	213.93	96.5	0.38
RIO	1640	TR=50 AÑOS	324.3	3928.24	3931.7	3.46	3931.89	0.000661	2.21	196.99	94.15	0.39
RIO	1640	TR=25 AÑOS	292.9	3928.24	3931.5	3.26	3931.69	0.000697	2.18	178.96	91.58	0.39
RIO	1620	TR=100 AÑOS	354.6	3928.26	3931.92	3.66	3932.03	0.000403	1.78	263.75	102.15	0.3
RIO	1620	TR=50 AÑOS	324.3	3928.26	3931.74	3.48	3931.85	0.000414	1.74	245.84	100.15	0.3
RIO	1620	TR=25 AÑOS	292.9	3928.26	3931.55	3.29	3931.66	0.000428	1.7	226.76	97.98	0.31
RIO	1600	TR=100 AÑOS	354.6	3928.25	3931.91	3.66	3932.02	0.00041	1.8	257.14	99.04	0.31
RIO	1600	TR=50 AÑOS	324.3	3928.25	3931.73	3.48	3931.84	0.000419	1.76	239.77	97.11	0.31
RIO	1600	TR=25 AÑOS	292.9	3928.25	3931.54	3.29	3931.65	0.000431	1.71	221.3	95.01	0.31
RIO	1580	TR=100 AÑOS	354.6	3928.2	3931.83	3.63	3932.01	0.000586	2.16	211.24	84.71	0.37
RIO	1580	TR=50 AÑOS	324.3	3928.2	3931.65	3.45	3931.83	0.000603	2.12	196.36	83.84	0.37
RIO	1580	TR=25 AÑOS	292.9	3928.2	3931.46	3.26	3931.63	0.000625	2.08	180.33	82.89	0.37
RIO	1560	TR=100 AÑOS	354.6	3928.04	3931.59	3.55	3931.97	0.001155	2.99	143.68	56.53	0.51
RIO	1560	TR=50 AÑOS	324.3	3928.04	3931.43	3.39	3931.79	0.001152	2.89	134.82	55.12	0.51
RIO	1560	TR=25 AÑOS	292.9	3928.04	3931.26	3.22	3931.6	0.001148	2.79	125.47	53.59	0.5

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Cota min rio (m)	Elev Superf (m)	Tirante max (m)	Elev línea (m)	Pendiente Línea (m/m)	Vel rio (m/s)	Área Sección (m2)	Ancho de rio (m)	Froude # Chl
RIO	1540	TR=100 AÑOS	354.6	3928.06	3931.52	3.46	3931.94	0.001284	3.1	137.44	56.82	0.54
RIO	1540	TR=50 AÑOS	324.3	3928.06	3931.36	3.3	3931.76	0.001286	3.01	128.6	55.27	0.53
RIO	1540	TR=25 AÑOS	292.9	3928.06	3931.19	3.13	3931.57	0.001289	2.9	119.25	53.59	0.53
RIO	1520	TR=100 AÑOS	354.6	3928.1	3931.36	3.26	3931.9	0.001761	3.48	119.17	49.12	0.62
RIO	1520	TR=50 AÑOS	324.3	3928.1	3931.21	3.11	3931.72	0.001752	3.36	112.08	48.06	0.62
RIO	1520	TR=25 AÑOS	292.9	3928.1	3931.05	2.95	3931.53	0.001746	3.23	104.47	46.89	0.61
RIO	1500	TR=100 AÑOS	354.6	3928.22	3930.77	2.55	3931.8	0.004704	4.75	85.18	43.91	0.98
RIO	1500	TR=50 AÑOS	324.3	3928.22	3930.64	2.42	3931.62	0.004807	4.63	79.49	42.96	0.98
RIO	1500	TR=25 AÑOS	292.9	3928.22	3930.5	2.28	3931.43	0.004895	4.48	73.67	41.96	0.98
RIO	1480	TR=100 AÑOS	354.6	3928.39	3930.45	2.06	3931.29	0.005884	4.49	92.95	57.57	1.05
RIO	1480	TR=50 AÑOS	324.3	3928.39	3930.36	1.97	3931.14	0.005925	4.35	87.46	56.89	1.04
RIO	1480	TR=25 AÑOS	292.9	3928.39	3930.24	1.85	3930.99	0.006088	4.22	81.11	56.09	1.04
RIO	1460	TR=100 AÑOS	354.6	3928.25	3930.32	2.07	3931.03	0.00607	4.27	101.65	72.2	1.05
RIO	1460	TR=50 AÑOS	324.3	3928.25	3930.24	1.99	3930.91	0.006122	4.15	95.66	71.59	1.04
RIO	1460	TR=25 AÑOS	292.9	3928.25	3930.15	1.9	3930.78	0.006139	4	89.47	70.95	1.03
RIO	1440	TR=100 AÑOS	354.6	3928.13	3930.16	2.03	3930.84	0.006564	4.29	103.58	78.88	1.08
RIO	1440	TR=50 AÑOS	324.3	3928.13	3930.07	1.94	3930.72	0.006675	4.17	96.9	77.44	1.08
RIO	1440	TR=25 AÑOS	292.9	3928.13	3929.98	1.85	3930.59	0.006806	4.04	89.83	75.88	1.08
RIO	1420	TR=100 AÑOS	354.6	3927.95	3929.92	1.97	3930.2	0.001957	2.61	156.82	89.97	0.6
RIO	1420	TR=50 AÑOS	324.3	3927.95	3929.83	1.88	3930.09	0.001948	2.51	148.42	89.33	0.6
RIO	1420	TR=25 AÑOS	292.9	3927.95	3929.73	1.78	3929.97	0.00193	2.41	139.57	88.65	0.59
RIO	1400	TR=100 AÑOS	354.6	3927.8	3929.93	2.13	3930.15	0.001346	2.25	179.05	99.09	0.51
RIO	1400	TR=50 AÑOS	324.3	3927.8	3929.84	2.04	3930.04	0.001333	2.17	169.52	98.4	0.5
RIO	1400	TR=25 AÑOS	292.9	3927.8	3929.73	1.93	3929.92	0.001314	2.07	159.49	97.66	0.49
RIO	1380	TR=100 AÑOS	354.6	3927.7	3929.91	2.21	3930.13	0.001217	2.2	179.92	99.42	0.48
RIO	1380	TR=50 AÑOS	324.3	3927.7	3929.81	2.11	3930.01	0.001196	2.11	170.54	98.13	0.48
RIO	1380	TR=25 AÑOS	292.9	3927.7	3929.71	2.01	3929.9	0.001169	2.02	160.65	96.75	0.47
RIO	1360	TR=100 AÑOS	354.6	3927.65	3929.88	2.23	3930.1	0.001187	2.19	177.61	98.03	0.48
RIO	1360	TR=50 AÑOS	324.3	3927.65	3929.78	2.13	3929.99	0.001164	2.1	168.48	96.76	0.47
RIO	1360	TR=25 AÑOS	292.9	3927.65	3929.68	2.03	3929.87	0.001134	2	158.87	95.4	0.46
RIO	1340	TR=100 AÑOS	354.6	3927.65	3929.84	2.19	3930.08	0.001231	2.2	173.05	96.42	0.49
RIO	1340	TR=50 AÑOS	324.3	3927.65	3929.75	2.1	3929.97	0.001205	2.11	164.3	95.23	0.48
RIO	1340	TR=25 AÑOS	292.9	3927.65	3929.65	2	3929.85	0.001175	2.01	154.92	93.94	0.47
RIO	1320	TR=100 AÑOS	354.6	3927.66	3929.83	2.17	3930.05	0.001167	2.09	175.89	97.96	0.47
RIO	1320	TR=50 AÑOS	324.3	3927.66	3929.74	2.08	3929.94	0.001147	2.01	166.9	96.78	0.46
RIO	1320	TR=25 AÑOS	292.9	3927.66	3929.64	1.98	3929.82	0.001124	1.92	157.32	95.51	0.45
RIO	1300	TR=100 AÑOS	354.6	3927.68	3929.82	2.14	3930.02	0.001089	1.97	182.98	101.01	0.45
RIO	1300	TR=50 AÑOS	324.3	3927.68	3929.73	2.05	3929.91	0.001076	1.89	173.62	99.83	0.45
RIO	1300	TR=25 AÑOS	292.9	3927.68	3929.63	1.95	3929.79	0.00106	1.81	163.64	98.55	0.44
RIO	1280	TR=100 AÑOS	354.6	3927.68	3929.76	2.08	3929.99	0.001415	2.13	168.51	95.6	0.51
RIO	1280	TR=50 AÑOS	324.3	3927.68	3929.67	1.99	3929.88	0.001388	2.05	159.86	94.39	0.5
RIO	1280	TR=25 AÑOS	292.9	3927.68	3929.57	1.89	3929.77	0.001353	1.97	150.68	93.08	0.49
RIO	1260	TR=100 AÑOS	354.6	3927.66	3929.66	2	3929.95	0.00193	2.41	150.77	89.64	0.59
RIO	1260	TR=50 AÑOS	324.3	3927.66	3929.58	1.92	3929.85	0.001913	2.32	143.07	89.33	0.58
RIO	1260	TR=25 AÑOS	292.9	3927.66	3929.49	1.83	3929.73	0.001889	2.22	134.87	89.01	0.57
RIO	1240	TR=100 AÑOS	354.6	3927.6	3929.56	1.96	3929.9	0.002697	2.62	139.5	96.99	0.68
RIO	1240	TR=50 AÑOS	324.3	3927.6	3929.47	1.87	3929.79	0.002783	2.55	130.71	96.53	0.69
RIO	1240	TR=25 AÑOS	292.9	3927.6	3929.38	1.78	3929.68	0.00288	2.48	121.46	96.03	0.69
RIO	1220	TR=100 AÑOS	354.6	3927.55	3929.57	2.02	3929.84	0.001853	2.36	158.73	102.3	0.58
RIO	1220	TR=50 AÑOS	324.3	3927.55	3929.47	1.92	3929.73	0.00188	2.29	149.27	101.89	0.58
RIO	1220	TR=25 AÑOS	292.9	3927.55	3929.37	1.82	3929.61	0.001911	2.21	139.2	101.46	0.58
RIO	1200	TR=100 AÑOS	354.6	3927.49	3929.58	2.09	3929.79	0.001287	2.1	182.96	110.38	0.49
RIO	1200	TR=50 AÑOS	324.3	3927.49	3929.48	1.99	3929.68	0.001293	2.03	172.57	109.96	0.49
RIO	1200	TR=25 AÑOS	292.9	3927.49	3929.38	1.89	3929.57	0.0013	1.96	161.39	109.51	0.48
RIO	1180	TR=100 AÑOS	354.6	3927.44	3929.58	2.14	3929.75	0.001078	1.97	200.55	121.27	0.45
RIO	1180	TR=50 AÑOS	324.3	3927.44	3929.48	2.04	3929.65	0.001087	1.91	188.84	120.91	0.45
RIO	1180	TR=25 AÑOS	292.9	3927.44	3929.38	1.94	3929.53	0.001097	1.85	176.3	120.52	0.45
RIO	1160	TR=100 AÑOS	354.6	3927.39	3929.47	2.08	3929.72	0.001709	2.37	169.63	108.51	0.56
RIO	1160	TR=50 AÑOS	324.3	3927.39	3929.38	1.99	3929.61	0.00173	2.3	159.59	107.7	0.56
RIO	1160	TR=25 AÑOS	292.9	3927.39	3929.28	1.89	3929.5	0.001752	2.23	148.93	106.83	0.56
RIO	1140	TR=100 AÑOS	354.6	3927.33	3929.01	1.68	3929.62	0.007623	3.68	103.31	85.64	1.1
RIO	1140	TR=50 AÑOS	324.3	3927.33	3928.94	1.61	3929.51	0.007753	3.58	97.12	84.95	1.1
RIO	1140	TR=25 AÑOS	292.9	3927.33	3928.86	1.53	3929.4	0.007941	3.47	90.4	84.19	1.1
RIO	1120	TR=100 AÑOS	354.6	3927.17	3929.13	1.96	3929.42	0.002284	2.52	151.29	96.82	0.63
RIO	1120	TR=50 AÑOS	324.3	3927.17	3929.02	1.85	3929.3	0.002387	2.46	140.83	95.25	0.64
RIO	1120	TR=25 AÑOS	292.9	3927.17	3928.9	1.73	3929.17	0.002512	2.39	129.92	93.78	0.65
RIO	1100	TR=100 AÑOS	354.6	3927.07	3929.04	1.97	3929.37	0.002419	2.65	144.23	92.57	0.66
RIO	1100	TR=50 AÑOS	324.3	3927.07	3928.93	1.86	3929.25	0.002543	2.6	134.07	91.38	0.67
RIO	1100	TR=25 AÑOS	292.9	3927.07	3928.82	1.75	3929.12	0.002695	2.54	123.38	90.1	0.68

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Cota min rio (m)	Elev Superf (m)	Tirante max (m)	Elev línea (m)	Pendiente Línea (m/m)	Vel rio (m/s)	Área Sección (m2)	Ancho de rio (m)	Froude # Cál
RIO	1080	TR=100 AÑOS	354.6	3926.95	3928.99	2.04	3929.33	0.001989	2.64	144.95	86.41	0.61
RIO	1080	TR=50 AÑOS	324.3	3926.95	3928.89	1.94	3929.2	0.002034	2.56	135.75	85.26	0.61
RIO	1080	TR=25 AÑOS	292.9	3926.95	3928.77	1.82	3929.07	0.002087	2.49	126	84.01	0.61
RIO	1080	TR=100 AÑOS	354.6	3926.71	3928.67	1.96	3929.25	0.003822	3.48	111.72	75.66	0.83
RIO	1080	TR=50 AÑOS	324.3	3926.71	3928.58	1.87	3929.12	0.003848	3.37	104.95	74.42	0.83
RIO	1080	TR=25 AÑOS	292.9	3926.71	3928.49	1.78	3928.99	0.003856	3.25	97.94	73.12	0.82
RIO	1040	TR=100 AÑOS	354.6	3926.39	3928.63	2.24	3929.17	0.00335	3.38	114.97	72.81	0.79
RIO	1040	TR=50 AÑOS	324.3	3926.39	3928.54	2.15	3929.04	0.003322	3.26	108.62	71.85	0.78
RIO	1040	TR=25 AÑOS	292.9	3926.39	3928.45	2.06	3928.91	0.003258	3.12	102.16	70.86	0.76
RIO	1020	TR=100 AÑOS	354.6	3926.46	3928.64	2.18	3929.07	0.002738	3.1	133.27	93.9	0.72
RIO	1020	TR=50 AÑOS	324.3	3926.46	3928.53	2.07	3928.96	0.002893	3.06	122.91	93.58	0.73
RIO	1020	TR=25 AÑOS	292.9	3926.46	3928.41	1.95	3928.83	0.003058	3.01	112.21	93.26	0.74
RIO	1012	TR=100 AÑOS	354.6	3926.44	3928.62	2.18	3929.05	0.002656	3.1	133.56	93.2	0.71
RIO	1012	TR=50 AÑOS	324.3	3926.44	3928.5	2.06	3928.93	0.002794	3.06	123.29	92.8	0.72
RIO	1012	TR=25 AÑOS	292.9	3926.44	3928.39	1.95	3928.81	0.002936	3	112.68	92.3	0.73
RIO	1000	TR=100 AÑOS	354.6	3926.4	3928.59	2.19	3929.01	0.002498	3.07	135.39	92.12	0.69
RIO	1000	TR=50 AÑOS	324.3	3926.4	3928.47	2.07	3928.89	0.00262	3.03	125.09	91.87	0.7
RIO	1000	TR=25 AÑOS	292.9	3926.4	3928.36	1.96	3928.77	0.002743	2.97	114.44	91.61	0.71
RIO	997	bocatoma										
RIO	996	TR=100 AÑOS	354.6	3926.35	3928.56	2.21	3928.98	0.00241	3.02	137.9	93.29	0.68
RIO	996	TR=50 AÑOS	324.3	3926.35	3928.46	2.11	3928.86	0.00249	2.96	128.11	93.01	0.68
RIO	996	TR=25 AÑOS	292.9	3926.35	3928.35	2	3928.74	0.002571	2.89	117.86	92.7	0.69
RIO	983	TR=100 AÑOS	354.6	3926.21	3928.55	2.34	3928.9	0.002075	2.81	151.46	103.62	0.63
RIO	983	TR=50 AÑOS	324.3	3926.21	3928.44	2.23	3928.78	0.002156	2.76	140.43	102.84	0.64
RIO	983	TR=25 AÑOS	292.9	3926.21	3928.33	2.12	3928.66	0.002237	2.71	128.92	101.62	0.64
RIO	980	TR=100 AÑOS	354.6	3926.17	3928.57	2.4	3928.88	0.00189	2.69	158.79	105.18	0.6
RIO	980	TR=50 AÑOS	324.3	3926.17	3928.46	2.29	3928.76	0.001964	2.65	147.5	104.92	0.61
RIO	980	TR=25 AÑOS	292.9	3926.17	3928.35	2.18	3928.64	0.00205	2.6	135.52	104.64	0.61
RIO	960	TR=100 AÑOS	354.6	3926.04	3928.6	2.56	3928.82	0.001247	2.27	184.68	107.64	0.49
RIO	960	TR=50 AÑOS	324.3	3926.04	3928.5	2.46	3928.71	0.001265	2.21	173.36	107.29	0.49
RIO	960	TR=25 AÑOS	292.9	3926.04	3928.38	2.34	3928.58	0.001291	2.15	161.09	106.91	0.49
RIO	940	TR=100 AÑOS	354.6	3925.93	3928.64	2.71	3928.78	0.000657	1.78	226.27	108.78	0.36
RIO	940	TR=50 AÑOS	324.3	3925.93	3928.53	2.6	3928.66	0.000646	1.71	214.84	108.21	0.36
RIO	940	TR=25 AÑOS	292.9	3925.93	3928.42	2.49	3928.54	0.000633	1.64	202.51	107.6	0.35
RIO	920	TR=100 AÑOS	354.6	3925.82	3928.65	2.83	3928.76	0.00048	1.59	248.05	110.68	0.31
RIO	920	TR=50 AÑOS	324.3	3925.82	3928.54	2.72	3928.65	0.000466	1.52	236.36	109.99	0.31
RIO	920	TR=25 AÑOS	292.9	3925.82	3928.42	2.6	3928.52	0.000452	1.45	223.79	109.46	0.3
RIO	900	TR=100 AÑOS	354.6	3925.77	3928.54	2.77	3928.74	0.000864	2.01	184.03	90.48	0.42
RIO	900	TR=50 AÑOS	324.3	3925.77	3928.44	2.67	3928.63	0.000835	1.92	175.35	88.99	0.41
RIO	900	TR=25 AÑOS	292.9	3925.77	3928.33	2.56	3928.5	0.000801	1.83	166.08	87.36	0.4
RIO	880	TR=100 AÑOS	354.6	3925.72	3928.32	2.6	3928.69	0.002277	2.78	134.44	81.47	0.65
RIO	880	TR=50 AÑOS	324.3	3925.72	3928.23	2.51	3928.58	0.002192	2.67	127.78	78.57	0.63
RIO	880	TR=25 AÑOS	292.9	3925.72	3928.14	2.42	3928.46	0.0021	2.54	120.8	77.36	0.62
RIO	860	TR=100 AÑOS	354.6	3925.65	3928.27	2.62	3928.65	0.002338	2.86	140.51	93.53	0.66
RIO	860	TR=50 AÑOS	324.3	3925.65	3928.18	2.53	3928.54	0.002332	2.77	132.25	91.99	0.66
RIO	860	TR=25 AÑOS	292.9	3925.65	3928.09	2.44	3928.42	0.002316	2.67	123.59	90.35	0.65
RIO	840	TR=100 AÑOS	354.6	3925.55	3928.27	2.72	3928.59	0.001863	2.71	153.72	94.5	0.6
RIO	840	TR=50 AÑOS	324.3	3925.55	3928.18	2.63	3928.48	0.001843	2.61	145.23	93.61	0.59
RIO	840	TR=25 AÑOS	292.9	3925.55	3928.08	2.53	3928.36	0.001815	2.51	136.25	92.67	0.58
RIO	820	TR=100 AÑOS	354.6	3925.46	3928.23	2.77	3928.55	0.00174	2.73	154.54	90.87	0.58
RIO	820	TR=50 AÑOS	324.3	3925.46	3928.14	2.68	3928.44	0.001695	2.63	146.7	90	0.57
RIO	820	TR=25 AÑOS	292.9	3925.46	3928.05	2.59	3928.32	0.001643	2.51	138.31	89.07	0.56
RIO	800	TR=100 AÑOS	354.6	3925.42	3928.2	2.78	3928.52	0.001668	2.73	155.07	86.46	0.58
RIO	800	TR=50 AÑOS	324.3	3925.42	3928.12	2.7	3928.41	0.001609	2.62	147.79	85.67	0.56
RIO	800	TR=25 AÑOS	292.9	3925.42	3928.03	2.61	3928.29	0.001537	2.49	140.13	84.84	0.55
RIO	780	TR=100 AÑOS	354.6	3925.39	3928.16	2.77	3928.48	0.00176	2.81	155.11	90.27	0.59
RIO	780	TR=50 AÑOS	324.3	3925.39	3928.07	2.68	3928.37	0.001705	2.7	147.57	89.54	0.58
RIO	780	TR=25 AÑOS	292.9	3925.39	3927.98	2.59	3928.26	0.001639	2.58	139.53	88.76	0.56
RIO	760	TR=100 AÑOS	354.6	3925.37	3928	2.63	3928.43	0.002699	3.28	136.01	89.12	0.72
RIO	760	TR=50 AÑOS	324.3	3925.37	3927.92	2.55	3928.32	0.002604	3.14	129.48	88.48	0.7
RIO	760	TR=25 AÑOS	292.9	3925.37	3927.84	2.47	3928.21	0.002493	3	122.5	87.79	0.69
RIO	740	TR=100 AÑOS	354.6	3925.41	3927.97	2.56	3928.36	0.002653	3.21	148.07	108.52	0.71
RIO	740	TR=50 AÑOS	324.3	3925.41	3927.89	2.48	3928.26	0.002621	3.11	139.51	106.85	0.7
RIO	740	TR=25 AÑOS	292.9	3925.41	3927.81	2.4	3928.15	0.002587	2.99	130.3	105.03	0.69
RIO	720	TR=100 AÑOS	354.6	3925.4	3927.99	2.59	3928.29	0.002015	2.85	163.53	108.68	0.62
RIO	720	TR=50 AÑOS	324.3	3925.4	3927.91	2.51	3928.19	0.00197	2.74	154.91	107.44	0.61
RIO	720	TR=25 AÑOS	292.9	3925.4	3927.82	2.42	3928.08	0.00192	2.63	145.63	106.09	0.6
RIO	700	TR=100 AÑOS	354.6	3925.34	3927.95	2.61	3928.25	0.001938	2.79	164.07	106.75	0.61
RIO	700	TR=50 AÑOS	324.3	3925.34	3927.87	2.53	3928.15	0.001886	2.69	155.72	105.68	0.6
RIO	700	TR=25 AÑOS	292.9	3925.34	3927.79	2.45	3928.04	0.001825	2.57	146.77	104.51	0.59
RIO	680	TR=100 AÑOS	354.6	3925.34	3927.8	2.46	3928.19	0.002704	3.15	144.46	103.07	0.72
RIO	680	TR=50 AÑOS	324.3	3925.34	3927.74	2.4	3928.09	0.0026	3.02	137.57	102.02	0.7
RIO	680	TR=25 AÑOS	292.9	3925.34	3927.67	2.33	3927.99	0.002476	2.87	130.29	100.89	0.68

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Cota min río (m)	Elev Superf (m)	Tirante max (m)	Elev línea (m)	Pendiente Línea (m/m)	Vel río (m/s)	Área Sección (m2)	Ancho de río (m)	Froude # Chl
RIO	660	TR=100 AÑOS	354.6	3925.38	3927.82	2.44	3928.12	0.002066	2.79	159.06	101.56	0.63
RIO	660	TR=50 AÑOS	324.3	3925.38	3927.75	2.37	3928.02	0.001962	2.66	152.29	100.53	0.61
RIO	660	TR=25 AÑOS	292.9	3925.38	3927.68	2.3	3927.92	0.001842	2.51	145.12	99.43	0.59
RIO	640	TR=100 AÑOS	354.6	3925.38	3927.85	2.47	3928.06	0.001224	2.33	189.83	103.75	0.49
RIO	640	TR=50 AÑOS	324.3	3925.38	3927.78	2.4	3927.97	0.001155	2.21	182.56	103.29	0.48
RIO	640	TR=25 AÑOS	292.9	3925.38	3927.71	2.33	3927.87	0.001076	2.09	174.83	102.8	0.46
RIO	620	TR=100 AÑOS	354.6	3925.37	3927.85	2.48	3928.03	0.000984	2.13	209	113.06	0.44
RIO	620	TR=50 AÑOS	324.3	3925.37	3927.78	2.41	3927.94	0.000928	2.03	200.98	112.56	0.43
RIO	620	TR=25 AÑOS	292.9	3925.37	3927.71	2.34	3927.85	0.000865	1.92	192.45	112.03	0.41
RIO	600	TR=100 AÑOS	354.6	3925.52	3927.84	2.32	3928	0.001179	2.09	215.73	131.94	0.47
RIO	600	TR=50 AÑOS	324.3	3925.52	3927.77	2.25	3927.91	0.001138	2	206.12	131.54	0.46
RIO	600	TR=25 AÑOS	292.9	3925.52	3927.69	2.17	3927.82	0.001088	1.9	196	131.12	0.45
RIO	580	TR=100 AÑOS	354.6	3925.48	3927.79	2.31	3927.97	0.001452	2.23	204.19	145.82	0.52
RIO	580	TR=50 AÑOS	324.3	3925.48	3927.72	2.24	3927.89	0.001404	2.14	194.04	143.13	0.51
RIO	580	TR=25 AÑOS	292.9	3925.48	3927.65	2.17	3927.8	0.001343	2.04	183.54	140.3	0.49
RIO	560	TR=100 AÑOS	354.6	3925.45	3927.77	2.32	3927.94	0.001374	2.2	209.87	147.3	0.51
RIO	560	TR=50 AÑOS	324.3	3925.45	3927.7	2.25	3927.86	0.001323	2.11	199.74	144.7	0.5
RIO	560	TR=25 AÑOS	292.9	3925.45	3927.63	2.18	3927.77	0.001258	2	189.29	141.95	0.48
RIO	540	TR=100 AÑOS	354.6	3924.74	3927.79	3.05	3927.91	0.000619	1.85	266.93	146.15	0.36
RIO	540	TR=50 AÑOS	324.3	3924.74	3927.72	2.98	3927.82	0.000579	1.76	256.69	144.37	0.35
RIO	540	TR=25 AÑOS	292.9	3924.74	3927.65	2.91	3927.74	0.000534	1.65	246.01	142.65	0.33
RIO	520	TR=100 AÑOS	354.6	3925.12	3927.8	2.68	3927.89	0.000504	1.62	287.25	138.77	0.32
RIO	520	TR=50 AÑOS	324.3	3925.12	3927.73	2.61	3927.81	0.00047	1.54	277.44	138.25	0.31
RIO	520	TR=25 AÑOS	292.9	3925.12	3927.65	2.53	3927.72	0.000432	1.45	267.09	137.69	0.3
RIO	500	TR=100 AÑOS	354.6	3925.17	3927.72	2.55	3927.87	0.000962	2.15	229.65	141.24	0.44
RIO	500	TR=50 AÑOS	324.3	3925.17	3927.65	2.48	3927.79	0.000881	2.02	221.2	135.54	0.42
RIO	500	TR=25 AÑOS	292.9	3925.17	3927.59	2.42	3927.71	0.00079	1.88	212.64	129.78	0.4
RIO	480	TR=100 AÑOS	354.6	3925.21	3927.65	2.44	3927.84	0.001386	2.39	204.88	147.19	0.52
RIO	480	TR=50 AÑOS	324.3	3925.21	3927.59	2.38	3927.76	0.001311	2.28	195.96	146.71	0.5
RIO	480	TR=25 AÑOS	292.9	3925.21	3927.52	2.31	3927.68	0.001217	2.16	186.76	145.77	0.48
RIO	460	TR=100 AÑOS	354.6	3925.07	3927.34	2.27	3927.77	0.003766	3.72	152.51	153.47	0.84
RIO	460	TR=50 AÑOS	324.3	3925.07	3927.29	2.22	3927.7	0.003681	3.61	144.2	153.07	0.83
RIO	460	TR=25 AÑOS	292.9	3925.07	3927.23	2.16	3927.62	0.003632	3.5	134.51	152.59	0.82
RIO	440	TR=100 AÑOS	354.6	3924.85	3927.06	2.21	3927.51	0.004075	3.68	148.1	154.28	0.87
RIO	440	TR=50 AÑOS	324.3	3924.85	3927.01	2.16	3927.43	0.003991	3.57	139.5	153.03	0.85
RIO	440	TR=25 AÑOS	292.9	3924.85	3926.94	2.09	3927.35	0.003944	3.46	129.53	151.58	0.84
RIO	420	TR=100 AÑOS	354.6	3924.77	3926.88	2.11	3927.23	0.003102	3.21	164.87	163.98	0.76
RIO	420	TR=50 AÑOS	324.3	3924.77	3926.78	2.01	3927.15	0.003421	3.25	148.83	161.72	0.79
RIO	420	TR=25 AÑOS	292.9	3924.77	3926.68	1.91	3927.07	0.003751	3.27	133.01	159.46	0.82
RIO	400	TR=100 AÑOS	354.6	3924.76	3926.95	2.19	3927.14	0.001419	2.34	212.42	162.26	0.52
RIO	400	TR=50 AÑOS	324.3	3924.76	3926.87	2.11	3927.05	0.001441	2.29	198.74	161.41	0.52
RIO	400	TR=25 AÑOS	292.9	3924.76	3926.77	2.01	3926.95	0.001476	2.25	183.65	160.46	0.52
RIO	380	TR=100 AÑOS	354.6	3924.76	3926.95	2.19	3927.1	0.001197	2.14	226.33	158.92	0.48
RIO	380	TR=50 AÑOS	324.3	3924.76	3926.87	2.11	3927.01	0.001204	2.09	213.07	158.13	0.48
RIO	380	TR=25 AÑOS	292.9	3924.76	3926.77	2.01	3926.91	0.00122	2.04	198.38	157.25	0.48
RIO	360	TR=100 AÑOS	354.6	3924.7	3926.96	2.26	3927.07	0.000859	1.82	256.29	159.86	0.4
RIO	360	TR=50 AÑOS	324.3	3924.7	3926.88	2.18	3926.98	0.00085	1.77	243	159.07	0.4
RIO	360	TR=25 AÑOS	292.9	3924.7	3926.78	2.08	3926.88	0.000844	1.7	228.26	158.2	0.4
RIO	340	TR=100 AÑOS	354.6	3924.61	3926.96	2.35	3927.05	0.000628	1.64	281.44	161.13	0.35
RIO	340	TR=50 AÑOS	324.3	3924.61	3926.88	2.27	3926.96	0.000613	1.57	268.04	160.35	0.34
RIO	340	TR=25 AÑOS	292.9	3924.61	3926.78	2.17	3926.86	0.000598	1.51	253.19	159.47	0.34
RIO	320	TR=100 AÑOS	354.6	3924.54	3926.96	2.42	3927.04	0.000496	1.49	302.67	162.32	0.31
RIO	320	TR=50 AÑOS	324.3	3924.54	3926.87	2.33	3926.95	0.000479	1.43	289.13	161.66	0.31
RIO	320	TR=25 AÑOS	292.9	3924.54	3926.78	2.24	3926.85	0.000462	1.37	274.19	161.05	0.3
RIO	300	TR=100 AÑOS	354.6	3924.47	3926.95	2.48	3927.02	0.000417	1.39	321.95	164.94	0.29
RIO	300	TR=50 AÑOS	324.3	3924.47	3926.87	2.4	3926.93	0.000401	1.33	308.13	164.39	0.28
RIO	300	TR=25 AÑOS	292.9	3924.47	3926.78	2.31	3926.84	0.000383	1.26	292.99	163.78	0.27
RIO	280	TR=100 AÑOS	354.6	3924.54	3926.95	2.41	3927.01	0.000408	1.35	327.86	167.6	0.28
RIO	280	TR=50 AÑOS	324.3	3924.54	3926.87	2.33	3926.93	0.000387	1.28	313.97	164.9	0.28
RIO	280	TR=25 AÑOS	292.9	3924.54	3926.77	2.23	3926.83	0.000369	1.22	298.87	164.39	0.27
RIO	260	TR=100 AÑOS	354.6	3924.63	3926.94	2.31	3927	0.000485	1.37	314.23	169.19	0.3
RIO	260	TR=50 AÑOS	324.3	3924.63	3926.85	2.22	3926.92	0.00047	1.31	300.15	168.64	0.3
RIO	260	TR=25 AÑOS	292.9	3924.63	3926.76	2.13	3926.82	0.000453	1.25	284.82	168.05	0.29
RIO	240	TR=100 AÑOS	354.6	3924.71	3926.86	2.15	3926.98	0.001168	1.82	236.8	165.61	0.45
RIO	240	TR=50 AÑOS	324.3	3924.71	3926.78	2.07	3926.9	0.00113	1.73	223.91	159.91	0.44
RIO	240	TR=25 AÑOS	292.9	3924.71	3926.7	1.99	3926.8	0.001084	1.63	210.42	153.72	0.43
RIO	220	TR=100 AÑOS	354.6	3924.75	3926.72	1.97	3926.94	0.00283	2.51	177.78	157.68	0.69
RIO	220	TR=50 AÑOS	324.3	3924.75	3926.64	1.89	3926.85	0.002872	2.43	165.83	152.42	0.69
RIO	220	TR=25 AÑOS	292.9	3924.75	3926.56	1.81	3926.76	0.002911	2.34	153.45	146.78	0.68
RIO	200	TR=100 AÑOS	354.6	3924.77	3926.57	1.8	3926.86	0.004337	2.87	154.01	149.87	0.83
RIO	200	TR=50 AÑOS	324.3	3924.77	3926.49	1.72	3926.77	0.004591	2.82	141.67	144.1	0.85
RIO	200	TR=25 AÑOS	292.9	3924.77	3926.39	1.62	3926.67	0.004912	2.75	128.83	137.84	0.87
RIO	180	TR=100 AÑOS	354.6	3924.79	3926.5	1.71	3926.78	0.003785	2.84	162.69	154.68	0.79
RIO	180	TR=50 AÑOS	324.3	3924.79	3926.41	1.62	3926.68	0.00413	2.82	148.21	149.43	0.82
RIO	180	TR=25 AÑOS	292.9	3924.79	3926.3	1.51	3926.58	0.004612	2.81	132.81	143.65	0.85

