

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**IDENTIFICACIÓN DE ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS  
POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO  
UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS,  
AMAZONAS**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. Ing. Jildibrán Ike Núñez Silva**

**ASESOR:**

**M.Cs. Ing. José Antonio Coronel Delgado**

**JAÉN – PERÚ**

**2017**

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por brindarme la fortaleza ante los momentos de flaqueza, y permitirme finalizar este estudio.

A mi Madre y mis hermanos por su paciencia y apoyo incondicional, brindarme sus consejos y confiar en mí.

A mi Asesor Msc. Ing. José Antonio Coronel Delgado por su apoyo, comprensión y paciencia durante el desarrollo de esta Tesis.



## **DEDICATORIA**

A Mi madre y Hermanos por su inagotable paciencia y amor, por brindarme su apoyo durante toda esta etapa de mi vida, apoyarme con sus constantes consejos para no desistir en finalizar esta tesis.

## ÍNDICE GENERAL

<b>CAPITULO I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. PROBLEMA.....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.3. ALCANCE O DELIMITACIÓN DE INVESTIGACIÓN.....	4
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
<b>CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>6</b>
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	6
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	8
<b>2.2. BASES TEÓRICAS.....</b>	<b>10</b>
2.2.1. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.....	10
2.2.1.1. CARTOGRAFÍA.....	10
2.2.1.2. SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA.....	10
2.2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	10
2.2.2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA.....	10
2.2.2.2. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA.....	11
2.2.2.2.1. PARÁMETROS DE FORMA.....	12
2.2.2.2.2. PARÁMETROS DE RELIEVE.....	15
2.2.2.2.3. PARÁMETROS RELATIVOS A LA RED HIDROGRÁFICA.....	19
2.2.2.3. ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO.....	21
2.2.2.3.1. LA PRECIPITACIÓN.....	21
2.2.2.3.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA.....	22
2.2.2.3.3. ESTIMACIÓN DE DATOS FALTANTES.....	25
2.2.2.4. PERÍODO DE RETORNO.....	27
2.2.2.5. ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....	28
2.2.2.5.1. DISTRIBUCIÓN NORMAL.....	29
2.2.2.5.2. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARÁMETROS.....	29
2.2.2.5.3. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS.....	30
2.2.2.5.4. DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁMETROS.....	30
2.2.2.5.5. DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁMETROS.....	31
2.2.2.5.6. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III.....	31
2.2.2.5.7. DISTRIBUCIÓN GUMBEL.....	32

2.2.2.5.8.	DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL.....	32
2.2.2.6.	PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE.....	32
2.2.2.6.1.	PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE KOLMOGOROV-SMIRNOV.....	33
2.2.2.7.	PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA.....	33
2.2.2.7.1.	MÉTODO DE CURVAS ISOYETAS .....	34
2.2.2.8.	TORMENTA DE DISEÑO.....	34
2.2.2.8.1.	CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA.....	35
2.2.2.8.2.	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	38
2.2.2.9.	HIETOGRAMA DE DISEÑO.....	39
2.2.2.9.1.	MÉTODO BLOQUE ALTERNO .....	40
2.2.2.9.2.	PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA.....	40
2.2.2.9.2.1	MÉTODO SCS PARA ABSTRACCIONES.....	41
2.2.2.10.	MODELO PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA.....	49
2.2.2.10.1.	HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER.....	49
2.2.2.10.2.	HIDROGRAMAS DE ESCORRENTÍA DIRECTA.....	53
2.2.3.	TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUCES NATURALES.....	53
2.2.3.1.	MÉTODOS HIDROLÓGICOS.....	54
2.2.3.2.	MÉTODOS HIDRÁULICOS.....	55
2.2.3.2.1.	ECUACIONES DE SAINT-VENANT.....	56
2.2.3.3.	MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS.....	58
2.2.3.3.1	ECUACIONES DEL FLUJO NO PERMANENTE.....	58
2.2.3.3.2.	PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE DISEÑO.....	59
2.2.3.3.2.1	SECCIONES TRANSVERSALES.....	59
2.2.3.3.2.2	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (N DE MANNING).....	59
2.2.3.3.2.3	COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN.....	61
2.2.3.3.3.	RÉGIMEN DE FLUJO.....	62
2.2.3.3.4.	ESTABILIDAD DEL MODELO PARA FLUJO NO PERMANENTE.....	62
2.2.3.3.4.1	ESPACIAMIENTO ENTRE SECCIONES TRANSVERSALES, $\Delta x$ .....	63
2.2.3.3.4.2	INTERVALO DE TIEMPO DE SIMULACIÓN, $\Delta t$ .....	64
2.2.3.3.4.3	FACTOR DE PESO $\theta$ .....	64
2.2.4.	INUNDACIONES.....	65
2.2.4.1.	DAÑOS POR INUNDACIÓN.....	65
<b>2.3.</b>	<b>DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....</b>	<b>66</b>

