

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



CONTROL DE INUNDACIÓN CON ESTRUCTURA DE
REGULACIÓN EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR
JHON NILTON OCHANTE TINEO

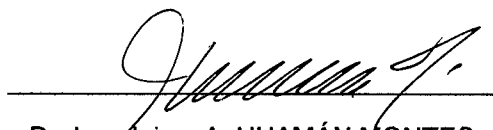
AYACUCHO - PERÚ

2016

**“CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL
CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE”**

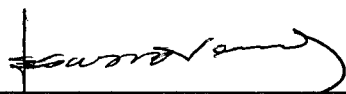
RECOMENDADO : 11 DE AGOSTO DEL 2016

APROBADO : 26 DE AGOSTO DEL 2016



Dr. Ing. Jaime A. HUAMÁN MONTES

(PRESIDENTE)




Mg. Ing. Edward LEÓN PALACIOS

(MIEMBRO)



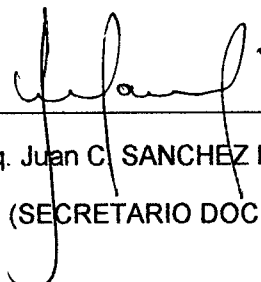
Mg. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ

(MIEMBRO)



Ing. Jaime L. BENDEZU PRADO

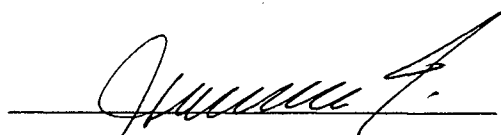
(MIEMBRO)



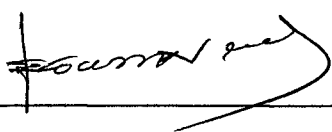
Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES

(SECRETARIO DOCENTE)


Según el acuerdo constatado en el acta, levantado el 26 de agosto del 2016, en la sustentación de tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **Jhon Nilton OCHANTE TINEO**. Con la Tesis Titulado “**CONTROL DE INUNDACIÓN CON ESTRUCTURA DE REGULACIÓN EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE**”, fue calificada con la nota de DIECISEIS (16) por los que se da la respectiva **APROBACIÓN**.



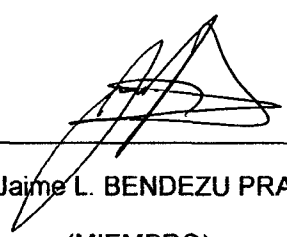
Dr. Ing. Jaime A. HUAMÁN MONTES
(PRESIDENTE)



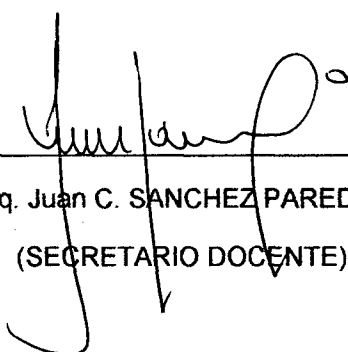
Mg. Ing. Edward LEÓN PALACIOS
(MIEMBRO)



Mg. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ
(MIEMBRO)



Ing. Jaime L. BENDEZU PRADO
(MIEMBRO)



Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES
(SECRETARIO DOCENTE)

Dedicatoria

A Dios, por la vida y rodearme de gente maravillosa.

A mis padres Moisés y Rosa, quienes siempre supieron guiarme en el sendero correcto de la vida.

A mis hermanos, fuente de motivación y perseverancia.

Agradecimientos

A mi alma máter Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, cuna de mi formación profesional.

Expreso mis agradecimientos a todos los Docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, y en especial a mí Asesor de Tesis el Ingeniero Jaime Leonardo Prado Bendezú, quien con mucha tolerancia en todo momento, estuvo predispuesto para el apoyo en el asesoramiento del presente proyecto de tesis.

De igual manera un agradecimiento especial a la Municipalidad Distrital de Pichari, hermoso lugar donde trabajé y desarrolle mis conocimientos adquiridos en la Universidad.

Índice general

Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Índice general	III
Índice de tablas	VII
Índice de figuras	IX
Resumen	XIII
Introducción	1
1. Generalidades	3
1.1. Antecedentes Bibliográficos	3
1.2. Descripción de la realidad problemática	4
1.3. Formulación del Problema	4
1.3.1. Problema Principal	4
1.3.2. Problemas Secundarios	5
1.4. Justificación e Importancia de la Investigación	5
1.4.1. Justificación Técnica	5
1.4.2. Justificación Social	5
1.5. Objetivos	6
1.5.1. Objetivos Generales	6
1.5.2. Objetivos Específicos	6

1.6.	Hipótesis	6
1.6.1.	Hipótesis General	6
1.6.2.	Hipótesis Específicas	6
1.7.	Vaiables e Indicadores	6
1.7.1.	Variable Independiente	6
1.7.2.	Variable Dependiente	7
1.8.	Unidad de Análisis	7
1.9.	Tipo y nivel de investigación	7
1.9.1.	Tipo	7
1.9.2.	Nivel	7
1.10.	Periodo de análisis	8
1.11.	Fuentes de información e instrumentos utilizados	8
1.12.	Técnica de recolección y procesamiento de dato	8
2.	Marco Teórico y Marco Conceptual	9
2.1.	La Cuenca Hidrológica	9
2.1.1.	Características Físicas de la Cuenca	10
2.1.2.	Parámetros morfológicos de la Cuenca	10
2.1.2.1.	Parámetros de Forma	11
2.1.2.2.	Parámetros de Relieve	13
2.1.2.3.	Parámetros de Red Hídrica	14
2.2.	Modelo Hidrológico	16
2.3.	Análisis de Similitud Hidrológica	17
2.4.	Análisis de la Precipitación	17
2.4.1.	Estimación de datos faltantes	17
2.4.2.	Análisis de distribuciones teóricas	18
2.4.3.	Pruebas de bondad de ajuste	18
2.4.4.	Análisis de Riesgo de Falla	19
2.4.5.	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)	20
2.4.6.	Hietogramas de Diseño	21

2.4.7.	Precipitación Efectiva	22
2.5.	Generación de máximas avenidas	25
2.5.1.	Métodos Empíricos	26
2.5.2.	Hidrogramas	27
2.6.	Modelación Numérica en Hidráulica	31
2.6.1.	Flujo tridimensional, bidimensional y unidimensional	32
2.6.2.	Canal Prismático	36
2.6.3.	Descripción del Modelo HEC - RAS	36
2.7.	Metodología del Cálculo del Flujo Gradualmente Variado con HEC – RAS	38
2.7.1.	Ecuaciones empleadas en el cálculo de perfiles hidráulicos	38
2.7.2.	Cálculo de Tirante Crítico	43
2.7.3.	Criterios de modelación de confluencia y bifurcación en cauces	45
2.8.	Modelación de Inundación con HEC – RAS	48
2.8.1.	Determinación del coeficiente de rugosidad	48
2.8.2.	Capacidad Máxima de la sección en obras de arte existente	48
2.8.3.	Simulación de flujo permanente a través del tramo en estudio	49
2.9.	Diseño de Estructuras Hidráulicas	49
2.9.1.	Sección estable de un Río	49
2.9.2.	Determinación de la Socavación	50
2.9.3.	Mecánica fluvial del río	52
2.9.3.1.	Fuerza Tractiva	52
2.9.3.2.	Fuerza Tractiva Crítica	54
2.9.3.3.	Determinación de la Capacidad de Arrastre	55
2.9.4.	Diseño de Muro Enrocado	56
3.	Aplicación en Zona de Estudio	61
3.1.	Antecedentes	61
3.2.	Información Básica	62
3.2.1.	Ubicación y Acceso de zona en estudio	62
3.2.2.	Descripción de la Zona en Estudio	63

3.2.3.	Recopilación de Información Básica	64
3.2.4.	Software utilizado	64
3.3.	Modelamiento de la Cuenca Teresa	65
3.4.	Caracterización de la cuenca del río Teresa	68
3.4.1.	Ubicación Geográfica de la Cuenca	69
3.4.2.	Características Físicas de la Cuenca	69
3.4.3.	Parámetros morfológicos de la cuenca	70
3.5.	Análisis Hidrológico de la cuenca del río Teresa	79
3.5.1.	Generalidades	79
3.5.2.	Análisis de Similitud Hidrológica	79
3.5.3.	Análisis de Precipitación	80
3.5.4.	Generación de Máximas Avenidas	110
3.6.	Modelamiento Hidráulico	112
3.6.1.	Calculo del coeficiente de Manning	112
3.6.2.	Capacidad máxima de sección en obras de arte existente	113
3.6.3.	Simulación de flujo permanente gradualmente variado	115
3.6.4.	Diseño de Estructuras Hidráulicas	122
4.	Análisis y Discusión de Resultados	130
5.	Conclusiones, Recomendaciones	137
5.1.	Conclusiones.	137
5.2.	Recomendaciones.	137
Bibliografía		138
Anexos		140
Anexo A. Panel Fotográfico		140
Anexo B. Planos		144
Anexo C. Secciones Transversales		153

Índice de tablas

2.1. Clasificación de cuencas	9
2.2. Período de Retorno para diferentes obras de arte	19
2.3. Valores Recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje	20
2.4. Agrupación de condiciones antecedentes de humedad	24
2.5. Clasificación de clases antecedentes de humedad para el método SCS	25
2.6. Número de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.2s$)	26
2.7. Valores de $K1$	50
2.8. Coeficiente β	52
2.9. Condiciones de transporte de sólido	54
2.10. Coeficiente recomendado para calcular la altura libre del muro	57
3.1. Ubicación Geográfica en Sistema de Coordenadas UTM	63
3.2. Acceso a zona de estudio	64
3.3. Curva Hipsométrica	73
3.4. Polígono de Frecuencias	74
3.5. Cuadro de Pendientes de la cuenca del río Teresa	75
3.6. Longitudes de la Red Hídrica por Orden	76
3.7. Pendientes de la Red Hídrica por Orden	77
3.8. Resumen Cálculos de Parámetros de la Cuenca del Río Teresa	78
3.9. Estaciones Utilizadas	80
3.10. Cálculo de los promedios móviles	87
3.11. Ajuste de Indices de Estacionalidad	88

3.12. Extensión de registros pluviométricos de la Estación de Quillabamba desde enero del 1991 hasta diciembre del 2015	89
3.13. Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Quillabamba	93
3.14. Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Machente	94
3.15. Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Teresita	95
3.16. Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Sivia	96
3.17. Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Cirialo	97
3.18. Cuadro de Altitudes de las Estaciones	98
3.19. Precipitación Máxima en 24 Horas - Enero (mm)	99
3.20. Regionalización de la Precipitación Máxima en 24 Horas - Enero (mm)	100
3.21. Regionalización de la Precipitación Máxima en 24 Horas - cuenca del río Teresa (1257.27 msnm)	101
3.22. Diferencias teóricas y empíricas Método Smirnov-Kolmogorov	106
3.23. Vida útil y riego calculado para periodo de retorno de 200 años	106
3.24. Precipitaciones para generar las curvas IDF de la cuenca del río Teresa	107
3.25. Intensidades para generar las curvas IDF de la cuenca del río Teresa . .	107
3.26. Hietograma de Precipitaciones para T= 200 años	109
3.27. Coeficiente de Manning para capa tramo del río	113
3.28. Caudal máximo y de diseño de obras de arte existentes	114
3.29. Cálculo de sección ancho estable para cada tramo.	126
3.30. Altura de socavación para el tramo 01	126
3.31. Altura de socavación para el tramo 03	127
3.32. Diseño enrocado y verificación de estabilidad para el tramo 01	128
3.33. Diseño enrocado y verificación de estabilidad para el tramo 03	128

Índice de figuras

2.1. Elementos de una Cuenca.	10
2.2. Rectángulo Equivalente.	12
2.3. Cauce Principal y Tributarios	15
2.4. Curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia	21
2.5. Bloques Alternos	22
2.6. Variables del Método NRCS	23
2.7. Hidrogramas	28
2.8. Componentes de Hidrograma Unitario Sintético CSC.	29
2.9. a) Hidrograma Unitario Estándar ($t_p=5.5tr$); b) Hidrograma Unitario requerido ($t_p \neq 5.5tr$)	30
2.10. Componentes del vector velocidad, V en el punto P	33
2.11. Flujo bidimensional	34
2.12. Representación de los términos de la ecuación de la energía	39
2.13. Consideraciones de distribución del flujo entre dos secciones	40
2.14. División en franjas de la sección transversal	41
2.15. Curva de la energía específica	44
2.16. Representación de los términos de la ecuación del Momentum	46
2.17. Esquema de la confluencia de dos cauces de un río o canal	47
2.18. Esquema de la bifurcación de un río o canal	47
2.19. Socavación general	51
2.20. Distribución vertical típica de velocidades, concentraciones y fuerza de corte	53
2.21. Relación entre Coeficiente de Arrastre y Número de Reynolds - Partícula	56

2.22. Sección típica del enrocado de muro	60
3.1. Colapso de Alcantarilla en carretera Pichari – Teresa	61
3.2. Inundación Localidad Agua Dulce y carretera Pichari – Teresa	62
3.3. Ubicación Política de Agua Dulce - Coordenadas UTM	63
3.4. Ubicación del Punto de Control (Estructura de Regulación)	66
3.5. Imagen en MDT de la cuenca del río Teresa	67
3.6. Vista Satelital de la Cuenca del río Teresa	68
3.7. Ubicación de la cuenca del río Teresa	69
3.8. Longitud y ancho de la cuenca del río Teresa	71
3.9. Mapa Hipsométrica de la Cuenca del río Teresa	72
3.10. Curva Hipsométrica de la Cuenca del río Teresa	72
3.11. Polígono de Frecuencias de la Cuenca del río Teresa	73
3.12. : Distribución de Pendiente de la Cuenca del río Teresa	75
3.13. : Ramificación de la Red Hídrica	77
3.14. : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Quillabamba	81
3.15. : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Machente	82
3.16. : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Teresita	83
3.17. : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Sivia	83
3.18. : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Cirialo	84
3.19. : Completación de Precipitación Máxima Mensual en 24 horas – Estación Quillabamba - Promedio Aritmético	85
3.20. : Tendencia del Registro precipitaciones máximas mensuales en 24 horas de la Estación de Quillabamba	88
3.21. : Gráfico de la Serie de datos pluviométricos de precipitaciones máximas men- suales en 24 horas Extendida	90
3.22. : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Machente	91
3.23. : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Teresita	91
3.24. : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Sivia	92
3.25. : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Cirialo	92

3.26. : Regionalización Enero 1964	98
3.27. : Ajuste mediante distribución Normal	102
3.28. : Ajuste mediante distribución Log Normal 2 Parámetros	102
3.29. : Ajuste mediante distribución Log Normal 3 Parámetros	103
3.30. : Ajuste mediante distribución Gamma 2 Parámetros	103
3.31. : Ajuste mediante distribución Gamma 3 Parámetros	104
3.32. : Ajuste mediante distribución Gumbel	104
3.33. : Ajuste mediante distribución Log Gumbel	105
3.34. : Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia	108
3.35. : Tormenta de diseño para T = 200 años	109
3.36. : Red Topológica de la cuenca del río Teresa	110
3.37. : Ingreso de hietrograma de diseño para T=200 años	111
3.38. : Hidrograma de escorrentía T=200 años	111
3.39. : Caudal máximo para un periodo de retorno T=200 años	112
3.40. : Esquema punto de la bifurcación y obras de arte existentes	114
3.41. : Vista en Planta de los tramos de los ríos Teresa y Agua Dulce.	116
3.42. : Ingreso de caudales máximos.	117
3.43. : Condiciones aguas arriba y aguas debajo de cada tramo.	117
3.44. : Simulación Inundación del 2012 río Tramo 03	118
3.45. : Simulación Tramo 01, Q1=100 m3/s.	119
3.46. : Simulación Tramo 02, Q2=94 m3/s.	119
3.47. : Simulación Tramo 03, Q2=6 m3/s.	120
3.48. : Simulación Tramo 04, Q2=100 m3/s.	121
3.49. : Sección 0+000 del tramo 01, donde se proyecta una ventana de regulación	122
3.50. : Verificación de ancho de ingreso, para un caudal de 6.00 m3/s	123
3.51. : Planta Ventana de Regulación	123
3.52. : Elevación Frontal Ventana de Regulación	124
3.53. : Vista de proyección del ancho de la ventana de regulación	125
3.54. : Planteamiento de muros de enrocado	125

3.55. : Sección típica muro enrocado tramo 01 y 02	129
3.56. : Sección típica muro enrocado tramo 03	129
4.1. : Simulación del tramo 01 con caudal máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$	132
4.2. : Simulación del tramo 02 con caudal máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$	133
4.3. : Simulación del tramo 03 con caudal máximo de $6 \text{ m}^3/\text{s}$	134
4.4. : Secciones Transversales Tramo 03, progresiva 1+250 a 1+700	135
4.5. : Secciones Transversales Tramo 03, progresiva 0+800 a 1+200	136
A.1. : Colapso alcantarilla existente en tramo 03 (Rio Agua Dulce) progresiva 0+930140	
A.2. : Interferencia de la carretera Pichari - Mantaro	141
A.3. : Vista tramo 01 progresiva 0+250	141
A.4. : Vista tramo 02 progresiva 1+200	142
A.5. : Vista tramo 03 progresiva 1+500	142
A.6. : Vista tramo 04 progresiva 0+200	143
A.7. : Vista Panorámica de la población de Agua Dulce	143
B.1. : Plano de Ubicación	145
B.2. : Plano de la Cuenca del río Teresa	146
B.3. : Plano de Área entre curvas	147
B.4. : Plano de Red Hídrica	148
B.5. : Plano TIN	149
B.6. : Planteamiento General	150
B.7. : Planta y Corte de la Estructura de Regulación	151
B.8. : Sección Típica de muros enrocados	152

Resumen

El presente estudio tiene como objeto principal, el control de inundación por máximas avenidas presentadas en el río Teresa, mediante la construcción de una estructura de regulación en el punto de bifurcación de éste río; para ello se determina el caudal máximo que debe discurrir por el río Agua Dulce (tramo a partir de la bifurcación), de tal modo no inunde dicha población.

Con respecto a la metodología de investigación, estudio se tomará en consideración la Investigación Científica Aplicada, porque está orientada a la solución de un fenómeno perteneciente al dominio de estudio de una disciplina científica en específico y un nivel descriptivo, ya que se pretende señalar como es un fenómeno especificando sus propiedades, dimensiones o componente.

Se realizó la simulación hidráulica el río Agua Dulce (Tramo 03) con apoyo del software HEC-RAS v4.1.0, en condiciones naturales, con un caudal aproximado de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ de acuerdo al evento de precipitaciones máximas ocurrido en abril del 2012, en dicho centro poblado; verificándose el desborde del río en diferentes puntos del tramo. Se determinó que el caudal máximo a discurrir por el río Agua Dulce debe ser a lo máximo $6 \text{ m}^3/\text{s}$. A partir de éste caudal se propone la Estructura de Regulación que está compuesto por:

- Una ventana de regulación de sección hidráulica de ancho $B_o = 1.75\text{m.}$; altura total $H=1.70\text{m.}$; un tirante máximo de $Y=1.10\text{m.}$ y borde libre de $B_L = 0.60\text{m.}$
- Muros enrocados q formen la ventana de regulación con una altura total de 1.70m. y separados a 1.85m. en el punto de la bifurcación. Para el diseño de estos muros

se estimó un caudal máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. correspondiente para un periodo de retorno de 200 años.

A partir de la determinación del caudal del río Agua Dulce ($6 \text{ m}^3/\text{s}$), se realizó una simulación hidráulica con el apoyo del software HEC-RAS v4.1.0, verificándose que dicho caudal no genera inundación en la población de Agua Dulce.

Introducción

La elección del tema para la investigación es importante debido, a que el control de inundaciones ocasionadas por máximas avenidas prevé la pérdida de vidas humanas, garantiza el crecimiento de las poblaciones que viven a la rivera de los ríos, también prevé pérdidas de flora y fauna. Problema en la actualidad que se vive en distintos lugares de nuestro país.

Seguidamente se presenta una breve presentación de cada capítulo desarrollado en la tesis:

- Capítulo I: Generalidades, se presenta las generalidades de la tesis: antecedentes del problema, justificación de la investigación técnica y social, objetivos generales y específicos.
- Capítulo II: Marco teórico, se desarrolla la fundamentación teórica concerniente a la tesis: inicia con la definición básica de la cuenca hidrológica, sus características y parámetros morfológicos; modelo hidrológico; análisis de similitud hidrológica; análisis de precipitación; generación de máximas avenidas; modelación numérica en hidráulica; metodología del cálculo del flujo gradualmente variado con HEC-RAS; modelación de inundación con HEC-RAS; diseño de estructuras hidráulicas.
- Capítulo III: Metodología y aplicación en zona de estudio, en éste capítulo se identifica la zona de estudio, se realiza el modelamiento y caracterización de la cuenca con aplicación del programa ArcGis, el análisis hidrológico de la cuenca y generación de máximas avenidas con el programa HEC-HMS, modelamiento hidráulico con el HEC-RAS para cauce natural y modificado.

- Capítulo IV: Análisis y discusión de resultados, en el presente capítulo se comprueba que con la proyección de la estructura que regule el caudal de ingreso a la población de Agua Dulce no causa inundación.
- Capítulo V: Conclusiones y recomendaciones, se presenta las conclusiones de la investigación, en relación a los objetivos establecidos.

Capítulo 1

Generalidades

1.1. Antecedentes Bibliográficos

El control de inundaciones fluviales es un tema que viene desde la antigüedad, es así desde el comienzo del Neolítico, cuando comenzó la sedentarización y, por lo tanto, ocupación de zonas llanas costeras o en los valles fluviales, el hombre se ha encontrado con el reto de hacer frente a las inundaciones.

Es por ello que en el Perú existe varias entidades relacionadas al respecto, como es el caso del Ministerio de Agricultura realizó:

- En 1994 ejecución obras prevención cauces ríos
- En 1999 ejecuta a nivel Nacional el “Programa de Encauzamiento de Ríos y Protección de Estructuras de Captación”-PERPEC.
- Adquisición de maquinarias pesadas y distribuidas a nivel nacional.
- Inversión 120 millones de dólares: obras y actividades.

También el MINAGRI en a través de la Autoridad Nacional del Agua

- Entre los años 2010 – 2011, realizo un diagnostico de las zonas afectadas a causa de los fenómenos hidrometeorológico, priorizando las zonas criticas con riesgo a inundación.

- El 2012, se identificó zonas con riesgo a inundación a nivel nacional y se planteó propuestas estructurales y no estructurales que mitiguen los efectos negativos de las inundaciones, los cuales fueron remitidos a los gobiernos regionales y locales para su priorización y ejecución.
- El año 2013 se evaluó 137 ríos a nivel nacional, donde se identificó 868 puntos críticos con riesgo a inundación, planteándose la construcción de defensas ribereñas y actividades de descolmatación, requiriendo una inversión de S/. 786\059, 373.00

Así existen muchos aportes de las entidades del país para controlar, evitar inundaciones mayormente en épocas de lluvia.

1.2. Descripción de la realidad problemática

A través de los tiempos, los seres humanos se han ubicado en las cercanías de los ríos, por lo que se tiene problemas de inundación, causadas por los desbordamientos de caudales en épocas de lluvia, por lo que es necesaria la construcción de obras hidráulicas de protección y control de inundaciones.

Uno de los causales de problemas de inundación se debe a la bifurcación de ríos, descargando de manera incontrolable el cauce principal hacia un ramal, por lo que se debe construir obras de regulación de caudales. Para poder diseñar estas obras hidráulicas, primero se deben realizar ciertos estudios preliminares como son: análisis hidrológico, morfológico, topográfico y estudio de la situación actual, para que estas puedan cumplir con eficiencia su objetivo y a su vez su vida útil.

1.3. Formulación del Problema

1.3.1. Problema Principal

- Inundación del centro poblado de Agua Dulce por máximas avenidas presentadas en el río Teresa, por falta de regulación en la bifurcación.

1.3.2. Problemas Secundarios

- ¿Cuál es el caudal máximo a regular hacia río Agua Dulce de tal forma no inunde a la población?
- ¿Determinar las dimensiones de la estructura de regulación?

1.4. Justificación e Importancia de la Investigación

La investigación se justifica y es importante por las siguientes razones:

1.4.1. Justificación Técnica

- Este tema de investigación, surge con la necesidad de contar con una herramienta guía para el control de inundaciones, desarrollando de manera detallada el Análisis Hidrológico en cuencas, Simulación de Inundación para su respectivo control, mediante el Diseño Hidráulico.
- Por otro lado el interés de la familiarización con los diversos software existentes en la actualidad, como el ARCGIS v10.1, HydroEsta, HEC-HMS v3.5 y el HEC-RAS v4.1, ampliando y profundizando mis conocimientos en Ingeniería hidrológica e hidráulica.

1.4.2. Justificación Social

- Este presente tema, propone una alternativa de solución al problema de inundación en la población de Agua Dulce, del Distrito de Pichari – La Convención – Cusco, mediante el control de las inundaciones, salvaguardando así la vida de dicha población y protegiendo respectivamente sus terrenos.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivos Generales

- Control de inundación por máximas avenidas presentadas en el río Teresa, con la estructura de regulación en la bifurcación.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Determinar el caudal máximo en el río Agua Dulce de tal forma no inunde a la población.
- Determinar de las dimensiones adecuadas de la estructura de regulación.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis General

- La construcción de una estructura de regulación influye positivamente en el control inundación del centro poblado de Agua Dulce.

1.6.2. Hipótesis Específicas

- Se puede obtener el caudal máximo que no cause inundaciones, a través de una simulación de inundación con diferentes caudales.
- Las dimensiones adecuadas de la estructura de regulación se obtiene a partir al caudal máximo que discurra en el río Agua Dulce.

1.7. Variables e Indicadores

1.7.1. Variable Independiente

- Diseño de la estructura de Regulación

Indicador

- Caudal de Descarga
- Tipo de estructura de regulación

1.7.2. Variable Dependiente

- Control de Inundación

Indicador

- Bifurcación del río Teresa

1.8. Unidad de Análisis

La unidad de análisis es la precipitación registrada mediante las estaciones monitoreadas por el SENAMHI, aplicada en la cuenca Hidrográfica del Río Teresa

1.9. Tipo y nivel de investigación

1.9.1. Tipo

En la elaboración del presente estudio se tomará en consideración la **Investigación Científica Aplicada** porque estará orientada a la solución de un fenómeno perteneciente al dominio de estudio de una disciplina científica en específico.

1.9.2. Nivel

Para el presente estudio se tendrá en cuenta la estructura de una **Investigación de Nivel Descriptivo** ya que se pretende señalar como es un fenómeno especificando sus propiedades, dimensiones o componente

1.10. Periodo de análisis

La disponibilidad de los datos, en este caso, define el periodo de análisis, los registros disponibles y de dominio público de las Estaciones Pluviométricas de Quillabamba, Machente, Teresita, Sivia y Cirialo; son los que determinarán finalmente el periodo de la disponibilidad de los datos.

1.11. Fuentes de información e instrumentos utilizados

Fuente de información bibliográfica: para los textos fundamentales y necesarias que atañen a la investigación se obtuvo desde la Biblioteca Principal de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y las Páginas Web del Internet. La bibliografía consultada es diversa, textos sobre hidrología, hidráulica e hidráulica fluvial; sistema de información geográfica, Diseño y construcción de defensas ribereñas, manuales de los software ArcGis v10.1; HecHms, HecRas v4.1

1.12. Técnica de recolección y procesamiento de dato

La técnica a usarse será **Observación Indirecta**, ya que nos valdremos de libros, revistas, informes, grabaciones, fotografías, etc., relacionadas con lo que estamos investigando.

Tomando en cuenta la estadística los registros disponibles se procesa en dos niveles:

- El análisis exploratorio de datos es un análisis preliminar, se realiza con fines de presentar los registros recogidos y ordenarlos para su procesamiento, presenta una presentación general de los tipos de datos y sus dominios, además sirva para identificar anomalías y comportamientos específicos en los datos obtenidos.
- Con la estadística descriptiva se dispone de las propiedades necesarias para la representación de los registros disponibles.

Capítulo 2

Marco Teórico y Marco Conceptual

El presente capítulo trata sobre la fundamentación teórica del conocimiento establecido a utilizar en la investigación, el marco teórico contiene el conocimiento definido y aceptado hasta la fecha de las variables identificadas para el desarrollo de la investigación: principios básicos de Hidrología, Hidráulica e Hidráulica fluvial.

2.1. La Cuenca Hidrológica

Según Máximo V.[1] La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

La delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa con curvas de nivel siguiendo las líneas del Divortium Acuarum (parteaguas), formado por los puntos de mayor nivel topográfico.

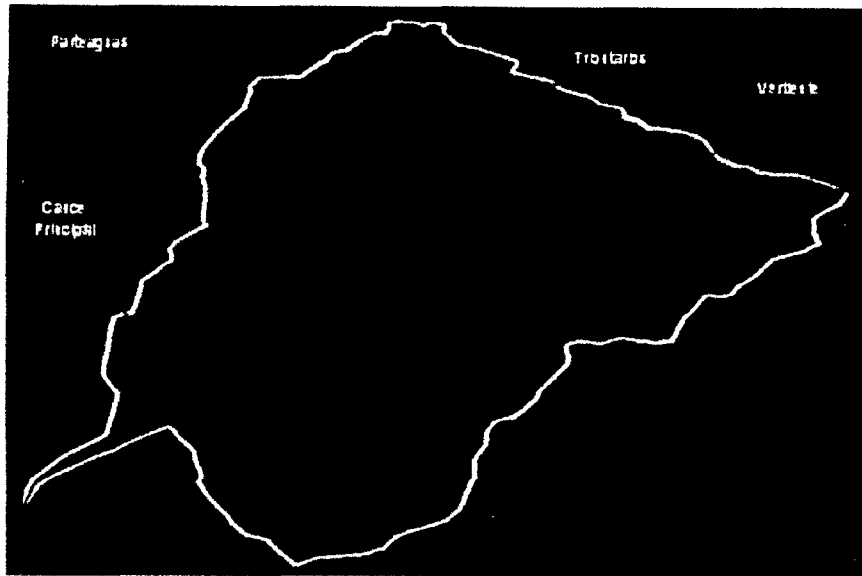
Las cuencas se pueden clasificar en:

Tabla 2.1: Clasificación de cuencas

En función al tamaño	En función a la salida	En función a su elevación
C. Grande $A > 250 \text{ km}^2$	C. Endorreica (Lago)	C. Alta
C. Pequeña $A < 250 \text{ km}^2$	C. Exorreica (Ríos)	C. Mediana
-	-	C. Baja

Fuente: Elaboración propia

Figura 2.1: Elementos de una Cuenca.



Fuente: Elaboración propia

2.1.1. Características Físicas de la Cuenca

Según Agustín C.[2] Las principales características son las siguientes:

a) Área de la Cuenca (A): Es el área plana en proyección horizontal, de forma muy irregular, obtenida después de delimitar la cuenca; se reporta en kilómetros cuadrados (km²)

En la actualidad existen diversos y variedad de programas (software) que nos permiten determinar con mayor precisión longitudes y superficies de las cuencas. Entre los paquetes computacionales, se tienen: ARGIS, AutoCAD, etc.

b) Perímetro de la Cuenca (P): Borde del contorno (limite exterior) de la forma irregular de la cuenca proyectada en un plano horizontal

2.1.2. Parámetros morfológicos de la Cuenca

Según Agustín C.[2] La geomorfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación

de cuencas. Para un mejor estudio de las cuencas se han establecido los siguientes parámetros:

2.1.2.1. Parámetros de Forma

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

a) Coeficiente de Compacidad (Ic): Es el cociente que existe entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo del área de la misma cuenca.

$$Ic = \frac{P}{P_o} = \frac{P}{2\sqrt{pA}} = 0.282 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \geq 1 \quad (2.1)$$

Si $Ic = 1$ la cuenca es de forma circular. Este coeficiente nos dará luces sobre la escorrentía y la forma del Hidrograma resultante de una determinada lluvia caída sobre la cuenca.

Si:

$Ic \approx 1$, cuenca regular

$Ic \neq 1$, cuenca irregular; (Ic grande, menos susceptible a inundaciones)

b) Ancho medio (B): El ancho medio o promedio de la cuenca, está definido por la relación:

$$B = \frac{A}{Lc} \quad (2.2)$$

c) Longitud de la cuenca (Lc): La longitud de la cuenca (Lc), es la distancia entre la salida y el punto más alejado, cercano a la cabecera del cauce principal, medida en línea recta.

d) Factor de Forma (Ff): Fue definido por Horton, como el cociente entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud del cauce principal:

$$Ff = \frac{B}{Lc} = \frac{A}{Lc^2} \quad (2.3)$$

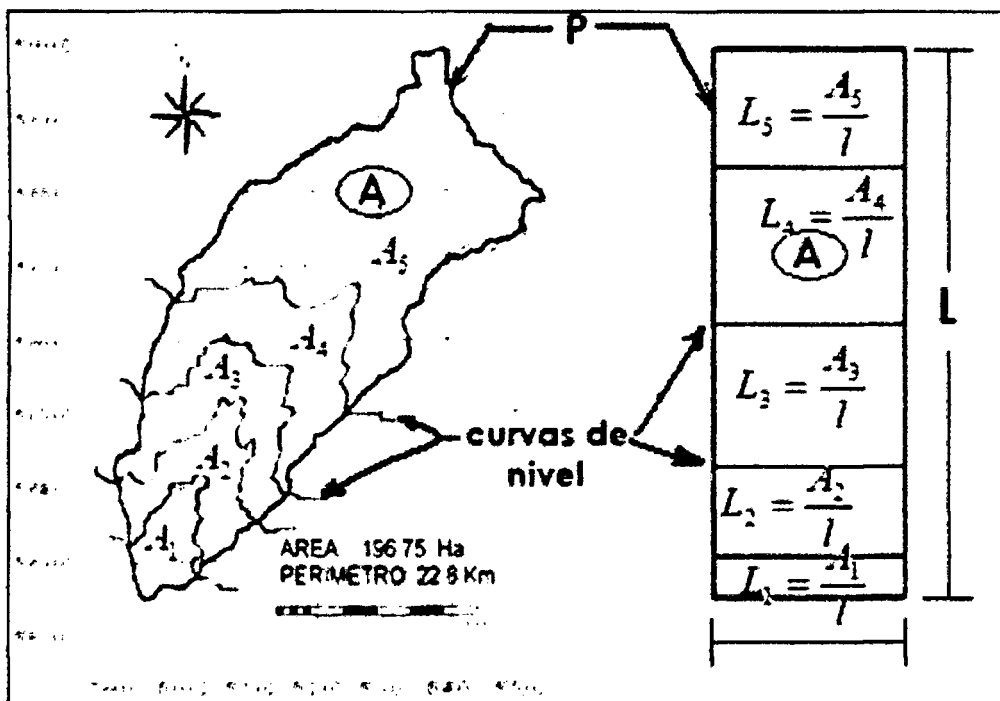
e) **Relación de Circularidad (Rci):** denominado también como radio de circularidad, es el cociente entre el área de la cuenca (A) y la del círculo cuyo perímetro (P) es igual al de la cuenca:

$$Rci = \frac{4\pi A}{P^2} \quad (2.4)$$

Cuando $Rci=1$, la cuenca es circular y si $Rci=0.785$, la cuenca es cuadrada.

f) **Rectángulo Equivalente:** El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (mismo índice de compacidad), igual distribución de alturas (igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. En este rectángulo, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curva de nivel.

Figura 2.2: Rectángulo Equivalente.



Fuente: Figura tomada desde [2]

Si L y l , son respectivamente los lados mayor y menor del rectángulo equivalente a P y A , el perímetro y el área de la cuenca, en Km y Km^2 , entonces se tiene por las definiciones precedentes que:

$A=L*1$ y $P=2*(L+1)$

$$L = \frac{Ic\sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Ic} \right)^2} \right] \quad (2.5)$$

$$L = \frac{Ic\sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Ic} \right)^2} \right] \quad (2.6)$$

Donde:

L:Longitud del lado mayor del rectángulo

l:Longitud del lado menor del rectángulo

Ic:Coeficiente de compacidad

2.1.2.2. Parámetros de Relieve

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

a) Pendiente de la Cuenca: La pendiente media de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en los cauces. Es uno de los factores físicos que controlan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas.

Criterio de J.W. Alvord, analiza la pendiente existente entre curvas de nivel, trabajando con la faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel.

b) Curva Hipsométrica: Es la representación gráfica del relieve de una cuenca; es decir la curva hipsométrica indica el porcentaje de área de la cuenca o superficie de la cuenca en km^2 que existe por encima de una cota determinada, representado en coordenadas rectangulares.

c) Polígono de Frecuencias Altimétricas: Es la representación gráfica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes.

d) Altura máxima y mínima de la cuenca: Se refiere a la cota más alta y la más baja de la cuenca en estudio.

e) **Desnivel de la cuenca:** Viene hacer la diferencia entre la altura máxima y la mínima.

f) **Altitud media:** Es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50 % del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situado por debajo de ella.

g) **Altitud más frecuente:** Es el máximo valor en porcentaje del histograma de frecuencia de altitudes

h) **Altitud de frecuencia media:** Es la altitud media correspondiente a la media de la abscisa del histograma de frecuencia de altitudes.

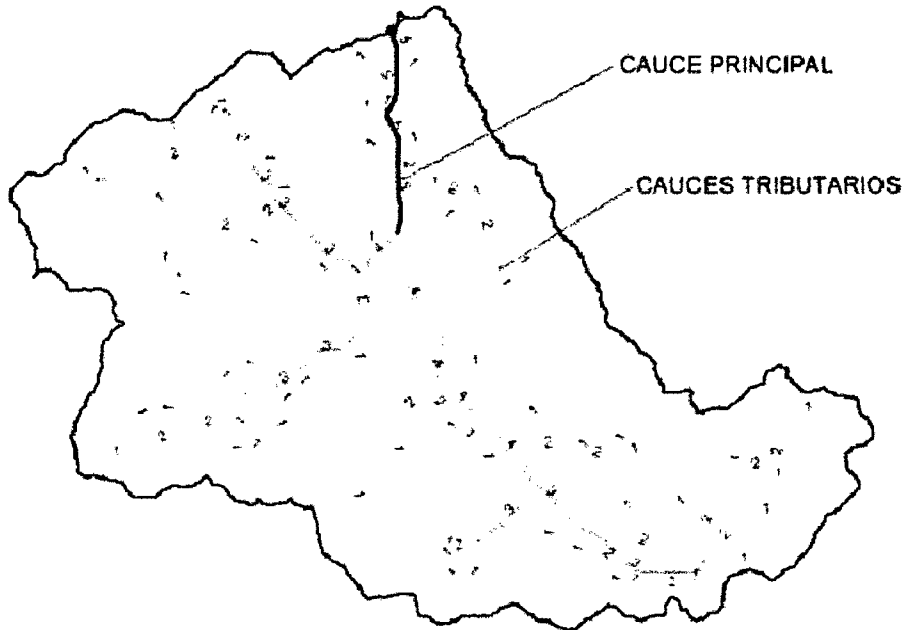
Gráficamente la elevación media de la cuenca se obtiene, entrando con el 50 % del área en el eje X, trazando una perpendicular por este punto hasta interceptar a la curva hipsométrica, y por éste punto trazar una horizontal hasta cortar el eje Y.

2.1.2.3. Parámetros de Red Hídrica

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 de una cuenca está formada por el cauce principal y los cauces tributarios.

Figura 2.3: Cauce Principal y Tributarios



Fuente: Figura tomada desde [2]

a) **Clasificación de las corrientes:** La red de drenaje de una cuenca se clasifica en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, al cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca, las cuales son:

- **Corriente Efímera**, es aquella que sólo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.
- **Corriente Intermitente**, Lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en épocas de lluvias, su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.
- **Corriente Perenne**, Conducen agua durante todo el año.

b) **Orden de la Red Hídrica:** Es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación o ramificación, dentro de la cuenca. El procedimiento común para esta clasificación, es considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos, a las que sólo tienen tributarios de orden uno; de tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos. (Sistema de Strahler)

c) **Pendiente del cauce principal:** El valor de la pendiente longitudinal se ha efectuado con el método de áreas compensadas para el cauce principal:

$$S_m = \frac{H_{mx} - H_{mn}}{L} \quad (2.7)$$

d) **Tiempo de Concentración (tc):** Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

Método de Kirpich:

$$t_c = 0.01947 L_c^{0.77} S^{-0.385} \quad (2.8)$$

Método de California:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L_c^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.9)$$

Donde:

L_c : Longitud del curso principal (m)

S: Pendiente del curso principal (m/m)

H: Desnivel del curso principal (m)

t_c : Tiempo de concentración (min)

2.2. Modelo Hidrológico

Según Agustín C.[2] El caudal de diseño en la cuenca, se calculará bajo las consideraciones siguientes:

Con **Información Pluviométrica.** En el ámbito de la cuenca existen estaciones pluviométricas con registros de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas del SENAMHI y del Gobierno regional de Cusco. Considerando esta información se empleará

el modelo precipitación – escorrentía, para determinar el caudal del diseño.

2.3. Análisis de Similitud Hidrológica

Según Agustín C.[2] Para efectos de la utilización de técnicas de extrapolación de información hidrometeorológica de una cuenca a otra es necesario demostrar la existencia de un comportamiento hidrológico similar entre ambas cuencas en análisis. Siendo la precipitación el inicio del ciclo hidrológico así como de todos los fenómenos asociados a la ocurrencia de escorrentía de variado tipo; es fundamental efectuar un análisis del comportamiento hidrológico mediante el uso de precipitaciones anuales obtenidas en las estaciones pluviométricas del Proyecto.

2.4. Análisis de la Precipitación

Según Agustín C.[2] El objeto del presente ítem es la estimación de la precipitación en puntos específicos de interés y determinar los hietogramas de diseño para la cuencas o en el centroide de la cuenca para un determinado periodo de retorno y finalmente calcular el caudal de máximas avenidas con la cual se hará la simulación hidráulica y consiguientemente el diseño de la **Estructura de Regulación de caudal**.

2.4.1. Estimación de datos faltantes

Según Agustín C.[2] Muchas veces las estaciones pueden dejar de registrar información en algunos periodos de tiempo, debido a fallas en los instrumentos o por ausencia del observador. Esta información dejada de registrar puede ser indispensable para el análisis de fenómenos que involucren la precipitación, por tanto, se han desarrollado algunos métodos sencillos para la estimación de la información pluviométrica faltante. En general, los datos de precipitaciones faltantes son estimados en base a los registros de las estaciones cercanas. Para ello se utilizan los datos de las estaciones que si tienen los datos de los registros completos.

2.4.2. Análisis de distribuciones teóricas

Según Máximo V.[5] El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

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

- Distribución Normal o Gaussiana.
- Distribución Log Normal 2 Parámetros.
- Distribución Log Normal 3 Parámetros.
- Distribución Gamma 2 Parámetros.
- Distribución Gamma 3 Parámetros.
- Distribución Gumbel.
- Distribución Log Gumbel.

El análisis de estas distribuciones se realizará con el apoyo del software HidroEsta.

2.4.3. Pruebas de bondad de ajuste

Según MTC [6] Se realiza mediante las Pruebas de Bondad de Ajuste, son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

Entre las pruebas de bondad existente, se aplicará la siguiente:

Prueba de Smirnov - Kolmogorov

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

$$D = mx |F_o(x_m) - F(x_m)| \quad (2.10)$$

2.4.4. Análisis de Riesgo de Falla

Según MTC [6] El diseño de estructuras para el control de agua incluye la consideración de riesgos. Una estructura para el control de agua puede fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno de diseño T se excede durante la vida útil de la estructura. Este riesgo hidrológico natural, o inherente, de falla puede calcularse utilizando la ecuación:

$$T = \frac{1}{p} \quad (2.11)$$

T : Periodo de Retorno, Es el tiempo medio en años en que un evento extremo es igualado o superado por lo menos una vez.

p : Probabilidad de ocurrencia de una serie de tiempo.

Tabla 2.2: Periodo de Retorno para diferentes obras de arte

Tipo de Estructura	T (Años)
Vertedor de grandes presas	10,000
Vertedor de presas de tierra	1,000
Vertedor de una presa de concreto	500
Galerías 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 comunes	25
Muros de Defensa Ribereña	50

Fuente: Elaboración propia

En el diseño de obras públicas, es necesario obtener el Riesgo de falla (R , es decir la probabilidad de que SI se produzca alguna vez un suceso de periodo de retorno T a lo largo de un periodo de n años.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.12)$$

Tabla 2.3: Valores Recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

Tipo de Obra	Riesgo Admisible (*) (%)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

Fuente: Tabla tomada desde [6]

2.4.5. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

Según MTC [6] La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia.

$$i = \frac{P}{T_d} \quad (2.13)$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y t_d es la duración dada usualmente en horas, La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno. Para construir las curvas IDF para diferentes periodos de retorno utilizamos la fórmula de DYCK PESCHKE para el cálculo de precipitaciones máximas.

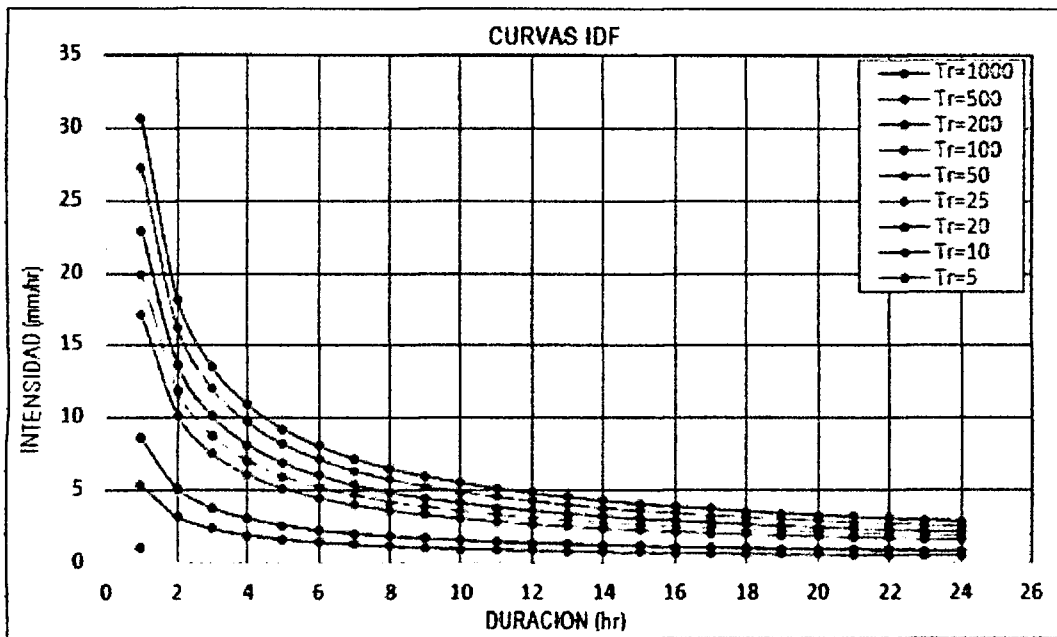
$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (2.14)$$

P_d : Precipitación máxima para un periodo de duración.

d : Duración (min)

P_{24h} : Precipitación máxima para 24 horas

Figura 2.4: Curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia



Fuente: Figura tomada desde [6]

2.4.6. Hietogramas de Diseño

Según MTC [6] Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

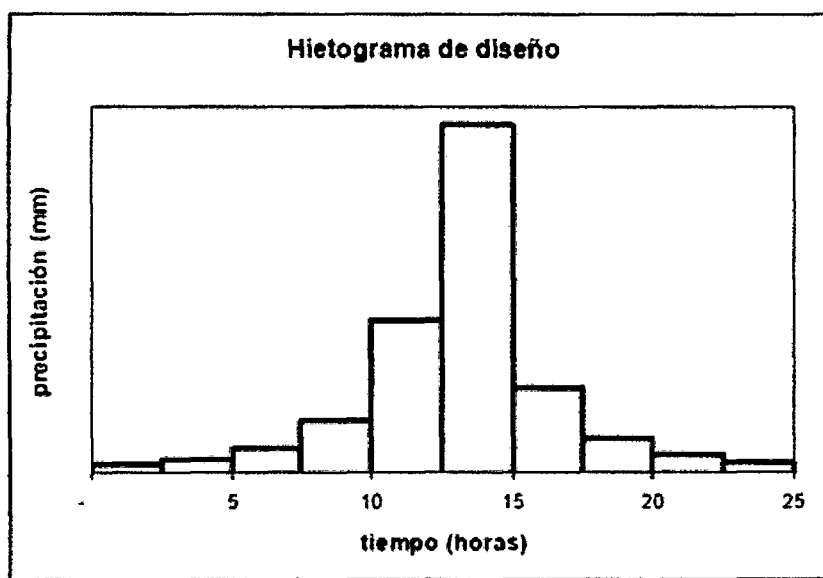
Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla.

a) Generación de Hietogramas por el método de bloques alternos

El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $Td = n * \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t \dots$ y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

Figura 2.5: Bloques Alternos



Fuente: Figura tomada desde [6]

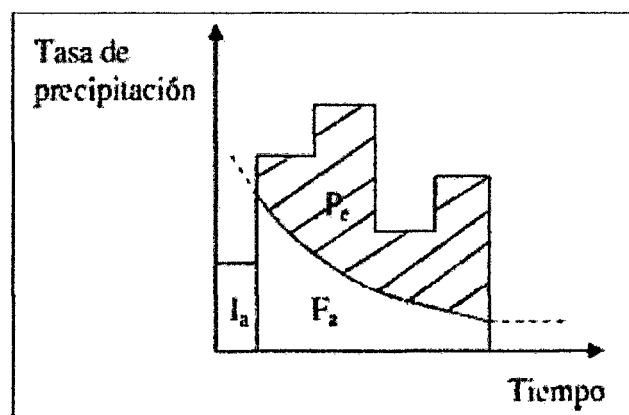
2.4.7. Precipitación Efectiva

Según MTC [6]

a) **Método SCS para Abstracciones:** Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EE.UU. (Natural Resources Conservation Service – NRCS), originalmente llamado Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service - SCS) para calcular la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada, la cobertura del suelo, el uso del suelo y las condiciones de humedad.

La metodología del número de la curva (CN), es la más empleada para transformar la precipitación total en precipitación efectiva, surgió de la observación del fenómeno hidrológico en distintos tipos de suelo en varios estados y para distintas condiciones de humedad antecedente. La representación gráfica de la profundidad de precipitación (P) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (Pe), permitió obtener una familia de curvas que fueron estandarizadas a partir de un número adimensional de curva CN, que varía de 1 a 100, según sea el grado del escurrimiento directo. Así un número de la curva $CN = 100$, indica que toda la lluvia escurre y un $CN = 1$, indica que toda la lluvia se infiltra. Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-I_a$.

Figura 2.6: Variables del Método NRCS



Fuente: Figura tomada desde [6]

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

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia} \quad (2.15)$$

Del Principio de continuidad:

$$P = Pe + Ia + Pa \quad (2.16)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \quad (2.17)$$

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

$$Ia = 0.20S \quad (2.18)$$

Con base en esto:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P + 0.8S} \quad (2.19)$$

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:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.20)$$

Donde S : Retención Potencial Máxima (pulg.)

Un factor importante a tener en cuenta en estas curvas son las condiciones antecedentes de humedad (Antecedent Moisture Conditions).

Tabla 2.4: Agrupación de condiciones antecedentes de humedad

Grupo	Descripción
AMC (I)	Condiciones Secas
AMC (II)	Condiciones Normales
AMC (III)	Condiciones Húmedas

Fuente: Tabla tomada desde [6]

Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales, y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN_{(I)} = \frac{4.2 * CN_{(II)}}{10 - 0.058 * CN_{(II)}} \quad (2.21)$$

$$CN_{(III)} = \frac{23 * CN_{(II)}}{10 + 0.13 * CN_{(II)}} \quad (2.22)$$

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base

Tabla 2.5: Clasificación de clases antecedentes de humedad para el método SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días	
	Estación Inactiva	Estación Activa
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: Tabla tomada desde [6]

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 pocos 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.2.6

1. Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap.9.
2. Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

2.5. Generación de máximas avenidas

Según Agustín C. [2] Los modelos de precipitación-escorrentamiento se pueden clasificar, en métodos empíricos, métodos estadísticos y métodos de hidrograma unitario. La mayoría de los criterios con excepción de los hidrogramas unitarios sintéticos, requieren de registros históricos tanto de alturas de precipitación como de aforos de corrientes, pero en la mayoría de las cuencas del Perú no se tiene esta información.

Tabla 2.6: Número de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.2s$)

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ⁴			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁶	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Tabla tomada desde [6]

2.5.1. Métodos Empíricos

Según Agustín C. [2] Ante la carencia de información hidrométrica, se han desarrollado varios métodos que permiten en función de la precipitación obtener los caudales que pueden presentarse en el río en estudio.

a) **Método Racional:** El método racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia- escurrimiento, es muy utilizado en el diseño de drenajes. La expresión

del método racional es:

$$Q = 0.278 * CIA \quad (2.23)$$

Q: Descarga máxima de diseño (m³/s.)

C: Coeficiente de Escorrentía

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (km²)

a) Método Racional Modificado: Este método amplía el campo de aplicación del método racional, porque considera el efecto de la no uniformidad de las lluvias mediante un coeficiente de uniformidad, el caudal máximo de una avenida se obtiene mediante la expresión:

$$Q = CU * 0.278 * CIA \quad (2.24)$$

Q, C, I, A, Mismos factores del método racional

CU: Coeficiente de Uniformidad

El coeficiente de uniformidad corrige el supuesto reparto uniforme de la escorrentía dentro del intervalo de cálculo de duración igual al tiempo de concentración en el método racional, este se puede determinar según la siguiente expresión:

$$CU = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14} \quad (2.25)$$

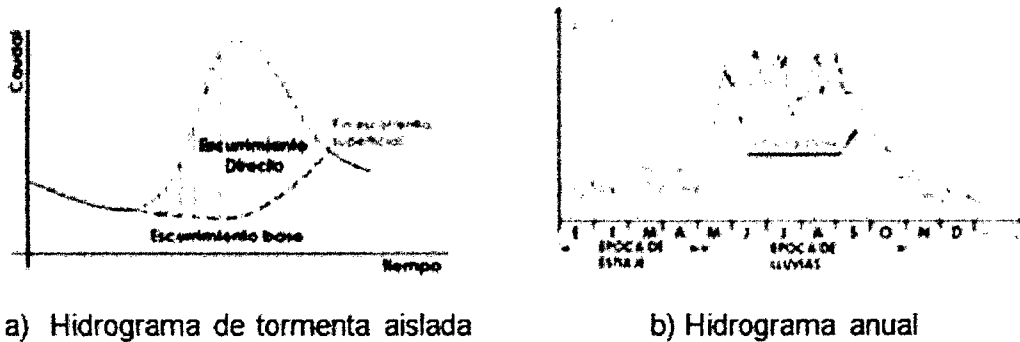
T_c : Tiempo de Concentración

2.5.2. Hidrogramas

Según Agustín C. [2]

El **hidrograma**, es la representación gráfica de las variaciones del caudal con respecto al tiempo, en orden cronológico, en un lugar dado de la corriente.