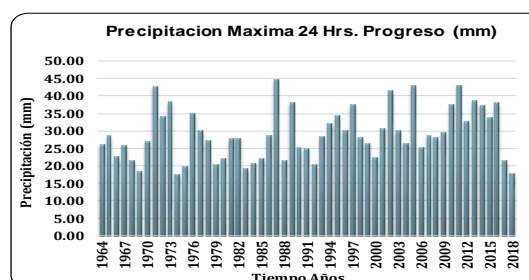
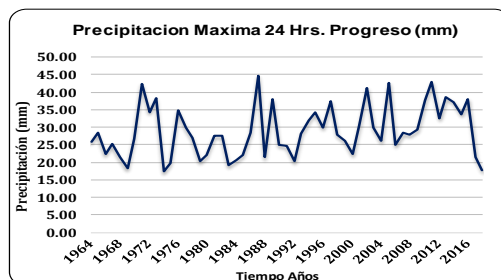
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Cota min rio (m)	Elev Superf (m)	Tirante max (m)	Elev línea (m)	Pendiente Línea (m/m)	Vel rio (m/s)	Área Sección (m2)	Ancho de rio (m)	Froude # Chl
RIO	160	TR=100 AÑOS	354.6	3924.28	3926.42	2.14	3926.71	0.002511	2.82	170.5	146.69	0.68
RIO	160	TR=50 AÑOS	324.3	3924.28	3926.33	2.05	3926.62	0.002595	2.77	157.58	141.84	0.68
RIO	160	TR=25 AÑOS	292.9	3924.28	3926.23	1.95	3926.51	0.002735	2.73	143.25	136.27	0.69
RIO	140	TR=100 AÑOS	354.6	3924.08	3926.25	2.17	3926.65	0.003054	3.16	149.48	136.62	0.75
RIO	140	TR=50 AÑOS	324.3	3924.08	3926.14	2.06	3926.55	0.003285	3.15	135.35	130.05	0.77
RIO	140	TR=25 AÑOS	292.9	3924.08	3926.02	1.94	3926.44	0.003632	3.15	120.05	122.53	0.8
RIO	120	TR=100 AÑOS	354.6	3923.75	3926.33	2.58	3926.56	0.001234	2.41	199.59	149.87	0.5
RIO	120	TR=50 AÑOS	324.3	3923.75	3926.23	2.48	3926.45	0.001238	2.35	185.11	143.93	0.5
RIO	120	TR=25 AÑOS	292.9	3923.75	3926.12	2.37	3926.34	0.001243	2.28	169.87	137.4	0.49
RIO	100	TR=100 AÑOS	354.6	3923.67	3926.34	2.67	3926.52	0.001004	2.16	222.89	157.43	0.45
RIO	100	TR=50 AÑOS	324.3	3923.67	3926.24	2.57	3926.42	0.001012	2.11	207.45	152.44	0.45
RIO	100	TR=25 AÑOS	292.9	3923.67	3926.13	2.46	3926.3	0.001025	2.05	190.87	147.1	0.45
RIO	80	TR=100 AÑOS	354.6	3923.59	3926.41	2.82	3926.48	0.00037	1.4	352.68	195.74	0.28
RIO	80	TR=50 AÑOS	324.3	3923.59	3926.31	2.72	3926.37	0.00037	1.36	332.67	195.11	0.28
RIO	80	TR=25 AÑOS	292.9	3923.59	3926.2	2.61	3926.25	0.000372	1.33	310.64	194.44	0.27
RIO	60	TR=100 AÑOS	354.6	3923.5	3926.42	2.92	3926.46	0.000253	1.19	403.77	193.19	0.23
RIO	60	TR=50 AÑOS	324.3	3923.5	3926.32	2.82	3926.36	0.000248	1.15	384.03	192.33	0.23
RIO	60	TR=25 AÑOS	292.9	3923.5	3926.2	2.7	3926.24	0.000243	1.1	362.39	191.38	0.22
RIO	40	TR=100 AÑOS	354.6	3923.49	3926.37	2.88	3926.45	0.000631	1.6	297.73	173.55	0.35
RIO	40	TR=50 AÑOS	324.3	3923.49	3926.27	2.78	3926.35	0.000629	1.54	280.44	170.3	0.35
RIO	40	TR=25 AÑOS	292.9	3923.49	3926.16	2.67	3926.23	0.000628	1.49	261.73	166.7	0.34
RIO	20	TR=100 AÑOS	354.6	3923.8	3926.27	2.47	3926.43	0.001223	2.3	220.96	144.68	0.49
RIO	20	TR=50 AÑOS	324.3	3923.8	3926.17	2.37	3926.32	0.00119	2.2	207.73	138.41	0.48
RIO	20	TR=25 AÑOS	292.9	3923.8	3926.06	2.26	3926.21	0.001198	2.13	193.05	135.28	0.48
RIO	0	TR=100 AÑOS	354.6	3923.79	3925.96	2.17	3926.37	0.0029	3.46	152.93	127.51	0.75
RIO	0	TR=50 AÑOS	324.3	3923.79	3925.87	2.08	3926.26	0.0029	3.37	142.07	121.6	0.75
RIO	0	TR=25 AÑOS	292.9	3923.79	3925.78	1.99	3926.15	0.002902	3.26	130.59	115.02	0.74

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO B: ESTACIONES PLUVIOMETRICAS

Tabla B.1: Estación meteorológica Progreso.

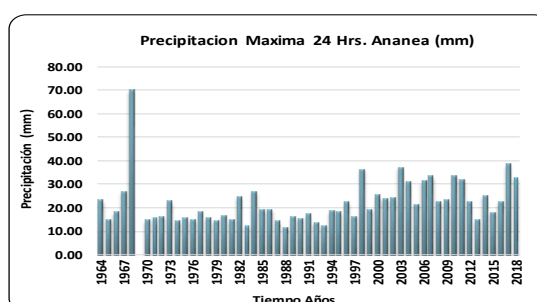
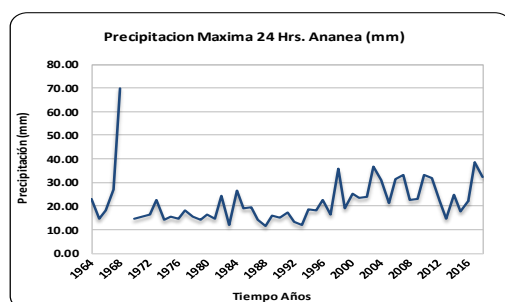
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. HISTORICA (mm)													
NOMBRE	PROGRESO												
CUENCA	RAMIS				LATITUD	14°41'21.1"				REGION	PUNO		
CODIGO	110778				LONGITUD	70°21'55.8"				PROV	AZANGARO		
TIPO	CO				ALTITUD	3970 MSNM				DIST	ASILLO		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	17.5	15.0	25.8	14.0	14.7	0.0	0.0	0.5	6.5	10.5	21.9	11.5	25.80
1965	21.8	21.7	20.7	16.0	1.6	0.0	0.0	0.0	8.4	5.6	24.6	28.4	28.40
1966	20.8	20.6	12.0	0.3	15.9	0.0	0.0	0.0	22.5	1.6	19.3	19.6	22.50
1967	12.2	25.4	20.0	10.6	2.7	0.0	5.1	5.9	4.3	18.0	19.7	16.9	25.40
1968	11.2	21.5	20.8	12.9	0.8	0.0	13.4	9.7	14.8	6.0	11.2	11.7	21.50
1969	18.3	12.8	10.2	12.6	0.3	1.4	10.6	0.2	4.9	13.5	11.1	13.3	18.30
1970	16.1	14.3	17.1	18.8	5.2	0.5	0.8	0.0	26.8	15.6	23.5	23.9	26.80
1971	35.4	42.5	4.6	13.8	5.9	0.1	0.0	1.8	0.8	15.2	17.6	20.5	42.50
1972	34.1	27.9	20.8	7.9	0.4	0.0	2.7	4.0	9.6	5.9	12.6	23.1	34.10
1973	28.9	19.6	17.2	21.3	7.5	0.0	3.3	2.5	15.2	37.2	38.3	33.9	38.30
1974	11.2	16.4	14.1	9.2	12.3	5.1	0.2	5.8	9.5	8.4	17.0	17.4	17.40
1975	19.0	12.8	19.8	14.0	2.4	0.0	0.0	0.0	14.6	10.1	9.4	14.7	19.80
1976	34.9	17.4	14.7	13.4	1.2	4.2	2.8	4.2	21.2	7.3	18.9	19.5	34.90
1977	13.0	14.7	30.0	9.0	2.7	0.0	0.0	0.0	5.9	11.7	24.8	20.4	30.00
1978	21.2	14.9	17.0	26.1	2.3	0.0	0.0	0.0	22.6	4.7	20.8	27.0	27.00
1979	20.2	12.1	11.3	19.0	6.5	0.0	5.0	4.6	6.4	8.1	9.0	14.6	20.20
1980	17.8	17.0	15.7	3.5	5.2	0.2	2.3	0.0	3.5	21.6	2.9	22.0	22.00
1981	22.7	20.1	17.0	26.4	1.4	0.0	0.0	2.8	19.4	16.7	12.9	27.5	27.50
1982	20.0	27.7	15.6	9.1	0.0	0.0	0.0	0.8	5.0	19.8	23.6	22.6	27.70
1983	16.3	14.9	19.1	9.2	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	16.3	14.9	19.10
1984	17.9	11.1	17.9	11.8	7.4	0.5	3.9	2.7	12.6	12.1	20.6	18.4	20.60
1985	22.0	22.0	16.0	11.8	5.3	0.6	0.0	0.0	11.5	5.2	20.6	21.7	22.00
1986	26.2	22.0	28.5	17.0	8.6	0.0	3.7	4.0	11.1	13.9	10.5	14.8	28.50
1987	14.1	14.3	20.5	14.0	1.0	1.0	12.2	0.0	6.0	30.2	24.5	44.6	44.60
1988	21.5	20.0	15.0	19.0	6.6	0.0	0.0	0.0	9.0	7.7	7.0	12.8	21.50
1989	22.5	19.9	38.1	16.4	3.5	2.2	0.0	7.5	11.5	13.0	12.0	13.0	38.10
1990	14.0	25.0	18.0	10.0	0.0	7.4	0.0	5.4	12.0	10.9	12.0	10.0	25.00
1991	22.4	23.4	20.6	19.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	13.9	7.6	24.8	24.80
1992	19.9	20.0	17.0	9.8	0.0	3.2	0.0	20.3	9.9	10.4	19.7	14.1	20.30
1993	28.2	19.4	21.4	12.5	5.2	3.7	10.2	8.8	5.9	17.2	22.7	15.5	28.20
1994	16.5	23.2	30.2	17.8	4.8	0.5	0.0	32.0	7.4	24.4	18.4	22.8	32.00
1995	21.2	22.2	34.2	14.8	0.0	0.0	0.0	0.0	6.2	10.4	27.8	24.4	34.20
1996	30.0	10.0	16.6	8.8	10.8	0.0	1.4	0.0	6.2	11.6	11.0	23.6	30.00
1997	37.4	34.2	23.4	18.8	11.4	0.0	0.0	8.2	6.8	13.8	18.0	20.4	37.40
1998	17.6	10.4	14.6	5.7	0.0	4.0	0.0	1.2	2.2	15.8	28.0	8.0	28.00
1999	26.2	15.8	23.6	15.4	0.5	0.0	0.0	0.0	4.0	15.0	14.8	11.9	26.20
2000	14.4	19.2	16.2	5.4	1.4	1.2	1.6	2.4	8.2	16.4	8.6	22.4	22.40
2001	18.6	26.4	25.2	16.2	14.2	0.0	5.5	0.0	6.4	11.0	30.5	15.2	30.50
2002	24.2	14.6	17.6	41.2	8.8	1.8	12.6	4.4	10.8	26.4	21.4	32.2	41.20
2003	22.2	16.2	23.4	25.4	3.6	7.6	0.5	2.8	8.0	9.8	5.6	29.8	29.80
2004	23.4	25.6	13.2	15.2	5.4	0.0	4.8	19.6	9.2	5.4	16.8	26.2	26.20
2005	11.4	42.6	11.0	19.4	0.5	0.0	1.2	1.8	3.8	10.2	13.6	15.2	42.60
2006	23.6	8.8	15.2	10.7	0.0	1.6	0.0	3.4	16.4	22.4	11.6	25.0	25.00
2007	28.4	16.7	18.4	16.0	7.8	0.6	0.5	0.0	11.8	7.4	17.4	7.4	28.40
2008	20.8	17.8	9.4	4.6	6.2	0.0	0.0	0.0	6.4	10.8	17.4	27.8	27.80
2009	22.8	29.4	15.4	5.6	5.2	0.0	3.2	0.8	2.8	12.2	20.8	15.6	29.40
2010	26.6	37.6	13.2	21.6	3.4	0.0	0.0	2.2	0.0	11.8	8.6	17.6	37.60
2011	12.6	22.8	42.8	16.8	1.6	0.0	2.8	9.8	12.8	15.8	10.4	21.6	42.80
2012	32.6	24.4	18.6	5.6	7.4	0.0	0.0	0.0	14.8	14.4	29.0	17.2	32.60
2013	16.6	22.8	21.4	38.6	5.6	2.4	0.5	3.8	8.2	20.6	8.4	14.2	38.60
2014	37.2	31.2	23.6	3.8	1.2	0.0	0.0	3.8	24.2	18.2	8.2	14.8	37.20
2015	20.6	16.4	14.2	14.8	7.2	5.8	0.0	5.4	10.6	23.6	18.4	33.8	33.80
2016	19.6	38.0	11.8	33.2	1.8	1.2	6.4	14.8	11.2	10.2	17.2	15.4	38.00
2017	21.4	13.6	19.8	13.4	7.8	0.0	3.6	0.4	8.8	16.4	9.8	15.2	21.40
2018	16.8	17.6	16.6	8.1	6.2	6.8	14.2	10.2	6.4	11.0	13.4	12.6	17.60
PROM	21.53	20.80	19.02	14.65	4.63	1.16	2.45	3.97	9.65	13.52	16.69	19.70	28.97
STD	6.61	7.69	6.83	7.96	4.06	2.03	3.86	5.99	5.97	6.64	7.07	7.16	7.24
MIN	11.20	8.80	4.60	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60	2.90	7.40	17.40
MAX	37.40	42.60	42.80	41.20	15.90	7.60	14.20	32.00	26.80	37.20	38.30	44.60	44.60
MEDIANA	20.80	19.90	17.60	14.00	4.80	0.00	0.20	2.20	8.40	12.10	17.20	18.40	28.00



Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.2: Estación meteorológica Ananea.

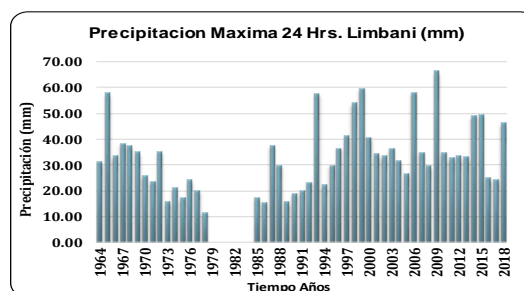
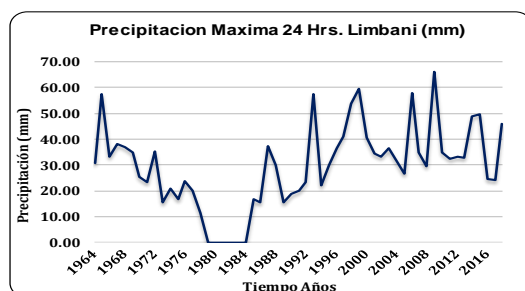
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. HISTORICA (mm)													
NOMBRE	: ANANEA					LATITUD		14°40'42,4"		REGION		: PUNO	
CUENCA	:RAMIS					LONGITUD		69°32'03,3"		PROV		: SAN ANTONIO DE PUTINA	
CODIGO	: 157418					ALTITUD		4660 MSNM		DIST		: ANANEA	
TIPO	: CO												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964		17.1			23.0	2.7	0.0	0.0	4.5	10.2	2.1		23.00
1965	14.0	14.8	13.4	8.4	0.0	0.0	3.2	10.0	8.0	8.0	12.0	14.7	14.80
1966	6.0	18.0	6.3	3.0	13.8	0.0	0.0	0.0	15.0	9.0	8.2	10.8	18.00
1967	7.3	26.8	8.2	3.0	9.0	0.0	9.0	8.0	8.5	9.6	10.0	16.0	26.80
1968	70.0	21.0	11.0	4.2	2.0	0.0	22.0	8.0	15.0	8.0	15.7	29.4	70.00
1969						0.0	0.0	0.0					
1970						0.0	0.0	0.0		7.8	5.0	14.6	14.60
1971	12.4	14.6	6.8	6.8	2.2	6.0	0.0	4.6	3.3	14.7	9.0	15.6	15.60
1972	11.2	16.0	11.8	11.8	3.9	1.2	5.6	8.6	8.8	12.5	10.5	16.2	16.20
1973	11.2	17.6	22.6	22.6	3.7	0.5	3.2	6.8	9.8	9.7	9.2	10.6	22.60
1974	10.7	13.7	11.3	11.3	3.7	5.1	9.0	6.4	9.5	9.9	7.5	14.0	14.00
1975	13.9	12.6	15.3	15.3	5.1	5.3	0.0	8.6	5.2	8.0	5.2	15.4	15.40
1976	12.0	12.4	14.6	14.6	13.3	6.0	7.6	3.5	13.6	13.4	6.0	14.1	14.60
1977	13.1	18.3	10.8	10.8	9.3	4.9	4.8	0.0	9.8	2.9	7.4	12.9	18.30
1978	9.1	10.1	15.6	15.6	4.5	3.4	0.0	0.0	11.6	5.9	15.6	14.5	15.60
1979	14.3	7.9	13.5	13.5	7.7	0.0	0.0	4.6	12.8	4.5	14.2	11.8	14.30
1980	8.2	10.6	16.5	16.5	14.3	0.0	1.7	5.6	7.8	7.0	12.6	12.0	16.50
1981	14.0	14.6	13.9	8.4	4.7	2.5	0.0	5.4	6.1	8.2	12.2	12.3	14.60
1982	24.5	12.4	17.6	17.3	1.8	5.5	0.0	5.0	11.6	10.8	15.2	13.4	24.50
1983	12.2	8.4	8.5	9.4	4.5	8.8	0.0	0.0	4.6	6.5	6.6	9.0	12.20
1984	13.6	26.7	21.2	6.2	0.0	0.0	5.6	12.7	3.0	12.4	20.7	15.5	26.70
1985	18.0	16.8	10.3	11.4	3.2	19.1	6.3	5.9	7.4	7.8	10.2	14.3	19.10
1986	16.5	19.3	14.2	9.2	4.6	0.0	5.1	6.2	8.3	5.8	6.5	13.7	19.30
1987	12.3	7.6	13.9	8.9	3.4	3.2	13.3	2.5	4.0	8.5	10.9	14.0	14.00
1988	11.6	8.3	10.0	8.3	8.7	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	5.2	9.2	11.60
1989	16.0	13.7	15.0	5.0	5.2	0.0	0.0	5.0	5.5	6.5	8.2	11.4	16.00
1990	14.7	10.2	4.8	11.2	3.8	15.2	3.2	5.5	3.5	8.8	11.2	13.0	15.20
1991	17.3	6.5	7.5	11.7	8.3	8.8	0.0	0.0	6.5	6.6	8.5	7.0	17.30
1992	11.0	9.8	8.0	6.0	0.0	4.8	0.0	13.5	4.0	6.4	10.0	7.0	13.50
1993	10.8	7.2	9.7	5.8	4.2	1.5	3.5	6.5	3.5	7.4	10.6	12.1	12.10
1994	18.5	14.5	18.6	8.8	0.0	3.4	0.0	0.0	3.5	5.3	6.5	9.3	18.60
1995	7.5	15.3	14.2	5.7	4.2	0.0	2.1	0.0	3.4	4.8	18.2	12.9	18.20
1996	22.4	17.1	12.7	8.7	4.0	0.0	0.5	19.5	5.5	9.2	14.5	6.7	22.40
1997	16.2	15.0	15.9	5.5	2.6	0.0	1.4	7.0	5.4	5.8	12.4	12.8	16.20
1998	17.5	17.9	13.7	4.7	0.5	4.2	0.0	0.5	7.0	36.0	18.0	6.0	36.00
1999	16.1	17.9	14.0	8.0	5.3	0.9	1.5	1.0	10.5	19.2	7.3	7.6	19.20
2000	14.3	22.5	12.3	6.1	4.9	7.7	4.1	3.5	7.7	16.7	10.6	25.2	25.20
2001	18.1	14.9	16.6	23.6	10.4	0.5	6.2	9.0	3.9	12.5	19.2	5.4	23.60
2002	13.8	21.3	21.2	6.5	6.8	0.5	9.8	5.4	8.8	13.4	23.8	14.5	23.80
2003	36.9	11.5	28.6	13.9	1.5	8.9	0.0	10.8	2.8	17.0	10.1	11.0	36.90
2004	31.0	24.5	14.7	7.5	10.2	11.8	3.6	5.9	12.4	16.3	9.3	12.5	31.00
2005	12.2	19.3	10.1	5.0	1.1	0.2	0.0	7.7	2.9	11.7	8.5	21.4	21.40
2006	26.8	10.1	12.0	11.6	2.4	3.0	0.0	8.0	18.9	31.5	13.8	26.0	31.50
2007	21.5	33.1	16.8	8.9	6.6	0.0	2.7	0.0	10.2	10.2	20.9	14.2	33.10
2008	15.5	6.1	18.8	10.3	9.9	1.7	1.8	5.4	2.9	11.4	12.1	22.4	22.40
2009	23.0	11.4	9.5	10.2	6.3	0.0	0.0	0.0	5.1	7.6	17.7	11.2	23.00
2010	14.3	13.3	33.4	9.8	7.6	0.0	5.6	0.0	1.2	9.8	8.6	20.1	33.40
2011	11.3	22.2	31.8	6.0	0.0	7.5	0.8	3.0	8.5	16.1	13.6	21.6	31.80
2012	13.6	15.4	21.2	22.1	2.0	5.2	5.6	0.2	11.0	12.4	10.7	16.7	22.10
2013	11.5	12.5	13.0	13.2	13.5	13.0	11.5	14.5	13.4	14.6	14.5	13.5	14.60
2014	14.1	18.9	24.9	12.5	9.6	2.4	15.3	4.2	10.1	11.6	13.7	12.3	24.90
2015	15.0	13.4	14.1	12.1	14.9	2.6	16.8	15.9	7.2	10.7	10.6	17.8	17.80
2016	11.9	22.1	8.2	13.2	1.6	0.0	7.5	9.2	9.1	14.2	6.4	19.0	22.10
2017	17.9	16.0	14.3	25.0	7.4	1.5	2.7	8.4	14.8	38.5	14.4	18.0	38.50
2018	11.7	26.5	14.9	4.3	3.2	32.5	6.6	10.1	7.3	11.5	9.8	16.8	32.50
PROM	16.13	15.58	14.57	10.37	5.74	3.85	3.80	5.31	7.64	11.28	11.32	14.14	21.97
STD	9.42	5.72	5.92	5.12	4.63	5.75	4.83	4.62	4.02	6.87	4.47	4.92	9.58
MIN	6.00	6.10	4.80	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	2.10	5.40	11.60
MAX	70.00	33.10	33.40	25.00	23.00	32.50	22.00	19.50	18.90	38.50	23.80	29.40	70.00
MEDIANA	14.00	14.90	13.95	9.30	4.50	1.70	2.10	5.40	7.40	9.75	10.60	13.70	19.15



Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.3: Estación meteorológica Limbani.

