

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

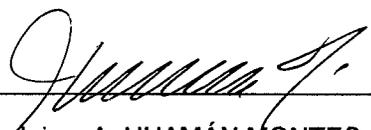
AYACUCHO - PERÚ

2016

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

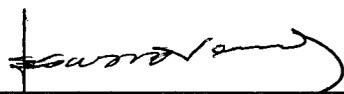
RECOMENDADO : 11 DE AGOSTO DEL 2016

APROBADO : 26 DE AGOSTO DEL 2016



Dr. Ing. Jaime A. HUAMÁN MONTES

(PRESIDENTE)



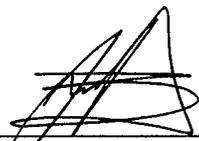
Mg. Ing. Edward LEÓN PALACIOS

(MIEMBRO)



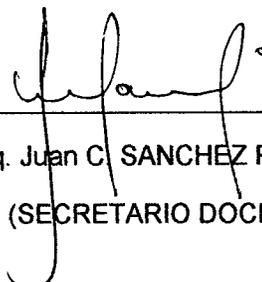
Mg. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ

(MIEMBRO)



Ing. Jaime L. BENDEZU PRADO

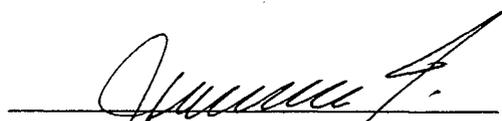
(MIEMBRO)



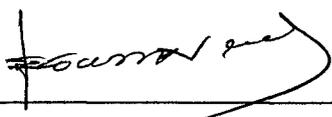
Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES

(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**.



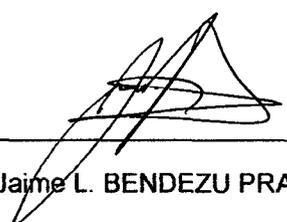
Dr. Ing. Jaime A. HUAMÁN MONTES
(PRESIDENTE)



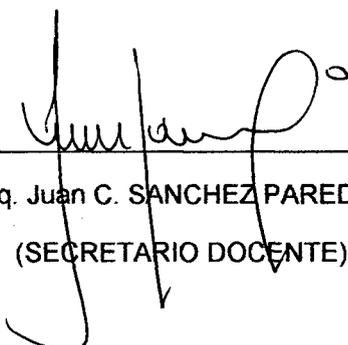
Mg. Ing. Edward LEÓN PALACIOS
(MIEMBRO)



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 K_1 | 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.

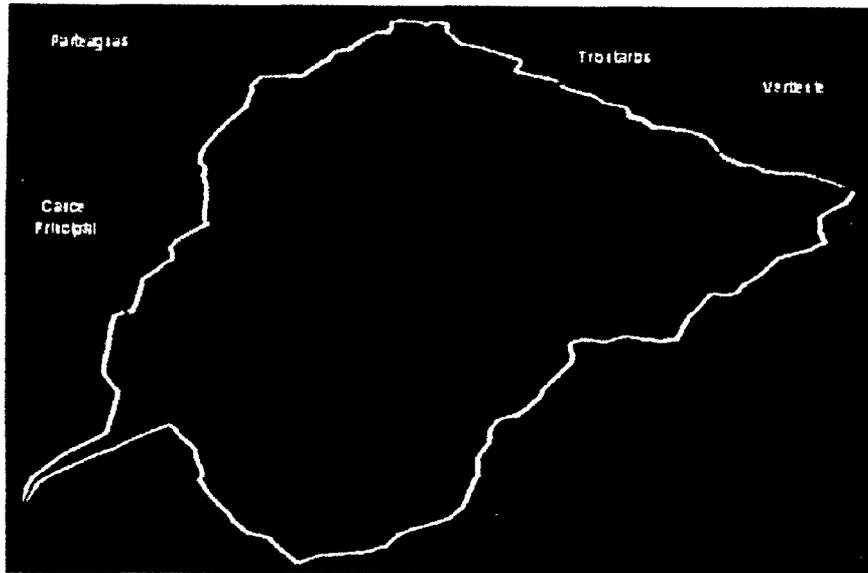
Las cuencas se pueden clasificar en:

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 (límite 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:

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

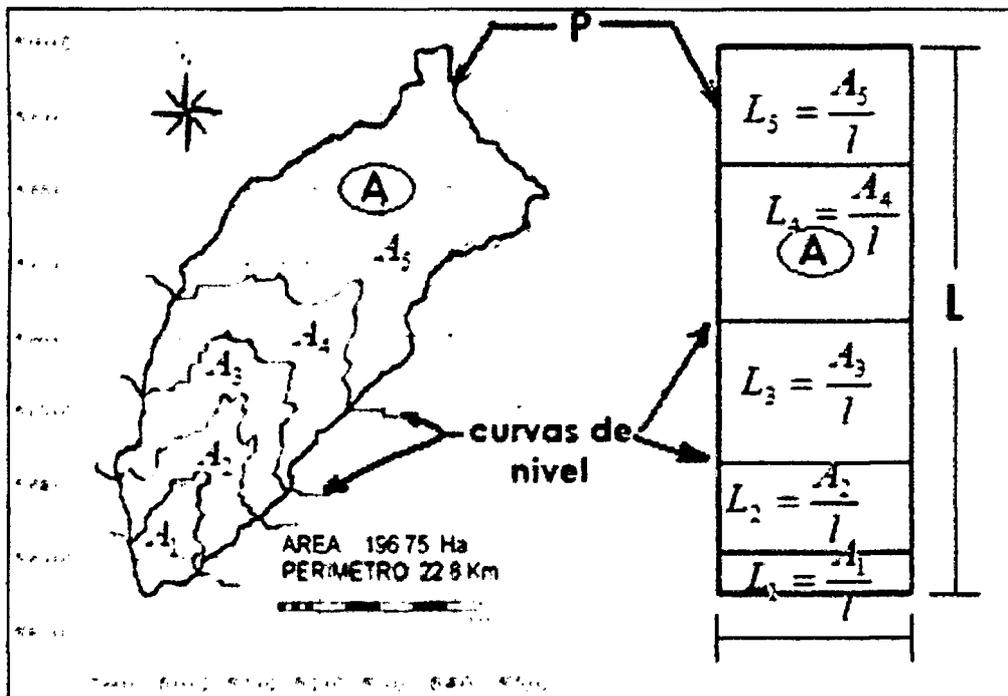
e) **Relación de Circularidad (Rci):** denominado también como radio de circularidad, es el cociente entre el área de la cuenca (A) y la del círculo cuyo perímetro (P) es igual al de la cuenca:

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

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 Km², 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.

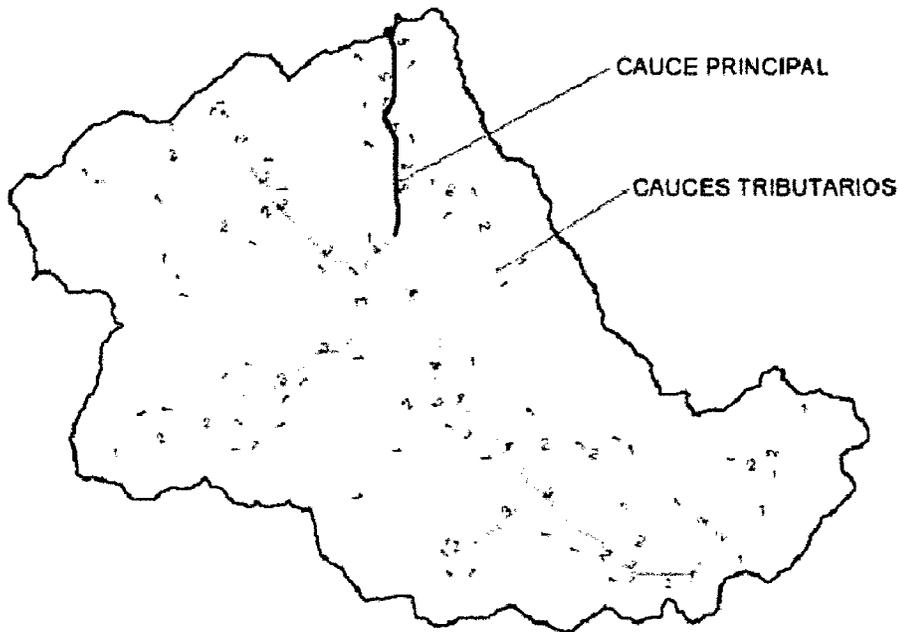
Gráficamente la elevación media de la cuenca se obtiene, entrando con el 50 % del área en el eje X, trazando una perpendicular por este punto hasta interceptar a la curva hipsométrica, y por éste punto trazar una horizontal hasta cortar el eje Y.

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:

$$T = \frac{1}{p} \tag{2.11}$$

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: Período 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.

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

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.

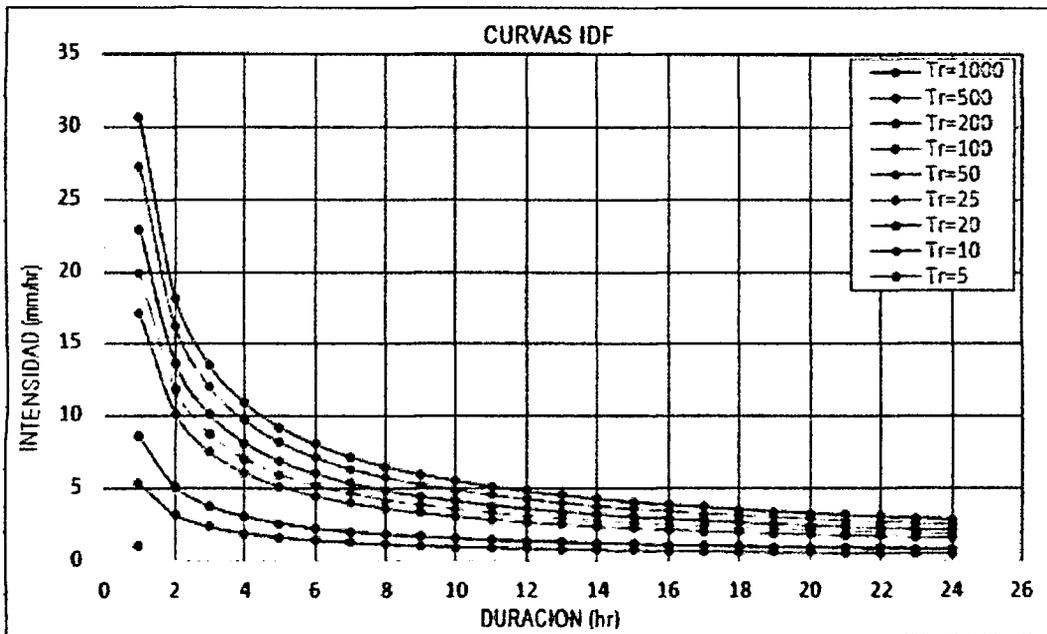
$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (2.14)$$

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.

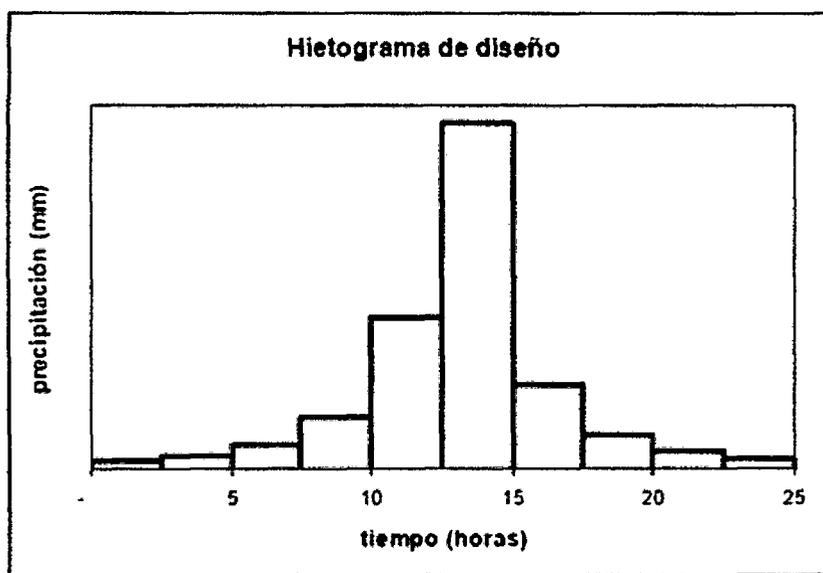
Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla.

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]

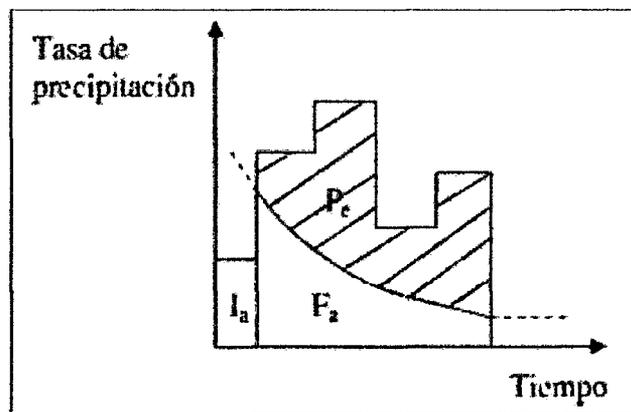
2.4.7. Precipitación Efectiva

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 |
| Parqueaderos 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:

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

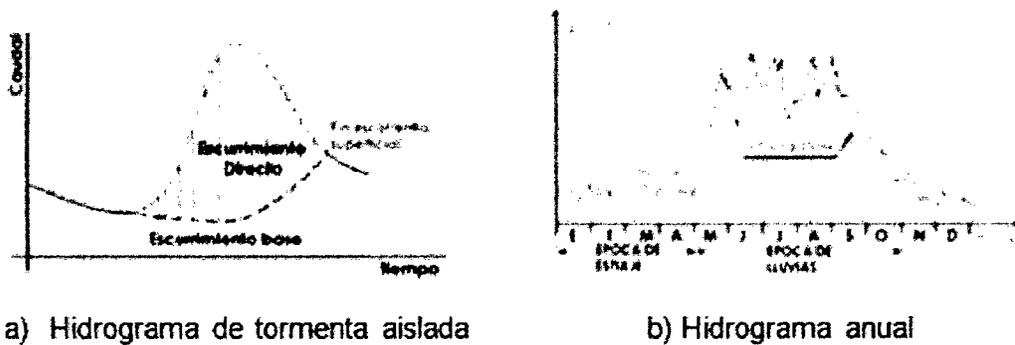
T_c : Tiempo de Concentración

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 escorrentía 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.

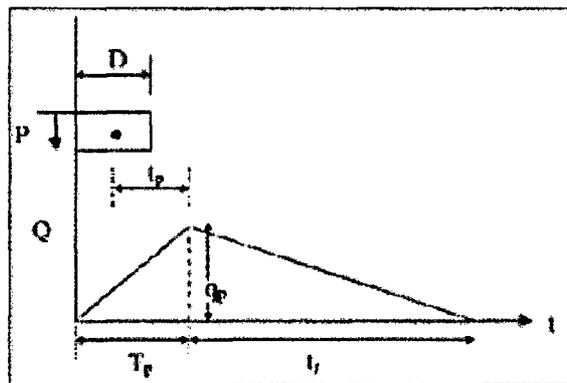
El tiempo de ocurrencia pico " T_p ", puede expresarse como:

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

Donde:

D: duración de la lluvia en horas.

Figura 2.8: Componentes de Hidrograma Unitario Sintético CSC.

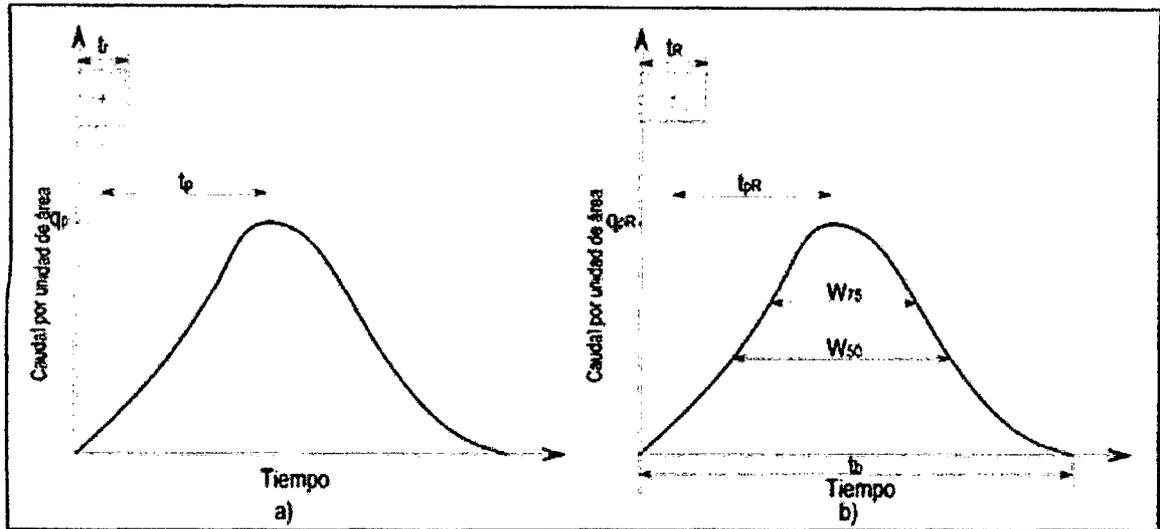


Fuente: Figura tomada desde [6]

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

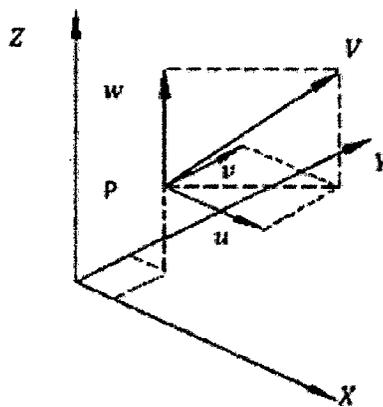
libre expuesta a la presión atmosférica.

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]

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

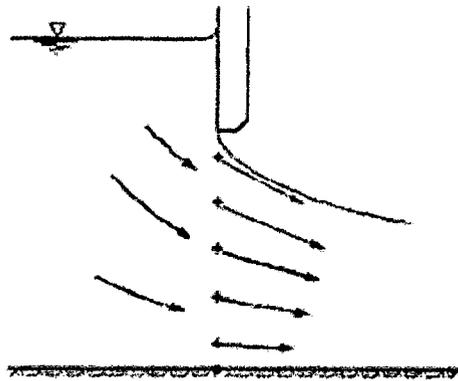
$$u = f_1(x, y, z, t), v = f_2(x, y, z, t), w = f_3(x, y, z, t)$$

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

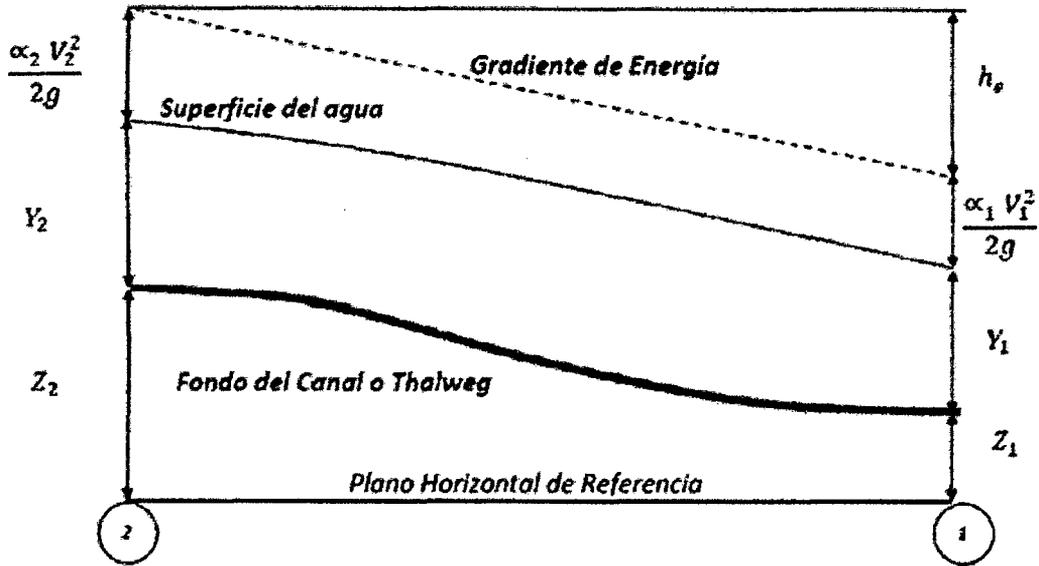
Y_1 y Y_2 : carga de presión de las secciones 1 y 2 (también llamado tirante del agua)

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

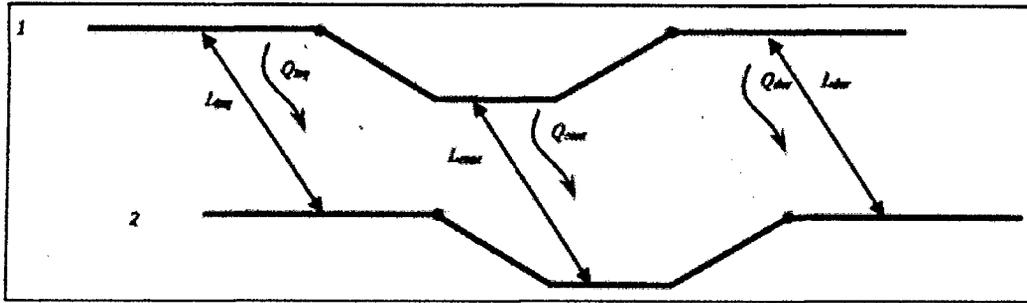
La longitud ponderada (L), es valuada con la siguiente expresión:

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

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

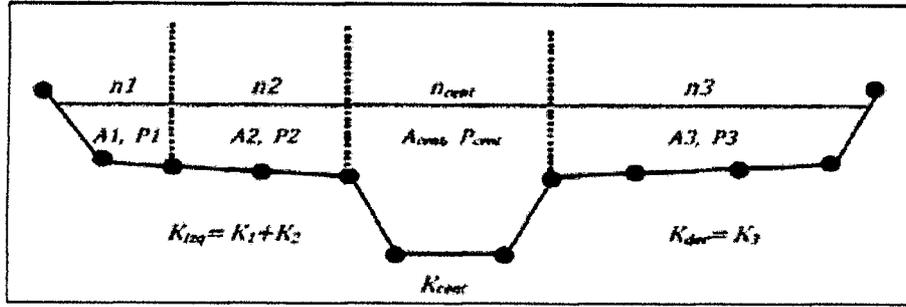
A_i : área hidráulica de la franja i

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 perdidas 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:

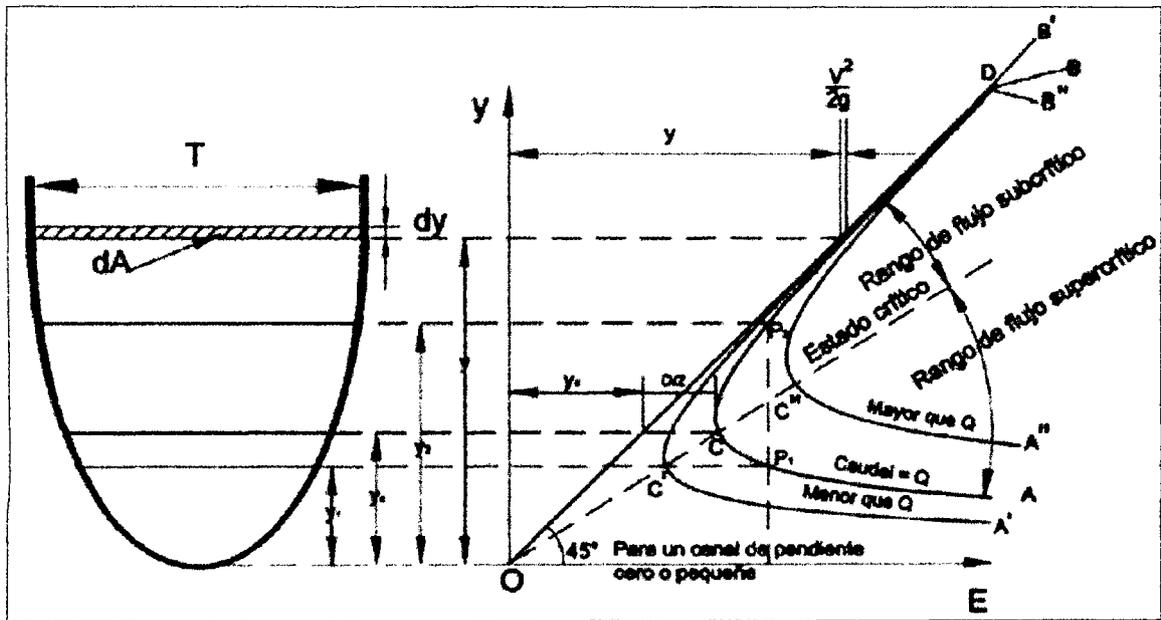
$$E = Y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (2.52)$$

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

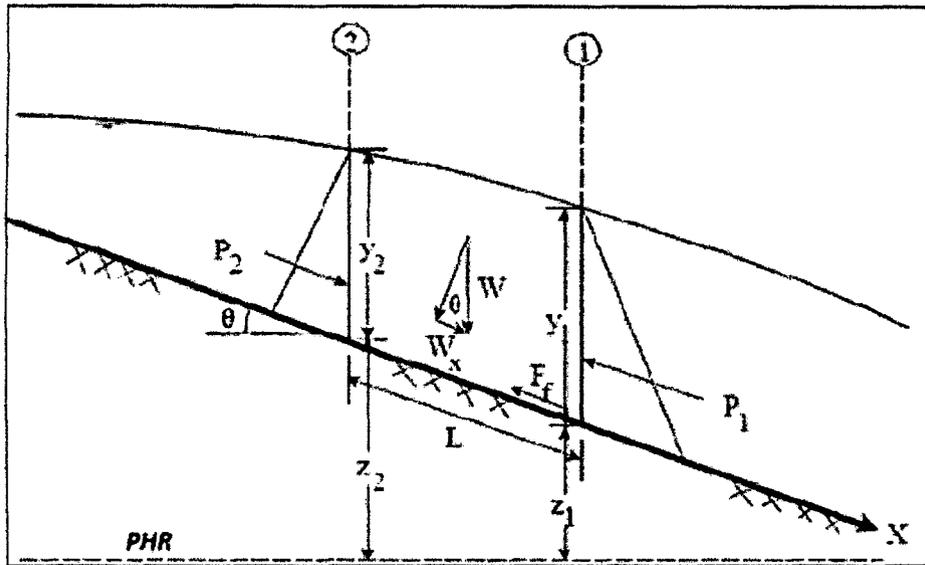
W_x : Fuerza de la componente del peso del fluido en dirección del eje X

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

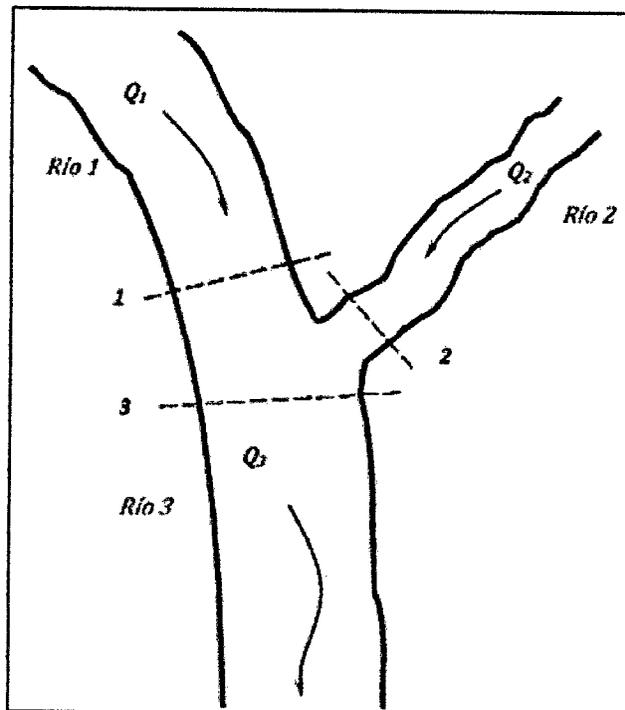


Fuente: Figura tomada desde [8]

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

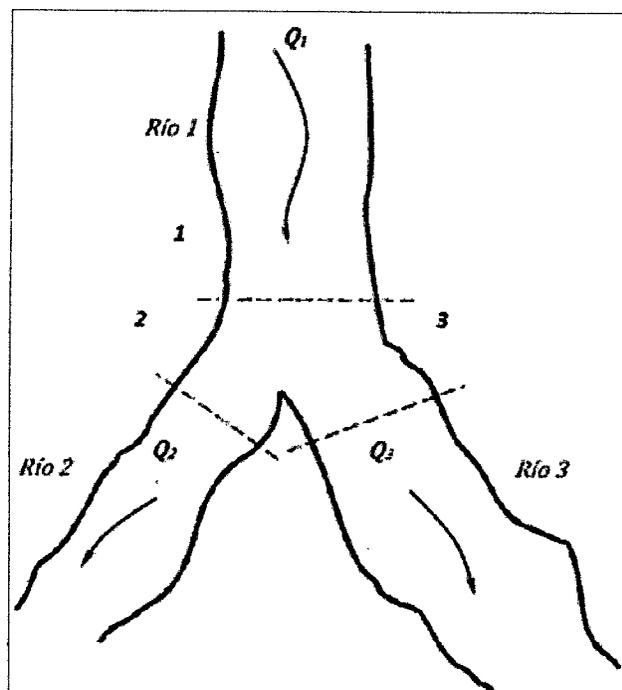
1. Confluencias en régimen del flujo subcrítico (ver figura 2.19)
2. Bifurcaciones en régimen del flujo subcrítico (ver figura 2.20)
3. Confluencias en régimen del flujo supercrítico.
4. Bifurcaciones en régimen del flujo supercrítico
5. Confluencias en régimen de flujo mixto (cambio de régimen de subcrítico 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. Lischvan-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:

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

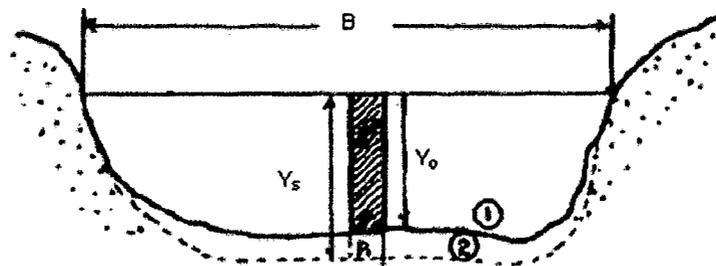
x : es un exponente variable que está en función del peso volumétrico del material seco en tn/m^3 .