Figura 2.7: Hidrogramas



a) Hidrograma de tormenta aislada

b) Hidrograma anual

Fuente: Figura tomada desde [2]

El área bajo el hidrograma, es el volumen de agua que ha pasado por el punto de aforo, en el intervalo de tiempo expresado en el hidrograma.

a) Hidrograma Unitario Sintético

Los hidrogramas unitarios sintéticos suelen representar una cuenca hidrográfica sin la información de aforo de caudales adecuada y se generan a partir de la información disponible de numerosas cuencas dotadas de instrumentos de medición. A continuación se tiene los siguientes hidrogramas unitarios sintéticos:

a.1 Hidrograma Unitario Sintético del NRCS

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión, t_r , puede aproximarse a:

$$t_r = 1.67 * T_p \quad (2.26)$$

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

$$q_p = \frac{2.08A}{T_p} \quad (2.27)$$

Donde:

A: es el área del drenaje en km^2 .

T_p : es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0.6t_c \quad (2.28)$$

Donde:

t_p : tiempo de retardo (entre el centroide del hidrograma y el pico del caudal) en horas.

T_c : tiempo de concentración de la cuenca.

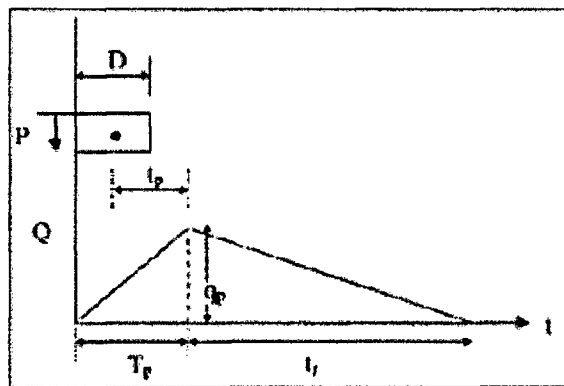
El tiempo de ocurrencia pico " T_p ", puede expresarse como:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p \quad (2.29)$$

Donde:

D : duración de la lluvia en horas.

Figura 2.8: Componentes de Hidrograma Unitario Sintético CSC.

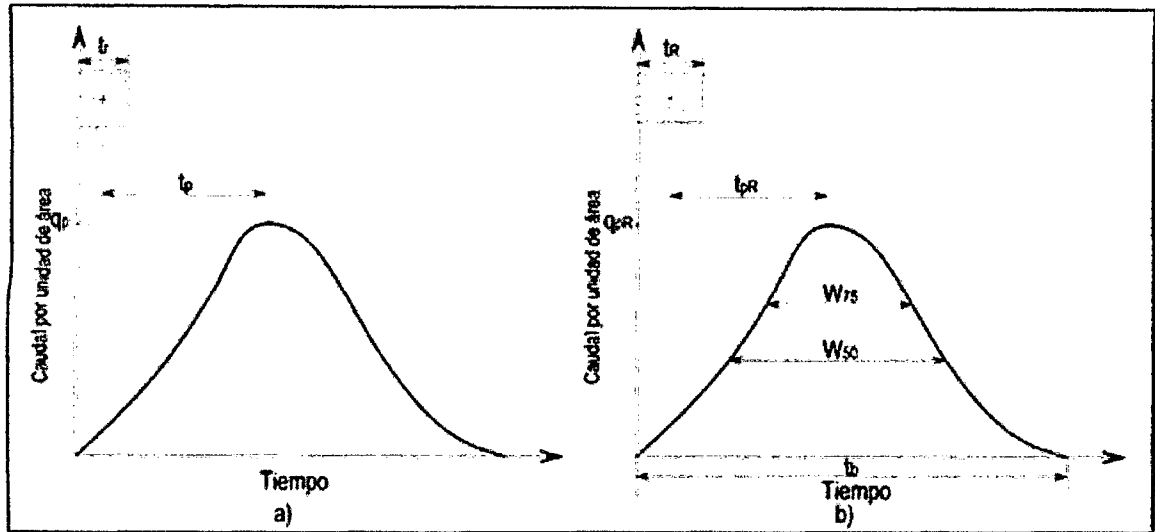


Fuente: Figura tomada desde [6]

a.2 Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

La aplicación del método de Snyder se realizó en cuencas localizadas principalmente en los montes Apalaches de los Estados Unidos y con tamaños que varían desde cerca de 30 a 30,000 km². Las ecuaciones se han desarrollado para calcular el pico y la base del hidrograma unitario. Se definen también empíricamente el ancho del HU al 50 % y al 75 % del caudal pico.

Figura 2.9: a) Hidrograma Unitario Estándar ($t_p=5.5t_r$); b) Hidrograma Unitario requerido ($t_p \neq 5.5t_r$)



Fuente: Figura tomada desde [6]

Para una duración de lluvia efectiva determinada, los parámetros del hidrograma unitario requerido son:

- Retardo de la cuenca, t_{pR} : diferencia de tiempo entre el centroide del hidrograma efectivo y el pico del hidrograma unitario.
- Caudal punta o pico por unidad de área de la cuenca, q_{pR} .
- Tiempo base, t_b .
- Ancho $W_{50}(T)$ del tiempo unitario al 50 % del caudal pico
- Ancho $W_{75}(T)$ del tiempo unitario al 75 % del caudal pico

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel que cumple que:

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} \quad (2.30)$$

Donde t_r es la duración de la lluvia efectiva y t_p el tiempo de retardo, ambos del hidrograma unitario estándar. Además encontró que para un hidrograma unitario estándar

el tiempo de retardo en horas es:

$$t_p = 0.75C_t(LL_c)^{0.3} \quad (2.31)$$

Donde L es la longitud del cauce principal hasta la divisoria de aguas arriba (km), L_c es la distancia desde la salida de la cuenca hasta el punto del cauce principal más cercano al centroide del área de la cuenca (km^2) y C_t es un coeficiente que varía entre 1.35 (pendientes altas) y 1.65 (pendientes bajas). También para el hidrograma unitario estándar se encontró que el caudal pico por unidad de área ($m^3/s * km^2$) es:

$$q_p = \frac{2.75C_p}{t_p} \quad (2.32)$$

Donde C_p es el coeficiente empírico de retención y almacenamiento, 4 y 0.9 Relaciona entre caudal pico estándar q_p y el caudal pico requerido q_{pR} por unidad de área de drenaje es:

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}} \quad (2.33)$$

El tiempo base t_b en horas del hidrograma unitario:

$$t_b = \frac{5.56}{q_{pR}} \quad (2.34)$$

El ancho en horas de un hidrograma unitario a un caudal igual a cierto porcentaje del caudal pico q_{pR} está dado por:

$$W = C_w q_{pR}^{-1.08} \quad (2.35)$$

Donde $C_w = 1.22$ para un ancho de 75 % y 2.14 para un ancho de 50 %.

2.6. Modelación Numérica en Hidráulica

Según Juan C. [8] La modelación matemática del flujo gradualmente variado es de gran importancia cuando se trata de diseñar estructuras hidráulicas, tanto de protección, como de aprovechamiento. En la actualidad las técnicas y herramientas disponi-

bles para realizar modelaciones numéricas, es basta y evolucionan paralelamente con la creciente capacidad de los ordenadores para procesar datos de una manera cada vez más rápida. Esto ha dado pie al desarrollo de un nuevo campo denominado hidráulica computacional, dedicado a desarrollar programas capaces de reproducir fenómenos hidráulicos.

La dinámica del movimiento de los fluidos es extremadamente compleja, por lo que generalmente se construyen modelos físicos para el estudio y diseño de estructuras hidráulicas, lo cual, eleva los costos de forma considerable. Hoy en día se dispone de computadoras con extraordinaria capacidad de cálculo de algoritmos computacionales, que incrementan el empleo y accesibilidad de modelos numéricos de simulación del flujo superficial, abatiendo costos, producto de la gran demanda.

En el mercado se disponen de modelos matemáticos muy sofisticados y de gran prestigio, éstos se clasifican principalmente en relación a la dimensionalidad del análisis del flujo. Modelos numéricos tales como HEC – RAS son modelos basados en la hipótesis del flujo unidimensional. Este modelo al ser desarrollado por universidades u organismos gubernamentales son licencias gratuitas.

HEC – RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), es un modelo numérico de dominio público, basado en la hipótesis del flujo unidimensional para flujos en régimen permanente, no permanente, transporte de sedimentos y calidad del agua. Este modelo reemplaza al HEC – 2, modelo unidimensional para el cálculo de perfiles hidráulicos en régimen permanente, también desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (U. S. Army Corps of Engineers). Cabe señalar que el modelo HEC – RAS 4.1.0 que se emplea en la elaboración de éste trabajo de tesis.

2.6.1. Flujo tridimensional, bidimensional y unidimensional

Según Juan C. [8] Una manera en la que se clasifican los modelos numéricos del flujo a superficie libre, es en relación a la dimensionalidad, en la que se analiza el vector velocidad del flujo. Se entiende como flujo a superficie libre, al movimiento del agua debido al efecto de la gravedad, donde el flujo se distingue por tener una superficie

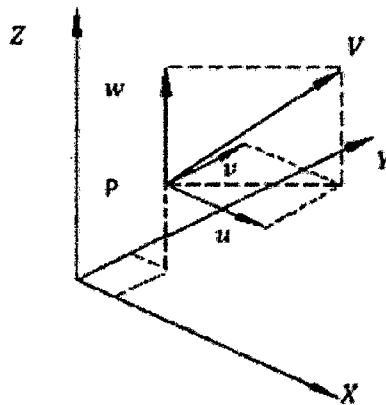
libre expuesta a la presión atmosférica.

En relación, al cálculo del flujo en el espacio, éste puede clasificarse en tridimensional, bidimensional y unidimensional.

a) Flujo Tridimensional

Sea un punto P que está referido a un sistema rectangular de coordenadas, ubicado dentro de cualquier flujo, con base en el enfoque Euleriano se tienen tres componentes que definen al vector velocidad "V" del flujo en ese punto.

Figura 2.10: Componentes del vector velocidad, V en el punto P



Fuente: Figura tomada desde [8]

$$V = ue_x + ve_y + we_z \quad (2.36)$$

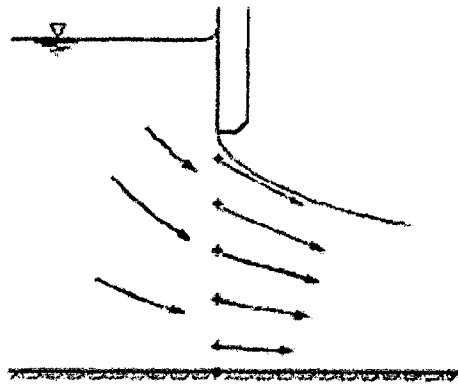
$$u = f_1(x, y, z, t), v = f_2(x, y, z, t), w = f_3(x, y, z, t)$$

Los modelos tridimensionales representan el estado más avanzado de la modelación.

b) Flujo Bidimensional

En caso de que el componente asociado a la dirección del eje "Y", sea notablemente menor en comparación con las otras dos componentes, entonces se tiene un flujo bidimensional vertical; como ejemplo se tienen los campos del flujo cercanos a una compuerta (ver Fig. 2.13) o a un vertedor en un canal de sección rectangular, sin contracciones laterales, o en la caída libre de un canal.

Figura 2.11: Flujo bidimensional



Fuente: Figura tomada desde [8]

Los modelos bidimensionales son especialmente útiles para modelar estuarios y lagos, ya que la variación vertical de la velocidad es pequeña.

c) Flujo Udimensional

En gran cantidad de casos, es adecuado considerar que dos componentes de la velocidad son de magnitud despreciable, lo que permite hacer la hipótesis de que el flujo es de tipo unidimensional; esta hipótesis permite resolver problemas de manera mucho más sencilla en canales y tuberías; a pesar de considerar solo un componente en el vector velocidad del flujo, desde el punto de vista de la ingeniería, el concepto del flujo unidimensional da resultados adecuados.

En los modelos unidimensionales, se asume que la dimensionalidad del vector velocidad es longitudinal a lo largo del río o canal. La información topográfica se introduce mediante secciones transversales en las cuales se calcula el tirante y la velocidad; en estos modelos se supone que el flujo es perpendicular a la sección transversal.

*** El modelo HEC – RAS emplea el concepto del flujo unidimensional [8]**

c.1 Clasificación del flujo unidimensional con respecto al tiempo

Esta clasificación se da, cuando interesa conocer el cambio de las características de un flujo conforme transcurre el tiempo, y éste puede ser permanente o no permanente.

Un flujo es permanente cuando en una misma sección transversal de un canal, las características del flujo, como el tirante, presión y velocidad, no varían con el tiempo.

En caso contrario, si en una misma sección transversal de un canal, las características

del flujo, tales como el tirante, presión y velocidad cambian con el tiempo, se dice que el flujo es no permanente.

$$\frac{\partial x}{\partial t} = 0 \quad (2.37)$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.38)$$

El flujo no permanente es el que se presenta en forma común en la naturaleza, y es producido por lluvias, mareas, operación de compuertas en canales, etc.

$$\frac{\partial y}{\partial t} \neq 0 \quad (2.39)$$

c.2 Clasificación del flujo unidimensional con respecto a la distancia

Dependiendo de la variación de las características del flujo de una sección a otra, éste puede clasificarse en uniforme y variado.

Un flujo es uniforme, cuando sus características no cambian de una sección a otra. En este caso, las líneas de corriente son paralelas, es decir, la magnitud y dirección del vector velocidad es constante. Este tipo de flujo sólo puede presentarse en canales artificiales.

$$\frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad (2.40)$$

Un flujo es variado, cuando sus características se modifican con la distancia; además este tipo de flujo se clasifica a su vez en gradualmente variado, rápidamente variado y espacialmente variado.

$$\frac{\partial y}{\partial x} \neq 0 \quad (2.41)$$

c.3 Clasificación del unidimensional con respecto a la gravedad

A la relación de la fuerza de inercia con la fuerza gravitatoria, que actúan en un flujo es representado con un parámetro adimensional conocido como número de Froude, que se define cómo:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \left(\frac{A}{B}\right)}} \quad (2.42)$$

Donde:

A: Área Hidráulica

e: Ancho de la superficie

Se dice:

Flujo es crítico cuando $Fr = 1$

Flujo es subcrítico cuando $Fr < 1$

Flujo es supercrítico cuando $Fr > 1$

2.6.2. Canal Prismático

Según Juan C. [8] Un canal prismático es aquel cuya forma y dimensiones de su sección transversal no cambian con la distancia, y, además, la pendiente longitudinal permanece constante.

Debido a lo complejo que resulta modelar el flujo a superficie libre, para su cálculo se recurre a establecer hipótesis, ya sea aceptar que el flujo es bidimensional horizontal, bidimensional vertical o unidimensional.

* El programa HEC – RAS empleado en la elaboración de esta tesis permite resolver problemas empleando la hipótesis unidimensional para flujo permanente, uniforme, gradualmente variado, así como también problemas de flujo no permanente.

2.6.3. Descripción del Modelo HEC - RAS

Según Juan C. [8] HEC – RAS (Hydrologic Engineering *Center's* – River Analysis System), es un programa con el que se calculan perfiles del flujo, bajo la hipótesis del flujo unidimensional; los módulos que integran al programa permiten calcular perfiles del flujo en régimen permanente, no permanente, transporte de sedimentos o fondo móvil, así como el análisis de calidad del agua.

El procedimiento de cálculo se basaba en la solución de la ecuación de la energía, empleando el método del paso estándar. El modelo también permitía evaluar el efecto causado en los perfiles de la superficie del agua ante la presencia de puentes y alcantarillas. Una de las limitantes del HEC – 2 era que solo permitía el cálculo de

perfiles para flujos subcríticos o supercríticos.

La primera versión del HEC – RAS aparece en Julio de 1995 (HEC – RAS 1.0), con ligeros cambios del predecesor HEC – 2, salvo la incorporación de una interfaz gráfica de usuario (GUI), que permite escribir, editar, mostrar datos y gráficas dentro de un entorno Windows.

En éste trabajo de tesis se emplea la versión del HEC – RAS 4.1.0 que es la versión más reciente y disponible al público desde enero del 2010. La tesis, únicamente comprende el módulo de cálculo de perfiles hidráulicos en régimen permanente. El módulo para calcular perfiles de la superficie libre del agua para flujo gradualmente variado, en régimen permanente, puede comprender grandes redes de ríos y canales o solamente un tramo de ellos, así como la capacidad de modelar flujos en régimen subcrítico, supercrítico o mixto.

El cálculo de los perfiles hidráulicos se basa en la solución de la ecuación de la energía, bajo la hipótesis del flujo unidimensional. Las pérdidas de energía por fricción, contracción o expansión del flujo, son valuadas con la ecuación de Manning y para la contracción o expansión se multiplica un coeficiente de pérdida por la carga de velocidad.

La ecuación del momentum es utilizada en situaciones en que el perfil de la superficie del agua es rápidamente variado, esto incluye cambios en el régimen del flujo, producto de variaciones significativas en la pendiente del terreno, contracciones en puentes y confluencias de corrientes.

Dentro del análisis del flujo en régimen permanente se puede evaluar el efecto de obstrucciones tales como puentes, alcantarillas, presas y vertedores.

2.7. Metodología del Cálculo del Flujo Gradualmente Variado con HEC – RAS

Según Juan C. [8] En este ítem se presentan las ecuaciones, metodologías y criterios empleados por el programa HEC – RAS para modelar el flujo gradualmente variado en régimen permanente y unidimensional.

2.7.1. Ecuaciones empleadas en el cálculo de perfiles hidráulicos

Según Juan C. [8] El cálculo de los perfiles hidráulicos se basa en el balance de la ecuación de la energía, calculando la superficie libre del agua de una sección a otra, empleando un método iterativo llamado paso estándar:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e \quad (2.43)$$

Donde:

Z_1 y Z_2 : carga de posición de las secciones 1 y 2

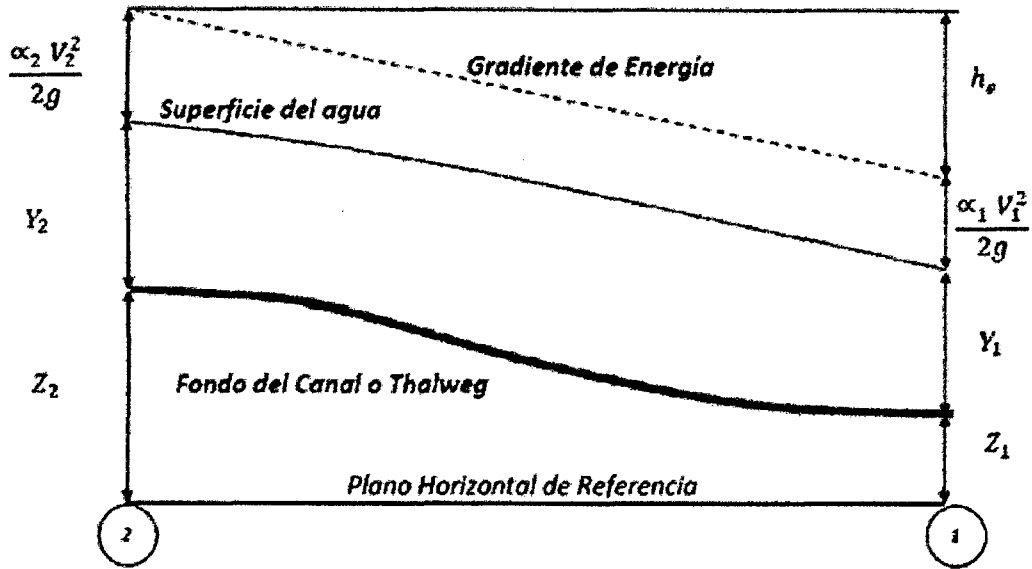
Y_1 y Y_2 : carga de presión de las secciones 1 y 2 (también llamado tirante del agua)

V_1 y V_2 : velocidad media en las secciones transversales 1 y 2

g : aceleración de la gravedad

h_e : pérdida de energía entre las secciones 1 y 2.

Figura 2.12: Representación de los términos de la ecuación de la energía



Fuente: Figura tomada desde [8]

La pérdida de energía (h_e), que se produce entre las secciones 1 y 2, es la suma de las pérdidas debido a la fricción, y las fuerzas que se deben a la contracción o expansión del flujo; la ecuación empleada para evaluar la pérdida de energía es:

$$h_e = LS_f + C * \left(\frac{\alpha_2 v_2^2 - \alpha_1 v_1^2}{2g} \right) \quad (2.44)$$

Donde:

L : longitud ponderada entre las secciones 1 y 2

S_f : pendiente de fricción entre las secciones 1 y 2

C : coeficiente de pérdidas por expansión o contracción

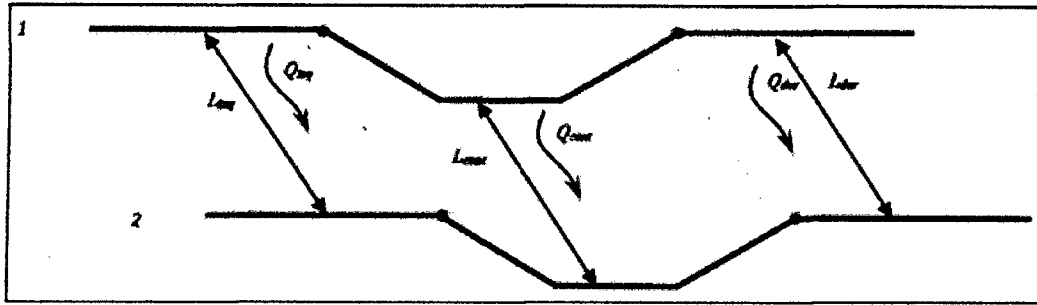
La longitud ponderada (L), es valuada con la siguiente expresión:

$$L = \frac{L_{izq}Q_{izq} + L_{cent}Q_{cent} + L_{der}Q_{der}}{Q_{izq} + Q_{cent} + Q_{der}} \quad (2.45)$$

L_{izq} , L_{cent} , L_{der} son las distancias entre las secciones 1 y 2 (ver Fig. 2.15)); es la suma aritmética de los gastos que pasan entre las secciones 1 y 2, por la margen izquierda, al centro del cauce y la margen derecha, respectivamente. Los términos L_{izq} , L_{cent} , Q_{izq} , Q_{der} de la ecuación 2.45, se consideran, en caso, de presentarse flujo

fuera del cauce principal.

Figura 2.13: Consideraciones de distribución del flujo entre dos secciones



Fuente: Figura tomada desde [8]

Para determinar el gasto y velocidad media que pasa a través de una sección transversal, el programa HEC - RAS, por defecto, divide la sección transversal en franjas, en función del número de coeficientes de Manning (n) establecidos a lo largo de ésta; para cada una de las franjas es calculado el factor de conducción. El gasto total que circula por la sección transversal es la suma de los gastos en la margen izquierda, al centro del cauce y en la margen derecha

$$Q = K_{izq} S_f^{1/2} + K_{cent} S_f^{1/2} + K_{der} S_f^{1/2} \quad (2.46)$$

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_f^{2/3} \quad (2.47)$$

Donde:

K_i : factor de conducción de la franja i

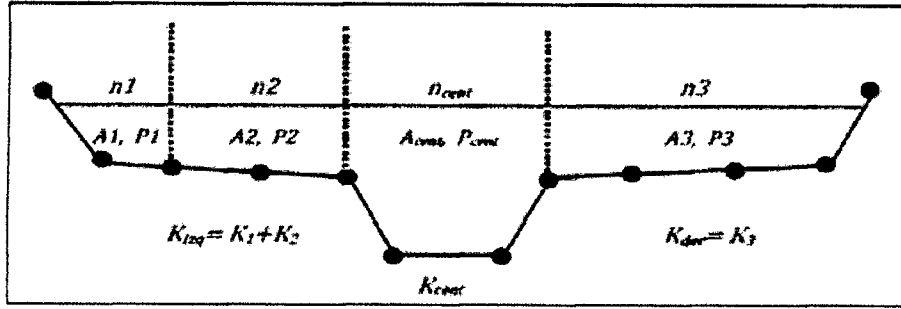
A_i : área hidráulica de la franja i

R_i : radio hidráulico de la franja

Es conveniente en este punto precisar que el programa es capaz de considerar en el cómputo, llanuras de inundación, en caso de que el tirante del agua rebase los límites que definen al canal principal, y por ello, en las expresiones anteriores se calcula tanto la longitud como gastos asociadas a dichas llanuras.

En la siguiente imagen Fig. 2.16, se aprecia el criterio empleado para dividir en franjas la sección transversal.

Figura 2.14: División en franjas de la sección transversal



Fuente: Figura tomada desde [8]

Para determinar el factor de conducción del cauce principal (K_{cent}), se consideran dos criterios; el primero lo divide en franjas, tal y como ocurre en las llanuras de inundación; pero si en la sección que corresponde al cauce principal existen variaciones mayores a 5H:1V, y están definidas varias rugosidades de Manning, el programa calcula un coeficiente de rugosidad equivalente con la siguiente expresión.

$$n = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i)^{1.5}}{P} \right)^{2.3} \quad (2.48)$$

Donde: n_c : rugosidad equivalente

P: perímetro mojado del cauce principal

P_i : perímetro mojado de la subdivisión i

n : rugosidad de Manning de la subdivisión i

El coeficiente de Coriolis (α), se valúa con la ec 2.49

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left(\frac{K_{izq}^2}{A_{izq}^2} + \frac{K_{cent}^2}{A_{cent}^2} + \frac{K_{der}^2}{A_{der}^2} \right)}{K_t^3} \quad (2.49)$$

Donde:

A_t : área total de la sección transversal

k_t : factor de conducción de la sección transversal

$A_{izq}, A_{cent}, A_{der}$: área hidráulica de la margen izquierda, centro del cauce y margen derecha, respectivamente

$K_{izq}, K_{cent}, K_{der}$: factor de conducción de la margen izquierda, centro del cauce y

margen derecha, respectivamente

La expresión por defecto que emplea el programa para calcular la pendiente de fricción (S_f) entre dos secciones transversales es la siguiente:

$$S_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (2.50)$$

En la que Q_1 y Q_2 son calculados con la ec 2.46 y los factores de conducción K_1 y K_2 con al ec 2.47.

Para valuar las pérdidas por contracción y expansión del fluido, se supone que ocurre una contracción cuando la carga de velocidad en la sección aguas abajo es mayor que la carga de velocidad en la sección aguas arriba, de igual forma si la carga de velocidad en la sección aguas arriba es mayor que la carga de velocidad en la sección aguas abajo, el programa considera que ocurre una expansión. El coeficiente C tanto para la contracción como la expansión, es asignado por el usuario (por defecto HEC – RAS considera los valores de 0.1 y 0.3 para la contracción y expansión respectivamente).

$$h_{ce} = C \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \quad (2.51)$$

Donde, C: coeficiente de contracción o expansión

El procedimiento que sigue el programa HEC – RAS para obtener los perfiles hidráulicos es el siguiente:

1. Se supone un valor de la superficie del agua, en la sección aguas arriba.
2. En función del nivel del agua supuesto, se calcula el gasto y la carga de velocidad.
3. Con los resultados del punto 2, se calcula la pendiente de fricción (S_f) y se resuelve la ec 2.44
4. Con los valores de la carga de velocidad (calculados en el paso 2) y la pérdida de energía (calculada en el paso 3) se resuelve la ec 2.43 para la superficie del agua en la sección aguas arriba.

5. Se comparan los valores de la superficie del agua asumido en el punto 1 y el obtenido al resolver la ec 2.43 en el punto 4; el proceso iterativo se da, si la diferencia entre estos valores es mayor que la tolerancia (la tolerancia por defecto es de 0.003 m).

El criterio seguido para establecer el valor de la superficie del agua del punto 1 es el siguiente: se inicia suponiendo que el nivel del agua en la sección aguas arriba es igual al de la proyección de la superficie del agua de la sección aguas abajo, si la diferencia es mayor que la tolerancia, el nuevo valor en el punto 1 es igual al del proceso anterior, más el 70 % del error del primer cálculo, si aun así, la diferencia obtenida es mayor a la tolerancia, el método numérico empleado para obtener el valor de la superficie del agua es la secante (Burden, 2002).

2.7.2. Cálculo de Tirante Crítico

Según Juan C. [8] Se calcula el tirante crítico, sólo cuando se da alguna de las siguientes circunstancias:

- Se ha especificado que el régimen del flujo es supercrítico.
- Se ha solicitado que el programa lo valúe en alguna sección.
- Se ha establecido como una condición de frontera.
- Cuando se ha establecido un régimen del flujo subcrítico y el número de Froude, indica.
- Que el régimen del flujo es supercrítico.
- Si el programa no ha logrado balancear la ecuación de la energía.

El tirante crítico es calculado con la ecuación de la energía específica:

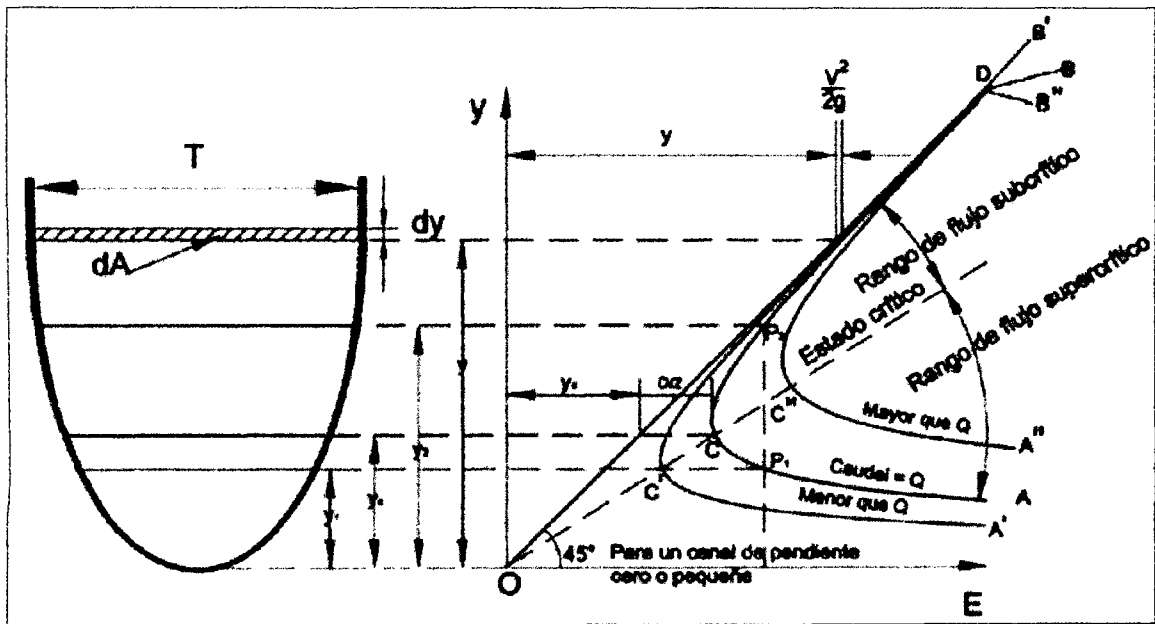
$$E = Y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (2.52)$$

Que indica que la energía específica en una sección transversal es igual a la suma de la profundidad del agua (Y), y la carga de velocidad ($\frac{V^2}{2g}$); considerando que el tirante crítico ocurre cuando la energía específica es mínima (ver Fig. 2.17)), el programa lo calcula de forma iterativa variando la profundidad del agua (y) hasta encontrar el valor que corresponde al mínimo de la energía específica (E).

HEC - RAS emplea dos métodos numéricos para calcular el tirante crítico, el primero llamado método parabólico y el segundo el método de la secante.

El método parabólico es el empleado para calcular el tirante crítico, ya que éste método tiende a ser rápido, sin embargo, si durante el cálculo no converge, automáticamente el método numérico cambia al de secante.

Figura 2.15: Curva de la energía específica



Fuente: Figura tomada desde [8]

El método parabólico empleado, consiste en encontrar la energía específica (E) mínima a partir de tres puntos del tirante del agua (y) con igual espaciamiento. El valor del tirante del agua (y) al que corresponde la energía específica menor (E), es el punto del que se parte para realizar otra iteración; el tirante crítico (Y_c) es valuado hasta que la diferencia entre los dos últimos procesos, sea menor que 0.003m.

El método de la secante consiste en la construcción de una tabla que relaciona los valores de la profundidad del agua (y) con la energía específica (E); para ello la sección transversal es seccionada en 30 intervalos, el programa localiza el valor del tirante con menor energía específica, y a partir de ese tirante, toma como nuevo intervalo a las profundidades inmediatas superior e inferior, para seccionar de nuevo en 30 intervalos, hasta que el tirante crítico (Y_c) sea determinado con una mayor precisión.

2.7.3. Criterios de modelación de confluencia y bifurcación en cauces

Según Juan C. [8] Para modelar confluencias y bifurcaciones con HEC – RAS se disponen de dos métodos; el primero se basa en la solución de la ecuación de la energía, ec 4.4, que resuelve la unión calculando la elevación de las superficies del agua entre los cauces, utilizando el método numérico del paso estándar. Emplear el criterio de solución de la ecuación de la energía tiene por inconveniente que no toma en cuenta el ángulo que forman los cauces en una confluencia o una bifurcación. El segundo método, se basa en la solución de la ecuación del momentum ec 2.53, que permite considerar las fuerzas que se producen debido al ángulo que existe entre los cauces.

$$P_2 - P_1 + W_x - F_t = Q\rho\Delta V_x \quad (2.53)$$

Donde: P_2 y P_1 : Presión Hidrostática en las secciones 2 y 1

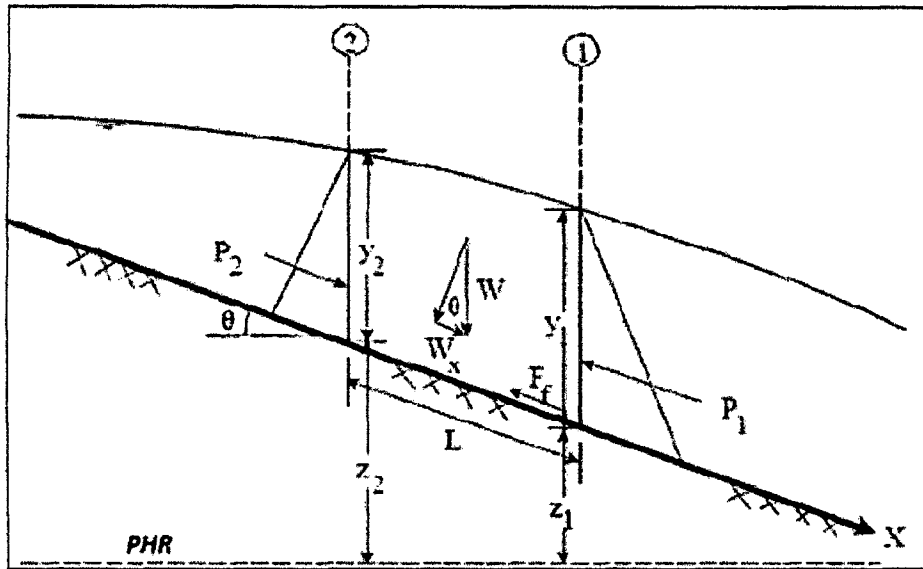
W_x : Fuerza de la componente del peso del fluido en dirección del eje X

F_t : Fuerzas que se deben a las perdidas por fricción entre las secciones 2 y 1

ρ : Densidad del agua

ΔV_x : cambio de velocidad entre las secciones 2 y 1

Figura 2.16: Representación de los términos de la ecuación del Momentum

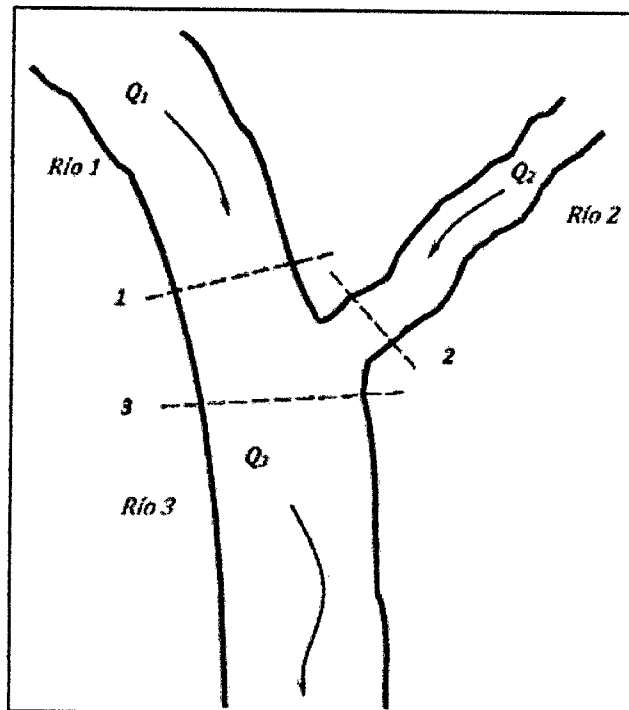


Fuente: Figura tomada desde [8]

Con el programa HEC - RAS es posible resolver seis condiciones del flujo en bifurcaciones o confluencias de cauces.

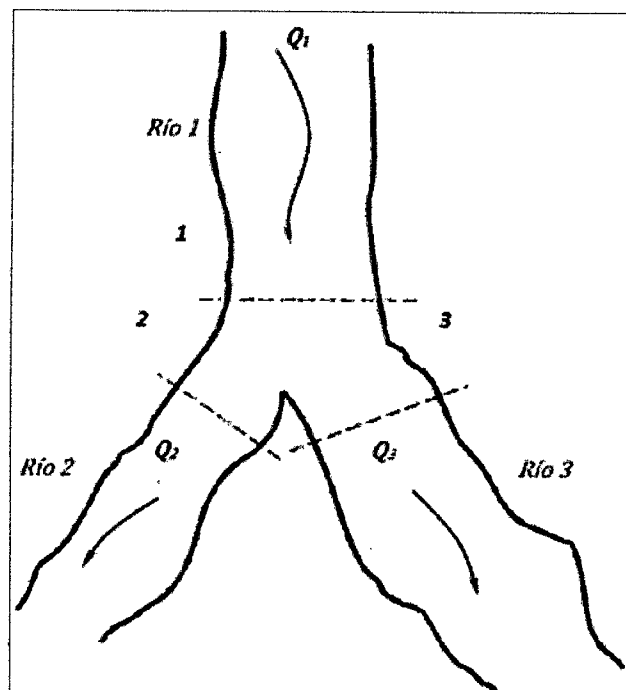
1. Confluencias en régimen del flujo subcrítico (ver figura 2.19)
2. Bifurcaciones en régimen del flujo subcrítico (ver figura 2.20)
3. Confluencias en régimen del flujo supercrítico.
4. Bifurcaciones en régimen del flujo supercrítico
5. Confluencias en régimen de flujo mixto (cambio de régimen de subcrítico a supercrítico o viceversa).
6. Bifurcaciones en régimen de flujo mixto (cambio de régimen de subcrítico a supercrítico o viceversa)

Figura 2.17: Esquema de la confluencia de dos cauces de un río o canal



Fuente: Figura tomada desde [8]

Figura 2.18: Esquema de la bifurcación de un río o canal



Fuente: Figura tomada desde [8]

2.8. Modelación de Inundación con HEC – RAS

Según Máximo V.[9]

2.8.1. Determinación del coeficiente de rugosidad

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, se ha utilizado la formulación matemática propuesta por ABT S.R. (1987), (Roughness of loose rock RIPRAP on steep slopes - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124 N° 2), la misma que se describe a continuación:

$$n = 0.0456(D_{50}S_o)^{0.159} \quad (2.54)$$

Límite de aplicación: $0.01 < S_o \leq 0.20$

Donde:

S_o : pendiente del río.

D_{50} : Diámetro medio de las partículas del fondo del lecho en pulg.

2.8.2. Capacidad Máxima de la sección en obras de arte existente

Según Máximo V.[9] Del trabajo los trabajos realizados IN SITU, se verifican la existencia de dos obras de arte, 01 alcantarilla y 01 puente.

Para la determinación de la máxima capacidad de la sección de dichas obras de arte, se toma las medidas de las características geométricas de la sección, así como de la pendiente en los tramos ubicados. Utilizando la fórmula de Manning:

$$Q = V * A \quad (2.55)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (2.56)$$

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

R : Radio Hidráulico, definido como el área hidráulica sobre el perímetro mojado

2.8.3. Simulación de flujo permanente a través del tramo en estudio

Según Máximo V.[9] El flujo gradualmente variado, es un flujo permanente cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo del canal.

Se tendrán en cuenta la siguiente hipótesis:

1. La pérdida de altura en una sección es igual que la de un flujo uniforme con las mismas características de velocidad y radio hidráulico.
2. La pendiente del canal es pequeña (<10%). Esto quiere decir que la profundidad del flujo puede medirse verticalmente o perpendicularmente al fondo del canal y no se requiere hacer corrección por presión ni por arrastre del aire.
3. El canal es prismático.
4. Los coeficientes de distribución de la velocidad y de la rugosidad son constantes en el tramo considerado.

2.9. Diseño de Estructuras Hidráulicas

Según Rubén T.[11] De acuerdo a la simulación de los tramos de los ríos Teresa y Agua Dulce, se procederá al diseño de estructuras hidráulicas con el fin de controlar, proteger de los desbordes e inundaciones a la población de Agua Dulce, en épocas de máximas avenidas.

2.9.1. Sección estable de un Río

Según Rubén T.[11] Para efectos del cálculo de la sección estable se ha utilizado la Teoría de Simmons-Henderson, Lacey y Pettis, cuya formulación matemática se presenta en el siguiente cuadro:

$$B = K_1 Q^{1/2} \quad (2.57)$$

Donde:

B: Ancho del cauce (m.)

Q: Caudal del río (m³/s.)

K1: Coeficiente de Lacey, que depende del tipo de material del lecho de río.

Tabla 2.7: Valores de K1

Tipo de Fondo y Orilla	Valor de K_1
Fondo y Orilla de Arena	5.70
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas del cauce de grava	2.90
Fondo arena y orillas de material no cohesivo	2.80

Fuente: Tabla tomada desde [8]

2.9.2. Determinación de la Socavación

Según Rubén T.[11] Socavación General

Se entiende por socavación normal o general el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La socavación general de un río es aquella que se produce sobre el lecho en condiciones naturales; es decir, cuando las condiciones del cauce y flujo del río no han sido alterados por efectos de la instalación de alguna estructura.

Para el cálculo de la socavación general se ha utilizado la fórmula propuesta por L.L. Lishtvan-Ledeviev, cuya expresión matemática se encuentra en el libro: Rúben Terán A., con un resumen descriptivo que se presenta a continuación:

$$Y_s = \left(\frac{aY_o^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (2.58)$$

Donde:

Y_s : socavación general (m.)

Y_o : profundidad antes de la erosión (m.)

β : un coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia

a : valor constante, que está dado por:

$$a = \frac{QB^{2/3}}{A^{5/3}} \quad (2.59)$$

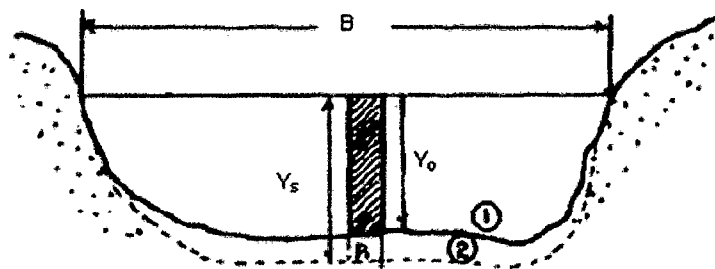
x : es un exponente variable que está en función del peso volumétrico del material seco en tn/m^3 .

d_m : es el diámetro medio en (mm.) de los granos obtenido según la expresión $d_m = 0.01 \sum d_i p_i$.

d_i : diámetro medio (mm.) de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total analizada.

p_i : peso como porcentaje de esa misma porción, comparada con respecto al peso total de la muestra.

Figura 2.19: Socavación general



Fuente: Figura tomada desde [10]

1. Sección antes de la erosión
2. Sección de equilibrio tras la erosión

Tabla 2.8: Coeficiente β

Probabilidad	T (años)	β
100 %	1	0.77
50 %	2	0.82
20 %	5	0.86
10 %	10	0.94
5 %	20	0.97
2 %	50	1.00
1 %	100	1.03
0.2 %	500	1.05
0.1 %	1000	1.07

Fuente: Tabla tomada desde [8]

2.9.3. Mecánica fluvial del río

Según Arturo R.[12] Los aspectos teóricos fundamentales para analizar el fenómeno de la mecánica fluvial, son las siguientes:

2.9.3.1. Fuerza Tractiva

Según Arturo R.[12] La distribución vertical del esfuerzo de corte, en un canal muy ancho con flujo bidimensional, se describe mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_h = \gamma(Y - h)S \quad (2.60)$$

Dónde: h: es la distancia del fondo a la que se está calculando el esfuerzo de corte

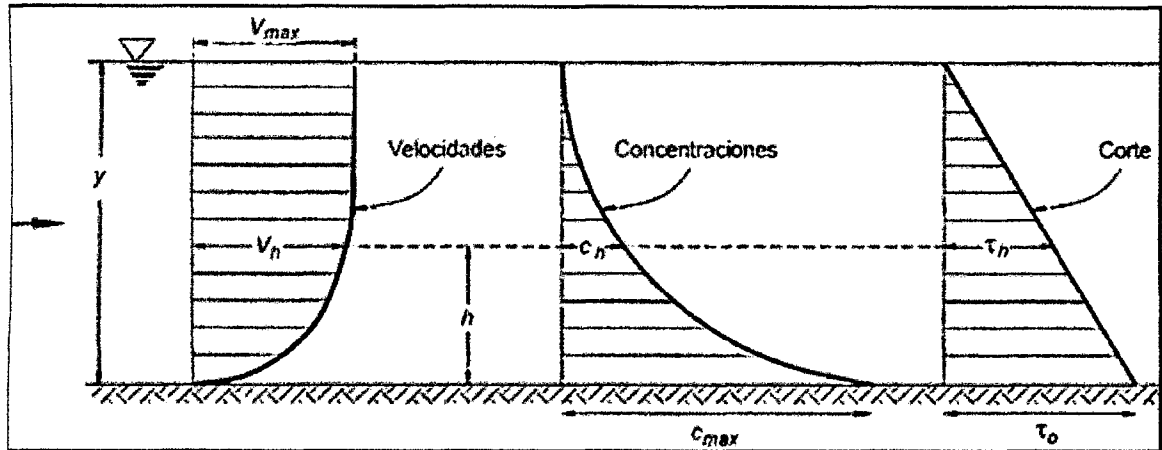
Y: tirante normal

Para $h=0$,

$$\tau_o = \gamma Y S \quad (2.61)$$

Para $h = y$, el corte es cero.

Figura 2.20: Distribución vertical típica de velocidades, concentraciones y fuerza de corte



Fuente: Figura tomada desde [12]

En una sección transversal de forma cualquiera el esfuerzo de corte sobre el fondo es:

$$\tau_o = \gamma RS \quad (2.62)$$

A partir de la ecuación de Chezy $RS = \frac{C^2}{V^2}$, se concluye que el esfuerzo de corte sobre el fondo es proporcional al cuadrado de la velocidad media:

$$\tau_o = \frac{\gamma}{C^2} V^2 \quad (2.63)$$

La relación entre el esfuerzo de corte sobre el fondo y la densidad del fluido, elevada a la potencia un medio, que es dimensionalmente una velocidad, se le designa convencionalmente como velocidad de corte V^*

$$V^* = \frac{\tau_o}{\rho} = gRS \quad (2.64)$$

Naturalmente que también existe una distribución transversal del esfuerzo de corte en la sección de un río o de un canal.

2.9.3.2. Fuerza Tractiva Crítica

Según Arturo R.[12] La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva τ_o . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica $(\tau_o)_c$. Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. Por lo tanto, para que haya movimiento de fondo se requiere que $\tau_o > (\tau_o)_c$.

Caso contrario, cuando $\tau_o < (\tau_o)_c$ el lecho no presenta movimiento y se comporta como si fuese un lecho rígido.

La condición $\tau_o = (\tau_o)_c$ corresponde a la iniciación del movimiento de las partículas del fondo, definida en términos de la fuerza tractiva.

Un valor que se denomina $(\tau_o)'_c$, corresponde al valor de τ_o para el que las partículas se ponen en suspensión y viajan distribuidas en la sección transversal. Por lo tanto, para que haya transporte sólido de fondo se requiere que $(\tau_o)_c < \tau_o < (\tau_o)'_c$

Se denomina gasto solido total T_T a la suma de ambos gastos sólidos (fondo más suspensión)

$$T_T = T_F + T_S \quad (2.65)$$

Tabla 2.9: Condiciones de transporte de sólido

Condición	Transporte Sólido		
	Fondo	Suspensión	Total
$\tau_o < (\tau_o)_c$	0	0	0
$(\tau_o)_c < \tau_o < (\tau_o)'_c$	T_F	0	T_F
$\tau_o > (\tau_o)'_c$	0	T_S	T_S

Fuente: Tabla tomada desde [12]

Si las partículas no fuesen de granulometría uniforme podrían darse las tres condiciones; cada una de ellas para una determinada porción de la curva granulométrica.

2.9.3.3. Determinación de la Capacidad de Arrastre

Según Arturo R.[12] El coeficiente C_D (drag), al que se llama coeficiente de arrastre, se determina, en general, experimentalmente. C_D depende tanto del Número de Reynolds-Partícula, como de la forma de la partícula

$$C_D = \Phi(Re) \quad (2.66)$$

STOKES fue el primero en determinar analíticamente, en 1861, el coeficiente de arrastre de una esfera. Ha habido numerosas determinaciones del coeficiente C_D . Puede mencionarse los estudios experimentales de SCHILLER-SCHMIEDEL, LIEBSTER, ALLEN, WISELSBERGER, ARNOLD y otros. Ellos trabajaron con diferentes materiales (parafina, ámbar, acero, bronce, plomo, oro, plata, etc.) y varios fluidos (agua, aceite, aire, etc.)

En la Figura 2.23 aparece una curva que vincula, como resultado de las mediciones antes señaladas, el valor del coeficiente de arrastre C_D con el Número de Reynolds, para partículas esféricas aisladas cayendo en un fluido infinito.

Se observa que hay una parte de la curva (que es una recta en el dibujo logarítmico) para la cual puede establecerse que:

$$C_D = \frac{24}{Re} \quad (2.67)$$

Ecuación que es válida para $Re < 0,2$, aunque en la práctica se lleva su validez hasta $Re = 1$. Se observa asimismo que a partir de $Re = 1\ 000$, el coeficiente C_D se hace prácticamente constante e igual a 0,4 (hasta $Re = 2,5 \times 10^5$). Para valores del Número de Reynolds mayores, el coeficiente C_D disminuye.

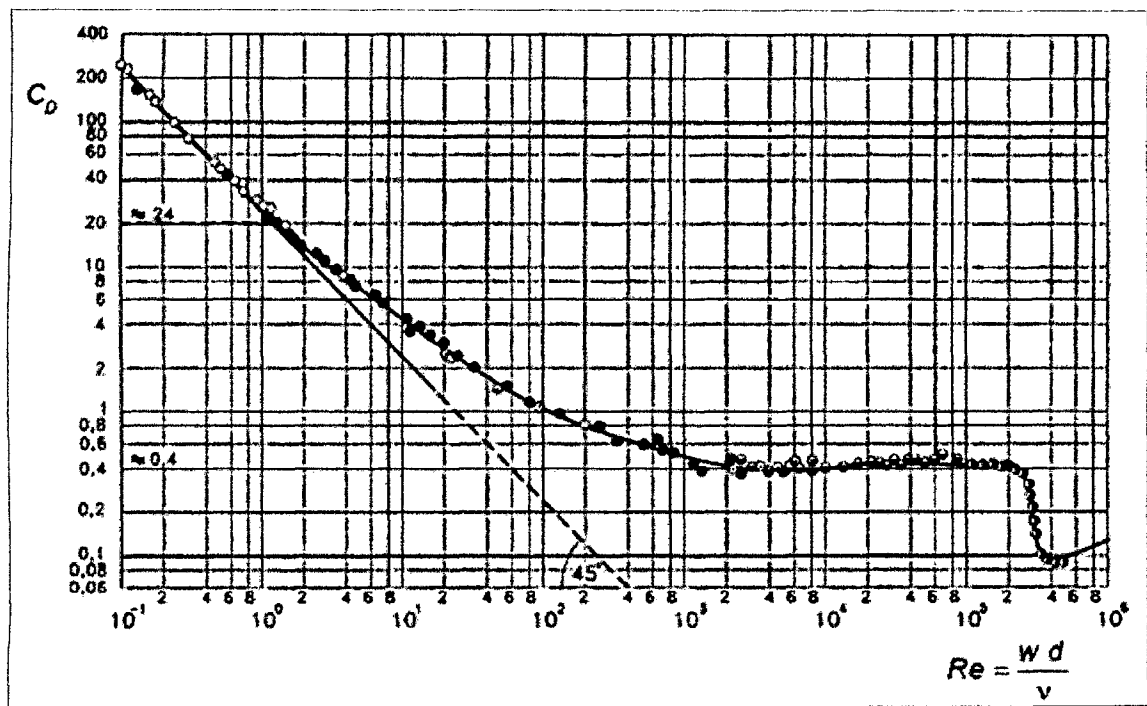
La variación de C_D con Re tiene que interpretarse en función del sistema de líneas de corriente alrededor del objeto en estudio (una partícula esférica, por ejemplo).

Para $Re < 1$ hay un patrón de flujo bien definido (laminar).

No hay separación. Es importante la fricción del contorno. Para $Re > 1$ aparecen los vórtices de KARMAN. Para valores de $Re > 103$, pero menores que $2,5 \times 10^5$, C_D es

independiente del Número de Reynolds (turbulencia plenamente desarrollada).

Figura 2.21: Relación entre Coeficiente de Arrastre y Número de Reynolds - Partícula



Fuente: Figura tomada desde [12]

$$W = \frac{1}{18} \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\mu} d^2 \quad (2.68)$$

La conocida ley de STOKES. Está ley sólo es aplicable para el cálculo de la velocidad de caída de partículas esféricas, cuyo Número de Reynolds-Partícula sea menor que o igual a 1.