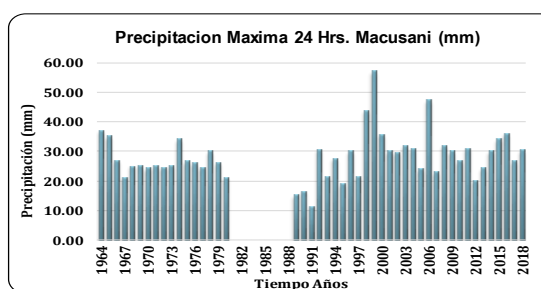
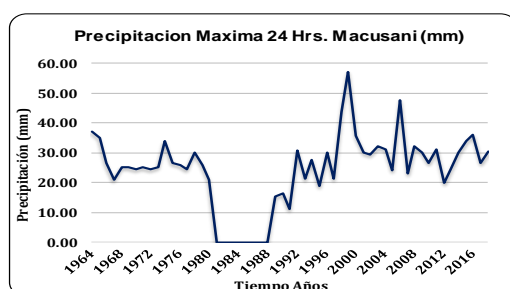
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. HISTORICA (mm)														
NOMBRE	: LIMBANI													
CUENCA	: RAMIS					LATITUD	14°09'13.5"			REGION	: PUNO			
CODIGO	: 157417					LONGITUD	69°42'20.2"			PROV	: SANDIA			
TIPO	: CO					ALTITUD	3320 MSNM			DIST	: LIMBANI			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX	
1964	20.9	20.4	30.9	20.3	8.7	0.0	3.2	16.4	25.9	9.5	6.2	25.6	30.90	
1965	36.2	57.6	21.6	17.4	6.6	0.7	7.7	3.1	16.8	18.0	8.1	28.9	57.60	
1966	33.3	11.7	23.2	14.0	16.1	5.1	6.0	7.6	2.0	28.8	15.0	26.2	33.30	
1967	11.3	24.3	38.1	9.1	4.2	4.4	5.7	3.0	6.2	20.1	10.5	18.0	38.10	
1968	13.6	20.0	12.2	9.9	1.2	0.0	28.4	13.9	8.6	24.7	37.0	15.2	37.00	
1969	29.1	34.9	10.4	3.3	5.7	2.1	0.0	1.2	5.1	8.6	20.7	21.2	34.90	
1970	25.4	16.0	18.4	14.5	8.7	3.6	1.7	2.0	12.6	9.9	19.5	24.0	25.40	
1971	23.0	19.2	12.1	9.8	4.4	10.9	1.9	10.7	9.3	17.3	21.0	23.4	23.40	
1972	15.5	17.5	16.5	7.2	4.4	3.5	3.2	35.1	15.8	23.0	17.0	17.3	35.10	
1973	14.1	11.2	11.8	15.7	4.8	3.1	4.4	5.4	7.0	10.5	12.7	12.6	15.70	
1974	18.8	15.7	12.9	14.6	1.2	1.6	7.6	21.0	8.1	12.3	6.4	15.1	21.00	
1975	13.9	16.8	13.5	9.8	5.4	3.5	3.0	3.3	6.9	7.6	9.1	14.1	16.80	
1976	23.8	10.2	9.7	5.4	6.6	3.2	0.8	1.0	0.5	1.5	0.8	8.4	23.80	
1977	6.3	13.9	9.4	4.5	4.4	0.0	2.0	1.7	1.6	20.0	10.4	17.5	20.00	
1978	11.3	11.0	8.6	10.1	9.6	2.5	5.1	9.4					11.30	
1979													0.00	
1980													0.00	
1981													0.00	
1982													0.00	
1983													0.00	
1984													0.00	
1985				11.0	4.4	0.8	10.0	2.9	12.9	16.9	12.4		16.90	
1986	8.8	13.8	10.5	14.5	13.3	4.8	2.7	14.1	9.1	13.5	14.7	15.4	15.40	
1987	21.3	22.4	12.6	9.3	3.7	6.5	8.5	8.0	9.6	25.9	37.2	17.0	37.20	
1988	29.8	22.4	16.1	9.2	3.7	3.6	0.0		0.9	4.6	10.7	9.6	29.80	
1989	13.7	11.2	10.0	6.6	4.9	5.3	0.6	1.0	1.4	11.1	10.4	15.7	15.70	
1990	14.6	18.6	12.6	9.3	6.7	3.2	4.2	11.4	4.6	13.1	6.2	13.7	18.60	
1991	15.8	14.0	18.4	4.8	6.0	9.7	0.0	3.0	15.3	19.9	15.4	20.0	20.00	
1992	15.1	16.4	23.3	6.7	10.1	17.1	5.5	4.5	10.9	8.0	12.4	12.7	23.30	
1993	25.2	34.6	13.4	13.9	11.3	4.5	1.7	57.3	6.6	11.1	39.7	26.6	57.30	
1994	20.8	19.3	19.9	16.7	5.0	2.1	1.0	17.5	11.1	6.5	22.1	14.9	22.10	
1995	7.9	22.5	20.5	17.3	5.6	4.9	12.9	9.4	20.2	20.0	16.6	29.8	29.80	
1996	36.4	34.1	13.1	14.6	1.9	6.1	6.0	23.6	17.2	11.0	22.4	22.2	36.40	
1997	36.4	38.1	41.0	2.5	17.6	3.3	1.0	6.6	36.8	32.8	21.6	17.6	41.00	
1998	35.3	53.8	24.6	14.0	4.7	18.7	7.7	1.7	4.3	17.5	30.0	3.0	53.80	
1999	21.2	37.0	59.4	18.0	5.5	2.8	1.7	1.6	13.2	9.5	10.3	21.3	59.40	
2000	40.5	24.3	13.6	9.0	6.8	11.0	5.0	8.0	6.9	38.3	15.0	25.3	40.50	
2001	29.2	26.6	34.4	24.5	16.6	3.4	13.0	14.8	13.8	18.6	33.6	13.2	34.40	
2002	20.7	33.2	26.0	16.0	7.8	7.3	11.3	8.8	12.0	17.5	21.1	32.6	33.20	
2003	36.4	24.7	29.7	36.3	12.8	19.1	4.8	17.2	9.2	34.6	17.4	17.9	36.40	
2004	22.1	29.5	27.3	31.4	15.3	3.7	14.0	18.4	6.1	27.0	19.0	26.5	31.40	
2005	25.6	22.3	26.5	25.5	25.3	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.50	
2006	0.0	0.0	0.0	57.8	6.4	3.6	2.6	21.1	10.5	20.0	25.0	51.9	57.80	
2007	22.8	13.7	34.7	23.0	2.9	4.4	8.6	6.0	9.9	16.3	19.8	23.3	34.70	
2008	27.5	29.2	19.0	3.3	8.0	3.5	4.8	9.2	16.2	29.6	21.0	24.2	29.60	
2009	66.2	30.4	13.1	2.7	0.0	1.0	1.9	3.5	7.2	17.0	18.0	26.2	66.20	
2010	32.4	34.7	25.8	12.2	16.7	0.8	1.0	7.0	7.2	15.9	14.3	26.6	34.70	
2011	22.3	18.2	14.9	12.4	10.1	8.7	8.0	3.0	12.9	22.0	15.5	32.5	32.50	
2012	23.6	29.2	7.3	9.8	4.1	8.6	17.4	0.0	19.6	16.8	13.0	33.3	33.30	
2013	18.4	15.4	32.8	2.0	6.3	8.7	4.3	9.0	9.0	25.5	18.7	28.4	32.80	
2014	48.8	48.7	29.3	12.5	16.5	6.8	8.1	15.3	18.8	21.1	25.9	29.4	48.80	
2015	31.5	49.6	27.1	38.2	8.2	11.8	34.5	47.2	26.3	11.4	12.4	35.5	49.60	
2016	18.0	24.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.5	0.0	24.70	
2017	14.8	24.0	21.5	13.7	13.6	12.6	11.0	20.0	21.8	12.6	13.6	16.8	24.00	
2018	0.0	24.5	28.6	10.0	15.7	31.6	30.8	17.6	10.0	25.6	46.0	15.3	46.00	
PROM	22.91	24.20	19.92	13.76	7.95	5.83	6.66	10.91	10.79	16.73	17.46	20.55	29.42	
STD	11.99	11.77	10.96	10.29	5.31	5.90	7.51	11.50	7.41	8.61	9.48	9.39	15.99	
MIN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
MAX	66.20	57.60	59.40	57.80	25.30	31.60	34.50	57.30	36.80	38.30	46.00	51.90	66.20	
MEDIANA	21.70	22.40	18.40	12.20	6.40	3.60	4.80	8.00	9.45	16.95	15.45	20.00	30.90	



Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.4: Estación meteorológica Macusani.

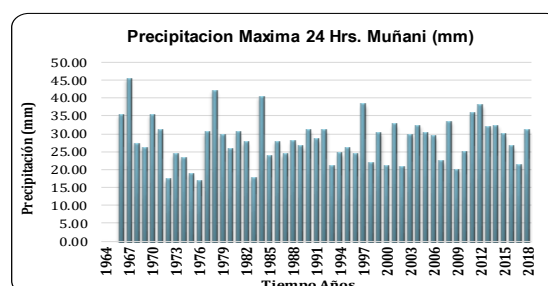
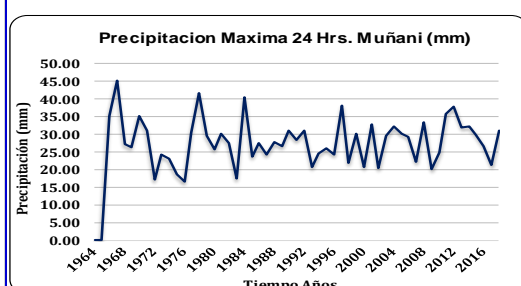
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. HISTORICA (mm)													
NOMBRE	MACUSANI												
CUENCA	RAMIS				LATITUD	14°04'05.5"				REGION	PUNO		
CODIGO	110777				LONGITUD	70°25'25.6"				PROV	CARABAYA		
TIPO	CO				ALTITUD	4341 MSNM				DIST	MACUSANI		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	37.0	12.0	25.0	10.0	4.8	0.0	0.0	0.0	11.0	7.0	8.5	19.5	37.00
1965	23.5	30.5	14.0	18.0	7.0	0.5	5.0	2.0	6.0	3.5	6.5	35.0	35.00
1966	16.0	22.0	15.5	11.5	18.7	0.0	0.0	4.0	9.6	26.7	11.7	22.8	26.70
1967	21.0	19.3	16.3	4.5	20.0	2.5	4.5	5.8	14.5	15.0	12.0	19.8	21.00
1968	21.0	21.4	13.5	7.4	0.0	0.0	21.0	18.0	7.8	19.8	17.0	25.0	25.00
1969	21.5	25.3	16.0	15.5	0.0	11.5	11.0	0.0	4.5	4.0	8.5	16.5	25.30
1970	13.9	19.4	17.9	18.5	1.8	5.3	4.6	0.0	24.5	16.3	9.0	18.2	24.50
1971	17.0	25.2	20.9	11.5	7.3	3.5	0.0	6.0	2.0	24.6	12.8	18.2	25.20
1972	17.0	23.9	20.9	3.0	7.3	5.3	2.6	6.0	1.5	24.6	10.8	18.2	24.60
1973	15.0	25.2	20.9	5.5	9.3	0.0	2.6	6.0	16.6	2.5	12.8	15.9	25.20
1974	31.8	34.0	20.9	6.5	7.3	0.0	5.4	28.4	0.0	0.0	2.0	15.0	34.00
1975	17.5	26.5	9.5	4.5	15.5	0.0	6.0	6.0	13.0	17.5	9.0	16.0	26.50
1976	16.5	25.9	20.9	1.5	3.5	0.0	1.5	15.5	9.0	24.6	10.8	21.0	25.90
1977	11.0	19.3	20.9	15.5	3.5	3.5	5.5	1.5	9.0	24.6	10.6	21.0	24.60
1978	15.0	30.0	20.9	26.0	5.5	2.0	2.0	0.0	12.0	4.5	10.6	21.0	30.00
1979	21.0	25.9	20.4	26.0	5.5	2.0	2.0	0.0	8.0	7.5	15.9	21.0	26.00
1980	17.0	21.0											21.00
1981													0.00
1982													0.00
1983													0.00
1984													0.00
1985													0.00
1986													0.00
1987													0.00
1988													0.00
1989									6.5	15.3	8.0	11.5	15.30
1990	16.5	6.0	11.0	2.3	2.8	2.0	1.0	2.0	3.0	2.0	2.5	2.5	16.50
1991	7.0	4.5	6.5	2.5	2.0	2.0	1.0	2.0	1.5	11.1	11.0	6.8	11.10
1992	8.5	6.6	13.8	4.7	3.0	1.0	2.6	30.6	0.0	20.2	19.5	11.0	30.60
1993	10.0	10.2	21.2	6.7	4.0	0.0	2.2	11.0	9.2	5.7	20.6	15.7	21.20
1994	11.0	20.1	12.3	7.7	7.4	0.0	0.0	0.0	20.0	27.5	11.6	12.7	27.50
1995	12.1	10.8	18.8	13.0	8.5	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	6.6	10.7	18.80
1996	11.5	30.0	20.0	10.0	6.8	0.0	2.2	14.6	3.2	8.0	23.0	14.0	30.00
1997	13.0	15.1	21.3	6.5	16.5	0.0	0.0	5.6	3.0	10.0	11.0	13.0	21.30
1998	13.0	34.0	43.7	7.0	0.0	4.6	0.0	0.5	1.0	7.8	16.5	11.0	43.70
1999	23.0	27.5	57.0	17.0	5.0	0.0	1.5	0.0	10.0	8.0	7.0	23.0	57.00
2000	27.5	13.0	14.5	3.0	0.0	4.5	0.0	2.0	5.0	35.5	9.0	28.5	35.50
2001	30.0	13.0	10.5	7.5	2.0	1.5	17.0	9.5	14.0	9.5	10.0	10.0	30.00
2002	29.5	25.0	21.0	5.0	3.5	3.0	7.0	1.0	2.2	16.0	11.0	18.0	29.50
2003	21.0	12.0	32.0	20.0	3.0	5.5	0.0	7.0	6.0	14.0	5.0	23.0	32.00
2004	21.5	31.0	11.6	16.0	1.8	2.5	8.5	4.5	8.4	8.2	15.0	19.0	31.00
2005	16.0	21.4	23.9	9.8	7.0	0.0	0.0	7.5	0.5	11.0	14.3	24.0	24.00
2006	16.0	22.2	13.5	15.1	0.0	1.6	0.0	2.0	10.7	11.0	12.0	47.5	47.50
2007	23.0	10.0	13.4	7.5	4.0	0.0	1.0	0.0	1.8	13.5	15.3	18.3	23.00
2008	18.0	26.3	32.0	10.0	5.0	4.0	0.0	4.0	4.0	13.5	10.0	17.0	32.00
2009	29.5	30.0	14.0	5.0	4.0	0.0	1.0	0.0	6.5	4.5	21.7	17.1	30.00
2010	25.0	20.0	26.0	8.5	3.7	0.0	2.0	0.0	0.3	13.0	12.0	26.5	26.50
2011	14.0	25.7	31.0	12.0	5.0	0.5	2.0	5.0	10.5	17.2	10.0	15.0	31.00
2012	16.5	20.0	18.0	15.0	1.0	3.0	1.2	1.4	6.0	8.0	7.6	17.0	20.00
2013	21.5	13.0	17.0	10.0	15.0	3.0	2.0	24.5	6.0	18.0	17.0	20.0	24.50
2014	30.0	15.0	10.0	13.0	7.0	0.5	1.5	1.5	28.0	9.5	9.0	16.0	30.00
2015	34.0	21.5	14.0	24.0	7.0	7.0	1.0	10.5	4.0	10.5	10.0	18.0	34.00
2016	12.0	10.0	15.0	10.4	4.0	0.0	0.0	1.0	7.0	19.0	36.0	8.0	36.00
2017	26.5	13.0	20.0	16.5	8.5	2.0	0.5	3.0	6.6	18.0	13.0	18.0	26.50
2018	19.0	15.0	30.5	2.5	2.5	18.0	20.0	4.5	11.0	21.0	13.0	13.0	30.50
PROM	19.32	20.19	19.73	10.52	5.71	2.27	3.31	5.65	7.50	13.39	12.10	18.04	24.07
STD	7.00	7.66	8.98	6.27	4.78	3.36	4.95	7.38	6.15	7.81	5.67	7.23	12.32
MIN	7.00	4.50	6.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.50	0.00
MAX	37.00	34.00	57.00	26.00	20.00	18.00	21.00	30.60	28.00	35.50	36.00	47.50	57.00
MEDIANA	17.25	21.20	18.80	10.00	4.80	1.50	1.50	3.00	6.50	12.05	11.00	18.00	25.90



Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.5: Estación meteorológica Muñani.

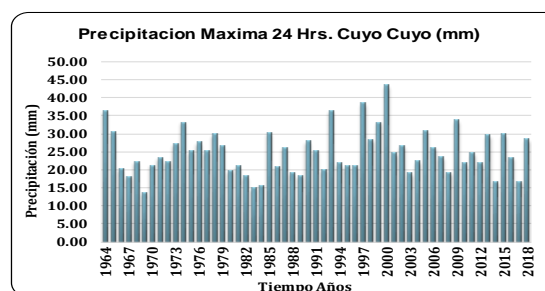
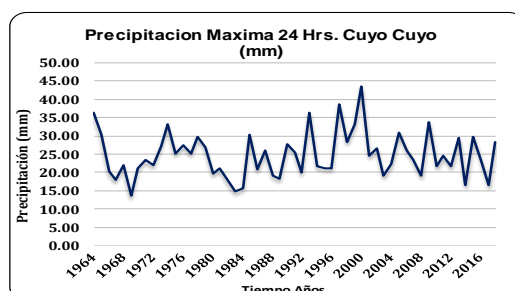
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. HISTORICA (mm)														
NOMBRE	: MUÑANI									: PUNO				
CUENCA	: RAMIS					LATITUD		14°46'01.0"			: PROV			
CODIGO	: 110785					LONGITUD		69°57'06.5"			: AZANGARO			
TIPO	: CO					ALTITUD		3948 MSNM			: DIST			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX	
1964													0.00	
1965													0.00	
1966	15.0	35.1	20.0	10.1	10.2	0.0	0.0	0.0	5.1	8.0	15.0	15.1	35.10	
1967	10.2	10.0	10.0	10.3	10.2	0.0	10.0	10.0	16.0	28.7	8.5	45.4	45.40	
1968	20.7	27.3	20.0	15.8	5.2	0.0	23.8	25.0	25.0	7.5	20.5	10.2	27.30	
1969	20.0	15.8	11.9	26.2	0.0	0.0	0.0	4.2	7.6	10.0	10.2	20.5	26.20	
1970	35.2	12.3	9.5	17.4	5.0	0.0	1.4	0.4	20.1	18.3	13.8	22.0	35.20	
1971	23.0	25.0	31.0	8.0	7.0	0.0	0.0	1.2	0.0	12.4	9.4	10.0	31.00	
1972	14.0	13.0	4.0	3.2	0.0	0.0	0.0	2.8	2.8	8.2	17.2	11.6	17.20	
1973	9.8	10.4	11.2	24.2	0.4	0.0	0.0	15.6	17.6	2.6	19.2	10.4	24.20	
1974	10.4	7.2	7.2	4.4	0.0	0.8	0.0	0.2	0.0	4.0	2.4	23.2	23.20	
1975	9.0	6.2	8.4	4.8	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2	5.0	18.8	18.80	
1976	15.2	16.4	14.4	16.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	16.7	16.70	
1977	14.9	30.4	15.5	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	11.8	16.4	18.5	19.7	30.40	
1978	19.1	22.1	20.2	14.9	4.1	4.9	0.0	0.0	13.2	10.2	40.5	41.8	41.80	
1979	29.7	9.5	12.5	23.2	5.6	0.0	0.0	0.0	8.2	19.6	13.2	16.6	29.70	
1980	24.1	11.7	10.9	3.6	1.8	3.4	3.6	0.0	7.5	25.8	11.0	15.2	25.80	
1981	30.3	9.2	20.4	20.6	0.0	0.0	0.0	6.7	7.6	20.6	12.0	19.8	30.30	
1982	19.5	12.8	15.5	20.4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.4	10.1	27.5	6.1	27.50	
1983	17.6	16.8	10.9	12.6	7.2	0.0	0.0	0.0	6.2	10.4	6.9	15.3	17.60	
1984	18.8	23.6	13.9	10.4	3.7	5.0	0.0	5.6	7.6	14.3	40.4	28.2	40.40	
1985	11.8	23.2	16.0	22.4	3.7	4.3	0.0	0.0	17.2	20.3	20.3	23.6	23.60	
1986	15.5	27.6	20.1	13.6	6.7	0.0	2.3	0.0	9.6	0.0	27.3	15.2	27.60	
1987	24.2	24.3	11.2	24.1	0.0	6.2	11.3	3.4	1.2	10.8	21.4	10.1	24.30	
1988	27.7	22.3	12.3	18.9	13.4	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0	2.8	21.0	27.70	
1989	21.0	26.6	18.1	24.1	0.0	7.4	0.0	4.8	6.8	12.4	16.6	13.6	26.60	
1990	31.0	13.6	13.2	3.2	0.0	13.7	0.0	0.0	5.6	12.1	29.8	13.6	31.00	
1991	20.2	28.3	24.2	18.2	6.2	15.2	0.0	0.0	3.8	6.8	18.7	20.6	28.30	
1992	31.0	22.7	13.7	13.8	0.0	4.3	0.0	12.4	8.2	10.8	1.4	22.0	31.00	
1993	20.8	17.6	16.4	7.7	3.8	0.0	6.8	8.0	11.3	16.1	13.0	14.0	20.80	
1994	15.1	20.2	11.0	22.0	19.6	3.1	0.0	0.0	4.7	6.3	12.4	24.5	24.50	
1995	22.3	26.0	16.9	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	16.7	22.0	26.00	
1996	24.2	13.2	19.9	14.9	10.2	0.0	0.0	3.5	6.3	8.6	15.1	12.3	24.20	
1997	22.5	32.0	38.2	15.3	3.2	0.0	0.0	22.3	12.5	14.9	16.0	9.1	38.20	
1998	13.1	17.2	21.8	13.4	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	9.8	16.0	20.6	21.80	
1999	15.3	10.9	21.8	10.4	15.9	0.0	0.0	0.0	9.2	9.2	12.6	30.2	30.20	
2000	16.0	12.9	15.8	4.3	0.0	8.2	0.0	3.6	6.4	18.8	11.3	20.7	20.70	
2001	29.3	15.0	32.7	7.4	15.9	1.6	8.2	4.3	4.5	19.5	21.3	19.5	32.70	
2002	11.1	12.4	13.4	12.9	5.7	2.3	9.6	3.1	6.9	18.9	12.1	20.4	20.40	
2003	29.6	28.4	26.4	11.2	1.8	9.1	0.0	4.2	14.3	23.8	15.4	23.0	29.60	
2004	31.9	32.2	27.1	14.1	18.2	1.8	0.8	14.2	6.2	16.0	24.7	19.4	32.20	
2005	14.8	30.1	18.4	13.2	2.3	0.0	1.2	1.0	2.3	15.4	14.8	24.2	30.10	
2006	29.2	14.2	20.8	27.7	0.0	0.0	0.0	3.4	18.4	23.6	9.8	23.2	29.20	
2007	17.2	4.8	22.2	11.6	8.6	0.0	0.0	0.0	10.4	4.0	12.4	16.5	22.20	
2008	21.5	9.5	8.0	7.0	1.9	0.0	0.0	0.0	8.2	33.4	7.9	30.6	33.40	
2009	20.0	10.9	17.7	10.8	0.0	0.0	4.4	0.0	6.2	9.5	14.6	13.7	20.00	
2010	15.2	20.0	22.2	11.4	6.2	0.0	0.0	3.7	0.0	25.0	4.9	15.5	25.00	
2011	35.8	16.5	14.6	6.0	2.0	0.0	7.2	6.4	14.7	13.1	13.8	20.6	35.80	
2012	37.9	12.8	18.6	23.2	0.0	1.8	0.2	0.0	5.0	10.3	14.0	22.6	37.90	
2013	32.0	14.5	11.9	11.5	11.5	2.4	1.0	4.9	4.2	20.8	27.1	10.5	32.00	
2014	32.3	17.0	15.4	11.0	3.2	0.0	5.5	4.6	17.5	7.5	13.8	17.6	32.30	
2015	21.9	10.4	29.8	14.2	5.8	0.0	0.0	12.6	18.8	12.4	14.8	19.8	29.80	
2016	18.4	26.6	15.6	15.8	6.0	0.0	4.0	1.4	5.8	16.6	11.3	20.8	26.60	
2017	15.8	9.2	21.2	12.0	6.7	0.0	4.5	3.7	15.4	18.2	16.6	16.4	21.20	
2018	8.8	25.2	11.2	18.6	0.0	10.4	11.2	10.2	9.8	22.6	31.0	16.6	31.00	
PROM	20.96	18.17	17.08	13.57	4.55	2.03	2.21	3.91	8.30	13.61	15.71	19.07	27.12	
STD	7.58	7.73	6.73	6.59	5.10	3.59	4.40	5.62	6.07	7.22	8.18	7.16	8.11	
MIN	8.80	4.80	4.00	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	6.10	0.00	
MAX	37.90	35.10	38.20	27.70	19.60	15.20	23.80	25.00	25.00	33.40	40.50	45.40	45.40	
MEDIANA	20.00	16.50	15.80	13.20	3.20	0.00	0.00	1.40	7.50	12.40	14.60	19.50	27.60	



Fuente: Elaboración Propia

Tabla B.6: Estación meteorológica Cuyo Cuyo.

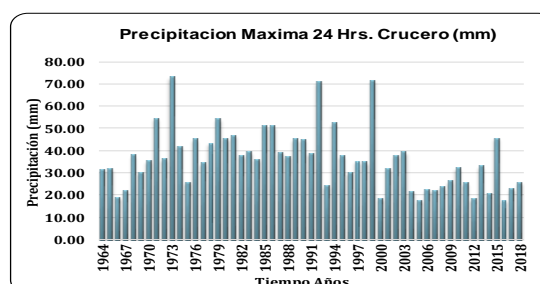
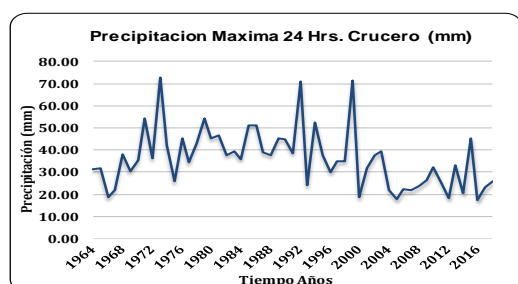
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. HISTORICA (mm)													
NOMBRE	: CUYO CUYO												
CUENCA	: RAMIS				LATITUD		14°27'59,1"			REGION		: PUNO	
CODIGO	: 157418				LONGITUD		69°32'17,8"			PROV		: SANDIA	
TIPO	: CO				ALTITUD		3499 MSNM			DIST		: CUYO CUYO	
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	15.9	28.8	36.3	19.1	6.0	0.0	2.3	5.3	14.3	16.4	7.6	29.4	36.30
1965	23.1	30.2	11.5	23.0	1.7	0.0	0.5	2.7	22.1	9.2	14.0	30.4	30.40
1966	10.3	20.3	18.3	13.2	15.4	0.0	4.3	14.8	11.0	10.3	7.3	14.5	20.30
1967	7.2	9.2	18.0	8.1	6.4	4.2	4.0	18.0	9.1	7.4	6.0	11.2	18.00
1968	22.0	17.6	14.0	6.4	3.6	3.1	4.5	5.2	6.2	7.2	6.3	9.5	22.00
1969	9.5	9.1	6.3	6.5	4.2	4.2	3.1	3.1	13.7	5.2	8.5	9.7	13.70
1970	11.3	9.5	10.4	11.3	11.3	4.2	5.3	8.1	9.8	17.7	12.4	21.2	21.20
1971	14.1	20.3	11.8	17.8	7.6	3.5	0.2	3.3	23.3	16.9	11.8	15.7	23.30
1972	22.0	21.2	13.8	12.7	5.4	3.7	3.8	9.2	8.2	18.8	11.2	15.2	22.00
1973	15.0	14.1	27.2	17.5	4.1	1.2	6.4	6.4	17.8	23.8	7.4	23.7	27.20
1974	33.2	16.7	21.8	17.1	1.6	6.0	15.8	32.3	5.7	9.7	10.6	23.8	33.20
1975	17.6	11.9	16.8	8.2	9.6	4.9	0.4	3.4	9.4	8.4	8.7	25.1	25.10
1976	15.6	12.5	13.5	21.0	9.6	6.5	0.6	15.0	14.5	11.1	4.1	27.5	27.50
1977	23.3	15.8	25.1	6.5	20.8	2.1	7.4	4.3	10.1	12.3	13.3	11.9	25.10
1978	20.9	20.1	29.8	23.0	2.3	1.9	2.7	2.0	8.0	4.7	11.7	14.1	29.80
1979	26.1	14.6	26.0	19.8	4.2	0.0	10.1	3.6	17.0	17.9	26.8	14.0	26.80
1980	18.6	13.1	19.8	13.0	6.3	1.9	2.4	9.0	9.9	14.4	6.7	6.2	19.80
1981	13.5	20.8	16.1	13.3	6.5	2.1	2.8	8.9	13.9	11.4	7.7	21.1	21.12
1982	14.4	17.6	12.2	12.3	6.8	2.9	3.4	9.7	13.3	10.6	8.6	18.1	18.08
1983	13.5	14.2	14.2	10.3	8.1	3.5	4.4	11.0	10.9	11.4	7.9	14.9	14.93
1984	15.5	13.2	14.4	10.7	6.1	4.2	4.5	9.5	11.2	12.0	8.7	15.6	15.60
1985	30.2	15.0	14.0	12.0	10.2	12.0	5.0	7.0	11.9	10.3	16.0	19.8	30.20
1986	17.0	12.0	20.4	12.0	14.7	19.9	20.9	9.2	12.2	13.4	12.4	20.3	20.90
1987	20.2	16.7	26.1	12.6	16.4	4.5	11.4	3.1	10.7	23.8	11.2	17.0	26.10
1988	19.1	10.2	16.1	15.9	11.2	7.4	8.1	11.2	13.6	18.2	14.4	12.0	19.10
1989	11.4	16.3	12.4	18.3	9.0	5.1	8.1	6.2	10.2	17.3	6.1	8.2	18.30
1990	11.1	17.6	20.0	15.5	10.0	19.6	6.8	9.2	10.0	23.1	18.3	27.7	27.70
1991	25.3	23.7	15.4	9.1	6.2	7.3	7.1	3.4	11.3	8.2	10.0	15.3	25.30
1992	10.0	19.0	8.2	14.2	12.3	4.0	5.7	20.0	2.4	14.7	12.2	8.3	20.00
1993	19.2	15.1	19.0	12.0	6.8	8.0	3.0	35.2	9.8	10.2	22.2	36.3	36.30
1994	20.6	21.7	16.7	12.1	10.1	3.1	4.0	5.1	8.2	9.3	15.1	15.0	21.70
1995	17.2	21.1	21.0	9.5	3.2	3.5	5.4	6.3	15.5	9.0	6.6	7.0	21.10
1996	21.1	17.0	9.2	16.0	6.3	2.1	6.2	15.0	12.0	10.1	13.4	17.1	21.10
1997	38.5	23.5	18.0	7.9	4.1	3.2	1.6	8.4	13.2	11.4	12.3	22.0	38.50
1998	19.8	20.0	28.2	7.1	1.0	1.0	4.6	2.5	4.8	16.5	10.4	20.0	28.20
1999	17.8	33.2	16.0	11.3	4.7	5.0	2.0	1.0	15.0	4.7	12.1	19.5	33.20
2000	22.3	43.4	14.9	5.8	2.1	11.9	2.0	3.1	6.2	12.3	7.3	18.9	43.40
2001	24.6	19.5	20.5	14.0	13.3	3.2	7.5	7.0	9.0	11.2	6.3	10.4	24.60
2002	17.0	26.7	19.7	18.2	6.2	5.7	10.4	7.7	8.6	15.9	7.9	15.2	26.70
2003	19.0	13.0	0.0	9.0	5.5	10.0	6.0	4.5	7.4	12.9	0.0	14.0	19.00
2004	20.5	16.5	22.2	13.2	7.6	2.0	4.0	13.6	8.7	6.8	12.8	12.8	22.20
2005	30.8	11.6	8.7	2.3	0.9	0.4	4.3	6.5	14.8	10.1	9.1	14.7	30.80
2006	26.1	6.9	14.9	14.1	4.6	0.9	2.7	3.4	19.1	6.3	16.8	17.0	26.10
2007	23.2	14.4	23.4	3.0	10.5	0.8	5.1	2.4	15.5	13.0	7.0	15.3	23.40
2008	16.5	10.2	11.4	4.6	12.5	1.7	2.2	19.2	4.0	16.2	7.9	11.4	19.20
2009	33.6	13.6	6.4	9.9	3.7	0.0	3.0	4.1	5.4	6.3	11.3	16.4	33.60
2010	16.1	10.9	15.3	4.9	4.5	0.0	5.8	7.0	11.0	8.8	14.4	21.7	21.70
2011	18.4	18.8	24.5	11.6	5.2	5.3	3.9	1.8	16.6	18.2	9.6	18.2	24.50
2012	21.3	19.6	15.6	14.7	1.5	12.7	3.6	3.9	4.8	8.5	10.8	21.7	21.70
2013	29.5	17.0	12.4	2.8	10.0	3.9	2.9	21.0	4.0	11.0	12.2	12.4	29.50
2014	13.0	16.6	10.4	10.5	6.2	1.2	4.2	5.6	9.1	11.3	3.8	12.0	16.60
2015	14.2	12.3	17.0	19.9	15.6	6.0	29.8	13.8	3.5	13.8	13.6	11.3	29.80
2016	14.2	13.2	4.0	23.3	6.4	2.3	8.2	6.0	5.8	14.2	9.6	11.3	23.30
2017	11.4	16.5	12.9	11.0	9.6	1.5	0.8	8.9	9.0	11.5	10.8	15.8	16.50
2018	13.1	17.4	28.3	11.7	0.9	18.2	26.8	9.2	7.1	9.4	7.6	7.4	28.30
PROM	19.02	17.29	16.74	12.38	7.28	4.61	5.85	8.66	10.72	12.27	10.52	16.66	24.73
STD	6.56	6.36	6.82	5.15	4.33	4.62	5.67	6.85	4.48	4.54	4.39	6.25	6.19
MIN	7.20	6.90	0.00	2.30	0.90	0.00	0.20	1.00	2.40	4.70	0.00	6.20	13.70
MAX	38.50	43.40	36.30	23.30	20.80	19.90	29.80	35.20	23.30	23.80	26.80	36.30	43.40
MEDIANA	18.40	16.60	16.00	12.00	6.30	3.50	4.30	7.00	10.10	11.40	10.40	15.30	23.40