<b>CAPITULO III. MATERIAL Y MÉTODOS.....</b>	<b>68</b>
<b>3.1. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....</b>	<b>68</b>
3.1.1. UBICACIÓN POLÍTICA.....	69
3.1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	70
3.1.3. DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA.....	71
3.1.4. DEMARCACIÓN ADMINISTRATIVA.....	72
3.1.5. VÍAS DE COMUNICACIÓN.....	72
<b>3.2. RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN</b>	<b>73</b>
3.2.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.....	73
3.2.2. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA.....	74
<b>3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....</b>	<b>75</b>
3.3.1. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA UTCUBAMBA.....	75
3.3.2. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA.....	78
3.3.2.1. PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA.....	78
3.3.2.2. PARÁMETROS DE RELIEVE.....	79
3.3.2.3. PARÁMETROS RELATIVOS A LA RED HIDROGRÁFICA.....	80
3.3.3. ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO.....	81
3.3.3.1. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA.....	82
3.3.4. ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....	82
3.3.5. PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA.....	84
3.3.6. TORMENTA DE DISEÑO.....	85
3.3.7. PERÍODO DE RETORNO.....	87
3.3.8. HIETOGRAMA DE DISEÑO.....	88
3.3.8.1. MÉTODO BLOQUE ALTERNO.....	88
3.3.8.2. PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA.....	88
3.3.9. MODELO PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA.....	92
3.3.9.1. HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS.....	92
<b>3.4. MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS.....</b>	<b>94</b>
3.4.1. INFORMACIÓN GEOMÉTRICA.....	95
3.4.2. COEFICIENTE DE MANNING O CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO.....	98
3.4.3. DATOS DE FLUJO PARA MODELO NO PERMANENTE.....	100
3.4.4. ESTABILIDAD DEL MODELO PARA FLUJO VARIADO NO PERMANENTE.....	101

3.4.4.1.	ESPACIAMIENTO ENTRE SECCIONES TRANSVERSALES, $\Delta x$ E INTERVALO DE TIEMPO DE SIMULACIÓN .....	101
3.4.4.2.	FACTOR DE PESO $\theta$ .....	103
3.4.5.	SIMULACIÓN DEL MODELO.....	103
<b>CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>		<b>104</b>
<b>4.1.</b>	<b>INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.....</b>	<b>104</b>
<b>4.2.</b>	<b>ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA.....</b>	<b>105</b>
4.2.1.	DELIMITACIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA UTCUBAMBA.....	105
4.2.2.	PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA.....	105
4.2.2.1.	PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA.....	105
4.2.2.2.	PARÁMETROS DE RELIEVE.....	108
4.2.2.3.	PARÁMETROS RELATIVOS A LA RED HIDROGRÁFICA.....	110
4.2.3.	ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO.....	111
4.2.3.1.	RED DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS.....	111
4.2.3.2.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA .....	112
4.2.3.2.1.	ANÁLISIS VISUAL DE HIDROGRAMAS.....	112
4.2.3.2.2.	ANÁLISIS DE DOBLE MASA.....	115
4.2.3.2.3.	ANÁLISIS DE SALTOS, CONSISTENCIA DE LA MEDIA.....	117
4.2.4.	ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....	117
4.2.5.	PRECIPITACIÓN MEDIA.....	118
4.2.6.	TORMENTAS DE DISEÑO.....	119
4.2.7.	HIETOGRAMA DE DISEÑO.....	125
4.2.7.1.	PRECIPITACIÓN EFECTIVA.....	126
4.2.8.	MODELO PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA.....	127
<b>4.3.</b>	<b>MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS.....</b>	<b>132</b>
4.3.1.	COEFICIENTE DE MANNING.....	132
4.3.2.	CONDICIONES DE CONTORNO DEL MODELO.....	135
4.3.3.	MODELAMIENTO HIDRÁULICO FLUJO NO PERMANENTE..	136
<b>4.4.</b>	<b>CUANTIFICACIÓN DE ÁREAS EN RIESGO DE INUNDACIÓN.....</b>	<b>146</b>
4.4.1.	ÁREAS EN RIESGO DE INUNDACIÓN.....	146
4.4.2.	CUANTIFICACIÓN ECONÓMICA DE ÁREAS AFECTADAS....	154
4.4.2.1.	COSTO ECONÓMICO DE UNA VIVIENDA AFECTADA POR INUNDACIÓN.....	153