2.9.4. Diseño de Muro Enrocado

Según Rubén T.[11] Enrocado se refiere al proceso de preparación de la roca en cantera, selección, carguío, transporte y colocado

a) **Altura del muro enrocado:** La altura que tendrá el muro enrocado será igual al tirante máximo, las un borde libre, que se aproxima a la altura de la inercia, o energía de velocidad o carga de la misma, multiplicado por un coeficiente que está en función

de la máxima descarga y pendiente del río.

$$H = Y_{mx} + B_L \quad (2.69)$$

$$B_L = \Phi e \quad (2.70)$$

$$e = \frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.71)$$

Donde:

H: altura del muro (m)

B_L : borde libre (m)

V: velocidad media del agua (m/s)

g: gravedad (m2/s.)

Φ : Coeficiente en función del caudal máximo

e: energía de la velocidad

El borde libre permite controlar la variación instantánea del caudal por disminución de la velocidad y elevación del tirante.

Tabla 2.10: Coeficiente recomendado para calcular la altura libre del muro

Caudal máximo ($m^3/s.$)	Coeficiente Φ
3000 – 4000	2.00
2000 – 3000	1.70
1000 – 2000	1.40
500 – 1000	1.20
100 – 500	1.10

Fuente: Tabla tomada desde [11]

b) Cálculo del Volumen de roca: Se tiene que calcular la fuerza de empuje y el volumen de roca que equilibra a ésta.

Fuerza de empuje, la fuerza unitaria de empuje ejercida por la presión del flujo del agua es:

$$F = \frac{D_w C_D V^2 A}{2} \quad (2.72)$$

Donde:

F: fuerza de empuje (kg)

D_w : densidad del agua (kg/m^3)

C_D : coeficiente de arrastre

A: área de las caras de partículas (m^2)

V: velocidad del flujo (m/s)

El volumen de la roca que equilibra la fuerza unitaria de empuje es:

$$V_r = \frac{W_s}{P_r - P_w} \quad (2.73)$$

Donde:

W_s : peso sumergido de la roca (kg)

P_r : peso específico de la roca sumergida (kg/m^3)

P_w : peso específico del agua (kg/m^3)

Otra forma de calcular el tamaño de la roca y pero, es en función al factor de talud (f), determinado por la inclinación del talud y ángulo de fricción interna del material usado, como revestimiento.

$$f = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}} \quad (2.74)$$

Donde:

α : ángulo del talud

ϕ : ángulo de fricción interna del material

La densidad relativa del material será:

$$\Delta_r = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} \quad (2.75)$$

$$d_{50} = \left(\frac{b}{\Delta_r} \right) \left(\frac{V}{2g} \right) \left(\frac{1}{f} \right) \quad (2.76)$$

Donde:

b: factor para condiciones de mucha turbulencia, piedras redondas, y sin que permita movimiento de la piedra, se adopta un valor $b = 1.4$

γ_s : densidad del suelo (tn/m^3)

γ_a : densidad del agua (tn/m^3)

Luego se calcula la probabilidad que se moviese una piedra con un diámetro mediano, para lo cual se usa la fórmula para calcular el factor de estabilidad:

$$n_f = 0.56 \left(\frac{V^2}{2g\Delta_r d_{50}} \right) \quad (2.77)$$

El peso de la piedra con diámetro d_{50} , es:

$$W_{50} = \Delta \gamma_s d_{50}^3 \quad (2.78)$$

Donde:

Δ : factor que representa la aproximación del volumen de una piedra a la forma de un cubo, $\Delta = 1$, para esferas $\Delta = 0.5$, y piedra chancada $\Delta = 0.65$

c) **Estabilidad del Terraplén:** La fuerza que se opone al deslizamiento del terraplén está definida mediante la relación:

$$R = W \tan \phi \quad (2.79)$$

$$P = P_w \frac{Y^2}{2} \quad (2.80)$$

Donde:

R: fuerza resistente (kg/m)

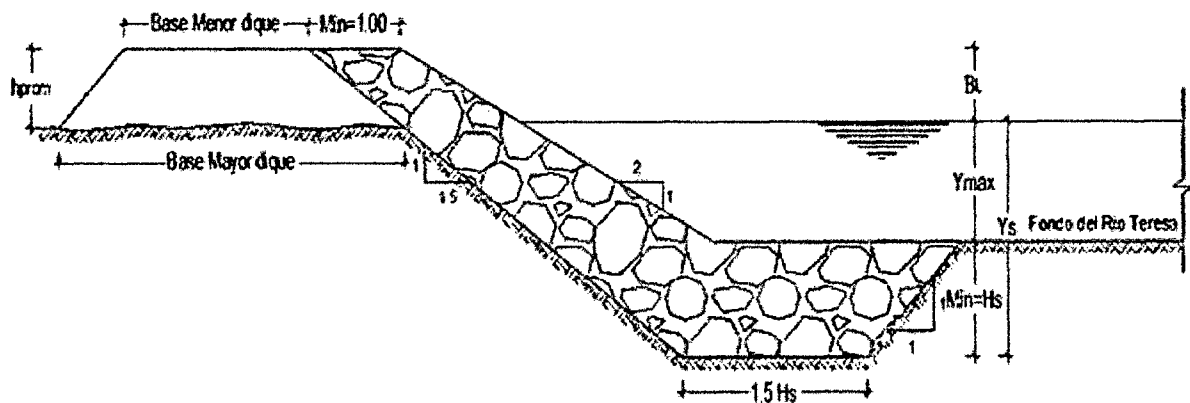
W: peso del terraplén (kg)

ϕ : ángulo de fricción interna

P_w : peso específico del agua (kg/m^3)

Y: tirante de agua (m)

Figura 2.22: Sección típica del enrocado de muro



Fuente: Elaboración Propia

Capítulo 3

Aplicación en Zona de Estudio

3.1. Antecedentes

La zona del proyecto, conocido como la localidad de Agua Dulce, en la actualidad atraviesa problemas de desbordamiento debido a la bifurcación del río Teresa hacia el río Agua Dulce, que aumenta de manera desmedida en épocas de lluvia.

Al pasar las intensas lluvias los años, generó inundaciones afectando las viviendas, generando caos y zozobra a los pobladores y animales de dicho lugar. Además de cortar la comunicación vial entre el distrito de Pichari con los centros poblados como Mantaro, Natividad, Tambo del Ene y las poblaciones del norte del distrito.

Figura 3.1: Colapso de Alcantarilla en carretera Pichari – Teresa



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2: Inundación Localidad Agua Dulce y carretera Pichari – Teresa



Fuente: Elaboración propia

3.2. Información Básica

3.2.1. Ubicación y Acceso de zona en estudio

La aplicación se propone en la localidad de Agua Dulce, en el Centro Poblado de Mantaro, del Distrito de Pichari, Provincia de La Convención, Región Cusco.

Ubicación Política

Región : Cusco

Provincia : La Convención

Distrito : Pichari

Centro Poblado : Agua Dulce

Ubicación Geográfica

Para la ubicación geográfica se utilizará en el Sistema de Coordenadas UTM , teniendo en consideración los siguientes:

Tabla 3.1: Ubicación Geográfica en Sistema de Coordenadas UTM

Datum	: D-WGS-1984
Elipsoide	: WGS84
Zona	: -18S
Huso	: 78W-72W Hemisferio Sur

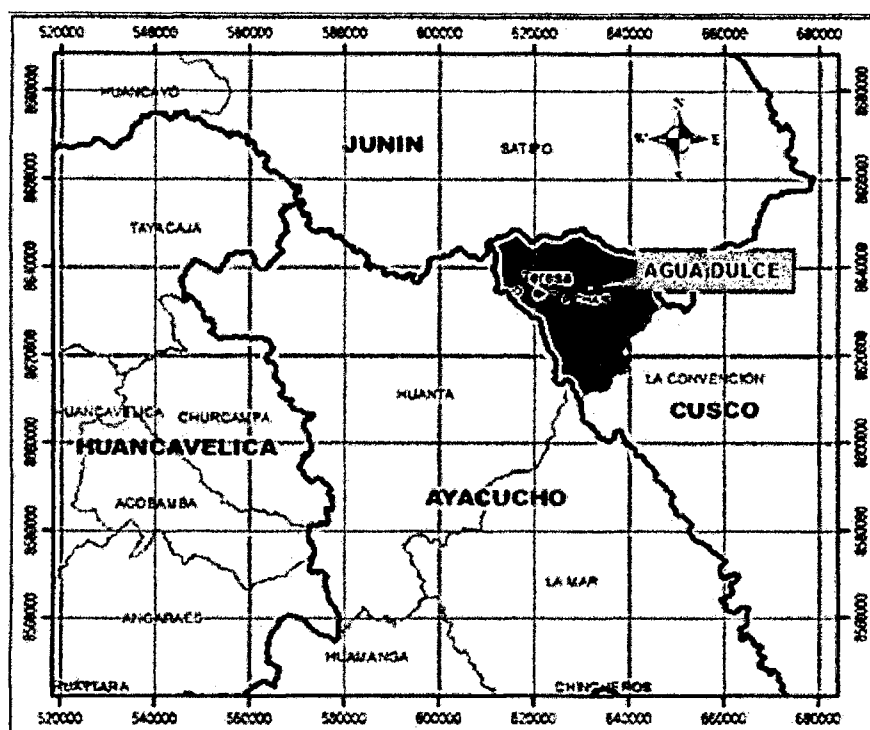
Fuente: Elaboración Propia

Este = 616,381.29

Norte = 8'635,635.71

Altitud = 517 m.s.n.m

Figura 3.3: Ubicación Política de Agua Dulce - Coordenadas UTM



Fuente: Elaboración propia

Acceso: El acceso desde la ciudad de Ayacucho es de acuerdo al siguiente cuadro:

3.2.2. Descripción de la Zona en Estudio

Topográficamente la Cuenca Teresa está constituida por valles fluviales y laderas. Los valles fluviales se encuentran en la parte baja de la cuenca en las orillas del Río

Tabla 3.2: Acceso a zona de estudio

Tramos	Longitud (km)	Tiempo (horas)	Tipo de Via	Tipo de Vehículo
Ayacucho – Tambo	71	1.5	Carretera Asfaltada	Camioneta
Tambo – Kimbiri	165	3.5	Carretera Asfaltada	Camioneta
Kimbiri – Pichari	22	0.5	Carretera Asfaltada	Camioneta
Pichari – Agua Dulce	28	0.5	Carretera Asfaltada	Camioneta

Fuente: Elaboración Propia

Teresa y se caracterizan por su sección transversal en “V”, de pendientes moderadas y de fondo plano, rellenos por depósitos fluviales, constituidos por gravas, arenas y presencia de terrazas, y las laderas, se emplaza a lo largo de los valles, que a su vez hacen un control estructural, formando flancos de pliegues de los valles.

3.2.3. Recopilación de Información Básica

El estudio se inicia con la recopilación de información básica disponible tanto en gabinete como en campo relacionado a estudios topográficos, morfológico y otros.

- Carta Nacional 25-o, escala 1/100,000 Formato Shapefile. - Internet.
- Registros Hidrometeorológicos – SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología).
- Dimensiones de las características geométricas de las obras de arte existentes, pendiente y coeficiente de rugosidad.
- Planos Topográficos de la zona en estudio – Municipalidad Distrital de Pichari.
- Estudio de Mecánica de Suelos – Municipalidad Distrital de Pichari

3.2.4. Software utilizado

- Arc Gis v10.1, HidroEsta, Hec Hms v3.5, Hec Ras v4.1

3.3. Modelamiento de la Cuenca Teresa

a) Flujo Gradualmente Variado

Los cálculos están orientados a flujo unidimensional, para flujo estacionario gradualmente variado y para régimen mixto (subcrítico y supercrítico). Desarrollado con la ecuación de la energía, por un proceso iterativo: Método Paso Standart. Ecuación 2.43

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (3.1)$$

b) Condiciones de Frontera.

Una condición de frontera aguas arriba es aplicada como un hidrograma del flujo de descarga en función del tiempo. Cuatro tipos de condiciones de frontera para aguas abajo, se indica:

- **Etapa Hidrográfica (Stage Hydrograph).** Nivel de agua en función del tiempo, si la corriente fluye en un entorno como el remanso de un estuario o bahía en la que se rige la elevación de la superficie del agua por las fluctuaciones de la marea, o donde desemboca en un lago o reservorios.
- **Flujo de Hidrografía (Flow Hydrograph).** Puede utilizarse si los datos registrados está disponible y el modelo está calibrado a un evento de inundación específico
- **Valoración de Curva Sencilla (Single Valued Rating Curve).** Es función monótona de la etapa y el flujo. Puede emplearse para describir con precisión la etapa de flujo como cascadas, estructuras hidráulicas de control, aliviaderos, presas.
- **Profundidad Normal (Normal Depth).** Se introduce la pendiente de fricción, considerada como la profundidad normal, si existen las condiciones de flujo uniforme. Dado que las condiciones de flujo uniforme no existen normalmente en las corrientes naturales, esta condición de frontera debe ser utilizada aguas abajo del área de estudio.

c) Caudales

Se considera un flujo permanente o estacionario; el caudal que no varía con el tiempo.

Los efectos de laminación de avenidas no se tomarán en cuenta en el modelo.

Se calcula el caudal total de la cuenca del río Teresa para diferentes periodos de retorno.

En el punto de la proyección de la Estructura de Regulación se determina el caudal de máximas avenidas.

Figura 3.4: Ubicación del Punto de Control (Estructura de Regulación)



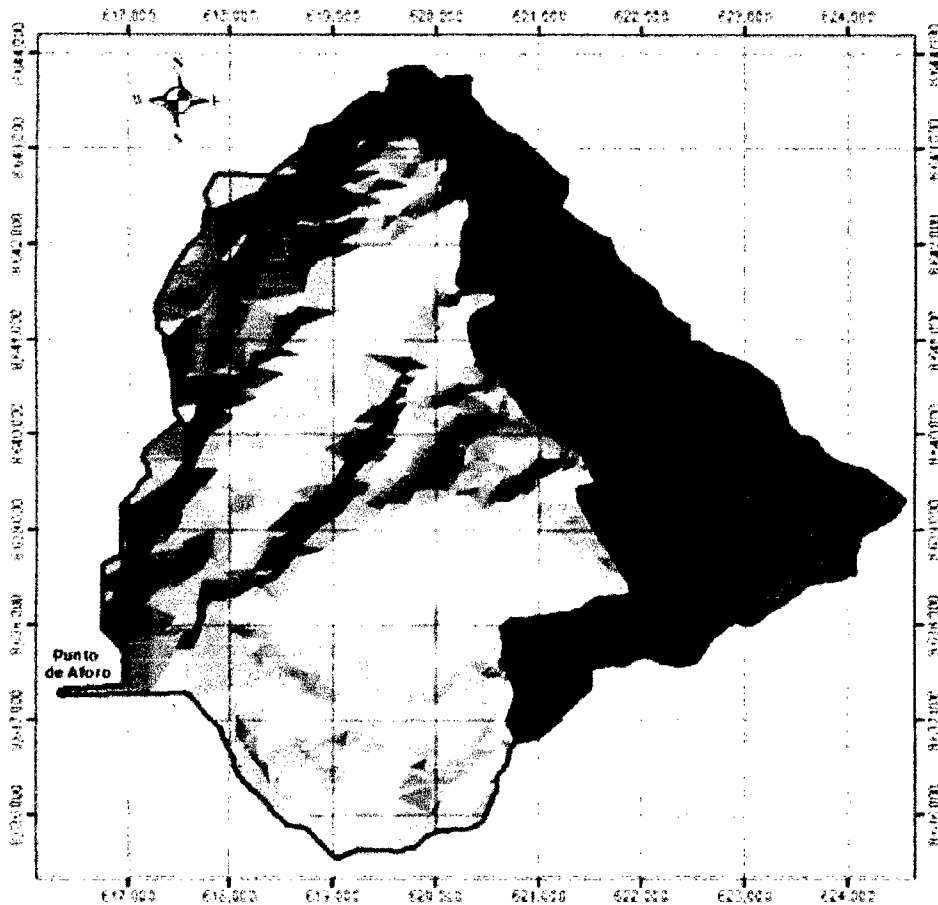
Fuente: Elaboración propia

d) Modelo Digital del Terreno (MDT)

Es la representación digital de la superficie terrestre; conjunto de capas (generalmente ráster) que representan distintas características de la superficie terrestre derivadas de una capa de elevaciones a la que se denomina Modelo Digital de Elevaciones (DEM).

A partir de las curvas de nivel se elaboró una Red Irregular de Triángulos (TIN), en los que se conoce la elevación y posición, además de dirección de flujo, flujo acumulado y la red de drenaje.

Figura 3.5: Imagen en MDT de la cuenca del río Teresa



Fuente: Elaboración propia

e) Sistema de Información Geográfica

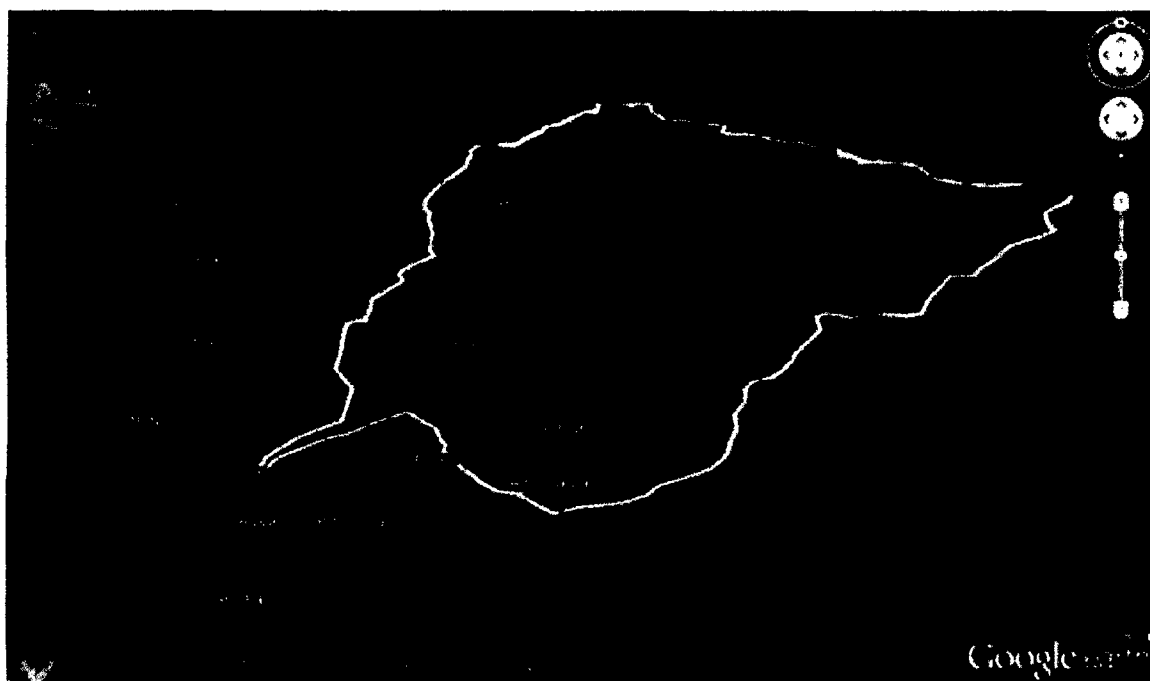
Se hizo trabajos previos en ArcMap y ArcGIS v10.1. En esta fase; se creó lo siguiente:

- Delimitación de la cuenca.
- Obtención de los parámetros morfométricos de la Cuenca del río Teresa.
- Información geométrica (eje del cauce, márgenes izquierda y derecha, delimitación del área de flujo y secciones transversales).
- Topología y atributos a las secciones del cauce del río.

3.4. Caracterización de la cuenca del río Teresa

Considerando la proyección de la Estructura de Regulación, en la bifurcación del río Teresa, como punto de salida de la cuenca.

Figura 3.6: Vista Satelital de la Cuenca del río Teresa



Fuente: Elaboración propia

Para delimitar las cuencas se ha utilizado las cartografía base publicada en la Web del Ministerio de Educación, que consta de la información espacial o topográfica de todo el Perú.

Estas hojas pueden descargarse por número de Hoja según formato de la carta nacional, o agrupadas por departamento, provincia o distrito para facilitar un grupo de descargas y están en Formato: Shape (*.shp), Sistema de coordenadas geográficas: GCS-WGS-1984.

Luego utilizando el Software ArcGIS y ArcMap se procesaron varios conjuntos de datos que describen colectivamente los patrones de drenaje de una cuenca. Generación del TIN y Raster de la cuenca, sobre la cual se analizaron y calcularon la dirección de flujo, acumulación de flujo, definición de los cauces, puntos de drenaje, delimitación global de cuencas hidrográficas y todos los parámetros de las cuencas.

3.4.1. Ubicación Geográfica de la Cuenca

También se utilizará el Sistema de Coordenadas UTM, Tabla 3.1

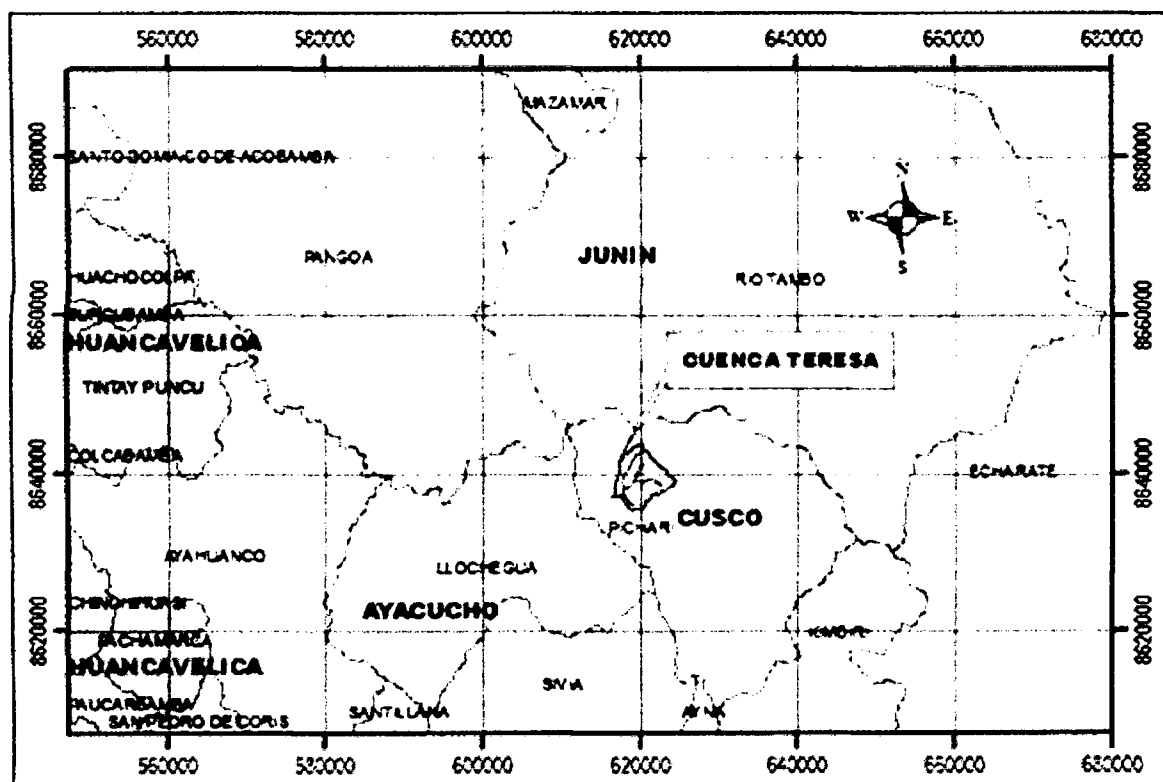
Este = 620,247.71

Norte = 8'639,635.70

Altitud = 1257.27 m.s.n.m

Variación Altitudinal: 550 - 2,000 msnm.

Figura 3.7: Ubicación de la cuenca del río Teresa



Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Características Físicas de la Cuenca

Para la determinación de las características físicas se utilizó el software Arc Gis v10.1

Área = 36.89 km²

Perímetro = 27.73 Km

Centroide: De igual forma se trabaja en el mismo sistema coordenadas UTM 3.1

$$X_{cg} = 620,247.71$$

$$Y_{cg} = 8'639,635.70$$

$$Z_{cg} = 1,257.27$$

3.4.3. Parámetros morfológicos de la cuenca

a) Parámetros de Forma de la cuenca del río Teresa

$$\text{Índice de compacidad: } I_c = 0.282 * \frac{P}{\sqrt{A}} = 1.29$$

$$\text{Longitud: } L_c = 10.18 \text{ km}$$

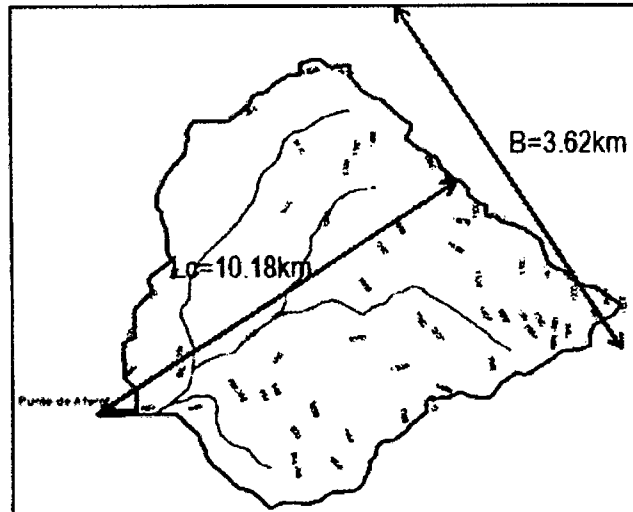
$$\text{Ancho medio: } B = \frac{A}{L_c} = 3.62 \text{ km}$$

$$\text{Factor de Forma: } F_f = \frac{B}{L_c} = 0.356$$

$$\text{Relación de Elongación: } R_e = 1.1284 \frac{\sqrt{A}}{L_c} = 0.67$$

$$\text{Relación de Circularidad: } R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2} = 0.60$$

Figura 3.8: Longitud y ancho de la cuenca del río Teresa



Fuente: Elaboración propia

Rectángulo Equivalente:

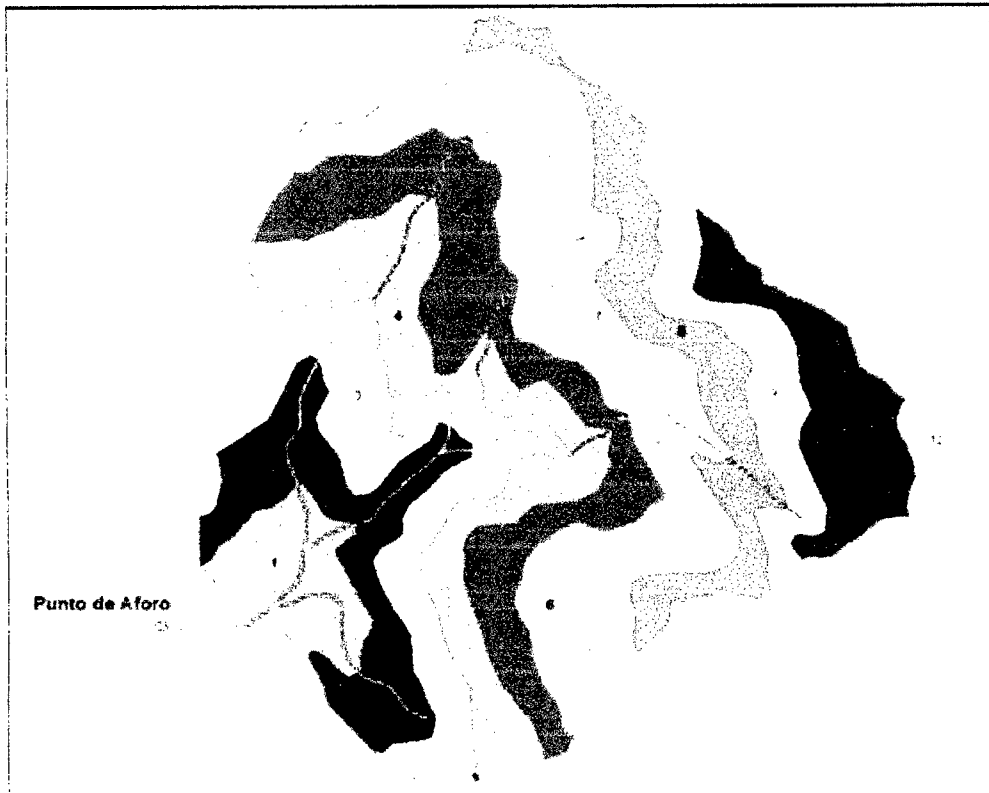
$$L = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{I_c} \right)^2} \right] = 10.27 \text{ km}$$

$$L = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{I_c} \right)^2} \right] = 3.59 \text{ km}$$

b) Parámetros de Relieve de la cuenca del río Teresa

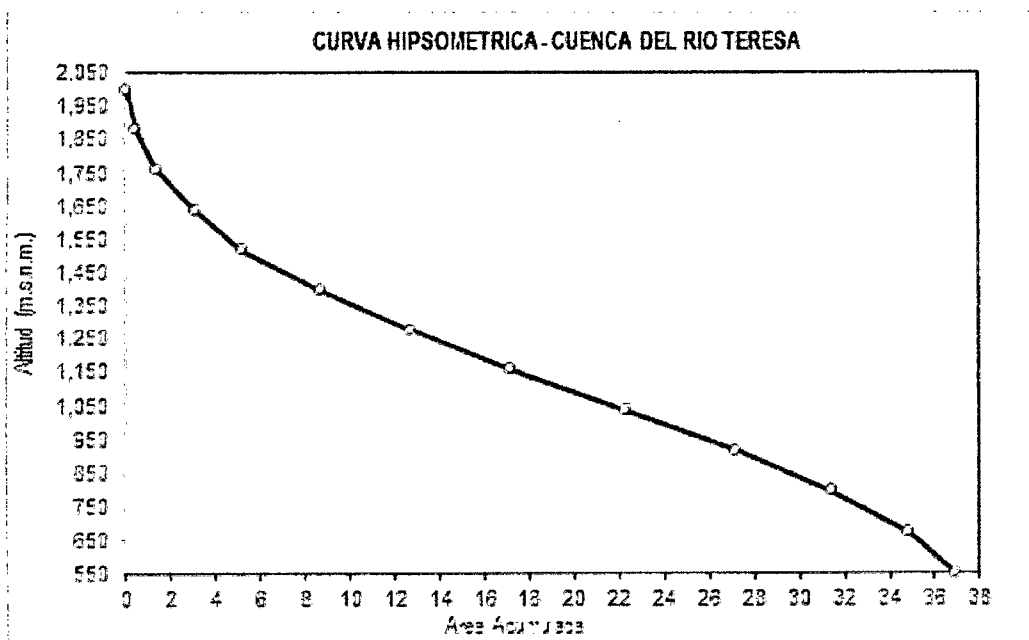
El relieve posee una incidencia más fuerte sobre la escorrentía que la forma, dado que a una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

Figura 3.9: Mapa Hipsométrica de la Cuenca del río Teresa



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.10: Curva Hipsométrica de la Cuenca del río Teresa



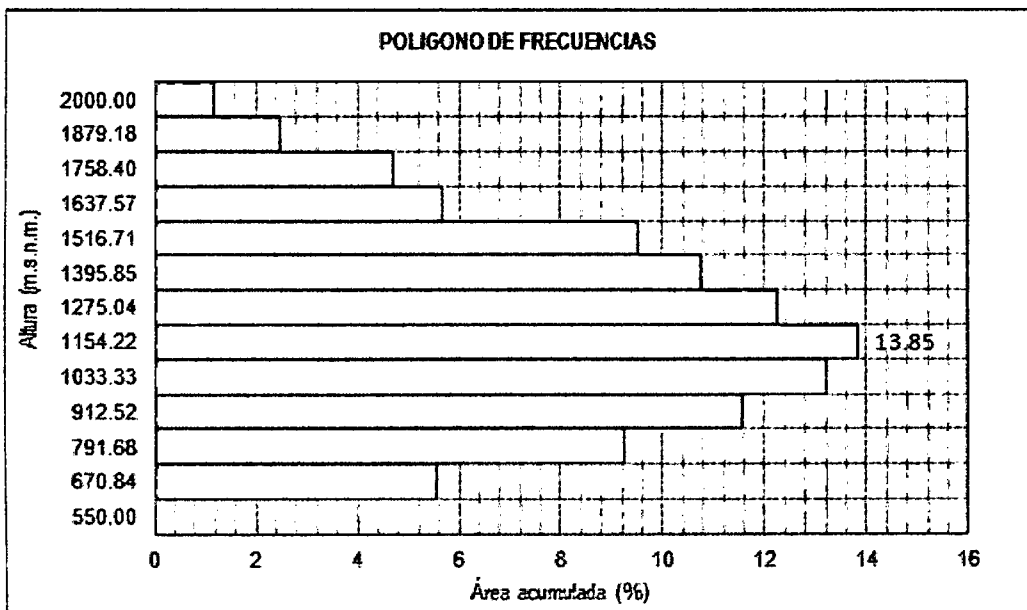
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3: Curva Hipsométrica

Nº	Cota msnm (1)		Área Km2 (2)		Área Acumulada (3)	Área que quedan sobre las altitudes (Km2) (4)	Porcentaje del Área (5)	% de Área Acumulada (6)
	550	671	-	-		36.89	0	100.00
1	671	792	2,053,937	2.05	2.05	34.84	5.57	94.43
2	792	912	3,418,096	3.42	5.47	31.42	9.26	85.17
3	913	1,033	4,258,578	4.26	9.73	27.16	11.54	73.63
4	1,033	1,154	4,882,179	4.88	14.61	22.28	13.23	60.39
5	1,154	1,275	5,108,359	5.11	19.72	17.17	13.85	46.55
6	1,275	1,396	4,518,973	4.52	24.24	12.65	12.25	34.30
7	1,396	1,517	3,965,108	3.97	28.21	8.69	10.75	23.55
8	1,517	1,637	3,505,749	3.51	31.71	5.18	9.50	14.05
9	1,638	1,758	2,095,861	2.10	33.81	3.09	5.68	8.37
10	1,758	1,879	1,741,780	1.74	35.55	1.34	4.72	3.64
11	1,879	2,000	918,457	0.92	36.47	0.43	2.49	1.15
12	2,000	-	425,998	0.43	36.89	0.00	1.15	0.00
SUMATORIA				36.89			100.00	

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.11: Polígono de Frecuencias de la Cuenca del río Teresa



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4: Polígono de Frecuencias

Nº	Cota			Área Km ²	Porcentaje del Área	% de Área Acumulada
	msnm		Promedio			
	550.00	670.83	610.41	-	-	
1	670.84	791.62	731.23	2.05	5.57	100.00
2	791.68	912.49	852.08	3.42	9.26	94.43
3	912.52	1033.33	972.93	4.26	11.54	85.17
4	1033.33	1154.16	1093.75	4.88	13.23	73.63
5	1154.22	1275.00	1214.61	5.11	13.85	60.39
6	1275.04	1395.82	1335.43	4.52	12.25	46.55
7	1395.85	1516.54	1456.20	3.97	10.75	34.30
8	1516.71	1637.45	1577.08	3.51	9.50	23.55
9	1637.57	1758.32	1697.94	2.10	5.68	14.05
10	1758.40	1879.10	1818.75	1.74	4.72	8.37
11	1879.18	2000.00	1939.59	0.92	2.49	3.64
12	2000.00	-	2000.00	0.43	1.15	1.15
	SUMATORIA			36.89	100.00	

Fuente: Elaboración Propia

Altura Máxima: 2,000.00 m.s.n.m.

Altitud Mínima: 550.00 m.s.n.m.

Desnivel de la cuenca: 1,550.00 m.s.n.m.

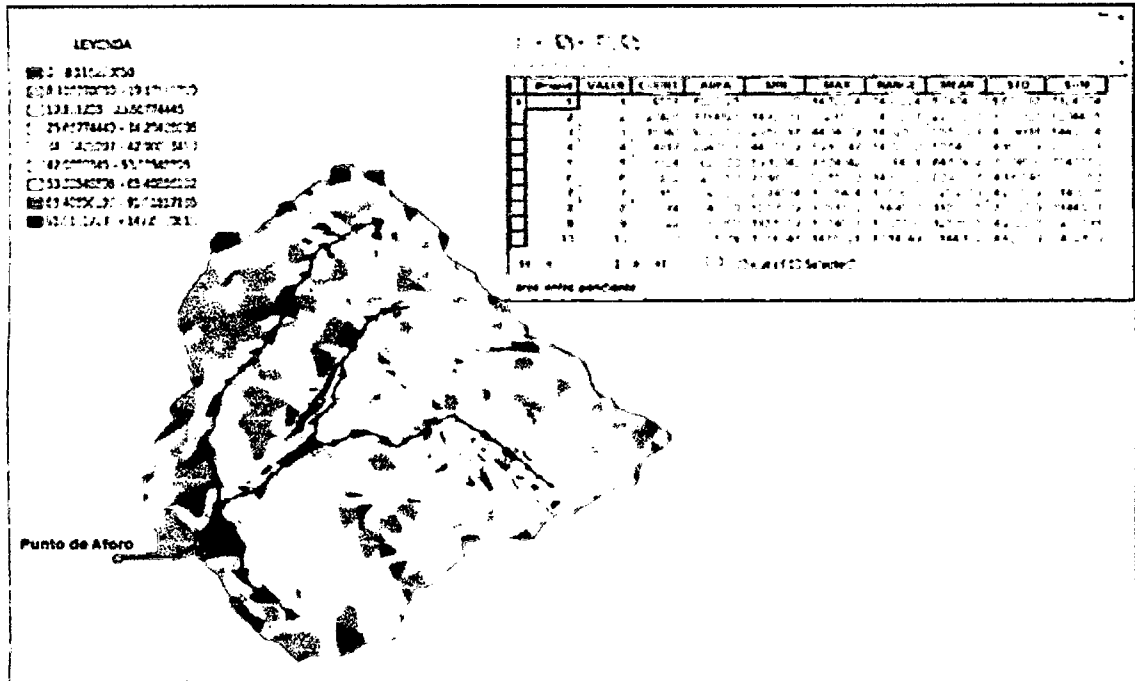
Altitud media: 1,257.27 m.s.n.m.

Altitud más frecuente: 1,214.61 m.s.n.m.

Altitud de frecuencia media: 1,221.10 m.s.n.m.

Pendiente media de la cuenca: Criterio de J.W. Alvord

Figura 3.12: : Distribución de Pendiente de la Cuenca del río Teresa



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.5: Cuadro de Pendientes de la cuenca del río Teresa

N°	Rango de Pendientes (%)			Número de Ocurrencias (2)	(1) x (2)
	Inferior	Superior	Promedio (1)		
1	0	10	5	9,581	47,905
2	10	20	15	27,426	411,390
3	20	30	25	15,348	383,700
4	30	40	35	4,717	165,095
5	40	50	45	1,324	59,580
6	50	60	55	382	21,010
7	60	70	65	153	9,945
8	70	80	75	74	5,550
9	80	90	85	22	1,870
10	90	100	95	3	285
Total				59,030	1'106,330

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto la pendiente media de la cuenca es: $\frac{1'106,330}{59.030} = 18.74 \%$

Pendiente media de la cuenca: Método de Rectángulo Equivalente

$$\text{Pendiente media} = \frac{\text{Desnivel}}{\text{Lado Mayor}} = 14.11 \%$$

Se tomará como pendiente media de la cuenta teresa = 18.74%, debido a que analiza la pendiente existente entre curvas de nivel.

c) Parámetros de la Red Hidrográfica de la cuenca del río Teresa

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.

Tipo de corriente; corresponde al tipo perenne, conduce agua durante todo el año.

Orden de la Red Hídrica; El grado de ramificación es de 5, según se muestra en la Figura 3.13

$$\text{Densidad de Drenaje;} = \frac{119.17}{4,740} = 3.23 \text{ km/km}^2$$

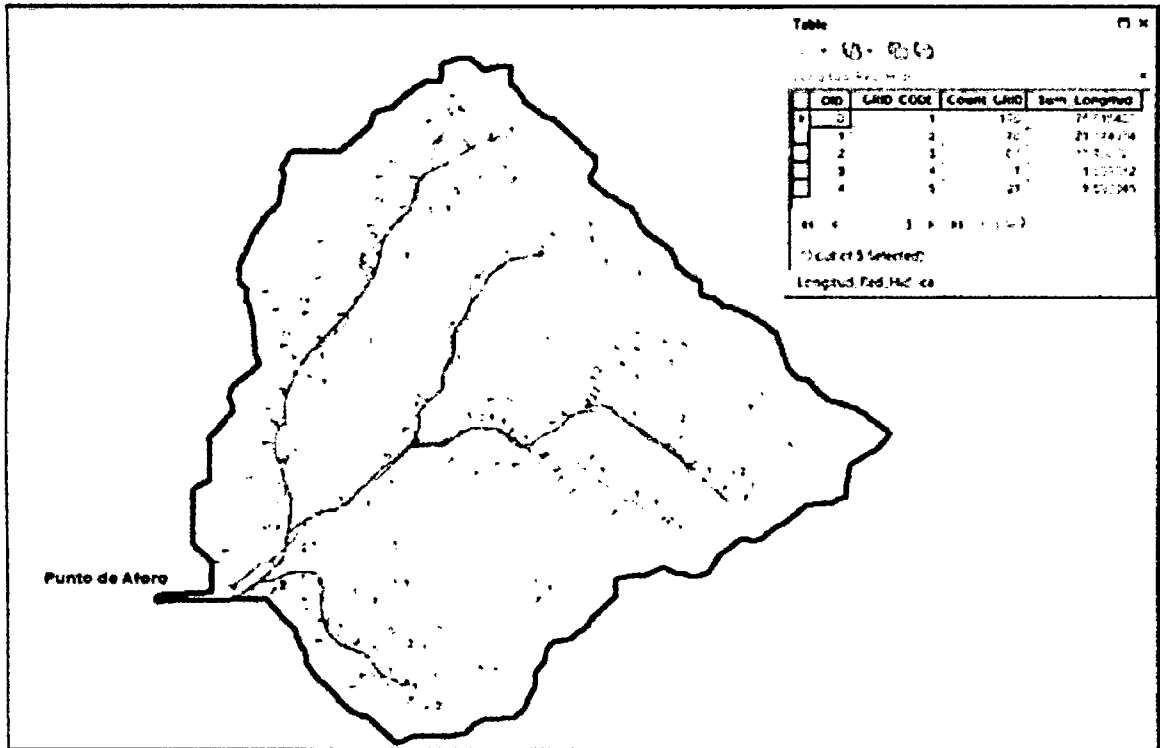
Longitud de la Red Hídrica; Se presenta en la Tabla 3.6, de acuerdo al orden de la Red Hídrica

Tabla 3.6: Longitudes de la Red Hídrica por Orden

Orden de la Red Hídrica	Longitud (Km)
1	75.52
2	21.38
3	15.78
4	1.40
5	5.09
TOTAL =	119.17

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.13: : Ramificación de la Red Hídrica



Fuente: Elaboración propia

Pendiente Media del Cauce Principal La pendiente media de la red: $= \frac{9,643}{4,740} = 2.03 \%$

Tabla 3.7: Pendientes de la Red Hídrica por Orden

Orden de la RH	Número de Ocurrencias (2)	Pendiente Promedio	(1) x (2)
1	3,041	2.15	6,548.00
2	823	1.96	1,614.00
3	617	1.75	1,078.00
4	56	2.46	138.00
5	203	1.31	265.00
Total	4,740		9,643.00

Fuente: Elaboración Propia

Tiempo de Concentración; Se realizó el cálculo con las siguientes fórmulas:

$$\text{Kirpich: } t_c = 0.01947L^{0.77}S^{-0.385} = 0.84 \text{ horas}$$

California (USBR): $t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} = 0.83 \text{ horas}$

t_c promedio = 0.84 horas.

Tabla 3.8: Resumen Cálculos de Parámetros de la Cuenca del Río Teresa

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS CUENCA DEL RÍO TERESA					
PARÁMETROS			UNIDAD	VALORES	
AREA DE LA CUENCA			Km ²	36.89	
PERIMETRO			Km	27.73	
COTAS					
Máxima			msnm	2,000.00	
Mínima			msnm	550.00	
CENTROIDE (PSC:wgs1984 UTM zone 18S)					
X centroide			m	620,247.71	
Y centroide			m	8,539,635.70	
Z centroide			msnm	1,257.27	
ALTITUD					
Altitud media			msnm	1,257.27	
Altitud mas frecuente			msnm	1,214.61	
Altitud de frecuencia media			msnm	1,221.10	
PARAMETROS DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Indice de Compacidad (Graves)		1.29	
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// al curso más largo)	Km	10.18
			Ancho Medio	Km	3.62
			Relación de Elongación		0.67
			Radio de Curvatura		0.60
			Factor de Forma		0.356
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	10.27
		Lado Menor	Km	3.59	
PARAMETROS DE RELIEVE	Curva Hipométrica			-	∧
	Polígono de Frecuencia			-	∧
	Altitud Máxima de la Cuenca			m.s.n.m.	2000
	Altitud Mínima de la Cuenca			m.s.n.m.	550
	Desnivel total de la Cuenca			Km	1.45
	Altitud de Frecuencia Media			m.s.n.m.	1221.10
	Altitud Media de la Cuenca			m.s.n.m.	1257.27
	Altura más frecuente			m.s.n.m.	1214.61
	Altura Máxima del cauce			m.s.n.m.	1550
Pendiente de la cuenca (Criterio de J.W. A.vord)			%	18.74	
PARAMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA	Tipo de corriente			-	Perenne
	Densidad de drenaje			Km/Km ²	3.23
	Pendiente media del cauce principal			m/Km	98.2511
	Altura Máxima del cauce			m.s.n.m.	1550
	Altitud Mínima del cauce			m.s.n.m.	550
	Tiempo de concentración			Hr.	0.84
	Longitud total de los ríos de diferentes grados		Orden 1	Km	75.52
			Orden 2	Km	21.37
			Orden 3	Km	15.78
			Orden 4	Km	1.40
Orden 5			Km	5.09	
Longitud Red Hídrica		Km	119.17		
Pendiente Promedio de la Red Hídrica		Pendiente de Red Hídrica	%	2.03%	
Grado de ramificación			-	5.0	

Fuente: Elaboración Propia

3.5. Análisis Hidrológico de la cuenca del río Teresa

3.5.1. Generalidades

El aspecto de mayor importancia en el presente capítulo ha sido la recopilación, tratamiento y procesamiento de información hidrometeorológica, (obtenida de SENAMHI), para que utilizando técnicas hidrológicas comúnmente aceptadas se estime información hidrometeorológica en el área del Estudio. Para lo cual se seleccionó las siguientes estaciones:

- Estación Quillabamba.
- Estación Machente.
- Estación Teresita.
- Estación Sivia.
- Estación Cirialo.

3.5.2. Análisis de Similitud Hidrológica

Se analizó el comportamiento hidrológico anual de las estaciones pluviométricas seleccionadas; del cual se desprende que existe una marcada similitud hidrológica y que básicamente representa un comportamiento hidrológico similar entre las cuencas que se encuentran ubicadas en la provincia de Huanta y La Mar en la Región Ayacucho y la provincia de La Convención en la Región Cusco.

La similitud hidrológica antes demostrada para la cuenca del río TERESA , no sólo se limita a los valores de precipitación, sino también alcanza a los valores de escorrentía superficial y los parámetros meteorológicos que influyen básicamente en la producción de los primeros fenómenos y que son: la temperatura ambiental, la evaporación, la evapotranspiración, etc.; pudiéndose usar técnicas de análisis regional para la estimación de dichos parámetros meteorológicos en base a la información existente en las cuenca

con información o registro de precipitación próximos que se encuentran en la zona de influencia del proyecto.

3.5.3. Análisis de Precipitación

Para la estimación del caudal máximo de la cuenca, se trabajará con Información pluviométrica con registro de precipitaciones totales, medias mensuales y máximas para 24 horas del SENAMHI y del Gobierno regional de Cusco.