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

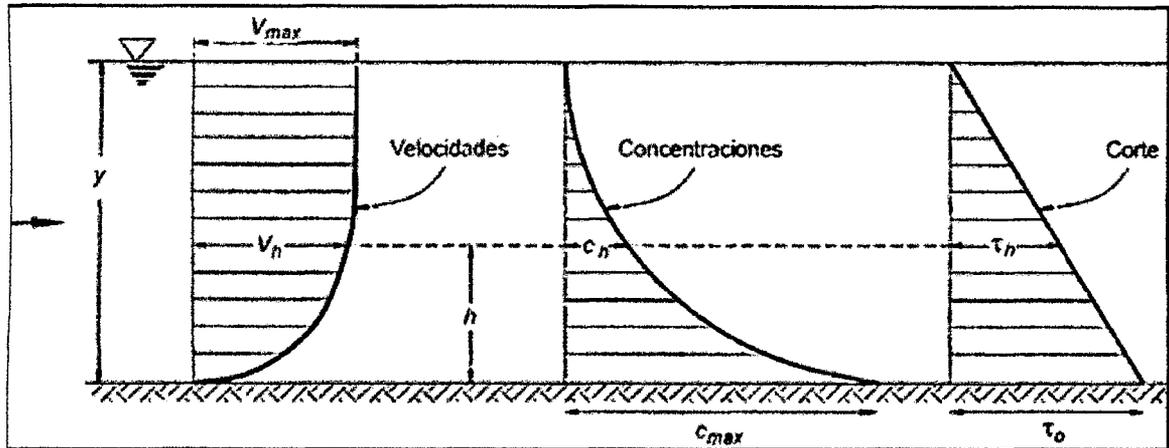
Y: tirante normal

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.

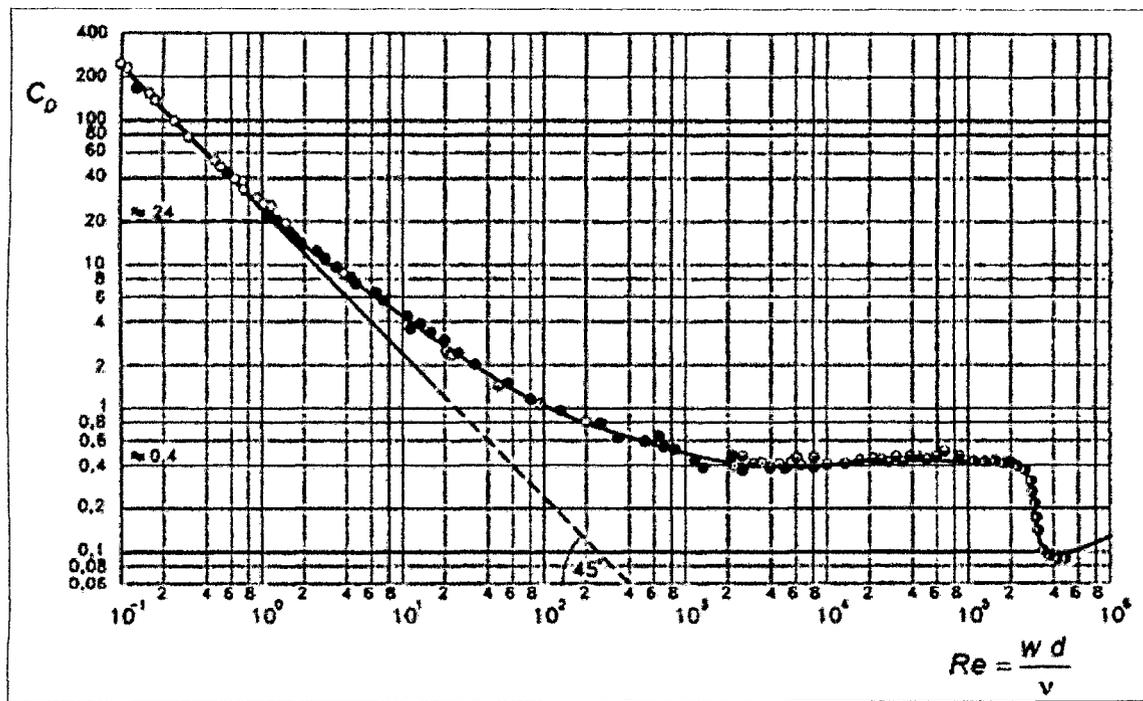
La variación de C_D con Re tiene que interpretarse en función del sistema de líneas de corriente alrededor del objeto en estudio (una partícula esférica, por ejemplo).

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)

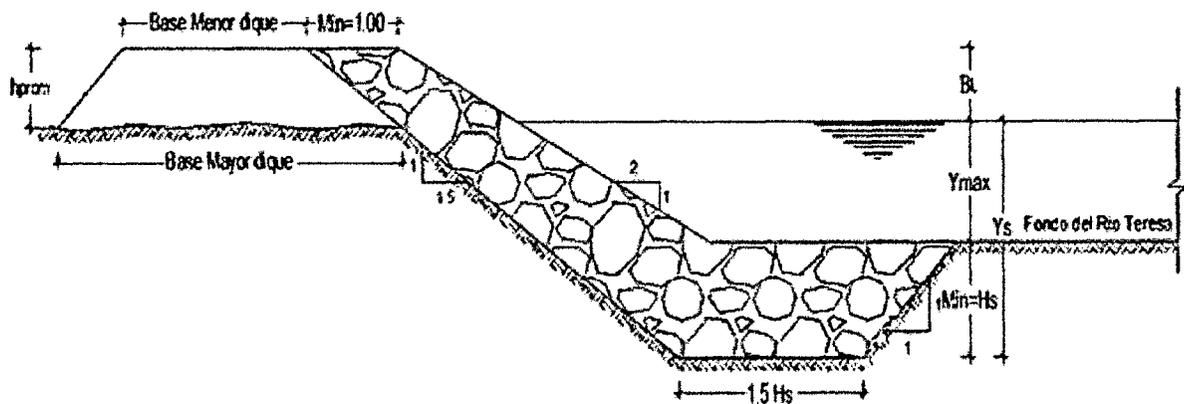
W: peso del terraplén (kg)

ϕ : ángulo de fricción interna

P_w : peso específico del agua (kg/m³)

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 |

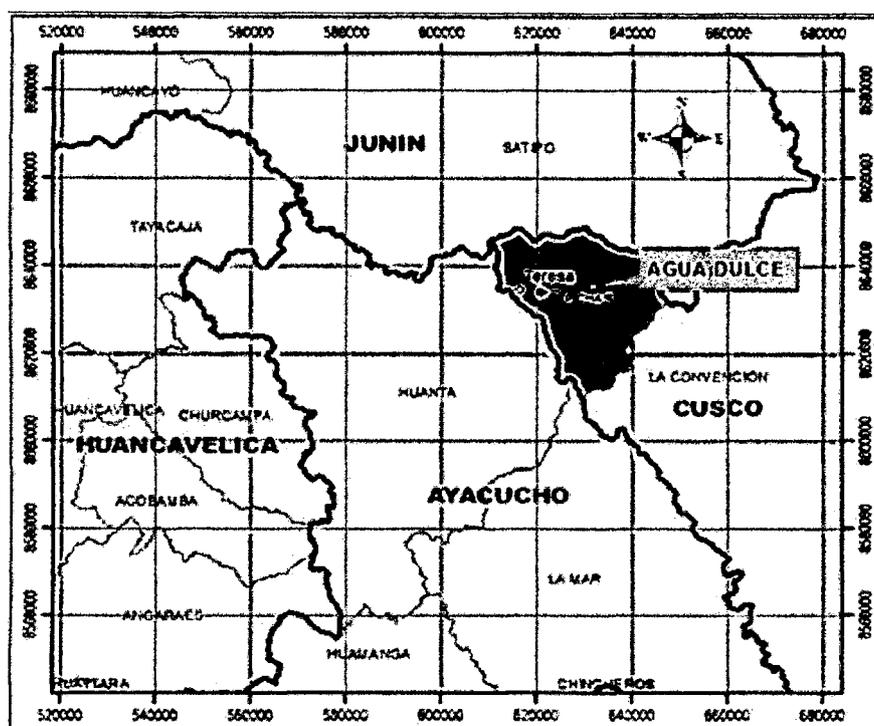
Fuente: Elaboración Propia

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)



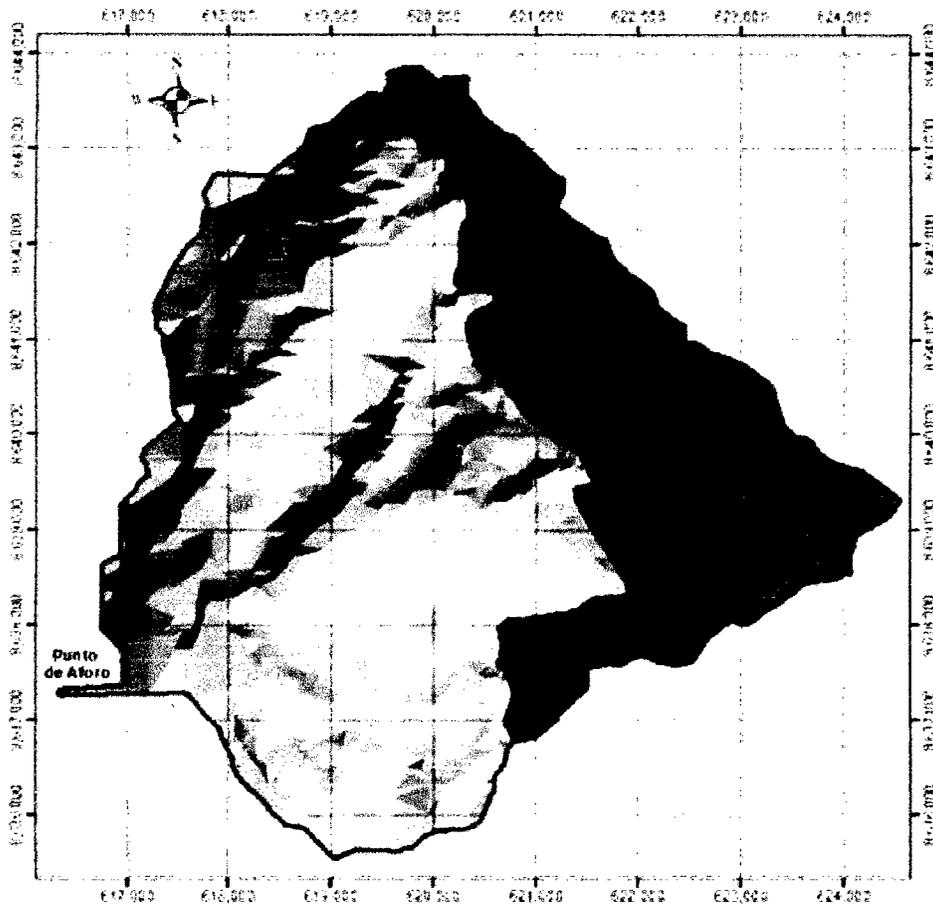
Fuente: Elaboración propia

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

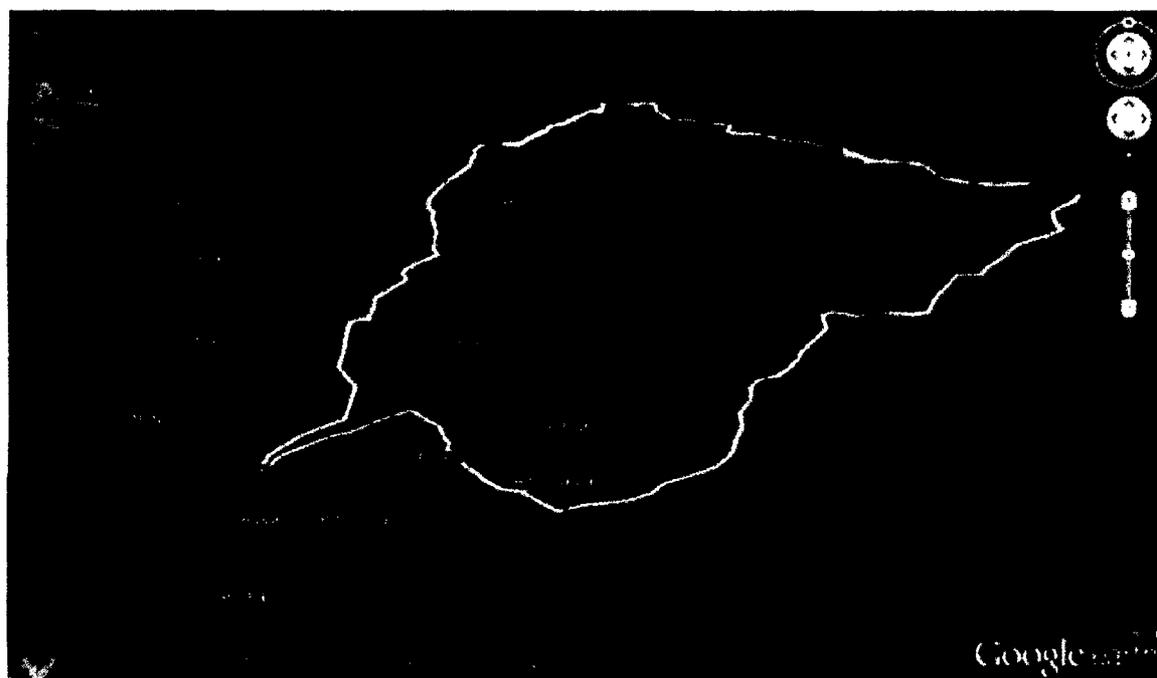
Se hizo trabajos previos en ArcMap y ArcGIS v10.1. En esta fase; se creó lo siguiente:

- 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

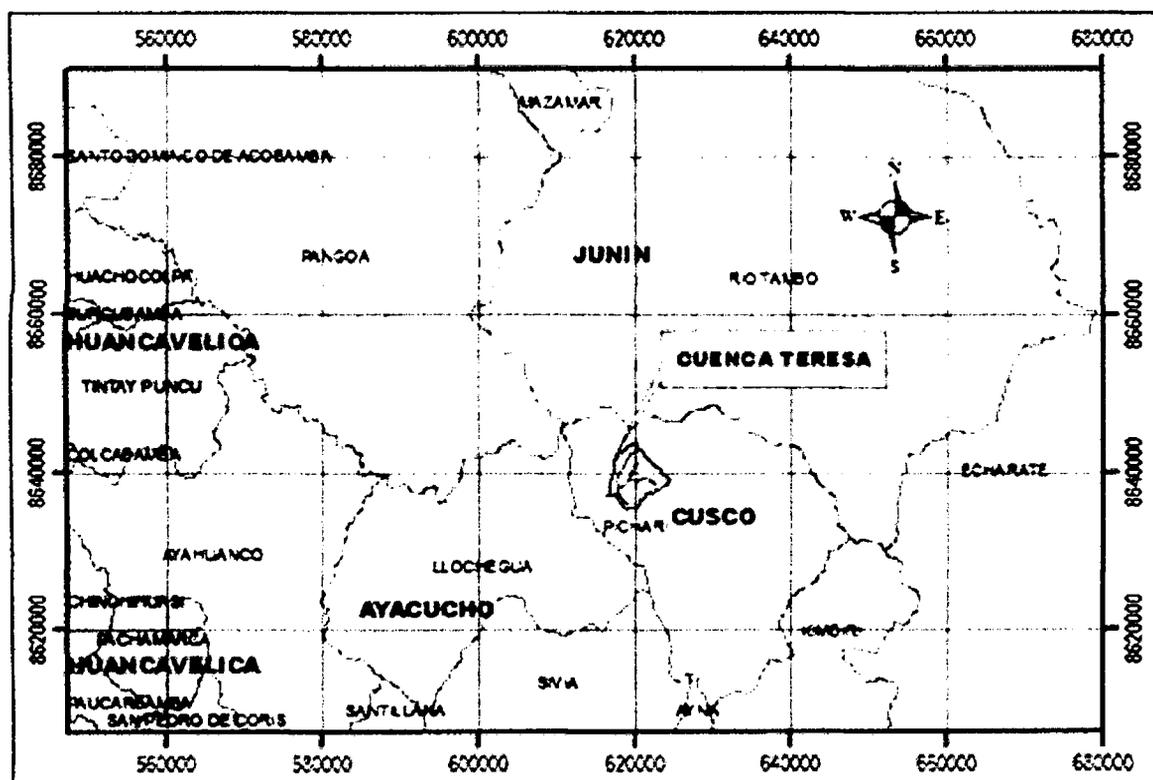
Este = 620,247.71

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

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

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

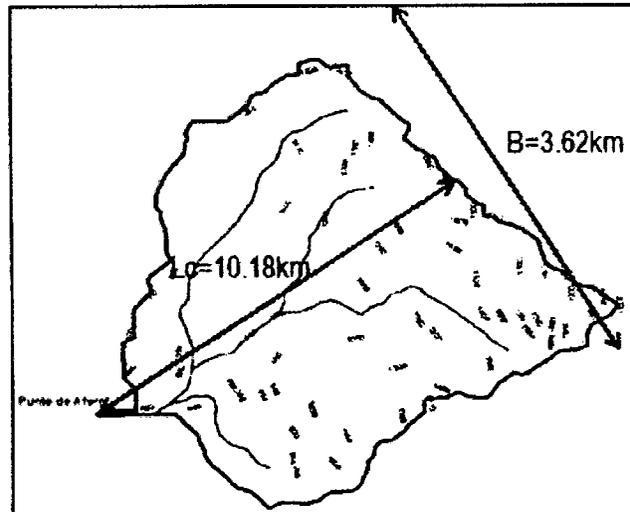
$$\text{Ancho medio: } B = \frac{A}{L_c} = 3.62 \text{ km}$$

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

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

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

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



Fuente: Elaboración propia

Rectángulo Equivalente:

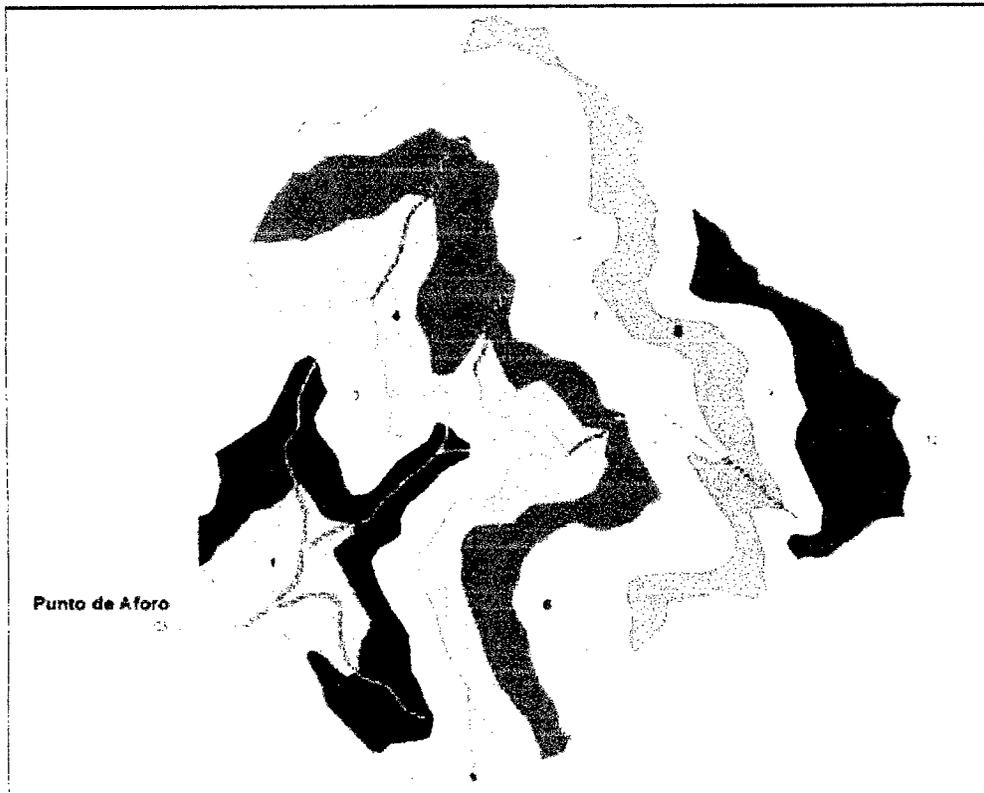
$$L = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{I_c} \right)^2} \right] = 10.27 \text{ km}$$

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

b) Parámetros de Relieve de la cuenca del río Teresa

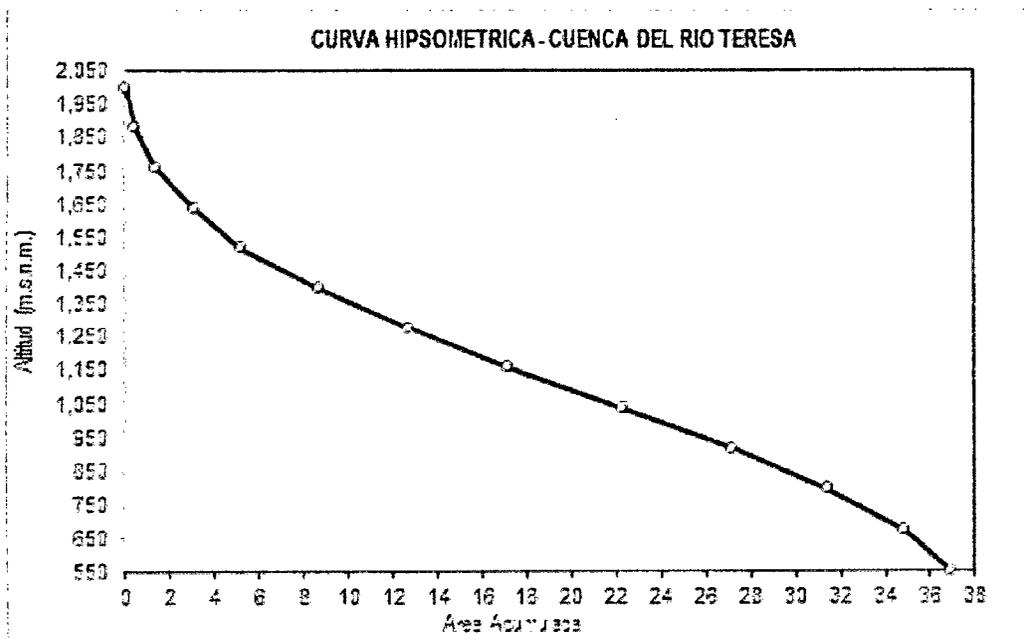
El relieve posee una incidencia más fuerte sobre la escorrentía que la forma, dado que a una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

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



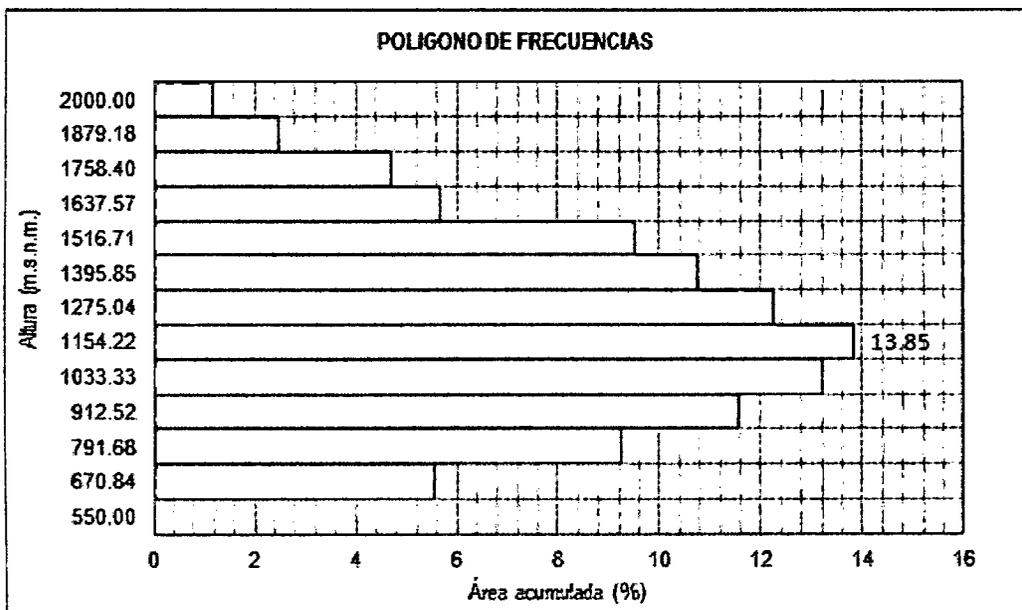
Fuente: Elaboración propia

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.

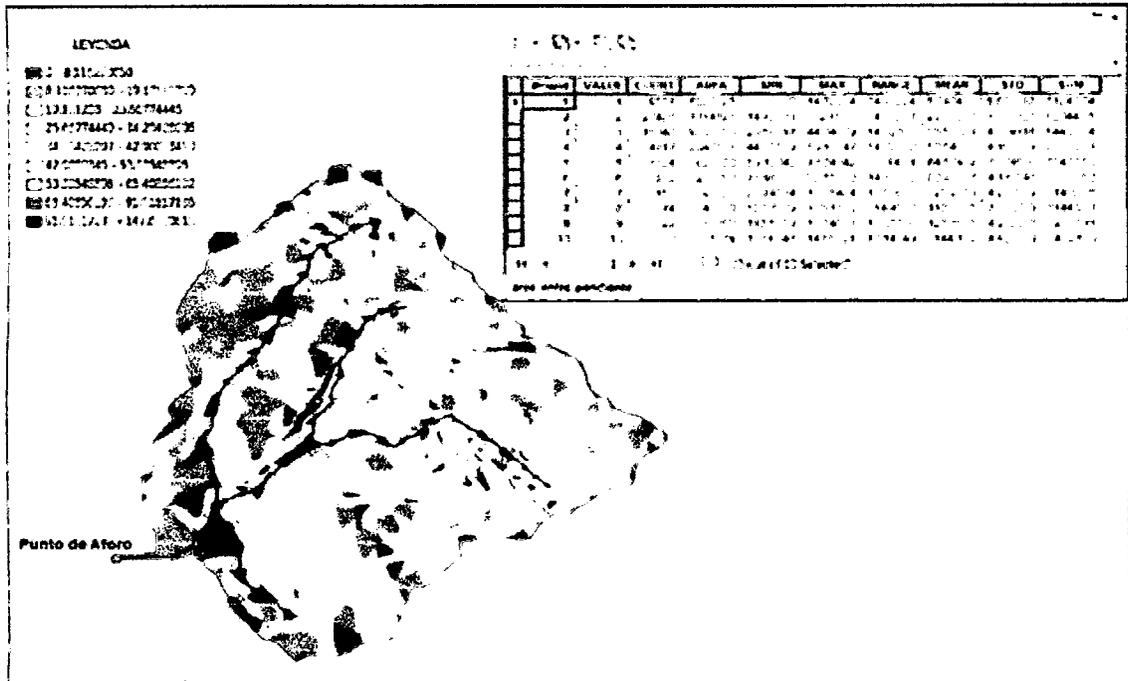
Altitud media: 1,257.27 m.s.n.m.