4.4.2.2.	COSTO ECONÓMICO POR PÉRDIDAS MATERIALES EN VIVIENDAS AFECTADAS POR INUNDACIONES.....	153
4.4.2.3.	COSTO ECONÓMICO DE ÁREAS AGRÍCOLAS AFECTADAS POR INUNDACIÓN.....	154
4.4.2.4.	COSTO ECONÓMICO DE INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA AFECTADA POR INUNDACIÓN.....	155
4.4.2.5.	COSTO DE REHABILITACIÓN DE RED DE ALCANTARILLADO.....	156
4.4.2.6.	COSTO DE REHABILITACIÓN DE VÍAS DE ACCESO AFECTADAS POR INUNDACIÓN.....	156
4.4.3.	CUANTIFICACIÓN ECONÓMICA TOTAL DE ÁREAS AFECTADAS POR INUNDACIONES EN EL CP NARANJITOS...	157
<b>4.5.</b>	<b>PROPUESTA DE MITIGACIÓN PARA INUNDACIONES.....</b>	<b>158</b>
4.5.1.	CUANTIFICACIÓN ECONÓMICA DE PROPUESTA DE PREVENCIÓN DE INUNDACIONES.....	161
	<b>CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>163</b>
5.1.	CONCLUSIONES.....	163
5.2.	RECOMENDACIONES.....	166
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	168
	ANEXOS.....	175

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Clasificación de cuencas por superficie.....	12
Tabla 2:	Formas de la Cuenca en relación al coeficiente de compacidad.....	14
Tabla 3:	Valores interpretativos del factor de forma.....	14
Tabla 4:	Clasificación de la cuenca por pendiente.....	19
Tabla 5:	Clases de valores de masividad.....	19
Tabla 6:	Valores de Período de Retorno T (Años).....	27
Tabla 7:	Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	28
Tabla 8:	Parámetros de la ecuación Bell.....	37
Tabla 9:	Ecuaciones comunes para determinar el tiempo de concentración.....	39
Tabla 10:	Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas en el método SCS.....	43
Tabla 11:	Número de curva para áreas urbanas, $I_a = 0.2S$ .....	46
Tabla 12:	Número de curva para tierras agrícolas cultivadas, $I_a = 0.2S$ .....	47
Tabla 13:	Número de curva para otras tierras agrícolas, $I_a = 0.2S$ .....	48
Tabla 14:	Número de curva para pastizales áridos y semiáridos, $I_a = 0.2S$ .....	48
Tabla 15:	Valores de los parámetros de Snyder calculados por calibración con el modelo HEC-1.....	53
Tabla 16:	Valores de coeficientes de rugosidad “ $\eta$ ” de Manning.....	60
Tabla 17:	Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante Cowan..	61
Tabla 18:	Coefficientes de Contracción y Expansión.....	62
Tabla 19:	Coordenadas UTM de BMs existentes.....	73
Tabla 20:	Estaciones meteorológicas de la cuenca Utcubamba.....	75
Tabla 21:	Precipitaciones para duración de 1 hora y período de retorno de 10 años.....	86
Tabla 22:	Cartas Nacionales que conforman la Cuenca Utcubamba.....	104
Tabla 23:	Análisis de saltos de las precipitaciones mensuales.....	117
Tabla 24:	Distribuciones con mejor ajuste para cada estación.....	118
Tabla 25:	Precipitación máxima 24 horas para diversos períodos de retorno.....	118
Tabla 26:	Precipitación máxima corregida por intervalo de observación para período de retorno de 100 y 200 años.....	119
Tabla 27:	Lluvias máximas (mm), para duraciones < 120 minutos.....	122
Tabla 28:	Intensidades máximas (mm/hora).....	122
Tabla 29:	Resultado del Análisis de Regresión Lineal Múltiple.....	123
Tabla 30:	Intensidades máximas (mm/h).- Cuenca Utcubamba.....	124
Tabla 31:	Método del Bloque Alternativo – Cálculo del hietograma de diseño, T= 200 años.....	125
Tabla 32:	Precipitación efectiva para período de retorno de 200 años.....	127
Tabla 33:	Tiempo de concentración diversos métodos.....	128