Tabla 3.9: Estaciones Utilizadas

ESTACIONES METEOROLOGICAS UTILIZADAS EN EL ESTUDIO											
N°	Estaciones	Fuente	Coordenadas Geográficas GCS-WGS-1984		Altitud m.s.n.m.	Cuenca	Ubicación Política			Periodo de Registro	Record de Años
			Latitud Sur	Longitud Oeste			Región	Provincia	Distrito		
1	Quillabamba	SENAMHI	12°51'22"	72°41'31"	990.0	Quillabamba	Cusco	La Convención	Quillabamba	1964-1991	28.0
2	Machente	SENAMHI	12°32'01"	73°50'01"	1250.0	Machente	Ayacucho	La Mar	Ayna	1968-1982	15.0
3	Teresita	SENAMHI	12°33'01"	73°48'01"	648.0	Pichari	Cusco	La Convención	Pichari	1965-1968	5.0
4	Sivia	SENAMHI	12°30'00"	73°51'00"	580.0	Sivia	Ayacucho	Huanta	Sivia	1972-1977	6.0
5	Cirialo	SENAMHI	12°25'00"	72°57'00"	900.0	Cirialo	Cusco	La Convención	Cirialo	1964-1977	14.0

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.14: : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Quillabamba



SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ
GOBIERNO REGIONAL DE CUSCO
RED HIDROMETEOROLÓGICA




PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION : QUILLABAMBA DISTRITO : SANTA ANA ALTITUD : 990.0 msnm
CÓDIGO : 000645 PROVINCIA : LA CONVENCION LATITUD : 12° 51' 22" S
DEPARTAMENT: CUSCO LONGITUD : 72° 41' 31" W


AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1964	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	8.0	15.5	20.5	S/D	36.0	80.0
1965	19.0	31.0	41.0	36.0	2.0	1.0	21.8	10.4	37.0	24.2	15.9	28.0	267.3
1966	18.0	35.5	14.5	12.5	26.2	5.5	7.2	8.0	21.0	22.8	38.0	17.7	226.9
1967	17.0	30.0	25.0	12.2	7.2	8.0	18.0	8.9	15.0	18.2	17.5	25.3	202.3
1968	38.7	19.6	35.0	31.2	4.7	1.6	17.0	12.9	9.9	13.5	17.7	36.7	238.5
1969	19.9	20.8	28.5	22.3	11.0	30.0	6.5	5.9	7.5	12.5	35.0	22.2	222.1
1970	34.8	11.6	40.2	29.5	26.8	9.4	7.2	5.2	15.0	22.0	12.8	29.3	243.8
1971	15.0	42.5	22.0	24.3	15.5	29.7	1.5	3.7	15.0	8.8	17.7	17.2	212.9
1972	32.0	15.4	35.4	15.6	13.7	3.0	5.4	25.2	8.8	7.0	25.5	42.7	231.7
1973	28.6	33.4	19.5	26.2	12.9	8.0	20.0	24.8	14.3	34.0	35.7	30.8	288.2
1974	30.6	28.2	25.9	26.6	4.0	5.5	20.8	24.5	17.7	13.0	18.0	22.0	236.8
1975	42.2	32.5	39.8	33.0	14.5	7.5	9.0	16.5	14.2	16.5	42.4	32.6	300.7
1976	35.0	33.5	26.5	21.5	10.9	4.0	2.9	27.3	33.0	15.2	11.5	29.8	251.1
1977	31.0	40.2	21.9	9.3	35.6	1.4	18.0	1.2	21.1	8.5	19.8	28.3	236.3
1978	35.8	21.0	21.2	15.8	60.2	7.5	0.0	0.0	0.0	36.4	14.5	44.8	257.2
1979	30.6	20.7	18.8	16.2	11.4	0.0	10.5	1.3	2.8	11.2	31.2	33.4	188.1
1980	19.8	32.1	27.2	38.1	17.0	7.0	23.5	12.3	16.0	16.3	20.0	23.3	252.6
1981	27.2	39.5	39.5	27.5	10.5	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	144.2
1982	45.7	45.4	35.9	31.5	19.1	13.0	14.7	15.4	26.6	30.3	36.3	45.0	361.8
1983	23.4	24.8	24.7	23.1	19.9	15.6	10.0	3.4	0.0	7.0	13.9	18.1	184.1
1984	19.7	19.0	18.8	17.1	13.5	8.3	1.7	0.0	0.0	7.0	12.0	13.4	130.5
1985	12.5	11.6	18.8	22.9	21.9	17.7	11.7	6.0	2.6	7.0	13.6	25.0	171.3
1986	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	58.0	41.8	99.8
1987	46.2	62.0	48.8	89.1	11.2	28.5	0.0	0.0	17.0	20.3	25.9	32.4	381.4
1988	46.0	82.2	77.0	41.2	25.0	0.0	0.0	0.0	21.0	30.0	50.0	60.0	432.4
1989	29.0	35.7	30.4	21.0	18.0	0.0	21.5	24.8	44.0	22.4	28.4	37.4	312.6
1990	18.4	63.1	45.2	60.7	68.0	8.2	32.5	25.3	27.8	20.3	20.8	32.4	422.7
1991	48.1	52.5	47.2	48.9	19.4	7.7	12.2	11.9	17.0	56.0	39.8	40.8	401.5
MEDIA	29.4	34.1	31.9	29.0	19.2	8.8	10.9	10.5	15.5	18.6	25.8	31.4	249.2
MIN	12.5	11.6	14.5	9.3	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.5	13.4	80.0
MAX	48.1	82.2	77.0	89.1	68.0	30.0	32.5	27.3	44.0	56.0	58.0	60.0	432.4
DESV. STD	10.8	16.7	13.5	16.9	15.3	8.9	9.0	9.4	11.4	11.7	12.7	10.5	90.5

Fuente: SENAMHI - Gobierno Regional de Cusco

Figura 3.15: : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Machente



SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DEL PERU
GOBIERNO REGIONAL DE CUSCO
RED HIDROMETEOROLOGICA



PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION : MACHENTE DISTRITO : AYNA ALTITUD : 1250 msnm
 CODIGO : 000546 PROVINCIA : LA MAR LATITUD : 12° 32' 01" S
 DEPARTAMENT: AYACUCHO LONGITUD : 73° 50' 01" W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1968	28.7	21.1	21.5	61.3	35.4	18.1	17.8	21.9	29.1	43.4	42.8	29.9	371.0
1969	26.8	36.9	46.5	19.9	16.1	19.6	12.3	26.1	18.1	26.1	13.6	27.1	289.1
1970	37.5	48.4	49.8	56.0	8.4	20.1	5.0	20.6	53.0	60.3	36.0	34.8	429.9
1971	S/D	S/D	45.3	45.4	24.0	12.9	18.9	21.8	11.8	40.5	37.1	29.7	289.4
1972	47.7	37.0	38.5	28.6	31.2	6.1	26.7	28.1	21.1	28.1	27.6	28.1	348.8
1973	48.8	61.7	33.9	21.1	23.1	11.2	8.1	18.1	18.9	21.8	25.7	32.0	324.4
1974	43.3	30.5	47.0	21.8	6.1	6.1	6.4	96.2	26.3	32.7	26.1	31.4	373.9
1975	27.8	39.2	56.6	22.7	16.9	24.3	1.3	18.6	21.6	21.6	35.0	29.3	314.9
1976	30.1	32.1	34.6	18.5	18.6	13.9	17.7	21.5	38.7	16.7	18.3	18.1	278.8
1977	18.7	31.2	34.9	32.7	23.4	8.1	9.1	15.4	13.1	25.5	33.3	35.9	281.3
1978	29.4	22.7	25.4	26.7	25.7	9.1	0.4	24.7	28.7	16.8	26.8	29.5	265.9
1979	30.4	26.3	18.2	18.5	11.3	0.3	18.3	9.6	12.1	15.6	13.8	23.4	197.8
1980	35.0	26.6	27.7	18.2	15.1	9.1	13.1	23.4	34.6	30.3	26.1	26.7	285.9
1981	28.4	48.9	30.4	28.5	15.6	26.0	17.8	34.1	23.7	31.5	31.7	25.7	342.3
1982	36.5	34.1	26.1	21.9	12.8	13.5	24.2	19.8	27.7	S/D	S/D	S/D	216.6
MEDIA	33.5	35.5	35.8	29.5	18.9	13.2	13.1	26.7	25.2	29.4	28.1	28.7	313.8
MIN	18.7	21.1	18.2	18.2	6.1	0.3	0.4	9.6	11.8	15.6	13.6	18.1	197.8
MAX	48.8	61.7	56.6	61.3	35.4	26.0	26.7	96.2	53.0	60.3	42.8	35.9	429.9
DESV. STD	8.5	11.2	11.3	13.9	8.2	7.2	8.0	20.0	11.0	12.2	8.7	4.5	60.6

Fuente: SENAMHI - Gobierno Regional de Cusco

Figura 3.16: : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Teresita



SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ
GOBIERNO REGIONAL DE CUSCO
RED HIDROMETEOROLÓGICA



PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION : TERESITA PICHARI DISTRITO : PICHARI ALTITUD : 648 msnm
CÓDIGO : 156340 PROVINCIA : CONVENCIÓN LATITUD : 12° 33' 01" S
DEPARTAMENTC : CUSCO LONGITUD : 73° 48' 01" W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1965	28.5	31.9	27.6	SD	23.0	17.5	13.7	25.0	23.5	59.3	58.3	38.9	347.2
1966	59.8	51.0	58.6	77.4	43.0	2.7	12.1	26.4	19.3	65.5	60.0	68.0	543.8
1967	77.3	62.3	49.2	23.3	45.6	23.3	11.0	25.9	33.2	67.2	65.4	63.5	547.2
1968	28.5	66.2	69.1	42.1	62.8	28.3	61.7	25.6	47.8	55.2	58.7	70.0	616.0
1969	47.2	45.7	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	92.9
MEDIA	48.3	51.4	51.1	47.6	43.6	18.0	24.6	25.7	31.0	61.8	60.6	60.1	429.4
MIN	28.5	31.9	27.6	23.3	23.0	2.7	11.0	25.0	19.3	55.2	58.3	38.9	92.9
MAX	77.3	66.2	69.1	77.4	62.8	28.3	61.7	26.4	47.8	67.2	65.4	70.0	616.0
DES. STD	21.0	13.7	17.7	27.5	16.3	11.1	24.7	0.6	12.7	5.6	3.3	14.4	213.2

Fuente: SENAMHI - Gobierno Regional de Cusco

Figura 3.17: : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Sivia



GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA
RED HIDROMETEOROLOGICA



PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACIÓN : SIVIA DISTRITO : SIVIA ALTITUD : 580 msnm
CÓDIGO : 006 PROVINCIA : HUANTA LATITUD : 12° 30' 00" S
DEPARTAMENT : AYACUCHO LONGITUD : 73° 51' 00" W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1972	21.2	35.3	24.4	23.5	15.1	11.1	10.0	15.5	12.7	12.8	25.0	26.7	233.3
1973	32.0	37.9	34.0	25.7	13.5	10.0	12.7	10.6	21.0	10.8	32.5	30.0	270.7
1974	39.0	42.0	52.2	25.2	12.5	12.0	10.0	11.8	12.3	10.6	43.5	38.0	309.1
1975	43.0	45.0	35.0	24.5	14.6	13.0	10.5	10.0	12.5	16.1	38.0	42.0	384.2
1976	39.0	42.0	34.0	26.0	10.5	14.5	12.0	11.0	12.2	17.9	28.0	38.0	285.1
1977	43.0	41.7	28.0	27.6	12.9	11.0	10.5	12.2	15.1	23.5	35.0	43.9	304.4
MEDIA	36.2	40.7	34.6	25.4	13.2	11.9	11.0	11.9	14.3	15.3	33.7	36.4	284.5
MIN	21.2	35.3	24.4	23.5	10.5	10.0	10.0	10.0	12.2	10.6	25.0	26.7	233.3
MAX	43.0	45.0	52.2	27.6	15.1	14.5	12.7	15.5	21.0	23.5	43.5	43.9	309.1
DES. STD	8.4	3.5	9.6	1.4	1.6	1.6	1.1	2.0	3.5	5.0	6.7	6.7	29.0

Fuente: SENAMHI - Gobierno Regional de Cusco

Figura 3.18: : Registro de Precipitación Máxima en 24 horas – Estación Cirialo



SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ
GOBIERNO REGIONAL DE CUSCO
RED HIDROMETEOROLÓGICA



PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION : CIRIALO DISTRITO : CIRIALO ALTITUD : 900.0 msnm
CÓDIGO : 110575 PROVINCIA : LA CONVENCION LATITUD : 12° 25' 00" S
DEPARTAMENTO : CUSCO LONGITUD : 72° 57' 00" W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1964	44.9	44.0	12.0	10.2	30.0	30.0	0.0	4.0	25.0	29.6	33.3	46.8	309.8
1965	44.9	44.0	33.2	31.1	0.0	0.0	9.5	11.9	25.0	28.0	19.0	19.0	265.6
1966	44.9	55.0	33.2	31.1	19.8	10.7	9.5	11.9	25.0	29.6	33.3	46.8	350.8
1967	52.0	52.0	24.0	16.4	0.0	0.0	1.5	10.0	33.0	29.6	25.0	38.0	281.5
1968	21.4	3.8	19.0	10.0	18.0	32.0	10.0	0.9	24.0	30.0	28.0	46.8	243.9
1969	57.0	36.4	57.0	32.0	18.0	28.4	14.0	0.8	24.0	29.0	31.0	52.6	380.2
1970	42.0	34.2	28.2	49.2	23.2	10.2	0.0	48.2	1.8	31.4	31.0	55.5	354.9
1971	31.0	22.0	50.0	26.0	18.0	2.5	0.0	31.0	12.4	21.0	39.0	49.0	301.9
1972	54.2	67.2	43.0	23.2	68.4	12.0	32.2	22.4	0.0	25.2	35.4	85.2	468.4
1973	68.0	58.2	38.2	58.4	0.0	0.0	0.0	2.5	49.2	18.2	52.0	48.2	392.9
1974	56.2	74.2	30.2	67.2	18.2	13.2	35.2	0.0	0.0	24.2	24.2	29.4	372.2
1975	12.4	20.2	38.2	32.2	10.0	0.0	11.2	0.8	85.4	80.2	36.4	42.2	369.2
1976	51.2	61.6	24.2	29.4	0.0	0.0	0.0	10.5	24.2	0.0	0.0	59.0	260.1
1977	48.5	43.2	34.2	18.4	53.0	10.7	9.5	11.9	20.4	38.2	78.2	36.2	402.5
MEDIA	44.9	44.0	33.2	31.1	19.8	10.7	9.5	11.9	25.0	29.6	33.3	46.8	339.6
MIN	12.4	3.8	12.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.0	243.9
MAX	68.0	74.2	57.0	67.2	68.4	32.0	35.2	48.2	85.4	80.2	78.2	85.2	468.4
DESV. STD	14.7	19.5	11.9	16.9	20.1	11.7	11.5	13.8	22.0	17.0	17.4	15.3	64.4

Fuente: SENAMHI - Gobierno Regional de Cusco

a) Estimación de Datos Faltantes

De los registros presentados, se verifica datos faltantes (Registro Sin Dato "SD"), para lo cual se procede a estimar dichos datos:

- Datos de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas faltantes de la Estación Patrón (Quillabamba): Para completar los datos de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas se utilizará el método del promedio aritmético por cada mes.

- **Extensión de Datos de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas de la Estación Patrón (Quillabamba):** Para la extensión de datos, se utilizará el Método de Series de Tiempo
- **Extensión de Datos de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas de las demás estaciones (Machente, Teresita, Sivia, Cirialo):** En éste caso se completará los datos de las estaciones incompletas mediante el método racional reducido a partir de la Estación Patrón

Figura 3.19: : Completación de Precipitación Máxima Mensual en 24 horas - Estación Quillabamba - Promedio Aritmético

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1964	29.4	34.1	31.9	29.0	19.2	0.0	0.0	8.0	15.5	20.5	25.8	36.0	249.4
1965	19.0	31.0	41.0	36.0	2.0	1.0	21.8	10.4	37.0	24.2	15.9	28.0	267.3
1966	18.0	35.5	14.5	12.5	26.2	5.5	7.2	8.0	21.0	22.8	38.0	17.7	226.9
1967	17.0	30.0	25.0	12.2	7.2	8.0	18.0	8.9	15.0	18.2	17.5	25.3	202.3
1968	38.7	19.6	35.0	31.2	4.7	1.6	17.0	12.9	9.9	13.5	17.7	36.7	238.5
1969	19.9	20.8	28.5	22.3	11.0	30.0	6.5	5.9	7.5	12.5	35.0	22.2	222.1
1970	34.8	11.6	40.2	29.5	26.8	9.4	7.2	5.2	15.0	22.0	12.8	29.3	243.8
1971	15.0	42.5	22.0	24.3	15.5	29.7	1.5	3.7	15.0	8.8	17.7	17.2	212.9
1972	32.0	16.4	35.4	16.6	13.7	3.0	5.4	25.2	8.8	7.0	25.5	42.7	231.7
1973	28.6	33.4	19.5	26.2	12.9	8.0	20.0	24.8	14.3	34.0	35.7	30.8	288.2
1974	30.6	28.2	25.9	26.6	4.0	5.5	20.8	24.5	17.7	13.0	18.0	22.0	236.8
1975	42.2	32.5	39.8	33.0	14.5	7.5	9.0	16.5	14.2	16.5	42.4	32.6	300.7
1976	35.0	33.5	26.5	21.5	10.9	4.0	2.9	27.3	33.0	15.2	11.5	29.8	251.1
1977	31.0	40.2	21.9	9.3	35.6	1.4	18.0	1.2	21.1	8.5	19.8	28.3	236.3
1978	35.8	21.0	21.2	15.8	60.2	7.5	0.0	0.0	0.0	36.4	14.5	44.8	257.2
1979	30.6	20.7	18.8	16.2	11.4	0.0	10.5	1.3	2.8	11.2	31.2	33.4	188.1
1980	19.8	32.1	27.2	38.1	17.0	7.0	23.5	12.3	16.0	16.3	20.0	23.3	252.6
1981	27.2	39.5	39.5	27.5	10.5	8.8	10.9	10.5	15.5	18.6	25.8	31.4	265.7
1982	45.7	45.4	35.9	31.5	19.1	13.0	14.7	15.4	26.6	30.3	36.3	45.0	361.8
1983	23.4	24.8	24.7	23.1	19.9	15.6	10.0	3.4	0.0	7.0	13.9	18.1	184.1
1984	19.7	19.0	18.8	17.1	13.5	8.3	1.7	0.0	0.0	7.0	12.0	13.4	130.5
1985	12.5	11.6	18.8	22.9	21.9	17.7	11.7	6.0	2.6	7.0	13.6	25.0	171.3
1986	29.4	34.1	31.9	29.0	19.2	8.8	0.0	0.0	0.0	0.0	58.0	41.8	252.2
1987	45.2	62.0	48.8	89.1	11.2	28.5	0.0	0.0	17.0	20.3	25.9	32.4	381.4
1988	45.0	82.2	77.0	41.2	25.0	0.0	0.0	0.0	21.0	30.0	50.0	60.0	432.4
1989	29.0	35.7	30.4	21.0	18.0	0.0	21.5	24.8	44.0	22.4	28.4	37.4	312.6
1990	18.4	63.1	45.2	60.7	68.0	8.2	32.5	25.3	27.8	20.3	20.8	32.4	422.7
1991	48.1	52.5	47.2	48.9	19.4	7.7	12.2	11.9	17.0	56.0	39.8	40.8	401.5
MEDIA	29.4	34.1	31.9	29.0	19.2	8.8	10.9	10.5	15.5	18.6	25.8	31.4	265.1

Fuente: Elaboración Propia

La extensión de datos del años 1991 hasta el años 2015, se realizará por el método

de Series de Tiempo (Para la Estación Patrón Quillabamba), de acuerdo al siguiente procedimiento:

1. Estacionalidad:

Para ello se utilizará la metodología de promedios móviles

Un promedio móvil se construye sustituyendo cada valor de una serie por la media obtenida con esa observación y algunos de los valores inmediatamente anteriores y posteriores. Ver tabla 3.10

2. Índices de Estacionalidad: Para ello se divide los registros reales existentes, entre los promedios móviles centrados. Ver tabla 3.10

3. Ajuste de Índices de Estacionalidad:

Para ello en primer lugar se calcula el factor de corrección, que viene hacer el promedio de los índices de estacionalidad. Y posteriormente se multiplica los índices de estacionalidad sin ajuste por el factor de corrección Ver tabla 3.11

4. Cálculo de la Tendencia:

Éste cálculo se realiza con el apoyo del Software Minitab. Ver Figura 3.20

5. Extensión de datos :

Se realiza la extensión de datos a partir de la tendencia calculada, proyectando los registros pluviométricos hasta diciembre del año 2015, ajustando los valores mediante el factor de corrección. Ver Tabla 3.12

En la Figura 3.21 se muestra la extensión de datos por el método de series de tiempo

Tabla 3.10: Cálculo de los promedios móviles

Año	Mes	ítem	Yt	Promedio móvil 1'	Promedio móvil 2'	Estacionalidad
1964	Enero	1	29.0			
	Febrero	2	29.7			
	Marzo	3	28.8			
	Abril	4	23.9			
	Mayo	5	16.8			
	Junio	6	0.0	19.4		
	Julio	7	0.0	18.5	18.9	0.00%
	Agosto	8	8.0	18.6	18.6	43.06%
	Septiembre	9	15.5	19.7	19.1	80.97%
	Octubre	10	20.5	20.7	20.2	101.70%
	Noviembre	11	24.1	19.4	20.0	120.18%
	Diciembre	12	36.0	19.5	19.5	184.94%
1965	Enero	13	19.0	21.3	20.4	93.07%
	Febrero	14	31.0	21.5	21.4	144.70%
	Marzo	15	41.0	23.3	22.4	182.87%
	Abril	16	36.0	23.6	23.5	153.39%
	Mayo	17	2.0	22.9	23.3	8.59%
	Junio	18	1.0	22.3	22.6	4.42%
	Julio	19	21.8	22.2	22.2	98.05%
	Agosto	20	10.4	22.6	22.4	46.47%
	Septiembre	21	37.0	20.4	21.5	172.39%
	Octubre	22	24.2	18.4	19.4	124.88%
	Noviembre	23	15.9	20.4	19.4	81.92%
	Diciembre	24	28.0	20.8	20.6	135.89%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1991	Enero	325	12.6	24.9	24.9	50.62%
	Febrero	326	22.1	24.9	24.9	88.78%
	Marzo	327	28.1	24.9	24.9	112.89%
	Abril	328	31.1	21.9	23.4	132.88%
	Mayo	329	19.4	20.8	21.3	90.92%
	Junio	330	7.7	19.1	19.9	38.60%
	Julio	331	12.2			
	Agosto	332	11.9			
	Septiembre	333	17.0			
	Octubre	334	20.3			
	Noviembre	335	25.9			
	Diciembre	336	21.3			

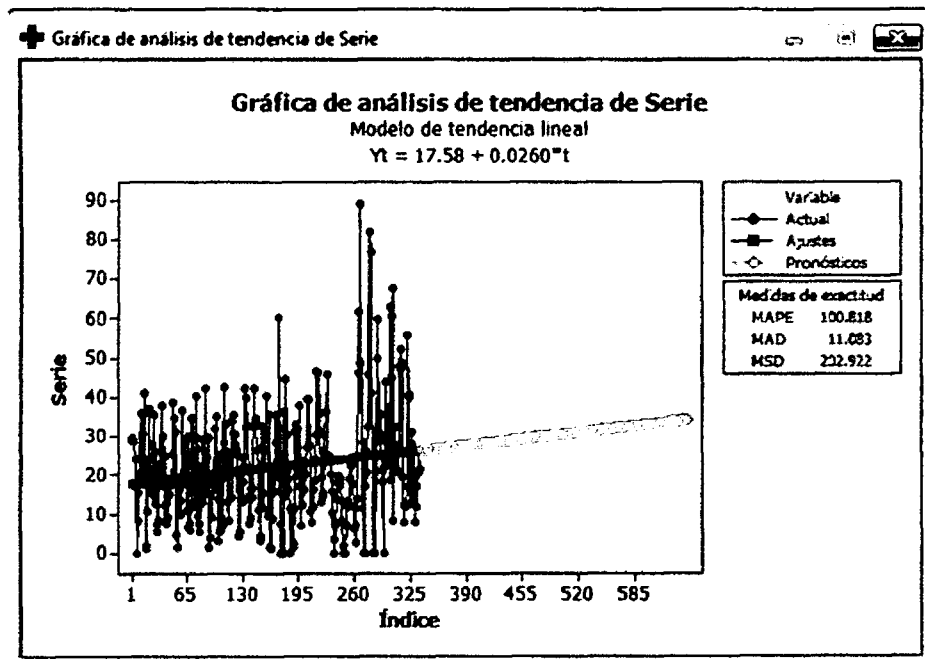
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.11: Ajuste de Índices de Estacionalidad

Meses	Años desde 1964 hasta 1991										
	1964	1965	1966	1967	1968	...	1989	1990	1991	IVE	IVEc
1		0.9	0.9	0.9	2.0	...	0.5	1.5	0.5	1.330	1.329
2		1.4	1.8	1.6	1.0	...	1.7	1.8	0.9	1.479	1.477
3		1.8	0.8	1.3	1.8	...	1.2	1.6	1.1	1.431	1.430
4		1.5	0.7	0.7	1.6	...	1.7	1.6	1.3	1.282	1.281
5		0.1	1.4	0.4	0.2	...	1.9	0.6	0.9	0.889	0.888
6		0.0	0.3	0.5	0.1	...	0.2	0.2	0.4	0.449	0.448
7	0.0	1.0	0.4	1.0	0.9	...	0.9	0.4		0.521	0.521
8	0.4	0.5	0.4	0.5	0.7	...	0.7	0.4		0.485	0.484
9	0.8	1.7	1.1	0.8	0.5	...	0.8	0.6		0.704	0.703
10	1.0	1.2	1.2	0.9	0.8	...	0.6	2.2		0.868	0.868
11	1.2	0.8	2.1	0.9	1.0	...	0.6	1.6		1.135	1.133
12	1.8	1.4	1.0	1.3	1.9	...	1.0	1.6		1.439	1.437
										Factor de Corrección	1.001

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.20: : Tendencia del Registro precipitaciones máximas mensuales en 24 horas de la Estación de Quillabamba



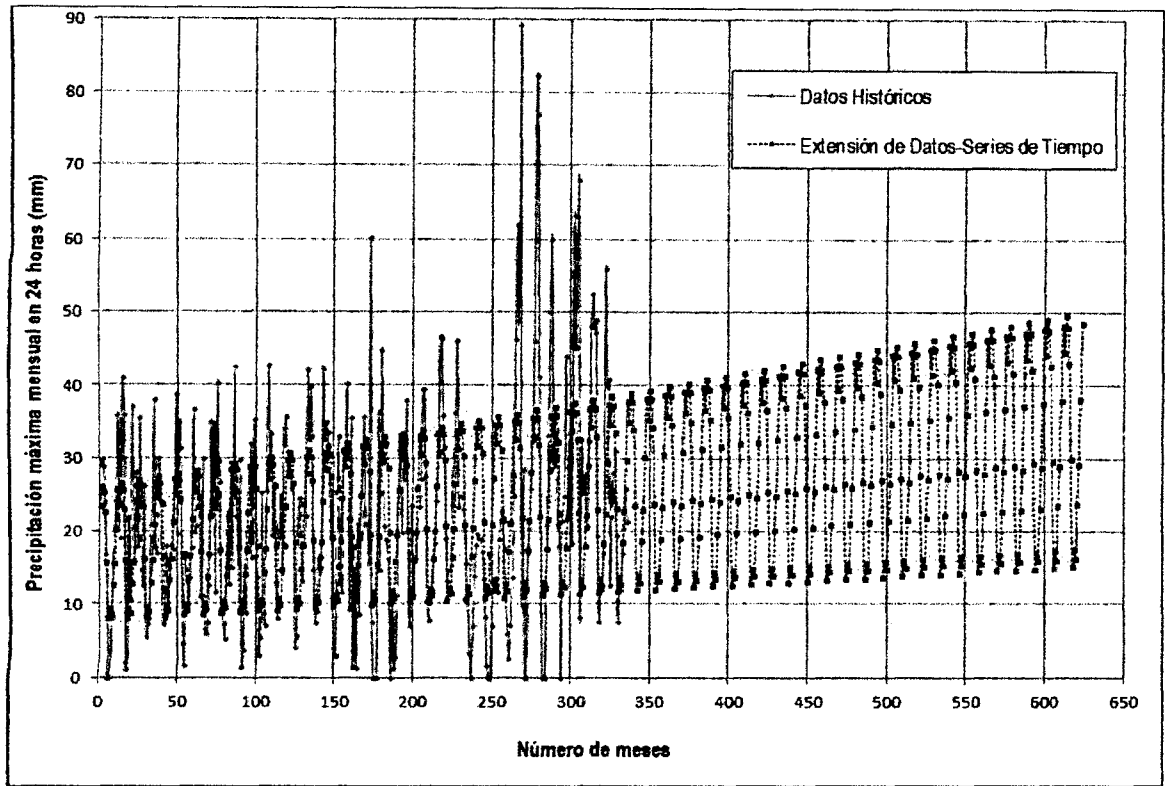
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.12: Extensión de registros pluviométricos de la Estación de Quillabamba desde enero del 1991 hasta diciembre del 2015

Año	Yt	Tendencia	Índice de Corrección	Ft
1964	1	17.61	1.329	23.39
	2	17.63	1.477	26.04
	3	17.66	1.430	25.25
	4	17.69	1.281	22.65
	5	17.71	0.888	15.74
	6	17.74	0.448	7.95
	7	17.76	0.521	9.25
	8	17.79	0.484	8.62
	9	17.82	0.703	12.53
	10	17.84	0.868	15.48
	11	17.87	1.133	20.25
	12	17.89	1.437	25.72
1965	13	17.92	1.329	23.81
	14	17.95	1.477	26.51
	15	17.97	1.430	25.69
	16	18.00	1.281	23.05
	17	18.02	0.888	16.01
	18	18.05	0.448	8.09
	19	18.08	0.521	9.41
	20	18.10	0.484	8.77
	21	18.13	0.703	12.75
	22	18.15	0.868	15.75
	23	18.18	1.133	20.60
	24	18.21	1.437	26.17
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
2015	613	33.52	1.329	44.53
	614	33.55	1.477	49.55
	615	33.57	1.430	48.00
	616	33.60	1.281	43.03
	617	33.62	0.888	29.87
	618	33.65	0.448	15.09
	619	33.68	0.521	17.53
	620	33.70	0.484	16.32
	621	33.73	0.703	23.73
	622	33.75	0.868	29.28
	623	33.78	1.133	38.29
	624	33.81	1.437	48.59

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.21: : Gráfico de la Serie de datos pluviométricos de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas Extendida



Fuente: Elaboración Propia

La extensión de registros máximos mensuales de las demás estaciones, se realizará por el método Racional Reducido, tomando como estación patrón a la Estación de Quillabamba

1) Extensión de registros de datos pluviométricos de la Estación Machente:

Para ésta estación se utilizará los registros de las Estaciones Quillabamba y Machente desde año 1968 al 1982. Y se calcula la línea de tendencia en función la Estación Patrón (Quillabamba) ver Figura 3.22

2) Extensión de registros de datos pluviométricos de la Estación Teresita:

Para ésta estación se utilizará los registros de las Estaciones Quillabamba y Teresita desde año 1965 al 1969. Y se calcula la línea de tendencia en función la Estación Patrón (Quillabamba) ver Figura 3.23

3) Extensión de registros de datos pluviométricos de la Estación Sivia:

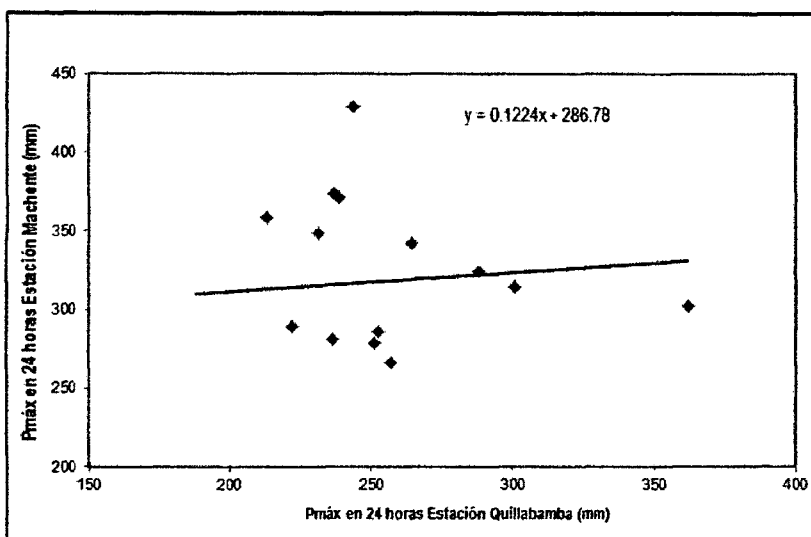
Para ésta estación se utilizará los registros de las Estaciones Quillabamba y Sivia

desde año 1972 al 1977. Y se calcula la línea de tendencia en función la Estación Patrón (Quillabamba) ver Figura 3.24

4) Extensión de registros de datos pluviométricos de la Estación Sivia:

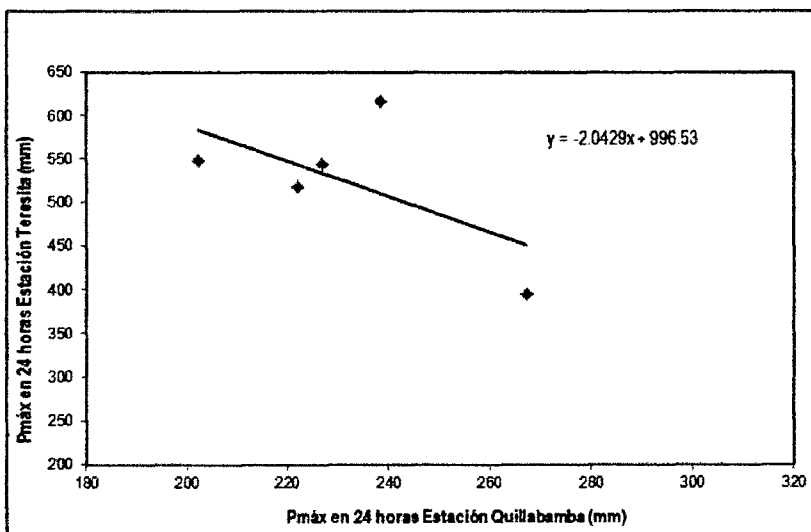
Para ésta estación se utilizará los registros de las Estaciones Quillabamba y Cirialo desde año 1964 al 1977. Y se calcula la línea de tendencia en función la Estación Patrón (Quillabamba) ver Figura 3.25

Figura 3.22: : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Machente



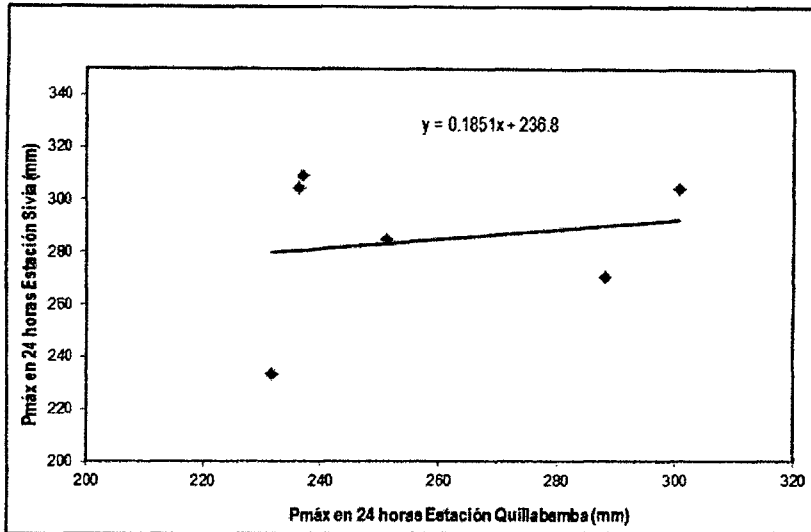
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.23: : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Teresita



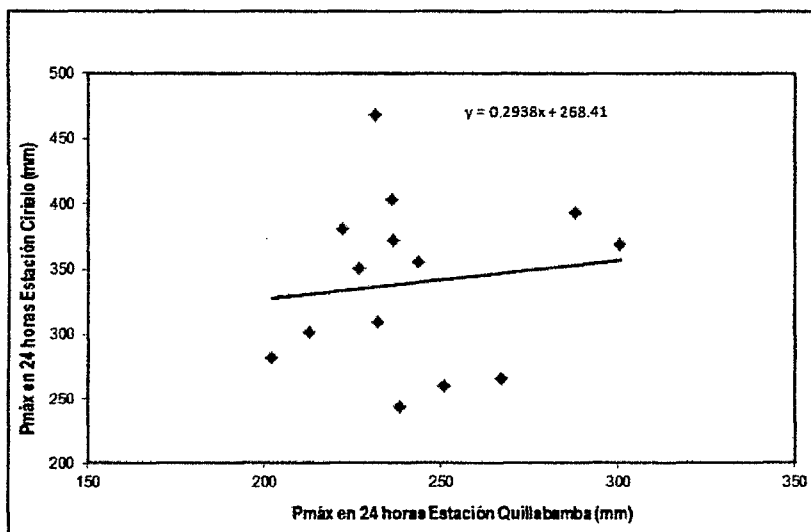
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.24: : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Sivia



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.25: : Correlación entre las Estaciones de Quillabamba y Cirialo



Fuente: Elaboración Propia

A partir de las ecuaciones de las tendencias se extendió los datos pluviométricos de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas de las Estaciones: Machente, Teresita, Sivia y Cirialo hasta el año 2015. Las cuales se muestran en los siguientes:

b) Regionalización de la Precipitación en la cuenca del río Teresa

El objeto del presente ítem es la estimación de la precipitación máxima mensual para 24 horas que probablemente ha de ocurrir en el área que corresponde al centroide de

Tabla 3.13: Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación
Quillabamba

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1964	29.0	29.7	28.8	23.9	16.8	0.0	0.0	8.0	15.5	20.5	24.1	36.0
1965	19.0	31.0	41.0	36.0	2.0	1.0	21.8	10.4	37.0	24.2	15.9	28.0
1966	18.0	35.5	14.5	12.5	26.2	5.5	7.2	8.0	21.0	22.8	38.0	17.7
1967	17.0	30.0	25.0	12.2	7.2	8.0	18.0	8.9	15.0	18.2	17.5	25.3
1968	38.7	19.6	35.0	31.2	4.7	1.6	17.0	12.9	9.9	13.5	17.7	36.7
1969	19.9	20.8	28.5	22.3	11.0	30.0	6.5	5.9	7.5	12.5	35.0	22.2
1970	34.8	11.6	40.2	29.5	26.8	9.4	7.2	5.2	15.0	22.0	12.8	29.3
1971	15.0	42.5	22.0	24.3	15.5	29.7	1.5	3.7	15.0	8.8	17.7	17.2
1972	32.0	16.4	35.4	16.6	13.7	3.0	5.4	25.2	8.8	7.0	25.5	42.7
1973	28.6	33.4	19.5	26.2	12.9	8.0	20.0	24.8	14.3	34.0	35.7	30.8
1974	30.6	28.2	25.9	26.6	4.0	5.5	20.8	24.5	17.7	13.0	18.0	22.0
1975	42.2	32.5	39.8	33.0	14.5	7.5	9.0	16.5	14.2	16.5	42.4	32.6
1976	35.0	33.5	26.5	21.5	10.9	4.0	2.9	27.3	33.0	15.2	11.5	29.8
1977	31.0	40.2	21.9	9.3	35.6	1.4	18.0	1.2	21.1	8.5	19.8	28.3
1978	35.8	21.0	21.2	15.8	60.2	7.5	0.0	0.0	0.0	36.4	14.5	44.8
1979	30.6	20.7	18.8	16.2	11.4	0.0	10.5	1.3	2.8	11.2	31.2	33.4
1980	19.8	32.1	27.2	38.1	17.0	7.0	23.5	12.3	16.0	16.3	20.0	23.3
1981	27.2	39.5	39.5	27.5	10.5	7.9	11.3	11.7	16.1	18.4	24.1	30.3
1982	46.7	46.4	35.9	31.5	19.1	13.0	14.7	15.4	26.6	30.3	36.3	46.0
1983	23.4	24.8	24.7	23.1	19.9	15.6	10.0	3.4	0.0	7.0	13.9	18.1
1984	19.7	19.0	18.8	17.1	13.5	8.3	1.7	0.0	0.0	7.0	12.0	13.4
1985	12.5	11.6	18.8	22.9	21.9	17.7	11.7	6.0	2.6	7.0	13.6	25.0
1986	46.2	62.0	48.8	89.1	11.2	28.5	0.0	0.0	17.0	20.3	25.9	32.4
1987	46.0	82.2	77.0	41.2	25.0	0.0	0.0	0.0	21.0	30.0	50.0	60.0
1988	29.0	35.7	30.4	21.0	18.0	0.0	21.5	24.8	44.0	22.4	28.4	37.4
1989	18.4	63.1	45.2	60.7	68.0	8.2	32.5	25.3	27.8	20.3	20.8	32.4
1990	48.1	52.5	47.2	48.9	19.4	7.7	12.2	11.9	17.0	56.0	39.8	40.8
1991	12.6	22.1	28.1	31.1	19.4	7.7	12.2	11.9	17.0	20.3	25.9	21.3
1992	35.0	38.9	37.7	33.8	23.5	11.9	13.8	12.8	18.7	23.1	30.2	38.3
1993	35.4	39.4	38.2	34.2	23.8	12.0	14.0	13.0	18.9	23.3	30.5	38.7
1994	35.8	39.9	38.6	34.6	24.1	12.1	14.1	13.1	19.1	23.6	30.9	39.2
1995	35.2	43.3	39.1	35.0	24.3	12.3	14.3	13.3	19.3	23.9	31.2	39.6
1996	36.7	40.8	39.5	35.4	24.6	12.4	14.4	13.5	19.6	24.1	31.6	40.1
1997	37.1	41.3	40.0	35.8	24.9	12.6	14.6	13.6	19.8	24.4	31.9	40.5
1998	37.5	41.7	40.4	36.2	25.2	12.7	14.8	13.8	20.0	24.7	32.3	41.0
1999	37.9	42.2	40.9	36.6	25.4	12.8	14.9	13.9	20.2	25.0	32.6	41.4
2000	38.3	42.6	41.3	37.0	25.7	13.0	15.1	14.1	20.4	25.2	33.0	41.9
2001	38.7	43.1	41.8	37.4	26.0	13.1	15.3	14.2	20.7	25.5	33.3	42.3
2002	39.1	43.6	42.2	37.8	26.3	13.3	15.4	14.4	20.9	25.8	33.7	42.8
2003	39.6	44.0	42.6	38.2	26.5	13.4	15.6	14.5	21.1	26.0	34.0	43.2
2004	40.0	44.5	43.1	38.6	26.8	13.5	15.7	14.7	21.3	26.3	34.4	43.7
2005	40.4	44.9	43.5	39.0	27.1	13.7	15.9	14.8	21.5	26.6	34.7	44.1
2006	40.8	45.4	44.0	39.4	27.4	13.8	16.1	15.0	21.8	26.8	35.1	44.6
2007	41.2	45.9	44.4	39.8	27.7	14.0	16.2	15.1	22.0	27.1	35.5	45.0
2008	41.6	46.3	44.9	40.2	27.9	14.1	16.4	15.3	22.2	27.4	35.8	45.5
2009	42.0	46.8	45.3	40.6	28.2	14.2	16.6	15.4	22.4	27.7	36.2	45.9
2010	42.5	47.2	45.8	41.0	28.5	14.4	16.7	15.6	22.6	27.9	36.5	46.4
2011	42.9	47.7	46.2	41.4	28.8	14.5	16.9	15.7	22.8	28.2	36.9	46.8
2012	43.3	48.2	46.7	41.8	29.0	14.7	17.0	15.9	23.1	28.5	37.2	47.2
2013	43.7	48.6	47.1	42.2	29.3	14.8	17.2	16.0	23.3	28.7	37.6	47.7
2014	44.1	49.1	47.6	42.6	29.6	14.9	17.4	16.2	23.5	29.0	37.9	48.1
2015	44.5	49.5	48.0	43.0	29.9	15.1	17.5	16.3	23.7	29.3	38.3	48.6
MEDIA	33.9	38.5	36.8	33.3	22.6	18.9	13.3	12.6	18.5	22.5	29.0	36.5

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.14: Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Machente

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1964	33.2	35.2	35.5	29.3	18.8	13.1	13.0	26.5	25.0	29.1	27.9	28.5
1965	33.7	35.7	36.0	29.7	19.0	13.3	13.2	26.8	25.4	29.5	28.3	28.9
1966	33.2	35.1	35.5	29.2	18.7	13.1	13.0	26.4	25.0	29.1	27.9	28.4
1967	32.9	34.8	35.1	28.9	18.5	13.0	12.9	26.1	24.7	28.8	27.6	28.1
1968	28.7	21.1	21.5	61.3	35.4	18.1	17.8	21.9	29.1	43.4	42.8	29.9
1969	26.8	36.9	45.5	19.9	16.1	19.6	12.3	26.1	18.1	26.1	13.6	27.1
1970	37.5	48.4	49.8	56.0	8.4	20.1	5.0	20.6	53.0	60.3	36.0	34.8
1971	33.5	35.5	45.3	45.4	24.0	12.9	18.9	21.8	11.8	40.5	37.1	29.7
1972	47.7	37.0	38.5	28.6	31.2	6.1	26.7	28.1	21.1	28.1	27.6	28.1
1973	48.8	61.7	33.9	21.1	23.1	11.2	8.1	18.1	18.9	21.8	25.7	32.0
1974	43.3	30.5	47.0	21.8	6.1	6.1	6.4	96.2	26.3	32.7	26.1	31.4
1975	27.8	39.2	56.6	22.7	16.9	24.3	1.3	18.6	21.6	21.6	35.0	29.3
1976	30.1	32.1	34.6	18.5	18.6	13.9	17.7	21.5	38.7	16.7	18.3	18.1
1977	18.7	31.2	34.9	32.7	23.4	8.1	9.1	15.4	13.1	25.5	33.3	35.9
1978	29.4	22.7	25.4	26.7	25.7	9.1	0.4	24.7	28.7	16.8	26.8	29.5
1979	30.4	26.3	18.2	18.5	11.3	0.3	18.3	9.6	12.1	15.6	13.8	23.4
1980	35.0	26.6	27.7	18.2	15.1	9.1	13.1	23.4	34.6	30.3	26.1	26.7
1981	28.4	48.9	30.4	28.5	15.6	26.0	17.8	34.1	23.7	31.5	31.7	25.7
1982	36.5	34.1	26.1	21.9	12.8	13.5	24.2	19.8	27.7	29.4	28.1	28.7
1983	32.6	34.5	34.9	28.7	18.4	12.9	12.8	26.0	24.6	28.6	27.4	27.9
1984	31.9	33.8	34.1	28.1	18.0	12.6	12.5	25.4	24.0	28.0	26.8	27.3
1985	32.5	34.4	34.7	28.6	18.3	12.8	12.7	25.8	24.4	28.4	27.3	27.8
1986	35.2	37.2	37.6	31.0	19.9	13.9	13.8	28.0	26.5	30.8	29.5	30.1
1987	35.8	37.9	38.3	31.6	20.2	14.1	14.1	28.5	27.0	31.4	30.1	30.7
1988	34.3	36.3	36.7	30.2	19.4	13.5	13.4	27.3	26.8	30.0	28.8	29.4
1989	35.7	37.8	38.2	31.5	20.2	14.1	14.0	28.4	26.9	31.3	30.0	30.5
1990	35.4	37.5	37.9	31.2	20.0	14.0	13.9	28.2	26.7	31.0	29.8	30.3
1991	33.2	35.2	35.5	29.3	18.7	13.1	13.0	26.4	25.0	29.1	27.9	28.4
1992	34.3	36.4	36.7	30.3	19.4	13.6	13.5	27.3	25.9	30.1	26.8	29.4
1993	34.4	36.4	36.8	30.3	19.4	13.6	13.5	27.4	25.9	30.1	28.9	29.4
1994	34.4	36.5	36.8	30.3	19.4	13.6	13.5	27.4	25.9	30.2	28.9	29.5
1995	34.5	36.5	36.9	30.4	19.5	13.6	13.5	27.4	26.0	30.2	29.0	29.5
1996	34.5	36.6	36.9	30.4	19.5	13.6	13.5	27.5	26.0	30.3	29.0	29.6
1997	34.6	36.6	37.0	30.5	19.5	13.7	13.6	27.5	26.0	30.3	29.0	29.6
1998	34.6	36.7	37.0	30.5	19.6	13.7	13.6	27.6	26.1	30.3	29.1	29.7
1999	34.7	36.7	37.1	30.6	19.6	13.7	13.6	27.6	26.1	30.4	29.1	29.7
2000	34.7	36.8	37.1	30.6	19.6	13.7	13.6	27.6	26.2	30.4	29.2	29.7
2001	34.8	36.8	37.2	30.6	19.6	13.7	13.6	27.7	26.2	30.5	29.2	29.8
2002	34.8	36.9	37.2	30.7	19.7	13.8	13.7	27.7	26.2	30.5	29.2	29.8
2003	34.9	36.9	37.3	30.7	19.7	13.8	13.7	27.8	26.3	30.6	29.3	29.9
2004	34.9	37.0	37.3	30.8	19.7	13.8	13.7	27.8	26.3	30.6	29.3	29.9
2005	35.0	37.0	37.4	30.8	19.7	13.8	13.7	27.8	26.3	30.6	29.4	29.9
2006	35.0	37.1	37.5	30.9	19.8	13.8	13.7	27.9	26.4	30.7	29.4	30.0
2007	35.1	37.1	37.5	30.9	19.8	13.8	13.8	27.9	26.4	30.7	29.5	30.0
2008	35.1	37.2	37.6	30.9	19.8	13.9	13.8	27.9	26.5	30.8	29.5	30.1
2009	35.2	37.2	37.6	31.0	19.9	13.9	13.8	28.0	26.5	30.8	29.5	30.1
2010	35.2	37.3	37.7	31.0	19.9	13.9	13.8	28.0	26.5	30.9	29.6	30.2
2011	35.3	37.3	37.7	31.1	19.9	13.9	13.8	28.1	26.6	30.9	29.6	30.2
2012	35.3	37.4	37.8	31.1	19.9	13.9	13.8	28.1	26.6	30.9	29.7	30.2
2013	35.4	37.4	37.8	31.2	20.0	14.0	13.9	28.1	26.6	31.0	29.7	30.3
2014	35.4	37.5	37.9	31.2	20.0	14.0	13.9	28.2	26.7	31.0	29.7	30.3
2015	35.5	37.5	37.9	31.2	20.0	14.0	13.9	28.2	26.7	31.1	29.8	30.4
MEDIA	33.7	35.6	36.0	29.6	19.0	13.3	13.2	26.8	25.3	29.5	28.3	28.8

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.15: Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Teresita

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1964	48.1	51.2	50.9	47.4	43.4	17.9	24.5	25.6	30.8	61.6	60.4	59.9
1965	28.5	31.9	27.6	47.6	23.0	17.5	13.7	25.0	23.5	59.3	58.3	38.9
1966	59.8	51.0	58.6	77.4	43.0	2.7	12.1	26.4	19.3	65.5	60.0	68.0
1967	77.3	62.3	49.2	23.3	45.6	23.3	11.0	25.9	33.2	67.2	65.4	63.5
1968	28.5	66.2	69.1	42.1	62.8	28.3	61.7	25.6	47.8	55.2	58.7	70.0
1969	47.2	45.7	51.1	47.6	43.6	18.0	24.6	25.7	31.0	61.8	60.6	60.1
1970	45.9	48.9	48.7	45.3	41.5	17.1	23.4	24.5	29.5	58.8	57.7	57.2
1971	51.7	55.1	54.8	51.0	46.8	19.2	26.4	27.6	33.2	66.3	65.0	64.4
1972	48.2	51.4	51.1	47.5	43.6	17.9	24.6	25.7	30.9	61.7	60.5	60.0
1973	37.6	40.0	39.8	37.1	33.9	14.0	19.2	20.0	24.1	48.1	47.2	46.8
1974	47.2	50.3	50.1	45.6	42.7	17.6	24.1	25.2	30.3	60.5	59.3	58.8
1975	35.2	37.5	37.3	34.7	31.8	13.1	18.0	18.8	22.6	45.1	44.2	43.9
1976	44.6	47.5	47.2	43.9	40.3	15.6	22.7	23.8	28.6	57.1	55.9	55.5
1977	47.3	50.4	50.2	45.7	42.8	17.6	24.2	25.2	30.4	60.6	59.4	59.0
1978	43.4	46.3	45.0	42.8	39.2	16.1	22.1	23.1	27.8	55.6	54.5	54.1
1979	56.4	60.1	59.8	55.6	51.0	21.0	28.8	30.1	36.2	72.2	70.8	70.3
1980	44.3	47.2	45.9	43.7	40.0	16.5	22.6	23.6	28.4	56.7	55.6	55.1
1981	42.1	44.9	44.6	41.5	38.0	15.7	21.5	22.4	27.0	53.9	52.9	52.4
1982	23.7	25.3	25.1	23.4	21.4	8.8	12.1	12.6	15.2	30.4	29.8	29.5
1983	57.2	60.9	60.6	56.4	51.6	21.3	29.2	30.5	36.7	73.2	71.8	71.2
1984	67.3	71.7	71.3	66.3	60.8	25.0	34.3	35.9	43.1	86.1	84.5	83.8
1985	59.6	63.5	63.1	58.8	53.8	22.2	30.4	31.8	38.2	76.3	74.8	74.2
1986	20.0	21.3	21.2	19.8	18.1	7.4	10.2	10.7	12.8	25.6	25.2	24.9
1987	10.4	11.1	11.0	10.3	9.4	3.9	5.3	5.6	6.7	13.4	13.1	13.0
1988	33.0	35.1	34.9	32.5	29.8	12.3	16.8	17.6	21.2	42.2	41.4	41.1
1989	12.3	13.1	13.0	12.1	11.1	4.6	6.3	6.5	7.9	15.7	15.4	15.3
1990	16.2	17.3	17.2	15.0	14.7	6.0	8.3	8.7	10.4	20.8	20.4	20.2
1991	48.6	51.8	51.5	47.9	43.9	18.1	24.8	25.9	31.2	62.2	61.0	60.5
1992	32.0	34.1	33.9	31.6	28.9	11.9	16.3	17.1	20.5	41.0	40.2	39.9
1993	31.3	33.4	33.2	30.9	28.3	11.6	16.0	16.7	20.1	40.1	39.3	39.0
1994	30.6	32.6	32.4	30.2	27.7	11.4	15.6	16.3	19.6	39.2	38.4	38.1
1995	29.9	31.9	31.7	29.5	27.0	11.1	15.3	16.0	19.2	38.3	37.6	37.2
1996	29.2	31.1	30.9	28.8	26.4	10.9	14.9	15.6	18.7	37.4	36.7	36.4
1997	28.5	30.4	30.2	28.1	25.7	10.6	14.5	15.2	18.3	36.5	35.8	35.5
1998	27.8	29.6	29.4	27.4	25.1	10.3	14.2	14.8	17.8	35.6	34.9	34.6
1999	27.1	28.9	28.7	26.7	24.5	10.1	13.8	14.4	17.4	34.7	34.0	33.7
2000	26.4	28.1	27.9	26.0	23.8	9.8	13.5	14.1	16.9	33.8	33.1	32.9
2001	25.7	27.4	27.2	25.3	23.2	9.6	13.1	13.7	16.5	32.9	32.2	32.0
2002	25.0	26.6	26.5	24.6	22.6	9.3	12.7	13.3	16.0	32.0	31.4	31.1
2003	24.3	25.9	25.7	23.9	21.9	9.0	12.4	12.9	15.6	31.1	30.5	30.2
2004	23.6	25.1	25.0	23.2	21.3	8.8	12.0	12.6	15.1	30.2	29.6	29.3
2005	22.9	24.4	24.2	22.5	20.6	8.5	11.7	12.2	14.7	29.3	28.7	28.5
2006	22.2	23.6	23.5	21.8	20.0	8.2	11.3	11.8	14.2	28.4	27.8	27.6
2007	21.4	22.9	22.7	21.2	19.4	8.0	10.9	11.4	13.8	27.5	26.9	26.7
2008	20.7	22.1	22.0	20.5	18.7	7.7	10.6	11.1	13.3	26.6	26.0	25.8
2009	20.0	21.3	21.2	19.8	18.1	7.5	10.2	10.7	12.9	25.7	25.2	25.0
2010	19.3	20.6	20.5	19.1	17.5	7.2	9.9	10.3	12.4	24.8	24.3	24.1
2011	18.6	19.8	19.7	18.4	16.8	6.9	9.5	9.9	11.9	23.9	23.4	23.2
2012	17.9	19.1	19.0	17.7	16.2	6.7	9.1	9.6	11.5	23.0	22.5	22.3
2013	17.2	18.3	18.2	17.0	15.6	6.4	8.8	9.2	11.0	22.0	21.6	21.4
2014	16.5	17.6	17.5	16.3	14.9	6.1	8.4	8.8	10.6	21.1	20.7	20.6
2015	15.8	16.8	16.7	15.6	14.3	5.9	8.1	8.4	10.1	20.2	19.9	19.7
MEDIA	42.2	45.0	44.7	41.6	38.1	15.7	21.5	22.5	27.1	54.0	53.0	52.6

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.16: Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Sivia

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1964	35.6	40.0	34.0	25.0	13.0	11.7	10.8	11.7	14.1	15.0	33.1	35.8
1965	36.4	40.9	34.8	25.6	13.3	12.0	11.0	11.9	14.4	15.4	33.9	36.7
1966	35.5	39.8	33.9	24.9	12.9	11.7	10.7	11.6	14.0	15.0	33.0	35.7
1967	34.9	39.2	33.4	24.5	12.7	11.5	10.6	11.4	13.8	14.7	32.5	35.1
1968	35.8	40.1	34.2	25.1	13.0	11.8	10.8	11.7	14.1	15.1	33.3	36.0
1969	35.4	39.7	33.8	24.8	12.9	11.7	10.7	11.6	14.0	14.9	32.9	35.6
1970	35.9	40.3	34.3	25.2	13.1	11.8	10.9	11.7	14.2	15.1	33.4	36.1
1971	35.1	39.5	33.6	24.7	12.8	11.6	10.6	11.5	13.9	14.8	32.7	35.4
1972	21.2	35.3	24.4	23.5	15.1	11.1	10.0	15.5	12.7	12.8	25.0	26.7
1973	32.0	37.9	34.0	25.7	13.5	10.0	12.7	10.6	21.0	10.8	32.5	30.0
1974	39.0	42.0	52.2	25.2	12.5	12.0	10.0	11.8	12.3	10.6	43.5	38.0
1975	43.0	45.0	35.0	24.5	14.6	13.0	10.5	10.0	12.5	16.1	38.0	42.0
1976	39.0	42.0	34.0	26.0	10.5	14.5	12.0	11.0	12.2	17.9	28.0	38.0
1977	43.0	41.7	28.0	27.6	12.9	11.0	10.5	12.2	15.1	23.5	35.0	43.9
1978	36.2	40.6	34.6	25.4	13.2	11.9	10.9	11.8	14.3	15.3	33.7	36.4
1979	34.6	38.8	33.0	24.3	12.6	11.4	10.5	11.3	13.7	14.6	32.1	34.8
1980	35.1	40.5	34.5	25.3	13.1	11.9	10.9	11.8	14.3	15.2	33.6	36.3
1981	36.4	40.8	34.7	25.5	13.2	12.0	11.0	11.9	14.4	15.3	33.8	36.6
1982	38.7	43.4	36.9	27.1	14.1	12.7	11.7	12.7	15.3	16.3	36.0	38.9
1983	34.5	38.7	32.9	24.2	12.6	11.4	10.4	11.3	13.6	14.6	32.1	34.7
1984	33.2	37.3	31.7	23.3	12.1	10.9	10.0	10.9	13.1	14.0	30.9	33.4
1985	34.2	38.4	32.7	24.0	12.4	11.3	10.3	11.2	13.5	14.4	31.8	34.4
1986	39.1	43.9	37.4	27.5	14.2	12.9	11.8	12.8	15.5	16.5	36.4	39.4
1987	40.3	45.3	38.5	28.3	14.7	13.3	12.2	13.2	15.9	17.0	37.5	40.6
1988	37.5	42.1	35.8	26.3	13.7	12.4	11.3	12.3	14.8	15.8	34.9	37.7
1989	40.1	45.0	38.3	28.1	14.6	13.2	12.1	13.1	15.8	16.9	37.3	40.3
1990	39.6	44.5	37.8	27.8	14.4	13.1	12.0	13.0	15.6	16.7	36.8	39.8
1991	35.5	39.9	34.0	25.0	12.9	11.7	10.8	11.6	14.0	15.0	33.1	35.8
1992	37.6	42.2	36.0	26.4	13.7	12.4	11.4	12.3	14.9	15.9	35.0	37.9
1993	37.7	42.3	36.0	26.5	13.7	12.4	11.4	12.3	14.9	15.9	35.1	37.9
1994	37.8	42.4	36.1	26.5	13.8	12.5	11.4	12.4	14.9	16.0	35.1	38.0
1995	37.9	42.5	36.2	26.6	13.8	12.5	11.5	12.4	15.0	16.0	35.2	38.1
1996	38.0	42.6	36.3	26.7	13.8	12.5	11.5	12.4	15.0	16.0	35.3	38.2
1997	38.1	42.7	36.4	26.7	13.9	12.5	11.5	12.5	15.0	16.1	35.4	38.3
1998	38.1	42.8	36.5	26.8	13.9	12.6	11.5	12.5	15.1	16.1	35.5	38.4
1999	38.2	42.9	36.5	26.8	13.9	12.6	11.6	12.5	15.1	16.1	35.6	38.5
2000	38.3	43.0	36.6	26.9	14.0	12.6	11.6	12.5	15.1	16.2	35.6	38.6
2001	38.4	43.1	36.7	27.0	14.0	12.7	11.6	12.6	15.2	16.2	35.7	38.7
2002	38.5	43.2	36.8	27.0	14.0	12.7	11.6	12.6	15.2	16.3	35.8	38.7
2003	38.6	43.3	36.9	27.1	14.1	12.7	11.7	12.6	15.2	16.3	35.9	38.8
2004	38.7	43.4	37.0	27.2	14.1	12.7	11.7	12.7	15.3	16.3	36.0	38.9
2005	38.8	43.5	37.1	27.2	14.1	12.8	11.7	12.7	15.3	16.4	36.1	39.0
2006	38.9	43.6	37.1	27.3	14.1	12.8	11.8	12.7	15.3	16.4	36.1	39.1
2007	38.9	43.7	37.2	27.3	14.2	12.8	11.8	12.7	15.4	16.4	36.2	39.2
2008	39.0	43.8	37.3	27.4	14.2	12.9	11.8	12.8	15.4	16.5	36.3	39.3
2009	39.1	43.9	37.4	27.5	14.2	12.9	11.8	12.8	15.5	16.5	36.4	39.4
2010	39.2	44.0	37.5	27.5	14.3	12.9	11.9	12.8	15.5	16.6	36.5	39.5
2011	39.3	44.1	37.6	27.6	14.3	13.0	11.9	12.9	15.5	16.6	36.5	39.5
2012	39.4	44.2	37.6	27.7	14.3	13.0	11.9	12.9	15.6	16.6	36.6	39.6
2013	39.5	44.3	37.7	27.7	14.4	13.0	11.9	12.9	15.6	16.7	36.7	39.7
2014	39.6	44.4	37.8	27.8	14.4	13.0	12.0	12.9	15.6	16.7	36.8	39.8
2015	39.6	44.5	37.9	27.8	14.4	13.1	12.0	13.0	15.7	16.7	36.9	39.9
MEDIA	36.3	40.8	34.7	25.5	13.2	12.0	11.0	11.9	14.4	15.3	33.8	36.6