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

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

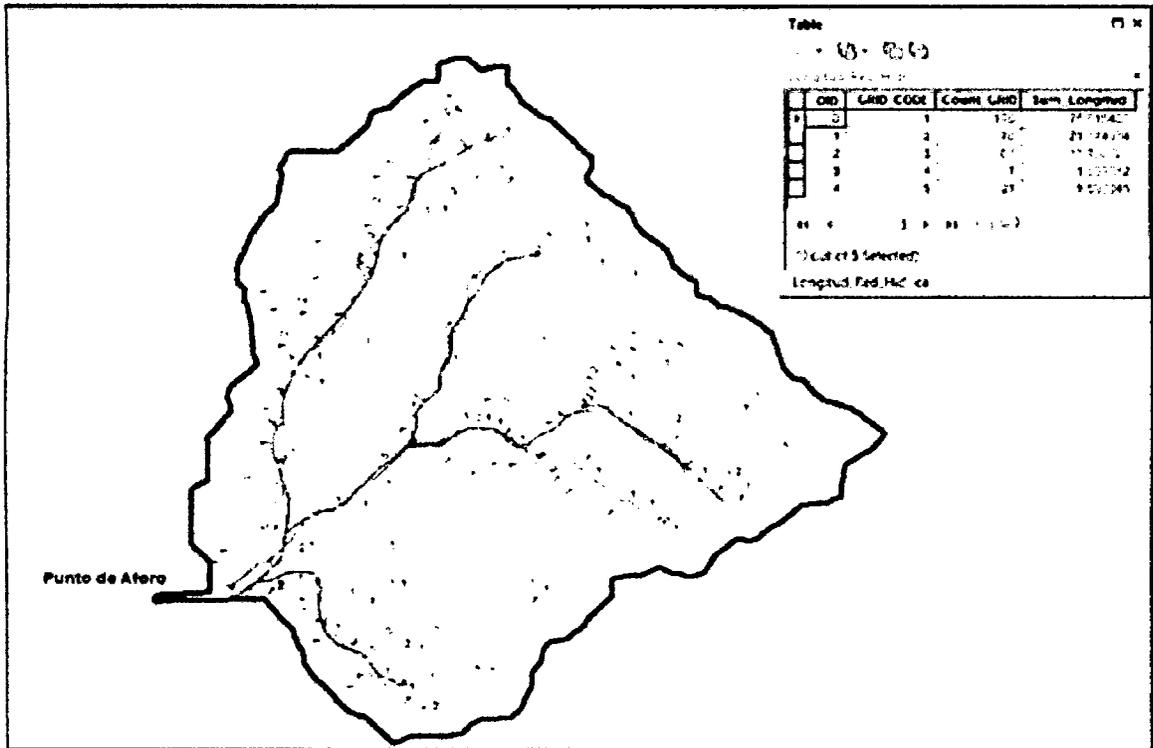
Longitud de la Red Hídrica; Se presenta en la Tabla 3.6, de acuerdo al orden de la Red Hídrica

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 GEOMORFOLOGICOS CUENCA DEL RIO TERESA | | | | | |
|--|---|-------------------------------|----------------------------------|--------------------|---------|
| PARAMETROS | | | 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 | | | - | ∧ |
| | Altud Máxima de la Cuenca | | | m.s.n.m. | 2000 |
| | Altud Mínima de la Cuenca | | | m.s.n.m. | 550 |
| | Desnivel total 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 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 HIDROGRAFICA | 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 |
| | Altud Mínima del cauce | | | m.s.n.m. | 550 |
| | Tiempo de concentración | | | Hr. | 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 Red Hídrica | | | Km | 119.17 | |
| Pendiente Promedio de la Red Hídrica | | Pendientes 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

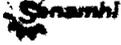
| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | TOTAL |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| 1964 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 0.0 | 0.0 | 8.0 | 15.5 | 20.5 | S/D | 36.0 | 80.0 |
| 1965 | 19.0 | 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 | 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 | 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 | 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 | DEC | 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 | 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 | DEC | 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 | | | |

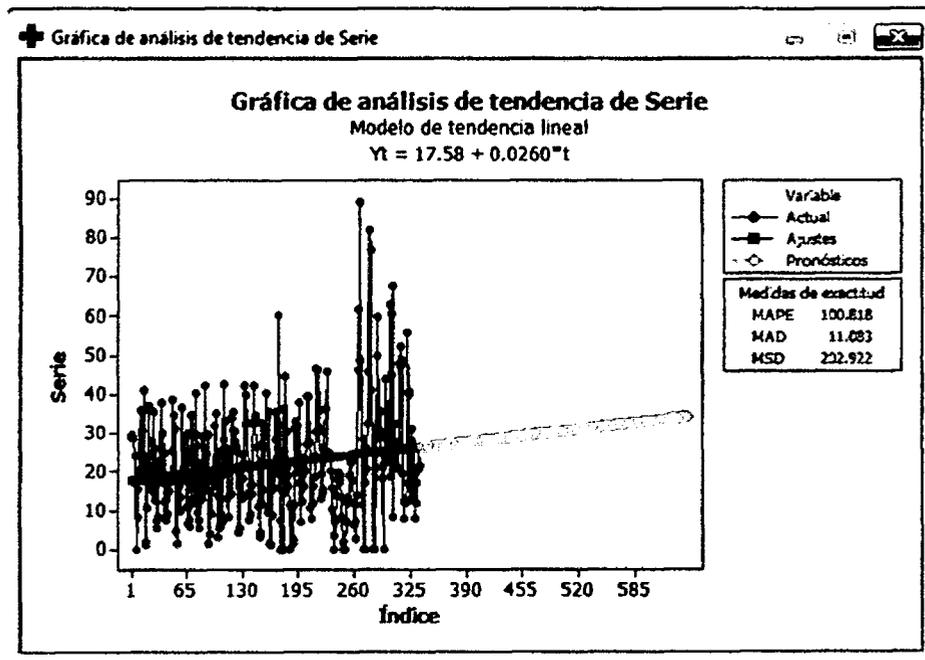
Fuente: Elaboración Propia

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



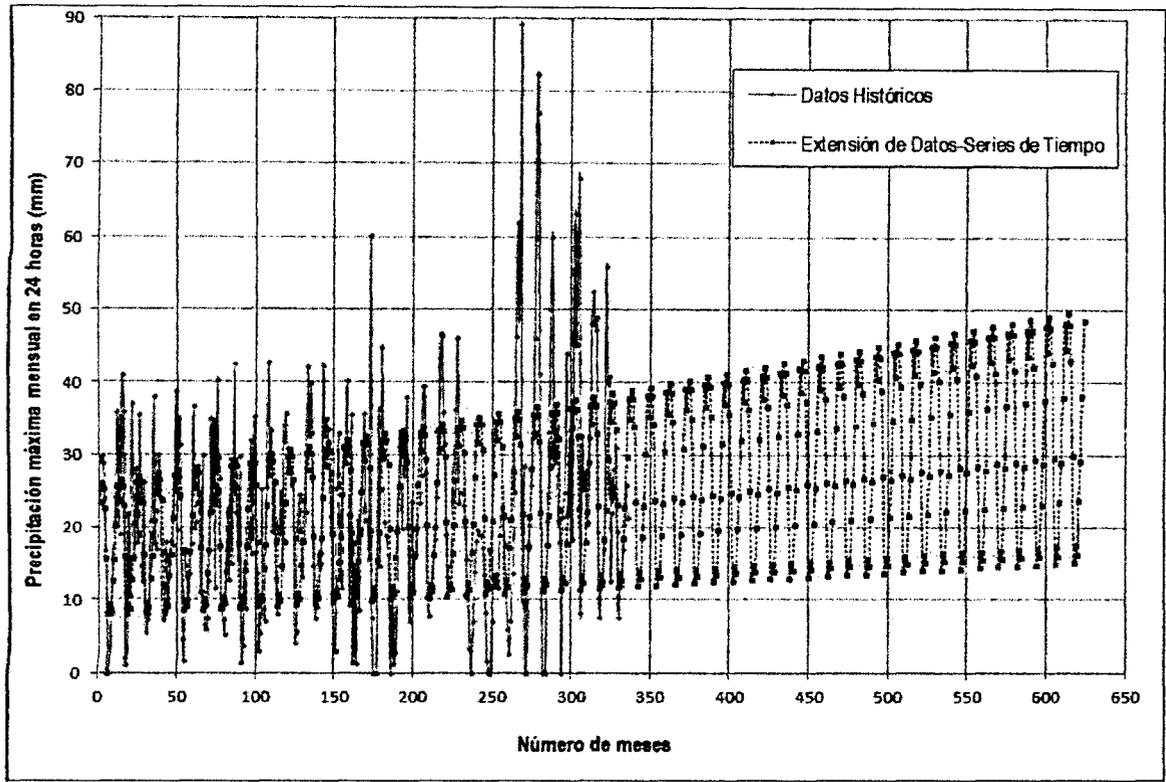
Fuente: Elaboración Propia

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:

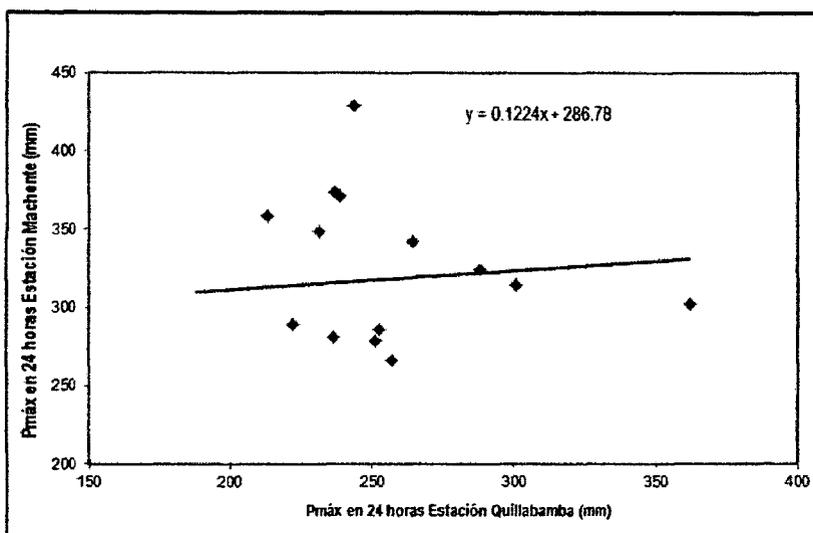
Para ésta estación se utilizará los registros de las Estaciones Quillabamba y Sivia

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:

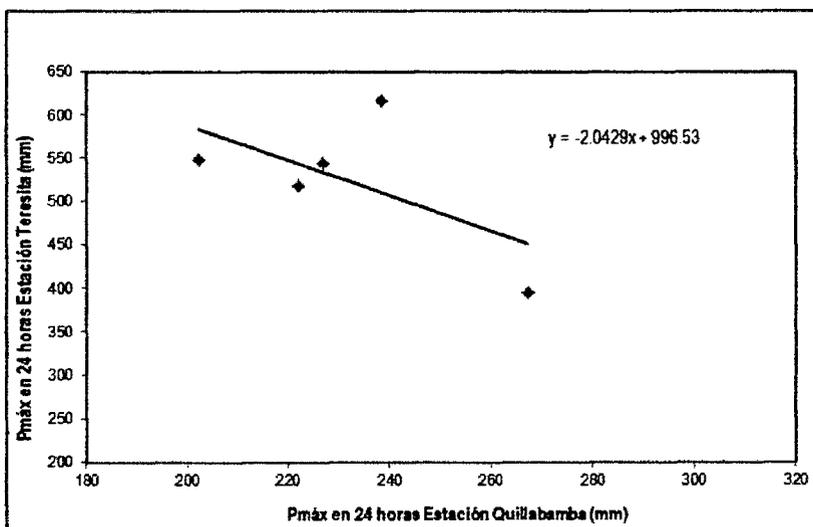
Para ésta estación se utilizará los registros de las Estaciones Quillabamba y Cirialo desde año 1964 al 1977. Y se calcula la línea de tendencia en función la Estación Patrón (Quillabamba) ver Figura 3.25

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



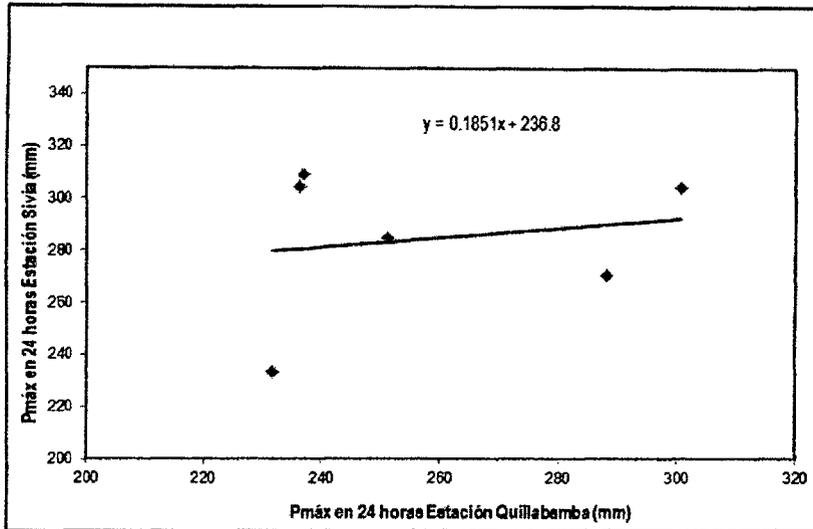
Fuente: Elaboración Propia

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



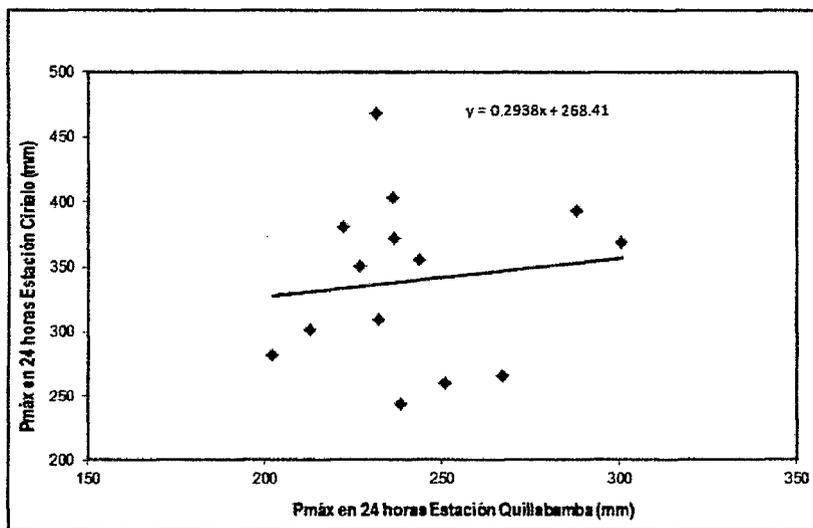
Fuente: Elaboración Propia

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 | 36.2 | 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 | 13.5 | 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.

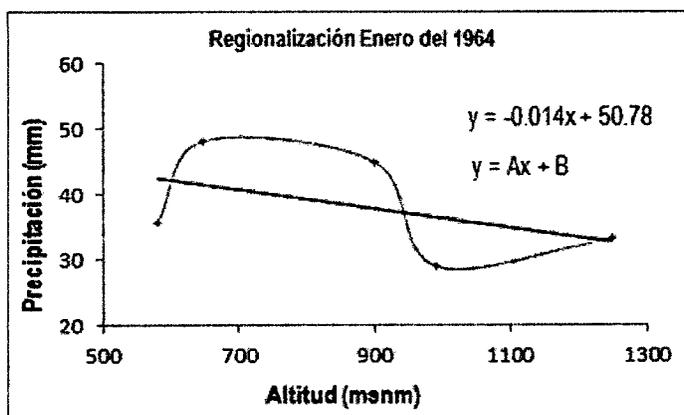
Tabla 3.18: Cuadro de Altitudes de las Estaciones

| 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 |

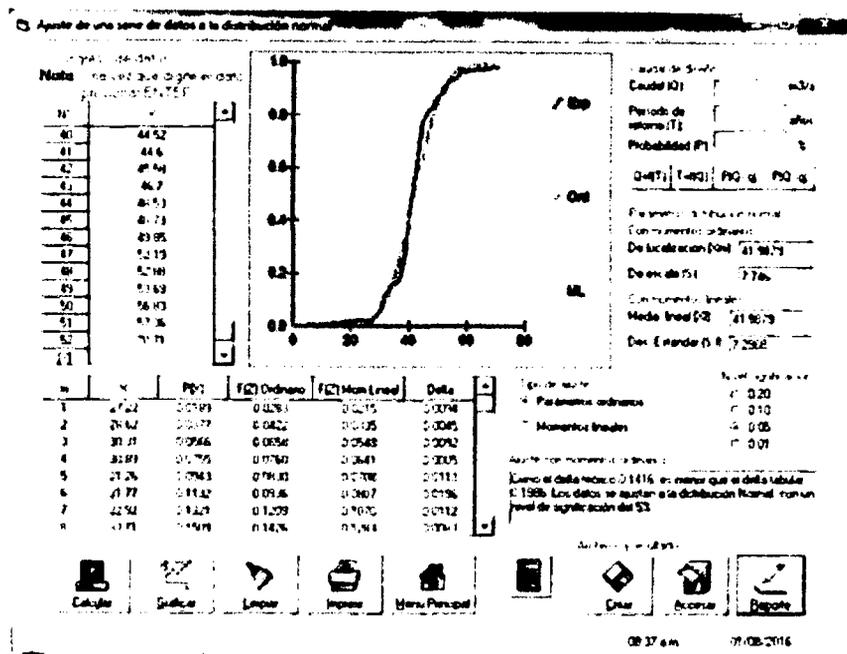
Fuente: Elaboración Propia

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 |

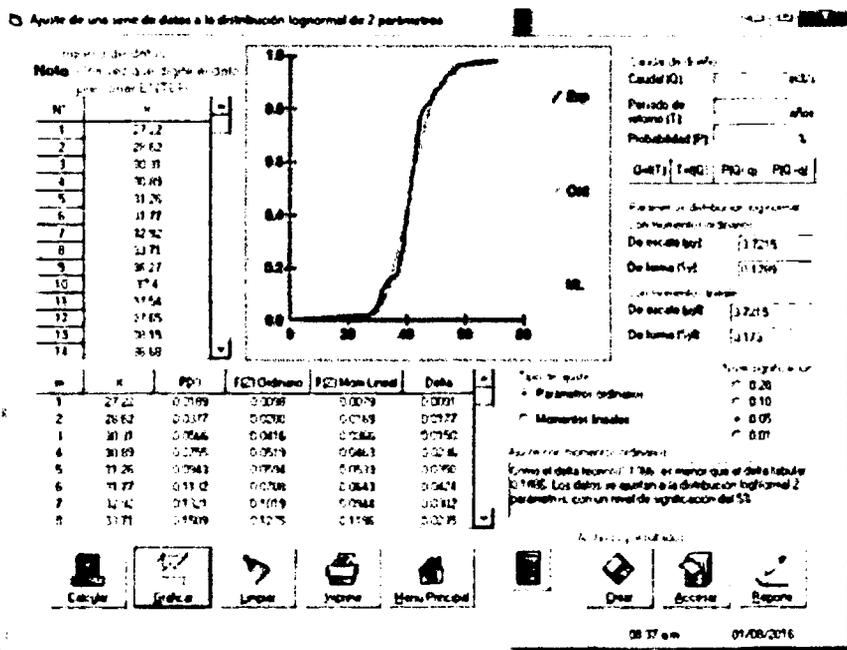
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.27: : Ajuste mediante distribución Normal



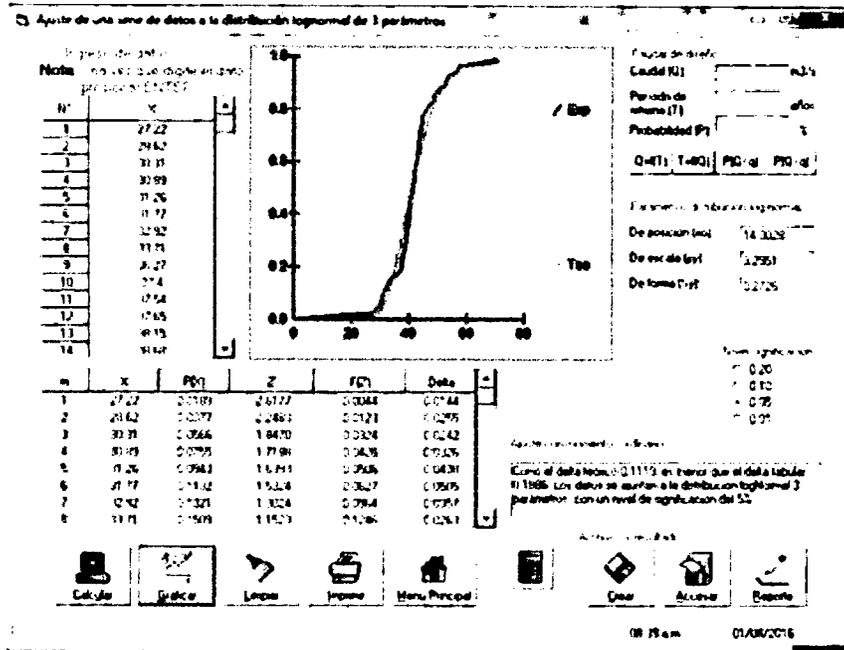
Fuente: HidroEsta

Figura 3.28: : Ajuste mediante distribución Log Normal 2 Parámetros



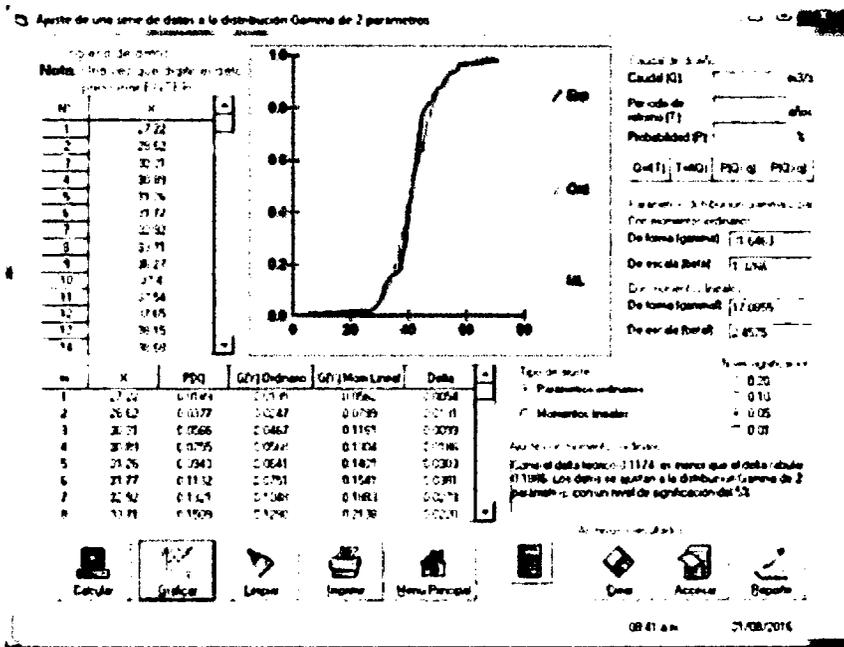
Fuente: HidroEsta

Figura 3.29: : Ajuste mediante distribución Log Normal 3 Parámetros



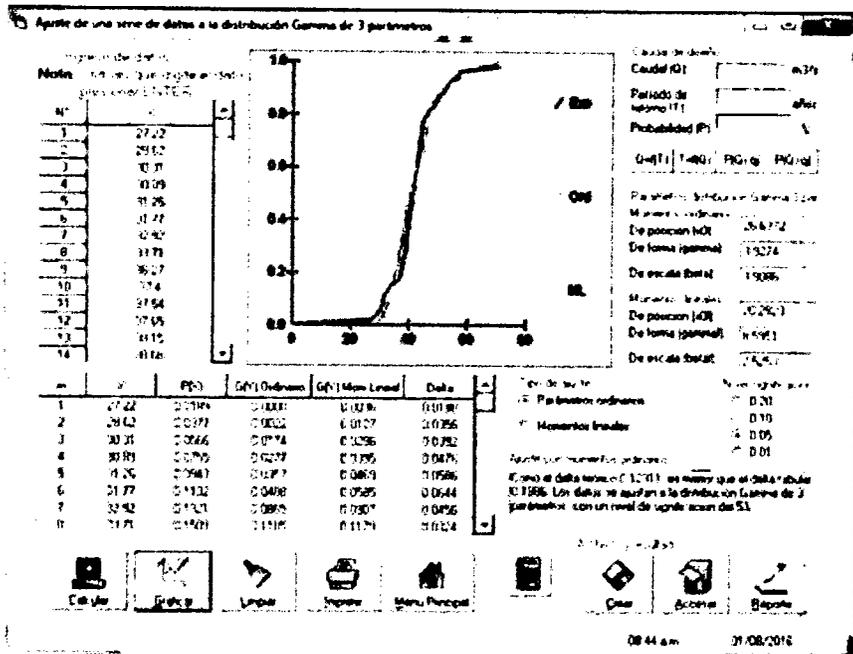
Fuente: HidroEsta

Figura 3.30: : Ajuste mediante distribución Gamma 2 Parámetros



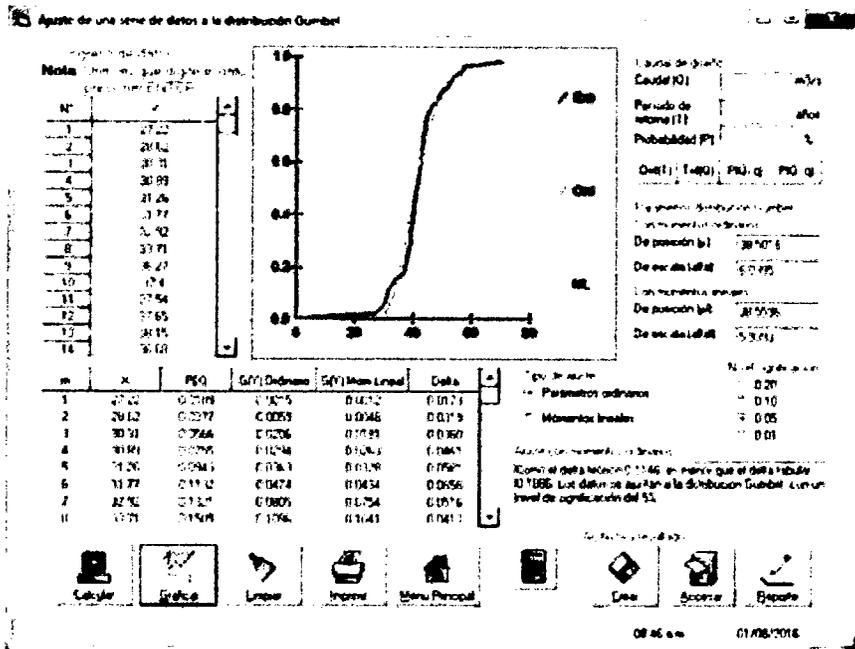
Fuente: HidroEsta

Figura 3.31: : Ajuste mediante distribución Gamma 3 Parámetros



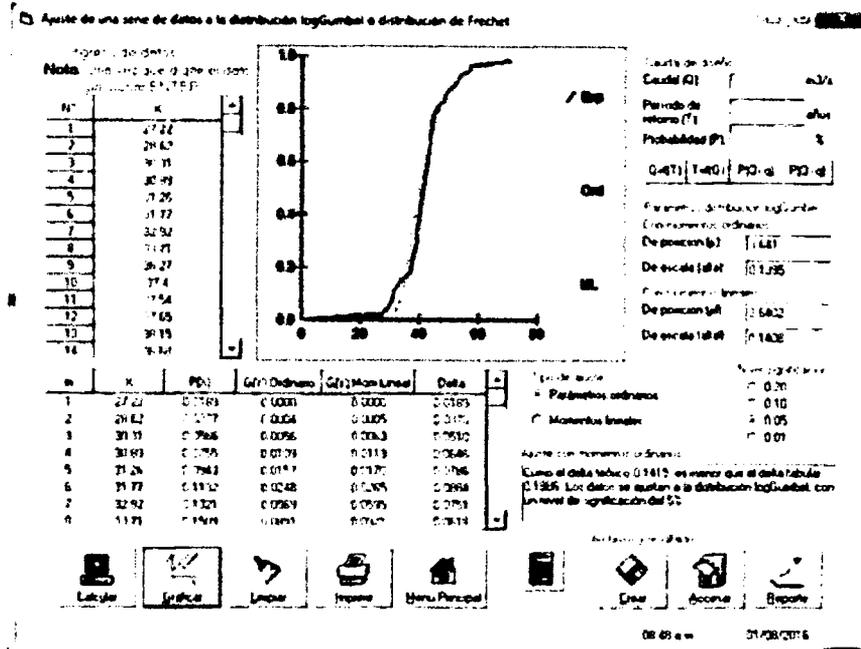
Fuente: HidroEsta

Figura 3.32: : Ajuste mediante distribución Gumbel



Fuente: HidroEsta

Figura 3.33: : Ajuste mediante distribución Log Gumbel



Fuente: HidroEsta

d) Pruebas de bondad y ajuste

Se toma como fuente el programa HidroEsta, 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 |

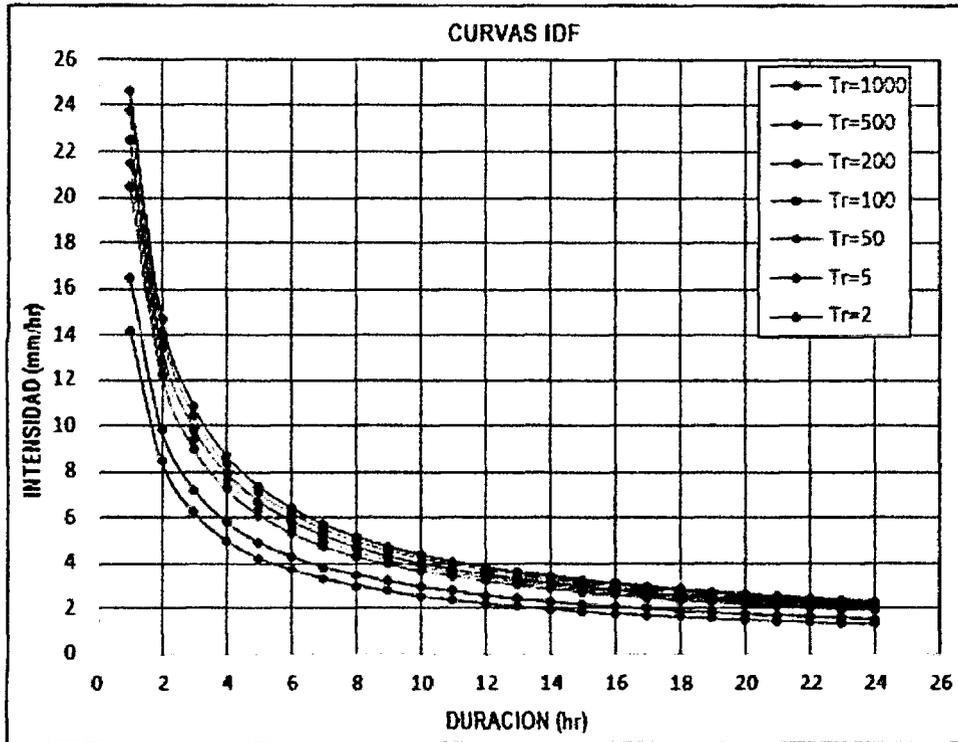
Fuente: Elaboración Propia

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 | 7.61 | 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

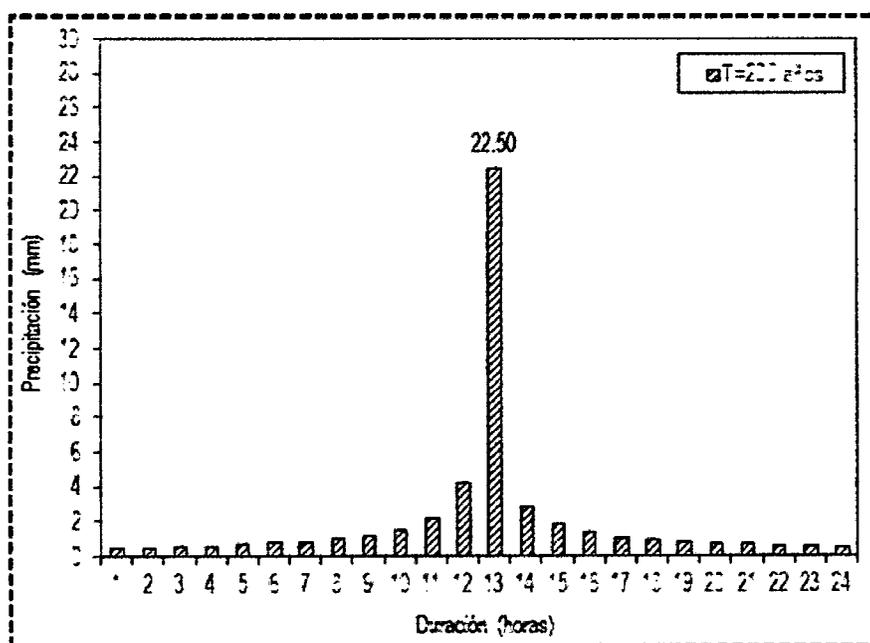
Utilizando las precipitaciones regionalizadas y computadas para la zona de estudio se generará el HIETOGRAMA de diseño para los periodos de retorno de 200 años con un intervalo de tiempo determinado, debemos especificar la fecha de inicio de la tormenta, el tiempo de inicio así mismo la fecha y el tiempo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