Fuente: Elaboración Propia

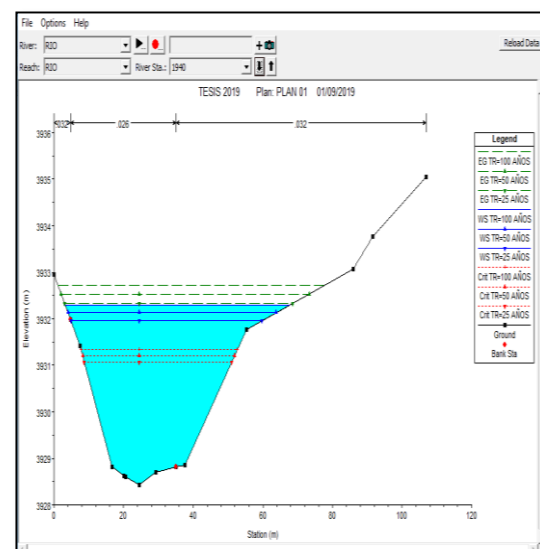
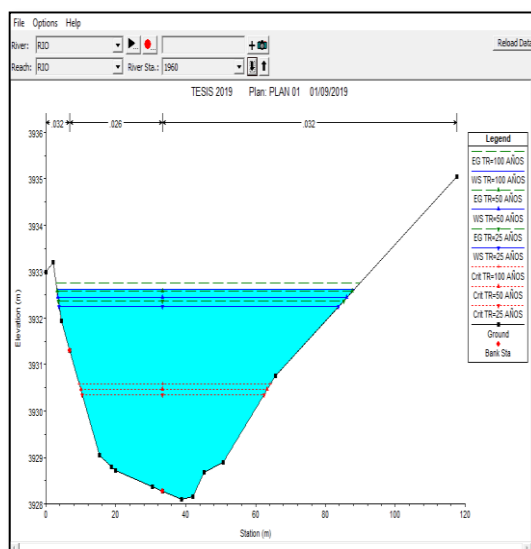
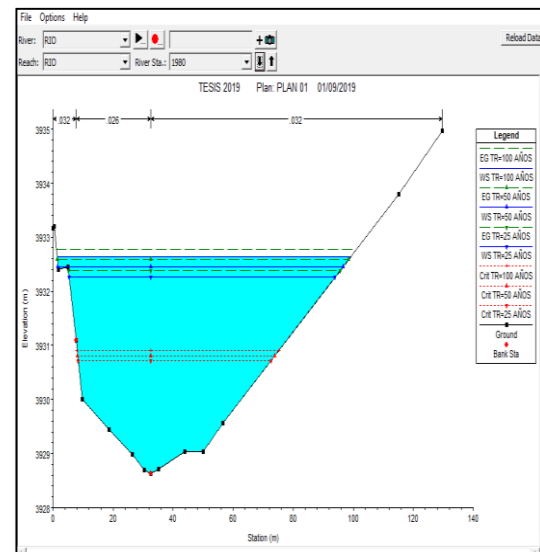
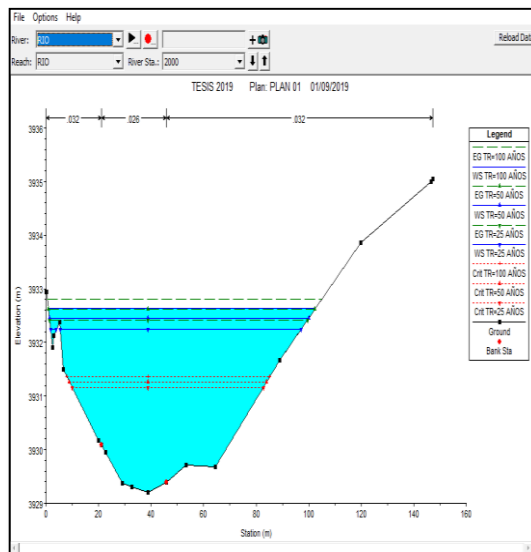
Tabla B.7: Estación meteorológica Crucero.

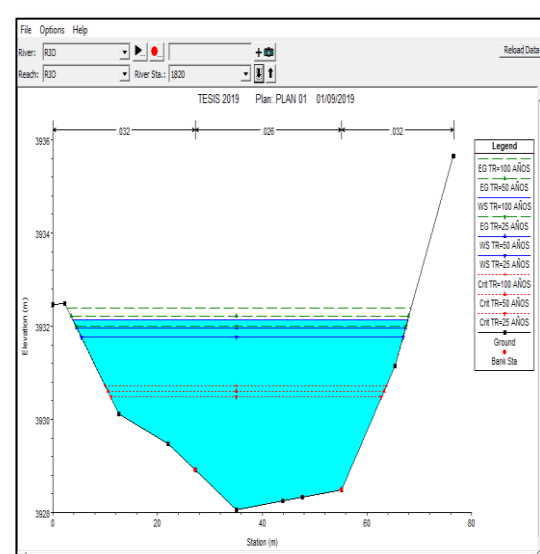
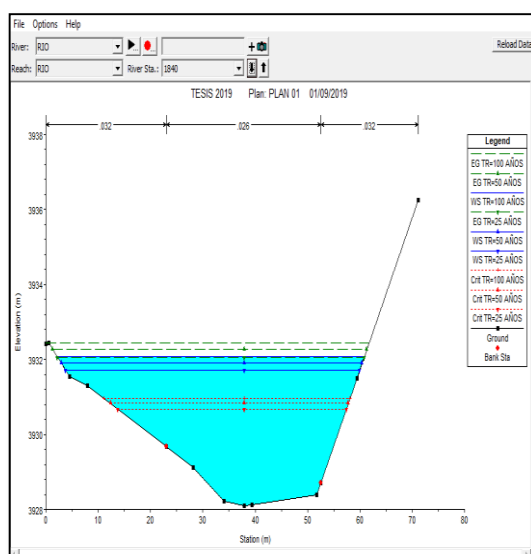
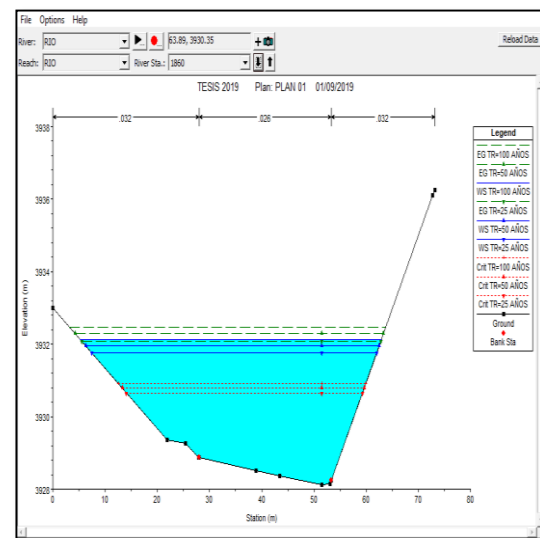
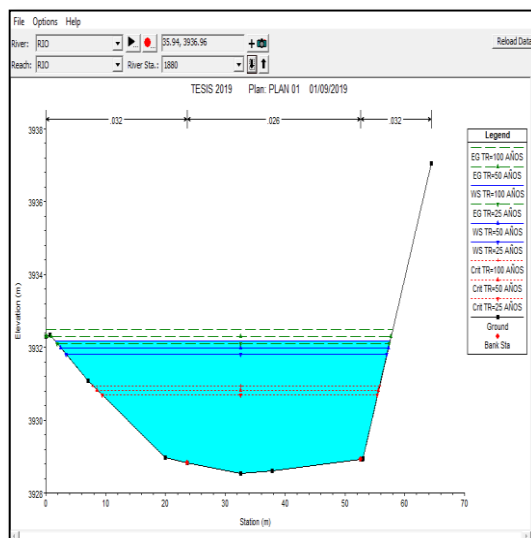
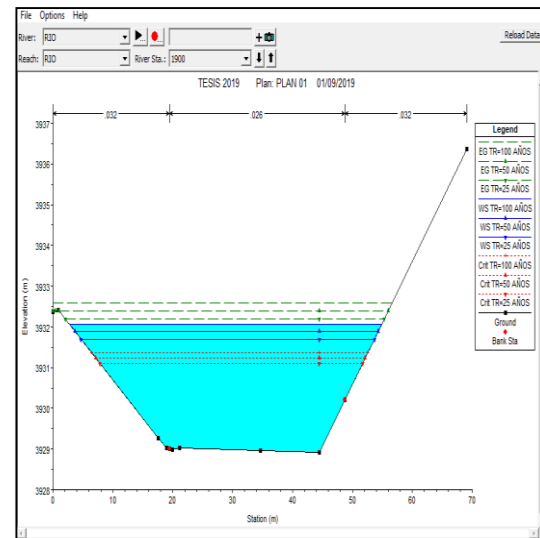
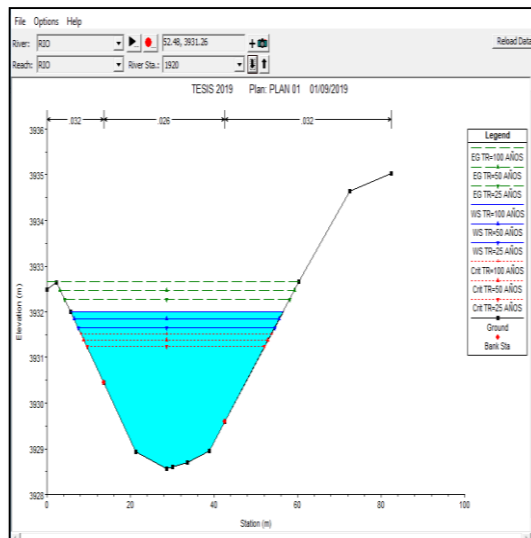
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Hrs. HISTORICA (mm)													
NOMBRE	: CRUCERO			LATITUD			14°21'44.4"			REGION			
CUENCA	: RAMIS			LONGITUD			70°01'27.7"			: PUNO			
CODIGO	: 157415			ALTITUD			4100 MSNM			PROV			
TIPO	: CO									DIST			
										: CRUCERO			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	15.7	11.9	31.5	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	8.5	12.8	24.3	31.50
1965	31.8	19.8	17.4	6.6	1.5	0.0	0.0	1.1	5.3	5.6	8.0	18.4	31.80
1966	9.9	18.9	12.4	4.0	17.0	0.0	0.0	1.3	18.4	13.0	9.4	15.5	18.90
1967	8.2	13.7	14.2	1.3	7.5	2.0	2.3	10.4	9.8	22.0	11.3	17.9	22.00
1968	17.4	17.2	17.5	7.3	0.0	0.0	38.0	14.2	16.2	12.3		9.3	38.00
1969	30.2	25.7	15.2	9.3	2.3	5.1	11.4	8.1	6.6	8.7	17.5	10.3	30.20
1970	30.7	24.6	15.6	21.9	6.2		4.1	0.0	0.0	9.9	31.4	35.2	35.20
1971	54.3	41.0	8.7	7.8	0.0	6.0	0.0	1.8	2.4	9.2	38.2	28.4	54.30
1972	20.4	19.0	30.2	36.1	6.8	2.7	0.0	14.7	12.7	26.7	13.5	14.1	36.10
1973	72.9	19.4	38.7	40.9	6.6	0.7	12.4	2.2	13.0	28.4	19.7	38.6	72.90
1974	15.1	41.9	21.3	16.0	3.6	10.2	9.7	16.4	15.5	31.7	23.5	34.8	41.90
1975	20.6	25.4	22.2	18.7	4.4	1.6	1.5	6.1	16.4	13.8	14.4	25.7	25.70
1976	26.1	25.6	27.7	24.0	16.5	1.7	3.5	5.9	27.0	12.1	13.0	45.2	45.20
1977	14.5	33.4	27.0	32.6	16.6	6.7	3.7	0.0	8.0	10.0	34.4	28.3	34.40
1978	23.7	28.4	37.3	38.3	3.3	14.3	0.0	1.9	21.8	13.2	43.2	24.5	43.20
1979	27.5	42.0	54.2	46.9	15.1	0.0	0.0	16.8	28.5	11.8	14.2	32.4	54.20
1980	45.4	16.0	20.6	8.3	6.5	0.0	0.0	2.5	19.7	26.6	8.4	25.1	45.40
1981	37.0	46.7	46.7	19.9	2.3	2.4	0.0	2.5	22.7	15.6	12.4	29.0	46.70
1982	36.9	35.3	24.5	7.8	3.1	3.6	0.0	5.9	6.2	8.1	37.8	23.4	37.80
1983	6.8	39.3	25.6	22.8	4.1	3.0	0.0	1.8	9.7	14.8	10.0	34.9	39.30
1984	35.6	36.0	14.8	10.9	6.8	2.5	2.8	22.8	8.6	25.0	22.6	20.4	36.00
1985	33.0	24.3	22.1	27.5	8.6	13.6	0.0	24.4	24.7	22.2	51.1	28.6	51.10
1986	32.9	51.0	32.6	24.9	6.0	0.0	4.5	21.7	10.1	13.7	20.7	30.9	51.00
1987	32.7	20.6	29.7	9.6	6.4	4.1	15.7	0.0	14.5	9.9	39.1	20.4	39.10
1988	19.0	37.4	22.0	13.5	6.5	0.0	0.0	0.0	8.2	30.0	11.8	35.8	37.40
1989	31.1	19.6	45.2	7.1	13.1	8.3	0.0	10.7	14.7	16.4	9.7	24.9	45.20
1990	32.5	27.9	19.9	14.0	0.0	15.1	0.0	2.4	15.6	28.9	45.0	13.0	45.00
1991	32.5	28.5	27.2	19.0	21.0	13.0	0.0	0.5	21.5	6.7	19.6	38.7	38.70
1992	27.7	25.8	30.4	2.1	0.8	19.3	4.8	48.9	2.1	18.8	70.7	28.6	70.70
1993	24.0	21.4	17.1	10.2	4.9	5.6	0.0	1.4	8.2	8.4	17.3	23.9	24.00
1994	52.3	48.6	19.6	16.1	19.2	2.5	0.0	2.8	41.0	28.3	11.2	26.0	52.30
1995	20.3	20.0	37.5	9.8	8.7	2.0	0.0	10.6	11.0	22.7	25.9	19.6	37.50
1996	29.2	30.1	26.1	11.0	17.2	0.0	0.0	7.1	3.8	16.0	22.4	12.6	30.10
1997	29.5	35.0	27.4	13.7	12.2	0.0	0.0	5.6	9.3	14.3	26.4	13.5	35.00
1998	8.5	29.3	30.5	26.4	0.4	4.4	0.0	0.7	1.7	18.3	34.8	15.4	34.80
1999	42.4	18.7	71.3	12.2	12.6	0.4	0.5	0.0	18.2	19.4	26.8	17.7	71.30
2000	17.5	8.9	13.4	1.1	4.1	3.1	3.6	3.7	3.8	18.5	17.0	17.4	18.50
2001	23.2	10.6	31.7	15.6	5.6	0.0	12.0	5.9	8.1	22.2	13.9	19.9	31.70
2002	11.4	25.8	12.1	4.0	10.2	0.7	7.6	2.6	7.0	18.5	22.2	37.8	37.80
2003	37.2	13.4	20.2	39.4	4.3	14.3	0.0	5.6	4.2	17.3	13.2	11.7	39.40
2004	11.8	21.7	8.4	12.1	5.2	4.7	1.7	1.0	5.4	9.6	19.4	16.2	21.70
2005	13.3	13.2	13.9	6.7	3.4	0.0	2.4	4.0	3.2	10.5	8.1	17.6	17.60
2006	22.4	13.7	20.4	8.7	0.9	4.9	0.0	6.5	6.8	7.8	17.5	21.0	22.40
2007	17.9	5.7	14.4	3.2	4.9	0.5	1.3	0.0	8.7	22.0	11.2	10.6	22.00
2008	23.7	11.6	13.0	4.7	9.2	0.0	0.0	2.6	1.9	10.8	11.0	15.9	23.70
2009	26.4	12.5	17.6	4.8	3.8	0.0	1.8	0.0	15.6	6.8	14.6	8.2	26.40
2010	19.0	25.0	32.1	3.0	5.2	0.0	0.9	1.3	2.8	12.5	11.6	15.9	32.10
2011	19.2	8.0	22.4	7.5	2.8	1.8	0.0	2.6	12.5	25.4	8.1	12.4	25.40
2012	18.2	10.6	8.1	4.8	0.0	8.2	0.5	0.6	16.5	8.7	15.7	14.5	18.20
2013	21.8	33.0	8.5	7.1	10.9	11.6	0.0	16.5	9.7	23.3	22.6	12.9	33.00
2014	10.3	12.3	20.7	4.9	2.6	0.2	4.4	0.0	9.9	14.3	6.2	11.9	20.70
2015	11.1	22.2	15.8	35.6	8.7	0.0	17.4	22.6	6.3	45.3	16.0	10.1	45.30
2016	4.3	13.5	6.7	13.3	3.7	0.2	9.9	2.3	12.4	16.2	17.5	9.2	17.50
2017	10.3	11.9	23.0	9.7	6.3	0.0	2.7	0.0	6.6	9.2	8.4	13.9	23.00
2018	10.7	18.5	25.7	4.6	2.6	6.8	14.7	3.7	2.6	7.7	12.2	18.8	25.70
PROM	24.69	23.85	23.82	14.47	6.59	3.85	3.56	6.45	11.39	16.50	20.27	21.48	36.11
STD	12.95	11.00	11.91	11.33	5.30	4.87	6.53	8.80	7.87	8.02	12.61	9.08	13.16
MIN	4.30	5.70	6.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.60	6.20	8.20	17.60
MAX	72.90	51.00	71.30	46.90	21.00	19.30	38.00	48.90	41.00	45.30	70.70	45.20	72.90
MEDIANA	23.20	21.70	22.00	10.20	5.20	2.00	0.50	2.60	9.70	14.30	16.50	19.60	37.80

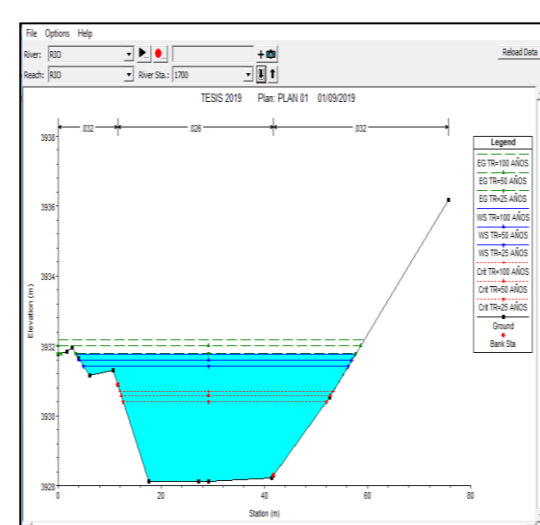
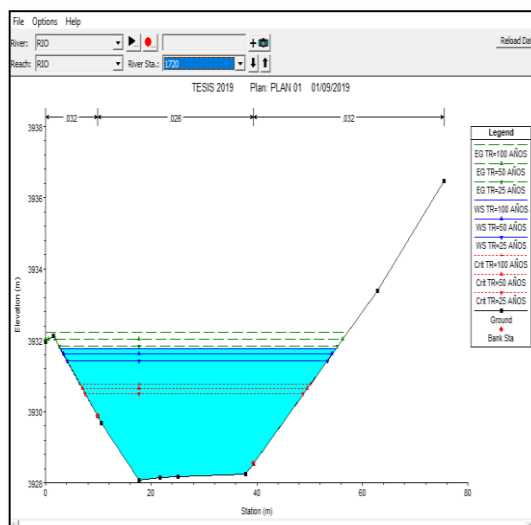
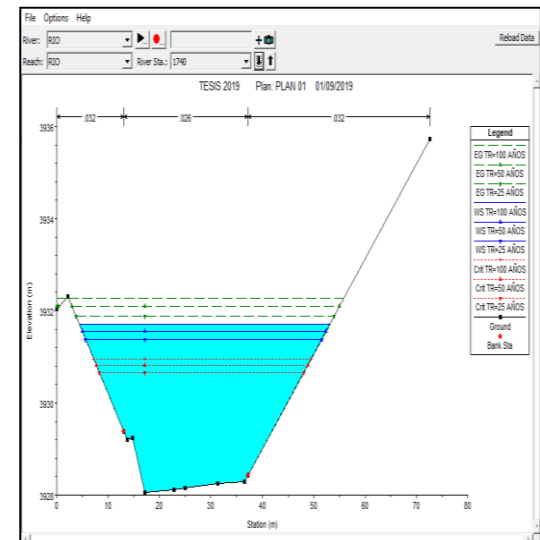
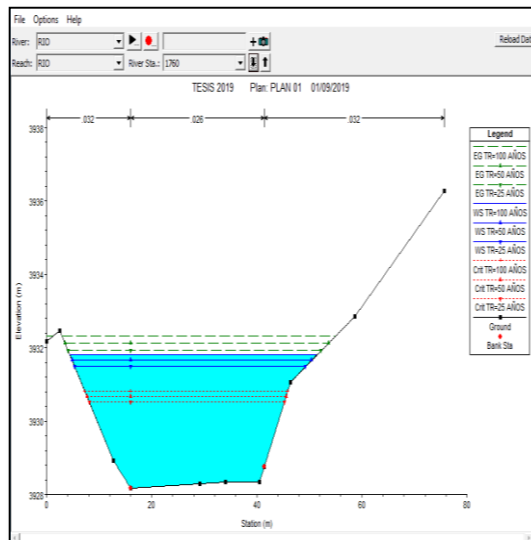
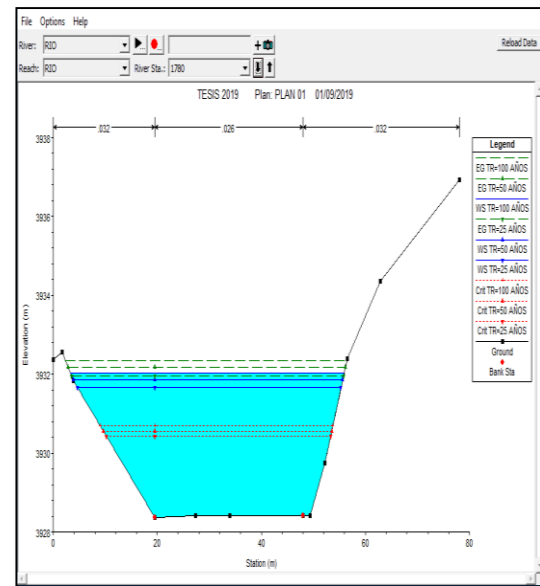
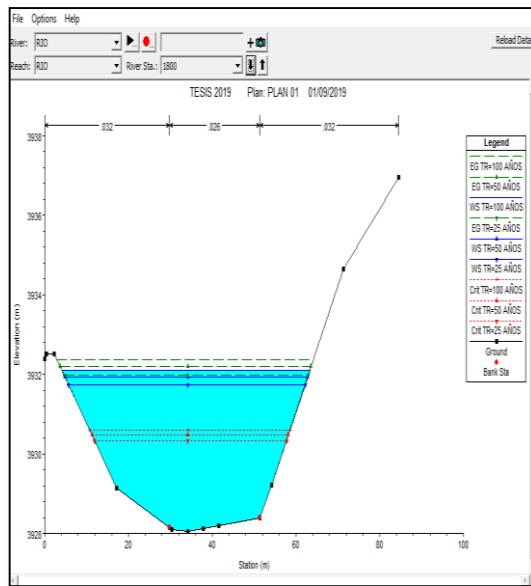


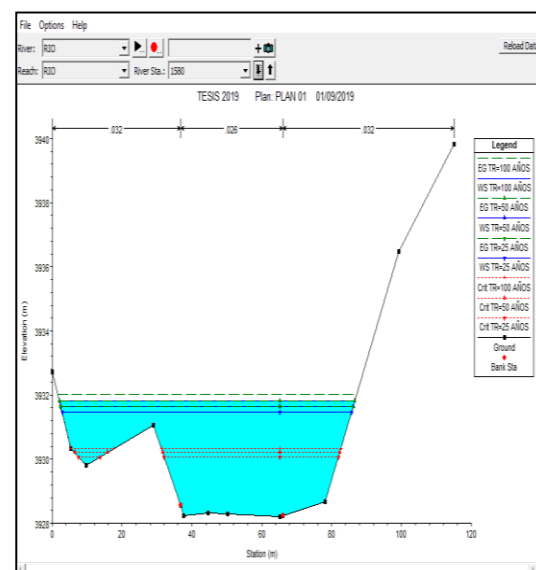
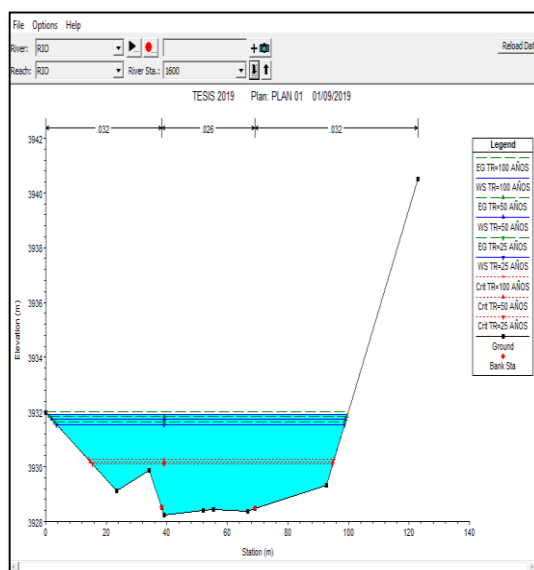
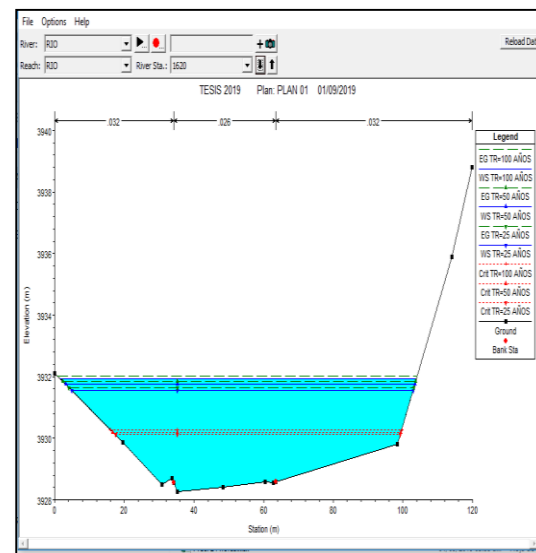
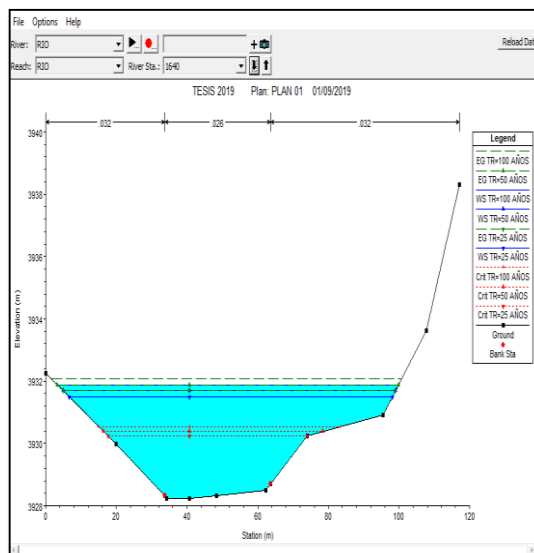
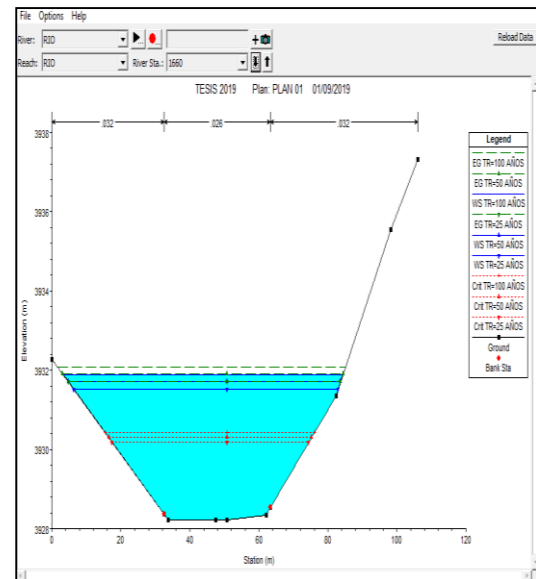
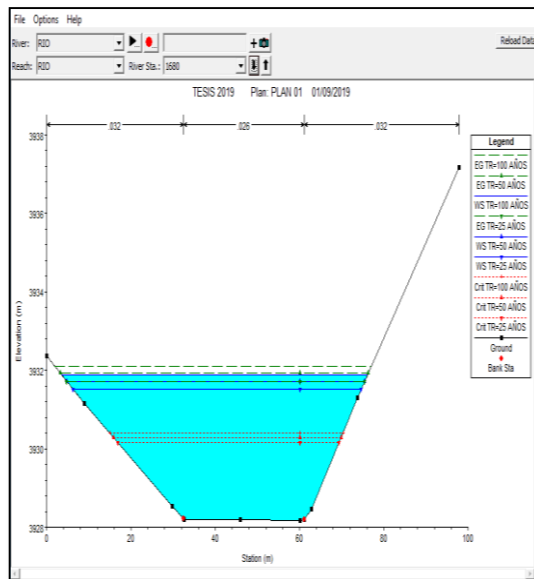
Fuente: Elaboración Propia