Tabla 34:	Caudal de máximas avenidas para un tiempo de retorno de 200 años..	130
Tabla 35:	Hidrograma Unitario Escorrentía Directa para T= 200 años.....	131
Tabla 36:	Coeficiente de Manning de Planicie de inundación margen Izquierda.	133
Tabla 37:	Coeficientes de Manning planicie de inundación margen derecha.....	133
Tabla 38:	Coeficiente de Manning para el cauce principal del rio.....	135
Tabla 39:	Condiciones de Contorno para el modelamiento hidráulico.....	135
Tabla 40:	Áreas en riesgo de inundación, margen izquierda.....	146
Tabla 41:	Áreas en riesgo de inundación, margen derecha.....	152
Tabla 42:	Resumen de áreas en riesgo de inundación.....	153
Tabla 43:	Caracterización de los bienes de una vivienda en riesgo de inundación.....	154
Tabla 44:	Rendimiento y costo de arroz en cascara en el 2016.....	155
Tabla 45:	Costos de infraestructura a precios de mercado. Módulos sistémicos diseñados por OINFE en áreas urbanas de costa (incluye gastos generales, utilidad e IGV).....	155
Tabla 46:	Costos para proyectos de saneamiento.....	156
Tabla 47:	Costos para proyectos de caminos vecinales y departamentales, Superficie Afirmada (AF). Comprende trabajos de rehabilitación a nivel de afirmado con material seleccionado de cantera.....	156
Tabla 48:	Costos económicos de viviendas afectadas.....	157
Tabla 49:	Costo económico por pérdidas materiales en viviendas afectadas por inundaciones.....	157
Tabla 50:	Costo económico de áreas agrícolas afectadas por inundación.....	157
Tabla 51:	Costo económico de la infraestructura Educativa afectada por inundación.....	157
Tabla 52:	Costo económico de rehabilitación de red de alcantarillado.....	157
Tabla 53:	Costo económico de Rehabilitación de vías de acceso afectadas por inundación.....	158
Tabla 54:	Costos económicos totales de áreas afectadas por inundación.....	158
Tabla 55:	Resumen de longitud de estructuras de mitigación de inundaciones...	160
Tabla 56:	Longitud de estructuras propuestas para mitigar las inundaciones CP Naranjitos.....	161
Tabla 57:	Costo por m de estructuras ejecutadas en Proyecto de defensas ribereñas de Churuja.....	161
Tabla 58:	Costo Total de estructuras para mitigación de inundaciones CP Naranjitos.....	162



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1:	Curvas Hipsométricas, características del ciclo erosivo, y tipo de cuenca.....	16
Figura 2:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Chachapoyas.....	23
Figura 3:	Esquema del modelo conceptual del CN.....	41
Figura 4:	Hidrograma Unitario de Snyder estándar (tp = 5.5tr); b) Hidrograma Unitario requerido (tp= 5.5tr).....	52
Figura 5:	Coordenadas del Hidrograma Unitario Sintético Snyder.....	52
Figura 6:	Esquema de un sistema hidrológico agregado.....	55
Figura 7:	Tramo de un cauce para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venat.....	57
Figura 8:	Mapa de Ubicación de la cuenca Utcubamba.....	68
Figura 9:	Mapa político del Perú.....	69
Figura 10:	Mapa político región Amazonas – Provincia Utcubamba.....	70
Figura 11:	Mapa Demarcación hidrográfica de la cuenca Utcubamba.....	71
Figura 12:	Red Vial del Área de Estudio.....	72
Figura 13:	Levantamiento topográfico de la zona de estudio.....	74
Figura 14:	Mapa de estaciones meteorológicas.....	76
Figura 15:	Cartas Nacionales que conforman la cuenca hidrográfica Utcubamba..	77
Figura 16:	Software ARCGIS, procesamiento de orden de los cauces de la cuenca Utcubamba.....	81
Figura 17:	Software HidroEsta, Análisis de distribuciones, y precipitación de diseño.....	84
Figura 18:	Mapa de Usos de suelo Departamento de Amazonas, zona cuenca Utcubamba.....	90
Figura 19:	Características geográficas de la cuenca alta del Utcubamba.....	91
Figura 20:	Mapa de suelos del Perú.....	93
Figura 21:	Modelo digital del terreno en formato vectorial TIN, CP. Naranjitos...	96
Figura 22:	Elaboración de secciones transversales en el modelo HEC-GEORAS..	97
Figura 23:	Geometría del río Utcubamba, HEC-RAS.....	98
Figura 24:	Tabla de Edición de los coeficientes de Manning, HEC-RAS.....	99
Figura 25:	Delimitación de la Cuenca Hidrográfica Utcubamba.....	106
Figura 26:	Curva Hipsométrica de la Cuenca Utcubamba.....	108
Figura 27:	Rectángulo Equivalente de la Cuenca Utcubamba.....	109
Figura 28:	Longitud de registro histórico de información pluviométrica mensual disponible.....	111
Figura 29:	Longitud de registro histórico de información pluviométrica máxima en 24 horas disponible.....	112
Figura 30:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Jumbilla.....	112