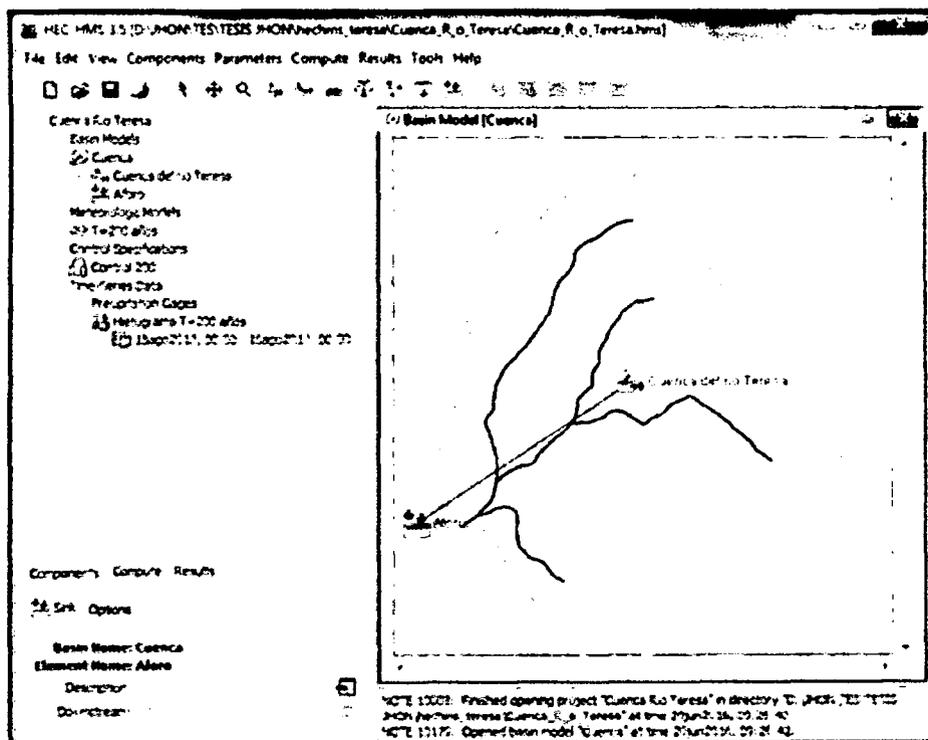
Condición de humedad antecedente tipo III, grupo hidrológico "C"

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

T=200 años

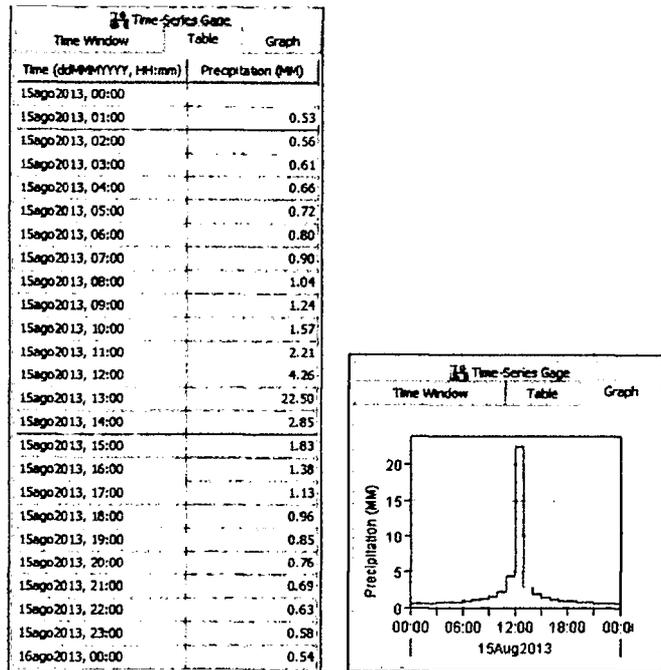
$$S = \frac{1000}{CN} - 10 = 1.86in = 47.33mm. \quad I_a = 0.20 * S = 9.47mm.$$

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



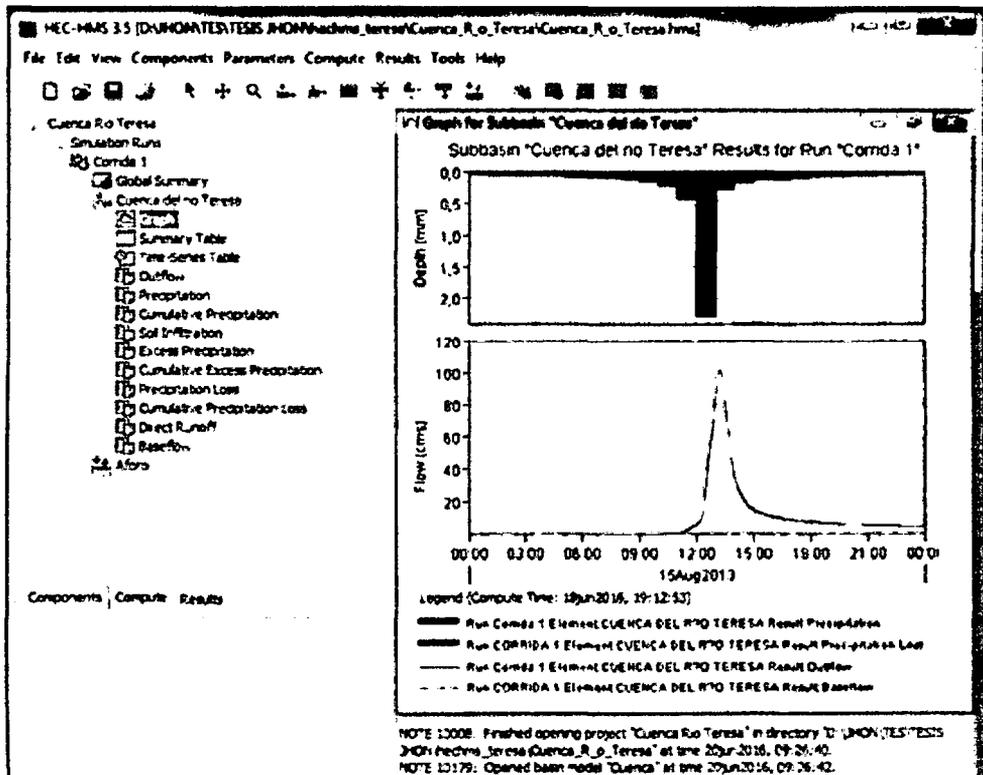
Fuente: Elaboración Propia

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



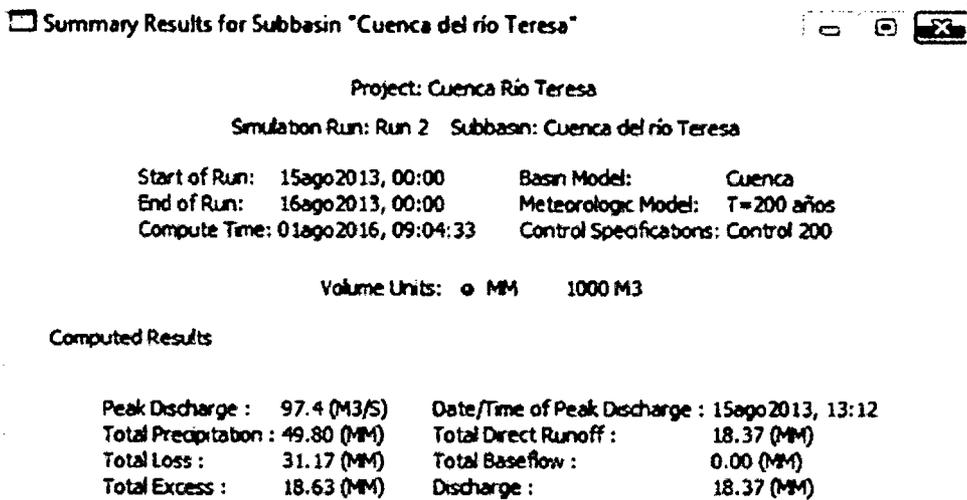
Fuente: Elaboración Propia

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 ($y=50\%h$).

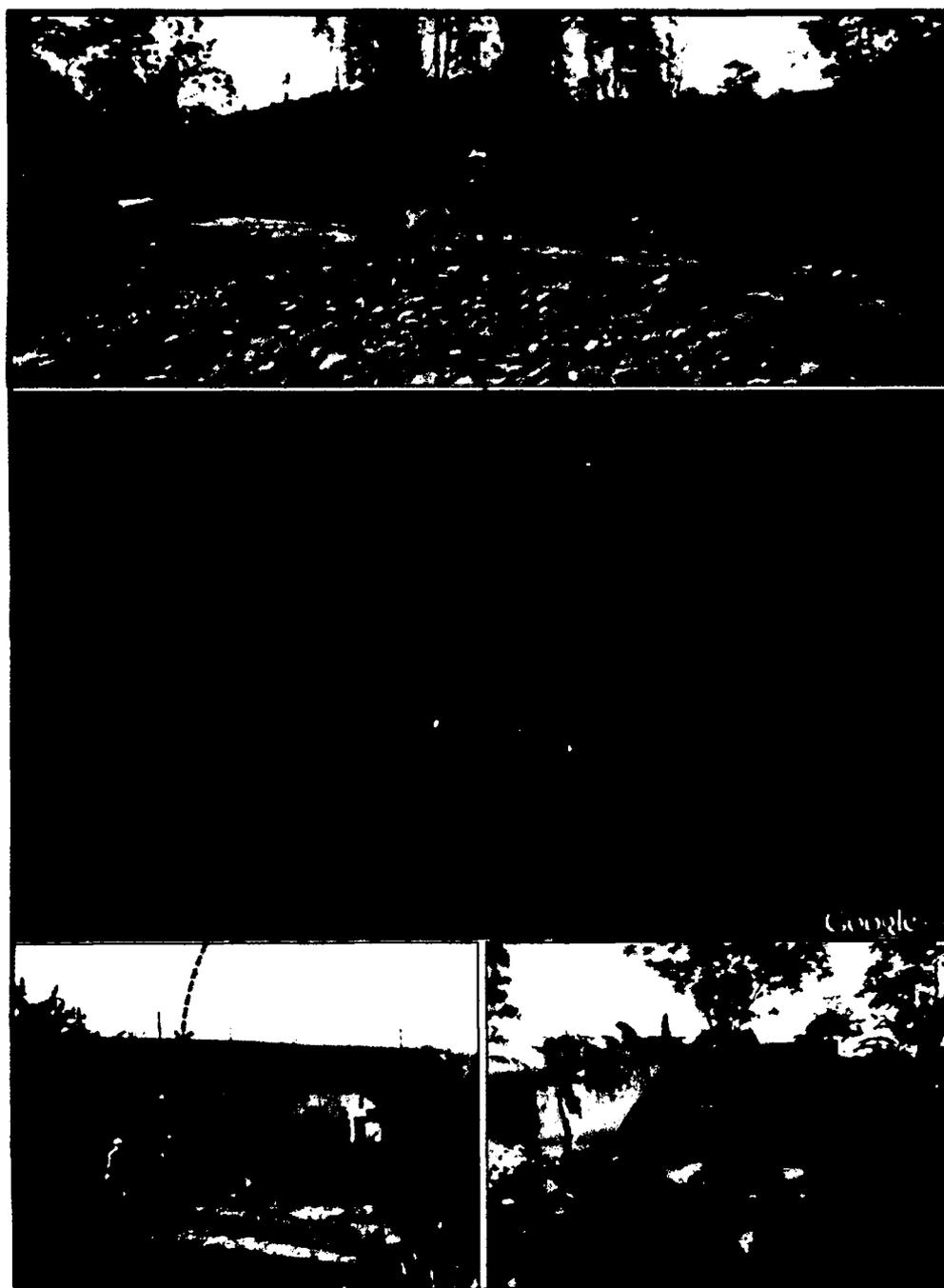
Se tomará como caudal que discurra por el tramo 03 (Río Agua Dulce) $6.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

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)

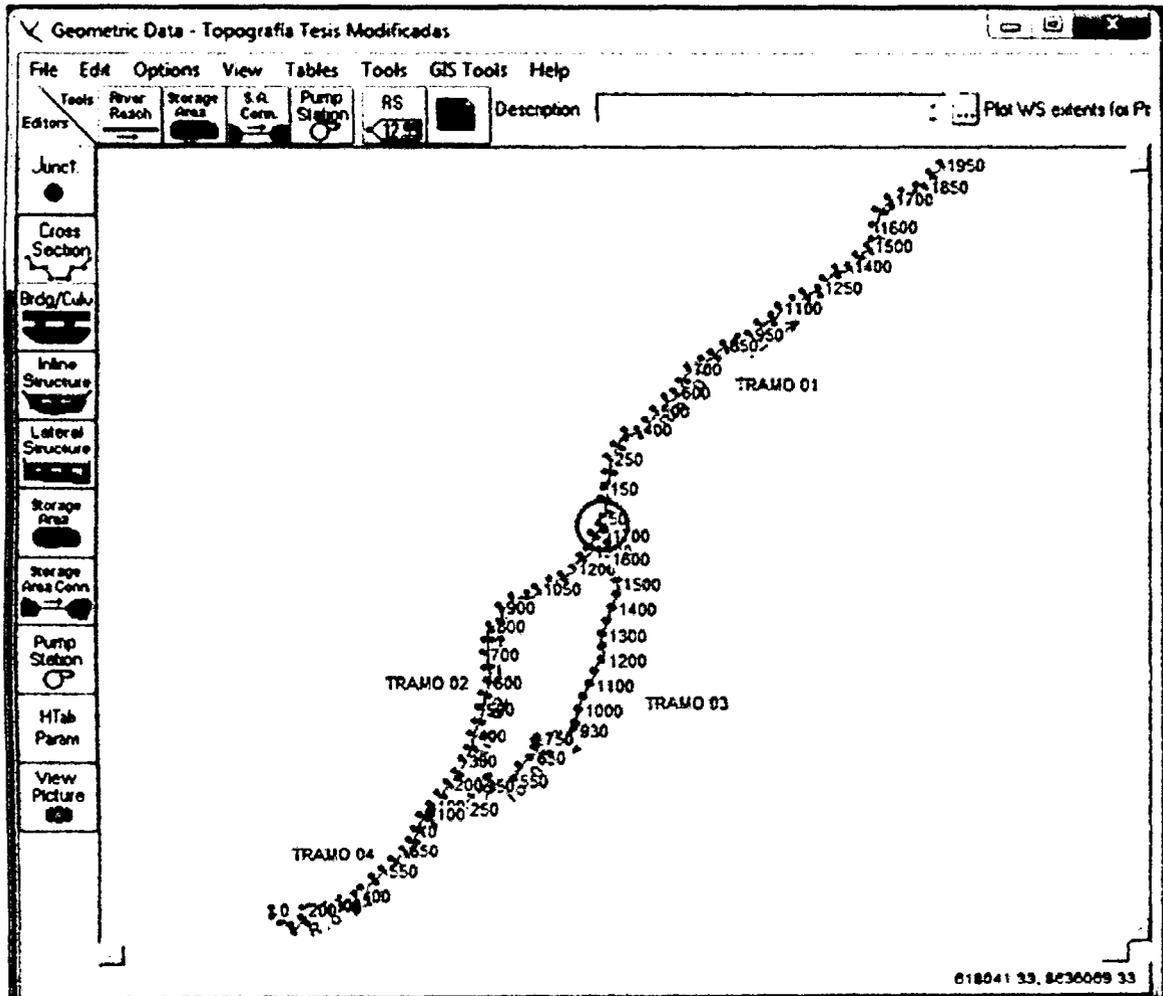
B) Simulación cauce natural: El segundo lugar se realiza la simulación de cada tramo del río, para un caudal máximo calculado, generado para un periodo de retorno de 200 años:

- 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

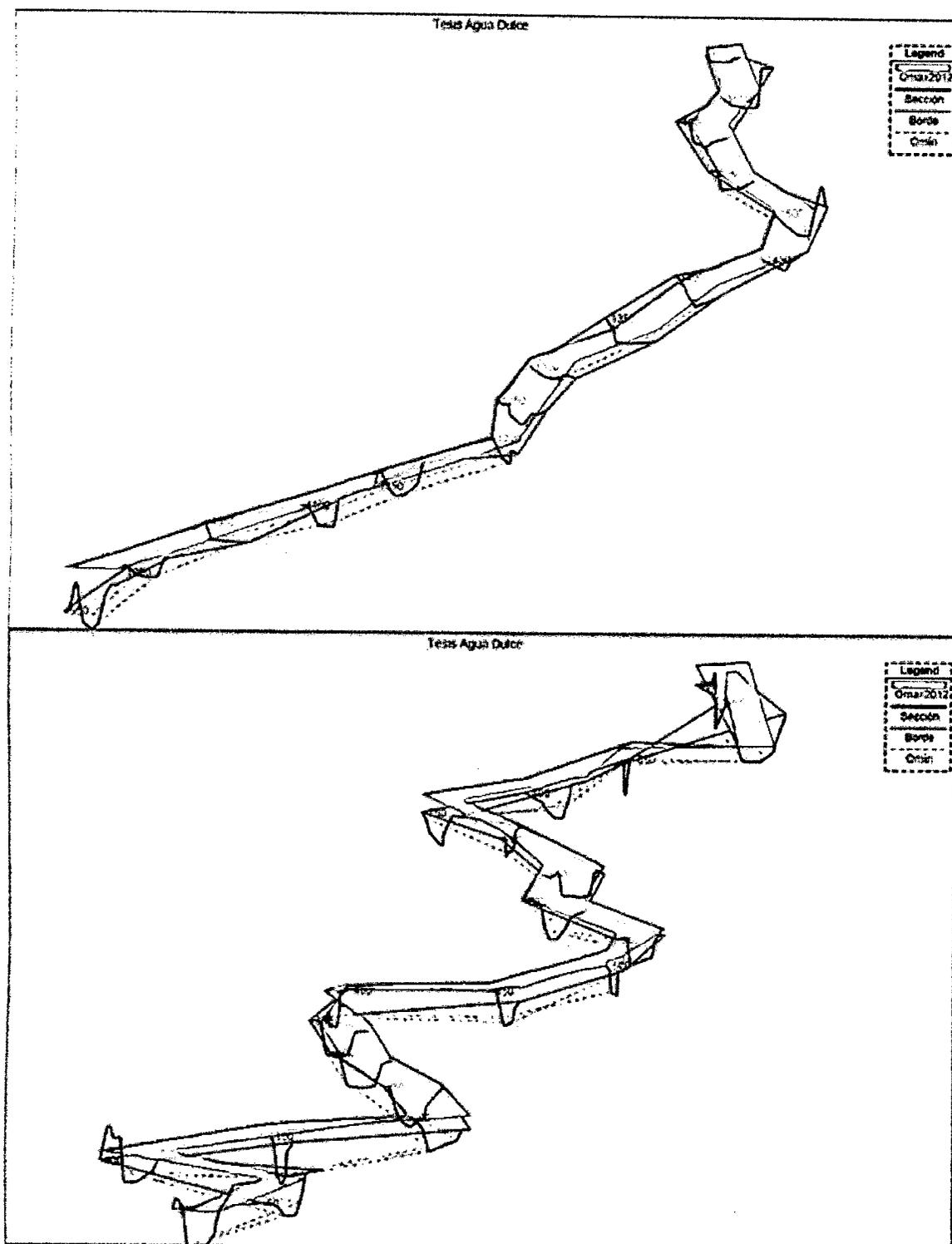
| River | Reach | Profile | Upstream | Downstream |
|--------|----------|---------|-------------------------|-------------------------|
| Rio 01 | TRAMO 01 | d1 | Normal Depth S = 0.0272 | Normal Depth S = 0.0197 |
| Rio 02 | TRAMO 02 | d1 | Normal Depth S = 0.0197 | Normal Depth S = 0.0125 |
| Rio 03 | 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.

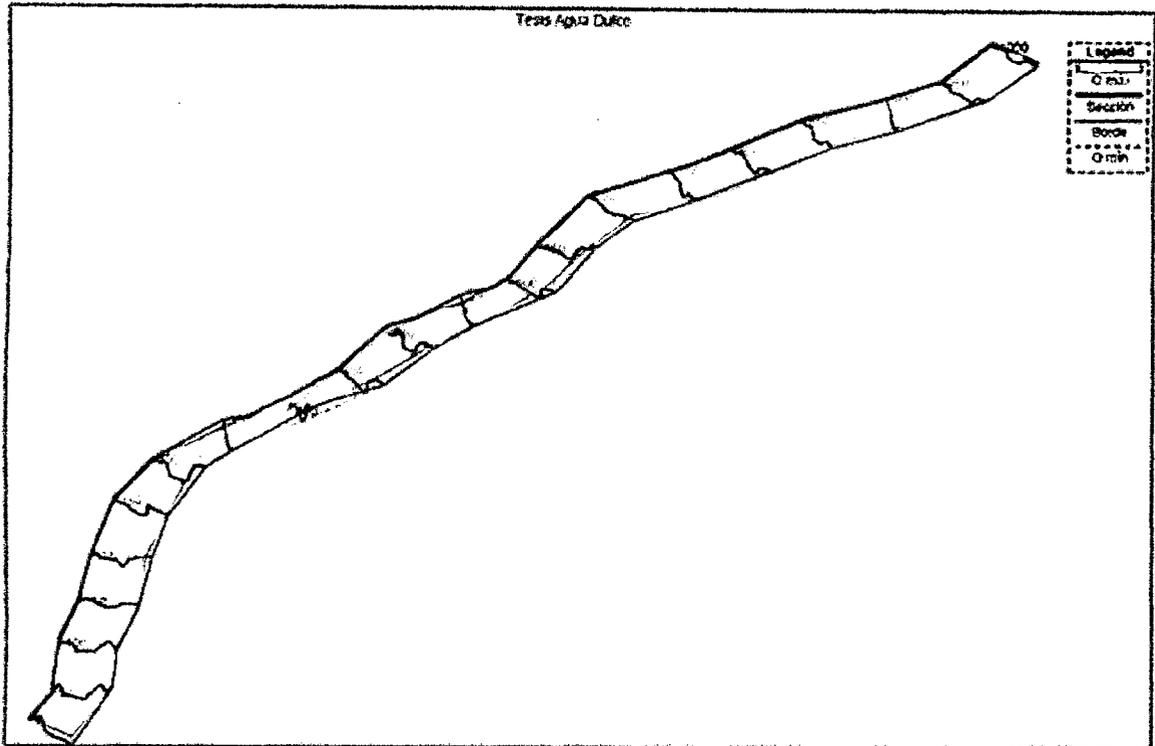
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.44: : Simulación Inundación del 2012 río Tramo 03



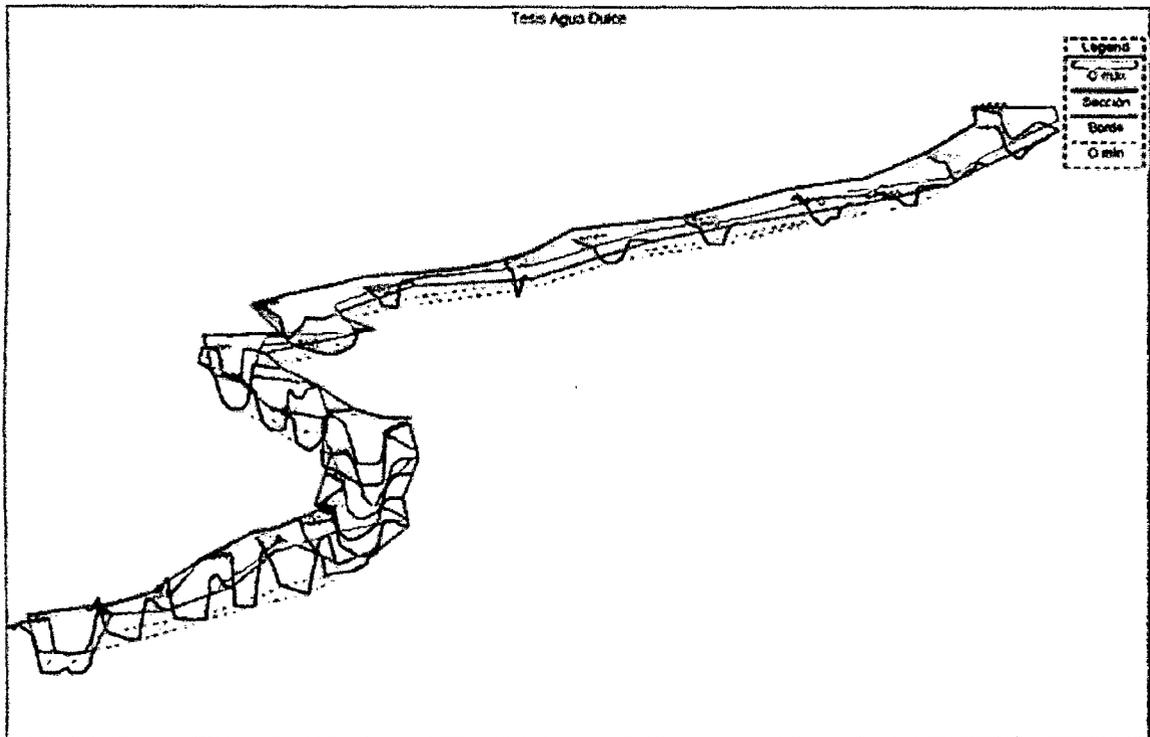
Fuente: Elaboración Propia

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



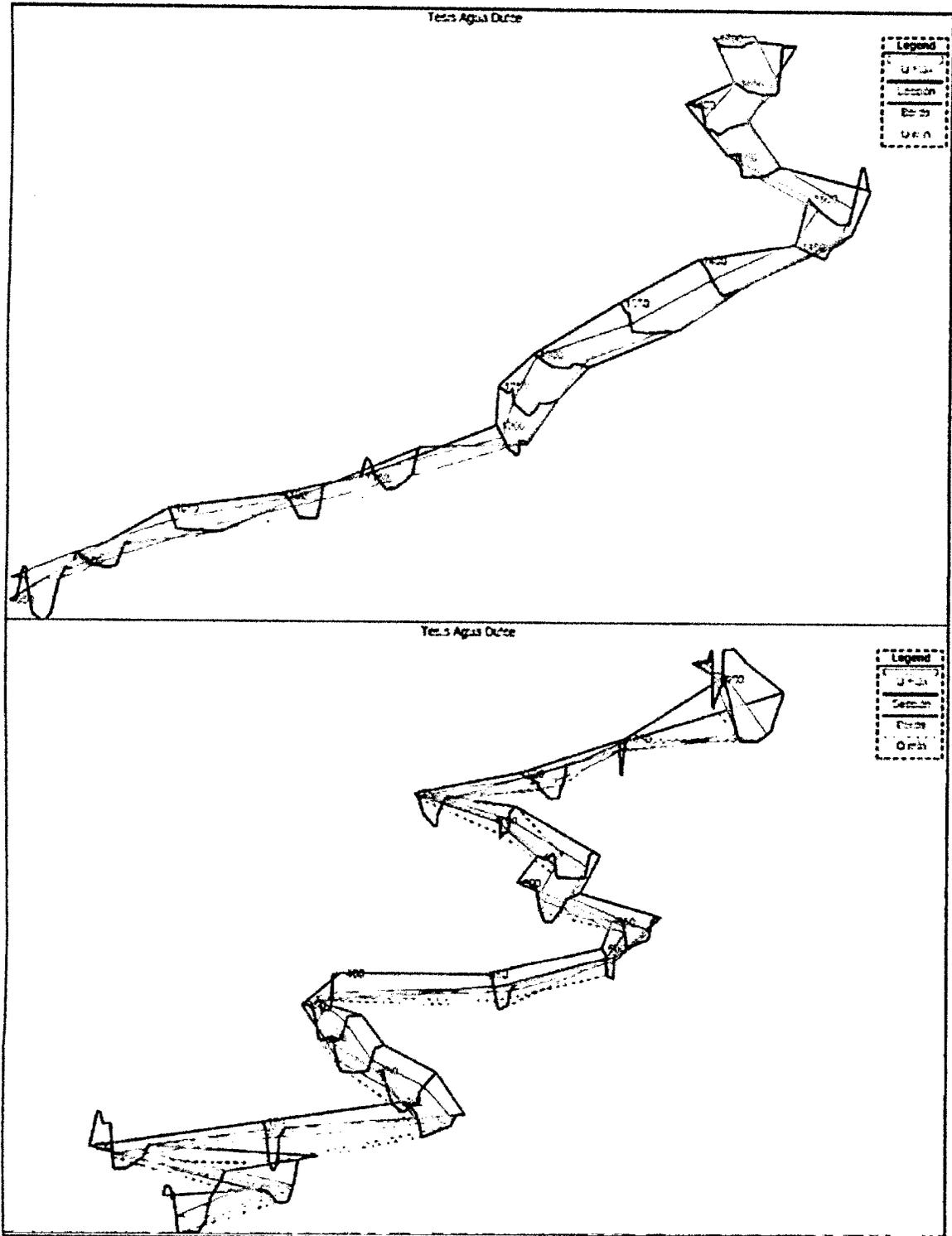
Fuente: Elaboración Propia

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



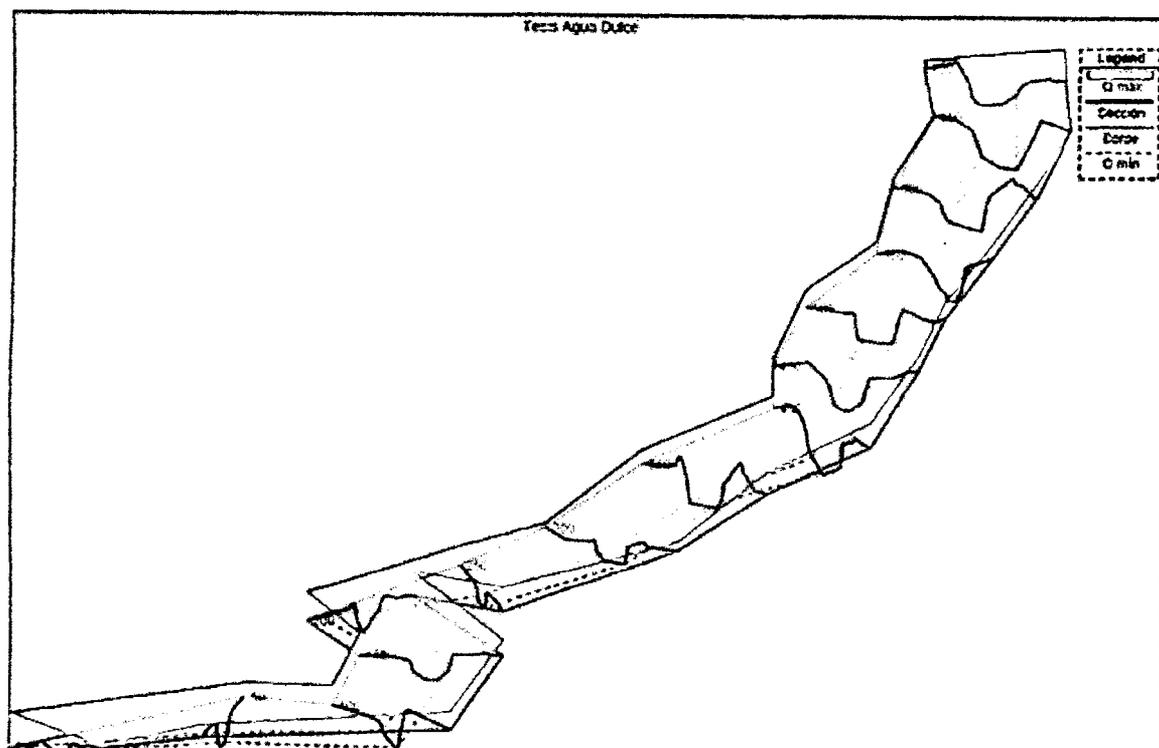
Fuente: Elaboración Propia

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.