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.17: Registro de Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas de la Estación Cirialo

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1964	44.9	44.0	12.0	10.2	30.0	30.0	0.0	4.0	25.0	29.6	33.3	45.8
1965	44.9	44.0	33.2	31.1	0.0	0.0	9.5	11.9	25.0	28.0	19.0	19.0
1966	44.9	55.0	33.2	31.1	19.8	10.7	9.5	11.9	25.0	29.6	33.3	45.8
1967	52.0	52.0	24.0	15.4	0.0	0.0	1.5	10.0	33.0	29.6	25.0	38.0
1968	21.4	3.8	19.0	10.0	18.0	32.0	10.0	0.9	24.0	30.0	23.0	45.8
1969	57.0	35.4	57.0	32.0	18.0	28.4	14.0	0.8	24.0	29.0	31.0	52.5
1970	42.0	34.2	28.2	49.2	23.2	10.2	0.0	48.2	1.8	31.4	31.0	55.5
1971	31.0	22.0	50.0	25.0	18.0	2.5	0.0	31.0	12.4	21.0	39.0	49.0
1972	54.2	67.2	43.0	23.2	68.4	12.0	32.2	22.4	0.0	25.2	35.4	85.2
1973	68.0	58.2	38.2	58.4	0.0	0.0	0.0	2.5	49.2	18.2	52.0	48.2
1974	55.2	74.2	30.2	67.2	18.2	13.2	35.2	0.0	0.0	24.2	24.2	29.4
1975	12.4	20.2	38.2	32.2	10.0	0.0	11.2	0.8	85.4	80.2	35.4	42.2
1976	51.2	61.6	24.2	29.4	0.0	0.0	0.0	10.5	24.2	0.0	0.0	59.0
1977	48.6	43.2	34.2	18.4	53.0	10.7	9.5	11.9	20.4	38.2	73.2	35.2
1978	45.5	45.6	34.4	32.2	20.5	11.1	9.8	12.3	25.9	30.7	34.5	48.5
1979	45.1	45.1	34.0	31.8	20.3	11.0	9.7	12.2	25.6	30.3	34.1	48.0
1980	45.5	45.6	34.4	32.2	20.5	11.1	9.8	12.3	25.9	30.6	34.5	48.4
1981	45.6	45.7	34.4	32.2	20.5	11.1	9.8	12.4	25.9	30.7	34.5	48.5
1982	47.3	45.3	35.0	32.7	20.8	11.3	10.0	12.5	25.3	31.2	35.0	49.3
1983	45.0	45.1	34.0	31.8	20.2	11.0	9.7	12.2	25.6	30.3	34.1	47.9
1984	45.6	44.7	33.7	31.6	20.1	10.9	9.6	12.1	25.4	30.1	33.8	47.5
1985	45.9	45.0	33.9	31.8	20.2	10.9	9.7	12.2	25.5	30.3	34.0	47.8
1986	47.4	45.5	35.1	32.8	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.3	35.1	49.4
1987	47.8	45.8	35.3	33.1	21.0	11.4	10.1	12.7	25.6	31.5	35.4	49.8
1988	45.9	45.0	34.7	32.5	20.7	11.2	9.9	12.5	25.1	30.9	34.8	48.9
1989	47.7	45.8	35.3	33.0	21.0	11.4	10.1	12.7	25.5	31.5	35.4	49.7
1990	47.6	45.6	35.2	32.9	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.4	35.3	49.6
1991	45.3	45.4	34.3	32.1	20.4	11.0	9.8	12.3	25.8	30.5	34.3	48.3
1992	47.0	45.0	34.7	32.5	20.7	11.2	9.9	12.5	25.1	31.0	34.8	48.9
1993	47.0	45.1	34.7	32.5	20.7	11.2	9.9	12.5	25.1	31.0	34.8	49.0
1994	47.0	45.1	34.8	32.5	20.7	11.2	9.9	12.5	25.1	31.0	34.8	49.0
1995	47.1	45.1	34.8	32.5	20.7	11.2	9.9	12.5	25.2	31.0	34.9	49.0
1996	47.1	45.1	34.8	32.6	20.7	11.2	9.9	12.5	25.2	31.0	34.9	49.0
1997	47.1	45.2	34.8	32.6	20.7	11.2	9.9	12.5	25.2	31.0	34.9	49.1
1998	47.1	45.2	34.8	32.6	20.7	11.2	9.9	12.5	26.2	31.1	34.9	49.1
1999	47.2	45.2	34.9	32.6	20.8	11.2	9.9	12.5	25.2	31.1	34.9	49.1
2000	47.2	45.2	34.9	32.6	20.8	11.2	10.0	12.5	25.2	31.1	35.0	49.2
2001	47.2	45.3	34.9	32.7	20.8	11.2	10.0	12.5	25.2	31.1	35.0	49.2
2002	47.3	45.3	34.9	32.7	20.8	11.3	10.0	12.5	26.3	31.1	35.0	49.2
2003	47.3	45.3	34.9	32.7	20.8	11.3	10.0	12.5	25.3	31.1	35.0	49.2
2004	47.3	45.4	35.0	32.7	20.8	11.3	10.0	12.6	25.3	31.2	35.0	49.3
2005	47.3	45.4	35.0	32.7	20.8	11.3	10.0	12.6	25.3	31.2	35.1	49.3
2006	47.4	45.4	35.0	32.8	20.8	11.3	10.0	12.6	25.3	31.2	35.1	49.3
2007	47.4	45.4	35.0	32.8	20.8	11.3	10.0	12.6	25.3	31.2	35.1	49.3
2008	47.4	45.5	35.0	32.8	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.2	35.1	49.4
2009	47.4	45.5	35.1	32.8	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.3	35.1	49.4
2010	47.5	45.5	35.1	32.8	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.3	35.2	49.4
2011	47.5	45.5	35.1	32.8	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.3	35.2	49.5
2012	47.5	45.6	35.1	32.9	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.3	35.2	49.5
2013	47.5	45.6	35.1	32.9	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.3	35.2	49.5
2014	47.6	45.6	35.2	32.9	20.9	11.3	10.0	12.6	25.4	31.3	35.2	49.5
2015	47.6	45.6	35.2	32.9	20.9	11.3	10.0	12.6	25.5	31.4	35.3	49.6
MEDIA	45.4	44.4	33.5	31.4	20.0	10.8	9.6	12.0	25.2	29.9	33.6	47.2

Fuente: Elaboración Propia

la cuenca del RIO TERESA.

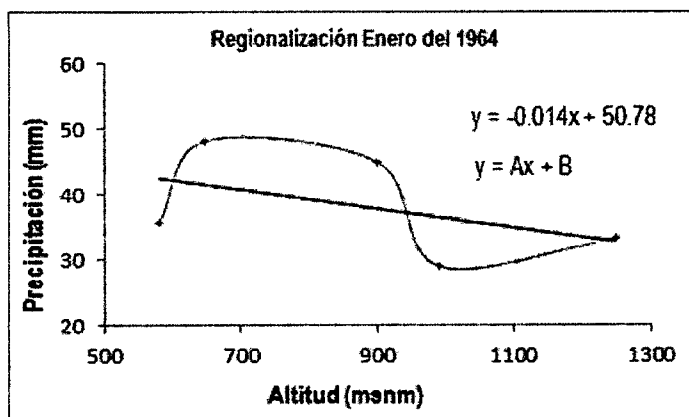
Tabla 3.18: Cuadro de Altitudes de las Estaciones

Nº	ESTACION	ALTITUD (msnm)
1	QUILLABAMBA	990
2	MACHENTE	1250
3	TERESITA	648
4	SIVIA	580
5	CIRIALO	900
6	CUENTA RIO TERESA	1257.27

Fuente: Elaboración Propia

Teniendo el área de ubicación de las estaciones meteorológicas un comportamiento hidrológico similar, se ha procedido a obtener la relación Altitud vs. Precipitación para el área del Proyecto. Mediante el método de regresión lineal, con el apoyo del software Excel y sus funciones de Intereccion y Pendiente, se aplicada para cada uno de los meses de todos los años.

Figura 3.26: : Regionalización Enero 1964



Fuente: Elaboración Propia

A continuación se muestra la Regionalización de datos para el mes de Enero desde el año 1964 hasta el 2015

De igual manera se procede para todos los meses

c) Análisis de distribución de teóricas

De las precipitaciones máximas generadas para la cuenca del río Teresa, se procede el análisis utilizando el software HidroEsta.

Tabla 3.19: Precipitación Máxima en 24 Horas - Enero (mm)

PRECIPITACIÓN MÁXIMA MENSUAL EN 24 HORAS PARA EL MES DE ENERO (mm)					
AÑO	QUILLABAMBA	MACHENTE	TERESITA	SMA	CIRIALO
1964	28.99	33.25	48.09	35.61	44.90
1965	19.00	33.70	28.50	36.43	44.90
1966	18.00	33.18	59.80	35.48	44.90
1967	17.00	32.86	77.30	34.90	52.00
1968	38.70	28.70	28.50	35.75	21.40
1969	19.90	26.80	47.20	35.37	57.00
1970	34.80	37.50	45.93	35.88	42.00
1971	15.00	33.51	51.75	35.15	31.00
1972	32.00	47.70	48.21	21.20	54.20
1973	28.60	48.80	37.57	32.00	68.00
1974	30.60	43.30	47.25	39.00	56.20
1975	42.20	27.80	35.22	43.00	12.40
1976	35.00	30.10	44.56	39.00	51.20
1977	31.00	18.70	47.34	43.00	48.60
1978	35.80	29.40	43.41	36.19	46.55
1979	30.60	30.40	56.42	34.56	46.05
1980	19.80	35.00	44.27	36.08	46.51
1981	27.20	28.40	42.11	36.36	46.60
1982	46.67	36.50	23.72	38.66	47.30
1983	23.38	32.63	57.17	34.47	46.02
1984	19.66	31.93	67.26	33.21	45.64
1985	12.50	32.46	59.57	34.17	45.93
1986	46.20	35.17	20.03	39.12	47.44
1987	46.00	35.83	10.43	40.32	47.81
1988	29.00	34.28	32.98	37.50	46.95
1989	18.40	35.71	12.25	40.09	47.74
1990	48.10	35.43	16.25	39.59	47.59
1991	12.60	33.21	48.60	35.54	46.35
1992	35.00	34.35	32.02	37.62	46.98
1993	35.41	34.40	31.31	37.71	47.01
1994	35.83	34.45	30.61	37.79	47.04
1995	36.24	34.49	29.90	37.88	47.06
1996	36.66	34.54	29.20	37.97	47.09
1997	37.07	34.59	28.49	38.06	47.12
1998	37.49	34.64	27.79	38.15	47.14
1999	37.90	34.69	27.09	38.23	47.17
2000	38.32	34.74	26.38	38.32	47.20
2001	38.73	34.78	25.68	38.41	47.23
2002	39.15	34.83	24.97	38.50	47.25
2003	39.56	34.88	24.27	38.59	47.28
2004	39.97	34.93	23.56	38.68	47.31
2005	40.39	34.98	22.86	38.76	47.33
2006	40.80	35.03	22.15	38.85	47.36
2007	41.22	35.08	21.45	38.94	47.39
2008	41.63	35.12	20.74	39.03	47.41
2009	42.05	35.17	20.04	39.12	47.44
2010	42.46	35.22	19.33	39.21	47.47
2011	42.88	35.27	18.63	39.29	47.49
2012	43.29	35.32	17.92	39.38	47.52
2013	43.71	35.37	17.22	39.47	47.55
2014	44.12	35.41	16.51	39.56	47.58
2015	44.53	35.46	15.81	39.65	47.60

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.20: Regionalización de la Precipitación Máxima en 24 Horas - Enero (mm)

AÑO	ENERO		
	A	B	PP
1964	-0.014	50.78	32.63
1965	-0.004	35.62	31.14
1966	-0.028	62.54	27.61
1967	-0.041	78.48	27.15
1968	-0.004	33.75	29.23
1969	-0.024	58.49	27.93
1970	-0.006	44.05	37.10
1971	-0.023	53.60	24.36
1972	0.021	22.74	48.53
1973	0.019	26.24	50.35
1974	-0.003	45.55	42.27
1975	-0.017	46.63	25.75
1976	-0.016	54.12	33.76
1977	-0.039	71.64	22.83
1978	-0.014	50.07	33.09
1979	-0.023	59.45	30.89
1980	-0.013	47.89	31.26
1981	-0.017	51.30	29.47
1982	0.013	27.48	43.44
1983	-0.023	59.01	29.83
1984	-0.032	67.60	27.22
1985	-0.029	62.52	25.68
1986	0.013	26.07	42.65
1987	0.020	18.45	43.82
1988	-0.003	38.91	34.92
1989	0.008	23.96	33.86
1990	0.017	22.77	43.81
1991	-0.021	53.77	27.13
1992	0.000	37.27	37.16
1993	0.001	36.64	37.40
1994	0.001	36.02	37.64
1995	0.002	35.40	37.87
1996	0.003	34.78	38.11
1997	0.003	34.15	38.35
1998	0.004	33.53	38.58
1999	0.005	32.91	38.82
2000	0.005	32.29	39.06
2001	0.006	31.66	39.29
2002	0.007	31.04	39.53
2003	0.007	30.42	39.77
2004	0.008	29.80	40.00
2005	0.009	29.18	40.24
2006	0.009	28.55	40.48
2007	0.010	27.93	40.71
2008	0.011	27.31	40.95
2009	0.012	26.69	41.19
2010	0.012	26.06	41.43
2011	0.013	25.44	41.66
2012	0.014	24.82	41.90
2013	0.014	24.20	42.14
2014	0.015	23.57	42.37
2015	0.016	22.95	42.61

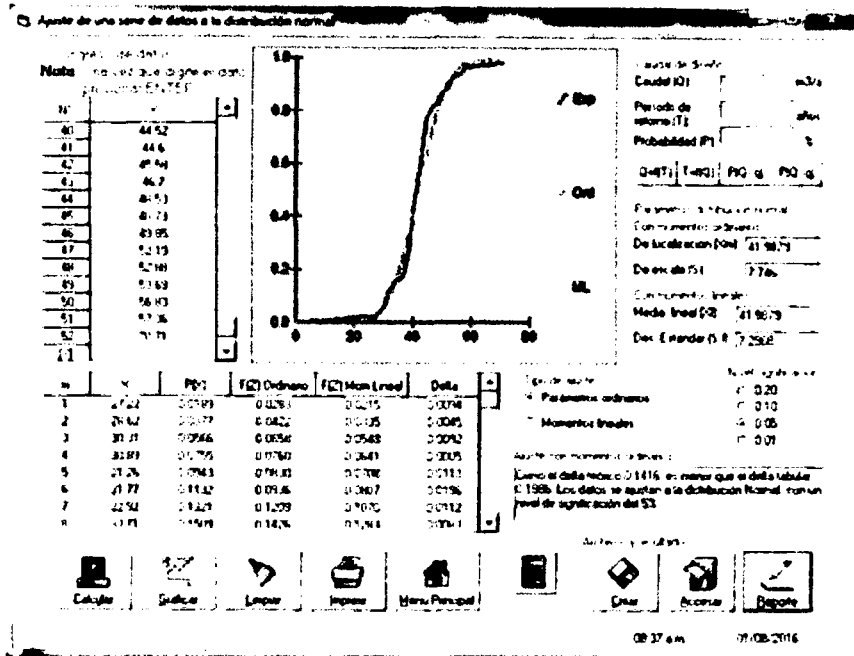
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.21: Regionalización de la Precipitación Máxima en 24 Horas - cuenca del río Teresa (1257.27 msnm)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	P máx
1964	32.63	32.92	26.45	24.12	19.44	12.26	4.71	17.49	23.14	25.70	23.77	31.06	32.92
1965	31.14	35.38	38.15	33.39	9.24	5.68	15.73	20.45	31.59	27.05	17.86	23.84	38.15
1966	27.61	37.54	25.63	24.98	20.37	11.11	10.65	19.24	26.15	26.10	28.70	23.82	37.54
1967	27.15	33.71	27.94	21.35	8.69	7.46	12.63	19.02	24.46	24.17	18.92	24.79	33.71
1968	29.23	8.70	18.79	48.79	22.01	15.74	12.79	15.33	22.12	33.81	30.73	31.31	48.79
1969	27.93	29.75	44.52	22.20	12.72	26.95	9.77	15.76	15.28	20.64	17.18	26.64	44.52
1970	37.10	33.55	44.32	53.69	14.34	15.82	1.76	22.91	37.01	48.49	25.07	35.34	53.69
1971	24.36	32.18	40.13	39.90	19.49	16.02	9.14	18.53	10.64	27.03	28.86	25.46	40.13
1972	48.53	35.77	39.86	24.53	35.55	4.34	23.76	28.29	12.43	19.60	26.03	43.85	48.53
1973	50.35	57.36	29.25	30.36	14.82	7.40	8.49	18.00	23.50	24.77	32.09	34.34	57.36
1974	42.27	35.93	34.37	33.19	3.53	5.37	15.88	70.71	19.30	25.19	16.42	23.78	70.71
1975	25.75	31.47	52.19	28.05	13.44	15.83	3.05	15.25	35.54	32.32	36.50	29.76	52.19
1976	33.76	36.22	28.21	20.02	10.95	6.79	8.90	22.69	39.14	8.18	6.23	24.58	39.14
1977	22.83	33.41	29.97	22.53	34.73	4.91	10.64	9.23	15.62	19.51	36.27	29.62	36.27
1978	33.09	21.92	22.37	24.51	37.65	7.81	0.00	15.62	20.66	23.54	20.36	35.72	37.65
1979	30.89	23.21	15.42	19.21	9.42	-1.32	13.98	5.02	9.40	12.29	15.87	26.11	30.89
1980	31.26	28.46	26.01	26.49	15.01	7.61	15.49	19.01	30.34	25.71	21.72	26.11	31.26
1981	29.47	46.70	32.40	29.85	13.25	19.69	14.55	26.33	22.96	27.53	27.27	28.13	46.70
1982	43.44	40.43	29.72	26.36	15.86	13.39	20.95	18.54	30.46	32.41	31.03	37.65	43.44
1983	29.83	30.31	29.01	28.74	17.30	12.88	9.97	17.07	17.01	19.71	19.12	23.79	30.31
1984	27.22	26.90	25.54	26.41	13.91	9.80	6.40	15.02	16.08	18.10	16.99	20.66	27.22
1985	25.68	25.33	26.59	28.62	17.73	13.48	10.41	17.79	17.70	19.33	18.67	25.86	28.62
1986	42.65	48.42	42.56	52.88	18.24	19.22	8.75	18.96	26.45	30.34	28.73	34.23	52.88
1987	43.82	56.83	53.80	36.22	24.15	9.65	9.34	19.76	28.75	35.29	38.61	45.35	56.83
1988	34.92	37.40	34.31	28.58	19.24	8.55	15.52	26.62	34.76	29.01	27.73	34.11	37.40
1989	33.86	49.85	42.35	43.05	39.11	12.45	20.68	28.53	30.98	31.58	28.05	35.36	49.85
1990	43.81	45.58	42.51	38.80	21.54	12.08	13.28	23.47	26.80	43.52	34.17	37.74	45.58
1991	27.13	30.50	31.36	31.77	18.03	10.50	11.27	20.77	23.80	25.77	24.59	26.15	31.77
1992	37.16	38.68	37.02	33.12	21.28	12.78	12.86	22.49	25.93	29.39	28.49	34.55	38.68
1993	37.40	38.94	37.28	33.28	21.45	12.86	12.96	22.60	26.07	29.60	28.71	34.82	38.94
1994	37.64	39.19	37.53	33.44	21.63	12.95	13.06	22.71	25.22	29.81	28.94	35.08	39.19
1995	37.87	39.45	37.78	33.60	21.80	13.03	13.17	22.82	26.36	30.02	29.17	35.34	39.45
1996	38.11	39.71	38.04	33.75	21.97	13.11	13.27	22.94	26.50	30.23	29.39	35.60	39.71
1997	38.35	39.97	38.29	33.91	22.15	13.20	13.37	23.05	26.64	30.43	29.62	35.86	39.97
1998	38.58	40.22	38.54	34.07	22.32	13.28	13.47	23.16	26.79	30.64	29.85	36.12	40.22
1999	38.82	40.48	38.80	34.22	22.50	13.36	13.57	23.27	26.93	30.85	30.07	36.38	40.48
2000	39.06	40.74	39.05	34.38	22.67	13.45	13.67	23.36	27.07	31.06	30.30	36.64	40.74
2001	39.29	40.99	39.30	34.54	22.84	13.53	13.77	23.50	27.22	31.27	30.53	36.90	40.99
2002	39.53	41.25	39.56	34.70	23.02	13.62	13.87	23.61	27.36	31.47	30.75	37.16	41.25
2003	39.77	41.51	39.81	34.85	23.19	13.70	13.97	23.72	27.50	31.68	30.98	37.42	41.51
2004	40.00	41.77	40.06	35.01	23.37	13.78	14.08	23.83	27.64	31.89	31.21	37.68	41.77
2005	40.24	42.02	40.32	35.17	23.54	13.87	14.18	23.94	27.79	32.10	31.43	37.94	42.02
2006	40.48	42.28	40.57	35.33	23.72	13.95	14.28	24.06	27.93	32.31	31.66	38.20	42.28
2007	40.71	42.54	40.82	35.48	23.89	14.03	14.38	24.17	28.07	32.51	31.89	38.45	42.54
2008	40.95	42.80	41.08	35.64	24.06	14.12	14.48	24.28	28.21	32.72	32.12	38.73	42.80
2009	41.19	43.05	41.33	35.80	24.24	14.20	14.58	24.39	28.36	32.93	32.34	38.99	43.05
2010	41.43	43.31	41.58	35.96	24.41	14.28	14.68	24.51	28.50	33.14	32.57	39.25	43.31
2011	41.66	43.57	41.84	36.11	24.59	14.37	14.78	24.62	28.64	33.35	32.80	39.51	43.57
2012	41.90	43.83	42.09	36.27	24.76	14.45	14.88	24.73	28.79	33.56	33.02	39.77	43.83
2013	42.14	44.08	42.34	36.43	24.93	14.54	14.99	24.84	28.93	33.76	33.25	40.03	44.08
2014	42.37	44.34	42.60	36.58	25.11	14.62	15.09	24.95	29.07	33.97	33.48	40.29	44.34
2015	42.61	44.60	42.85	36.74	25.28	14.70	15.19	25.07	29.21	34.18	33.70	40.55	44.60

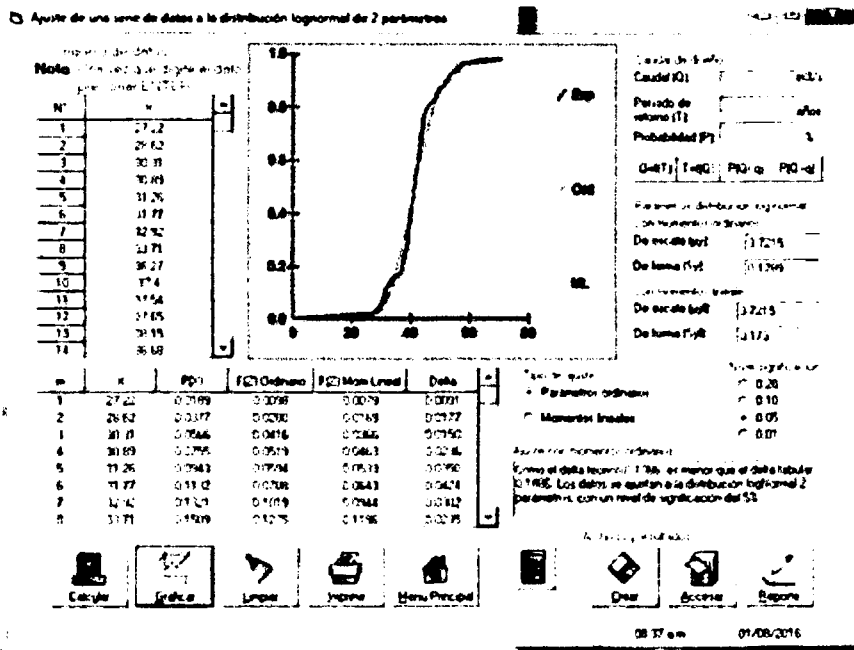
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.27: : Ajuste mediante distribución Normal



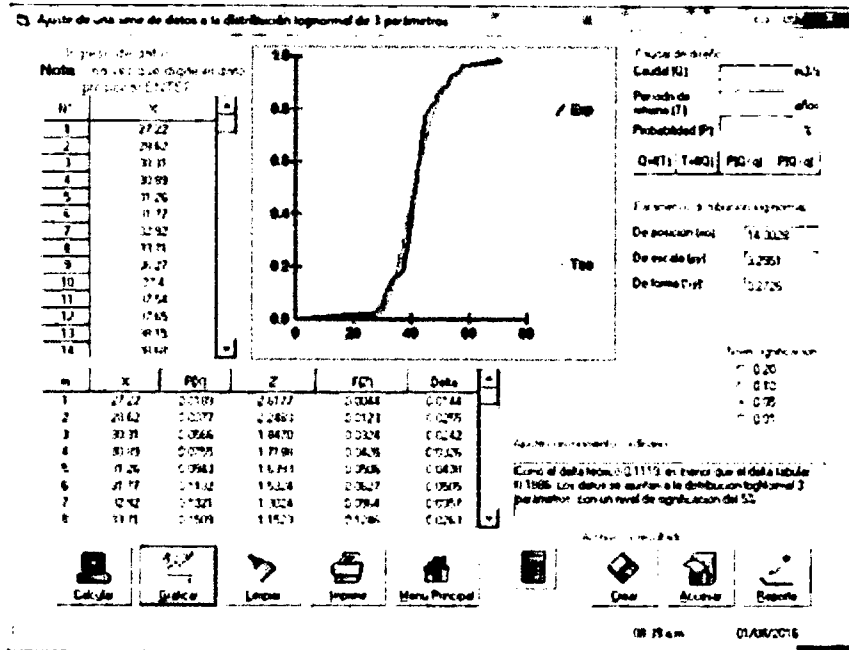
Fuente: HidroEsta

Figura 3.28: : Ajuste mediante distribución Log Normal 2 Parámetros



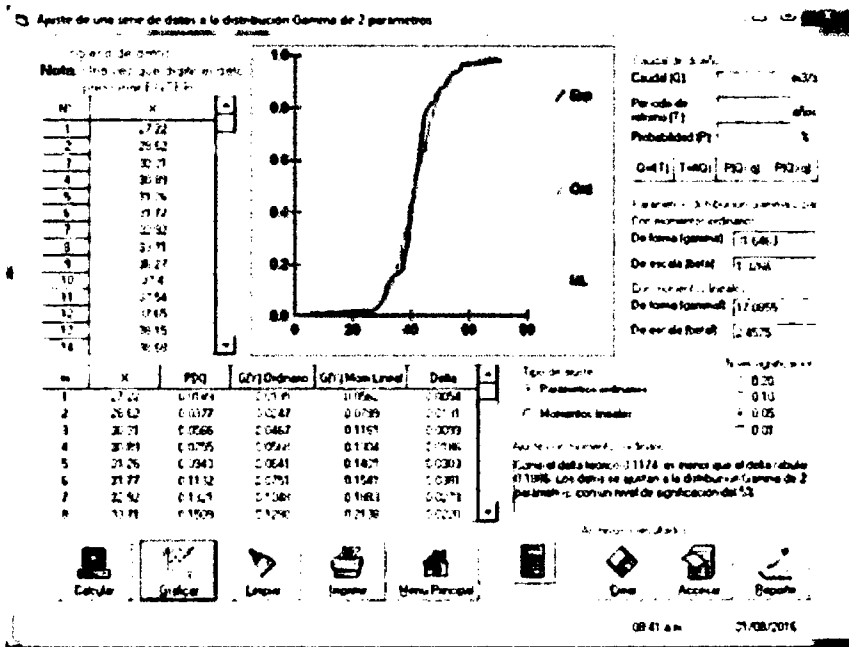
Fuente: HidroEsta

Figura 3.29: : Ajuste mediante distribución Log Normal 3 Parámetros



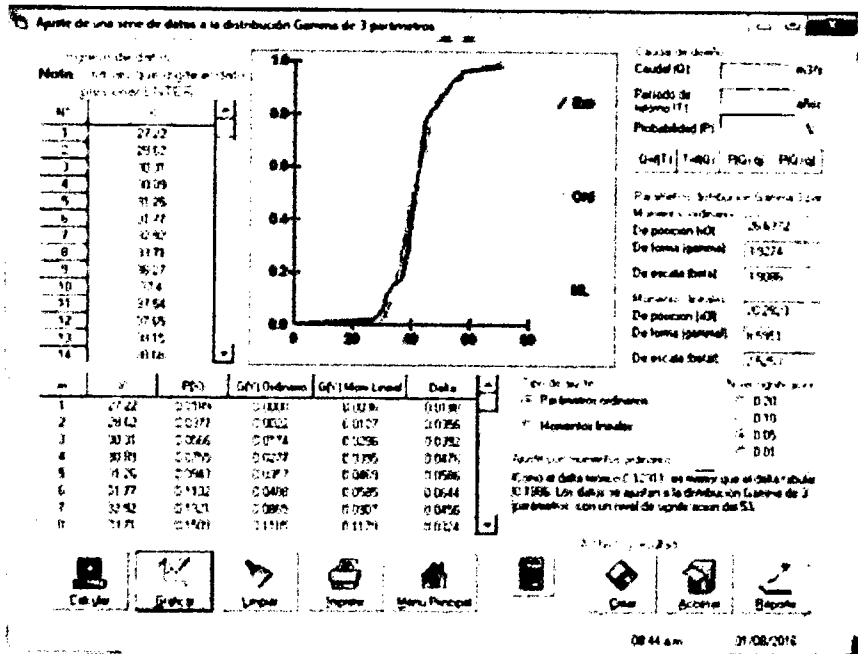
Fuente: HidroEsta

Figura 3.30: : Ajuste mediante distribución Gamma 2 Parámetros



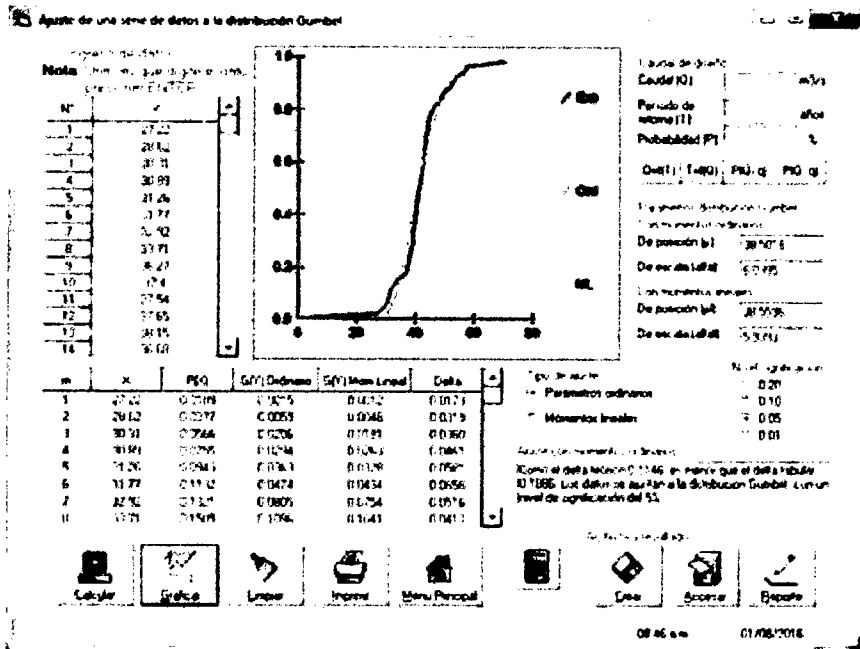
Fuente: HidroEsta

Figura 3.31: : Ajuste mediante distribución Gamma 3 Parámetros



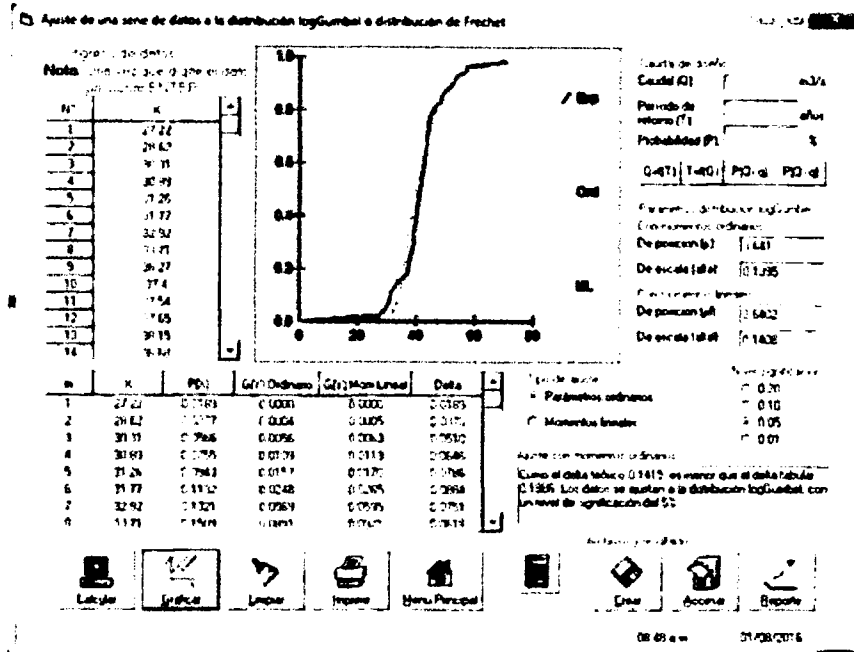
Fuente: HidroEsta

Figura 3.32: : Ajuste mediante distribución Gumbel



Fuente: HidroEsta

Figura 3.33: : Ajuste mediante distribución Log Gumbel



Fuente: HydroEst

d) Pruebas de bondad y ajuste

Se toma como fuente el programa HydroEst, el cual toma como método de Smirnov-Kolmogorov, que consiste en comparar las diferencias, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = mx |F(x) - P(x)|$$

Donde:

F(x): Probabilidad de Distribución teórica

P(x): Probabilidad Empírica, denominada también probabilidad acumulada.

De acuerdo en todos los casos las distribuciones tienen diferencias teóricas menores a las diferencias empíricas, por lo que las precipitaciones máximas para 24 horas de la cuenca del río Teresa, puede ser representada por cualquiera de las distribuciones teóricas presentadas. Según Table 3.22

Se seleccionará la distribución **Log Normal 2 parámetros** para representar la serie

Tabla 3.22: Diferencias teóricas y empíricas Método Smirnov-Kolmogorov

Delta	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 de parámetros	Distribución Log Normal 3 de parámetros	Distribución Gamma 2 de parámetros	Distribución Gamma 3 de parámetros	Gumbel	Log Gumbel	Mínimo Delta
Delta _c (D _c)	0.1415	0.1085	0.1119	0.1174	0.1231	0.1145	0.1415	0.1085
Delta Tabular	0.1885	0.1885	0.1885	0.1885	0.1885	0.1885	0.1885	0.1885

Fuente: Elaboración Propia

de precipitaciones máximas para 24 horas.

e) Análisis de riesgo de falla

El diseño de estructuras para el control de agua incluye la consideración de riesgos. Una estructura para el control de agua puede fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno de diseño T se excede durante la vida útil de la estructura. Este riesgo hidrológico natural, o inherente, de falla puede calcularse utilizando la ecuación 2.12

De acuerdo a la Tabla 2.3. Valores Recomendados de Riesgo Admisible de obras de drenaje del MTC, R = 22 %, riesgo admisible

Tomamos los siguientes valores

Tabla 3.23: Vida útil y riesgo calculado para periodo de retorno de 200 años

Periodo de retorno (años)	Vida útil (años)	Riesgo Calculado (%)
200	50	22

Fuente: Elaboración Propia

f) Curva de intensidad – duración - frecuencia (IDF)

La distribución seleccionada Lo Normal de 2 parámetros, aplicando las ecuaciones 2.14 y 2.13.

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

$$i = \frac{P}{T_d}$$

Se obtiene lo siguiente:

Tabla 3.24: Precipitaciones para generar las curvas IDF de la cuenca del río Teresa

T (años)	1000	500	200	100	50	5	2	Duración
Pmáx 24 hr	71.85	69.17	65.53	62.67	59.68	48.04	41.33	(hr)
PRECIPITACIÓN (mm)	24.66	23.75	22.50	21.51	20.49	16.49	14.19	1
	29.33	28.24	26.75	25.58	24.37	19.61	16.87	2
	32.45	31.25	29.61	28.31	26.97	21.71	18.67	3
	34.88	33.58	31.81	30.42	28.98	23.32	20.06	4
	36.88	35.51	33.64	32.17	30.64	24.66	21.21	5
	38.60	37.16	35.21	33.67	32.07	25.81	22.20	6
	40.12	38.62	36.59	34.99	33.33	26.83	23.08	7
	41.48	39.94	37.83	36.18	34.46	27.74	23.86	8
	42.72	41.13	38.96	37.26	35.49	28.57	24.57	9
	43.86	42.23	40.00	38.26	36.44	29.33	25.23	10
	44.92	43.24	40.97	39.18	37.31	30.04	25.84	11
	45.90	44.20	41.87	40.04	38.13	30.70	26.41	12
	46.83	45.09	42.72	40.85	38.91	31.32	26.94	13
	47.71	45.93	43.51	41.61	39.63	31.90	27.44	14
	48.54	46.73	44.27	42.34	40.32	32.46	27.92	15
	49.33	47.49	44.99	43.03	40.98	32.98	28.37	16
	50.08	48.22	45.68	43.68	41.60	33.49	28.81	17
	50.80	48.91	46.34	44.31	42.20	33.97	29.22	18
	51.49	49.58	46.97	44.92	42.78	34.43	29.62	19
	52.16	50.22	47.57	45.50	43.33	34.88	30.00	20
	52.80	50.83	48.16	46.05	43.86	35.31	30.37	21
	53.42	51.43	48.72	46.59	44.37	35.72	30.73	22
	54.01	52.00	49.26	47.11	44.87	36.12	31.07	23
	54.59	52.56	49.79	47.62	45.35	36.50	31.40	24

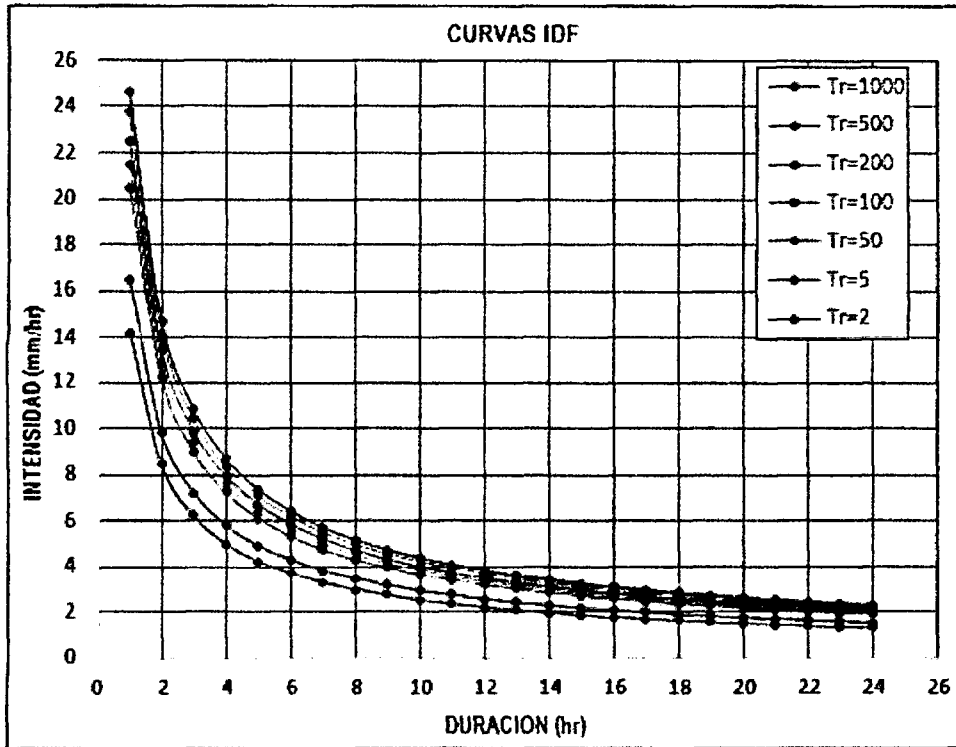
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.25: Intensidades para generar las curvas IDF de la cuenca del río Teresa

T (años)	1000	500	200	100	50	5	2	Duración
Pmáx 24 hr	71.85	69.17	65.53	62.67	59.68	48.04	41.33	(hr)
INTENSIDAD (mm/hr)	24.66	23.75	22.50	21.51	20.49	16.49	14.19	1
	14.67	14.12	13.38	12.79	12.18	9.81	8.44	2
	10.82	10.42	9.87	9.44	8.99	7.24	6.22	3
	8.72	8.40	7.96	7.51	7.24	5.83	5.02	4
	7.38	7.10	6.73	6.43	6.13	4.93	4.24	5
	6.43	6.19	5.87	5.61	5.34	4.30	3.70	6
	5.73	5.52	5.23	5.00	4.76	3.83	3.30	7
	5.18	4.99	4.73	4.52	4.31	3.47	2.98	8
	4.75	4.57	4.33	4.14	3.94	3.17	2.73	9
	4.39	4.22	4.00	3.83	3.64	2.93	2.52	10
	4.08	3.93	3.72	3.56	3.39	2.73	2.35	11
	3.83	3.68	3.49	3.34	3.18	2.56	2.20	12
	3.60	3.47	3.29	3.14	2.99	2.41	2.07	13
	3.41	3.28	3.11	2.97	2.83	2.28	1.96	14
	3.24	3.12	2.96	2.82	2.69	2.16	1.86	15
	3.08	2.97	2.81	2.69	2.56	2.06	1.77	16
	2.95	2.84	2.69	2.57	2.45	1.97	1.69	17
	2.82	2.72	2.57	2.45	2.34	1.89	1.62	18
	2.71	2.61	2.47	2.36	2.25	1.81	1.56	19
	2.61	2.51	2.38	2.27	2.17	1.74	1.50	20
	2.51	2.42	2.29	2.19	2.09	1.68	1.45	21
	2.43	2.34	2.21	2.12	2.02	1.62	1.40	22
	2.35	2.26	2.14	2.05	1.95	1.57	1.35	23
	2.27	2.19	2.07	1.98	1.89	1.52	1.31	24

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.34: :Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia



Fuente: HidroEsta

g) Hietograma de Diseño

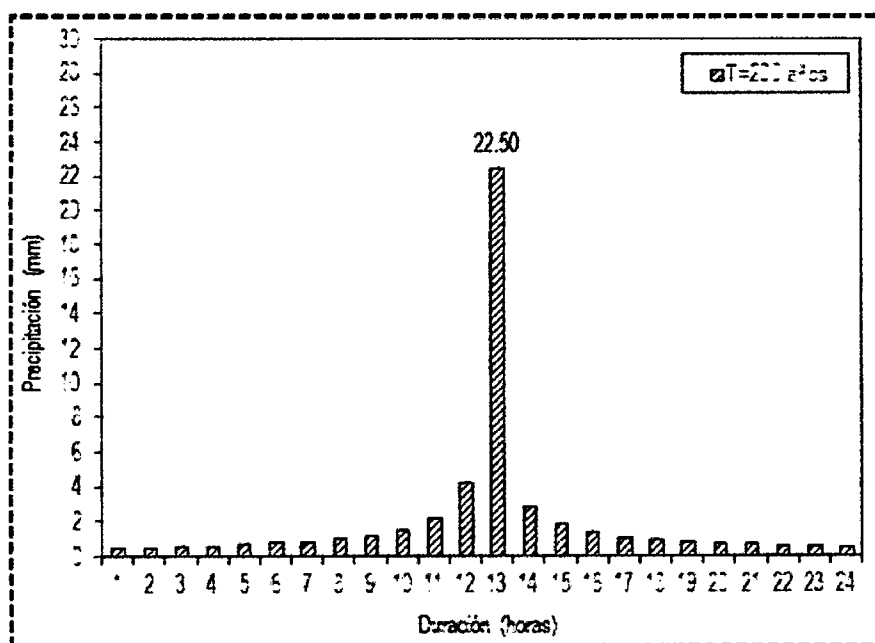
Utilizando las precipitaciones regionalizadas y computadas para la zona de estudio se generará el HIETOGRAMA de diseño para los periodos de retorno de 200 años con un intervalo de tiempo determinado, debemos especificar la fecha de inicio de la tormenta, el tiempo de inicio así mismo la fecha y el tiempo en que ha terminado la tormenta.

Tabla 3.26: Hietograma de Precipitaciones para T= 200 años

Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (hr)	Precipitación (mm)
1	22.50	22.50	22.50	0-1	0.53
2	13.38	26.75	4.25	1-2	0.56
3	9.87	29.61	2.85	2-3	0.61
4	7.95	31.81	2.21	3-4	0.66
5	6.73	33.64	1.83	4-5	0.72
6	5.87	35.21	1.57	5-6	0.80
7	5.23	36.59	1.38	6-7	0.90
8	4.73	37.83	1.24	7-8	1.04
9	4.33	38.96	1.13	8-9	1.24
10	4.00	40.00	1.04	9-10	1.57
11	3.72	40.97	0.96	10-11	2.21
12	3.49	41.87	0.90	11-12	4.26
13	3.29	42.72	0.85	12-13	22.50
14	3.11	43.51	0.80	13-14	2.85
15	2.95	44.27	0.76	14-15	1.83
16	2.81	44.99	0.72	15-16	1.38
17	2.69	45.68	0.69	16-17	1.13
18	2.57	46.34	0.65	17-18	0.96
19	2.47	46.97	0.63	18-19	0.85
20	2.38	47.57	0.61	19-20	0.76
21	2.29	48.16	0.58	20-21	0.69
22	2.21	48.72	0.56	21-22	0.63
23	2.14	49.26	0.54	22-23	0.58
24	2.07	49.79	0.53	23-24	0.54

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.35: Tormenta de diseño para T = 200 años



Fuente: HidroEsta

3.5.4. Generación de Máximas Avenidas

Para la determinación de los hietogramas de precipitación efectiva, se hará uso del método del USA NRCS, el mismo que permitirá determinar las abstracciones, obtenidas a partir del hietograma de precipitación total obtenida anteriormente, considerando las siguientes formulaciones matemáticas:

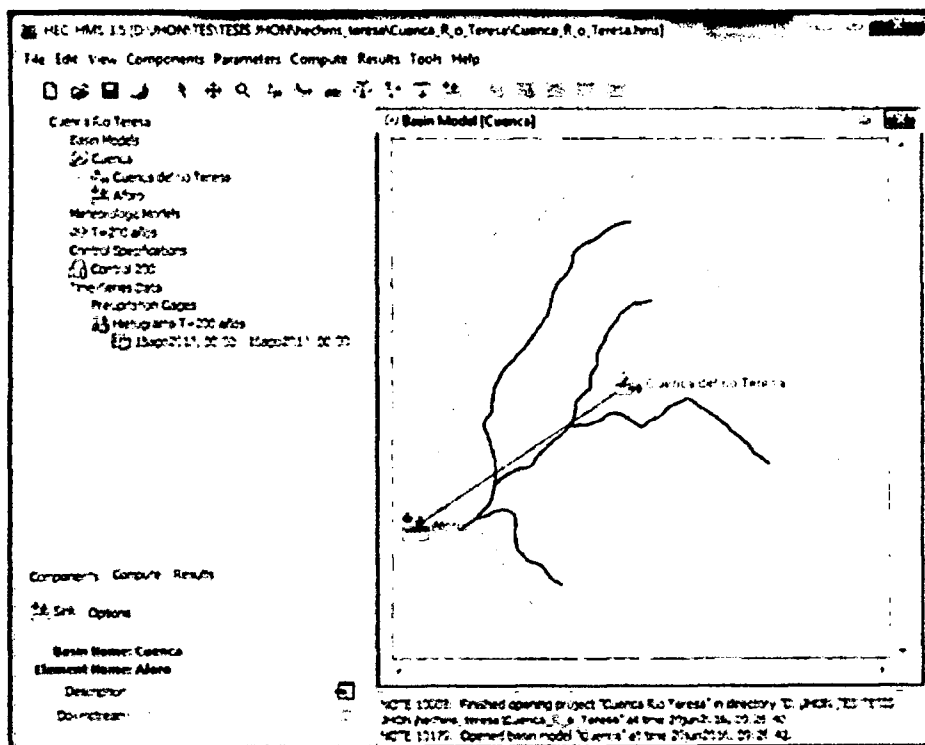
Condición de humedad antecedente tipo III, grupo hidrológico "C"

$$CN_{II} = 70 \quad \rightarrow \quad CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + 0.13 * CN_{II}} = 84.29$$

T=200 años

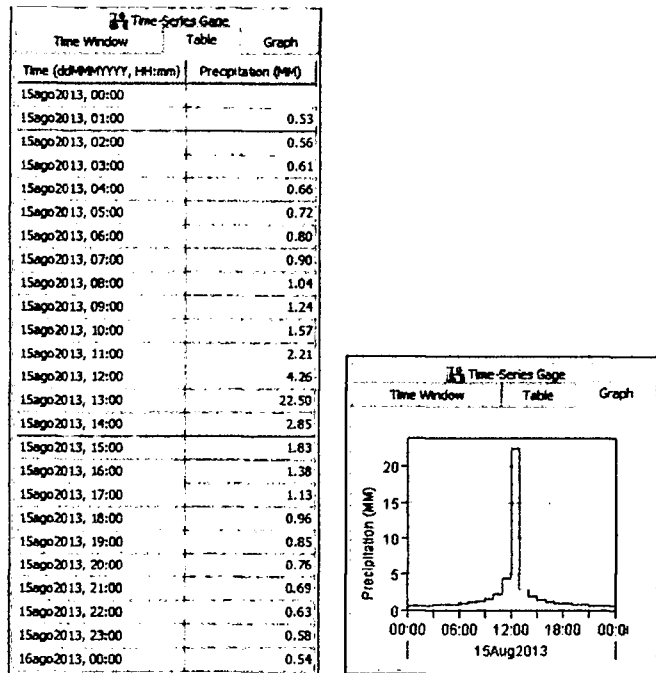
$$S = \frac{1000}{CN} - 10 = 1.86in = 47.33mm. \quad I_a = 0.20 * S = 9.47mm.$$

Figura 3.36: : Red Topológica de la cuenca del río Teresa



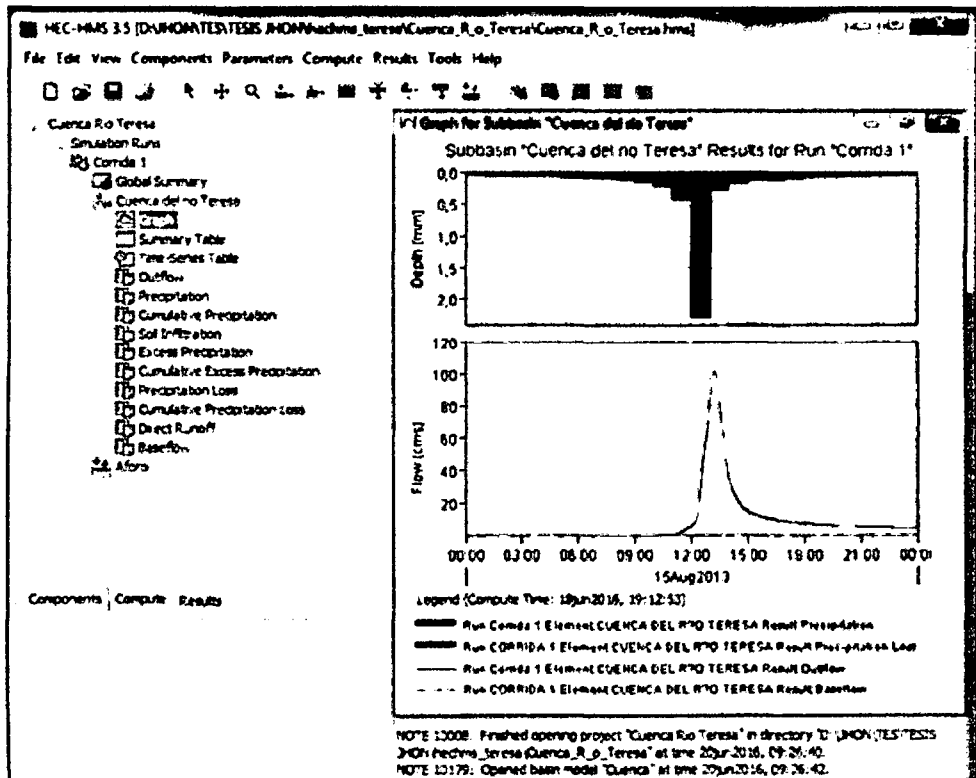
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.37: : Ingreso de hietrograma de diseño para T=200 años



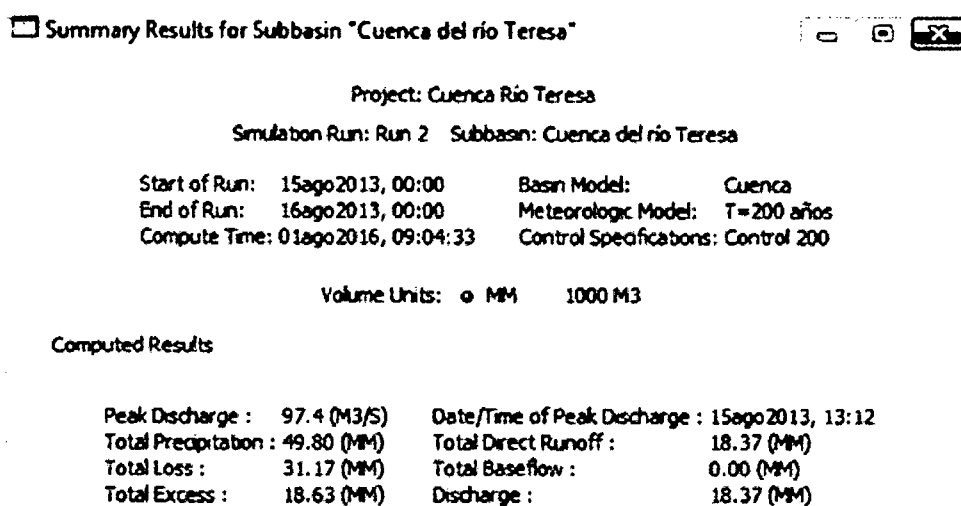
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.38: : Hidrograma de escorrentía T=200 años



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.39: : Caudal máximo para un periodo de retorno T=200 años



Fuente: Elaboración Propia

De lo calculado anteriormente se tiene el caudal máximo:

$Q_{\text{máx}} = 97.40 \text{ m}^3/\text{s}$, para un $T = 200$ años. Para fines de éste proyecto se redondeará el valor del $Q_{\text{máx}}=100 \text{ m}^3/\text{s}$

3.6. Modelamiento Hidráulico

Esta parte de la investigación permitirá determinar el perfil de la superficie libre de agua sobre la línea del thalweg, considerando que es necesario realizar un encauzamiento adecuado, de tal forma se evite así la erosión e inundación generada por los ríos Agua Dulce y Teresa en los tramos de análisis.