Figura 31:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Pomacochas.....	113
Figura 32:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Rodríguez de Mendoza.....	113
Figura 33:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Chachapoyas.....	113
Figura 34:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Leimebamba.....	114
Figura 35:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Celendín.....	114
Figura 36:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Jazan.....	114
Figura 37:	Hidrograma de precipitación total mensual estación Magunchal.....	114
Figura 38:	Diagrama de doble masa de las precipitaciones anuales.....	116
Figura 39:	Mapa de Isoyetas de precipitación para T= 100 Años.....	120
Figura 40:	Mapa de Isoyetas de precipitación para T= 200 Años.....	121
Figura 41:	Gráfico de curvas IDF, Cuenca Utcubamba.....	124
Figura 42:	Hietograma de diseño, T: 200 años.....	125
Figura 43:	Hietograma de precipitación Neta y efectiva, período de retorno de 200 años.....	127
Figura 44:	Hidrograma unitario sintético de Snyder para la cuenca Utcubamba....	130
Figura 45:	Hidrograma de Escorrentía Directa con un período de retorno de 200 Años.....	132
Figura 46:	Planicies de inundación margen izquierda, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.....	133
Figura 47:	Planicies de inundación margen derecha, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.....	134
Figura 48:	Cauce del río, sector Naranjitos, aguas arriba y aguas abajo del tramo en estudio.....	136
Figura 49:	Parámetros y tolerancias de cálculo.....	137
Figura 50:	Perfil de flujo variado no permanente a lo largo del tramo, para TR= 200 años .....	138
Figura 51:	Vista en perspectiva de la simulación del río para un flujo variado no permanente, Tr=200 años.....	139
Figura 52:	Sección transversal del Río Utcubamba, CP Naranjitos, progresiva 0+440 km, para un flujo variado no permanente, TR= 200 años.....	140
Figura 53:	Rellenos indiscriminados en el cauce, donde se cimentan edificaciones e incrementan el riesgo.....	140
Figura 54:	Zona en riesgo de inundación, accesos y viviendas de material de adobe en la margen izquierda.....	141
Figura 55:	Viviendas y accesos en riesgo de inundación, margen izquierda.....	141
Figura 56:	Aulas Institución Educativa en riesgo de inundación.....	142
Figura 57:	Institución Educativa en riesgo de inundación.....	142
Figura 58:	Viviendas en riesgo de inundación margen derecha aguas abajo.....	143

Figura 59:	Zona en riesgo de inundación margen derecha aguas abajo.....	143
Figura 60:	Áreas agrícolas margen derecha del río, afectadas por una posible inundación.....	144
Figura 61:	Áreas agrícolas aguas arriba en riesgo de inundación, margen derecha del río.....	144
Figura 62:	Mapa de inundaciones, flujo variado no permanente, TR= 200 años....	145
Figura 63:	Viviendas margen izquierda en riesgo de inundación y colapso, construcción en rellenos.....	147
Figura 64:	Viviendas margen izquierda vulnerable a inundación, zona para ejecutar encimado de gaviones.....	147
Figura 65:	Viviendas y accesos margen Aguas abajo en riesgo de inundación, viviendas de material de adobe.....	148
Figura 66:	Viviendas construidas en la ribera del río, aguas abajo en riesgo de inundación, propuesta de construcción de muros de concreto armado...	148
Figura 67:	Viviendas construidas en la ribera del río sobre rellenos con materiales de construcción.....	149
Figura 68:	Viviendas construidas en la ribera del río sobre rellenos con materiales de construcción.....	149
Figura 69:	Canal de tierra que abastece con agua aproximadamente a 17 ha, afectados por la inundación.....	150
Figura 70:	Institución educativa afectada por la inundación, construida sobre terrenos agrícolas.....	150
Figura 71:	Áreas agrícolas afectadas por el desabastecimiento de agua por colapso del canal.....	151
Figura 72:	Vista aérea de áreas agrícolas afectadas por el desabastecimiento de agua.....	151
Figura 73:	Acceso en la margen derecha afectados por inundaciones aguas abajo.	152
Figura 74:	Áreas agrícolas afectadas por la inundación aguas arriba en la margen derecha.....	152
Figura 75:	Propuesta de Mitigación de inundaciones.....	160