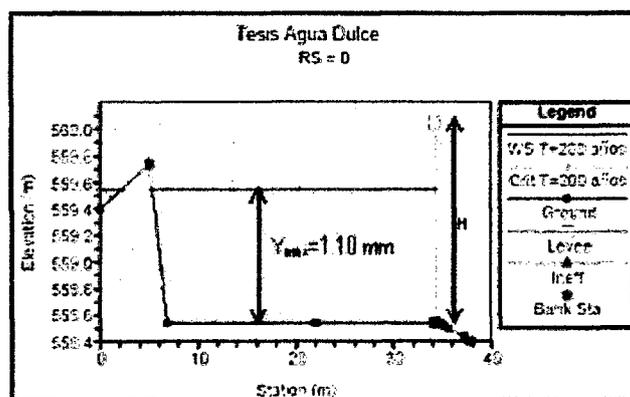
- Se propone para la proyección de la estructura de regulación (ubica en el punto de bifurcación, progresiva 0+000 del río Tramo 01), Muros enrocados con una ventana de regulación dispuesta en dirección del río tramo 03 (Río Agua Dulce). Dicha ventana de regulación tendrá la capacidad máxima de derivar 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 $Q_3 = 6.00m^3/s$
- 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 3.50: : Verificación de ancho de ingreso, para un caudal de 6.00 m³/s

Cálculo del caudal, sección trapezoidal, rectangular, triangular

| | |
|------------------------------|-----------------------------------|
| Lugar: AGUA DULCE | Proyecto: TESIS CONTROL DE INUND. |
| Tramo: 01 - PROGRESIVA 0+000 | Revestimiento: CONCRETO |

Datos:

| | | |
|--------------------------------|-------|-----|
| Trante (y): | 1.10 | m |
| Ancho de solera (b): | 1.75 | m |
| Talud (Z): | 0 | |
| Coefficiente de rugosidad (n): | 0.014 | |
| Pendiente (S): | 0.005 | m/m |



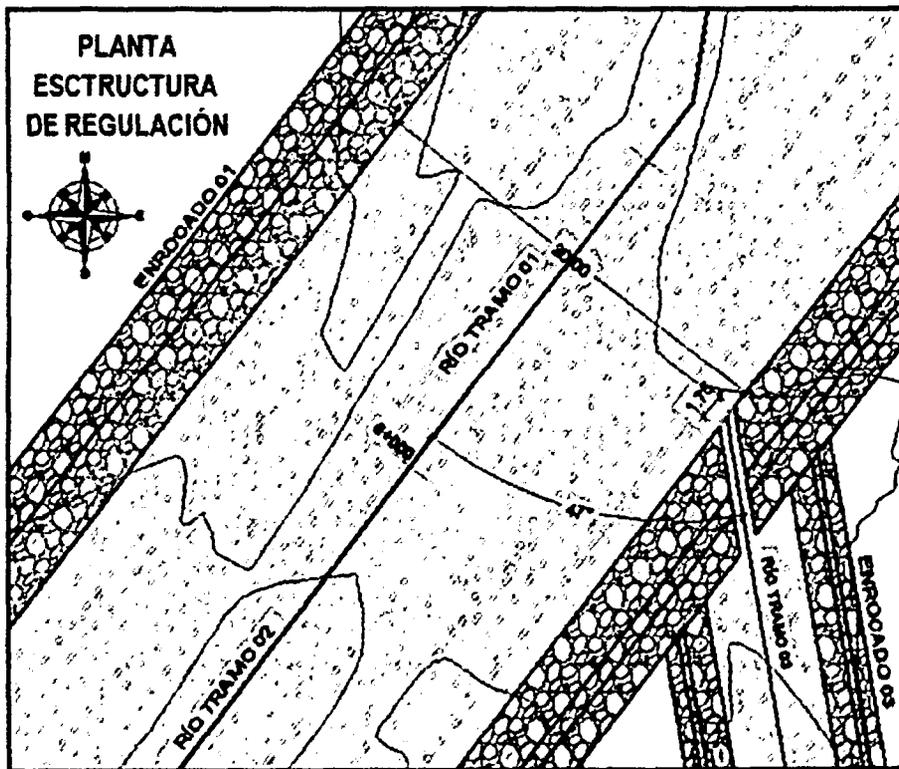
Resultados:

| | | | | | |
|-----------------------|------------|-------------------|-------------------------|--------|---------|
| Caudal (Q): | 6.0211 | m ³ /s | Velocidad (v): | 3.1279 | m/s |
| Área hidráulica (A): | 1.9250 | m ² | Perímetro (p): | 3.9500 | m |
| Radio hidráulico (R): | 0.4873 | m | Espesor de agua (T): | 1.7500 | m |
| Número de Froude (F): | 0.9522 | | Energía específica (E): | 1.5385 | m F.p/g |
| Tipo de flujo: | Subcrítico | | | | |

Ingresar el nombre del Proyecto 01.46 p.m. 05/07/2016

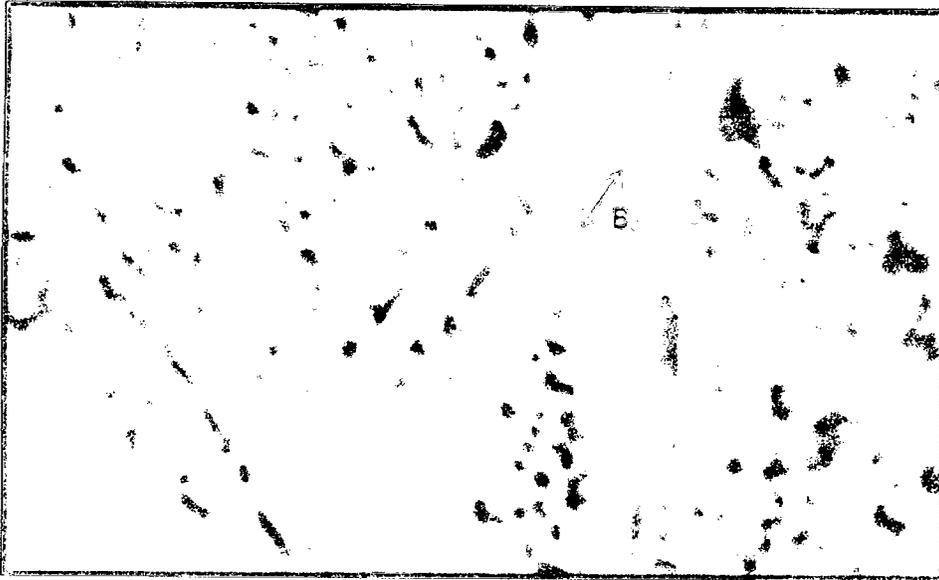
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.51: : Planta Ventana de Regulación



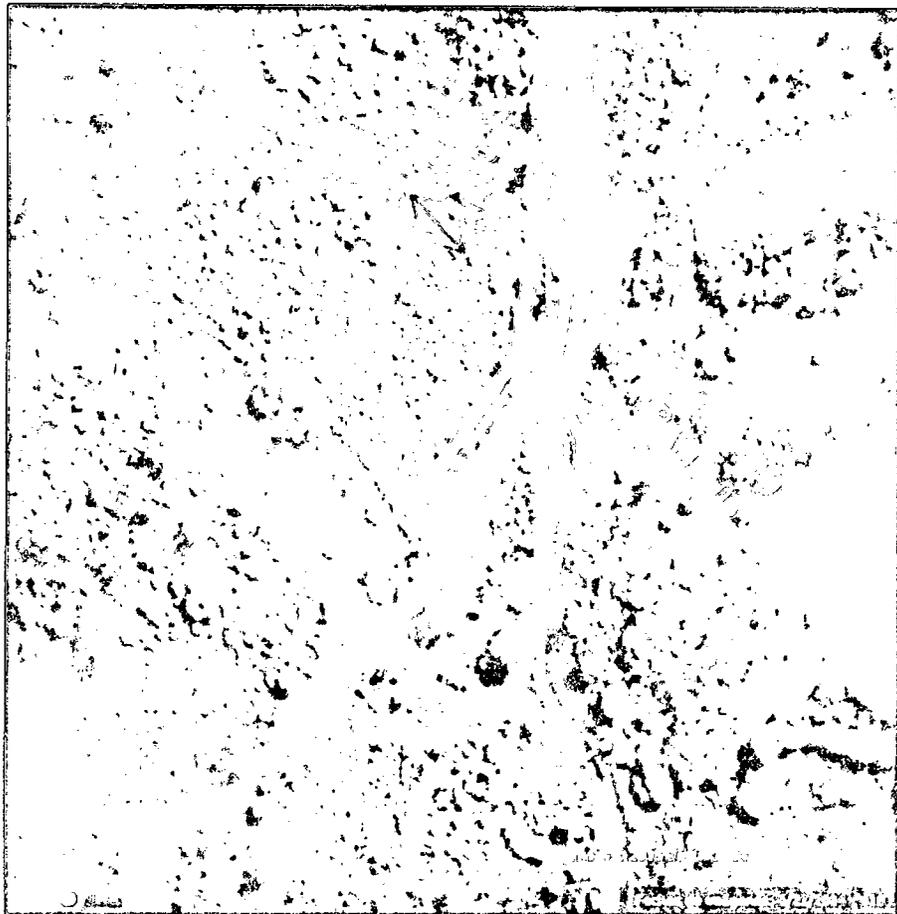
Fuente: Elaboración Propia

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 (m ³ /s) | Mín Ch El (m) | W.S. Elev (m) | E.G. Slope (m/m) | Vel Chnl (m/s) | Flow Area (m ²) | Top Width (m) | Froude # Chl | Yo (m) | Socavación | | | τ_0 (kg/m ²) |
|-----------|-----------------------------|---------------|---------------|------------------|----------------|-----------------------------|---------------|--------------|--------|------------|--------|--------|-------------------------------|
| | | | | | | | | | | 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.

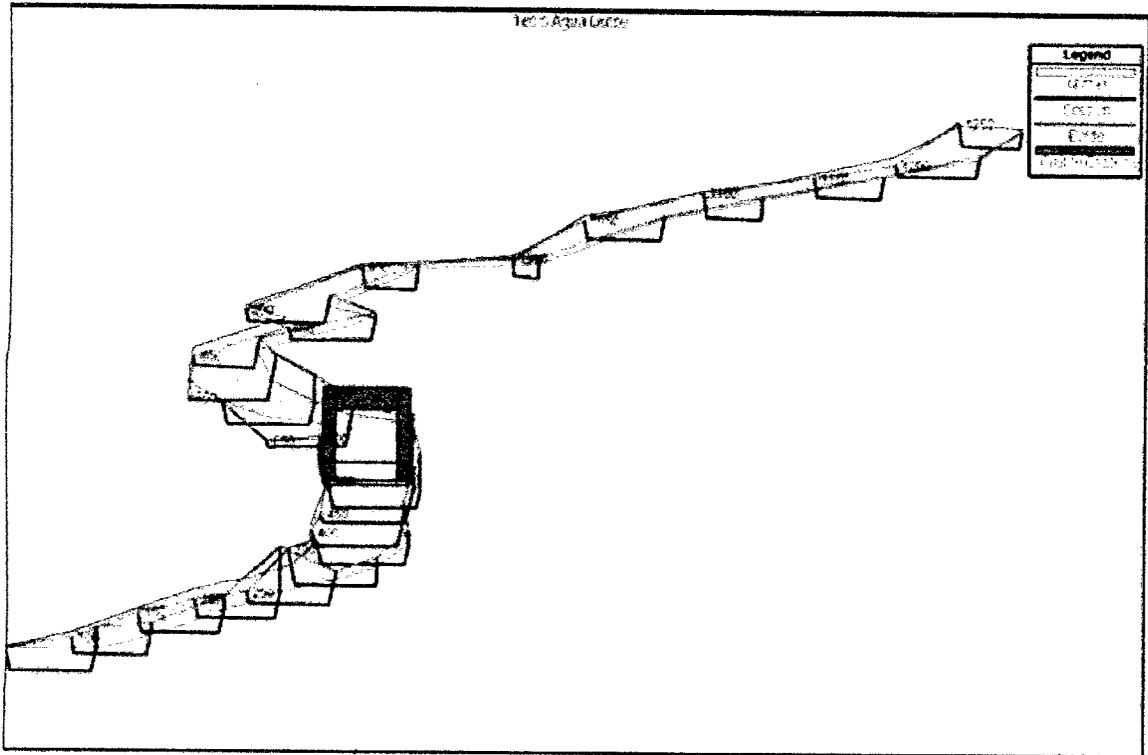
Con Respecto a la Distribuciones Teóricas de los datos de precipitaciones máximas en 24 horas extendidas

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

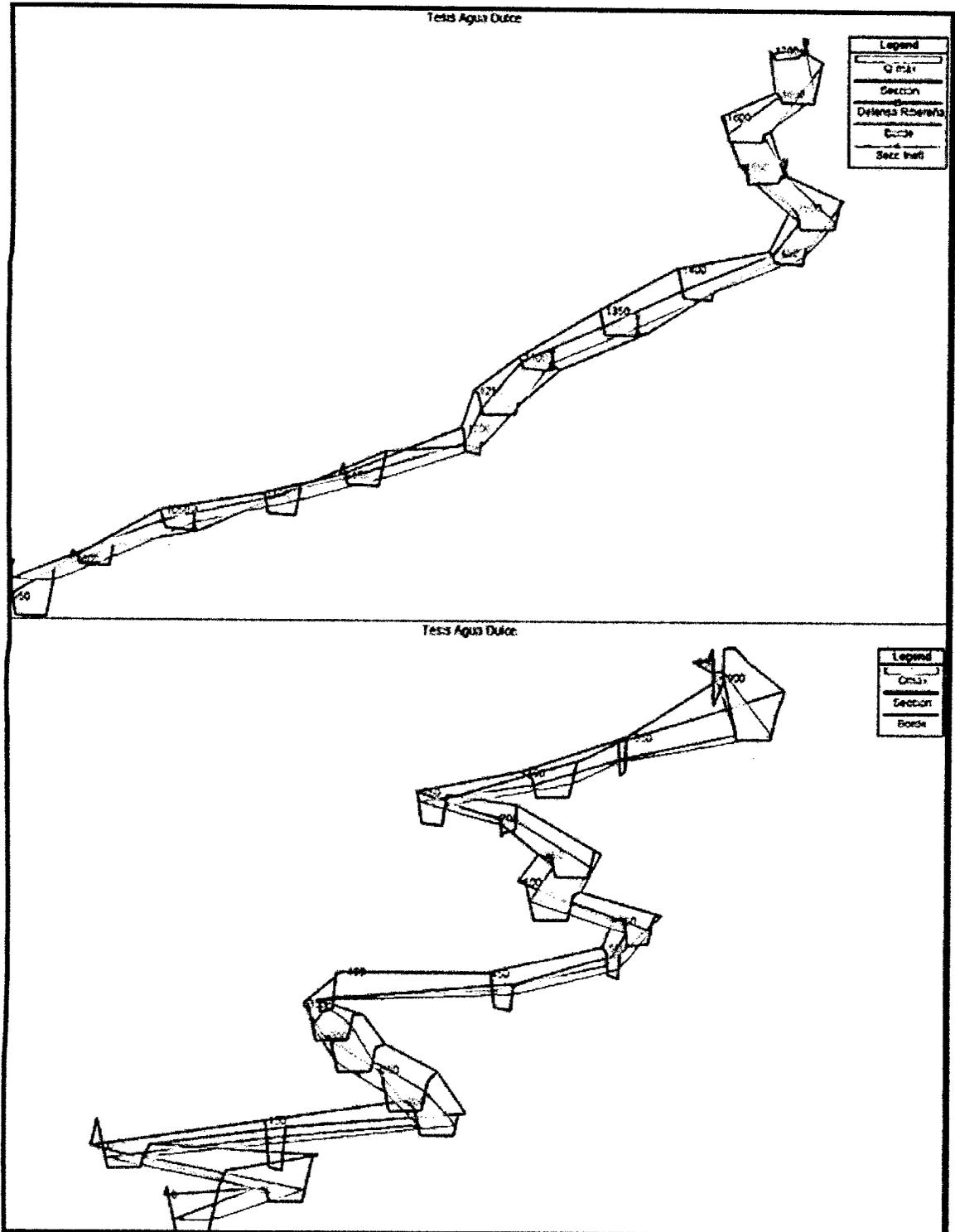
- Se ha realizado la simulación hidráulica el río Agua Dulce (Tramo 03) con apoyo del software HEC-RAS v4.1.0, en condiciones naturales, con un caudal aproximado de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ de acuerdo al evento de precipitaciones máximas ocurrido en abril del 2012, en dicho centro poblado; verificándose 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.

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



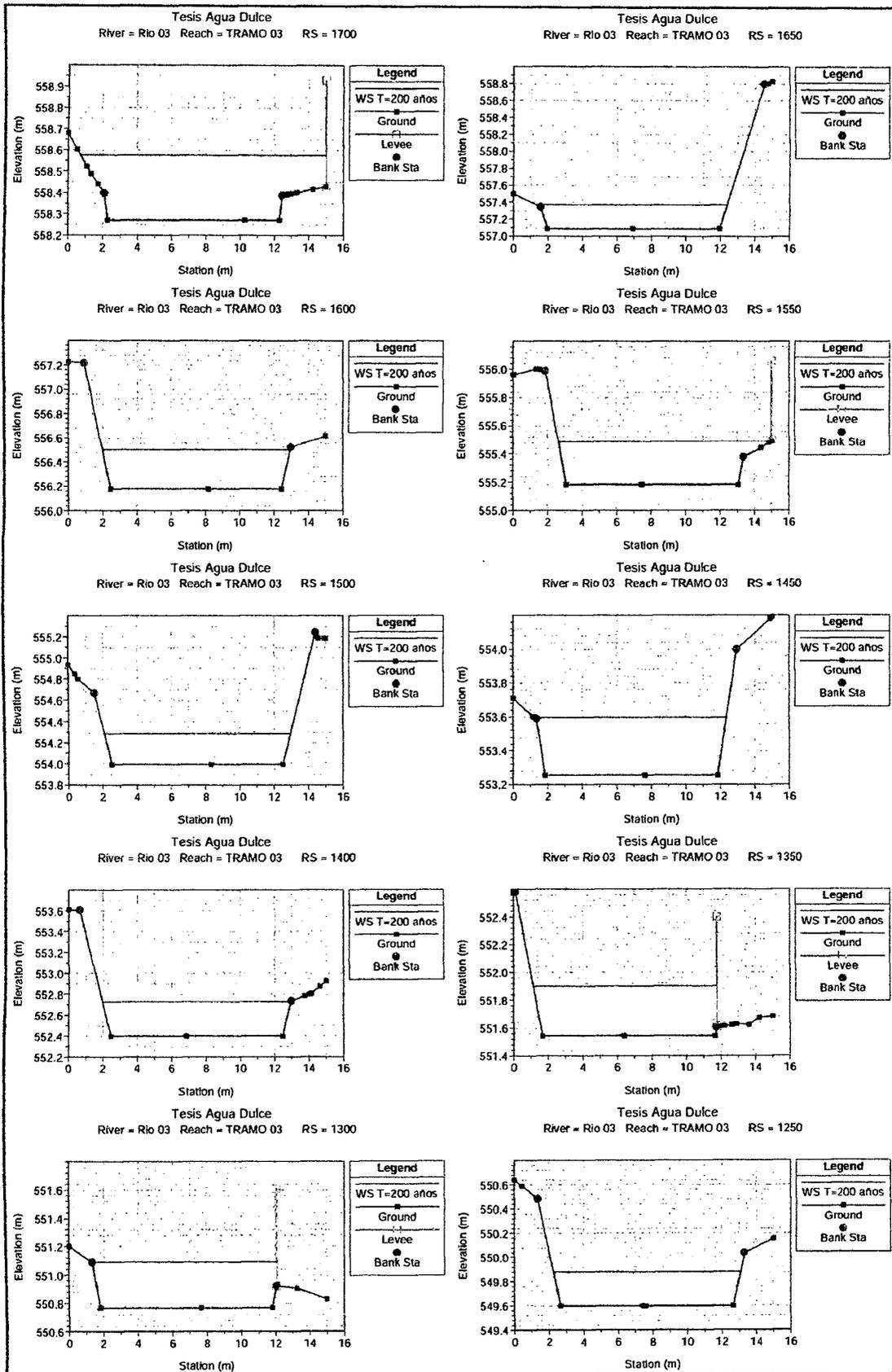
Fuente: Elaboración Propia

Figura 4.3: : Simulación del tramo 03 con caudal máximo de $6 \text{ m}^3/\text{s}$