3.6.1. Cálculo del coeficiente de Manning

Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados teniendo en cuenta la granulometría inherente en cada una de las tres zonas, en las cuales se ha dividido cada una de las secciones transversales inmersas dentro de los cuatro tramos de estudio. A partir del estudio geotécnico, se han obtenido las curvas granulométricas, que han permitido determinar el D_{50} , en cada uno de los cuatro tramos, siendo estos los que a

continuación se indican:

Tabla 3.27: Coeficiente de Manning para capa tramo del río

Tramo Río	D50 (cm)	D50 (pulg)	So	n
01	25	9.84	2.72%	0.037
02			1.31%	0.033
03			1.81%	0.035
04			1.25%	0.033

Fuente: Elaboración Propia

De la observación en campo, se asume los siguientes valores:

- Diámetro medio de las piedras $D_{50} = 25\text{cm}$ aproximadamente.
- Para llanuras de inundación – Pasto alto: $n = 0.035$.
- Para la alcantarilla $n = 0.014$ (Ubicado en la Prog. 0+930 Tramo 03).
- Para el tramo el Puente $n = 0.033$ (Ubicado en la Prog. 0+560 Tramo 02).

3.6.2. Capacidad máxima de sección en obras de arte existente

El caudal máximo: es el caudal que soporta la sección de cada obra de arte existente, se calcula para un tirante $y=h$.

Caudal de diseño: es el caudal propuesta y a la vez controlado de tal forma no genere inundación en la población de Agua Dulce, se calcula para un tirante $y=50\%h$.

Mediante la fórmula de Manning, se calcula el caudal controlado para un tirante máximo de 50 % del tirante total ($y=50\%h$).

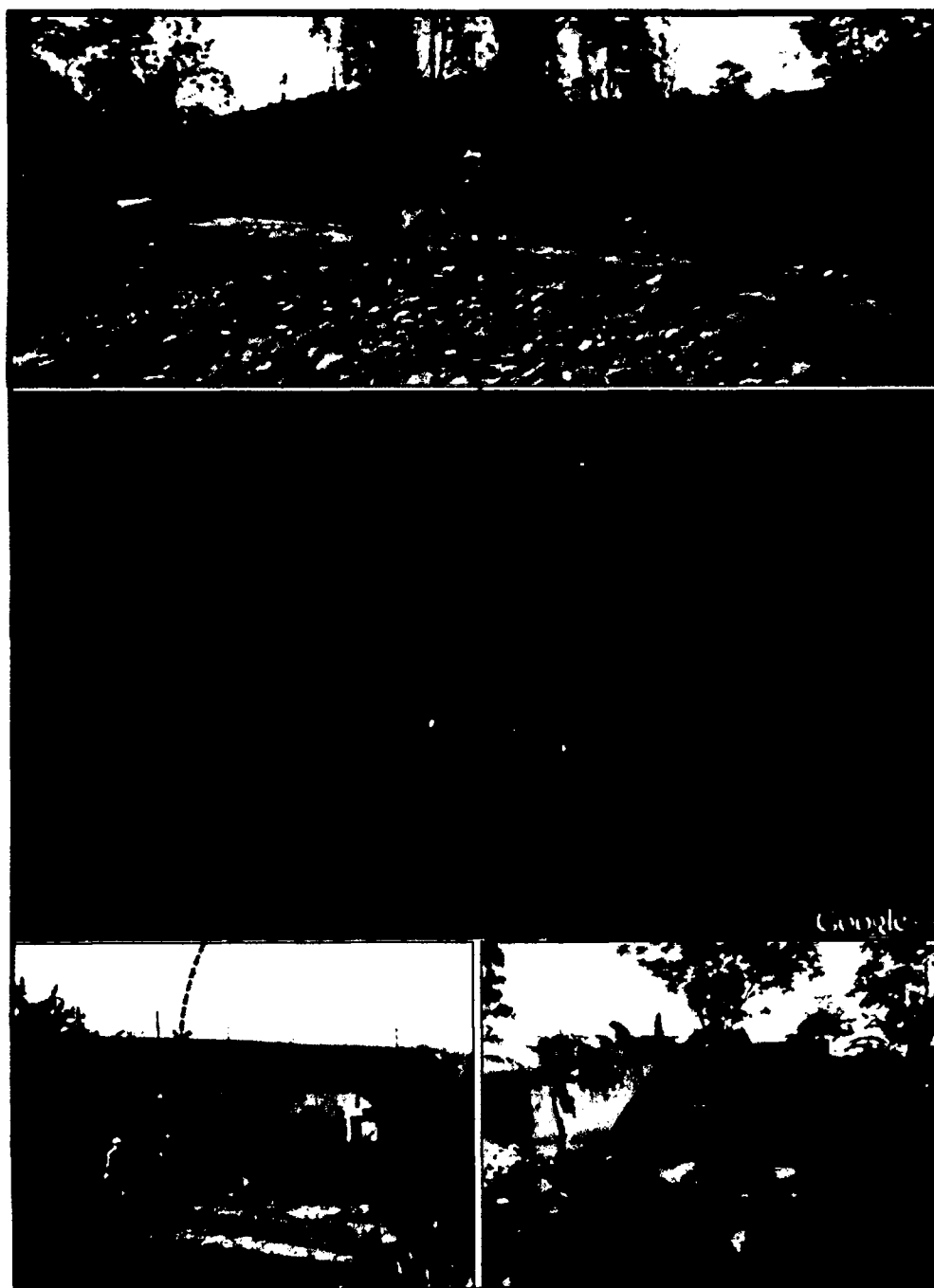
Se tomará como caudal que discurra por el tramo 03 (Río Agua Dulce) $6.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 3.28: Caudal máximo y de diseño de obras de arte existentes

Rio	Obra de arte existente	Caudal	Coeficiente Manning	So	b (m)	altura "h" (m)	Tirante y=h/2	Caudal diseño (m ³ /s)	
								y = h	y = h/2
Agua Dulce	Alcantarilla	Q ₃	0.014	0.005	2.20	1.80	0.90	15.51	6.26
Teresa	Puente	Q ₂	0.033	0.013	20.00	3.50	1.75	458.19	158.32

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.40: : Esquema punto de la bifurcación y obras de arte existentes



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo al análisis de hidrogramas el caudal máximo en el punto de control (Prog. 0+000 Tramo 01) será $Q_1 = 100.00m^3/s$ y el caudal que discurra por el río Agua dulce (tramo 03) $Q_3 = 6.00m^3/s$, que corresponde a un tirante máximo equivalente al 50% del tirante total, para garantizar que éste no cause inundación en la población de Agua Dulce.

3.6.3. Simulación de flujo permanente gradualmente variado

Para la simulación hidráulica mediante flujo permanente gradualmente variado unidimensional, para el caso con defensa ribereña, se utilizará el programa HEC RAS v. 4.1.0, a partir de haber ingresado las secciones transversales, así como los coeficientes de rugosidad de Manning. La solución correcta para el tramo de estudio obedece a un flujo supercrítico, habiendo considerado un flujo permanente, gradualmente variado unidimensional, del mismo que se han obtenido las características hidráulicas para el diseño de la estructura fluvial.

A) Simulación Inundación 2012: De acuerdo a la información recogida y observación de rastros, el 21 de abril del 2012, ocurrió una inundación en el centro poblado de Agua Dulce en el tramo 03, Caudal aproximado $Q_{2012} = 25.00m^3/s$. (Ver Figura 3.44)

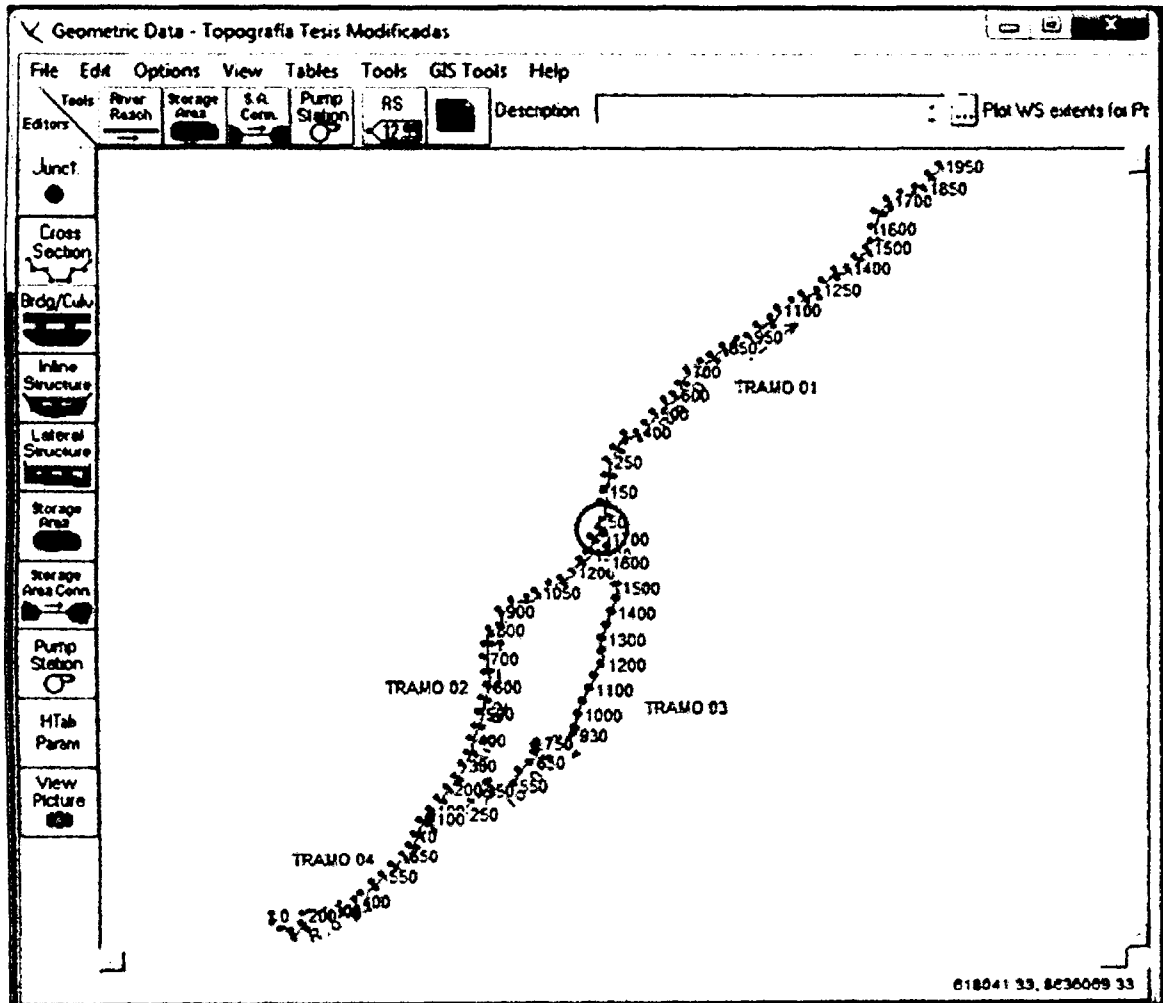
B) Simulación cauce natural: El segundo lugar se realiza la simulación de cada tramo del río, para un caudal máximo calculado, generado para un periodo de retorno de 200 años:

- Para tramo 01: $Q_1 = 100.00m^3/s$. (Ver Figura 3.45).
- Para tramo 02: $Q_2 = 94.00m^3/s$. (Ver Figura 3.46).
- Para tramo 03: $Q_3 = 6.00m^3/s$. (Ver Figura 3.47).
- Para tramo 04: $Q_4 = 100.00m^3/s$. (Ver Figura 3.48).

C) Simulación cauce modificado: Para evitar el desborde del caudal en las secciones ineficientes, se procederá aumentar la capacidad de conducción del cauce para todos

los los tramos y colocar defensa ribereña en caso sea necesario para evitar inundación sobre la población.

Figura 3.41: : Vista en Planta de los tramos de los ríos Teresa y Agua Dulce.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.42: : Ingreso de caudales máximos.

Steady Flow Data - Caudal Test

File Options Help

Enter/Edit Number of Profiles (25000 max) Reach Boundary Conditions Apply Data

River: Add Multiple

Reach: River Sta: Add A Flow Change Location

	River	Reach	RS	Dm vs 2012	T=100 años	T=200 años
1	Rio 01	TRAMO 01	1950	50	76.5	100
2	Rio 02	TRAMO 02	1350	25	70.5	94
3	Rio 03	TRAMO 03	1700	25	6	6
4	Rio 04	TRAMO 04	700	50	76.5	100

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.43: : Condiciones aguas arriba y aguas debajo de cada tramo.

Steady Flow Boundary Conditions

Set boundary for all profiles Set boundary for one profile at a time

Known WS Critical Depth Normal Depth Rating Curve Delete

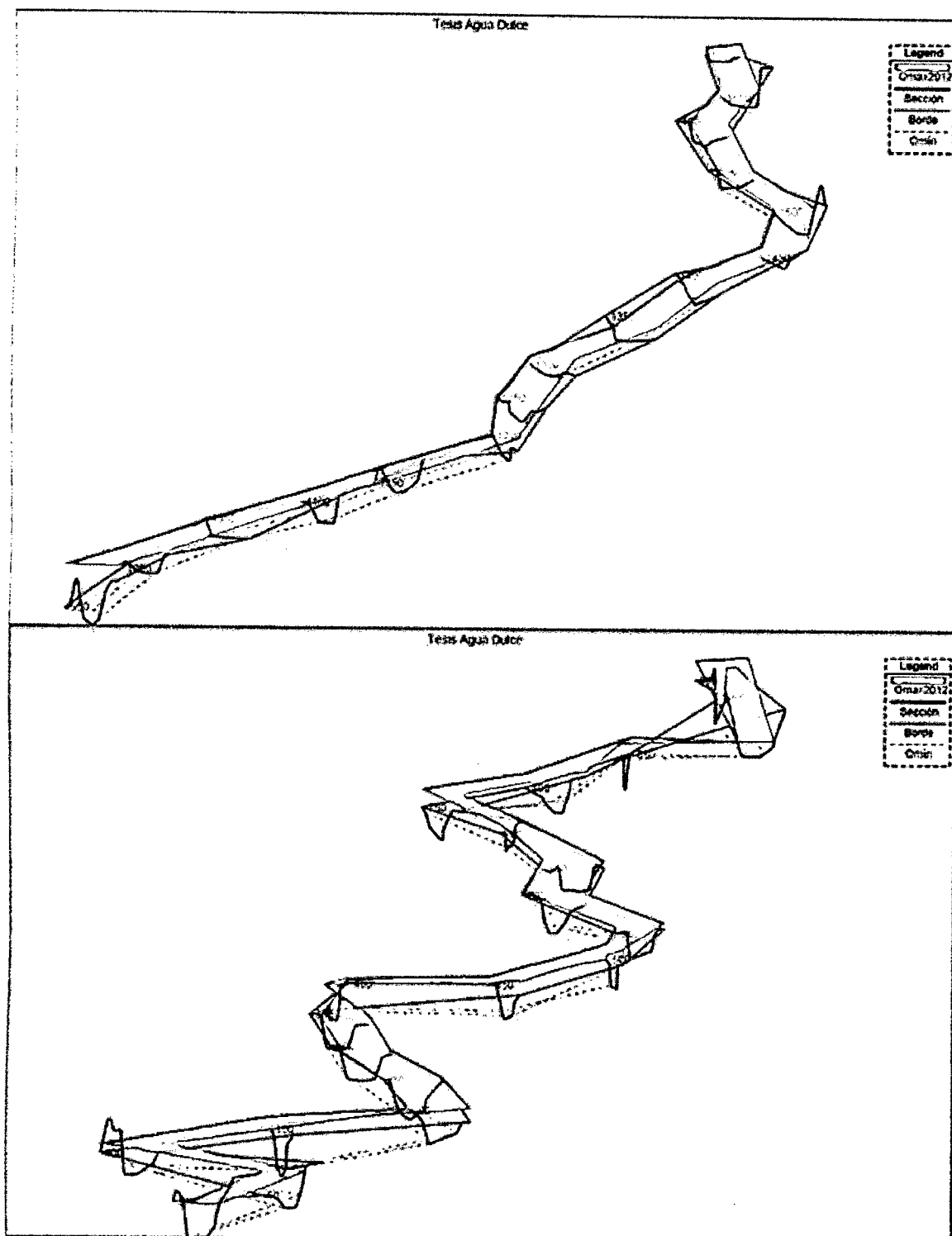
River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Rio 01	TRAMO 01	d1	Normal Depth S = 0.0272	Normal Depth S = 0.0197
Rio 02	TRAMO 02	d1	Normal Depth S = 0.0197	Normal Depth S = 0.0125
Rio 03	TRAMO 03	d1	Normal Depth S = 0.0181	Normal Depth S = 0.0092
Rio 04	TRAMO 04	d1	Normal Depth S = 0.0125	

OK Cancel Help

Select Boundary condition for the downstream side of selected reach.

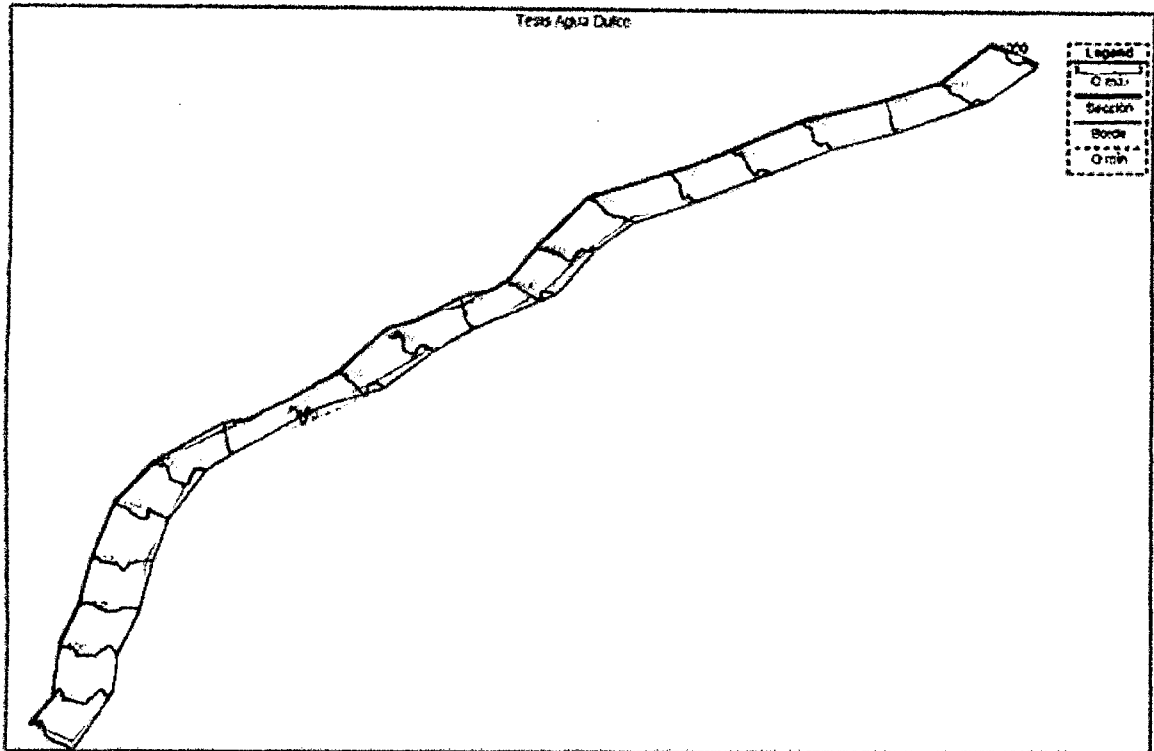
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.44: : Simulación Inundación del 2012 río Tramo 03



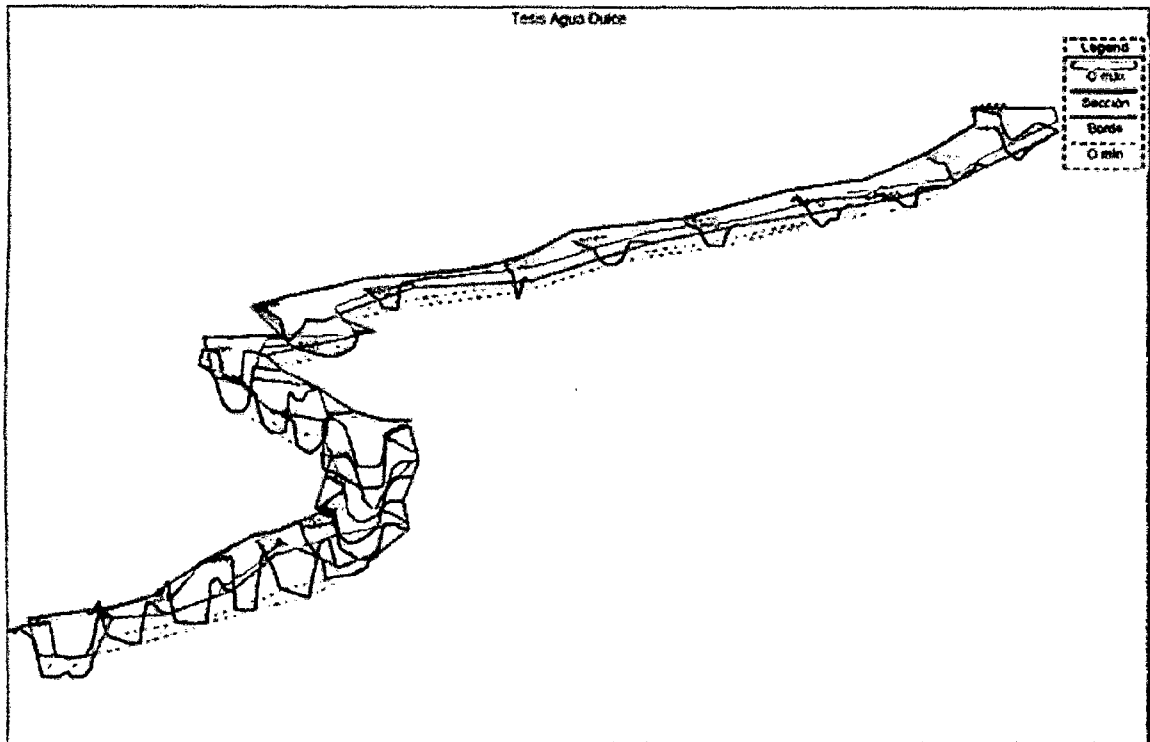
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.45: : Simulación Tramo 01, $Q_1=100 \text{ m}^3/\text{s}$.



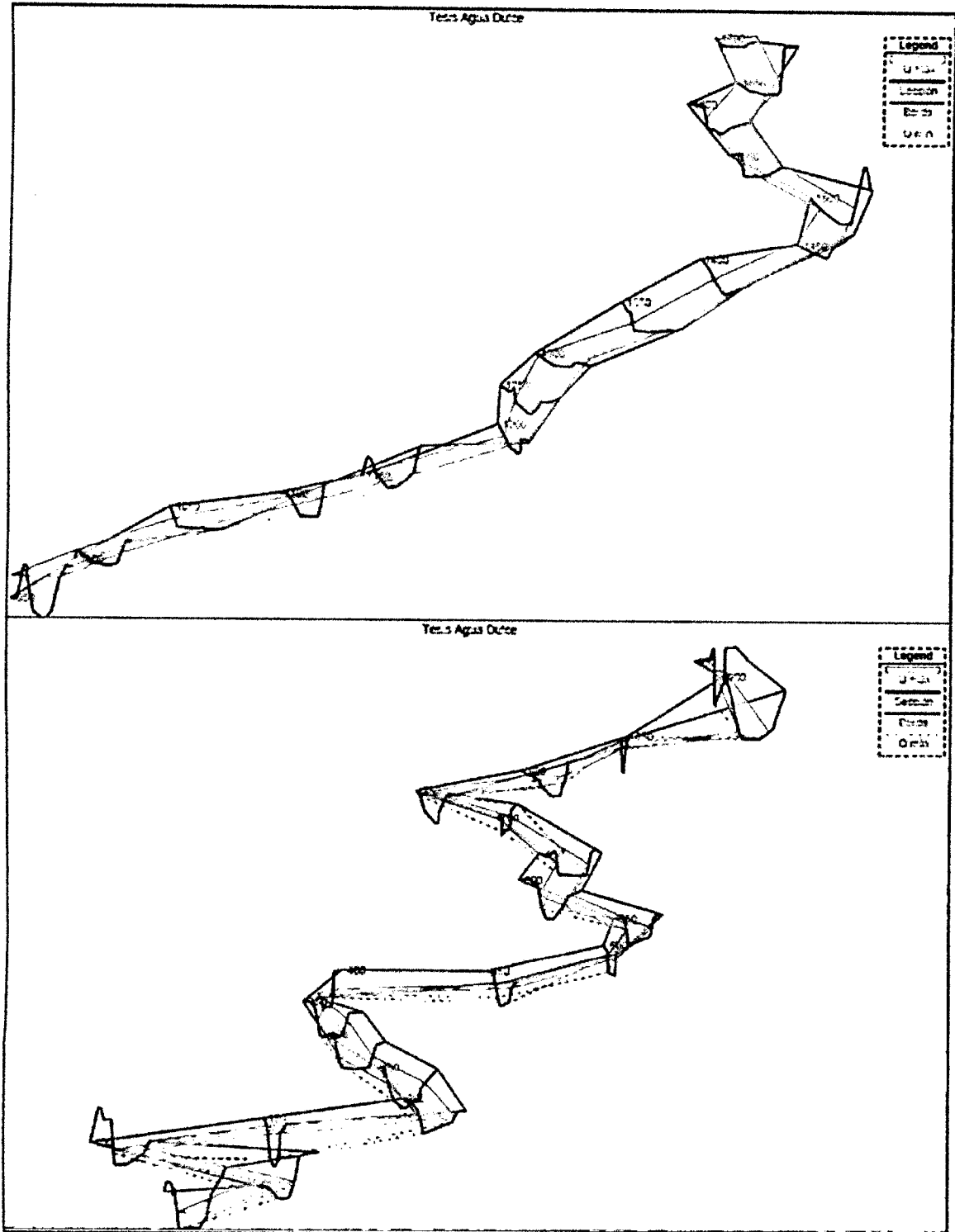
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.46: : Simulación Tramo 02, $Q_2=94 \text{ m}^3/\text{s}$.



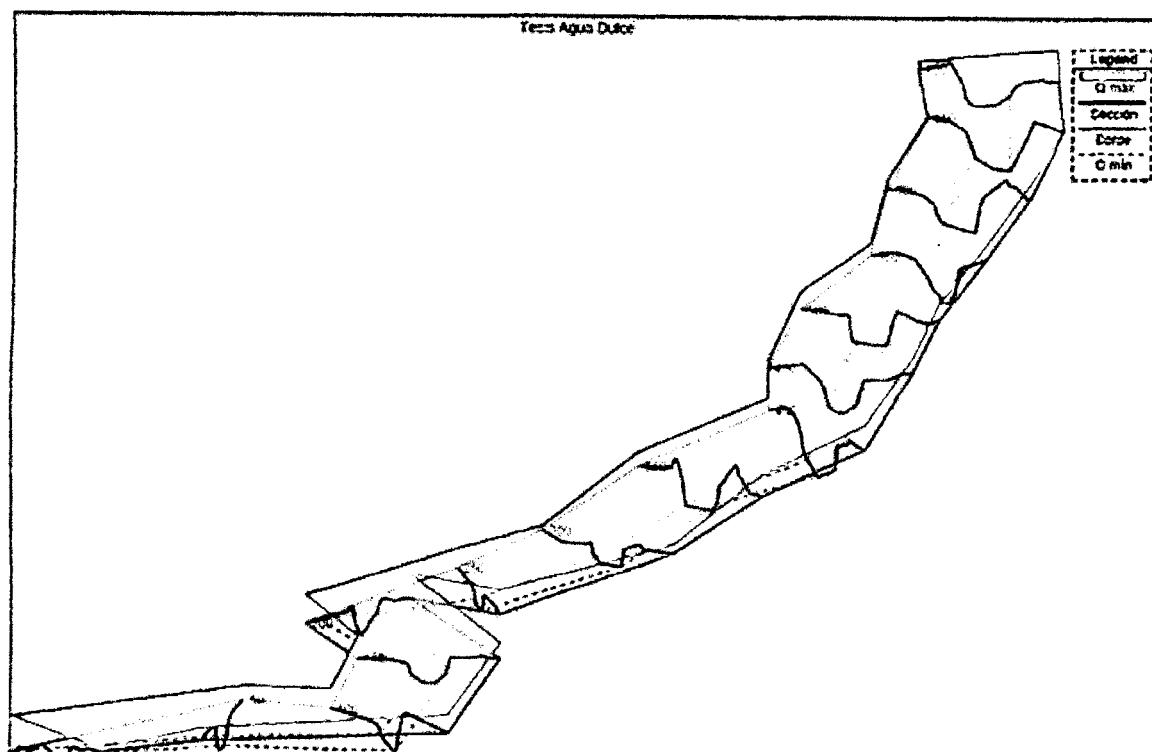
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.47: : Simulación Tramo 03, $Q_2=6 \text{ m}^3/\text{s}$.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.48: : Simulación Tramo 04, $Q_2=100 \text{ m}^3/\text{s}$.



Fuente: Elaboración Propia

De la simulación se ha podido identificar el desborde de caudal en algunas secciones de los diferentes tramos del río simulado.

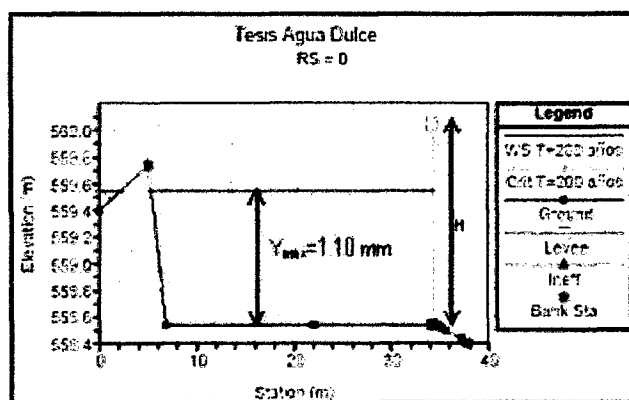
- Se propone para la proyección de la estructura de regulación (ubica en el punto de bifurcación, progresiva 0+000 del río Tramo 01), Muros enrocados con una ventana de regulación dispuesta en dirección del río tramo 03 (Río Agua Dulce). Dicha ventana de regulación tendrá la capacidad máxima de derivar un caudal de $Q_3 = 6.00 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Existen puntos en algunas secciones del río en los tramos 01, 02 y 03, los cuales se propone el aumento de capacidad de conducción en los tramos mencionados y además la colocación de muros enrocados de ser necesario.
- Con respecto al tramo 04, también existe algunas secciones con desborde agua abajo, donde no existe presencia de la población, ni de animales domésticos ni cultivos. Por lo que no se requiere defensa ribereña.

Para evitar este desborde se procede a aumentar de la capacidad de conducción en las secciones descritas. Este proceso en campo se realiza con la descolmatación y encauzamiento del cauce.

3.6.4. Diseño de Estructuras Hidráulicas

a) **Diseño Hidráulico de la Ventana de Regulación** De acuerdo a la simulación realizada para el el río tramo 01, en el punto de bifurcación se tiene un tirante máximo de 1.10 m. Por lo que se asume:

Figura 3.49: : Sección 0+000 del tramo 01, donde se proyecta una ventana de regulación

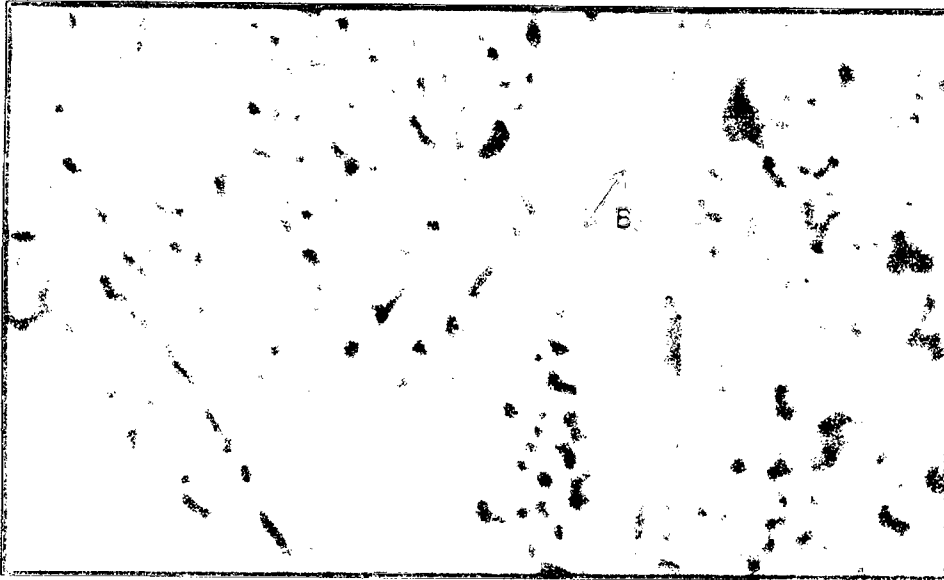


Fuente: Elaboración Propia

- Tirante Normal de la ventana de regulación = 1.10m.
- Caudal de diseño $Q_3 = 6.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- Coeficiente de rugosidad = 0.014
- Pendiente de la sección = 0.005

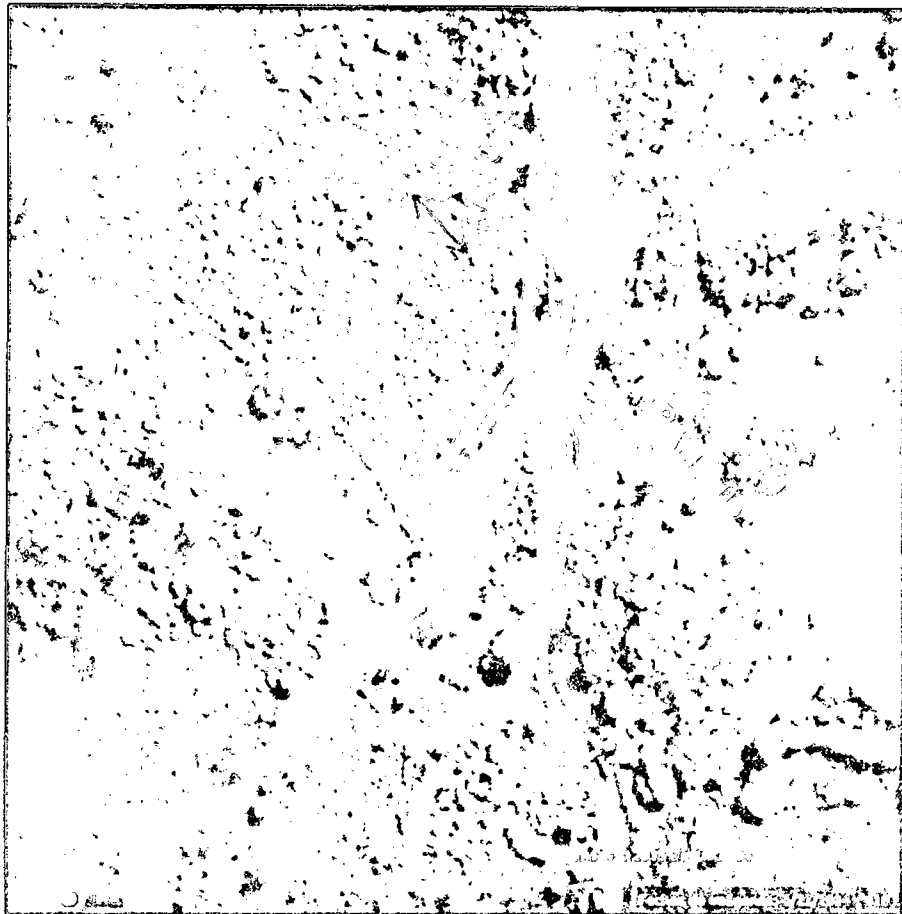
El cálculo del ancho de la ventana de regulación se realiza con el apoyo del software HCanales:

Figura 3.53: : Vista de proyección del ancho de la ventana de regulación



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.54: : Planteamiento de muros de enrocado



Fuente: Elaboración Propia

Se calcula el ancho estable para cada tramo, de acuerdo al método de Simons y Henderson, $K_1=2.80$ (De Tabla 2.7). Aplicando la Ecuación 2.57. Se obtiene:

Tabla 3.29: Cálculo de sección ancho estable para cada tramo.

Tramo Río	Q_{max}	K_1	B (m)	B Asumido (m)
01	100.00	2.80	28.0	30.0
02	94.00	2.80	27.1	27.0
03	6.00	2.80	6.9	7.0
04	100.00	2.80	28.0	30.0

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de la Socavación General por el método de Lischtvan-Ledeviev: Aplicando las Ecuaciones 2.58 y 2.59 y un valor de β según la Tabla 2.8 Para los tramo 01 y 03

Tabla 3.30: Altura de socavación para el tramo 01

River Sta	Q Total (m3/s)	Mín Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Yo (m)	Socavación			τ_0 (kg/m2)
										a	Ys (m)	hs (m)	
1000	100	582.89	583.92	0.01226	3.12	32.41	32.61	1.00	1.03	3.13	1.41	0.38	12.62
950	100	581.59	582.63	0.01217	3.09	32.68	33.76	0.99	1.04	3.16	1.44	0.40	12.66
900	100	579.83	580.87	0.01180	3.07	33.15	35.68	0.98	1.04	3.20	1.45	0.41	12.27
700	100	575.98	577	0.01227	3.15	32.12	32.00	1.00	1.02	3.14	1.39	0.37	12.51
650	100	573.85	574.88	0.01245	3.11	32.48	33.09	1.00	1.03	3.15	1.41	0.38	12.82
600	100	573.15	574.18	0.01217	3.11	32.52	32.70	0.99	1.03	3.12	1.40	0.37	12.53
400	100	568.75	569.78	0.01222	3.10	32.53	32.83	1.00	1.03	3.12	1.41	0.38	12.59
350	100	566.29	567.33	0.01166	3.07	33.39	35.26	0.98	1.04	3.14	1.43	0.39	12.12
150	100	561.81	562.84	0.01237	3.12	32.40	32.41	1.00	1.03	3.12	1.40	0.37	12.74
100	100	560.47	561.5	0.01248	3.12	32.39	32.99	1.00	1.03	3.16	1.42	0.39	12.86
50	100	559.17	560.31	0.00895	2.81	35.93	33.01	0.86	1.14	2.66	1.41	0.27	10.21
0	100	558.54	559.65	0.01186	3.24	31.18	32.71	1.00	1.11	3.34	1.63	0.52	13.16

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del Esfuerzo al corte del lecho del río para el tramo 01 (Ver Tabla 3.32) y para el tramo 03 (Ver Tabla 3.33). Aplicando la Ecuación 2.61, y comparar con el esfuerzo de corte del muro enrocado propuesto.

Tabla 3.31: Altura de socavación para el tramo 03

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Yo (m)	Socavación			τ_o (kg/m2)
										a	Ys (m)	hs (m)	
1700	6.00	558.27	558.58	0.01664	1.68	3.80	14.34	0.96	0.31	3.83	0.36	0.05	5.16
1550	6.00	555.18	555.51	0.01640	1.70	3.61	12.42	0.96	0.33	3.79	0.38	0.05	5.41
1350	6.00	551.54	551.90	0.01331	1.62	3.71	10.64	0.88	0.36	3.26	0.38	0.02	4.79
1300	6.00	550.77	551.09	0.01858	1.77	3.39	10.73	1.01	0.32	3.82	0.37	0.05	5.95
1050	6.00	547.18	547.52	0.01547	1.70	3.59	11.20	0.94	0.34	3.57	0.38	0.04	5.26

Fuente: Elaboración Propia

Considerando: $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$ (Para el agua)

De acuerdo a la metodología RipRap el esfuerzo de corte admisible para el enrocado el $\tau_{adm} = 19.52 \text{ kg/m}^2$, que es mayor a τ_o del lecho del río en los tramos a proyectar en enrocado.

Cálculo de la Altura del muro enrocado $H = Y_{mx} + B_L$

(Ver Tabla 3.32 y 3.33)

$$e = \frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA^2}; \quad B_L = \Phi e; \quad \Phi = 1.10 \quad (\text{Ver Tabla 2.10})$$

Cálculo de la Profundidad de Cimentación h_c la profundidad de la cimentación es igual a la altura de socavación. (Ver Tabla 2.10)

Cálculo del ancho de la cimentación A_c de acuerdo a la recomendación $A_c = 1.5h_c$

Cálculo del tamaño de la roca para el dique de enrocado, material de canto rodado del lecho del río y de cantera con $\gamma_s = 1.80 \text{ tn/m}^3$ y ángulo de fricción igual a 30° . Para ello se utiliza las Ecuaciones 2.74; 2.75 y 2.76

$$f = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}}; \quad \Delta_r = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}; \quad d_{50} = \left(\frac{b}{\Delta_r} \right) \left(\frac{V}{2g} \right) \left(\frac{1}{f} \right)$$

Cálculo de la probabilidad de que se moviese la piedra con diámetro d_{50} , Se aplica las Ecuaciones 2.77 y 2.78.

$$n_f = 0.56 \left(\frac{V^2}{2g\Delta_r d_{50}} \right); \quad W_{50} = \Delta_r \gamma_s d_{50}^3$$

Estabilidad del terraplén Se usará material del río, con $\gamma_{s2} = 2.00 \text{ tn/m}^3$ y ángulo de fricción igual a 41° , $q_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ y $C=0$. Fuente Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto Instalación del Servicio de Protección contra Inundaciones del Río Teresa de la Localidad de Agua Dulce"

Aplicando las siguientes Ecuaciones 2.79 y 2.80

$$R = W \tan \phi; \quad P = P_W \frac{Y^2}{2}$$

El factor de seguridad está dado por la relación R/P

Tabla 3.32: Diseño enrocado y verificación de estabilidad para el tramo 01

River Sta	Enrocado													
	e	BL (m)	H (m)	hc=hs	Ac	f	Δr	d_{50}	n_r	$1/n_r$	W_{50} (kg)	R (kg/m)	P (kg/m)	Factor de Seguridad
1000	0.50	0.55	1.58	0.38	0.57	0.45	0.8	0.623	0.40	2.51	283	3498.88	530.45	6.60
950	0.49	0.54	1.58	0.40	0.59	0.45	0.8	0.617	0.39	2.53	274	3498.88	540.80	6.47
900	0.48	0.53	1.57	0.41	0.62	0.45	0.8	0.613	0.39	2.55	269	3498.88	540.80	6.47
700	0.51	0.56	1.58	0.37	0.56	0.45	0.8	0.629	0.40	2.49	291	3498.88	520.20	6.73
650	0.49	0.54	1.57	0.38	0.58	0.45	0.8	0.621	0.40	2.52	280	3498.88	530.45	6.60
600	0.49	0.54	1.57	0.37	0.56	0.45	0.8	0.621	0.40	2.52	280	3498.88	530.45	6.60
400	0.49	0.54	1.57	0.38	0.56	0.45	0.8	0.619	0.40	2.53	277	3498.88	530.45	6.60
350	0.48	0.53	1.57	0.39	0.58	0.45	0.8	0.613	0.39	2.55	269	3498.88	540.80	6.47
150	0.50	0.55	1.58	0.37	0.56	0.45	0.8	0.623	0.40	2.51	283	3498.88	530.45	6.60
100	0.50	0.55	1.58	0.39	0.58	0.45	0.8	0.623	0.40	2.51	283	3498.88	530.45	6.60
50	0.40	0.44	1.58	0.27	0.41	0.45	0.8	0.561	0.36	2.79	206	3498.88	649.80	5.38
0	0.54	0.59	1.70	0.52	0.78	0.45	0.8	0.647	0.41	2.42	316	3498.88	616.05	5.68

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.33: Diseño enrocado y verificación de estabilidad para el tramo 03

River Sta	Enrocado													
	e	BL (m)	H (m)	hc=hs	Ac	f	Δr	d_{50}	n_r	$1/n_r$	W_{50} (kg)	R (kg/m)	P (kg/m)	Factor de Seguridad
1700	0.14	0.16	0.47	0.05	0.07	0.45	0.8	0.34	0.21	4.66	44.10	1825.50	48.05	37.99
1550	0.15	0.16	0.49	0.05	0.08	0.45	0.8	0.34	0.22	4.61	45.70	1825.50	54.45	33.53
1350	0.13	0.15	0.51	0.02	0.03	0.45	0.8	0.32	0.21	4.83	39.55	1825.50	64.80	28.17
1300	0.16	0.18	0.50	0.05	0.08	0.45	0.8	0.35	0.23	4.42	51.58	1825.50	51.20	35.65
1050	0.15	0.16	0.50	0.04	0.06	0.45	0.8	0.34	0.22	4.61	45.70	1825.50	57.80	31.58

Fuente: Elaboración Propia

Para mayor seguridad, en cuanto a los valores de la cimentación del enrocado se tomará la altura de cimentación de 1.00 m y 0.50 m; ancho de cimentación de 2.00 m y 1.00 m, para los tramos 01 y 03 respectivamente. Como se muestra en las Figuras

Capítulo 4

Análisis y Discusión de Resultados

En el presente ítem se presenta los resultados del estudio, la simulación hidráulica de los tramos que comprenden el río Teresa y Agua Dulce, referenciados en cada uno de los siguientes párrafos.

Con Respecto a la Caracterización de la Cuenca

La caracterización de las cuencas se hizo a través de los programas Sistemas de Información Geográfica (SIG) y su extensión ArcHydro, que nos permitió obtener los parámetros morfométricos como: tamaño, perímetro, ancho y pendiente, longitud, jerarquización de corrientes, entre otros parámetros de relieve y forma como lo es también la curva hipsométrica y el polígono de frecuencias.

Con Respecto a la Distribuciones Teóricas de los datos de precipitaciones máximas en 24 horas extendidas

Luego de realizar la regionalización de datos de precipitaciones máximas en 24 horas para el centroide de la cuenca del río Teresa, se determinó el ajuste a las distribuciones teóricas más utilizadas como la distribución Normal, Log Normal 2 Parámetros, Log Normal 3 Parámetros, Distribución Gamma 2 Parámetros, Distribución Gamma 3 Parámetros, Distribución Gumbel, Distribución Log Gumbel, concluyendo que dichos datos se ajustan con un nivel de significación del 5%. Realizando las pruebas de bondad y ajuste por el método de Kolmogorov – Smirnov. Todo éste análisis se realizó con el apoyo del software HidroEsta. De los cuales los datos se ajustan mejor a la distribución Normal.

Con Respecto a la Simulación Hidráulica

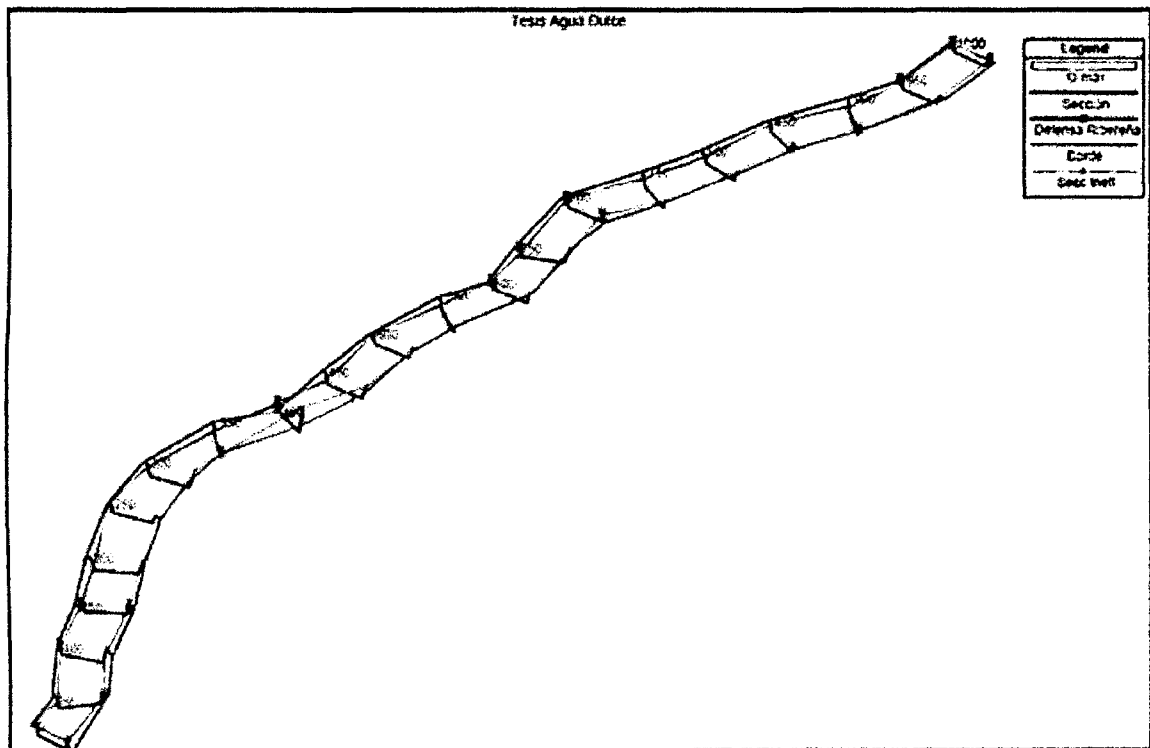
- Se ha realizado la simulación hidráulica el río Agua Dulce (Tramo 03) con apoyo del software HEC-RAS v4.1.0, en condiciones naturales, con un caudal aproximado de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ de acuerdo al evento de precipitaciones máximas ocurrido en abril del 2012, en dicho centro poblado; verificándose el desborde del río en diferentes puntos del tramo como se muestra en la Figura 3.44
- También se ha realizado la simulación hidráulica el río Agua Dulce (Tramo 03), con la proyección de la construcción de la estructura de regulación (Ventana de Regulación formada por muros de enrocado), simulando el ingreso de un caudal como máximo de $6 \text{ m}^3/\text{s}$; verificándose el control de inundación de la población del centro poblado de Agua Dulce; como se muestra en la Figura 4.3
- Al regular el caudal para el tramo 03 ($6 \text{ m}^3/\text{s}$), en consecuencia el resto del caudal discurrirá por el tramo 02 ($94 \text{ m}^3/\text{s}$), por lo que se tiene que verificar que dicho caudal no desborde en dicho tramo, y tampoco inunde el puente existente en la progresiva 0+550. Para lo cual se realiza la simulación hidráulica del río tramo 02, verificándose que el caudal remanente no cause inundación alguna en el tramo 02 ni en el puente existente, como se muestra en la figura 4.2
- Pese a la instalación de la estructura de regulación se tiene desborde del caudal en algunos tramo del río Agua Dulce (Tramo 03), como se muestra en las Figuras 4.4 y 4.5. Por lo que se propone defensa ribereña con enrocado tipo 03 (Ver figura 3.56).
- En planteamiento y disposición de los muros enrocados en la bifurcación se plantearon sin modificación de la dirección de los causes, ya que estos se formaron durante el paso de los años, por lo que la propuesta es de limitar el paso del caudal en la bifurcación, mediante los muros enrocados formado una ventana de regulación.

- Para obtener el ancho de sección estable en la bifurcación, en campo se debe realiza trabajos de Descolmatación y Encauzamiento, de por lo menos 50 m. Aguas Arriba y Aguas Abajo, como se muestra en el plano de planteamiento General P-01.
- En cuanto a la Defensa Ribereña seleccionada Tenemos las siguientes diferencias:

Comparación Técnica: Se ha demostrado que la estructura de regulación formada por muros enrocados garantiza la estabilidad de la estructura, a comparación de otras como los gaviones que pueden ser vulnerables debido a la presencia de canto rodado, el cual pondría en riesgo el deterioro de la malla que forman dichos Gaviones.