## ÍNDICE DE ANEXOS

- ANEXO 01: INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA
- ANEXO 02: PRESUPUESTO VIVIENDA ADOBE - PROPUESTA CARE
- ANEXO 03: ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD POR ESTACIONES POR ESTACIONES
- ANEXO 04: MAPA DE UBICACIÓN DE LA CUENCA UTCUBAMBA
- ANEXO 05: PLANO TOPOGRÁFICO DE LA ZONA DE ESTUDIO
- ANEXO 06: MAPA DE INUNDACIONES PARA FLUJO VARIADO NO PERMANENTE
- ANEXO 07: PLANOS DE SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO – RESULTADOS MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS
- ANEXO 08: MAPAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA DEL UTCUBAMBA

## RESUMEN

Las inundaciones por desbordamiento de los ríos constituyen un fenómeno hidrológico de mayor impacto en la sociedad, recurrente año tras año, que genera problemas de erosión, sedimentación e inundación de zonas rurales asentadas en las riberas de los ríos, tal como sucede en el Centro Poblado Naranjitos, que año tras año está expuesta a estos fenómenos, sin tener un plan de prevención y mitigación, sin conocer las zonas vulnerables a inundaciones, haciendo que esto se torne en un problema latente. Es por ello que el principal objetivo de este estudio fue identificar y cuantificar estas áreas vulnerables a inundaciones, efectuando un modelamiento hidrológico, mediante un modelo precipitación-escorrentía, basado en el hidrograma unitario sintético de Snyder, para un período de retorno de 200 años; y un modelamiento hidráulico del río Utcubamba en un tramo de 890.00 m, a lo largo del Centro Poblado Naranjitos, con el apoyo del Software HEC-RAS 5.0.3, para flujo no permanente en cauces naturales; determinando los caudales de máximas avenidas, los niveles de agua alcanzados por el río y delimitando las planicies de inundación. Se elaboró mapas de inundaciones, a través de los cuales se dedujo que las áreas altamente vulnerables a inundaciones son las ubicadas en la margen izquierda del río, con presencia de viviendas construidas precariamente, donde el tirante de inundación alcanza 1.50 m, el río en esta zona se desborda prácticamente en todas las secciones. La inundación afecta a un promedio de 372 habitantes, 62 viviendas, 360.44 m de accesos, 18.59 ha de áreas agrícolas, una institución educativa que abarca la mayor parte de la población estudiantil de la zona, y la red de alcantarillado. La valorización aproximada de los daños económicos asciende a S/. 4' 510,912.15, pérdidas económicas cuantiosas, que hacen factible y de suma urgencia ejecutar medidas preventivas. La propuesta planteada para mitigar estos fenómenos son, construcción de 255.00 m de muros de contención de concreto armado en la margen izquierda, de una altura de 10.50 m aproximadamente, 105.00 m de encimado de gaviones tipo caja de dos cuerpos de 1.00 m de altura, y 130.00 m de enrocado de protección en la margen derecha, con un costo aproximado de S/. 7' 000,000.00.

**Palabras clave:** Inundación, Máximas Avenidas, HEC-RAS, Escorrentía, Hidrograma.

**Inundación.-** Incremento del nivel de la superficie libre del agua de los ríos, la cual penetra hacia sitios en donde usualmente no la hay, generando daños en la población, la agricultura, etc.

**Máximas Avenidas.-** Elevación rápida y habitualmente breve del nivel de las aguas en un río o arroyo hasta un nivel máximo, desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad.

**HEC-RAS.-** Modelo hidráulico unidimensional permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales, para determinar el nivel del agua, analizando la inundabilidad y determinando las zonas inundables, mediante un análisis de flujo permanente y no permanente unidimensional.

**Escorrentía.-** Parte de la precipitación caída sobre una superficie, que no se infiltra y discurre sobre la superficie del suelo hacia un cauce fluvial.

**Hidrograma.-** Representación gráfica que muestra la tasa de flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente.