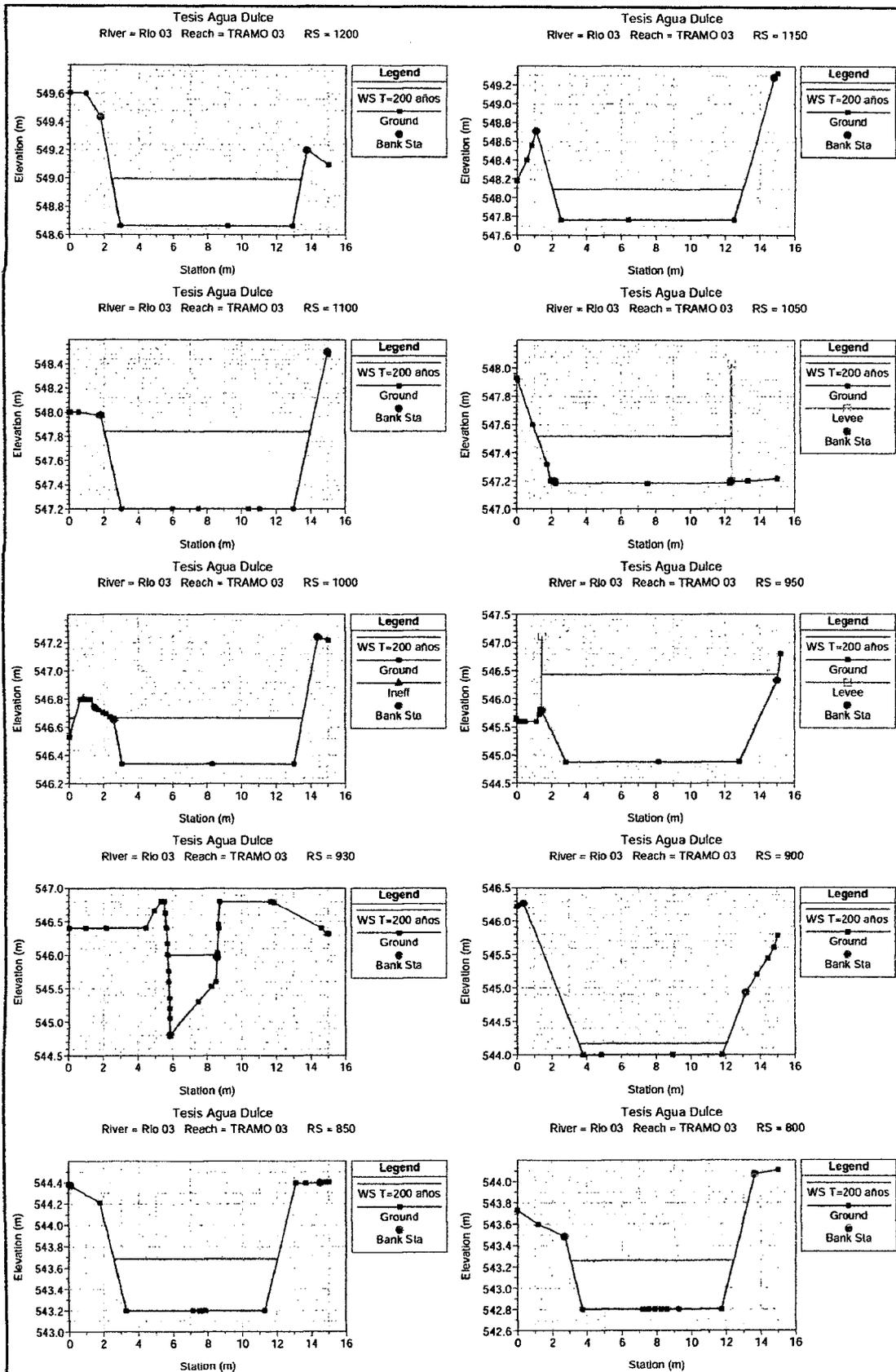
Fuente: Elaboración Propia

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



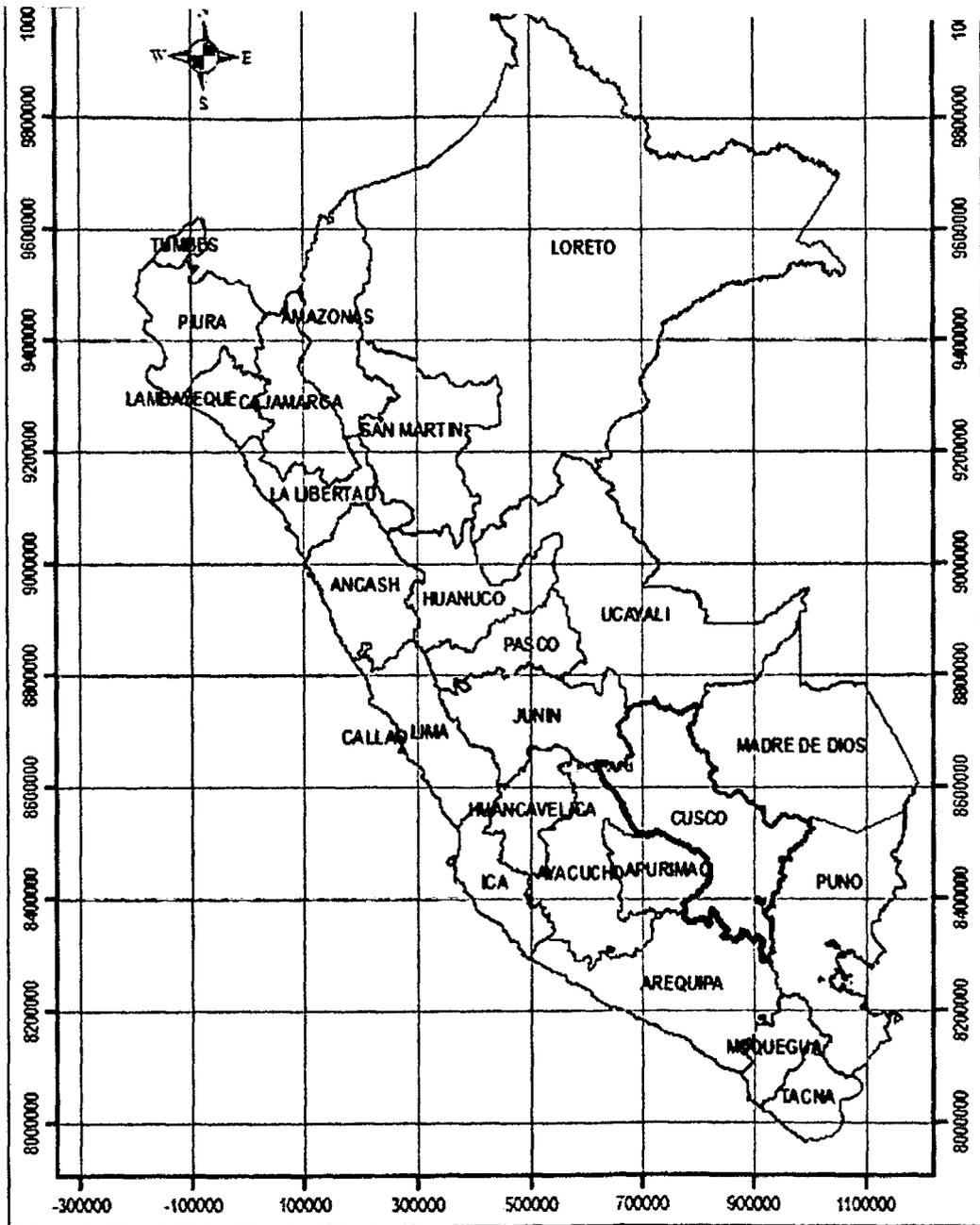
Fuente: Elaboración Propia

Anexo B

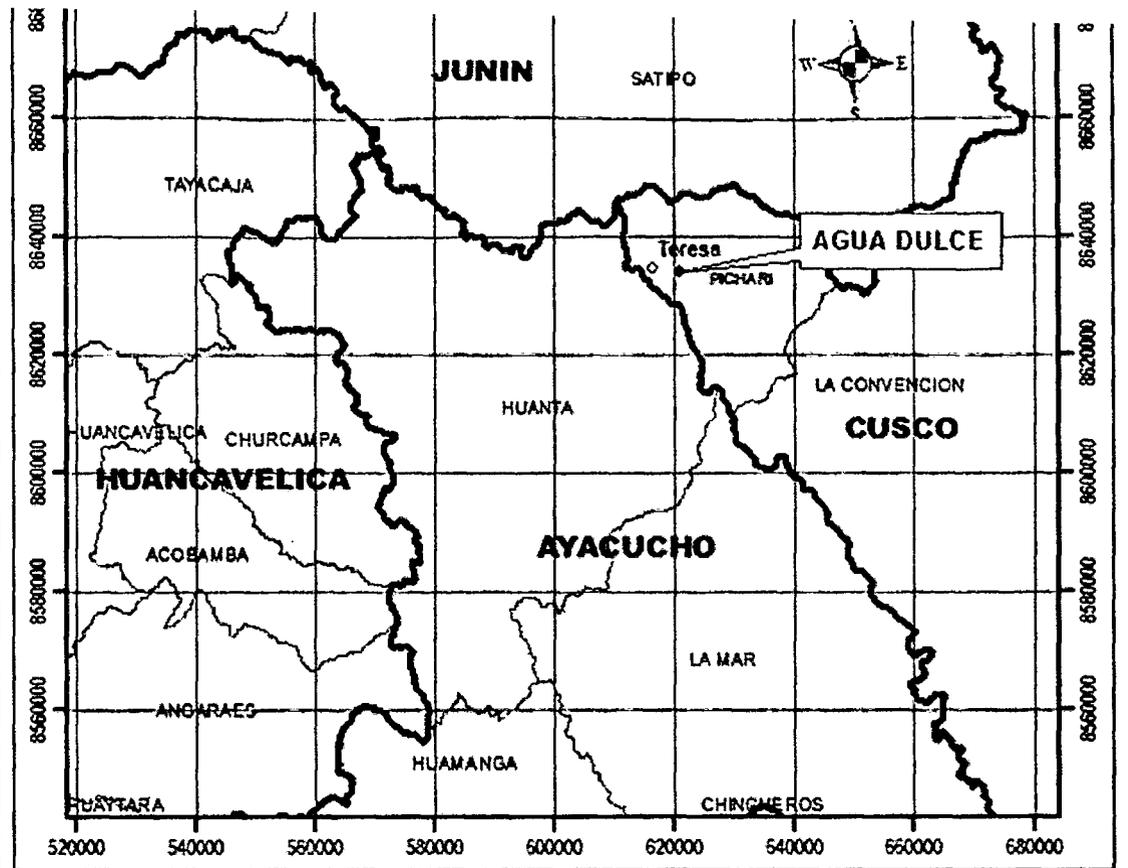
Planos

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



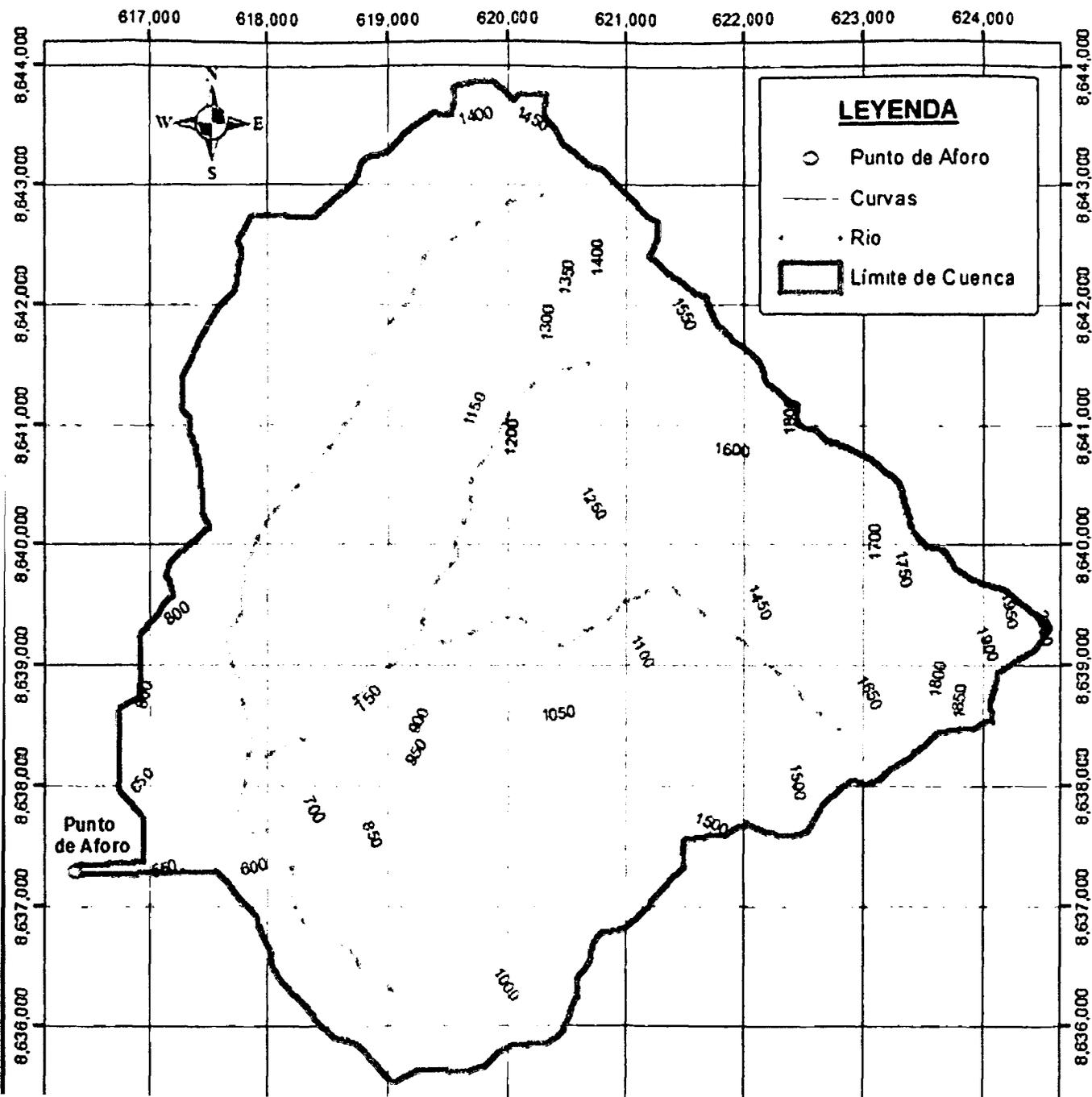
PLANO DE LOCALIZACIÓN



PLANO DE UBICACIÓN

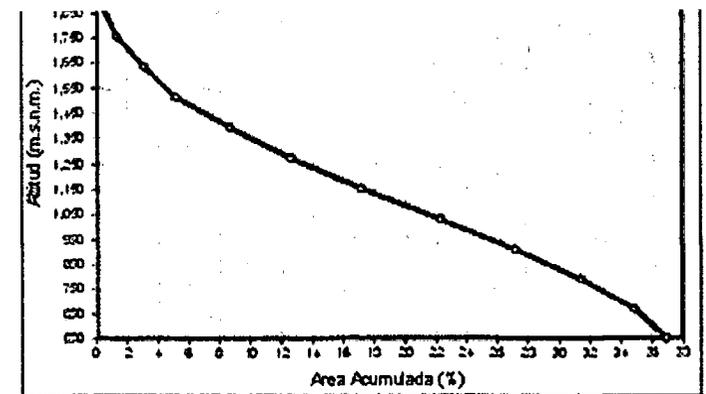
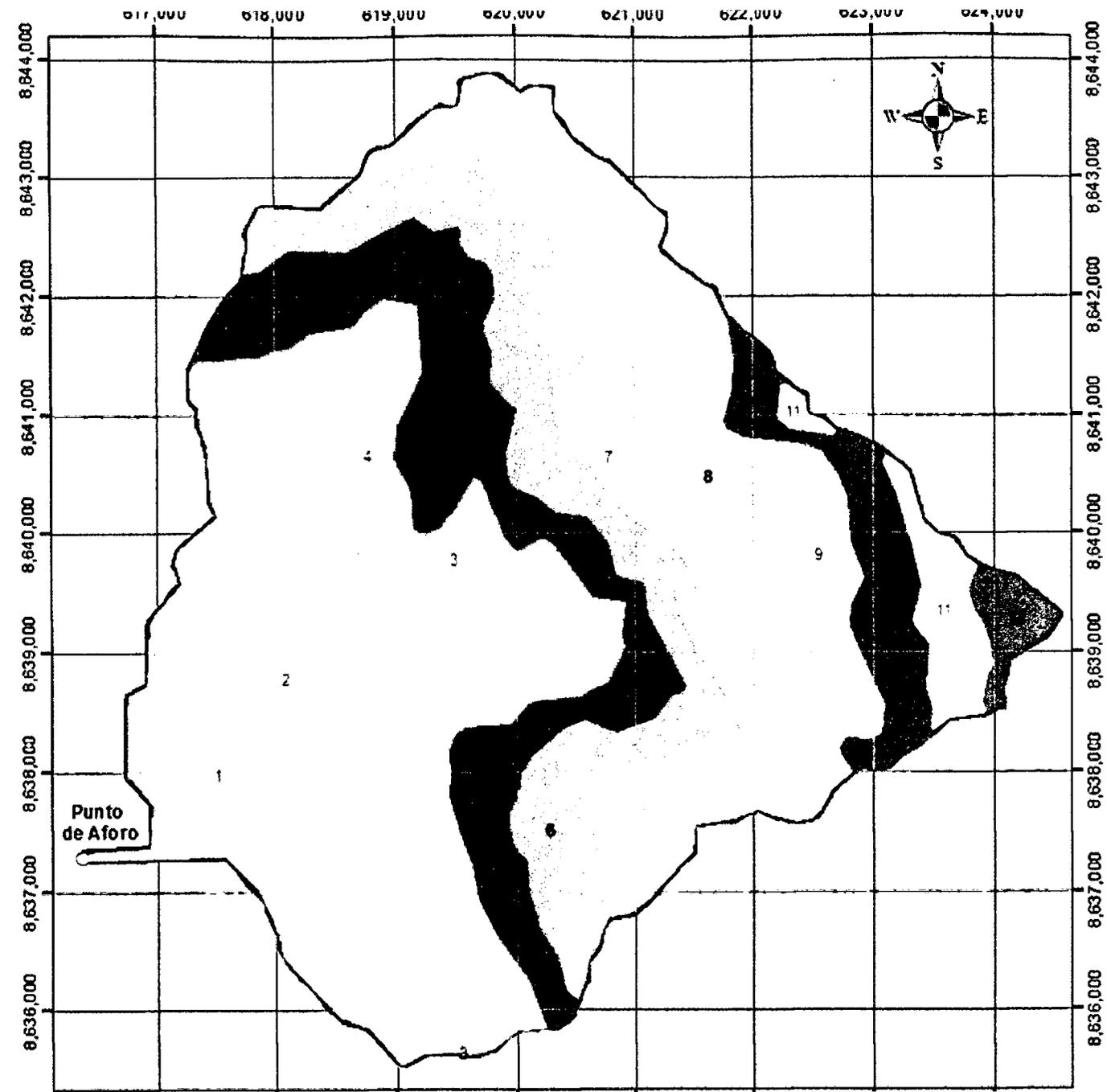
ESC: 1/1250,000

| | | | |
|--|--|--|---|
|  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 | Tesis: Bach Jhon N Ochante Tineo | Lamina: U-01 | |
| Revisor: | Escala: | Fecha: | |



| | | | | |
|---|-------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|-------|
| PERIMETRO | | Km | 27.73 | |
| COTAS | | | | |
| Máxima | msnm | 2,000.00 | | |
| Mínima | msnm | 550.00 | | |
| CENTROIDE (PSC wgs1984 UTM zone 18S) | | | | |
| X centroide | m | 622,247.71 | | |
| Y centroide | m | 8,639,636.70 | | |
| Z centroide | msnm | 1,257.27 | | |
| ALTITUD | | | | |
| Altitud media | msnm | 1,257.27 | | |
| Altitud mas frecuente | msnm | 1,214.51 | | |
| Altitud de frecuencia media | msnm | 1,221.10 | | |
| PARAMETROS DE FORMA | FACTOR DE CUENCA | Índice de Compacidad (Gravelius) | | 1.29 |
| | | FACTOR DE FORMA | Longitud (1/2 curso mas largo) | Km |
| | Ancho Medio | | Km | 3.62 |
| | Relación de Enchufe | | | 0.67 |
| | Radio de Curvatura | | | 0.03 |
| | Factor de Forma | | | 0.355 |
| | RECTANGULO EQUIVALENTE | | Lado Mayor | Km |
| | Lado Menor | Km | 3.59 | |
| PARAMETROS DE RELIEVE | Curva isoperimétrica | - | 1 | |
| | Peguro de Frecuencia | - | 1 | |
| | 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 cauces | 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 |
| | | | | | | | | | | | |

□ Límite 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 | 2,695,051 | 2.70 |
| 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

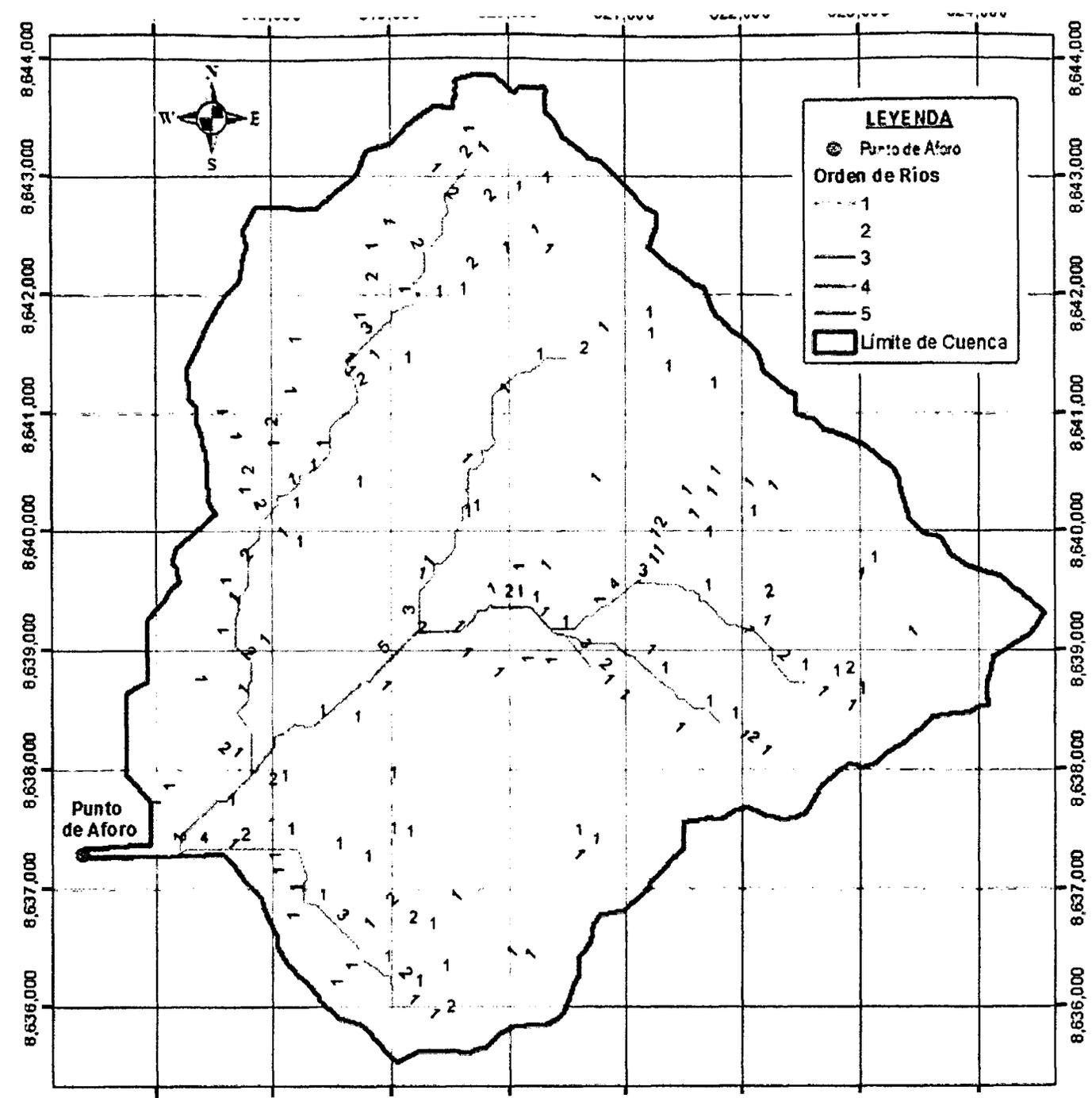
CONTROL DE INUNDACION CON ESTRUCTURA DE REGULACION EN EL CENTRO POBLADO DE AGUA DULCE

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

Altor: Ing Jaime L. Bendejé Prado Tesis: Bach Jhon N. Ochoaño Torres

Revisor: Escrito: Fecha:

H-02



LEYENDA

● Punto de Aforo

Orden de Rios

1 - - - - -

2 - - - - -

3 - - - - -

4 - - - - -

5 - - - - -

□ Limite de Cuenca

| 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

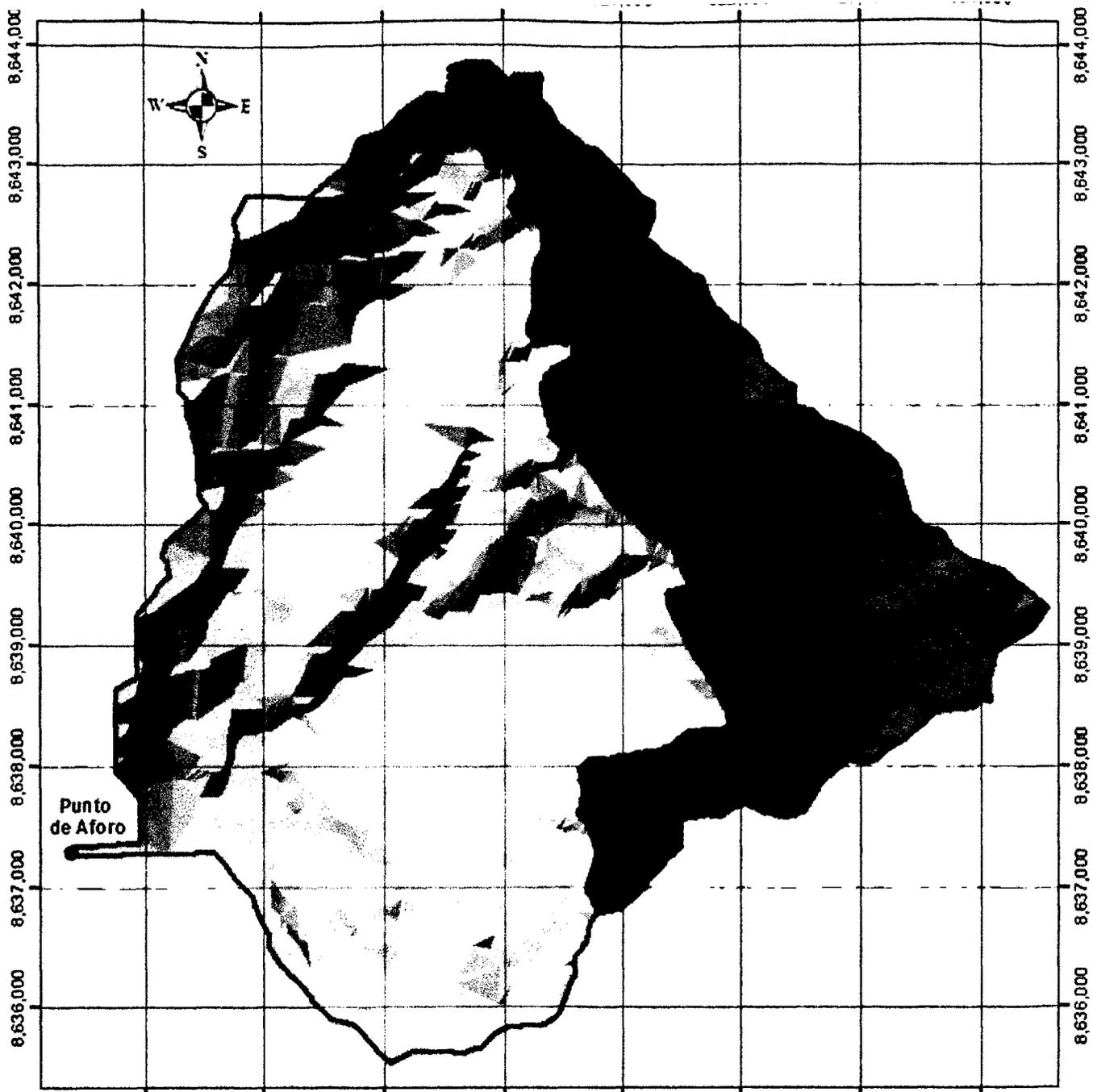
Proyecto de Tesis

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

Ubicación: Región: Cusco Distrito: Pichari Párrafo: ORDEN RED HIDRICA
 Prov.: La Convención Lugar: Teresa

Autor: Ing. Jaime L. Bendezu Prado Tesis de: Bach. Jhon N. Ochante Tines

Revisor: Fecha: Fecha: **H-03**



LEYENDA

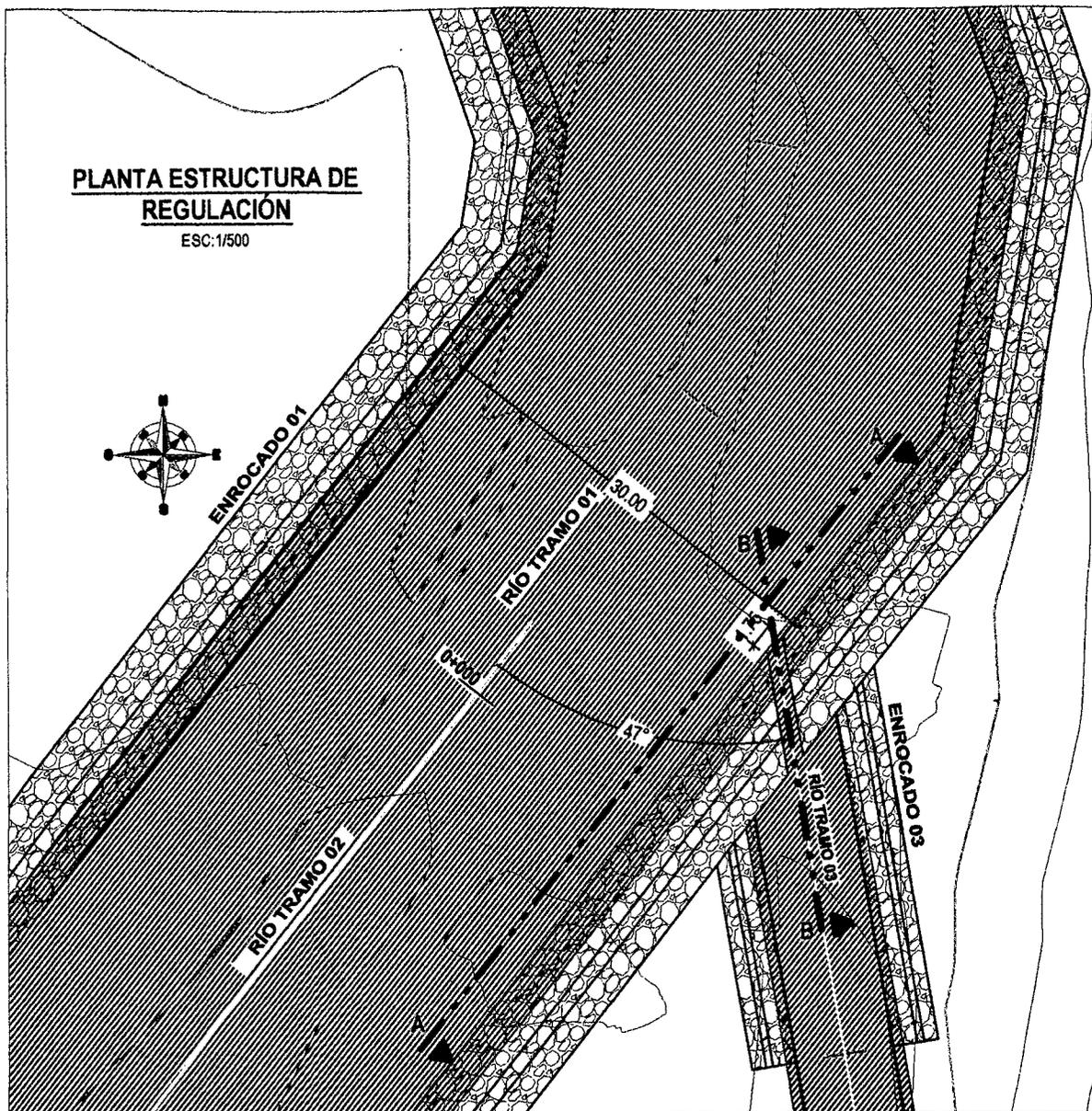
- Punto de Aforo
- Cuenca TIN
- Elevation
- 3738.889 - 4150
- 3327.778 - 3738.889
- 2916.667 - 3327.778
- 2505.556 - 2916.667
- 2094.444 - 2505.556
- 1683.333 - 2094.444
- 1272.222 - 1683.333
- 861.111 - 1272.222
- 450 - 861.111
- Limite de Cuenca

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

H-04

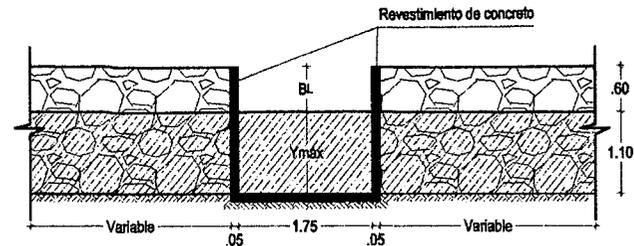
PLANTA ESTRUCTURA DE REGULACIÓN

ESC: 1/500



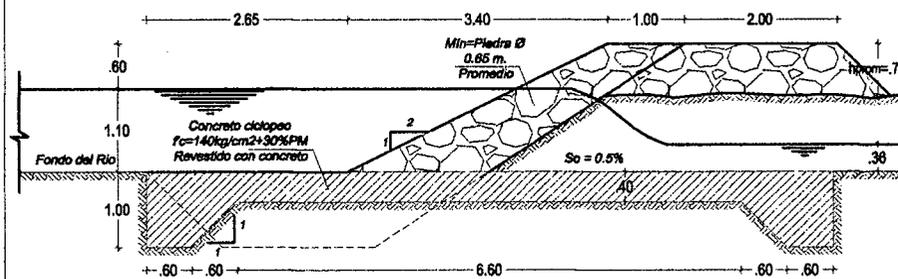
CORTE A-A

ESC: 1/100



CORTE B-B

ESC: 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN 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
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

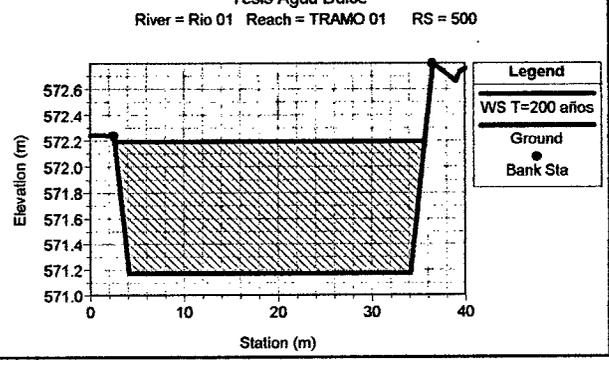
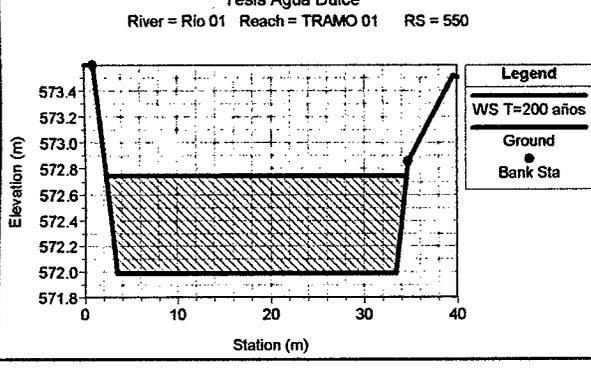
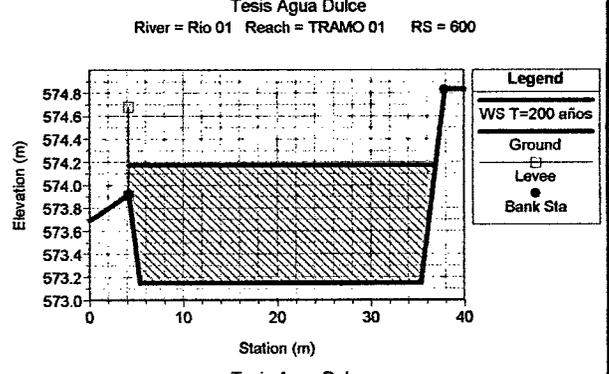
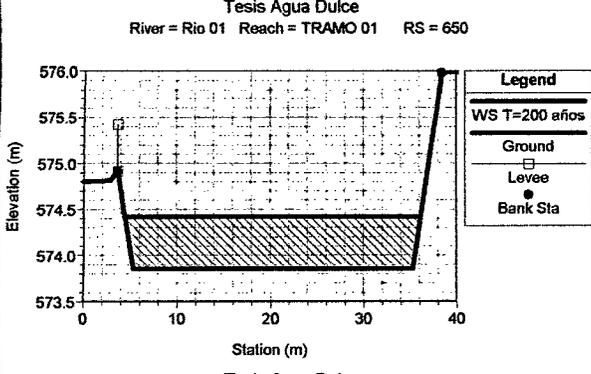
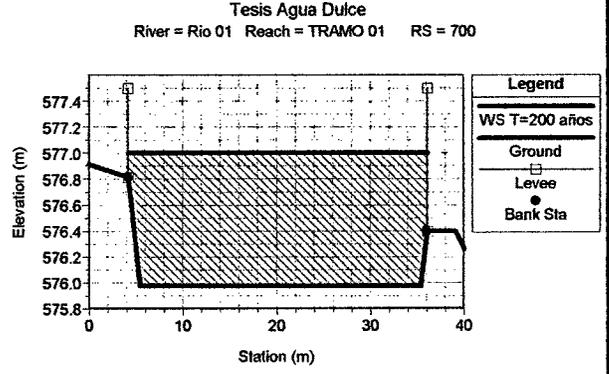
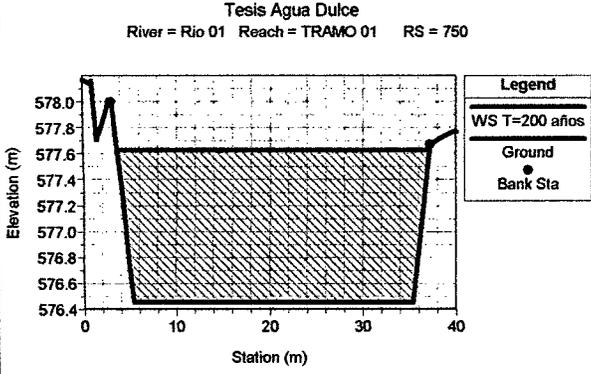
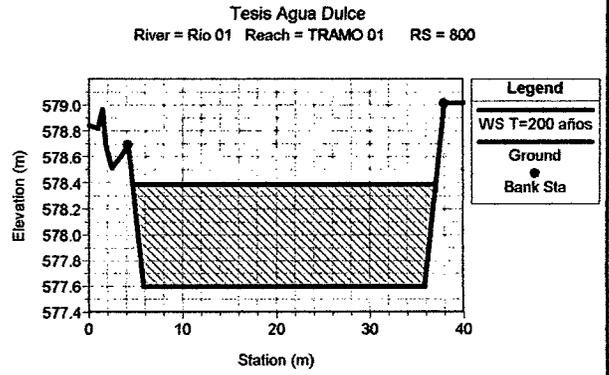
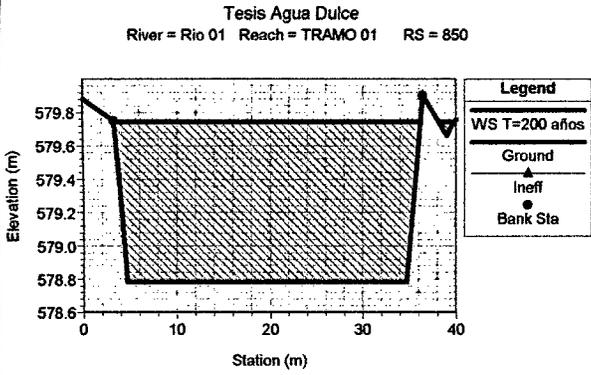
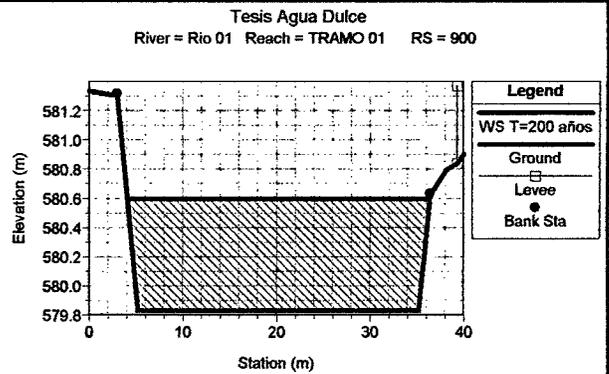
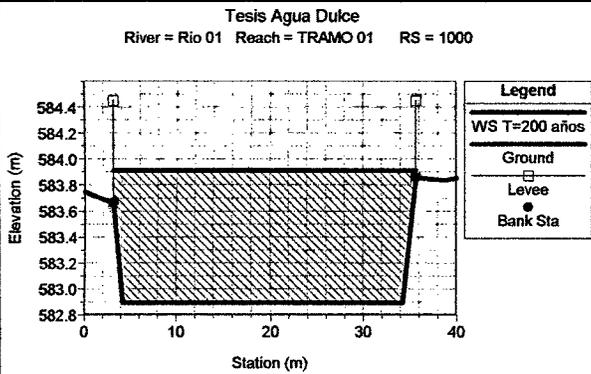
Lamina: **P-02**