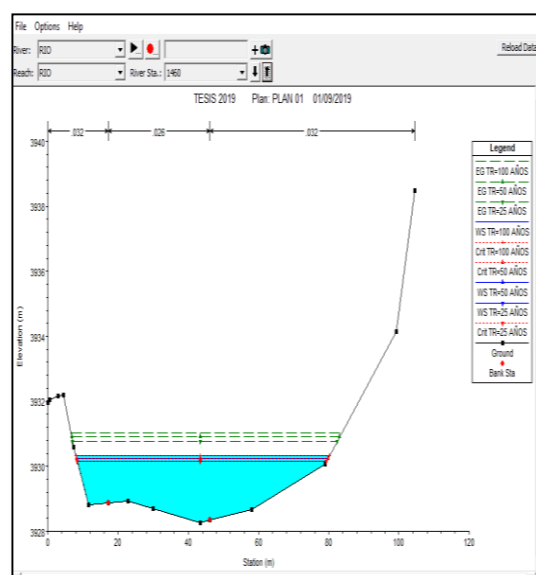
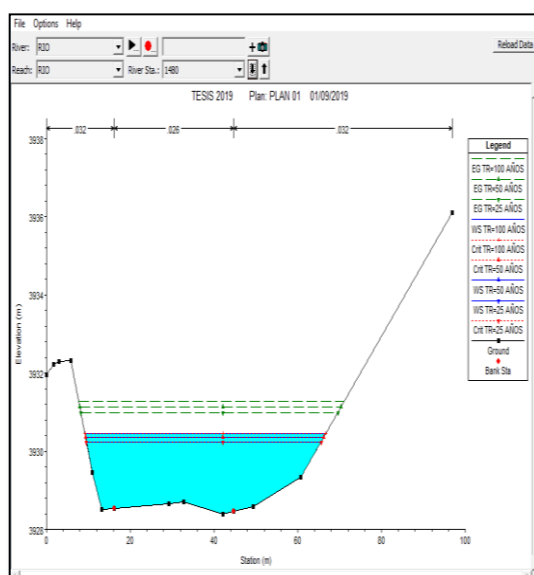
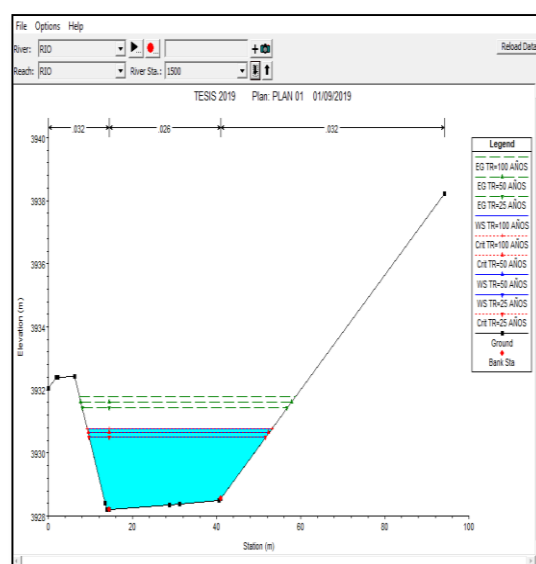
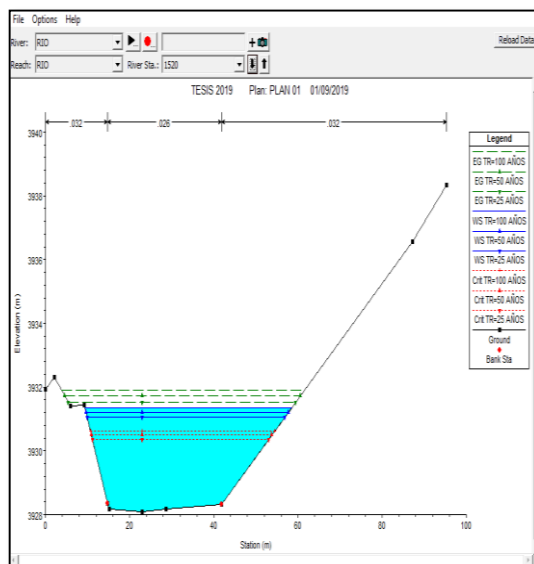
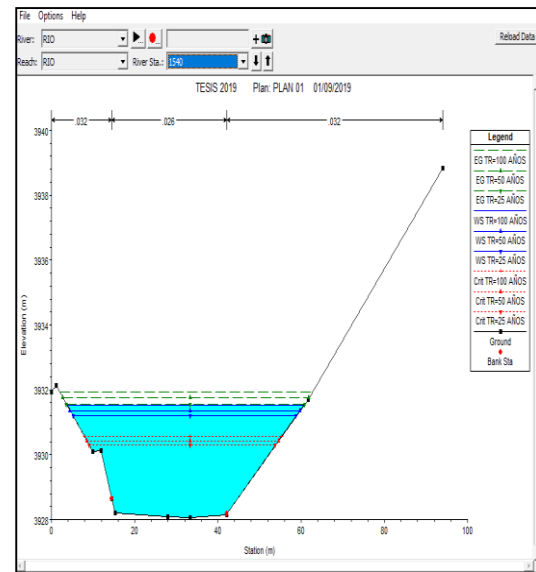
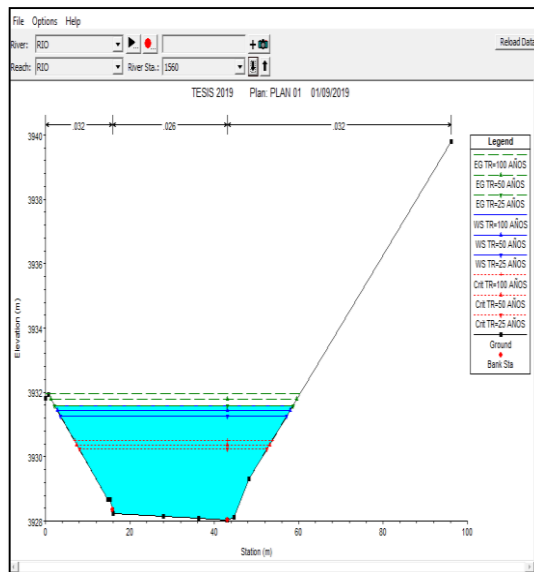
ANEXO C: SECCIONES DE MODELAMIENTO EN EL CAUCE CON HEC-RAS

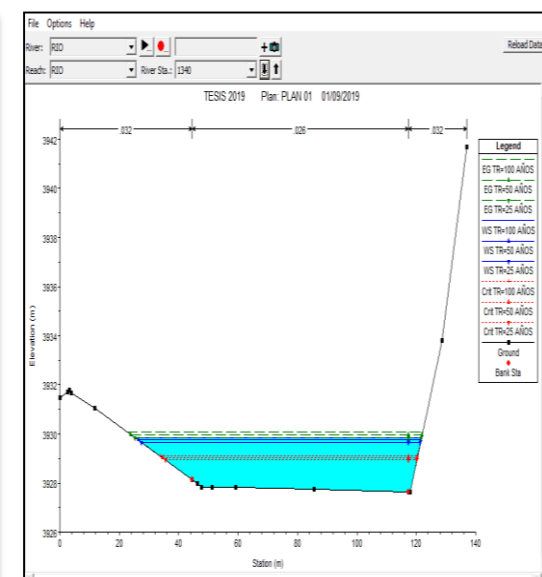
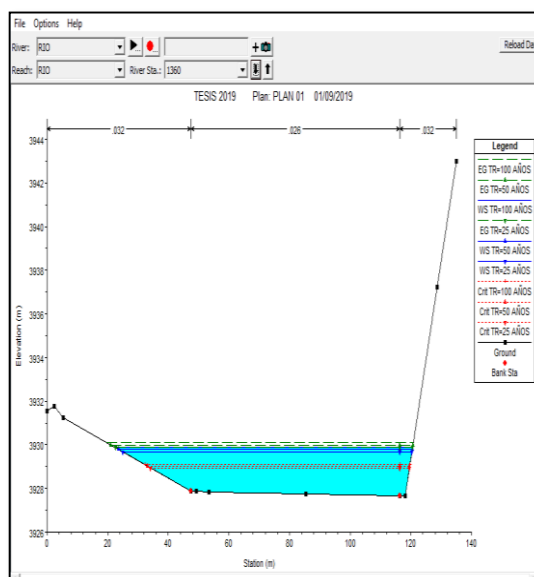
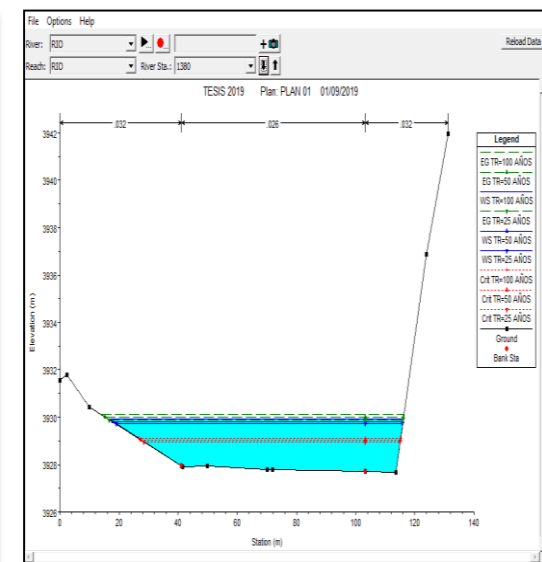
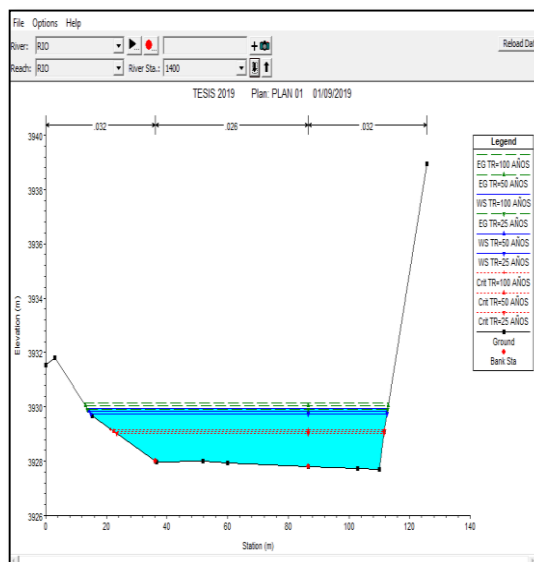
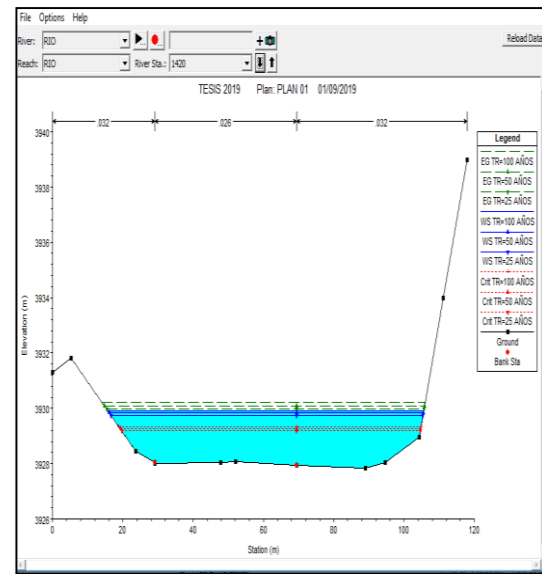
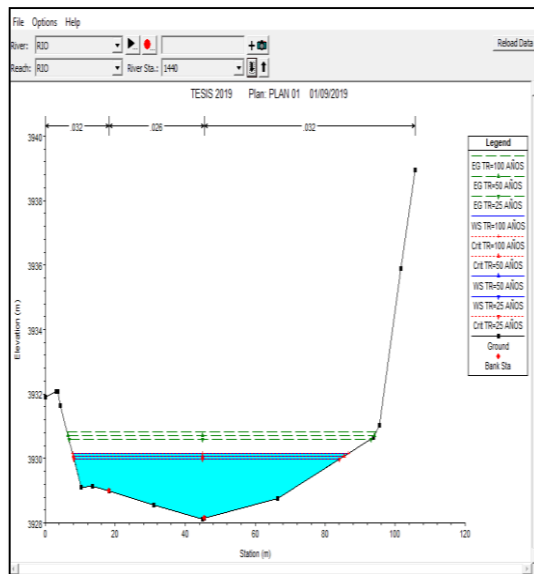


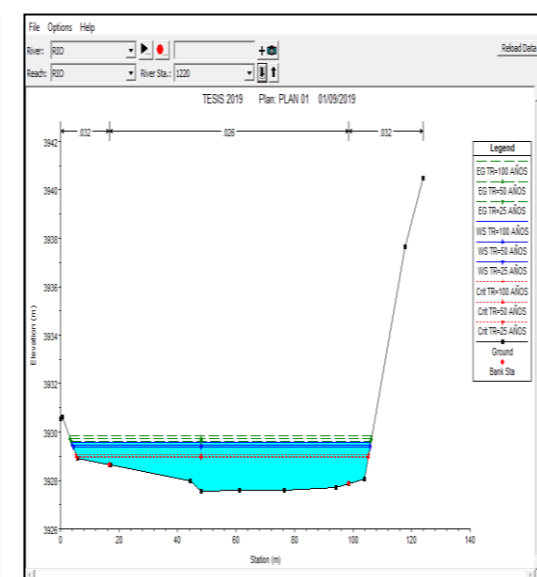
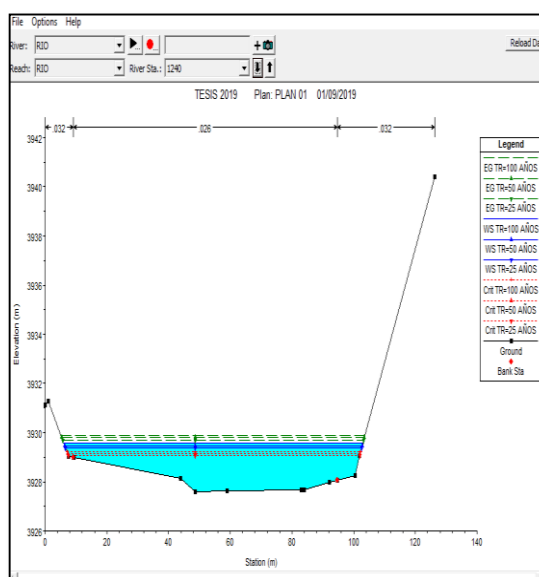
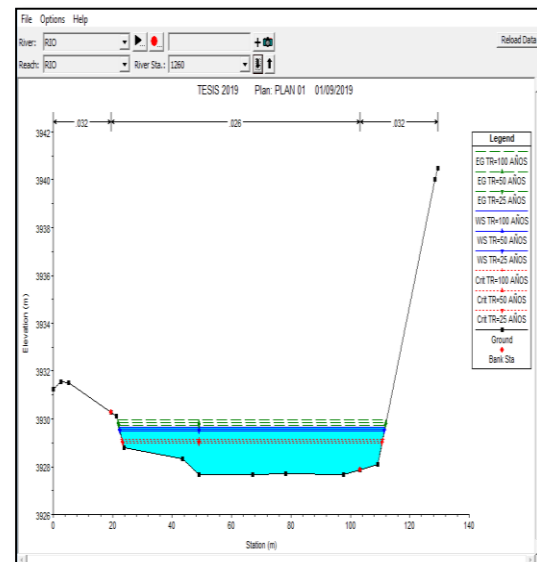
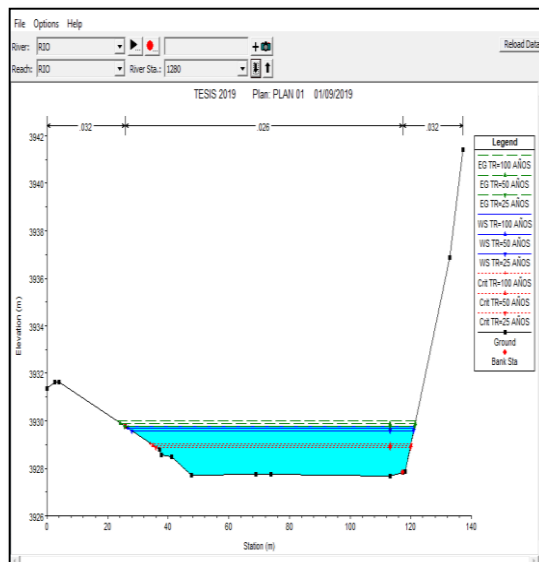
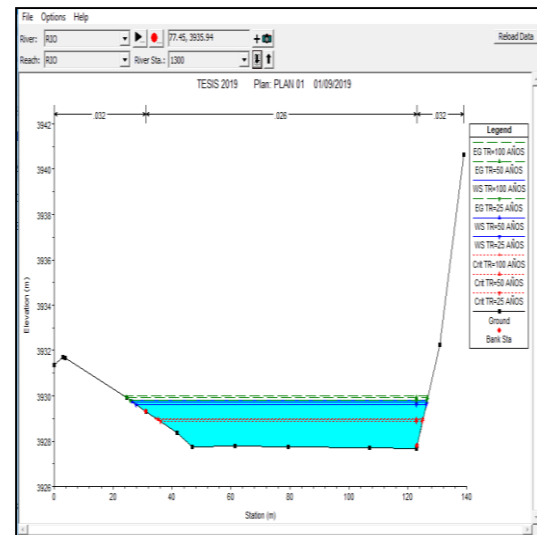
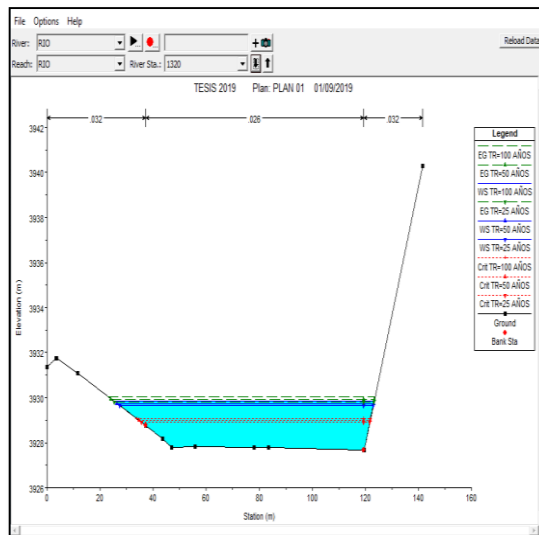


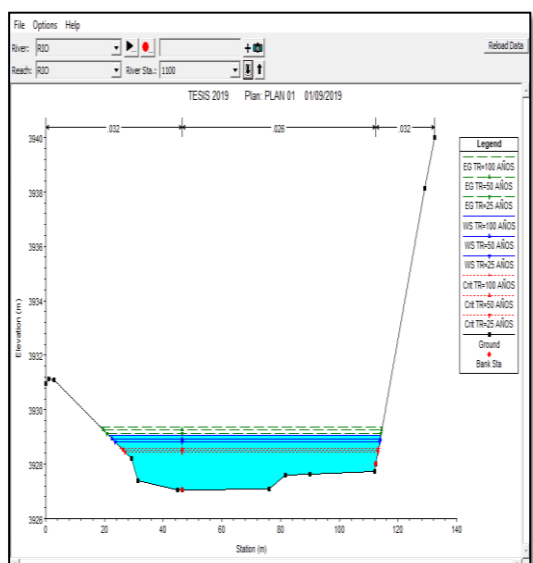
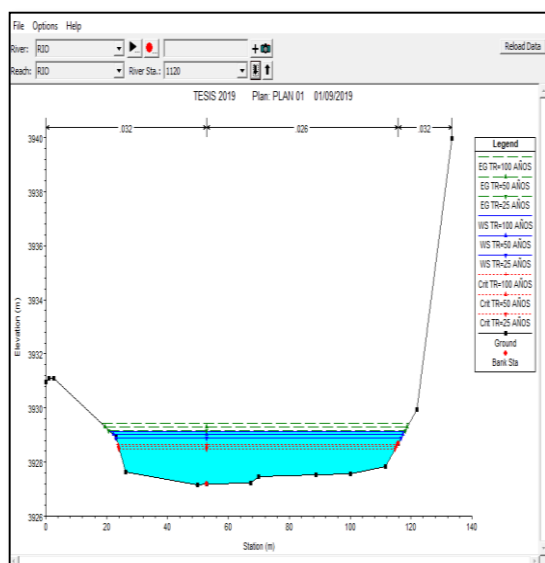
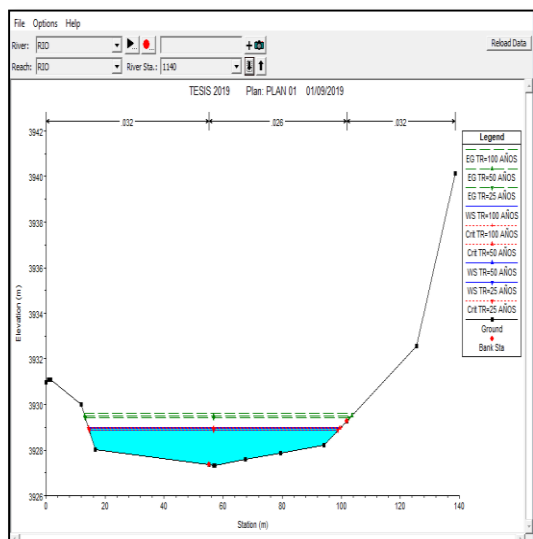
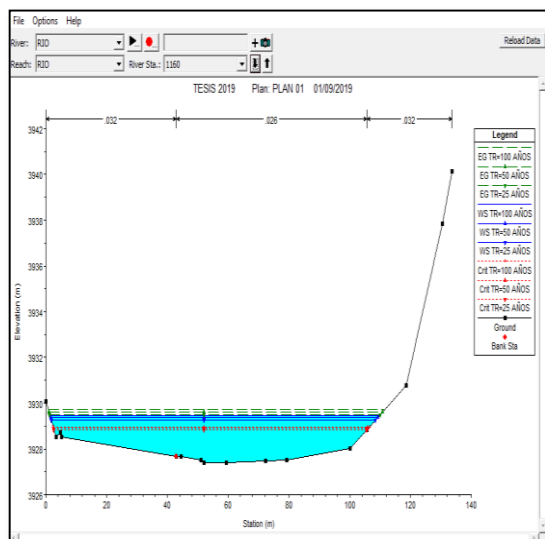
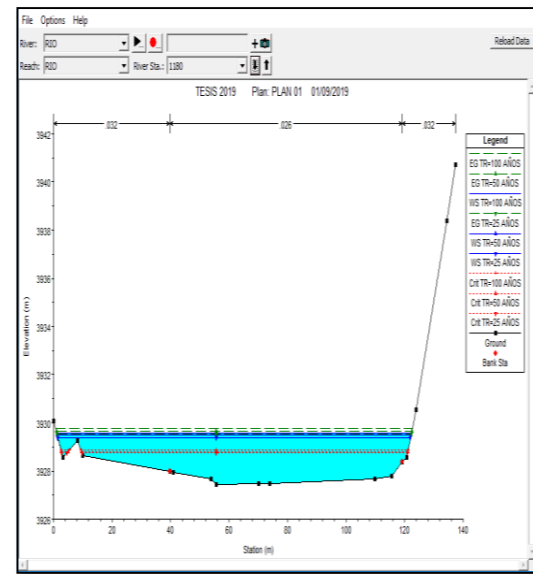
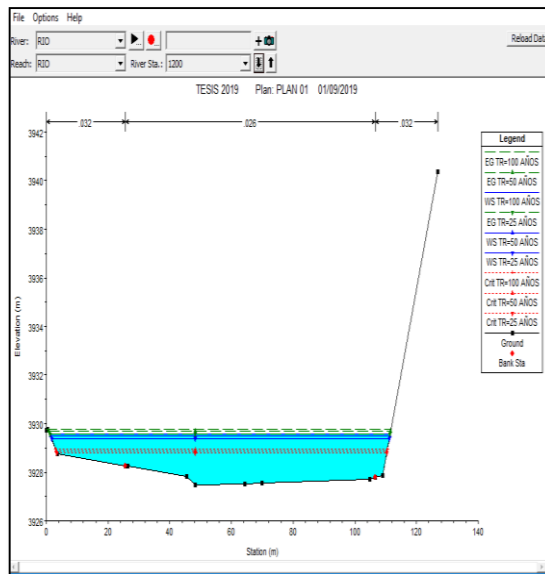


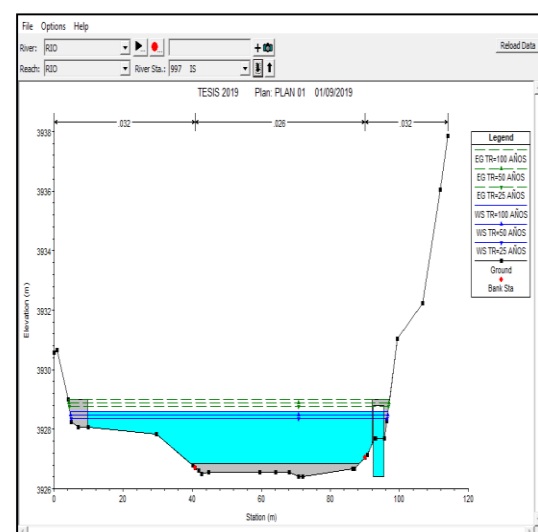
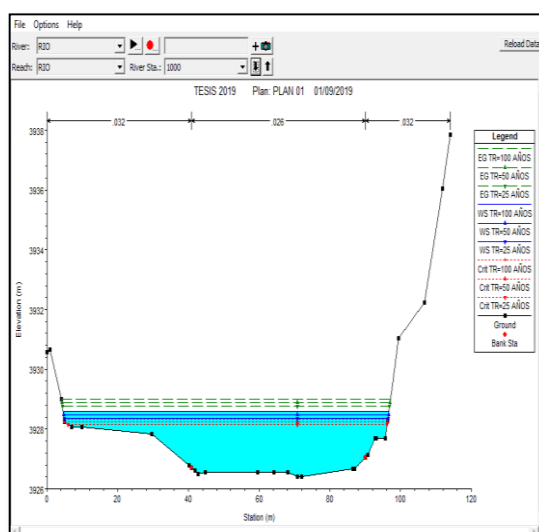
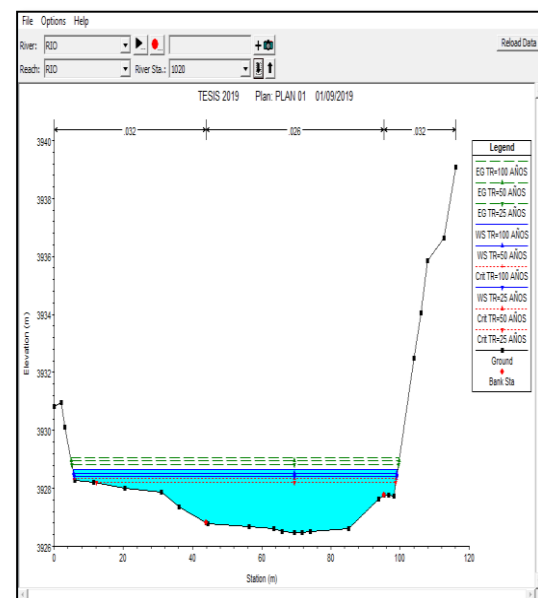
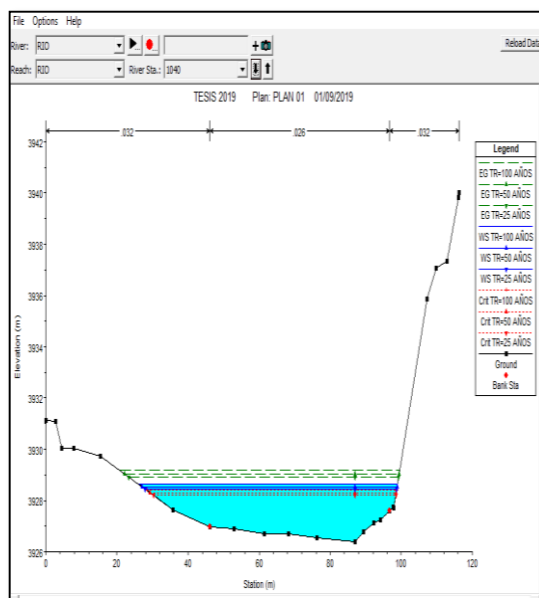
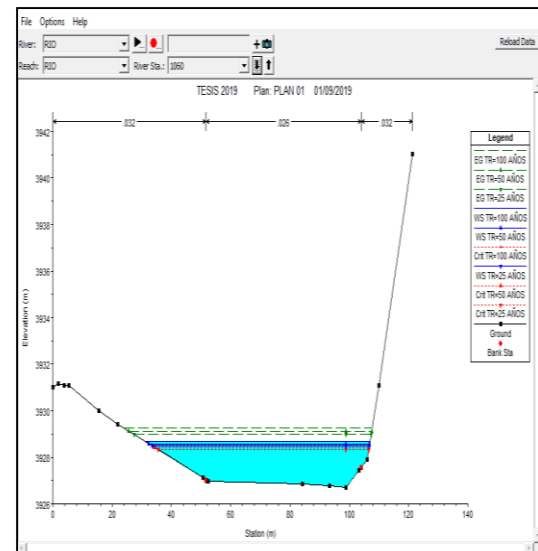
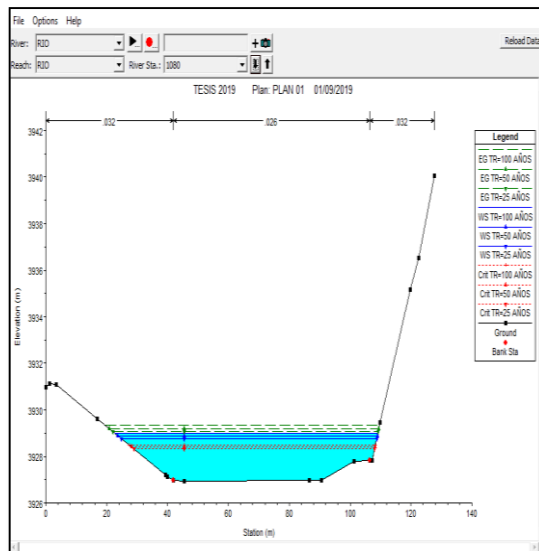