## ABSTRACT

The Floods due to overflow of rivers are a hydrological phenomenon with greater impact on society, recurring year after year, which generates problems of erosion, sedimentation and flooding of rural areas settled on the banks of rivers, as in the Town Center Naranjitos, which year after year is exposed to these phenomena, without having a prevention and mitigation plan, without knowing the areas vulnerable to flooding, causing this to become a latent problem. That is why the main objective of this study was to identify and quantify these areas vulnerable to flooding, carrying out a hydrological modeling, using a precipitation-runoff model, based on Snyder's synthetic unit hydrograph, for a return period of 200 years; and a hydraulic modeling of the Utcubamba River in a section of 890.00 m, along the Naranjitos Village Center, with the support of Software HEC-RAS 5.0.3, for non-permanent flow in natural channels; determining the flow of maximum floods, the water levels reached by the river and delimiting the floodplains. Flood maps were drawn up, through which it was deduced that the areas highly vulnerable to flooding are those located on the left bank of the river, with the presence of precariously built homes, where the flood line reaches 1.50 m, the river in this Zone overflows practically in all sections. The flood affects an average of 372 inhabitants, 62 houses, 360.44 m of access, 18.59 ha of agricultural areas, an educational institution that covers most of the student population of the area, and the sewerage network. The approximate valuation of the economic damages amounts to S/. 4' 510,912.15, substantial economic losses, which make feasible and of extreme urgency to execute preventive measures. The proposal put forward to mitigate these phenomena is the construction of 255.00 m reinforced concrete retaining walls on the left bank, of a height of approximately 10.50 m, 105.00 m of box-type gabions with two bodies of 1.00 m height, and 130.00 m of protection castling on the right bank, with an approximate cost of S/. 7' 000,000.00.

**Key words:** Flood, Maximum Avenues, HEC-RAS, Runoff, Hydrograph.

**Flood.-** Increasing the level of the free surface of river water, which penetrates to places where there is usually no, causing damage to the population, agriculture, etc.

**Maximum Avenues.-** Rapid and usually brief elevation of the water level in a river or stream to a maximum level, from which the level descends at a slower speed.

**HEC-RAS.-** One-dimensional hydraulic model allows to simulate flows in natural channels or artificial channels, to determine the water level, analyzing the flooding and determining the flood zones, through a one-dimensional permanent and non-permanent flow analysis.

**Runoff.-** Part of the precipitation falling on a surface, which does not infiltrate and runs on the surface of the ground to a riverbed.

**Hydrograph.-** Graphical representation showing the flow rate as a function of time at a given location of the current.



# CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

## 1.1. PROBLEMA.

Los desastres son un problema natural que se presenta en la mayoría de nuestras regiones, como consecuencia de situaciones climatológicas y diferentes condiciones de exposición al riesgo. La presencia de precipitaciones intensas de corto tiempo vinculadas con la dinámica del proceso de ocupación urbana, favorecen el riesgo de desastres por inundaciones, erosión y acumulación de materiales de arrastre, en consecuencia grandes pérdidas materiales y muchas veces pérdidas humanas.

En los últimos meses en el interior de nuestro país se presentaron desastres naturales por inundaciones, causadas por el desbordamiento de los ríos, como consecuencia de lluvias torrenciales, causando grandes perjuicios. Diferentes factores climáticos y eventos hidrometeorológicos provocaron estas inundaciones, pero la sociedad incrementa su vulnerabilidad al construir en zonas de inundación y cauces de los ríos, realizar vertimientos indiscriminado a los cauces, rellenar las redes de drenaje naturales, realizar construcciones que se convierten en diques y obstaculizan el escurrimiento, entre otras; provocando junto al aumento de la intensidad y la frecuencia de los fenómenos hidrometeorológicos, que las inundaciones sean uno de los fenómenos que más daño están causando a la población en nuestro país.

En la cuenca del río Utcubamba se presentan intensas lluvias durante los meses de diciembre a abril, combinadas con los elementos físico-geográficos de la cuenca como la permeabilidad del suelo y su degradación, el relieve, la vegetación y en sentido general el uso del suelo, están provocando inundaciones al aumentar el escurrimiento superficial de la cuenca. El transporte de un enorme caudal produce desbordamiento del río, perjudicando zonas rurales y áreas agrícolas; una de estas zonas es la localidad de Naranjitos, ubicada en un tramo del río Utcubamba, que carece de un adecuado sistema de protección y control de inundaciones, sin conocer las zonas vulnerables a inundaciones, lo que hace que en tiempos de crecidas del río, se torne en un peligro latente para la seguridad de vidas humanas, viviendas, vías de comunicación, infraestructura pública y áreas agrícolas.