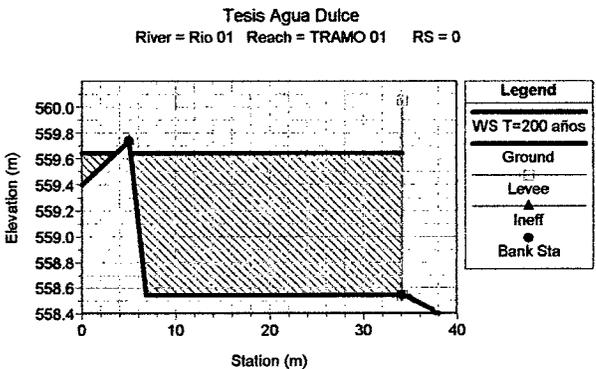
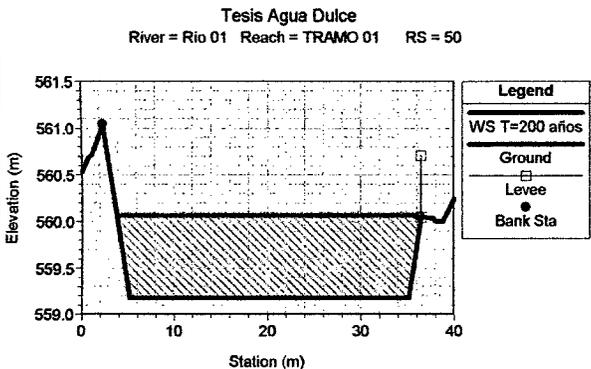
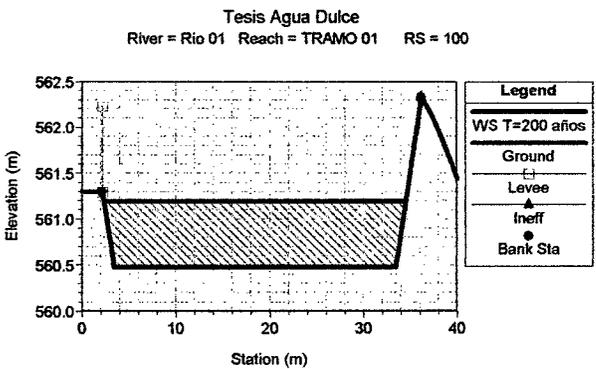
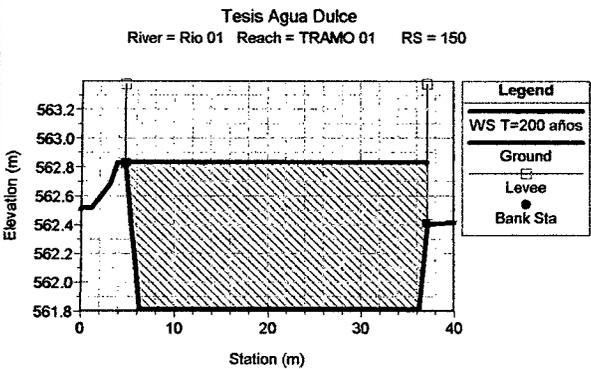
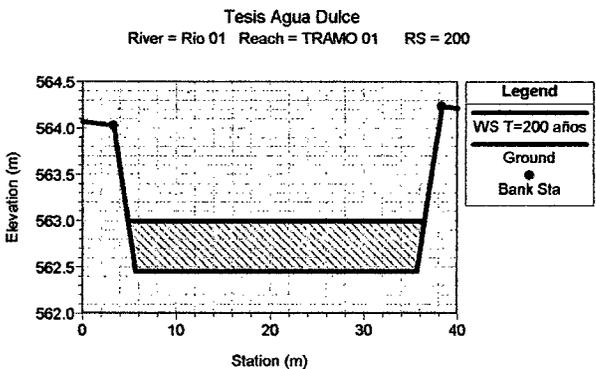
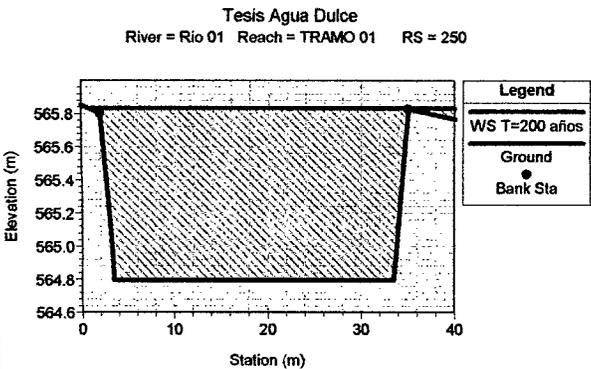
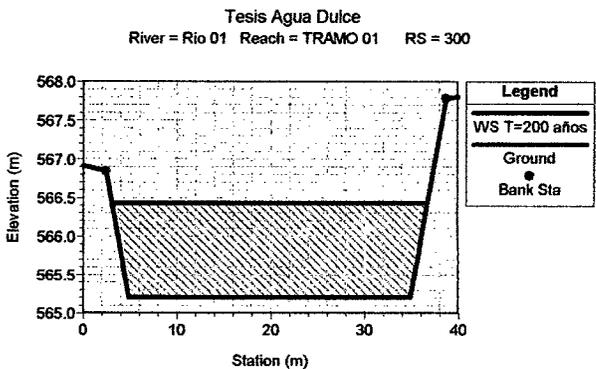
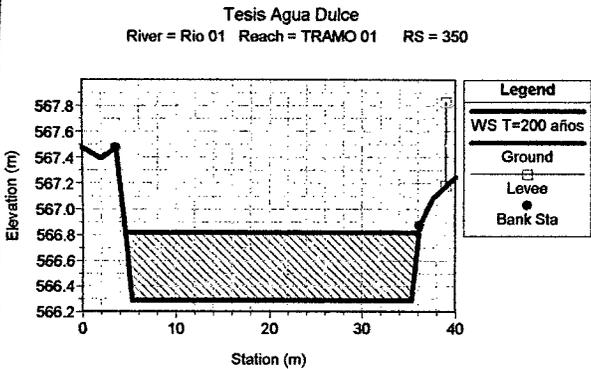
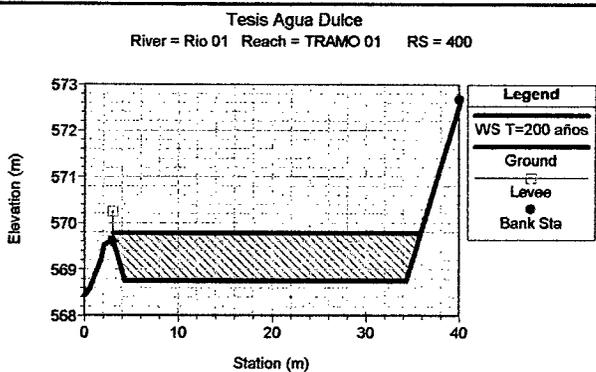
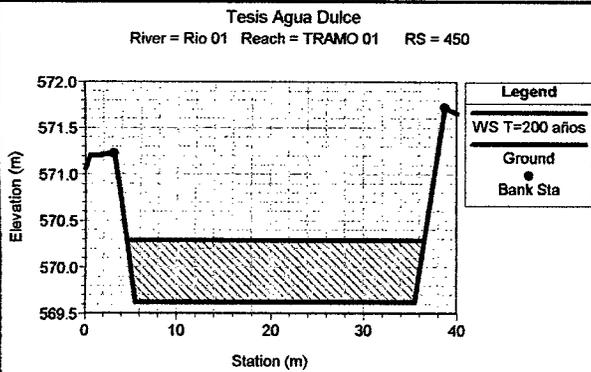
Anexo C

Secciones Transversales

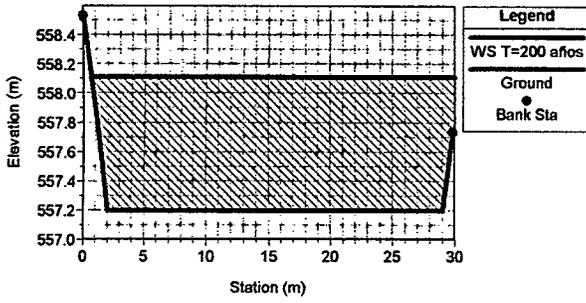
Como parte de la simulación del control de inundación se adjunta las secciones transversales de cada tramo de los ríos de Teresa y Agua Dulce:

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

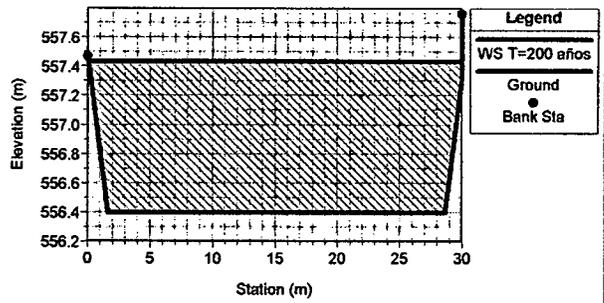




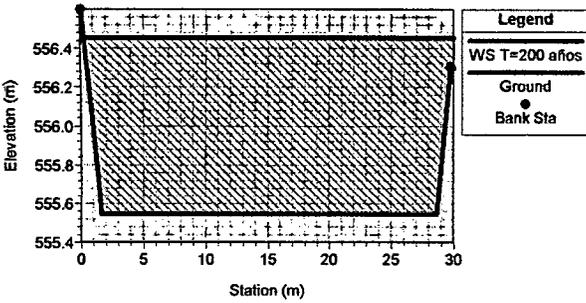
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1350



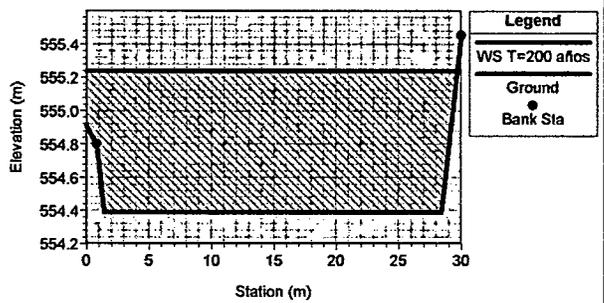
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1300



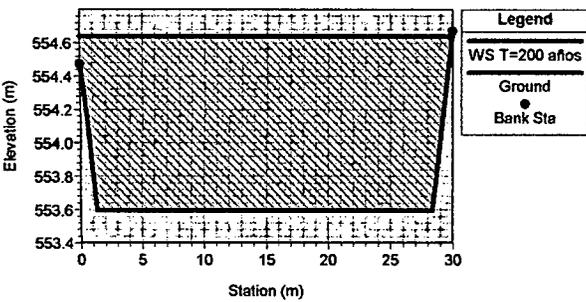
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1250



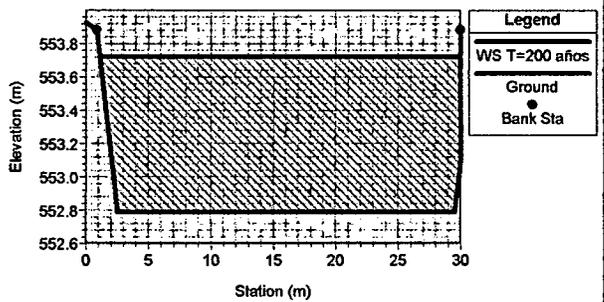
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1200



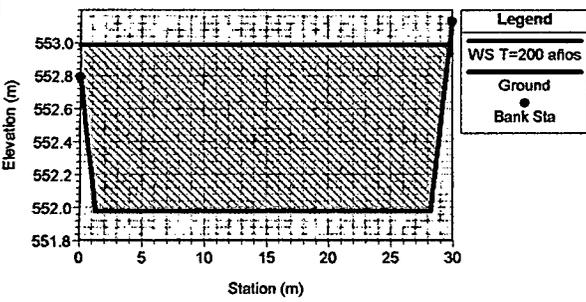
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1150



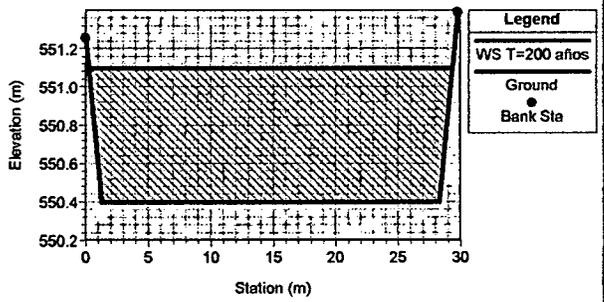
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1100



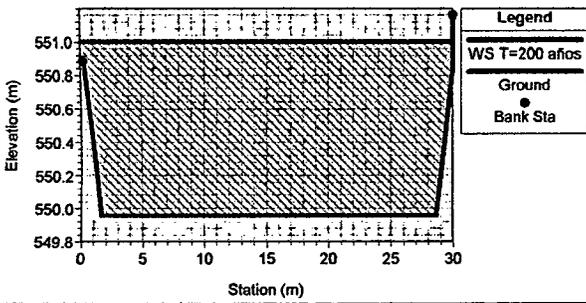
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1050



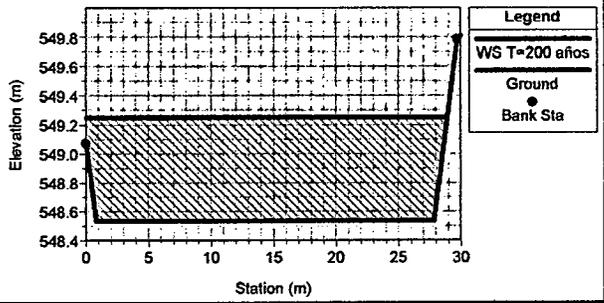
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 1000



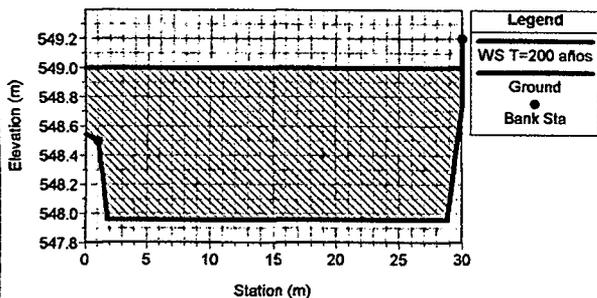
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 950



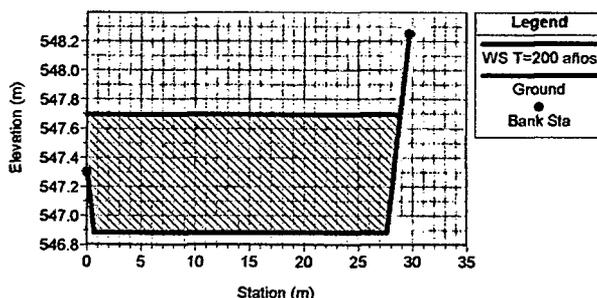
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 900



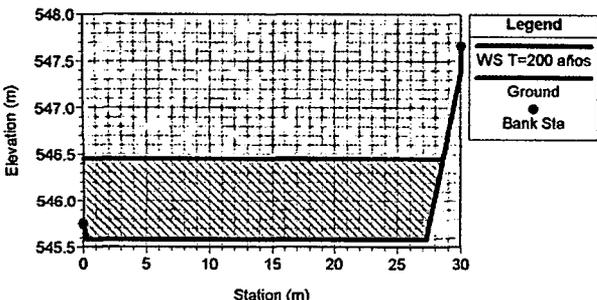
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 850



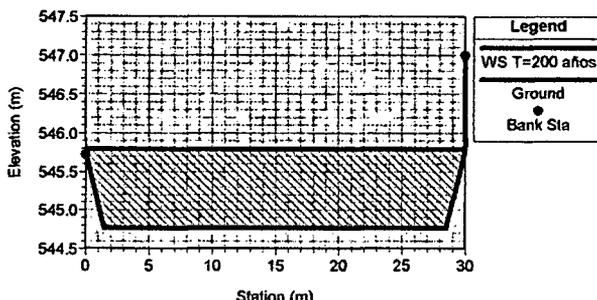
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 800



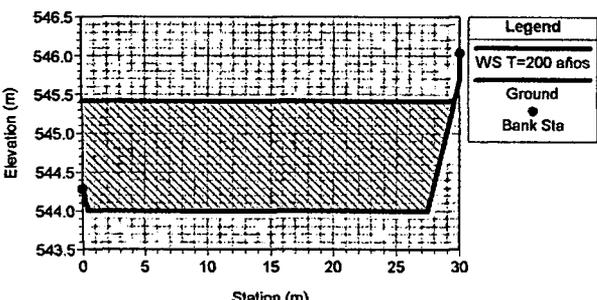
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 750



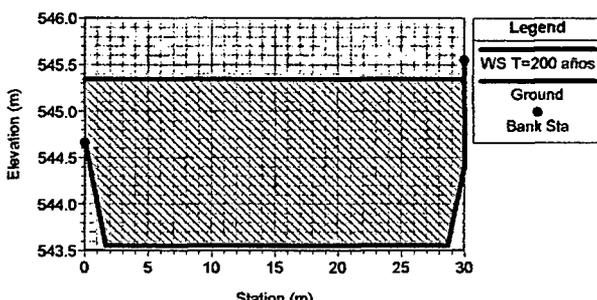
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 700



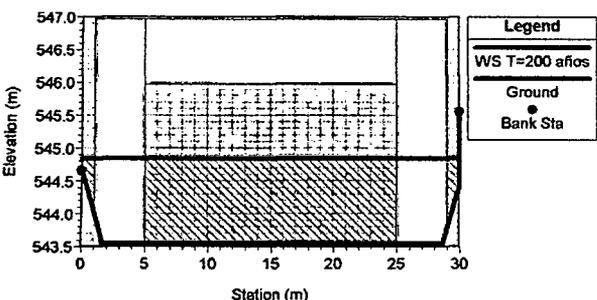
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 650



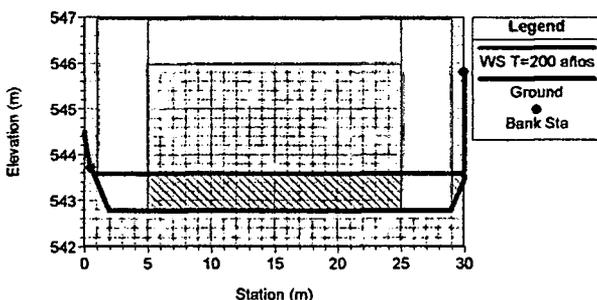
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 600



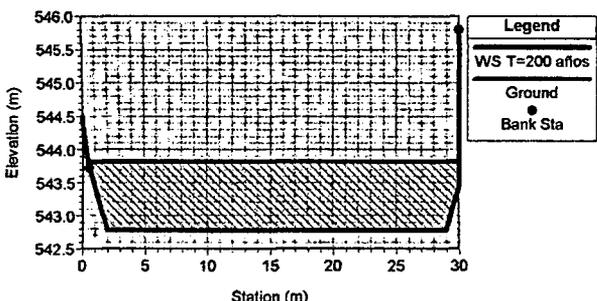
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 560 BR



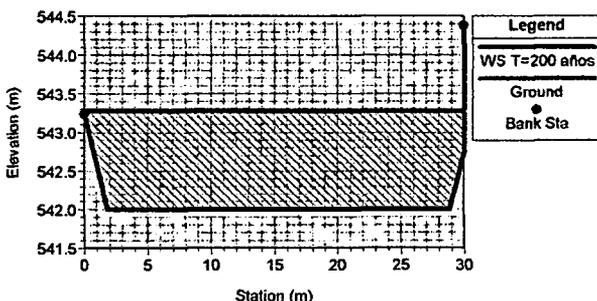
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 560 BR



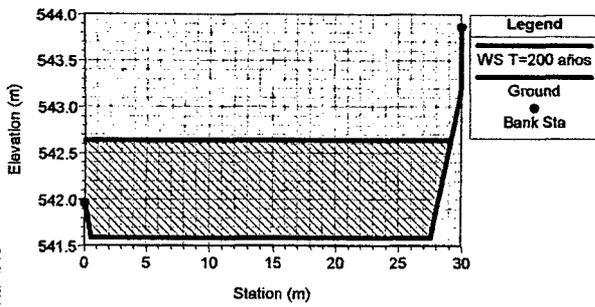
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 550



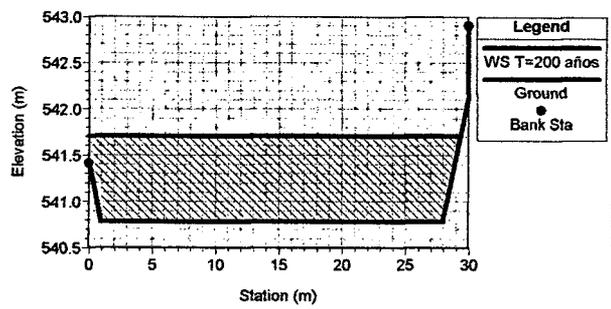
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 500



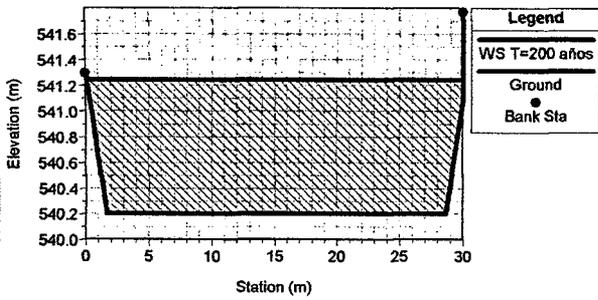
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 450



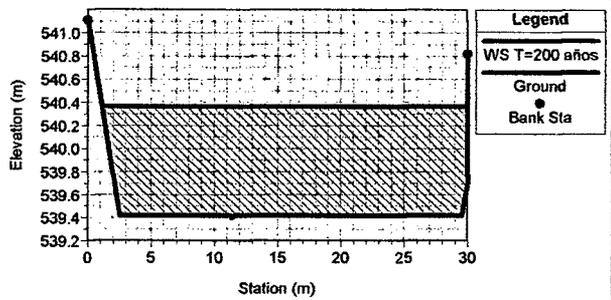
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 400



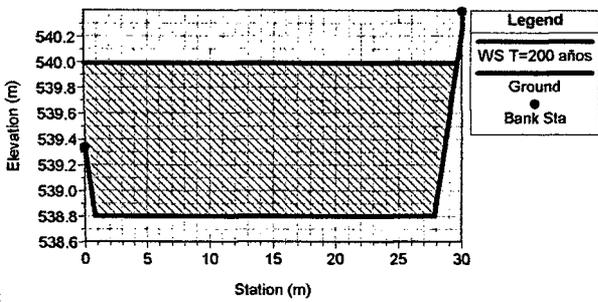
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 350



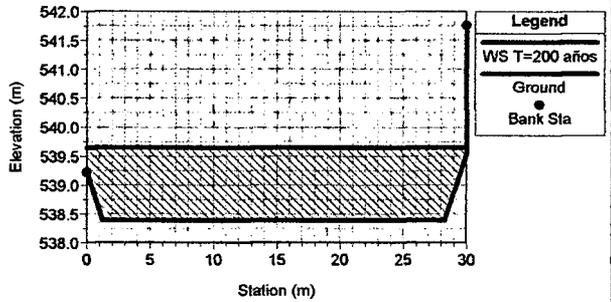
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 300



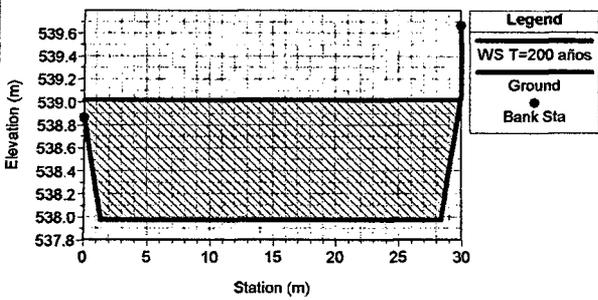
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 250



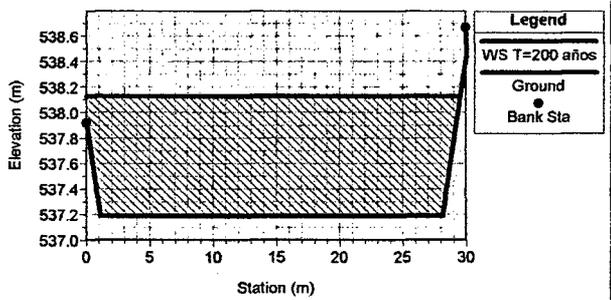
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 200



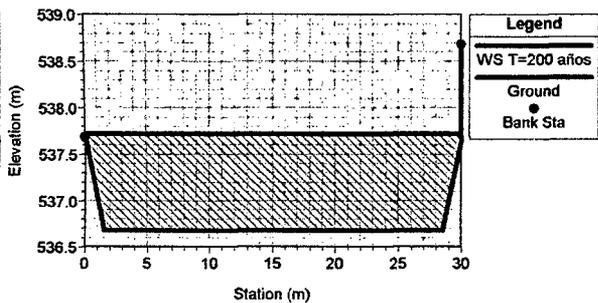
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 150



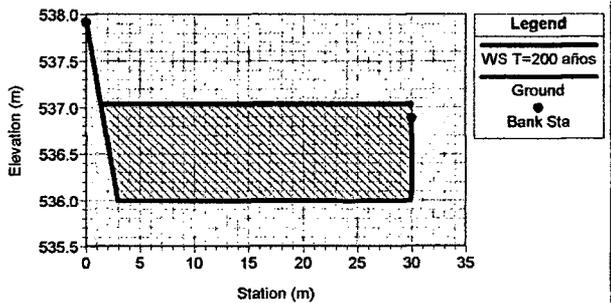
Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 100