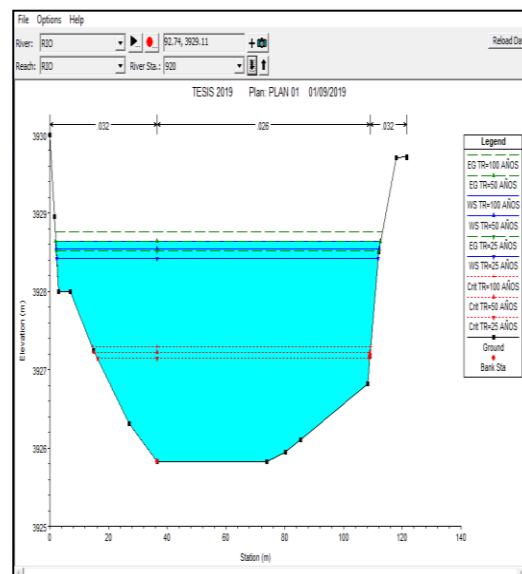
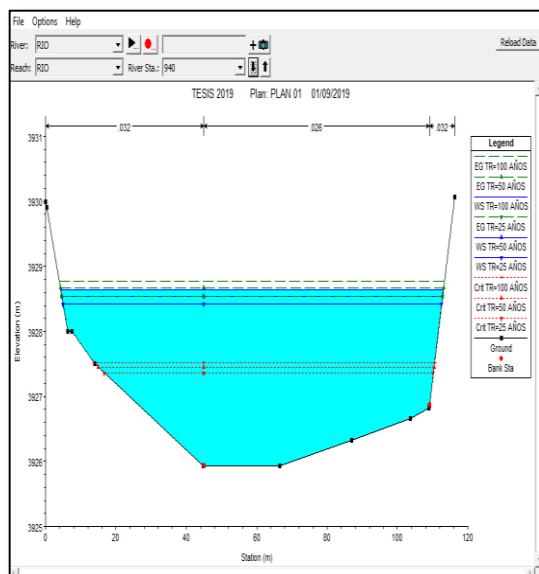
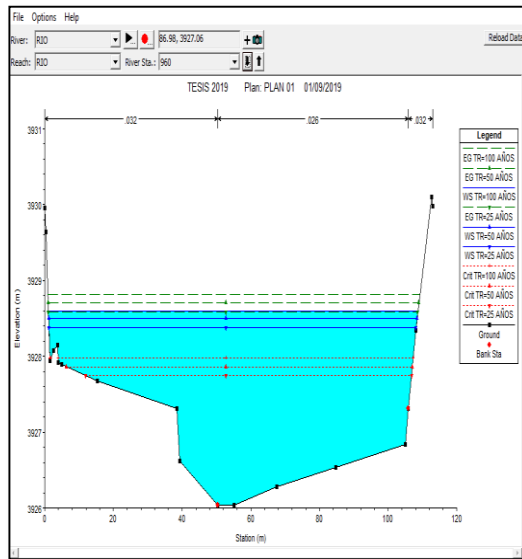
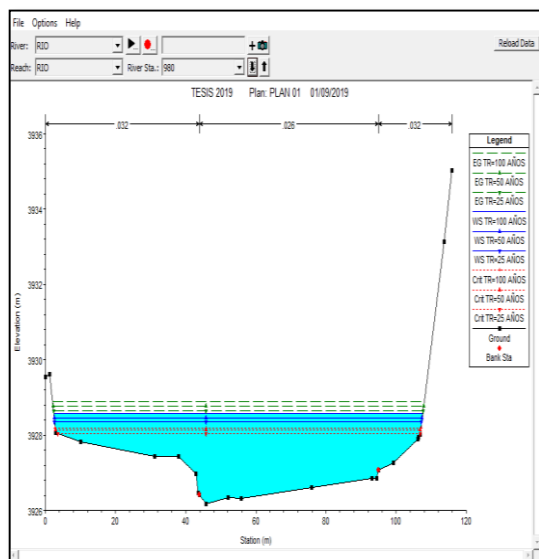
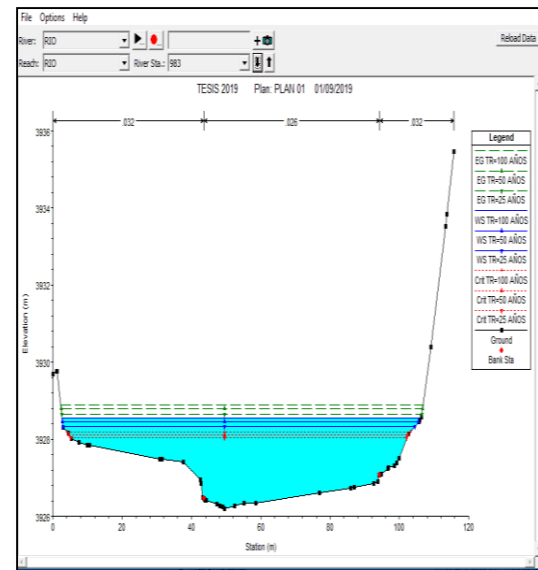
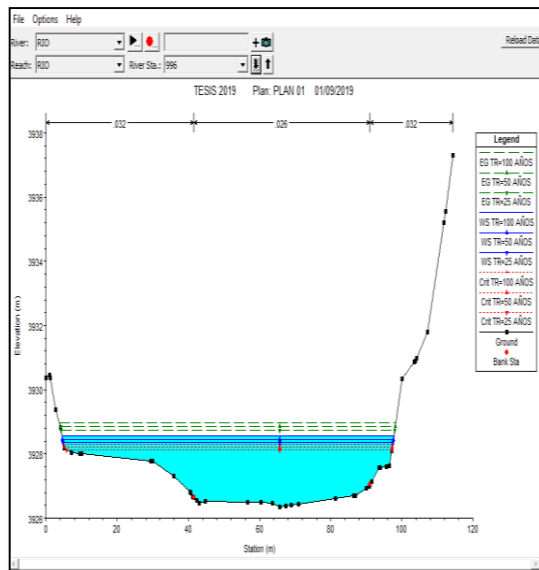


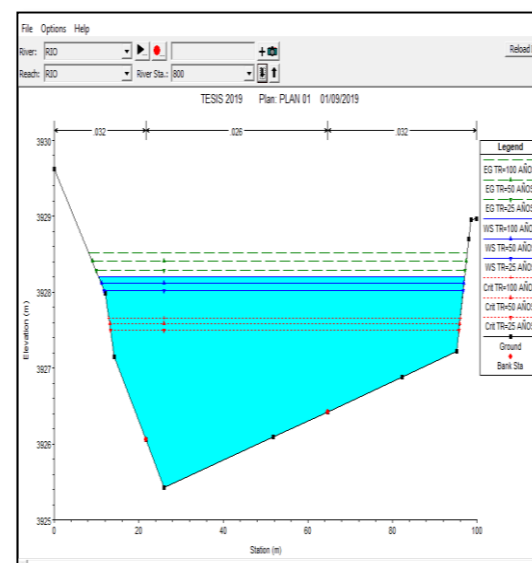
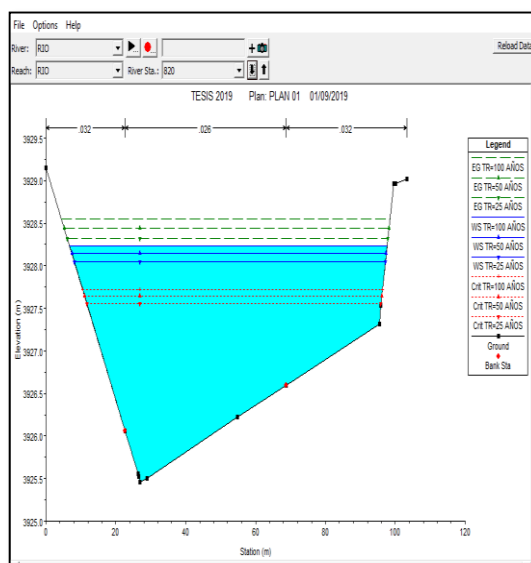
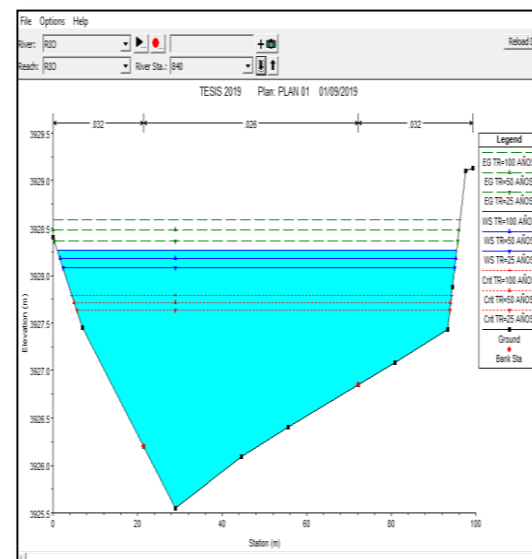
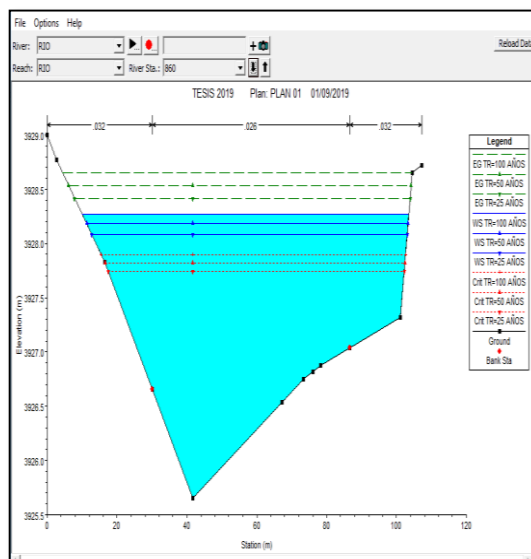
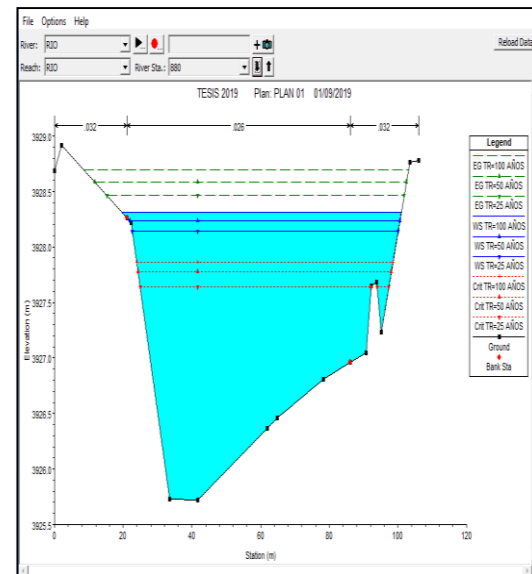
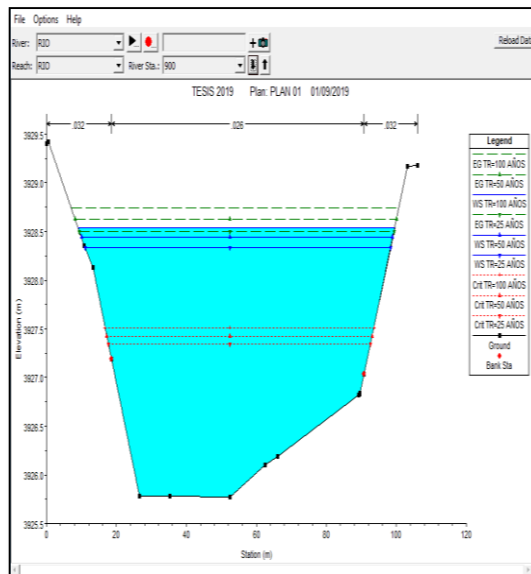


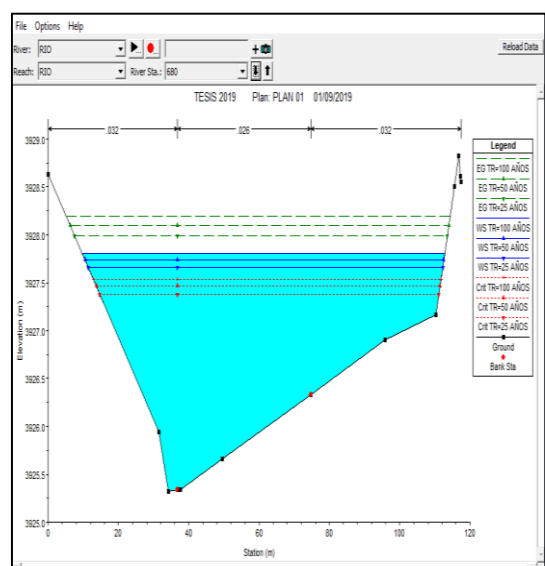
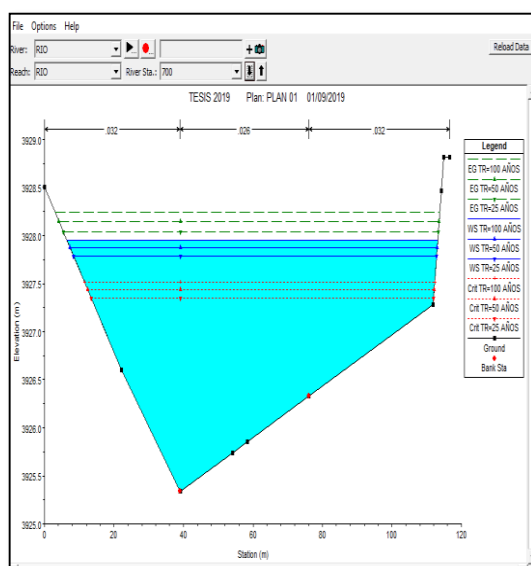
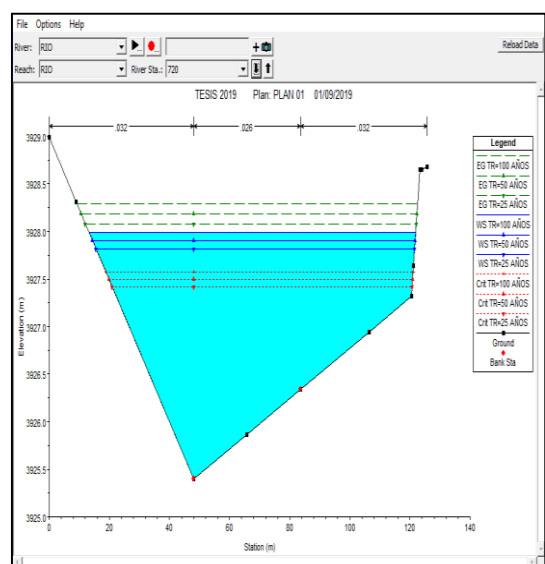
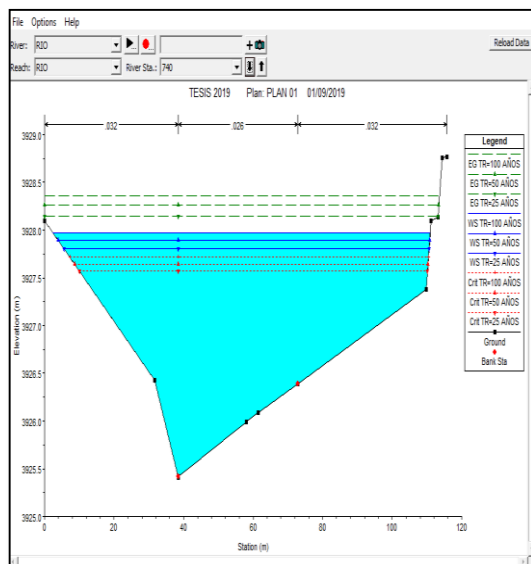
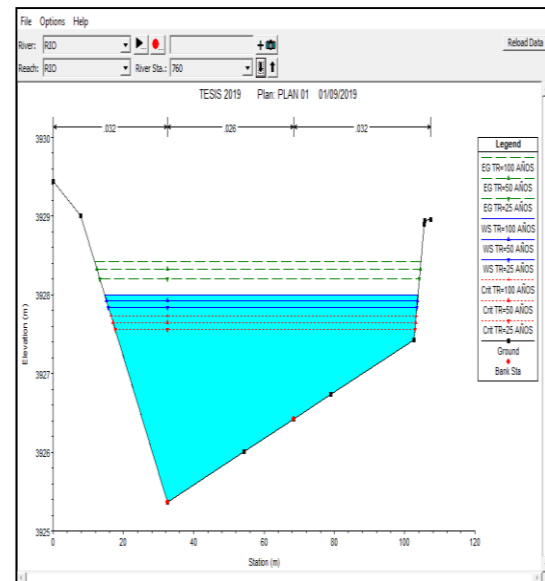
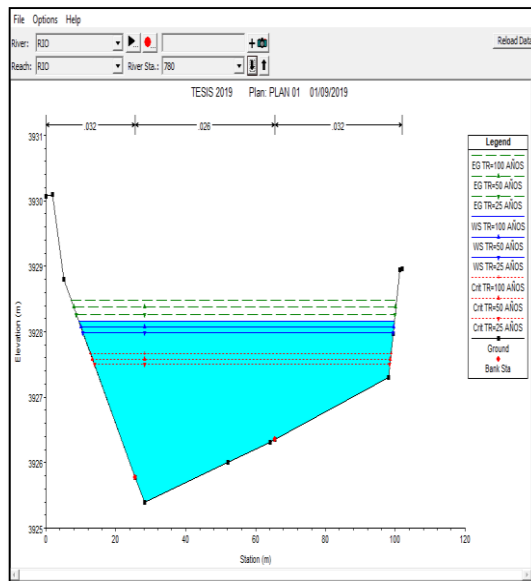


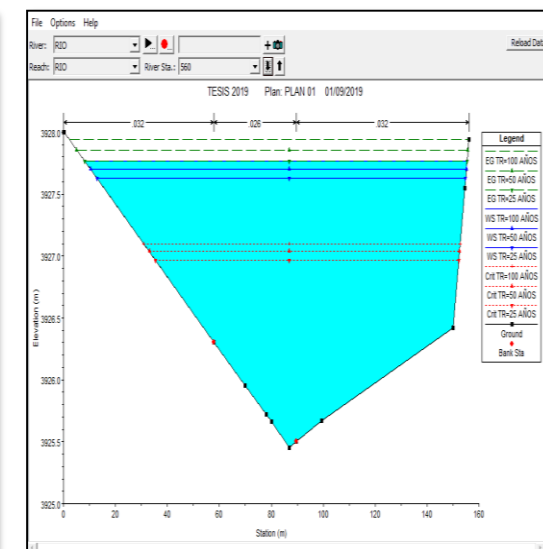
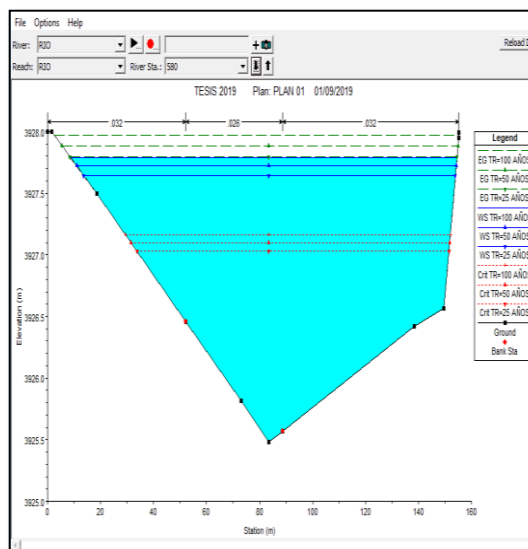
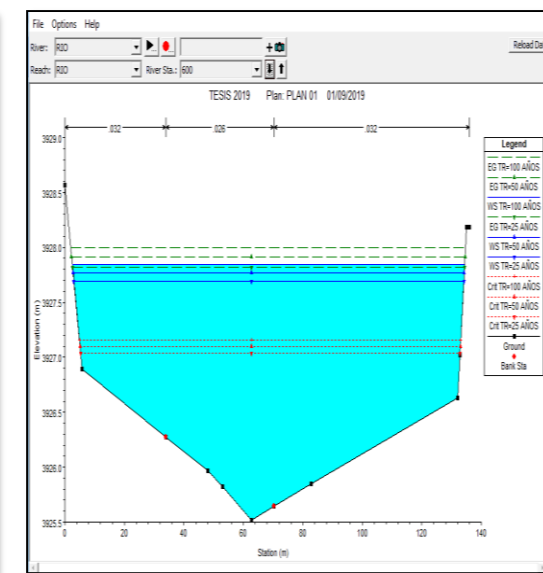
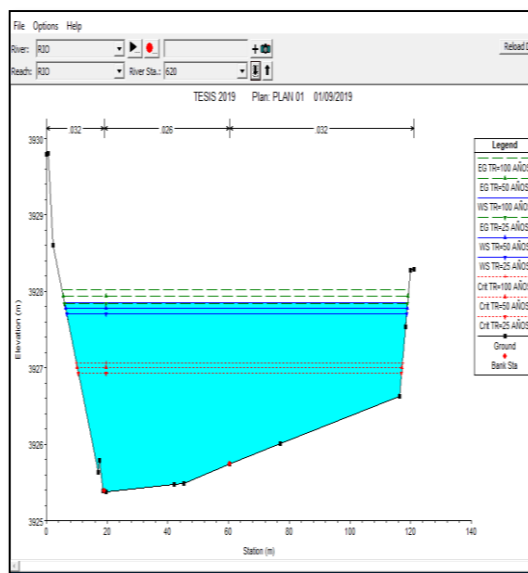
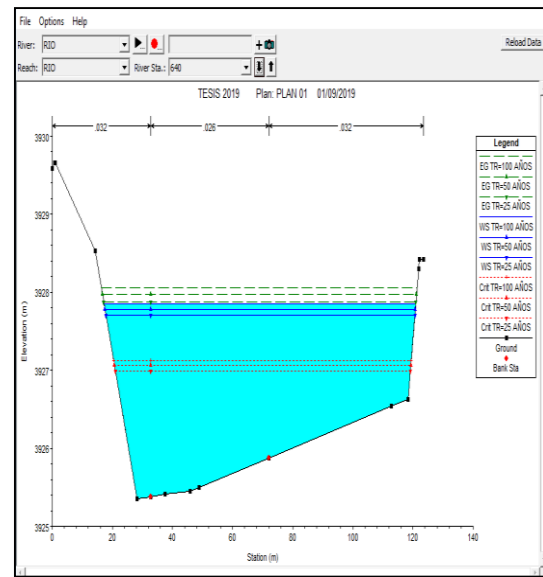
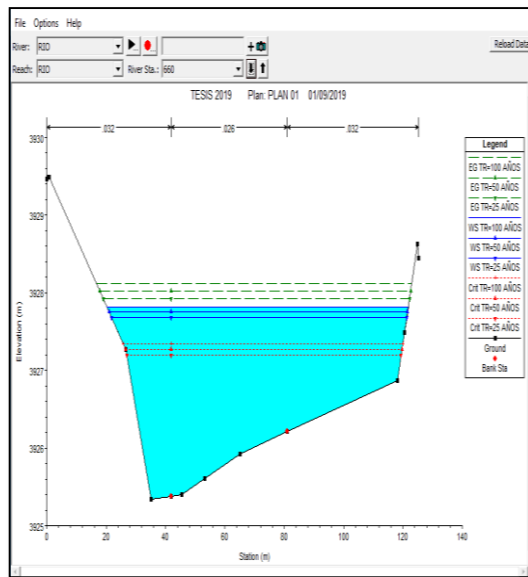


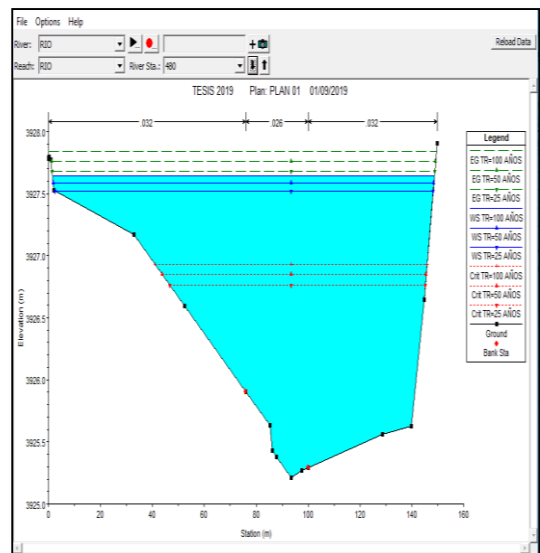
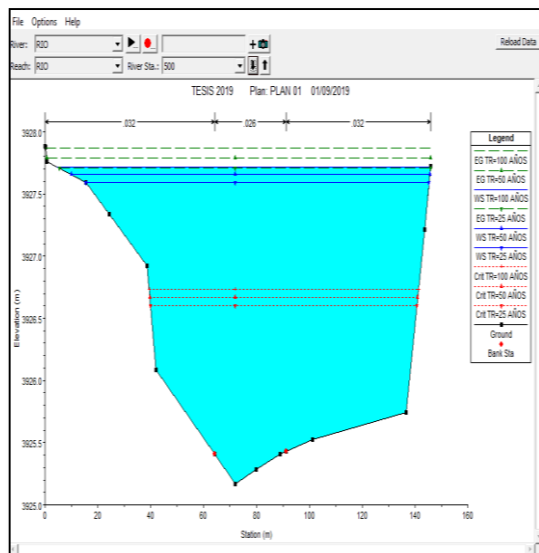
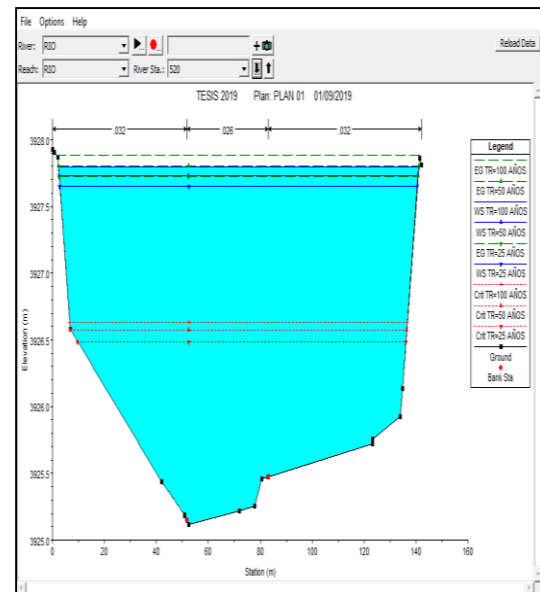
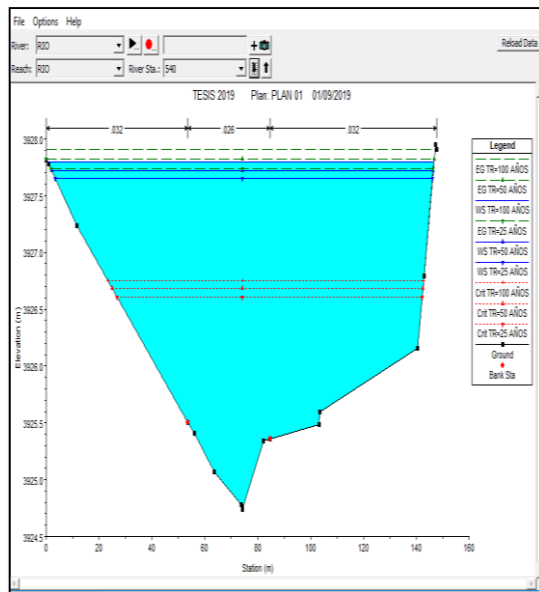