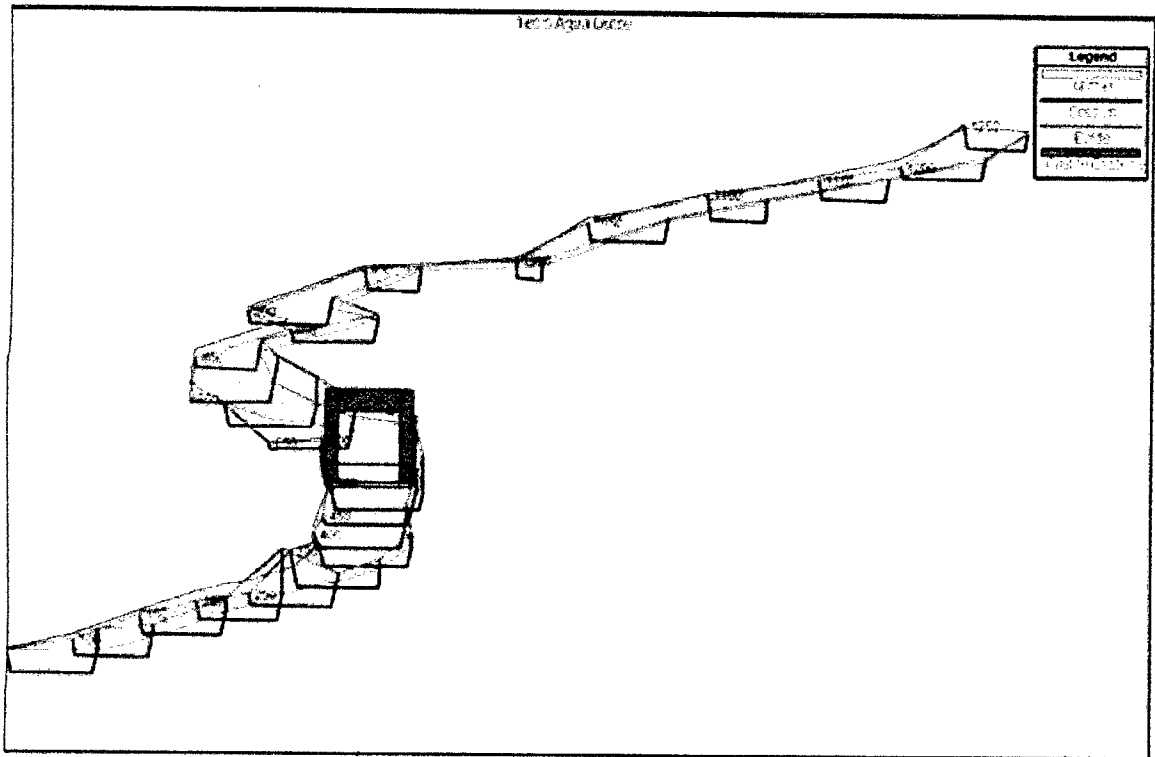
Comparación Económica: desde éste punto los muros enrocados son mas económicos ya que por la zona en estudio se encuentra materia prima disponible (Cantaras de Rocas), y Esto se ve reflejado en gran cantidad de obras que se ejecutan por parte de la Municipalidad Distrital de Pichari.

Figura 4.1: : Simulación del tramo 01 con caudal máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$



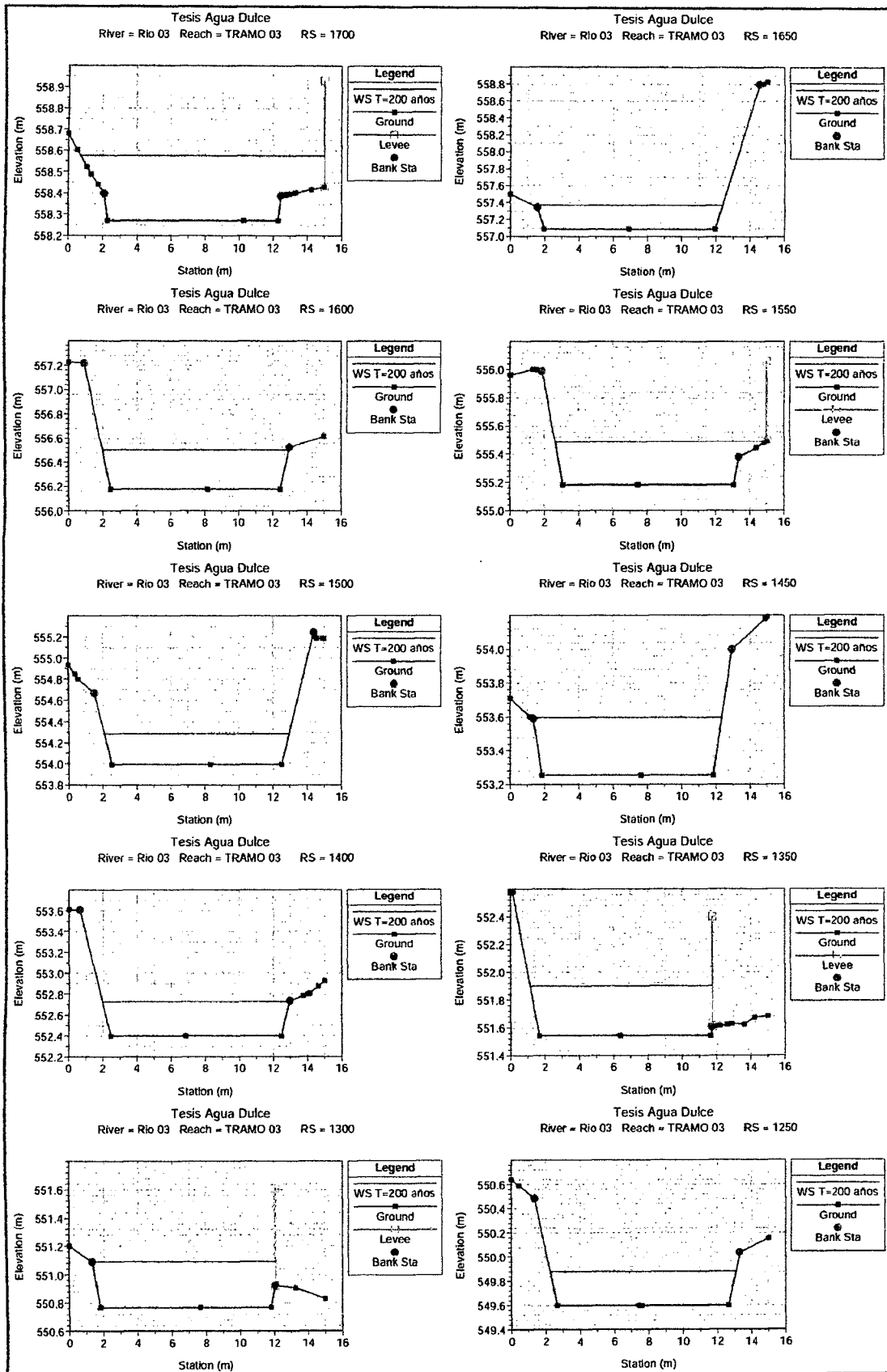
Fuente: Elaboración Propia

Figura 4.2: : Simulación del tramo 02 con caudal máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$



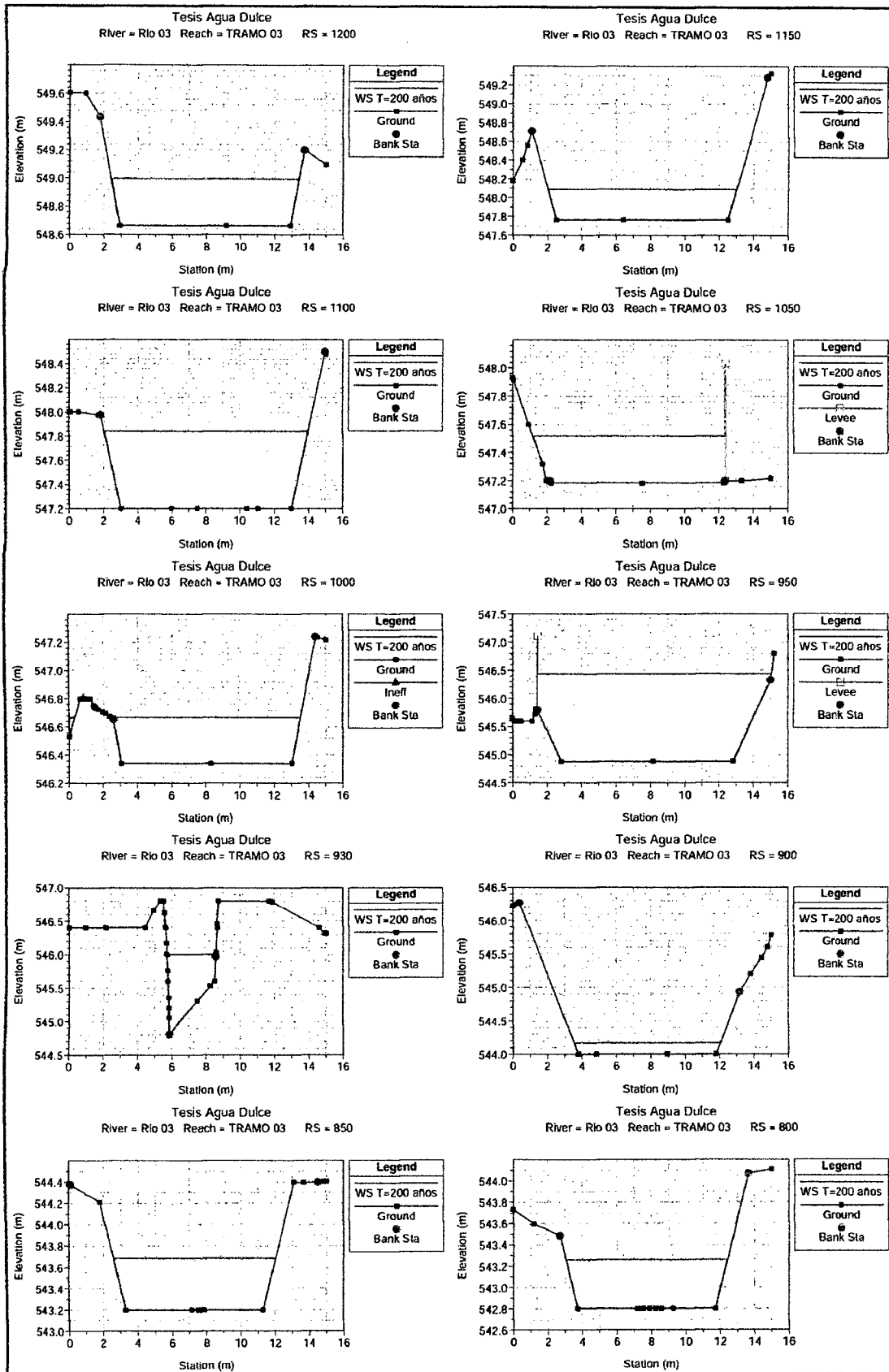
Fuente: Elaboración Propia

Figura 4.4: : Secciones Transversales Tramo 03, progresiva 1+250 a 1+700



Fuente: Elaboración Propia

Figura 4.5: : Secciones Transversales Tramo 03, progresiva 0+800 a 1+200



Fuente: Elaboración Propia

Capítulo 5

Conclusiones, Recomendaciones

5.1. Conclusiones.

- Se logrará el control de Inundación regulando el caudal en el río Teresa, con la construcción de Estructura de Regulación, en el punto de la bifurcación.
- Se determinó el caudal en el río Agua Dulce (Tramo 03), como máximo de 6 m^3/s ; en cual no inunda dicha población.
- Se determinó las dimensiones de la estructura de regulación, el cuál está compuesto por una ventana de regulación (base = 1.75m. Y altura =1.10m.), formado por muros enrocados (cuyas secciones se presentan en las Figuras 3.55 y 3.56. A partir de los caudales máximos generados para cada tramo.

5.2. Recomendaciones.

- SENAMHI y ANA como instituciones encargadas a nivel nacional del manejo de estaciones meteorológicas, debería densificar las estaciones pluviométricas para el desarrollo de las investigaciones de esta naturaleza.
- En la actualidad existe variedad de programas computacionales para la ingeniería, los cuales optimizan el tiempo de cálculo y procesamiento de información, por lo que es de provecho la utilidad de los mismos.

Bibliografía

- [1] Máximo Villón Béjar. Hidrología, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola; **2002**.
- [2] Agustín Cahuana Andia; Weimar Yugar Morales. Material de Apoyo Didáctico para la Enseñanza y Aprendizaje de la Asignatura de Hidrología CIV-233 Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba – Bolivia; **2009**.
- [3] Puerta Tuesta Ronald; Rengifo Trigozo Juan y Bravo Morales Nino. ArgGis 10 Básico, Universidad Nacional Agraria de la Selva, Tingo María Perú; **2011**.
- [4] Ven Te Chow; David R. Maidment y Larry W. Mays. Hidrología Aplicada, Bogotá – Colombia; **1994**.
- [5] Máximo Villón Béjar. HidroEsta Manual del Usuario, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola; **2004**.
- [6] Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Perú; **2008**.
- [7] Máximo Villón Béjar. HEC - HMS Ejemplos, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola; **2008**.
- [8] Juan Carlos Bustos Montes. Tesis Cálculo de flujo Gradualmente Variado con HEC – RAS, Universidad Autónoma de México; **2011**.
- [9] Máximo Villón Béjar. HEC - RAS Ejemplos, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola; **2009**.

- [10] Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos – Tomo III Flujo de Agua en Suelos, México; **1974**.
- [11] Rubén Terán A. Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas, Escuela Superior de la Administración de Aguas Charles Sutton; **1998**.
- [12] Arturo Rocha Felices. Introducción a la Hidráulica Fluvial, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil; **1998**.
- [13] Tomas Alfaro A. Manual River – Diseño de Defensas Ribereñas, Perú.
- [14] David Solans Hernández Asesoramiento a la UGP en Temas Relacionados a La Hidráulica Fluvial del Rio Desaguadero y al Impacto Hidráulico como producto de Las Obras a ser Realizadas Entre los Lagos Uru-Uru y Poopó, Bolivia **2012**.

TUTORIALES AUDIO VISUALES – INTERNET

- [15] Ministerio del Ambiente. Geoservidor, Cartas de límite Nacional, Departamental y Distrital, Cuencas Hidrográficas; <http://geoservidor.minam.gob.pe/geoservidor/download.aspx>.
- [16] GEOGPSERU. Instituto Geográfico Nacional IGN, ArcGis SHAPEFILE Cartografía Nacional; <http://www.geogpsperu.com/2013/09/cuadro-de-empalme-de-la-cartografia.html>.
- [17] Edmundo Canchari Gutiérrez. Delimitación de una cuenca; <https://www.youtube.com/watch?v=ln7p8hONV9o>.
- [18] Edmundo Canchari Gutiérrez. Características Morfométricas de Cuencas Hidrográficas; https://www.youtube.com/watch?v=qmldnqtV_Do.
- [19] Luis Alejandro Sánchez Román. Modelar puente en HEC RAS; <https://www.youtube.com/watch?v=bVZ1eQRDauQ>.

Anexo A

Panel Fotográfico

Figura A.1: : Colapso alcantarilla existente en tramo 03 (Rio Agua Dulce) progresiva
0+930



Fuente: Elaboración Propia

Figura A.2: : Interferencia de la carretera Pichari - Mantaro



Fuente: Elaboración Propia

Figura A.3: : Vista tramo 01 progresiva 0+250



Fuente: Elaboración Propia

Figura A.4: : Vista tramo 02 progresiva 1+200



Fuente: Elaboración Propia

Figura A.5: : Vista tramo 03 progresiva 1+500



Fuente: Elaboración Propia

Figura A.6: : Vista tramo 04 progresiva 0+200



Fuente: Elaboración Propia

Figura A.7: : Vista Panorámica de la población de Agua Dulce



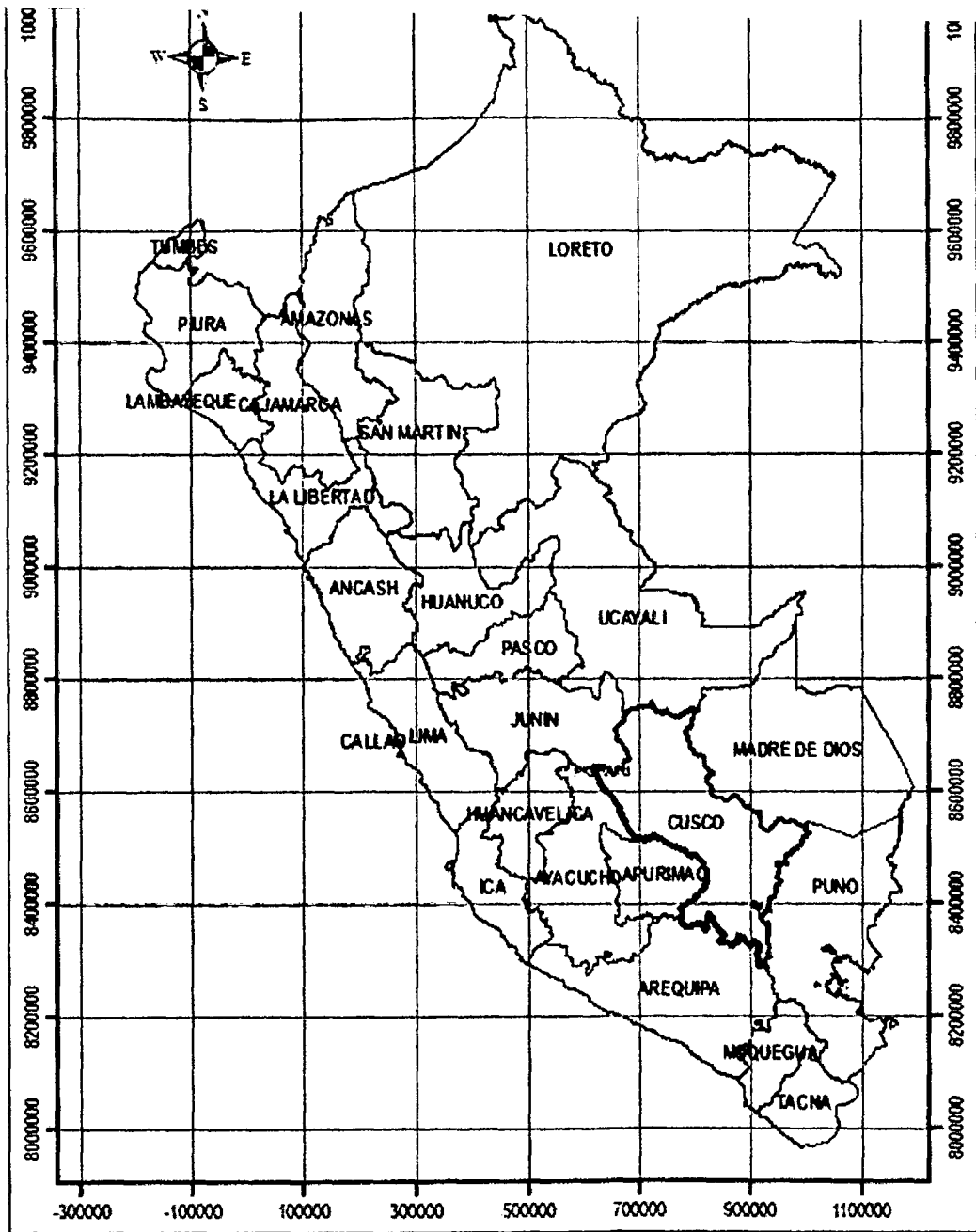
Fuente: Elaboración Propia

Anexo B

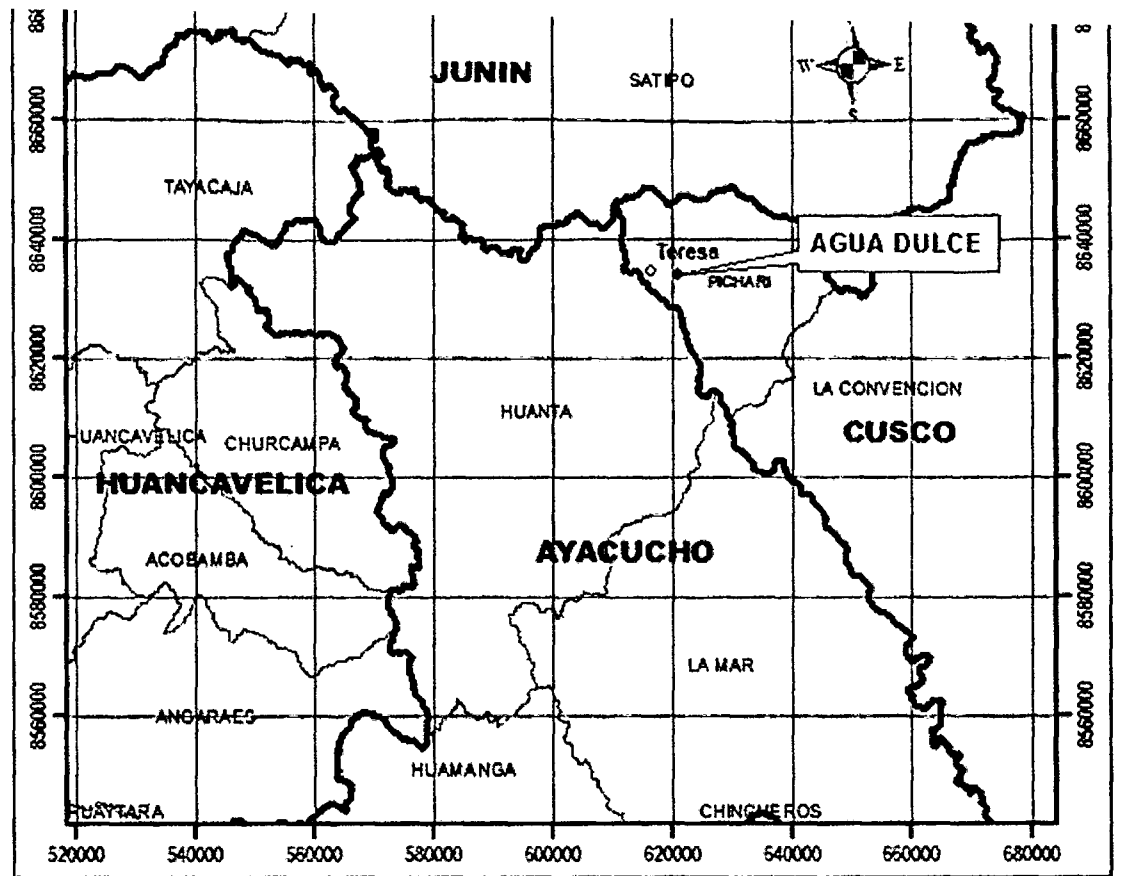
Planos

Se adjunta los siguientes planos:

1. Plano de Ubicación U-01
2. Plano de la Cuenca H-01
3. Plano de Áreas entre Curvas H-02
4. Plano Orden de Red Hídrica H-03
5. Plano de Superficie TIN H-04
6. Plano Planteamiento General P-01
7. Planos Planta y Corte Estructura de Regulación P-02
8. Plano Sección Típica de Enrocado P-03



PLANO DE LOCALIZACIÓN

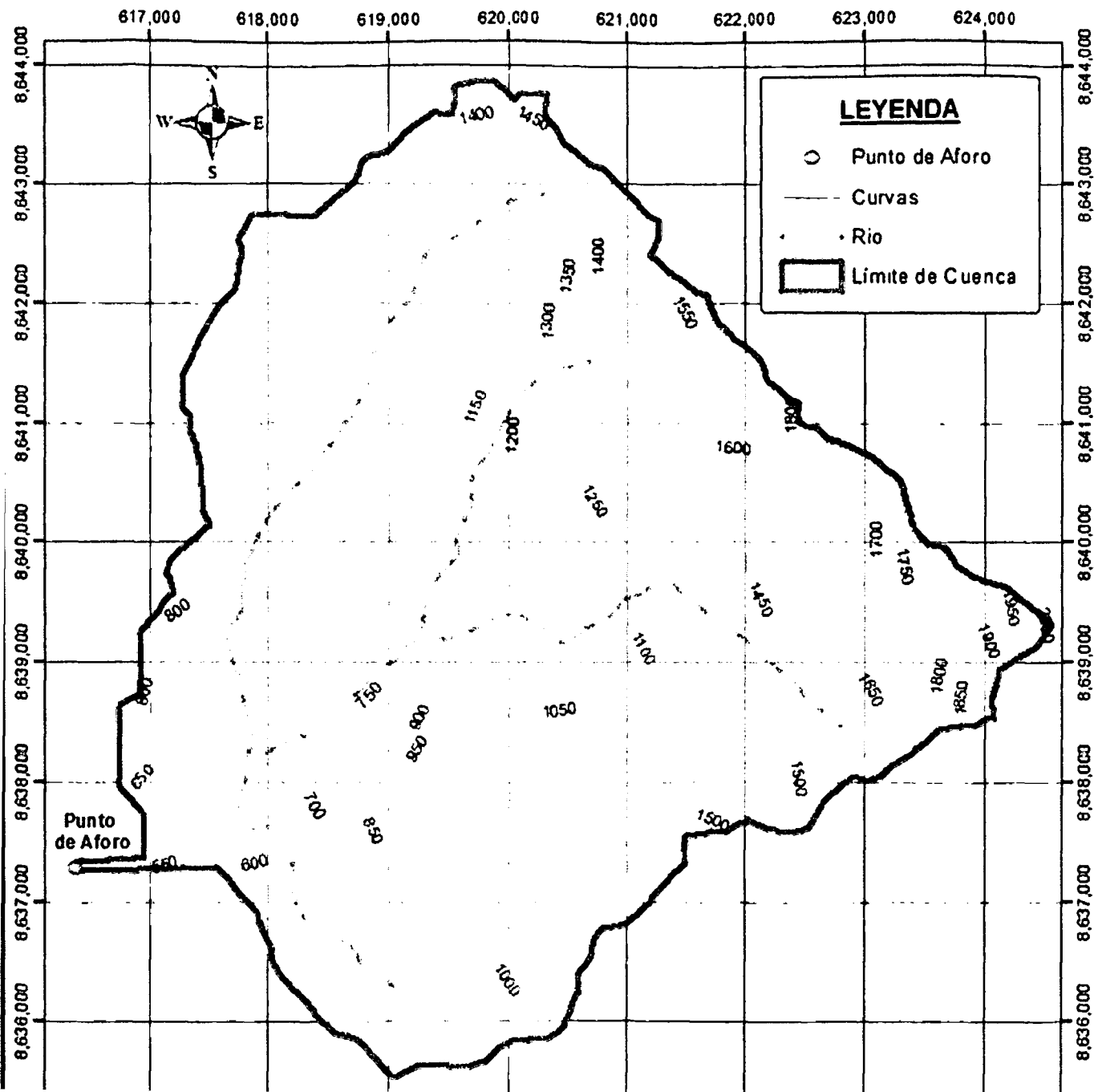


PLANO DE UBICACIÓN


ESC: 1/1250,000

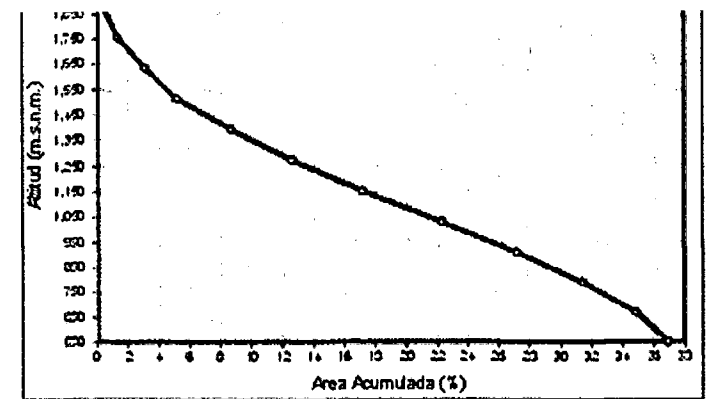
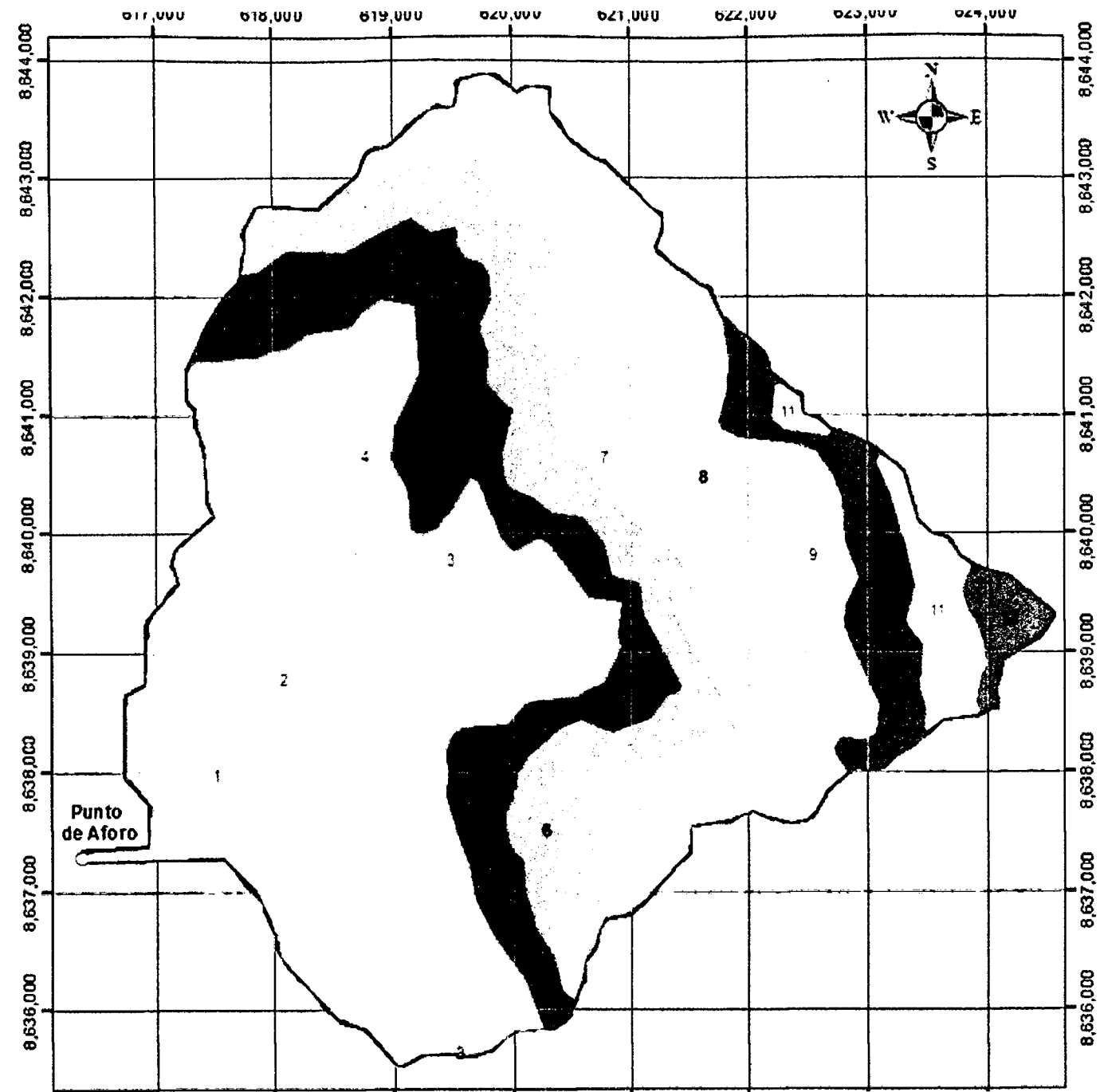
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
	Proyecto de Tesis CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE		
Ubicación:	Región : Cusco Prov. : La Convención	Distrito : Pichari Lugar : Teresa	Plano: LOCALIZACION UBICACION AGUA DULCE
Autor:	Ing Jaime L. Bendezu Prado	Tercia:	Bach Jhon N Ochante Tineo
Revisor:		Escala:	Fecha:

U-01



PERIMETRO		Km	27.73		
COTAS					
Máxima	m s n m	2000.00			
Mínima	m s n m	550.00			
CENTROIDE (PSC wgs1984 UTM zone 18S)					
X centroide	m	622.247.71			
Y centroide	m	8.639.636.70			
Z centroide	m s n m	1.257.27			
ALTITUD					
Altitud media	m s n m	1.257.27			
Altitud mas frecuente	m s n m	1.214.51			
Altitud de frecuencia media	m s n m	1.221.10			
PARAMETROS DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Indice de Compacidad (Gravelius)		1.29	
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// a. curso mas largo)	Km	10.13
	Ancho Medio		Km	3.62	
	Relacion de Enchufe			0.67	
	Radio de Curvatura			0.03	
	Factor de Forma			0.355	
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	10.27
			Lado Menor	Km	3.59
	PARAMETROS DE RELIEVE	Curva hipométrica	-	-	
		Peligro de Frecuencia	-	-	
Altud Máxima de la Cuenca		m s n m	2000		
Altud Mínima de la Cuenca		m s n m	550		
Desarrollo de la Cuenca		Km	1.45		
Altud de Frecuencia Media		m s n m	1221.10		
Altud Media de la Cuenca		m s n m	1257.27		
Altura mas frecuente		m s n m	1214.51		
Altura Máxima de cauce		m s n m	1550		
Pendiente de la Cuenca (Canoa de J.W. Averde)	%	13.74			

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
			
CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE			
Ubicación	Región Cusco Prov. La Convención	Distrito Pichan Lugar Teresa	Finca Cuenca Teresa
Autor	Ing. Jaime L. Berdezu Prado	Tercero	Bach. Jhon N. Ocharo Tinea
Revisor		Escala	Fecha
			H-01




LEYENDA

○ Punto de Aforo

Area entre Curvas

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Limite de Cuenca											

N°	Cota msnm		Area (Km2)	
	Min	Max		
	550	671	-	-
1	671	792	2,053,937	2.05
2	792	912	3,410,036	3.42
3	913	1,033	4,258,578	4.26
4	1,033	1,154	4,882,179	4.88
5	1,154	1,275	5,108,359	5.11
6	1,275	1,396	4,518,973	4.52
7	1,396	1,517	3,965,133	3.97
8	1,517	1,637	3,506,749	3.51
9	1,638	1,758	2,095,051	2.10
10	1,758	1,879	1,741,700	1.74
11	1,879	2,000	918,457	0.92
12	2,000	-	425,953	0.43
SUMATORIA				38.89



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

Proyecto de tesis

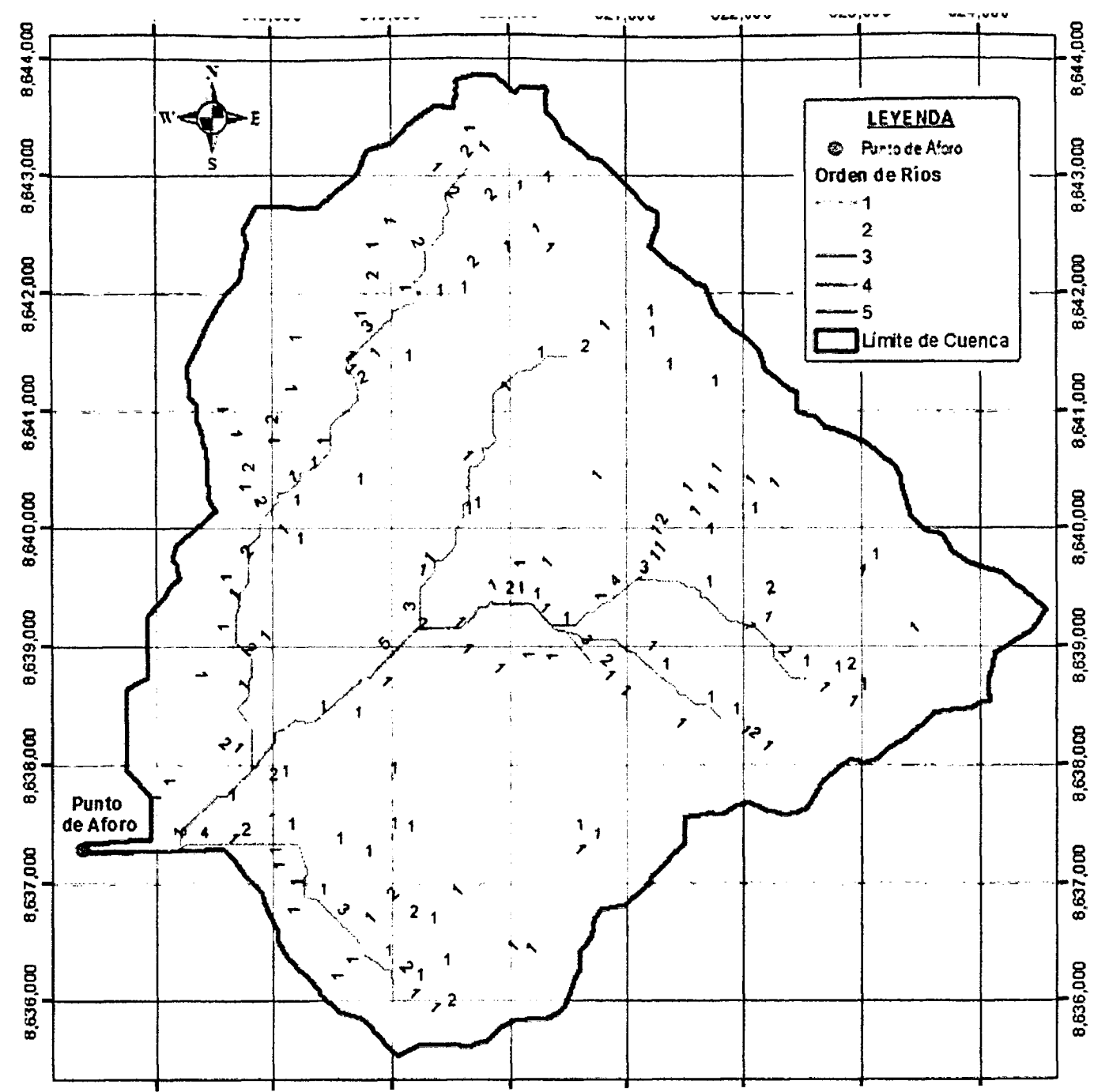
CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE

Ubicación: Región: Cusco Distrito: Pichari Pizarro: Area entre Curvas
Prov.: La Convención Lugar: Teresa


Asesor: Ing Jaime L. Berdeja Prado Tesis: Bach Jhon N. Ochara Torres

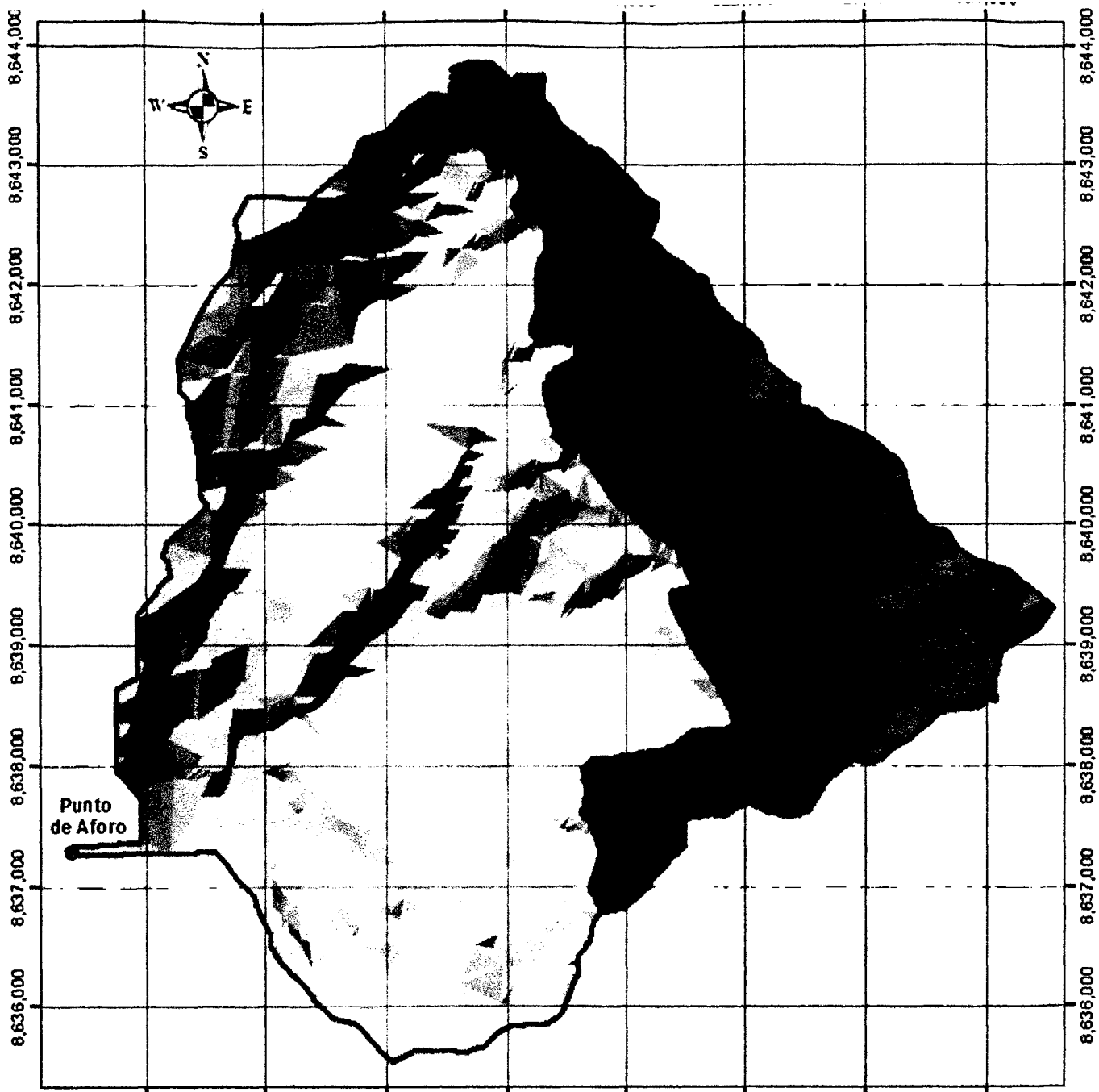
Revisor: Escrito: Fecha:

H-02



INDICADORES		UNIDAD	VALORES	
AREA DE LA CUENCA		Km ²	35.89	
PERIMETRO		Km	27.73	
COTAS				
Máxima		m.s.n.m.	2000.00	
Mínima		m.s.n.m.	550.00	
CENTROIDE (PSC:wgs1984 UTM zone 18S)				
X centroide		m	620,247.71	
Y centroide		m	8,639,635.70	
Z centroide		m.s.n.m.	1,257.27	
ALTITUD				
Altitud media		m.s.n.m.	1,257.27	
Altitud mas frecuente		m.s.n.m.	1,214.61	
Altitud de frecuencia media		m.s.n.m.	1,221.10	
PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA	Tipo de corriente	-	Perenne	
	Densidad de drenaje	Km ² /Km ²	3.23	
	Pendiente media del cauce principal	m/Km	93.251%	
	Altura Máxima del cauce	m.s.n.m.	1550	
	Altud Mínima del cauce	m.s.n.m.	550	
	Tiempo de concentración	H.	0.84	
	Longitud total de los rios de diferentes grados	Orden 1	Km	75.52
		Orden 2	Km	21.37
		Orden 3	Km	15.78
		Orden 4	Km	1.40
Orden 5		Km	5.09	
Longitud RH	Km	119.17		
Pendiente de Red Hídrica	%	2.03%		
Grado de ramificación	-	5.0		

		
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
Proyecto de Tesis CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE		
Ubicación:	Región: Cusco Prov: La Convención	Distrito: Pichari Lugar: Teresa
		ORDEN RED HIDRICA
Autor:	Ing Jaime L. Bendezu Prado	Revisor:
Tutor:	Bach Jhon N. Ochante Tines	Fecha:
		H-03



LEYENDA

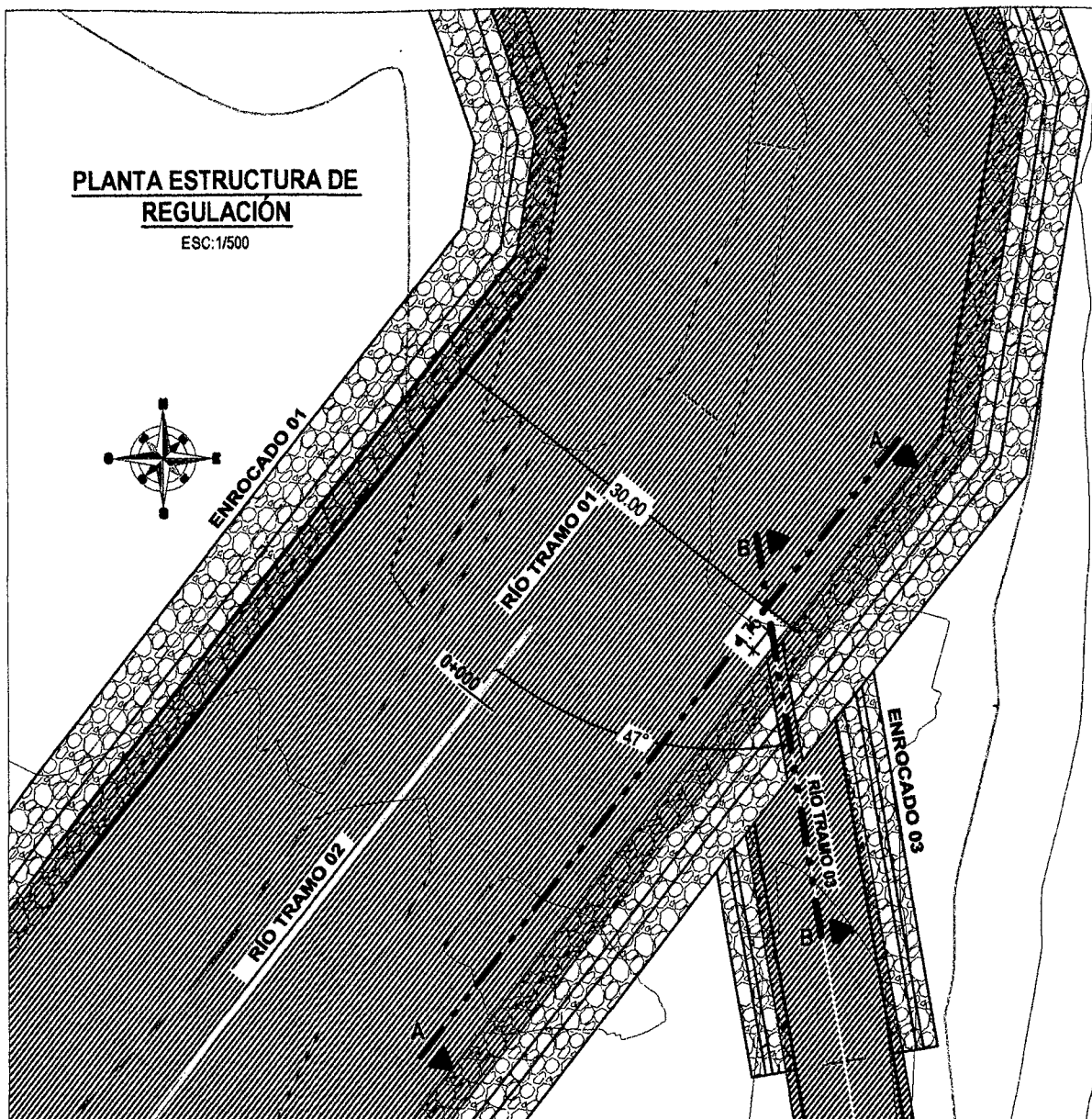
- Punto de Aforo
- Cuenca TIN
- Elevation
- 3738.889 - 4150
- 3327.778 - 3738.889
- 2916.667 - 3327.778
- 2505.556 - 2916.667
- 2094.444 - 2505.556
- 1683.333 - 2094.444
- 1272.222 - 1683.333
- 861.111 - 1272.222
- 450 - 861.111
- Limite de Cuenca

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
	Proyecto de Tesis CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE		
Ubicación	Región: Cusco Prov: La Convención	Distrito: Pichari Lugar: Teresa	Partido: SUPERFICIE TIN CUENCA TERESA
Autor	Ing Jaime L. Bendezú Prado	Tesis de	Bach Jhon N. Ochante Tineo
Revisor	Comuna Evaluadora	Escuela	Fecha

H-04

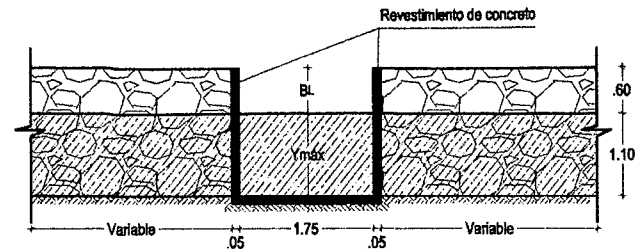
PLANTA ESTRUCTURA DE REGULACIÓN

ESC: 1/500



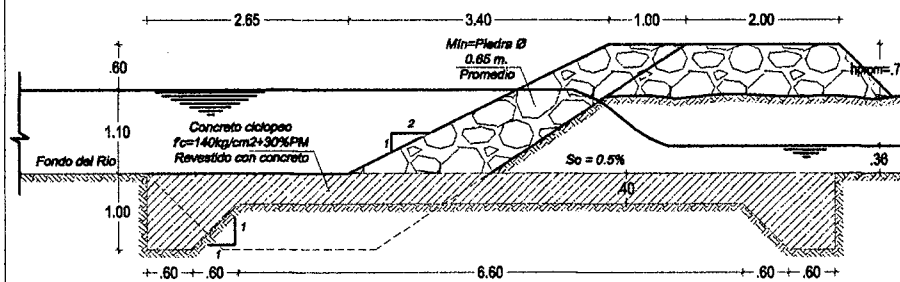
CORTE A-A

ESC: 1/100



CORTE B-B

ESC: 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

Proyecto de Tesis:

CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE

Ubicación: Región : Cusco Distrito: Pichari
Prov. : La Convención Lugar : Teresa Plano: PLANTA Y CORTE

Asesor: Ing. Jaime L. Bendezú Prado Tesisista: Bach. Jhon N. Ochante Tineo

Revisión: Comisión Evaluadora Escala: Indicada Fecha: Junio 2,016

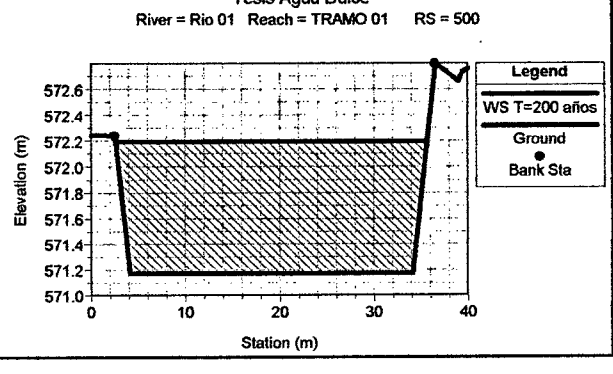
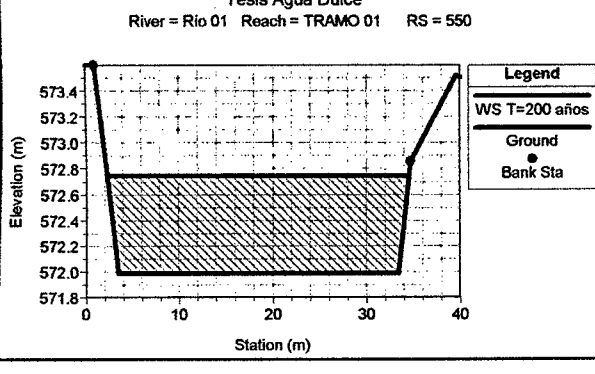
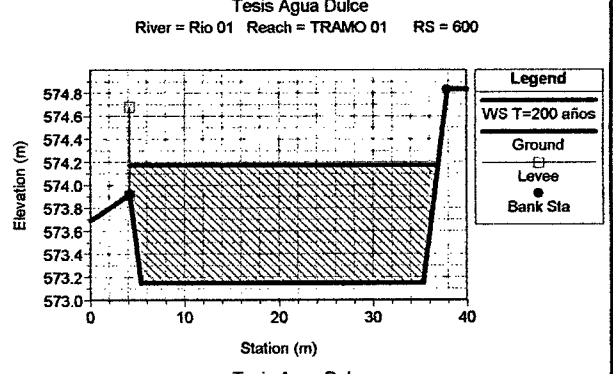
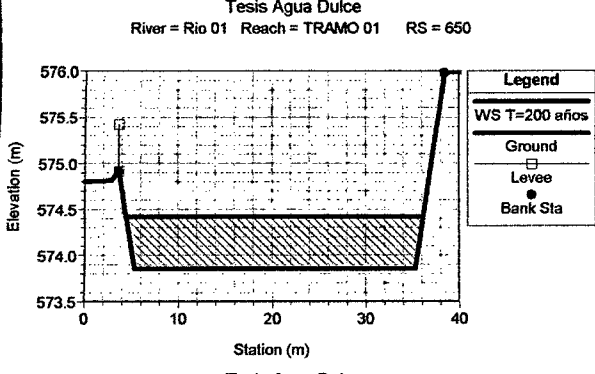
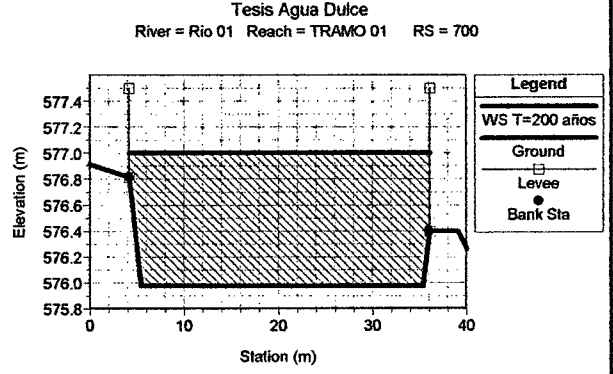
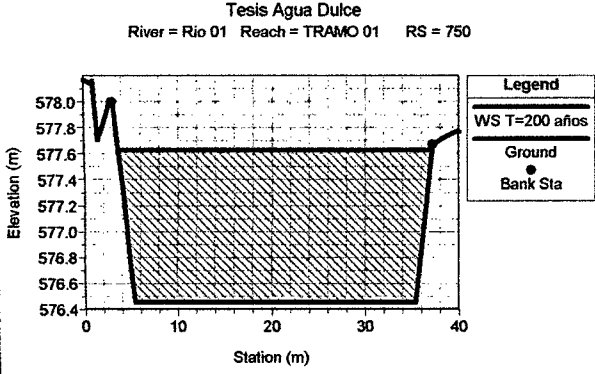
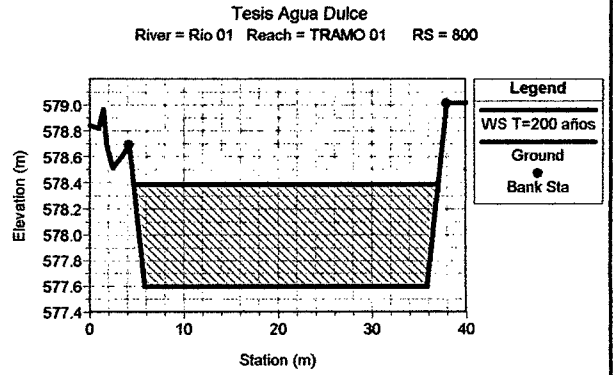
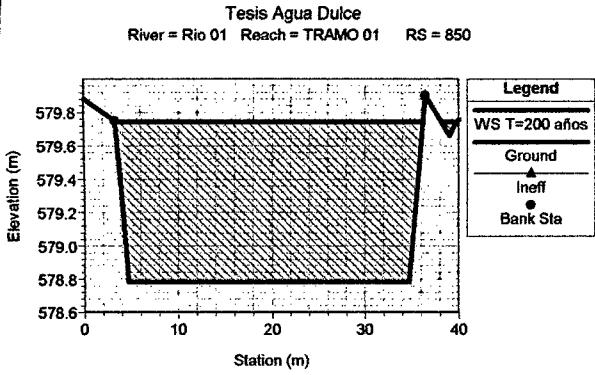
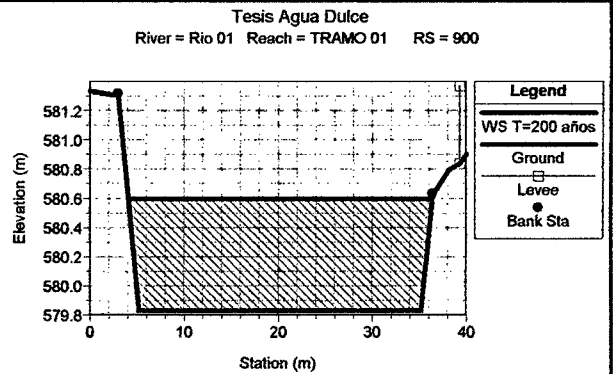
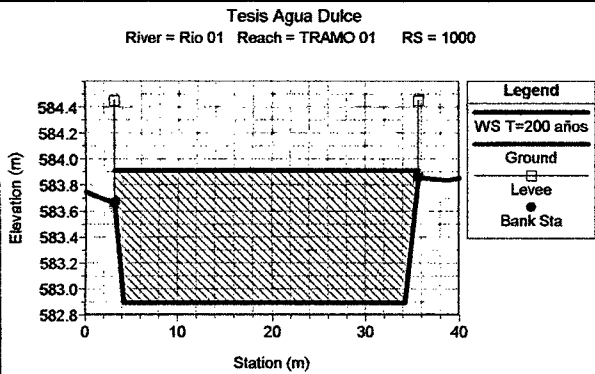
Lamina: **P-02**