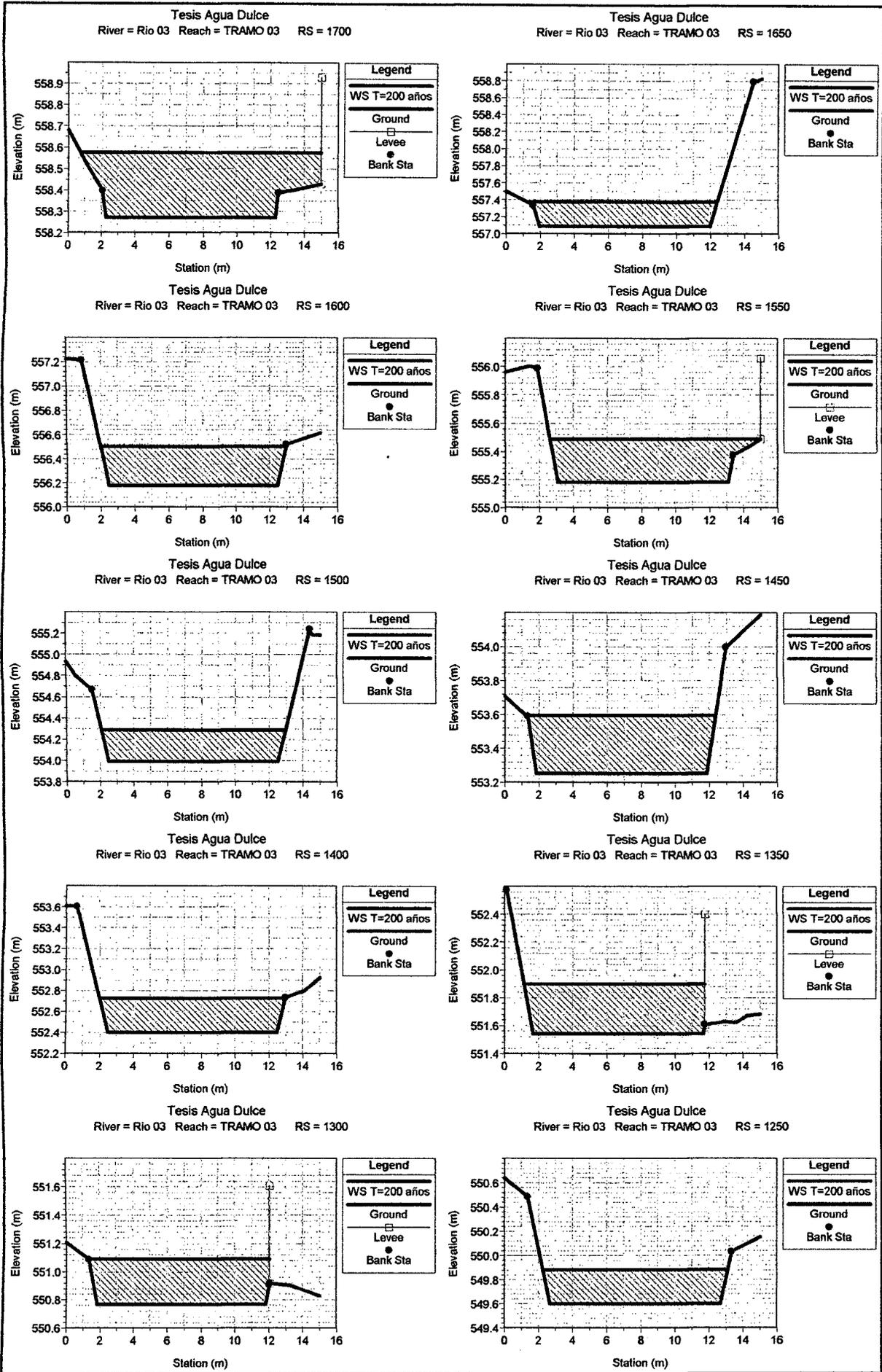


Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 50

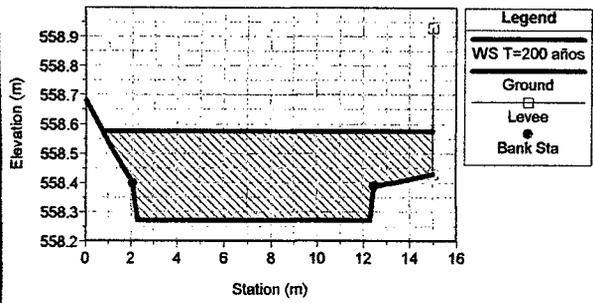


Tesis Agua Dulce
River = Rio 02 Reach = TRAMO 02 RS = 0

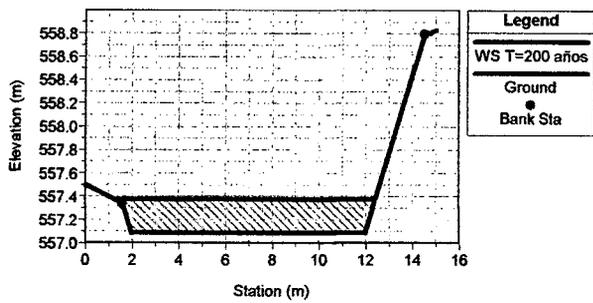




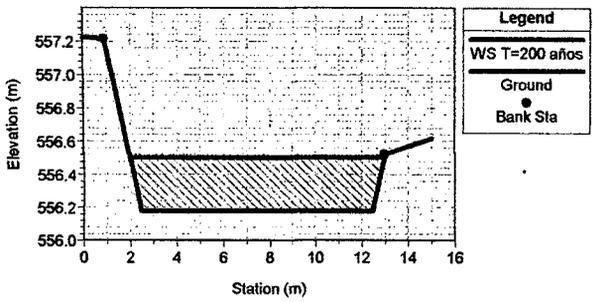
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1700



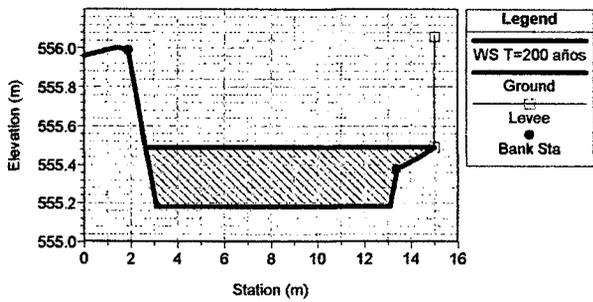
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1650



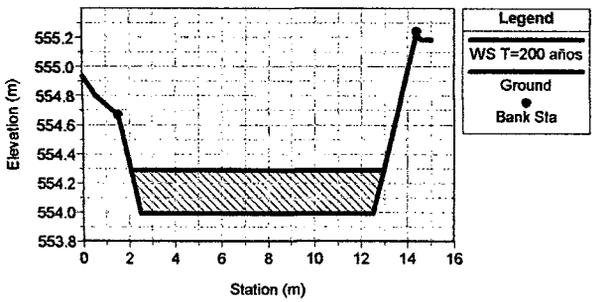
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1600



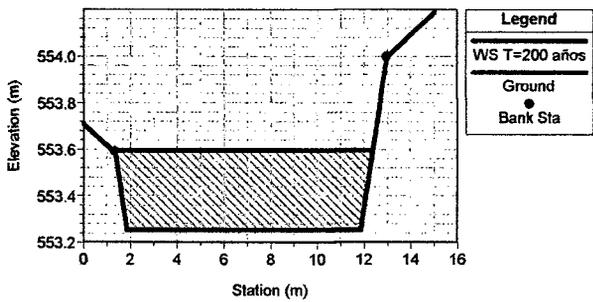
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1550



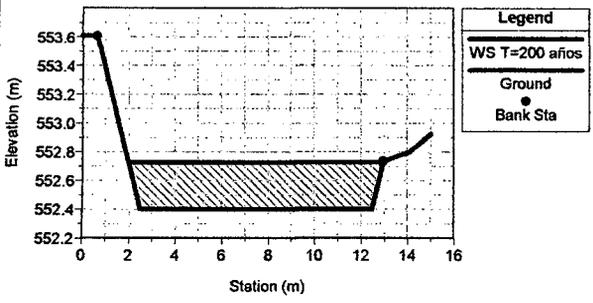
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1500



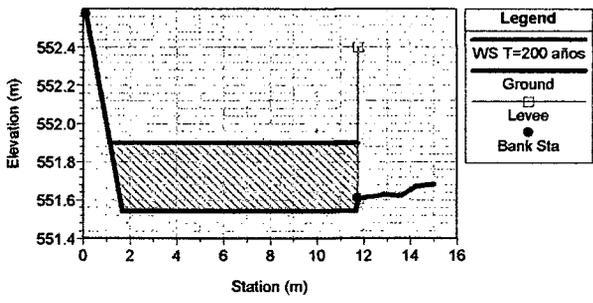
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1450



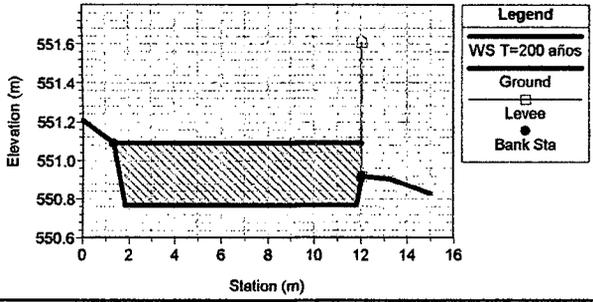
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1400



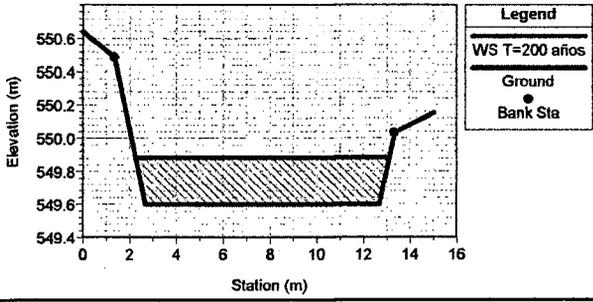
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1350



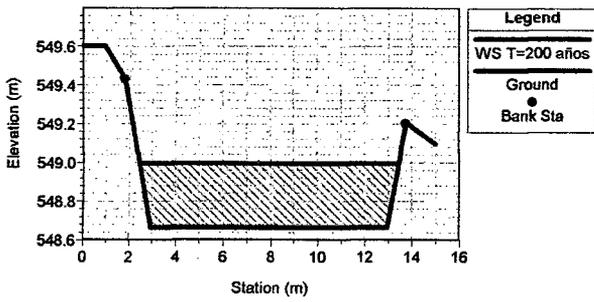
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1300



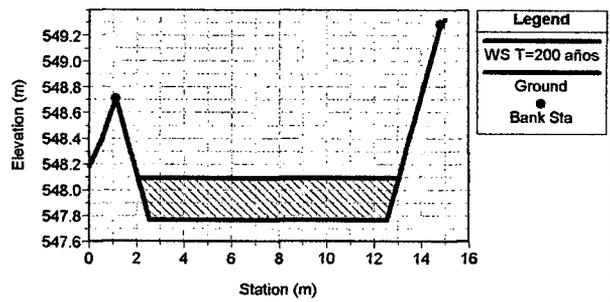
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1250



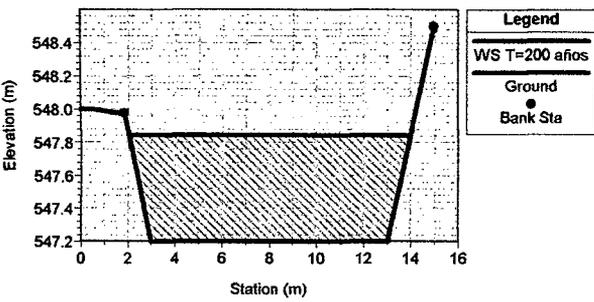
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1200



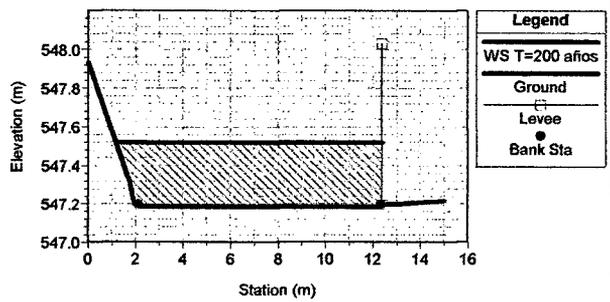
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1150



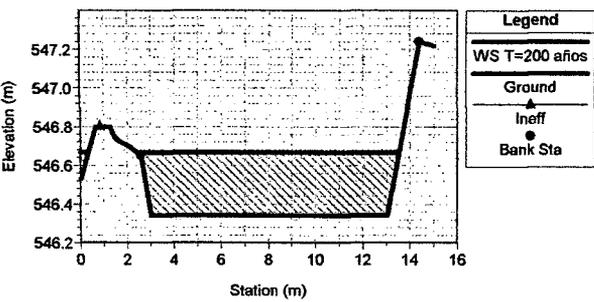
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1100



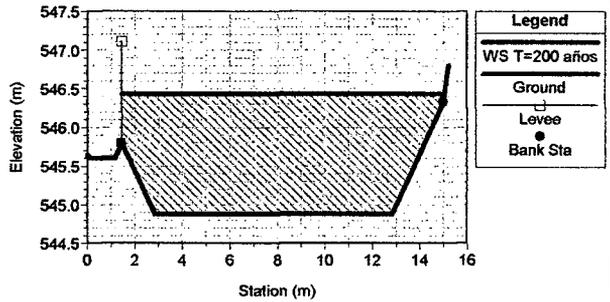
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1050



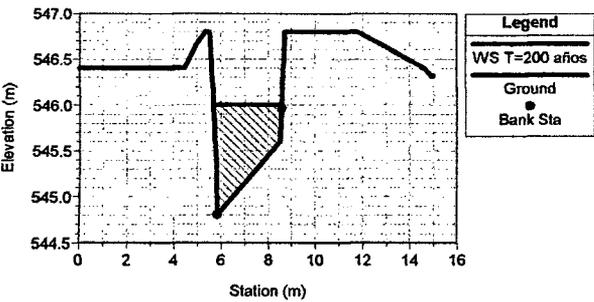
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 1000



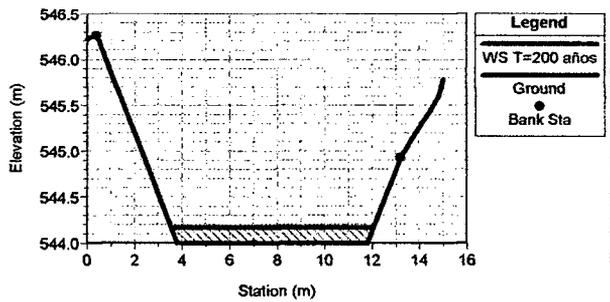
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 950



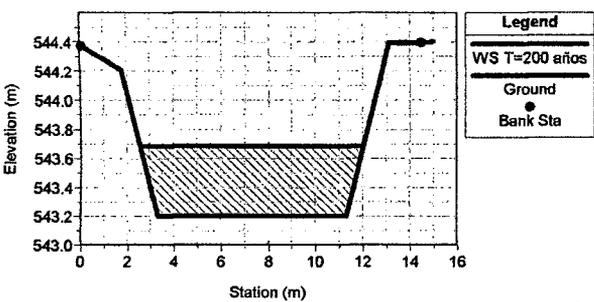
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 930



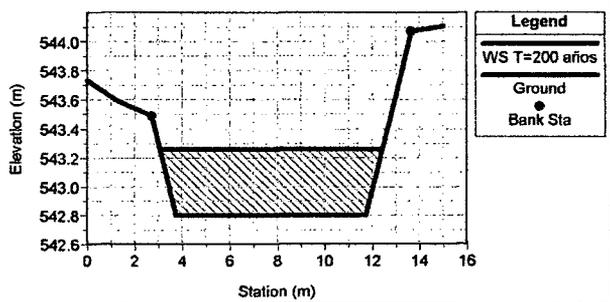
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 900



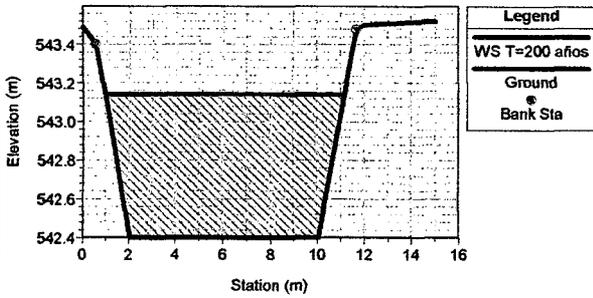
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 850



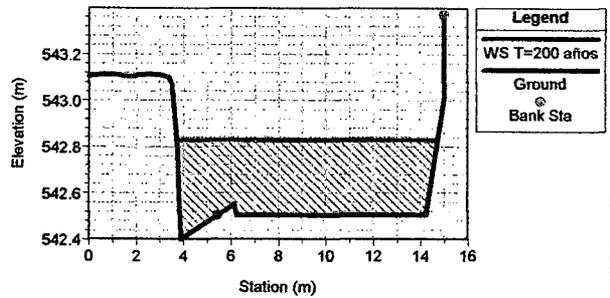
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 800



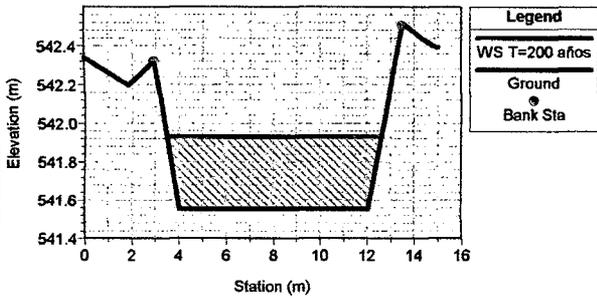
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 750



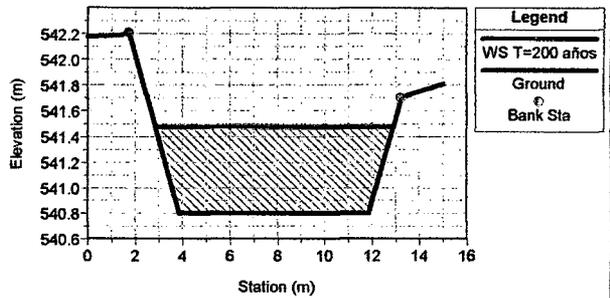
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 700



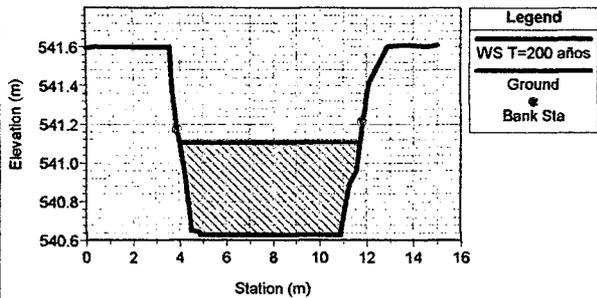
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 650



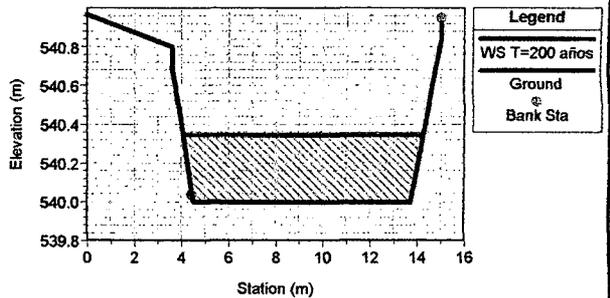
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 600



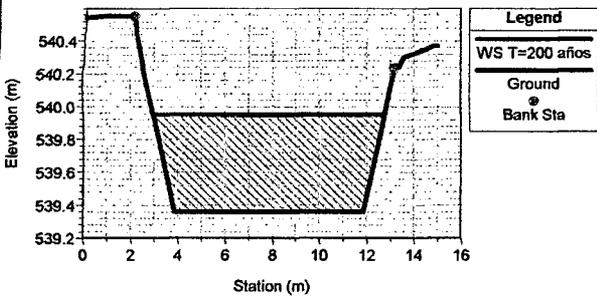
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 550



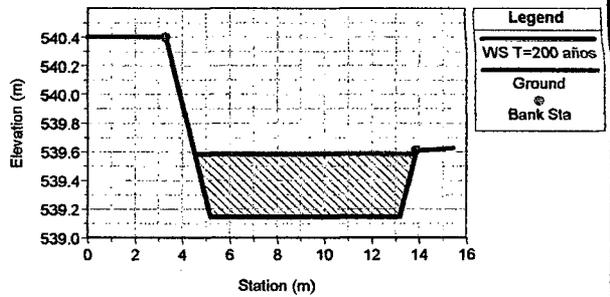
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 500



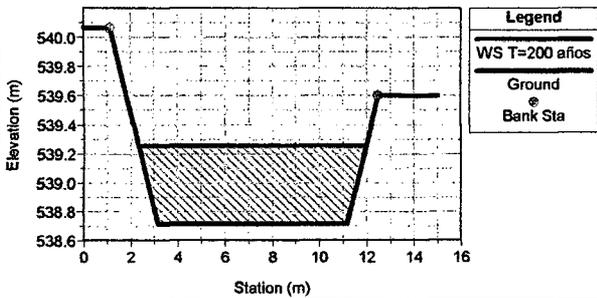
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 450



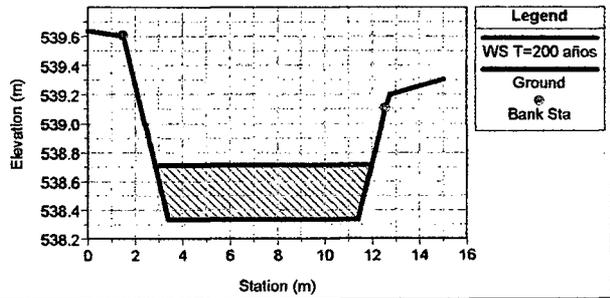
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 400



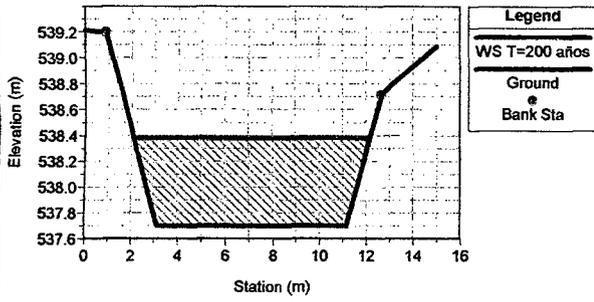
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 350



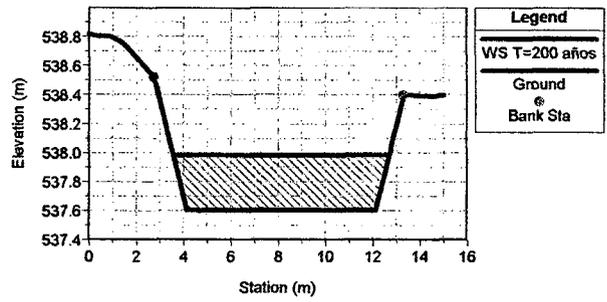
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 300



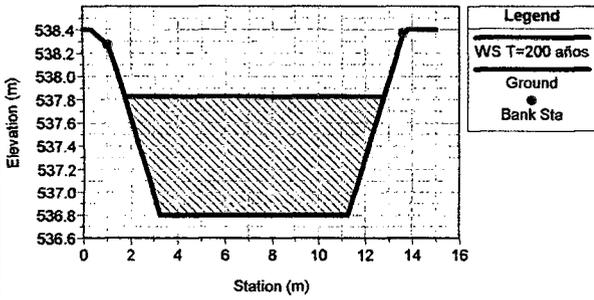
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 250



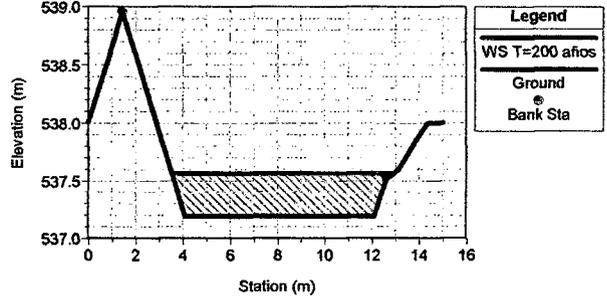
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 200



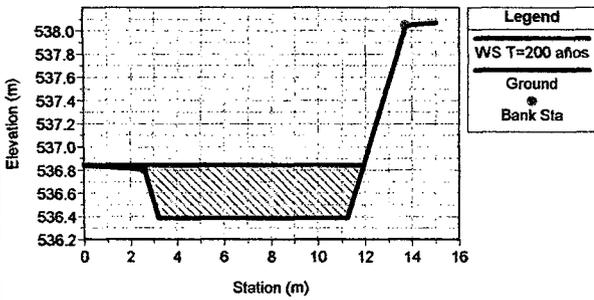
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 150



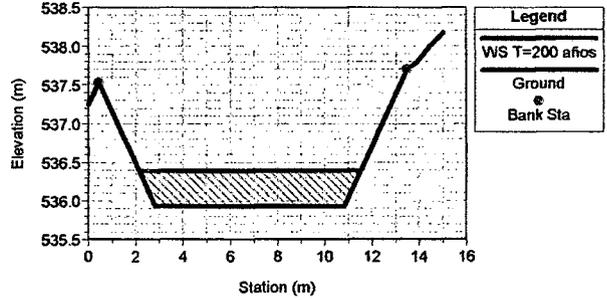
Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 100

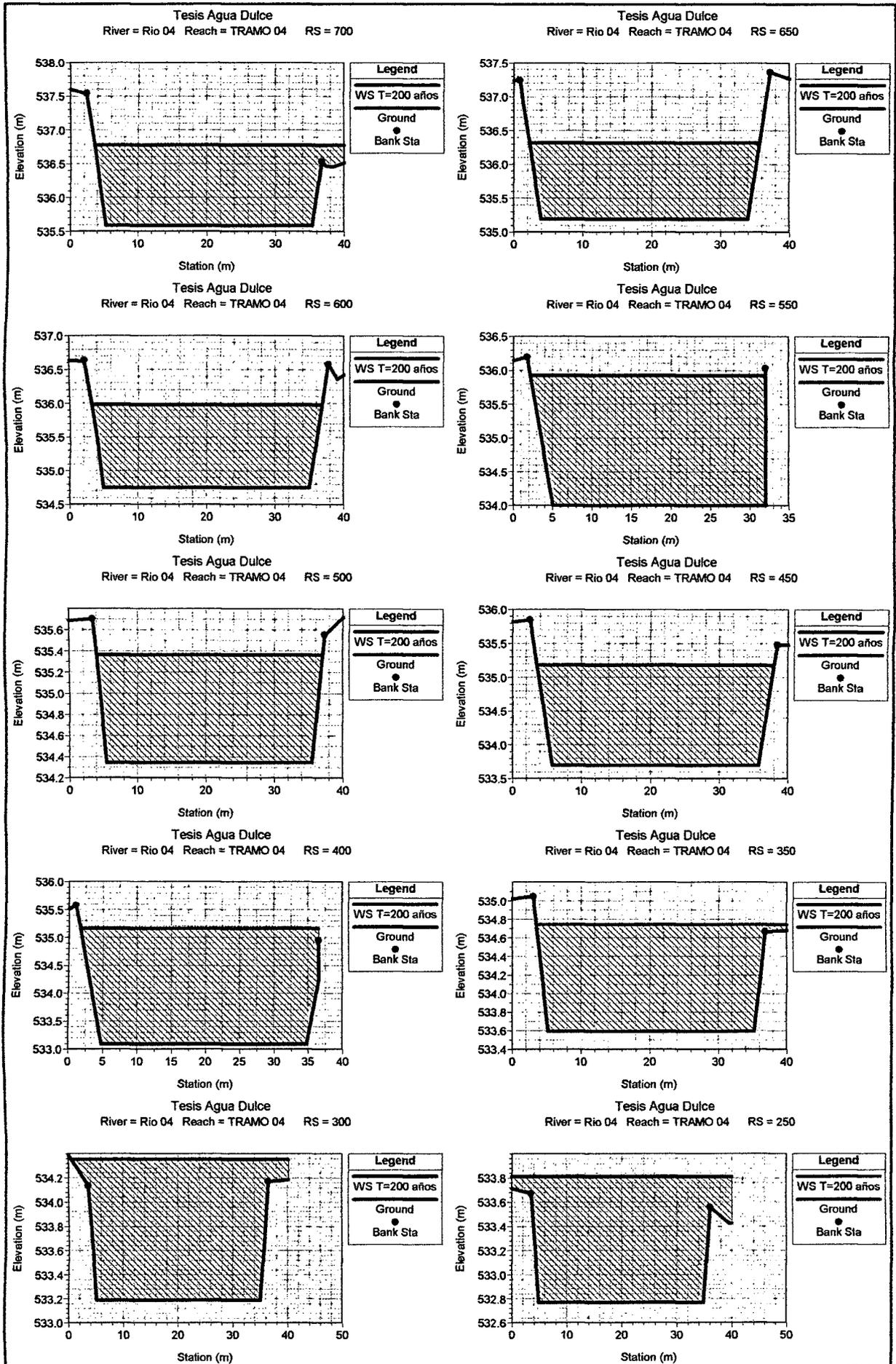


Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 50

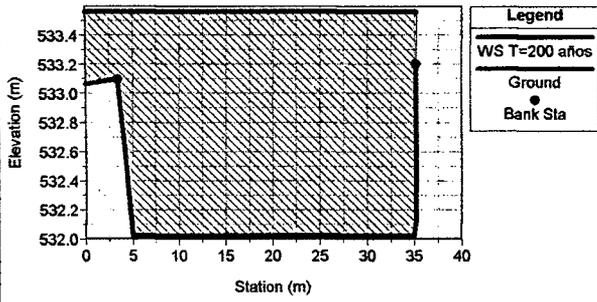


Tesis Agua Dulce
River = Rio 03 Reach = TRAMO 03 RS = 0

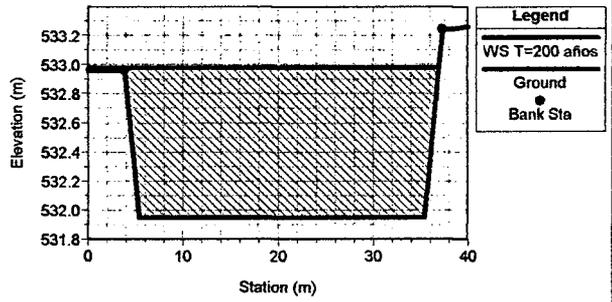




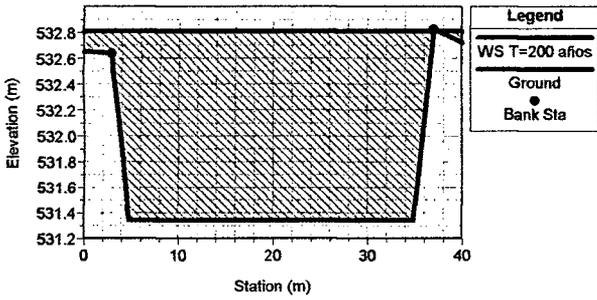
Tesis Agua Dulce
River = Rio 04 Reach = TRAMO 04 RS = 200



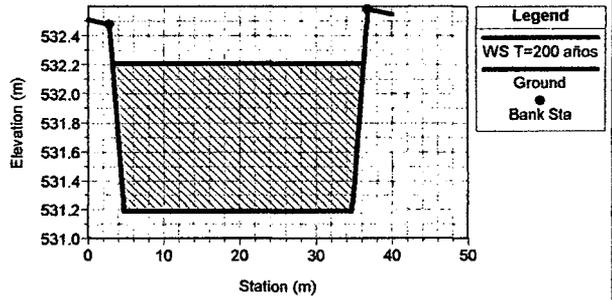
Tesis Agua Dulce
River = Rio 04 Reach = TRAMO 04 RS = 150



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