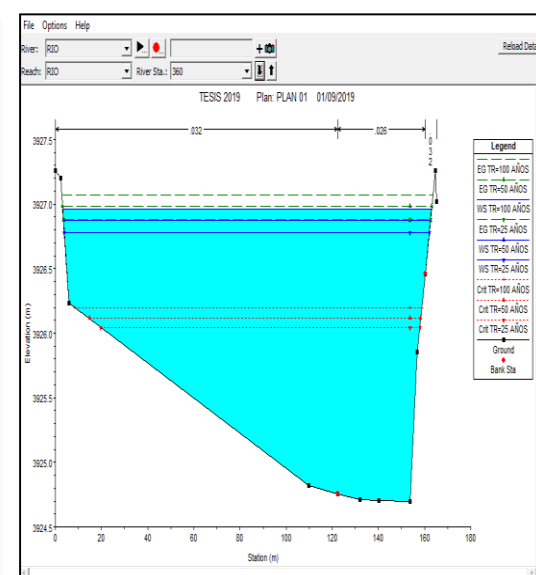
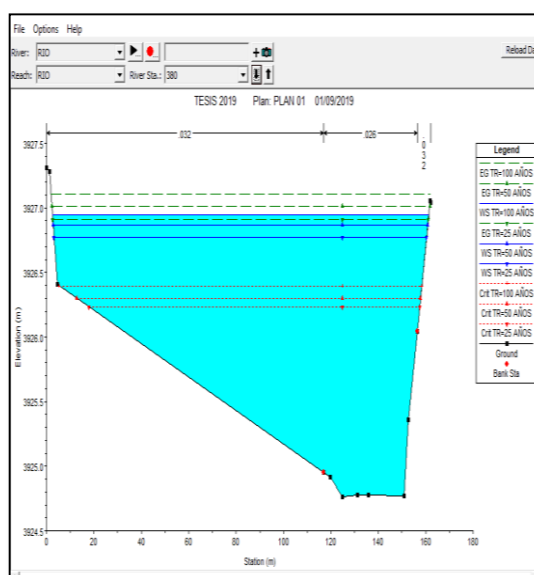
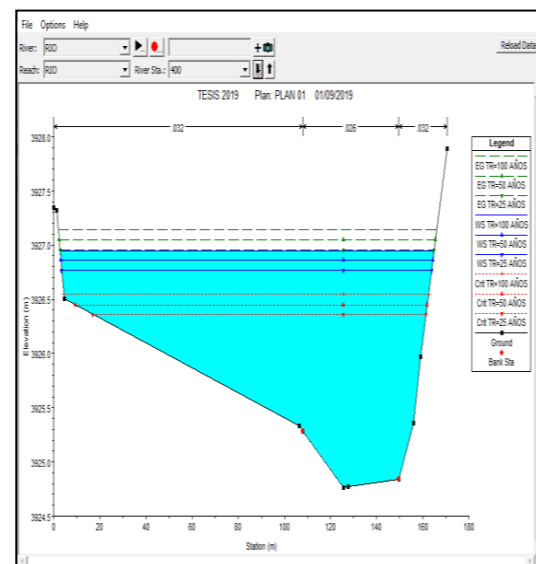
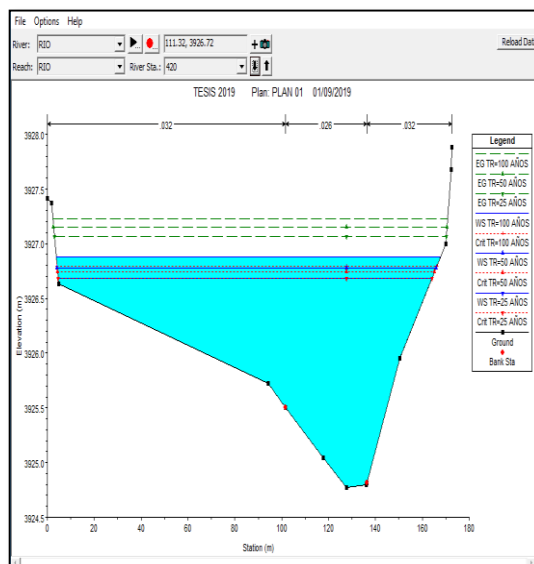
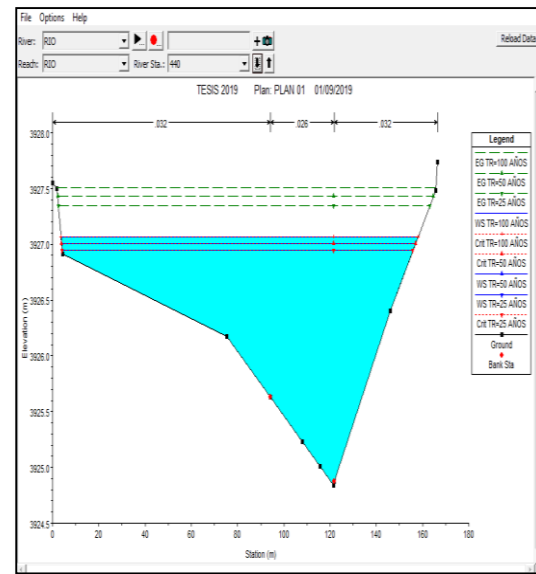
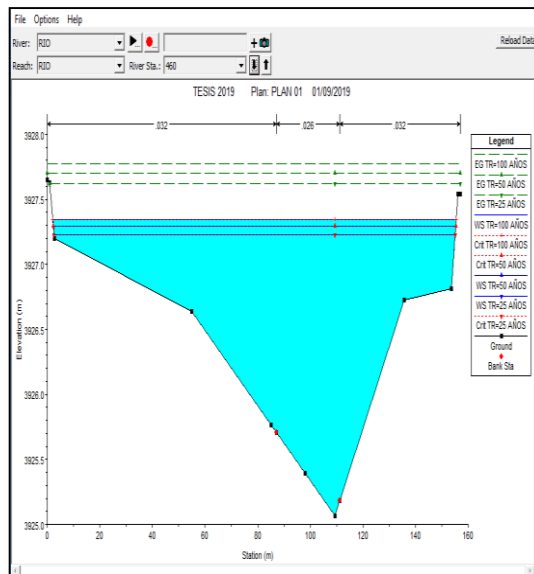


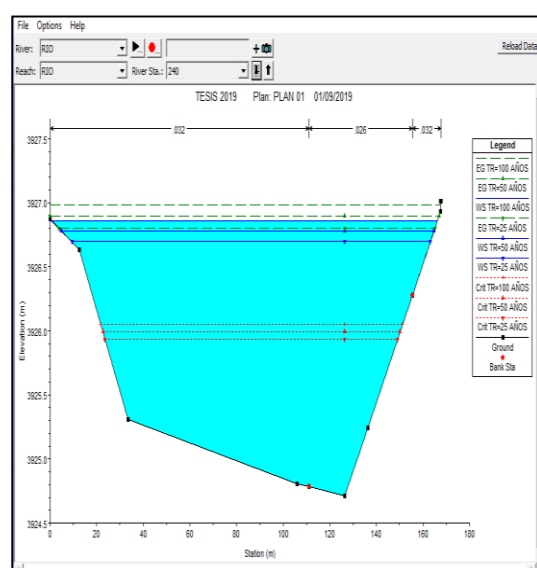
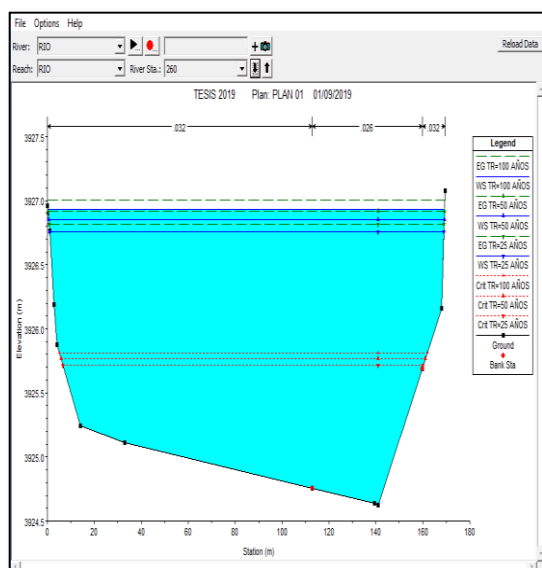
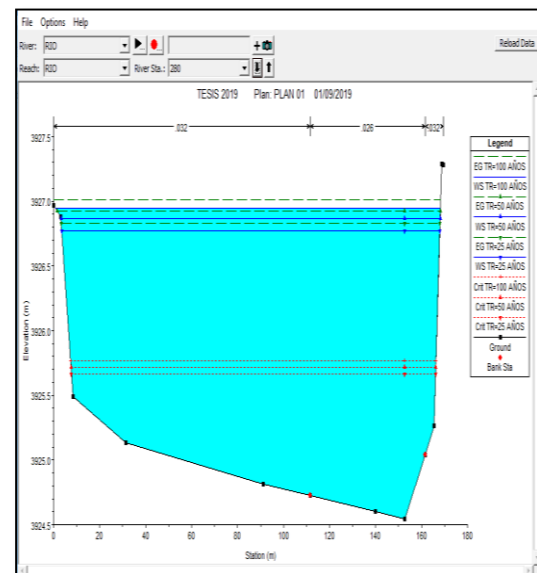
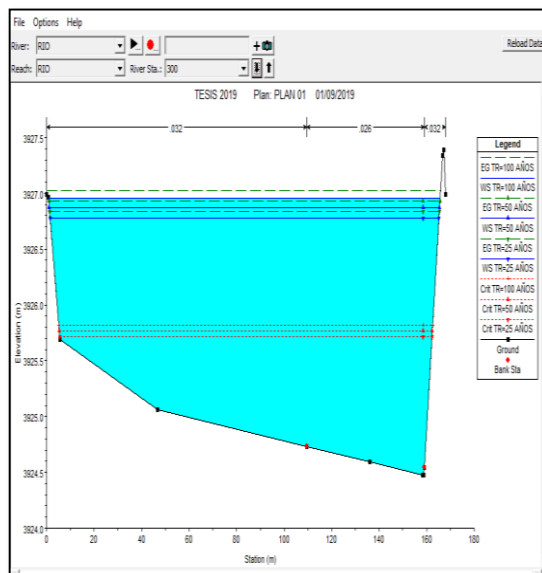
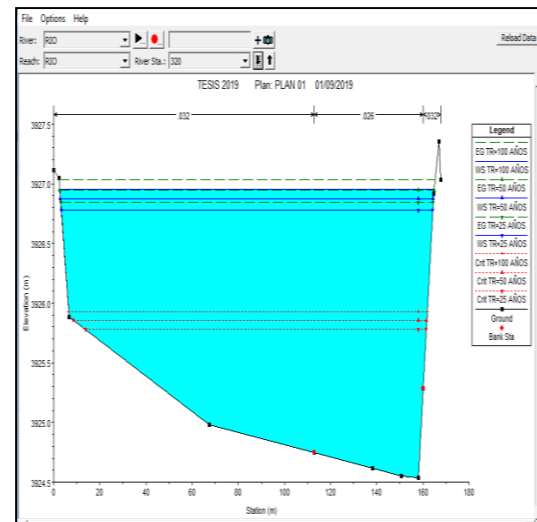
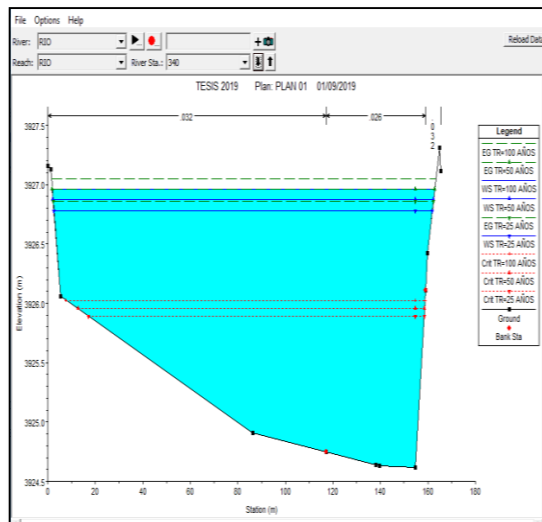


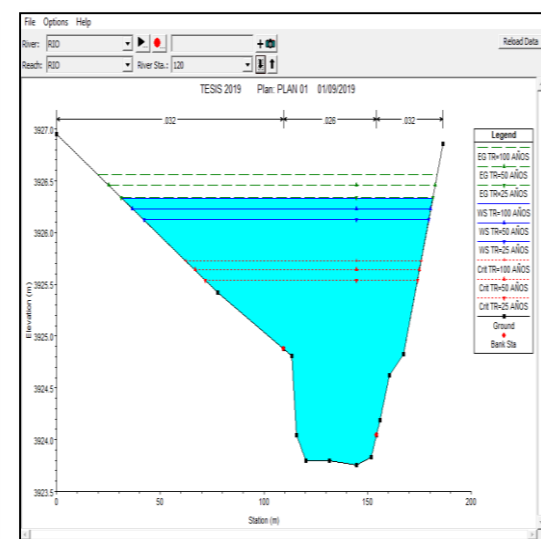
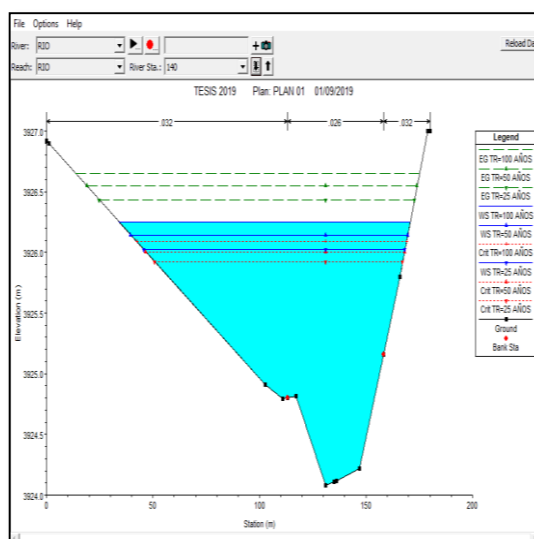
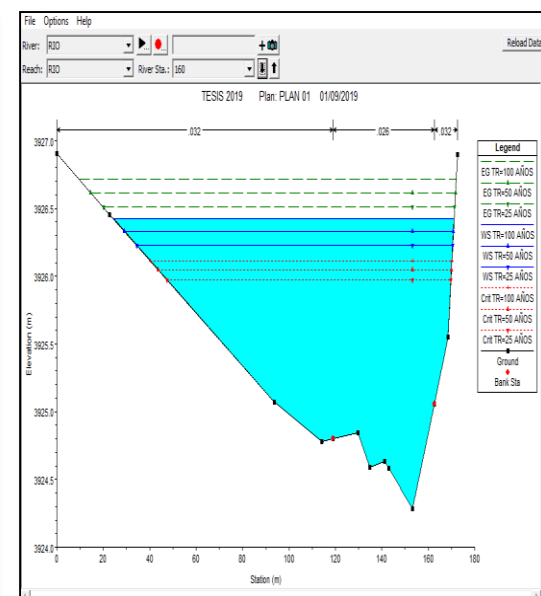
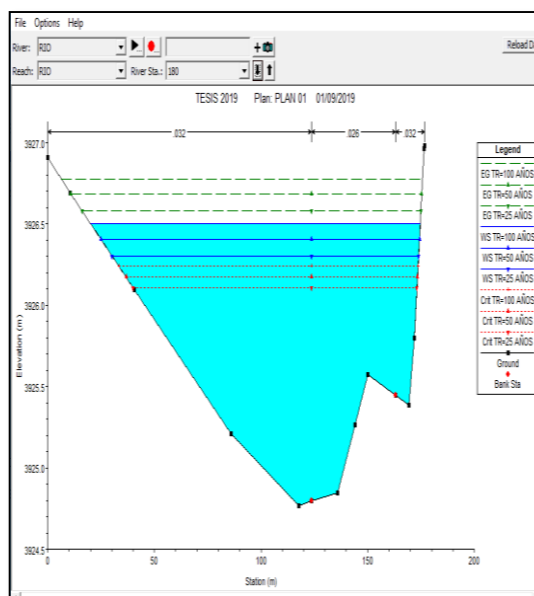
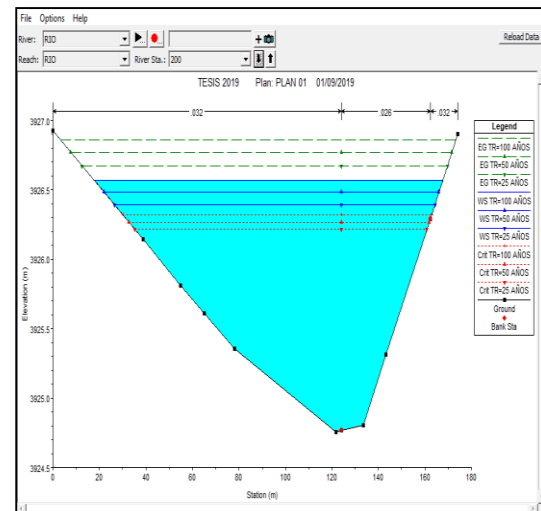
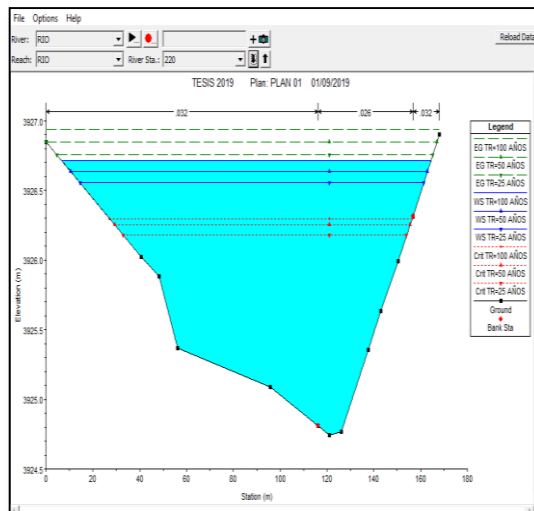


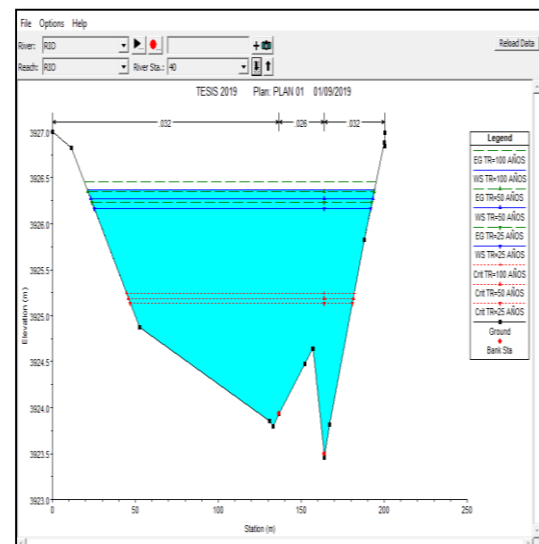
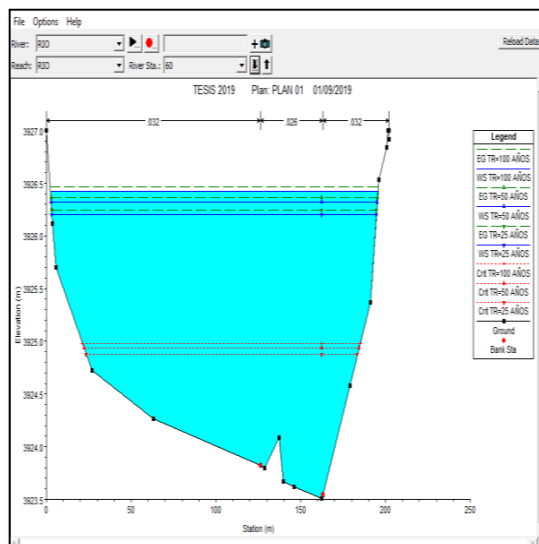
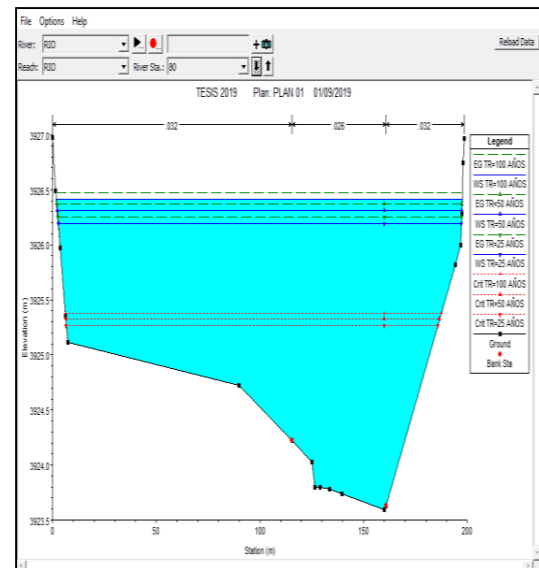
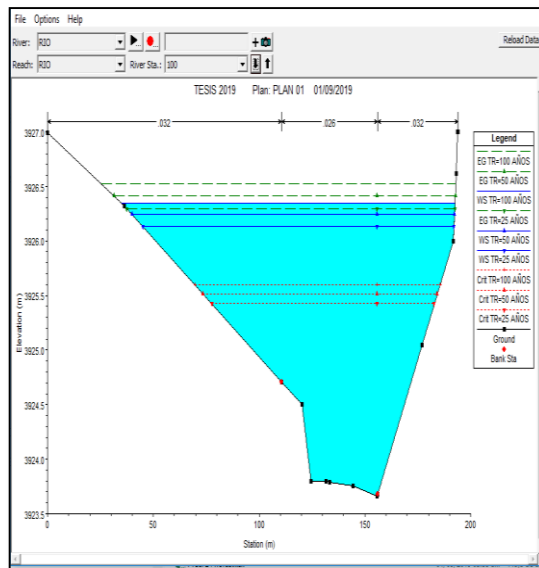












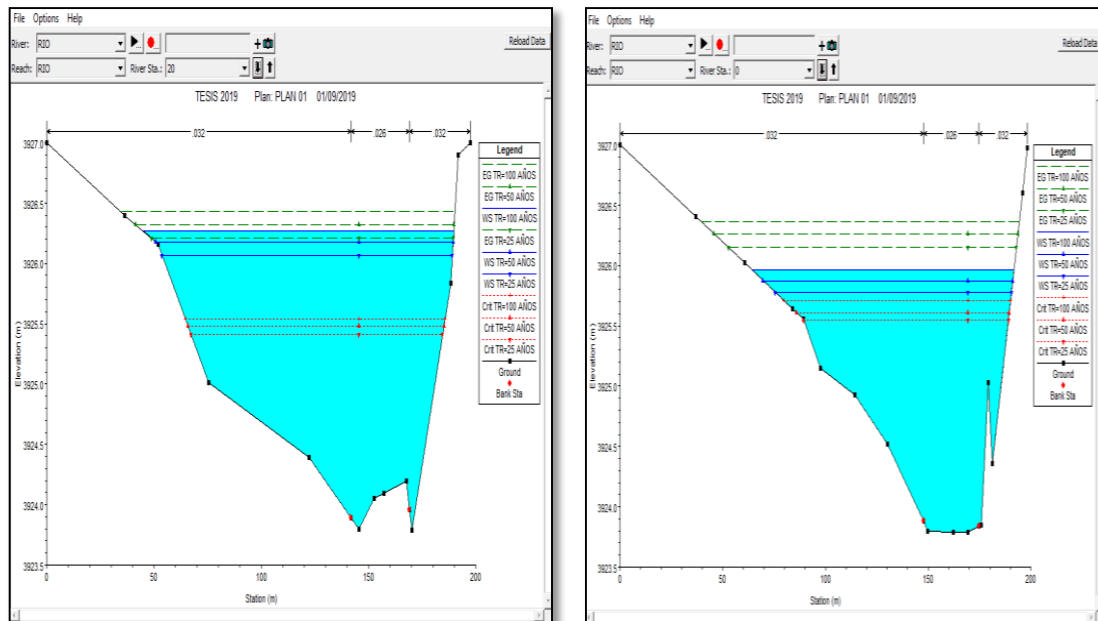


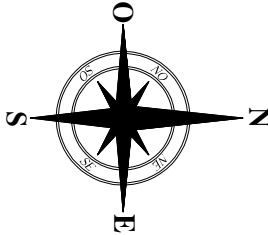
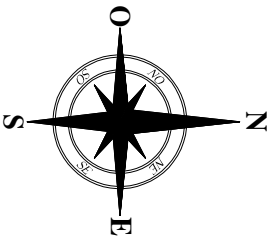
Figura C.1: Secciones transversales del modelamiento con HEC-RAS

ANEXO D: PLANO DE PLANTA

LEYENDA:	
CURVA DE NIVEL SEC.	
CURVA DE NIVEL PRIM.	
RIO	
RIACHUELO	
TRAMO A CADA 20mts	
IDENTIFICADOR KM+M	0+000
VIVIENDA DE REFERENCIA	
VIA DE ACCESO	
ESTACION	
EJES	
BM 'S	

VISTA EN PLANTA

ESCALA : 1 / 2500



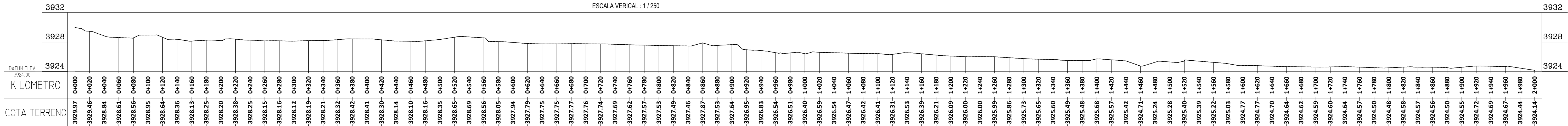
CONTROL DE BM 'S				
Nº	COORDENADAS (UTM)		COTA	PROGRESIVA
BM's	ESTE	NORTE	(m s.n.m.)	(km+M)
BM-1	353084.003	8381958.86	3930.144	0+000
BM-2	353034.468	8381588.39	3941.232	0+500
BM-3	353132.548	8381072.08	3930.144	1+000
BM-4	353122.413	8380820.53	3927.456	1+500
BM-5	353127.292	8380198.27	3925.985	2+000
BM-6	352980.228	8382023.59	3930.144	0+000
BM-7	352942.491	8381539.78	3932.401	0+500
BM-8	353042.255	8381103.73	3930.741	1+000
BM-9	352982.435	8380806.48	3928.512	1+500
BM-10	352940.884	8380135.92	3925.205	2+000
				M. DERECHO

ESTACIONES			
Nº	COORDENADAS (UTM)		COTA
ESTACION	ESTE	NORTE	(m s.n.m.)
EST-1	353115.694	8381885.54	3940.167
EST-2	353192.251	8381074.97	3946.423

PERFIL LONGITUDINAL Km. 0+000 - Km 2+000

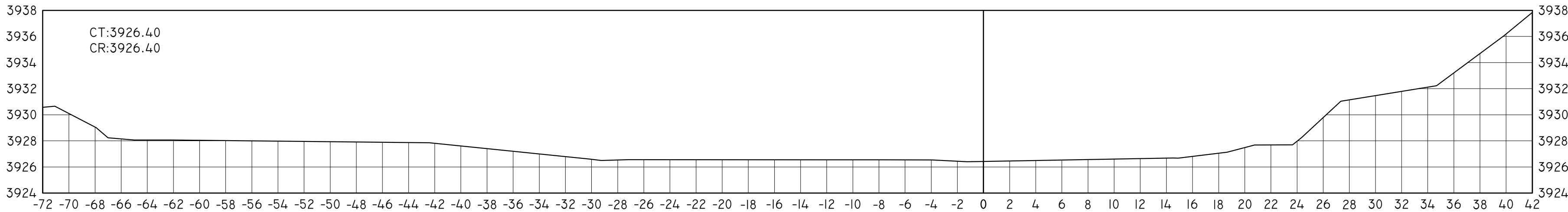
ESCALA HORIZONTAL : 1 / 2500

ESCALA VERICAL : 1 / 250



SECCION TRANSVERSAL Km. 1+000

ESCALA : 1 / 250



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

TESIS:
MODELAMIENTO HIDRAULICO BIDIMENSIONAL DE LA BOCATOMA JILA SAN JERONIMO CON HEC - RAS.

PLANO:
PLANTA, PERFIL Y ST. Km: 0+000 - 2+000

HECHO POR:
JUAN JOSE SACACHIPANA BERRIOS

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
AGOSTO - 2019

PERSONA:
PUNO

PROYECTO:
AZANGARO

DISTRITO:
ASILLO

SECCION:
JILA SAN JERONIMO

PP-01

ANEXO E: DISEÑO HIDRAULICO**A. DISEÑO HIDRALICO**

La bocatoma, azud, toma o presa derivadora es la estructura que se construye sobre el lecho del río con la finalidad de atajar cierto caudal de agua, para verter dicho caudal en el canal de derivacion. Las bocatomas con barrajes son las más empleadas ya que aseguran una alimentación más regular, conservan un nivel constante en la captación que permite dominar una mayor área regable.

Caudal de Derivación :	0.09	m3/s
Caudal de Avenida (Tr=100 Años) :	354.60	m3/s
Caudal de Avenida (Tr=10 Años) :	248.70	m3/s
Caudal Medio :	13.35	m3/s
Caudal Mínimo :	1.57	m3/s
Cota de Inicio de Canal :	3927.8	msnm
Cota Terreno Fondo de Río :	3926.39	msnm

Fuente: Elaboración Propia

B. VENTANA DE CAPTACION

La captación se realiza por medio de ventanas de captación. Su dimensionamiento se ha establecido de acuerdo a su forma de trabajo. Como vertedero en época de aguas mínimas y como orificio ahogado en época de avenida. La condición más restrictiva para el actual caso, se presenta para la captación del caudal derivado en época de estiaje, funcionando de vertedero.

La ventana de captación se ha proyectado para derivar un caudal de 0.09 m3/s, para lo cual se ha efectuado un 15% más por seguridad.

El procedimiento de diseño, es suponer un ancho de la ventana de captación y aplicando la ecuación de vertedero, para hallar la altura.

De la ecuación de vertedero:

$$Q = CLH^{1.5}$$

Donde:

Q = Caudal que pasa por el vertedero, en m³/s.

L = Longitud de Vertedero, en m. de 3 a 4 m

H = Carga sobre el vertedero, en m.

C = Coeficiente de vertedero, en este caso 1.84

C. DIMENSIONAMIENTO DE LA VENTANA DE CAPTACION:

Con los siguientes datos procedemos al cálculo:

$N^{\circ} = 1$ Número de ventanas

$Q = 0.1035$ m³/s+15%

$C = 1.84$

$h = 0.25$ m Altura de la ventana de captación

$L = 0.45$ m Largo de la ventana de captación

Verificación del procedimiento

Q necesario = 0.1035 m³/s

V mínima = 1 m/s (según recomendaciones)

Chequeo:

A total = 0.1125 m²

$$V = \frac{Q}{A} \quad V = 0.920 \text{ m/s}$$

D. DETERMINACION DE LA ALTURA DE BARRAJE VERTEDERO

La altura del vertedero fijo y móvil es de 0.95 m, así como se muestra:

ho =	0.5 m.
h =	0.25 m.
Cs =	0.2 m.