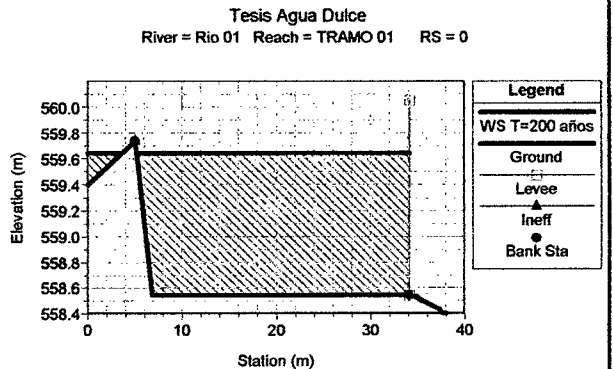
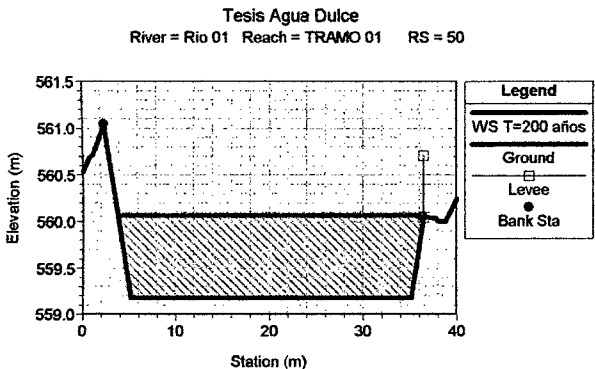
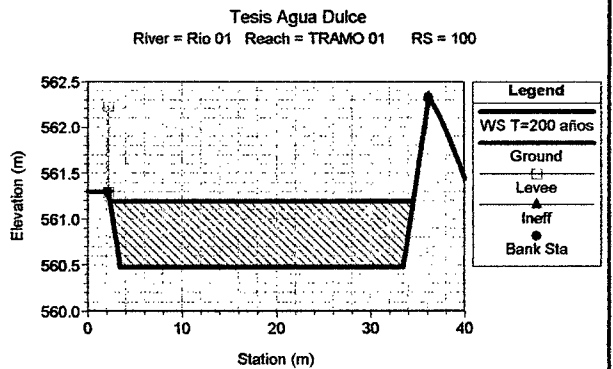
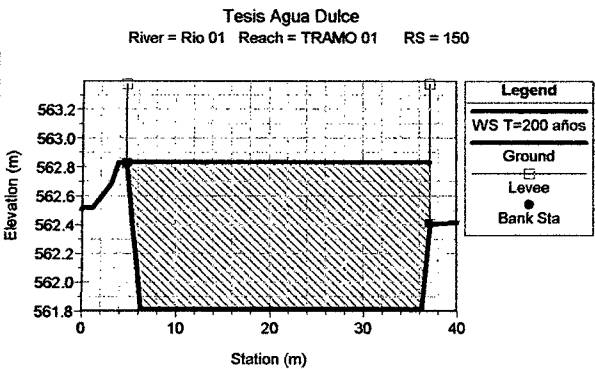
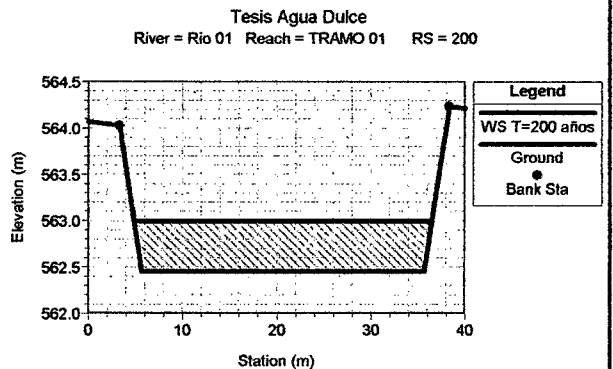
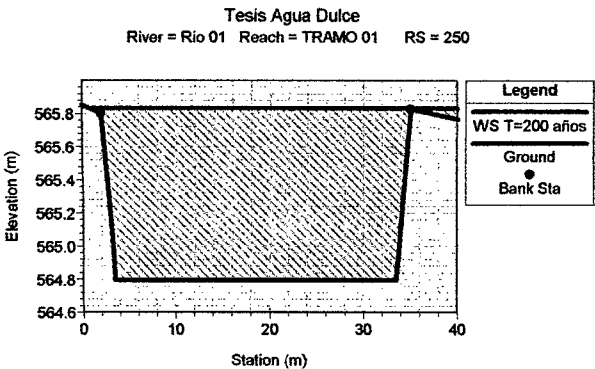
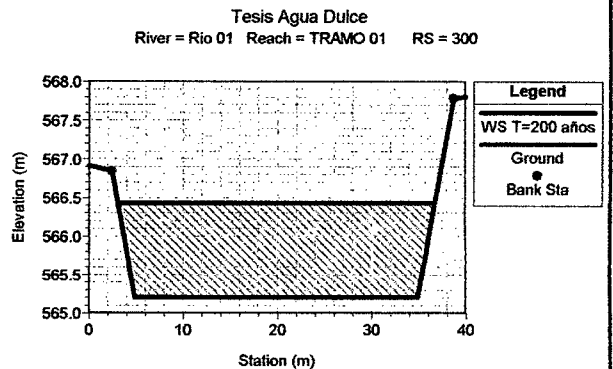
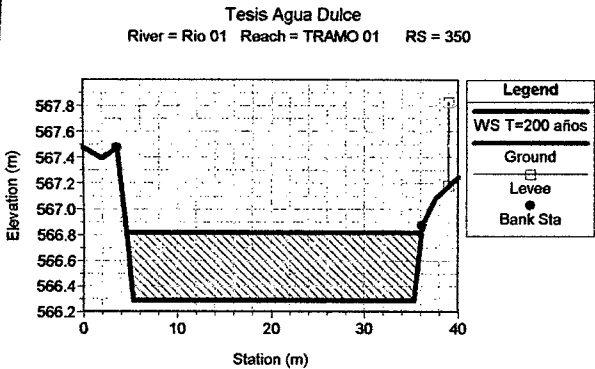
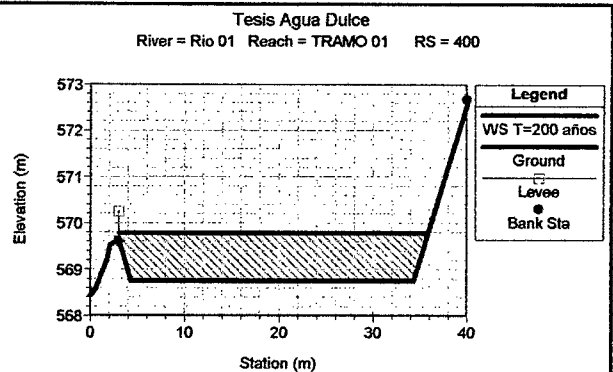
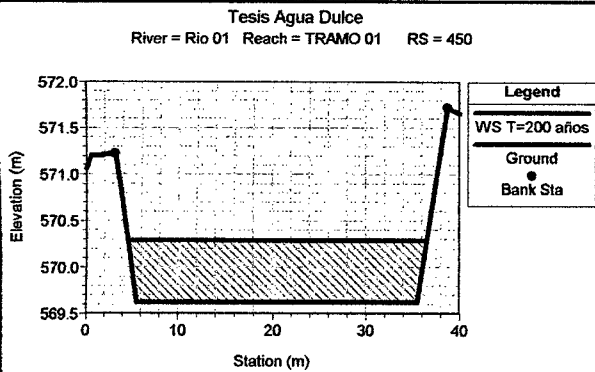
Anexo C

Secciones Transversales

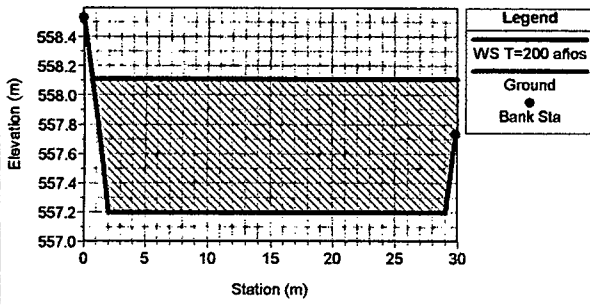
Como parte de la simulación del control de inundación se adjunta las secciones transversales de cada tramo de los ríos de Teresa y Agua Dulce:

1. Secciones Transversales Tramo 01 – Simulación cauce modificado.
2. Secciones Transversales Tramo 02 – Simulación cauce modificado.
3. Secciones Transversales Tramo 03 – Simulación cauce modificado
4. Secciones Transversales Tramo 04 – Simulación cauce modificado

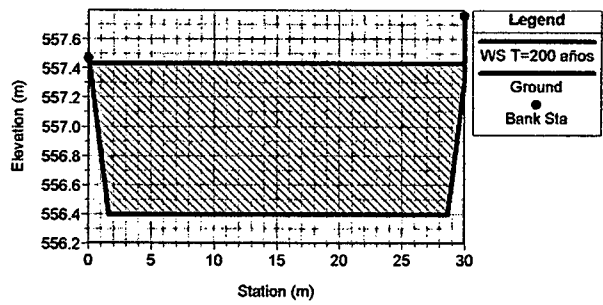




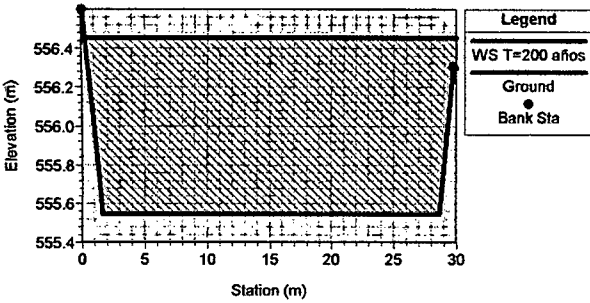
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1350



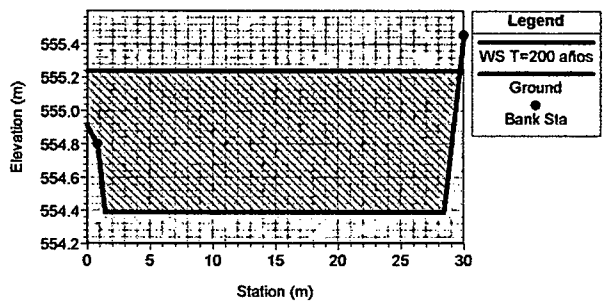
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1300



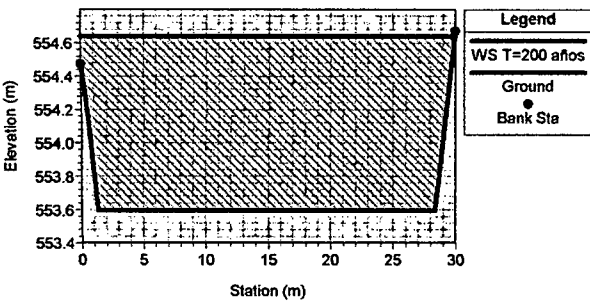
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1250



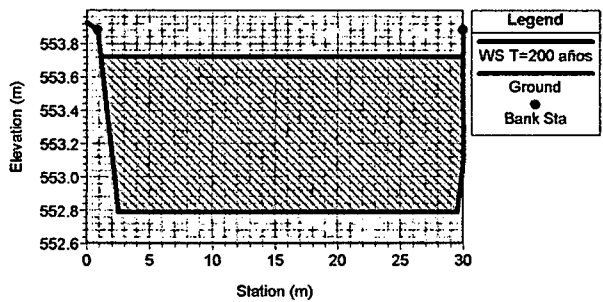
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1200



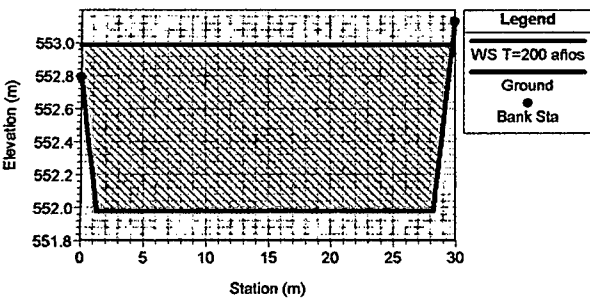
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1150



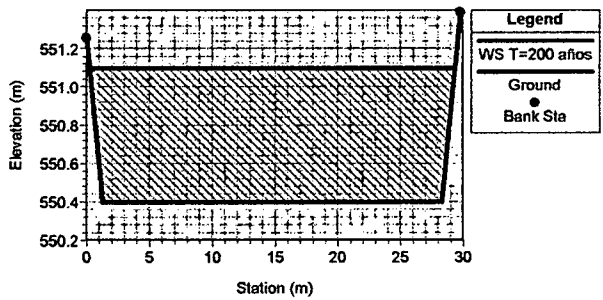
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1100



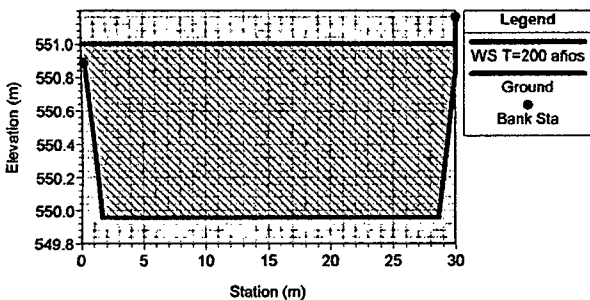
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1050



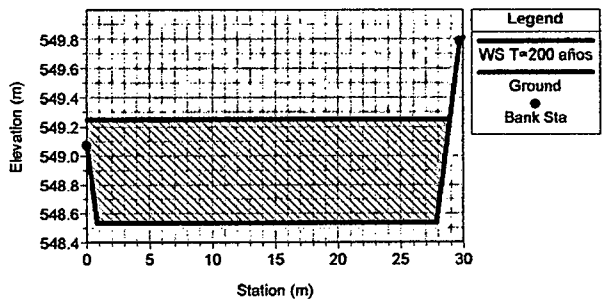
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1000



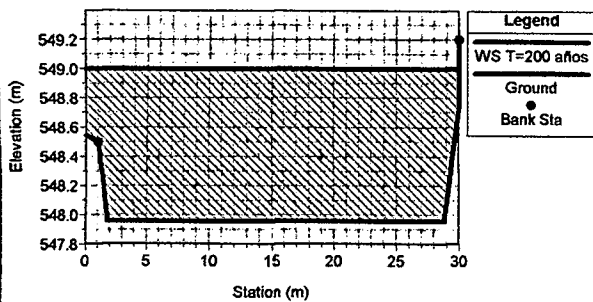
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 950



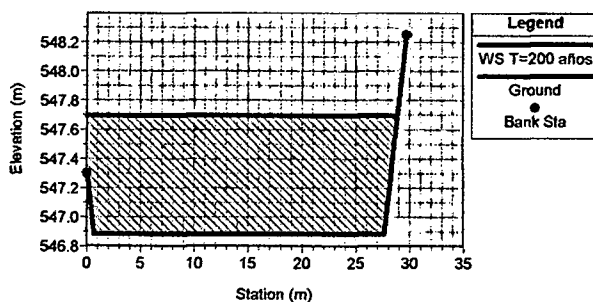
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 900



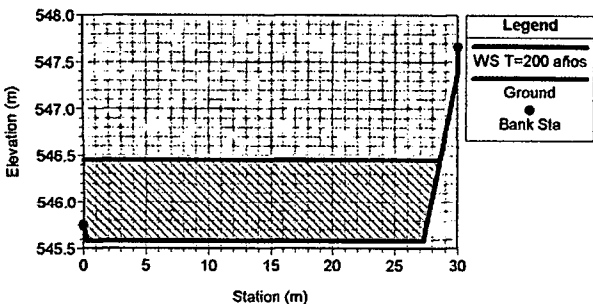
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 850



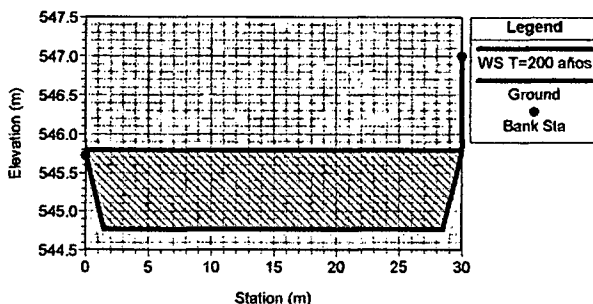
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 800



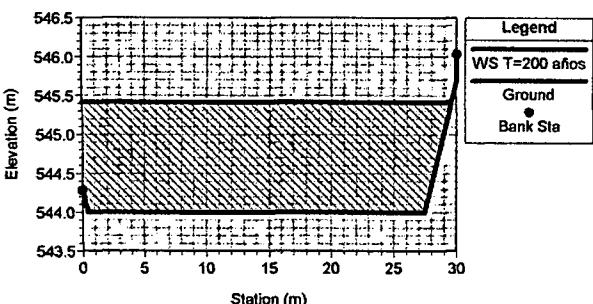
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 750



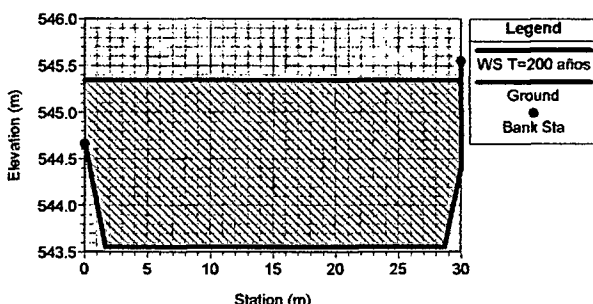
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 700



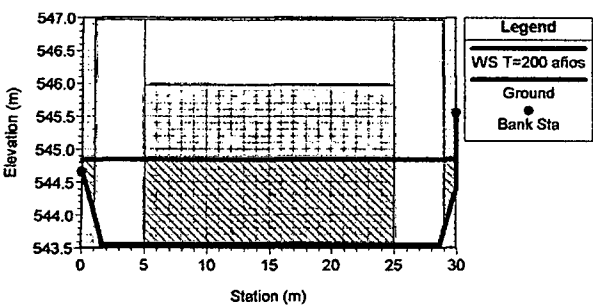
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 650



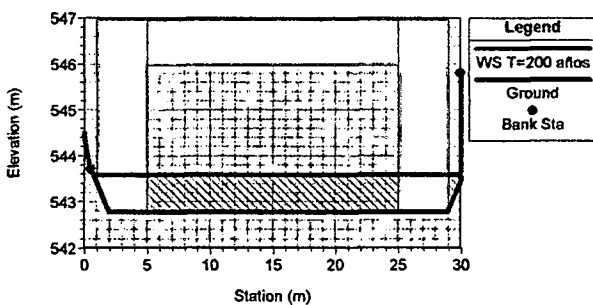
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 600



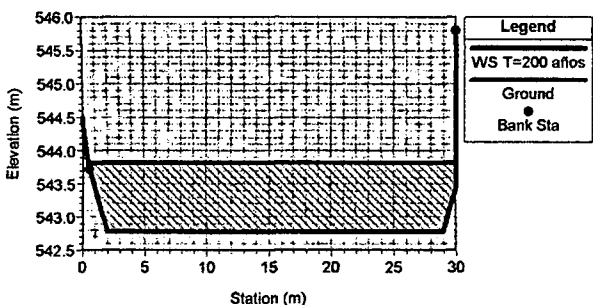
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 560 BR



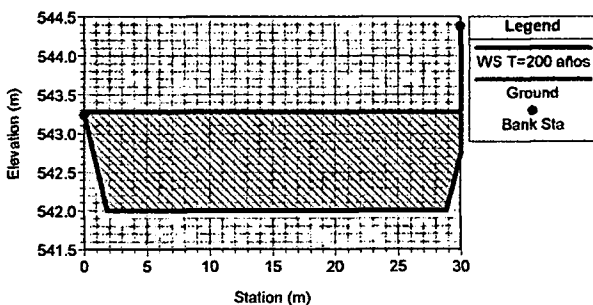
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 560 BR



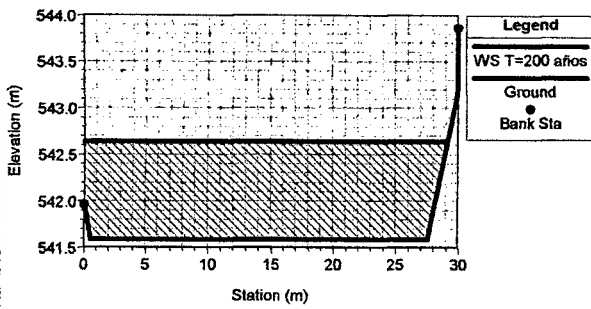
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 550



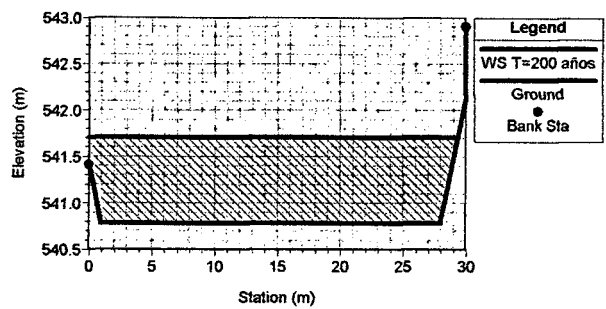
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 500



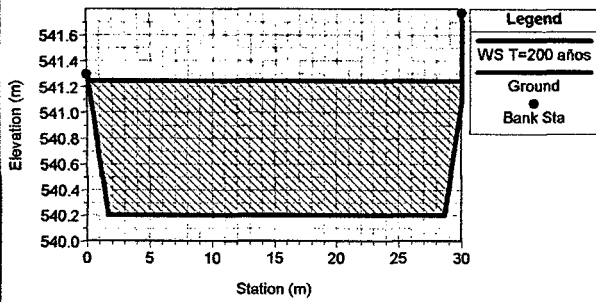
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 450



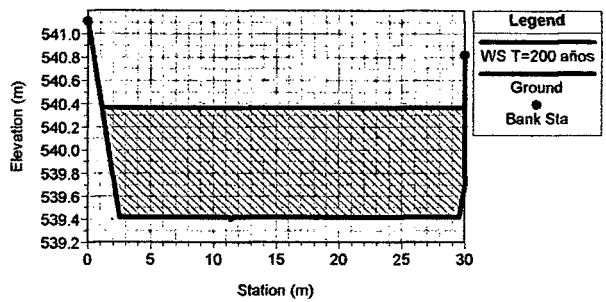
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 400



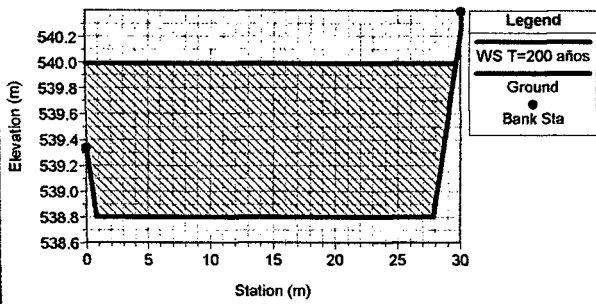
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 350



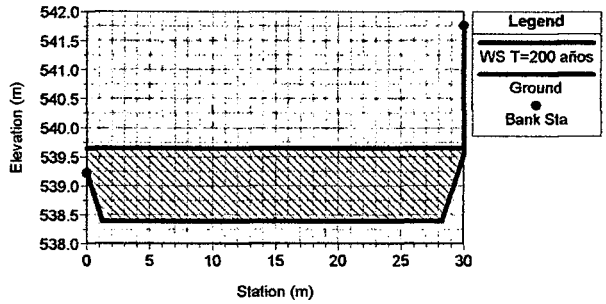
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 300



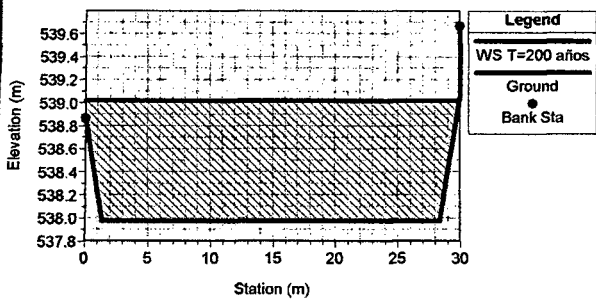
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 250



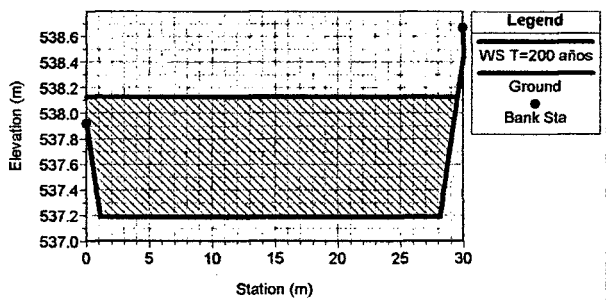
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 200



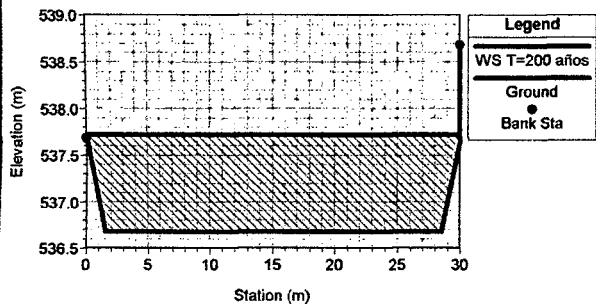
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 150



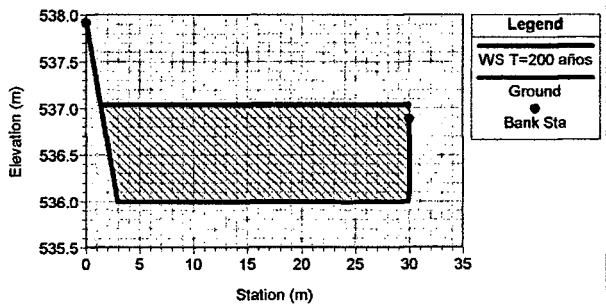
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 100

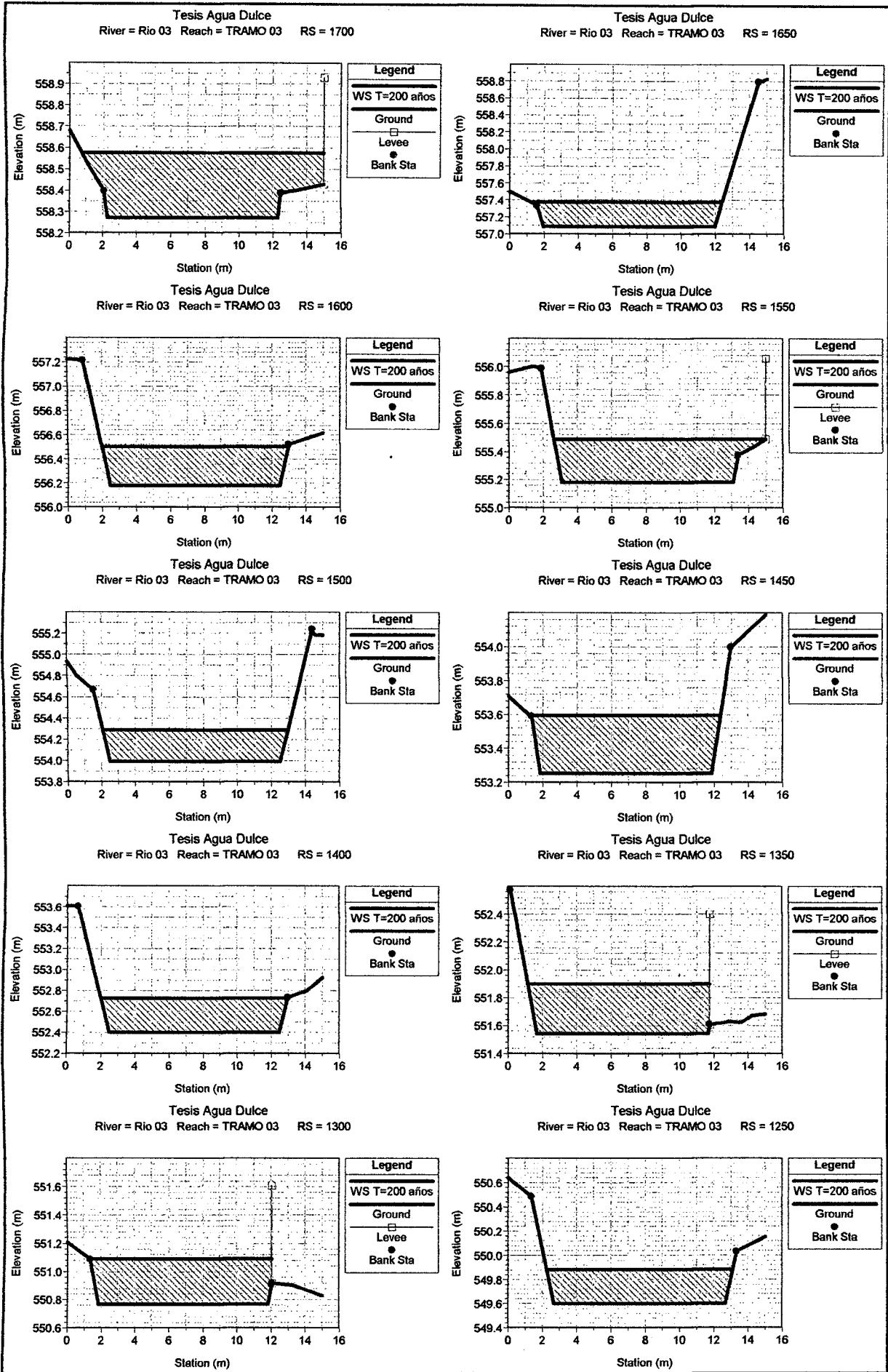


Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 50

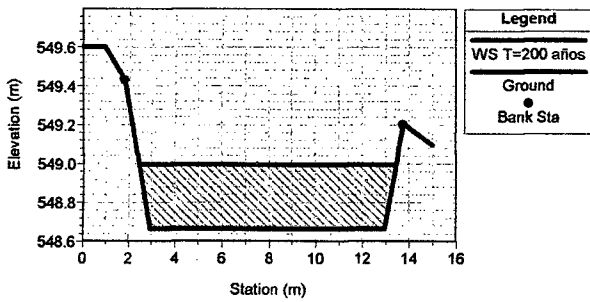


Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 0

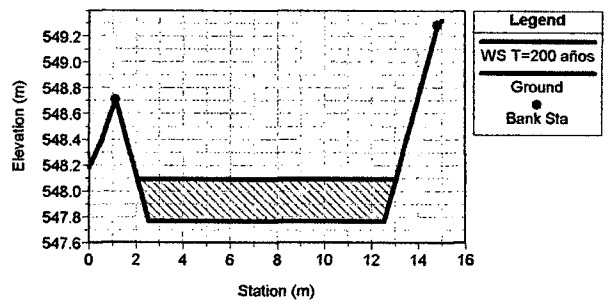




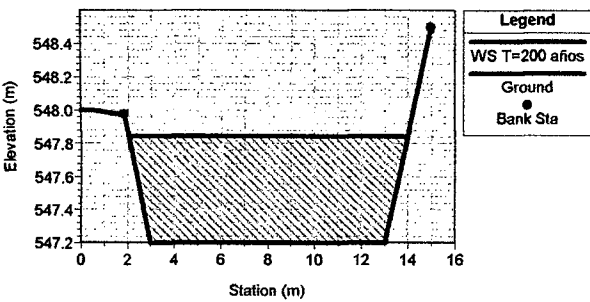
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1200



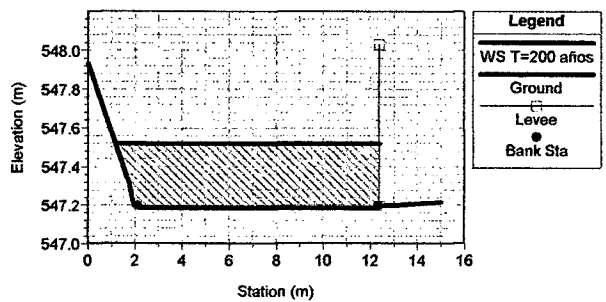
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1150



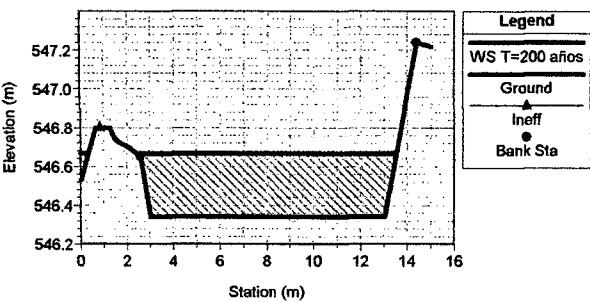
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1100



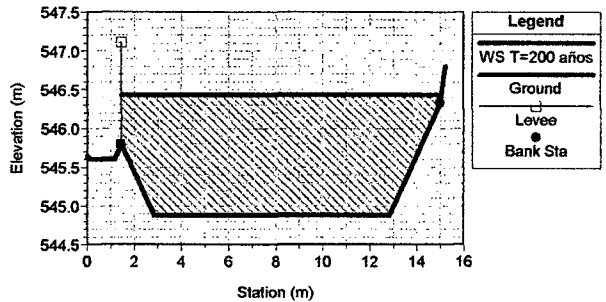
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1050



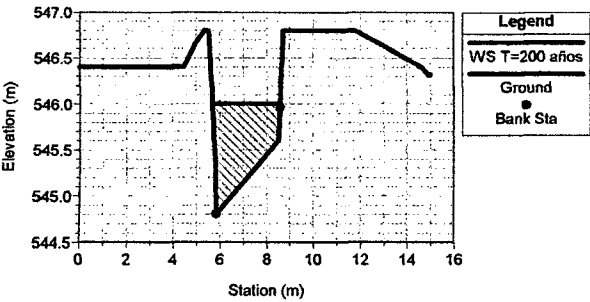
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1000



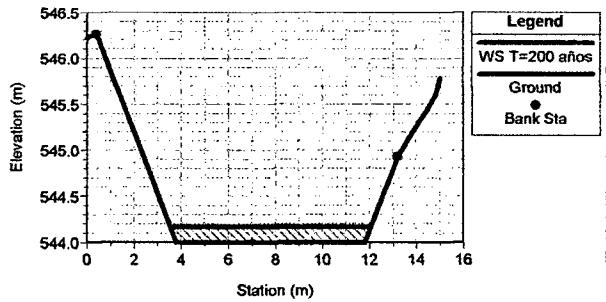
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 950



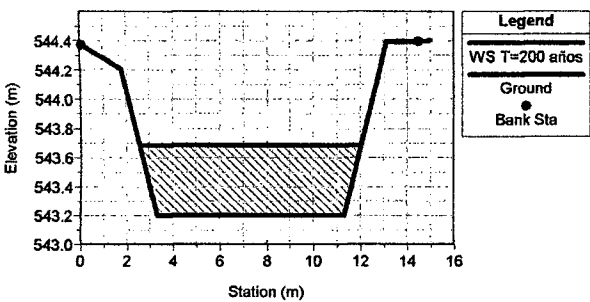
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 930



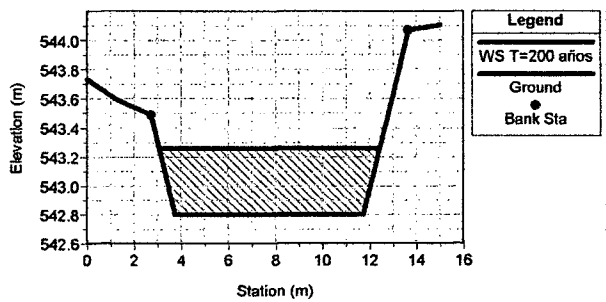
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 900



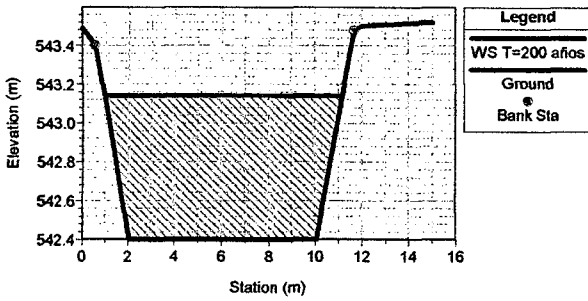
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 850



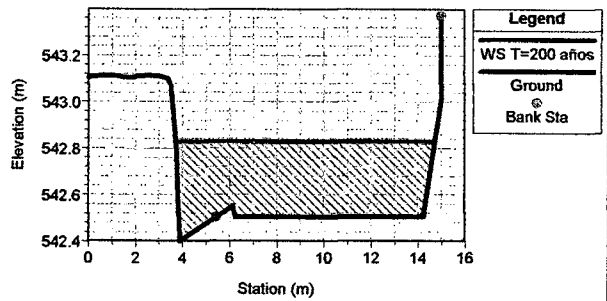
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 800



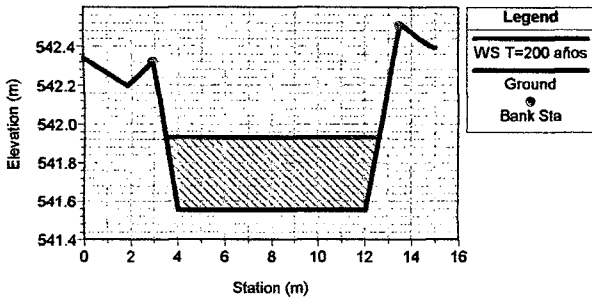
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 750



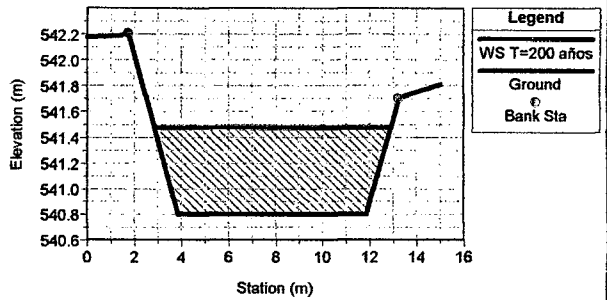
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 700



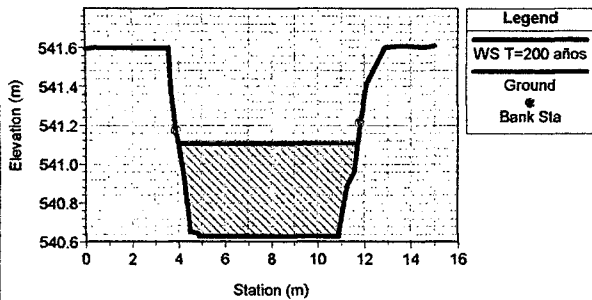
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 650



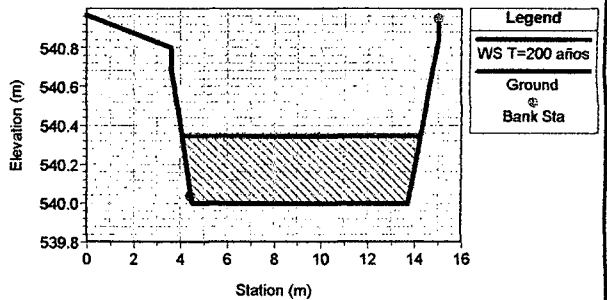
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 600



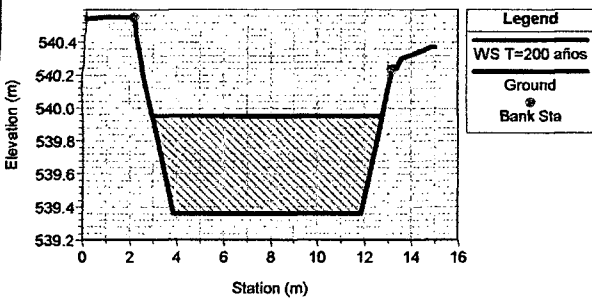
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 550



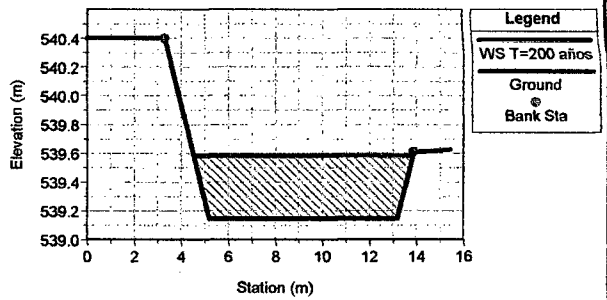
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 500



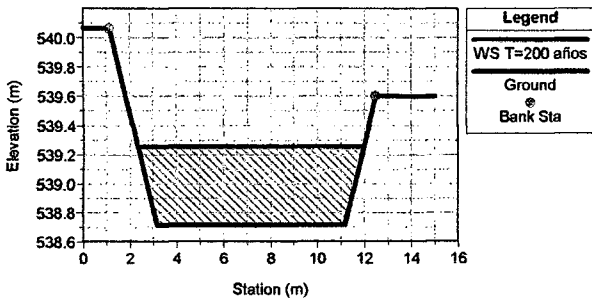
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 450



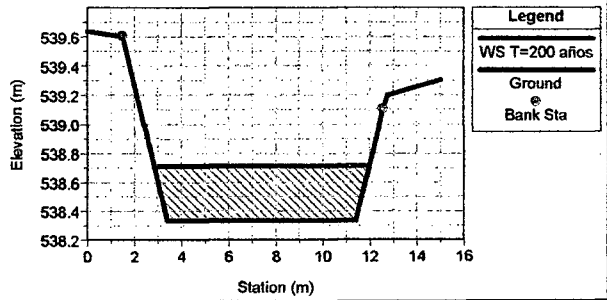
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 400



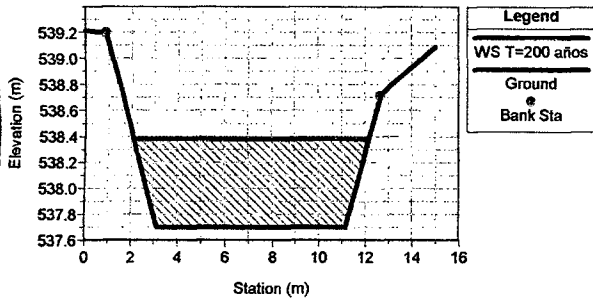
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 350



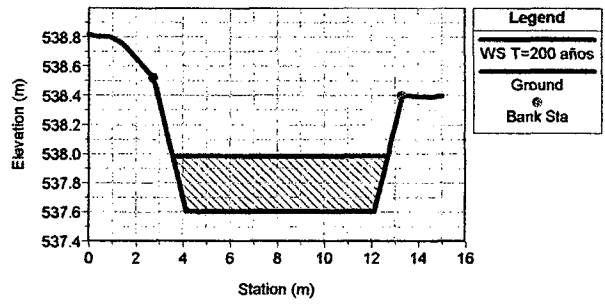
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 300



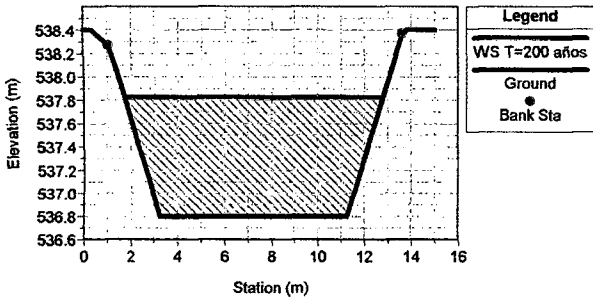
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 250



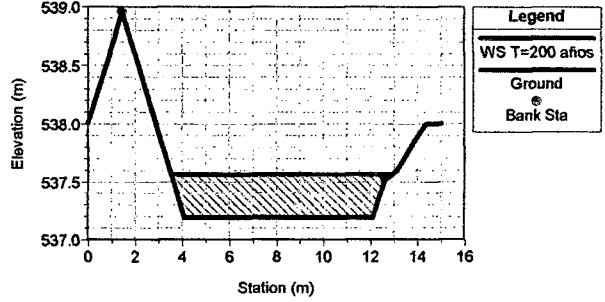
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 200



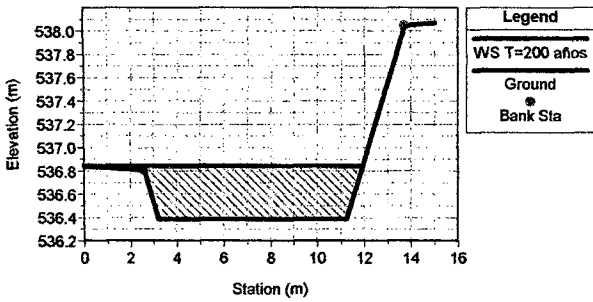
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 150



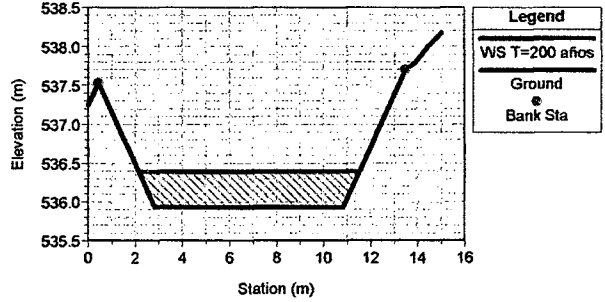
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 100

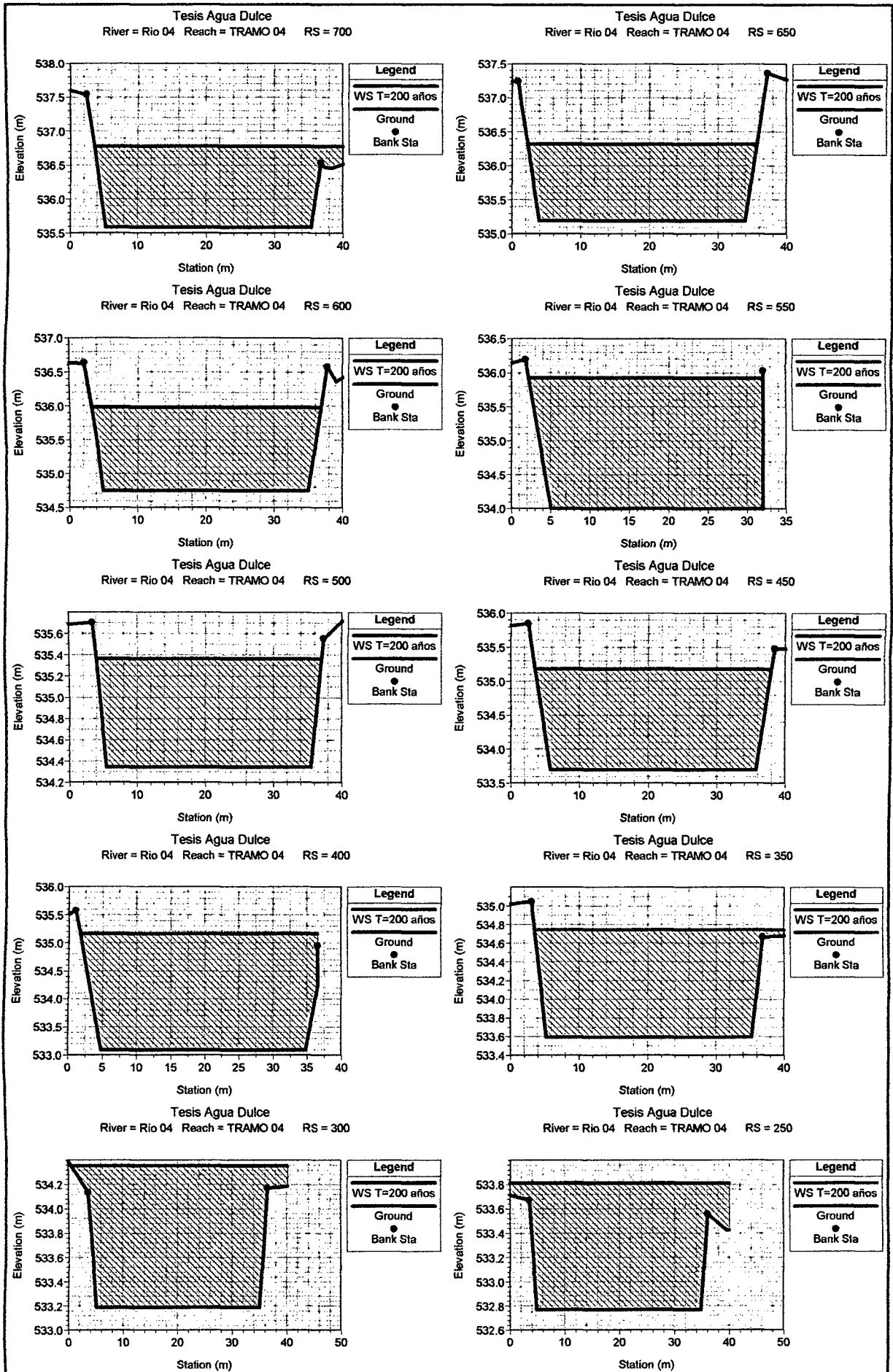


Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 50

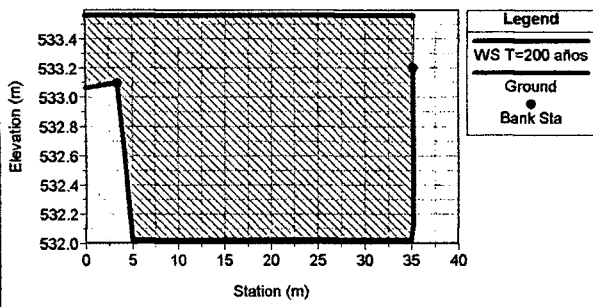


Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 0

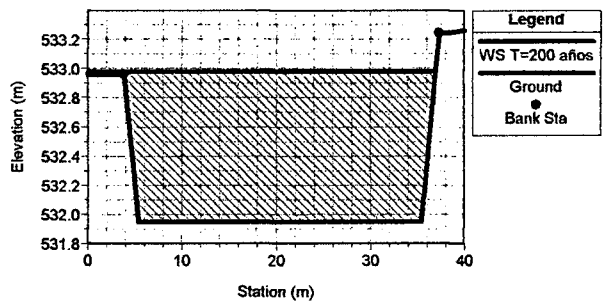




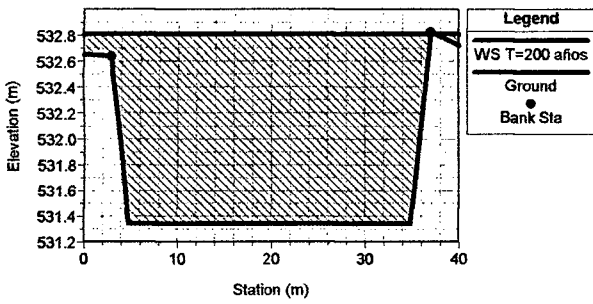
Tesis Agua Dulce
River = Rio 04 Reach = TRAMO 04 RS = 200



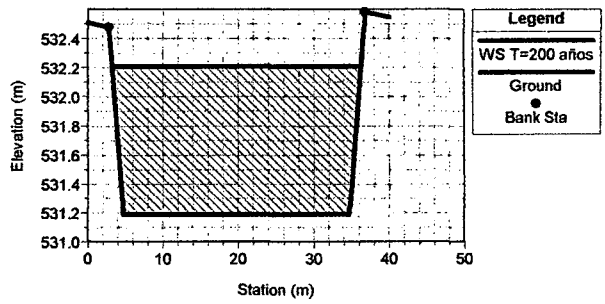
Tesis Agua Dulce
River = Rio 04 Reach = TRAMO 04 RS = 150



Tesis Agua Dulce
River = Rio 04 Reach = TRAMO 04 RS = 100



Tesis Agua Dulce
River = Rio 04 Reach = TRAMO 04 RS = 50



Tesis Agua Dulce
River = Rio 04 Reach = TRAMO 04 RS = 0