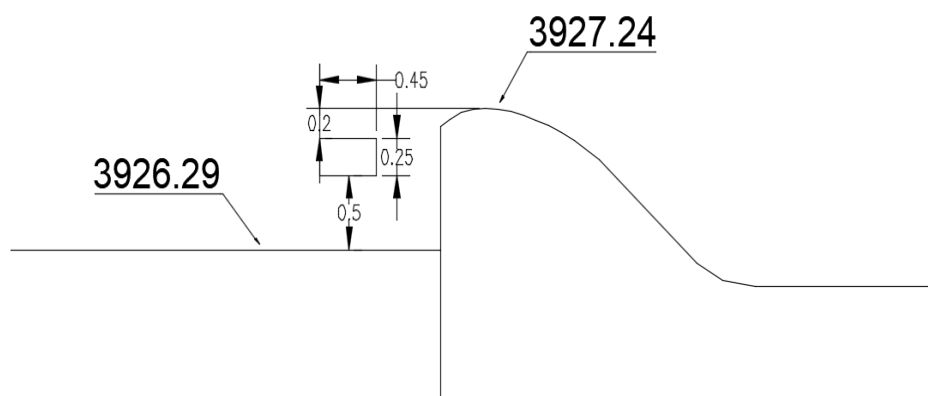


Figura E.1: Altura de la presa vertedora

E. DIMENSIONAMIENTO DE LA POZA DE DICIPACION

Para el dimensionamiento de la poza de disipación se basa principalmente en la ocurrencia del salto hidráulico que es realmente el encargado de la disipación de la energía, de tal manera que los pozos y estanques en realidad son estructuras que contienen el salto, el cual tiene lugar en la unión de dos regímenes de flujo, uno de llegada supercrítico y uno de llegada sub crítico.

Cálculo del tirante contraído Y1:

$$Y_1 = \left(\frac{E_o}{3} \right) \times \left[1 - 2 \times \cos \left(60^\circ + \frac{\theta^\circ}{3} \right) \right]$$

Siendo :

$$\theta^\circ = \arccos(1 - 0.73 \times q^2 \times E_o^{-3}) \quad ; \quad q = \frac{Q}{L}$$

$$E_o = H_b + H_o$$

Donde :

Y1 = Tirante contraído en la sección inicial del salto (m).

Eo = Energía específica (m)

θ = Angulo de inclinación

q = Caudal unitario (m³/s/m).

Q = Caudal de diseño (m³/s).

L = Ancho del Vertedero (m).

Hb = Altura del barraje vertedero (m).

Ho = Altura de la carga de flujo (m).

Calculo de la tirante conjugada Y2:

El tirante del flujo despues del salto (Y2), se calculara con la siguiente ecuacion:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{1}{2} \right) x \left[\sqrt{8x F_{r1}^2 + 1} + 1 \right]$$

Siendo:

$$V_1 = \frac{Q}{LxY_1} \quad F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gxY_1}}$$

Donde:

- Y1 = Tirante contraido en la seccion inicial del salto (m).
 Y2 = Tirante de flujo despues del salto (m).
 Fr1= Numero de froude en la seccio inicial del salto
 V1= Velocidad del flujo en la seccion inicial del salto.(m/s)

Comparacion Y2 con Y3 para valorar si es necesario o no el uso del pozo

Si $Y_2 \leq Y_3 \rightarrow$ No se requiere Pozo.

Si $Y_2 \geq Y_3 \rightarrow$ Si se requiere Pozo.

Calculo de la longitud del pozo (Lp) y de la longitud de la risberma (LR)

La longitud del pozo se optendra de las siguientes Ecuaciones :

$$L_p = 3xY_2 \Leftrightarrow Si \rightarrow q \leq 5m^3/s/m$$

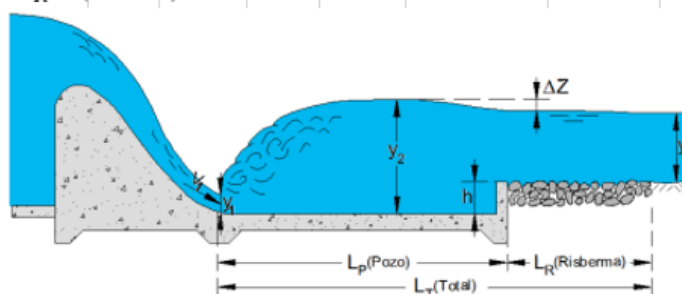
$$L_p = L_s \Leftrightarrow Si \rightarrow q > 5m^3/s/m$$

la longitud del pozo total sera:

$$L_T = 9(Y_2 - Y_1)$$

la longitud de la risberma es la diferencia entre la longitud total y la longitud del pozo.

$$L_R = (L_T - L_P)$$

**Datos:**

Qmáx =	354.60 m ³ /s
L Fijo =	90.80 m
Ho =	1.25 m
Hb = P =	0.95 m

Reemplazamos:

a).- Cálculo del tirante contraido Y1:

$$E_o = Hb + H_o$$

$$q = \frac{Q}{L}$$

$$q = \frac{354.60}{90.80}$$

$$E_o = 0.95 + 1.25$$

$$E_o = 2.20 \text{ m.}$$

$$q = 3.91 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$\theta^\circ = \arccos(1 - 0.73 \times q^2 \times E_o^{-3})$$

$$\theta^\circ = \arccos(1 - 0.73 \times 3.91^2 \times 2.20^{-3})$$

$$\theta^\circ = 92.613^\circ \text{ decimales} \rightarrow 1.6164$$

$$Y_1 = \left(\frac{E_o}{3}\right) \times \left[1 - 2 \times \cos\left(60^\circ + \frac{\theta^\circ}{3}\right)\right]$$

$$Y_1 = \left(\frac{2.20}{3}\right) \left(1 - 2 \cos\left(60^\circ + \frac{92.61}{3}\right)\right)$$

$$Y_1 = 0.7333 \left(1 - 2 \cos 90.871\right)$$

$$Y_1 = 0.7556 \text{ m.}$$

b).- Cálculo del tirante conjugado Y2:

$$V_1 = \frac{Q}{L \times Y_1}$$

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}}$$

$$V_1 = \frac{354.6}{90.80 \times 0.7556}$$

$$F_{r1} = \frac{5.16827}{\left(9.81 \times 0.756\right)^{1/2}}$$

$$V_1 = 5.1683 \text{ m/s.}$$

$$F_{r1} = 1.898$$

$$Y_2 = Y_1 \left(\frac{1}{2}\right) \times \left[\sqrt{8 \times F_{r1}^2 + 1} - 1\right]$$

$$Y_2 = 0.7556 \times 0.5 \times \left(\left(8 \times 1.898^2 + 1\right)^{1/2} - 1\right)$$

$$Y_2 = 1.686 \text{ m.}$$

c).- Cálculo del tirante normal del cauce Y3:

Cálculo de tirante normal por Manning :

$$Q = V \times A$$

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = 354.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 90.80 \text{ m.}$$

$$Z = 0$$

$$n = 0.03$$

$$S = 0.0029 \text{ m/m}$$

$$Q \times n / S^{1/2} = 197.543$$

$$Y_{\text{cal}} = 1.61668$$

$$\text{Tirante (Ynormal)} = 1.620 \text{ m.}$$

$$\text{Área hidráulica (A)} = 146.794 \text{ m}^2.$$

$$\text{Perímetro mojado (P)} = 94.033 \text{ m.}$$

$$\text{Radio Hidráulico (R)} = 1.561 \text{ m.}$$

$$\text{Espejo de Agua (T)} = 90.800 \text{ m.}$$

$$\text{Velocidad (V)} = 2.416 \text{ m/s.}$$

$$f(Q) = 354.600 \text{ Ok!!!!}$$

$$\text{El Número de Froude (F)} = 0.607$$

$$\text{Energía específica} = 30.24 \text{ m-Kg/Kg}$$

$$\text{Tipo de Flujo} = \text{siendo el flujo : subcrítico}$$

$$Y_n = Y_3 = 1.620 \text{ m.}$$

d).- Comparacion del Y2 con Y3 para valorar si es necesario o no del uso del pozo disipador:

Si $Y2 \leq Y3 \rightarrow$ No se requiere Pozo.

Si $Y2 \geq Y3 \rightarrow$ Si se requiere Pozo.

Y2 = 1.686 m.

Y3 = 1.620 m.

$\rightarrow Y2 \geq Y3 \rightarrow$ Si se requiere Pozo.

e).- Calculo de la altura del escalon del pozo.

$$E_o = H_b + H_o + h_{sup}$$

$$\theta^\circ = \arccos(1 - 0.73 \times q^2 \times E_o^{-3})$$

$$Y_1 = \left(\frac{E_o}{3}\right) \times \left[1 - 2 \times \cos\left(60^\circ + \frac{\theta^\circ}{3}\right)\right]$$

$$Y_2 = Y_1 \left(\frac{1}{2}\right) \times \left[\sqrt{8 \times F_{r1}^2 + 1} - 1\right]$$

$$V_1 = \frac{Q}{L \times Y_1}$$

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}}$$

h sup (m)	Eo (m)	Θ°	60+Θ°/3 = (60+Θ°)	Y1 (m)	V1 (m/s)	Fr1	Y2 (m)	V can sal.	V pozo	φ.	n (Fr1<4)	ΔZ (m)	h cal (m)	Error Relativo		
0.140	2.34	82.47	87.49	0.04	0.71	5.49	2.08	1.764	2.41	2.21	0.95	1.10	0.12	0.199	29.648%	No
0.150	2.35	81.83	87.28	0.05	0.71	5.51	2.09	1.770	2.41	2.21	0.95	1.10	0.12	0.204	26.471%	No
0.160	2.36	81.20	87.07	0.05	0.71	5.53	2.10	1.775	2.41	2.20	0.95	1.10	0.12	0.208	23.077%	No
0.170	2.37	80.58	86.86	0.05	0.70	5.55	2.11	1.780	2.41	2.19	0.95	1.10	0.13	0.212	19.811%	No
0.180	2.38	79.97	86.66	0.06	0.70	5.57	2.13	1.785	2.41	2.19	0.95	1.10	0.13	0.217	17.051%	No
0.190	2.39	79.37	86.46	0.06	0.70	5.59	2.14	1.790	2.41	2.18	0.95	1.10	0.13	0.221	14.027%	No
0.200	2.40	78.78	86.26	0.07	0.70	5.61	2.15	1.795	2.41	2.18	0.95	1.10	0.13	0.226	11.504%	No
0.210	2.41	78.19	86.06	0.07	0.69	5.63	2.16	1.800	2.41	2.17	0.95	1.10	0.13	0.230	8.696%	No
0.220	2.42	77.62	85.87	0.07	0.69	5.66	2.17	1.805	2.41	2.16	0.95	1.10	0.13	0.234	5.983%	No
0.230	2.43	77.05	85.68	0.08	0.69	5.68	2.18	1.809	2.41	2.16	0.95	1.10	0.13	0.238	3.361%	No
0.240	2.44	76.49	85.50	0.08	0.69	5.70	2.20	1.814	2.41	2.15	0.95	1.10	0.13	0.243	1.235%	No
0.244	2.44	76.27	85.42	0.08	0.68	5.70	2.20	1.816	2.41	2.15	0.95	1.10	0.13	0.244	0.000%	Ok!!!!

entonces : h esc= 0.250 m.

f).- Calculo de la longitud del escalon del pozo.

L esc= 2 x h

L esc= 0.50 m.

g).-Cálculo de la longitud del colchón disipador :

Donde :

Y1= 0.76 m.

Y2 = 1.69 m.

Y3 = 1.62 m.

Fr1 = 1.90

q = 3.91 m³/s/m

entonces:

L= 5.06 m.

Schoklitsch :

L = (5 a 6) x (Y2-Y1)

Lím = 5*(Y2-Y1)

Lím = 4.65 m.

Lmáx = 6*(Y2-Y1)

Lmáx = 5.58 m

Safranez :

L = 6 x Y1 x F1

F1 = V1 / (g x d)^{1/2}

L = 8.6063 m.

U.S. Bureau of Reclamation:

L = 4xY2

L = 6.7 m.

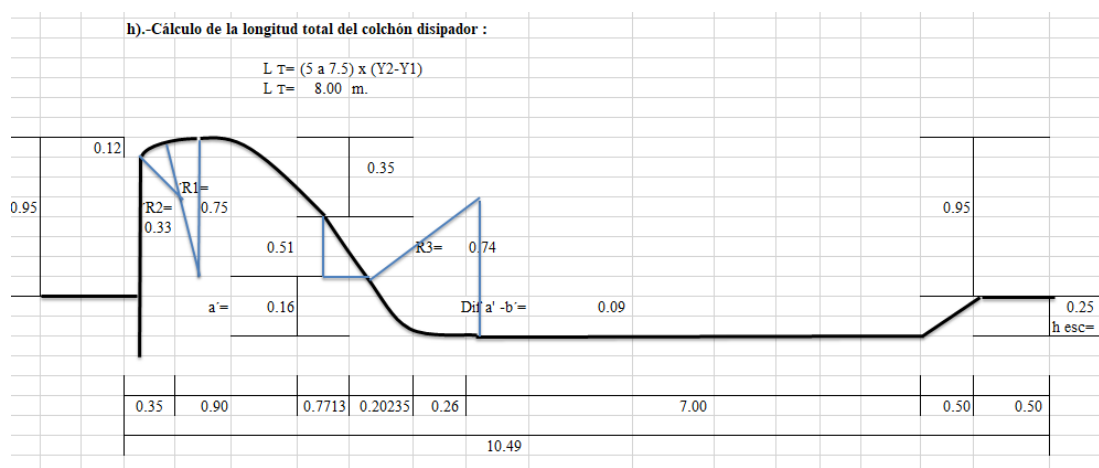
Valor Adoptado :

mínimo:

L p = 4.70 m.

promedio:

L p = 7.00 m.



F. FACTOR DE SEGURIDAD DEL BARRAJE:

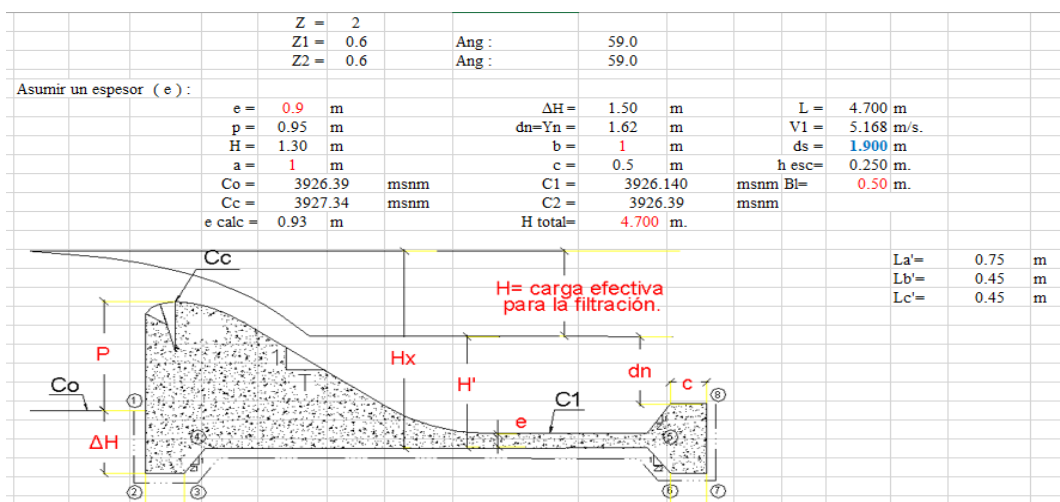
Los barrajes fijos deben proyectarse para que resistan, con un amplio factor de seguridad, estas tres causas de destrucción:

- El vuelco.
- El deslizamiento.
- Esfuerzos excesivos.

La estabilidad del barraje se analizará bajo dos situaciones de carga.

- Con agua hasta la corona.
- Sin agua.

1) Con agua hasta la corona:	
a) verificación de la Sub-presión :	
$S_x = \left(H_x - \frac{L_x}{L} H \right) W_a$	
Donde :	
Sx =	Subpresión a una distancia "X" Kg/m ²
Hx =	Carga Hidráulica, en el punto "X" (m)
Lx =	Longitud compensada hasta el punto "X" (m)
L =	Longitud compensada total del paso de filtración (m)
H =	Carga efectiva que produce la filtración, igual a la diferencia del nivel hidrostático entre aguas debajo de la cortina (m)
Wa =	Peso volumétrico del agua. Kg/m ³



PLANO EN PLANTA DE LA BOCATOMA JILA SAN JERONIMO

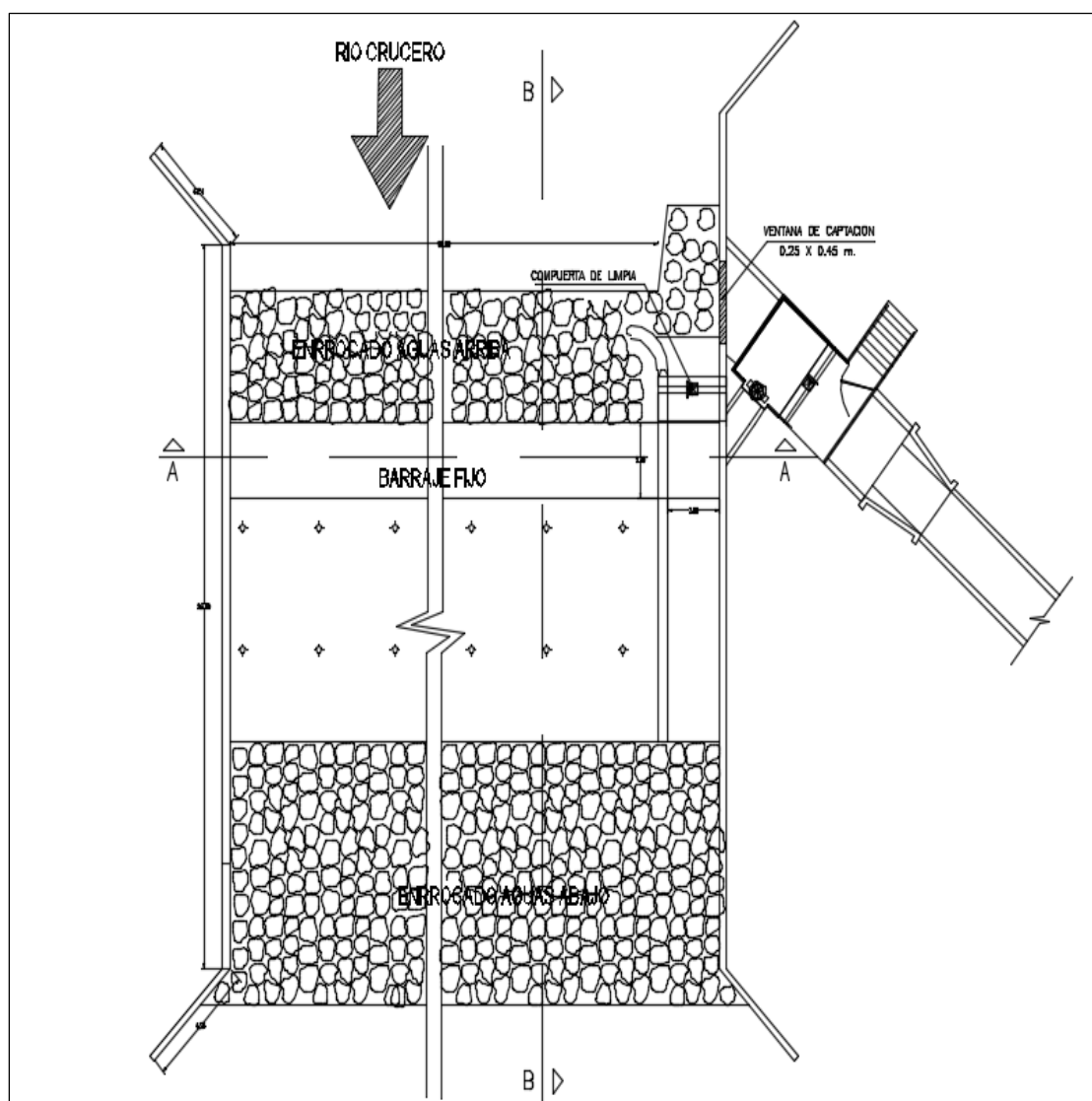


Figura E.2: Planta bocatoma Jila San Jerónimo

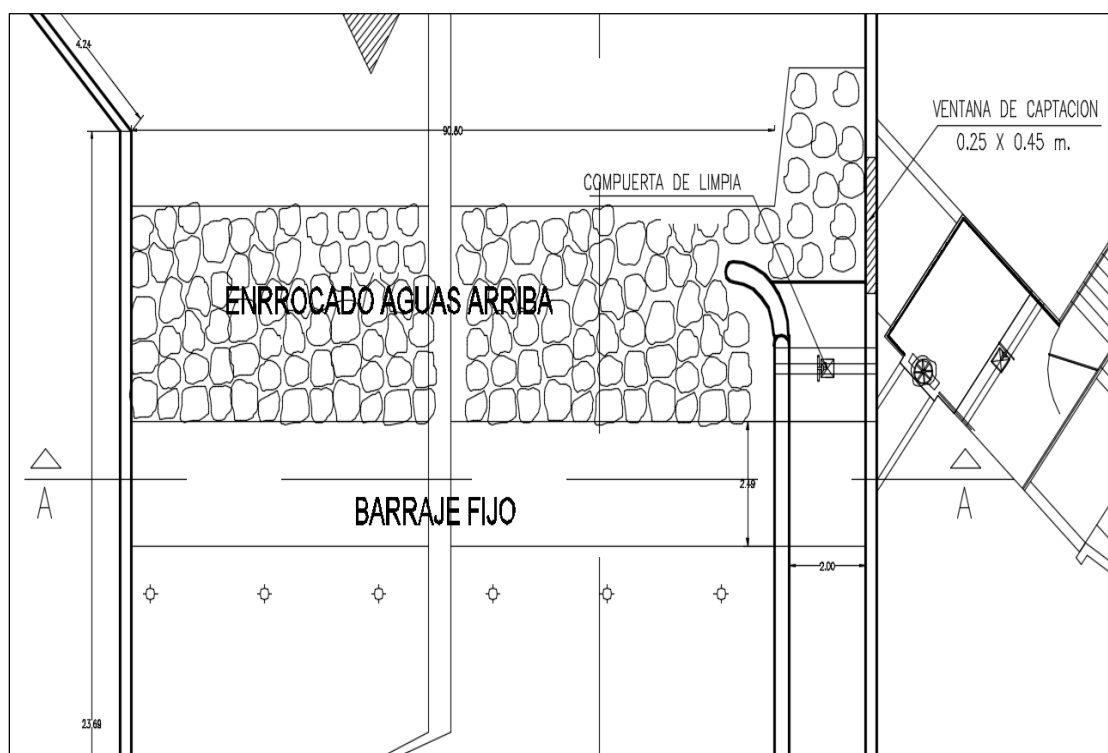


Figura E.3: Planta bocatoma proyectada Jila San Jerónimo

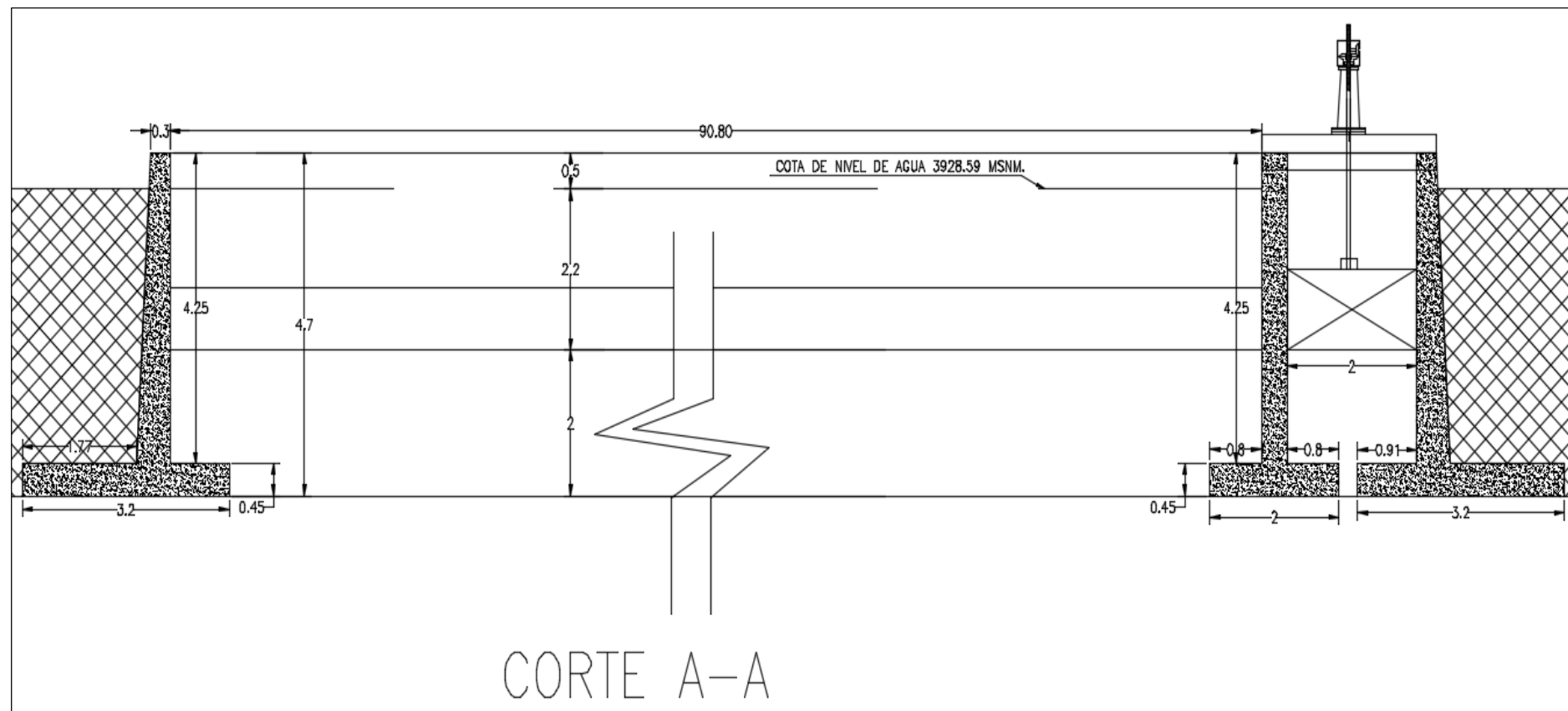


Figura E.4: CORTE A-A de la bocatoma Jila San Jerónimo

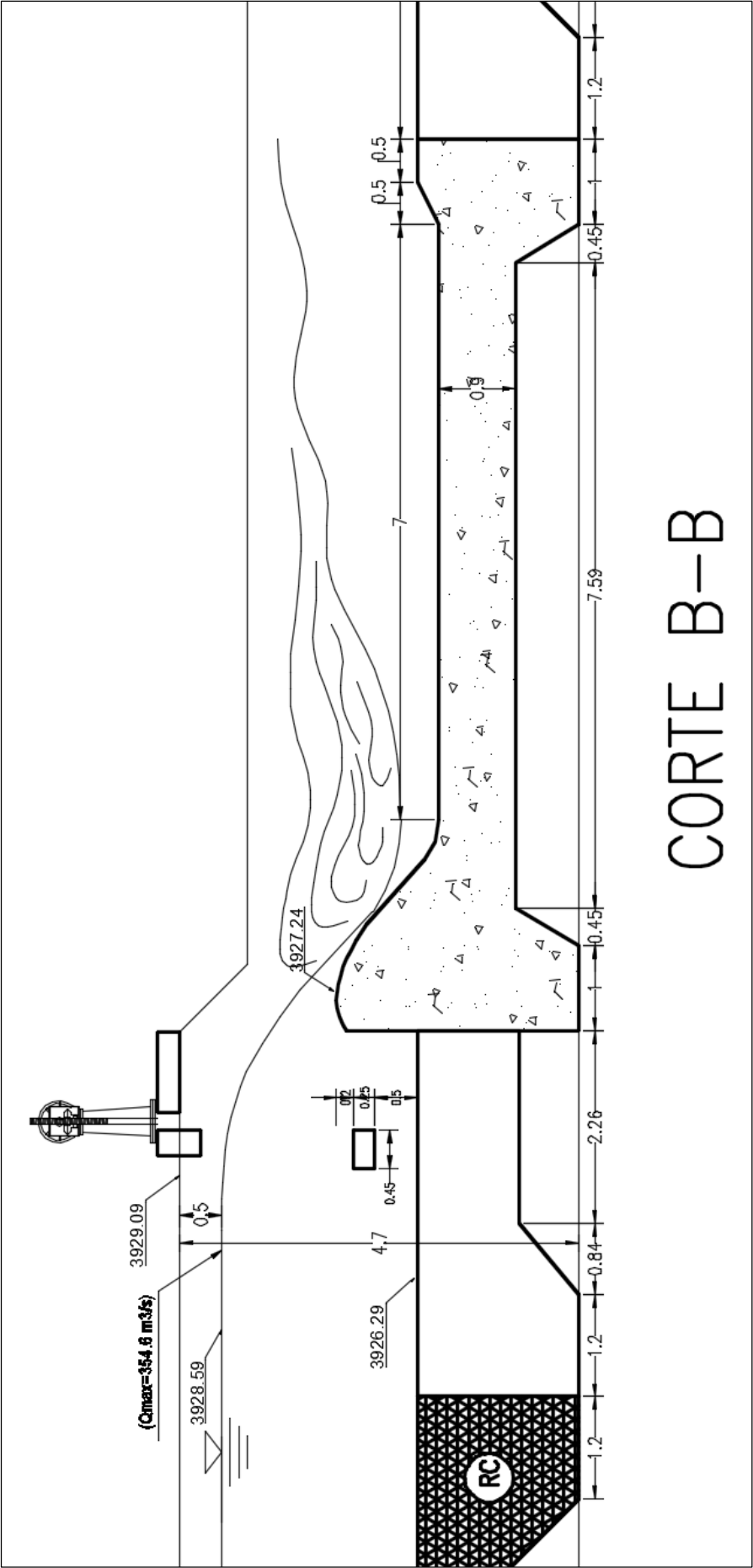


Figura E.5: CORTE B-B de la bocatoma Jila San Jerónimo

ANEXO F: PANEL FOTOGRAFICO



Figura F.1: Levantamiento topográfico P. I. bocatoma Jila San Jerónimo



Figura F.2: Levantamiento topográfico eje bocatoma Jila San Jerónimo



Figura F.3: Levantamiento topográfico batimetría, bocatoma Jila San Jerónimo



Figura F.4: Sección del río Crucero



Figura F.5: Sección del río Crucero, eje de río



Figura F.6: Captación artesanal de la bocatoma Jila San Jerónimo