De esto se concluye que el principal problema a resolver responde a la siguiente interrogante: ¿Qué áreas bajas del centro poblado Naranjitos, están vulnerables a inundaciones por desbordamiento del río Utcubamba ante avenidas?.

Siendo el objetivo principal de este estudio determinar estas zonas bajas del Centro Poblado Naranjitos vulnerables a inundaciones ante avenidas del río Utcubamba, para lo cual se ha efectuado una simulación hidrológica e hidráulica del río en este tramo para un período de retorno de 200 años, determinando los caudales de avenidas, los niveles y planicies de inundación alcanzados por el río.

Para determinar los caudales de avenidas se ha aplicado técnicas de cálculo hidrometeorológico de avenidas, basado en la simulación de un modelo precipitación-escorrentía a partir de datos de lluvia máximas anuales en 24 horas, caídas sobre la cuenca, y las características geomorfológicas de la misma.

La simulación hidráulica del evento de crecidas se desarrolló mediante el software HEC-RAS, utilizado para modelar los factores hidráulicos. La simulación busca representar un evento real de la mejor forma, que nos permita identificar que zonas o áreas estarán afectadas por las avenidas máximas. En este estudio se desarrolló un modelo hidráulico para un flujo variado no permanente presente en cauces naturales, determinando los niveles de agua alcanzados por el río y delimitando las planicies de inundación. Con esta información básica se elaboró mapas de inundaciones, se identificó y cuantifico las áreas vulnerables a inundaciones. Durante el desarrollo del modelo hidráulico fue necesario determinar los diversos factores que logran su estabilidad y la obtención de resultados precisos.

De lo señalado, al identificar las zonas vulnerables a inundaciones, se podrá alertar a las autoridades a fin de que estas puedan enfrentar el riesgo de desastre, mismos que puedan contribuir con estrategias en la mitigación o preparación de escenarios propicios para futuras inundaciones. En el estudio se propuso algunas alternativas de solución para mitigar la magnitud de estos fenómenos.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La cuenca Utcubamba como en la mayoría de las cuencas del Perú, está sufriendo cambios en su estructura morfológica, generalmente por la actividad agrícola, el cambio del uso del suelo y los asentamientos humanos, produciendo degradación y deforestación en gran parte de la cuenca. Esto está trayendo consigo cambios en el comportamiento del escurrimiento en la cuenca, producto de las intensas tormentas que se presentan entre los meses de Diciembre a Abril, generando aumento del escurrimiento, erosión en la cuenca alta y sedimentación en la parte baja del cauce del río Utcubamba. Esto genera problemas de desbordamientos del río, inundando las zonas rurales asentadas en sus riberas, tal como sucede en el centro poblado Naranjitos, que año tras año está expuesta a estos riesgos, sin tener un plan de prevención y mitigación de estos fenómenos, sin conocer las zonas altamente vulnerables a inundaciones, haciendo que esto se torne un problema latente.

No existen estudios hidrológicos e hidráulicos efectuados con anterioridad en el Centro poblado Naranjitos con fines de prevención de inundaciones, salvo investigaciones realizadas en sectores aledaños, siendo estos estudios escasos, es por ello que en una región como la cuenca Utcubamba, donde la distribución de estaciones hidrométricas y meteorológicas es deficiente, los métodos indirectos de estimación de parámetros climáticos e hidrológicos, cobran relevancia al permitir conocer y modelar la dinámica hidrológica de un área.

De acuerdo a lo señalado anteriormente, en este estudio fue necesario efectuar un modelamiento hidrológico mediante modelos precipitación-escorrentía, y un modelamiento hidráulico del Río Utcubamba a la altura del centro poblado Naranjitos, donde se determinó los hidrogramas de avenidas, los niveles de inundación alcanzados por el río ante una avenida para un período de retorno de 200 años, información base que nos permitió elaborar mapas de inundaciones, para así efectuar la identificación y cuantificación de viviendas, áreas agrícolas, vías de acceso e infraestructura pública que están vulnerables a inundación.

El modelamiento hidráulico del cauce se efectuó asumiendo un flujo variado no permanente, puesto que el movimiento del agua en la naturaleza presenta normalmente una variación del caudal, la velocidad y profundidad con el tiempo y espacio, particularmente en los episodios de avenidas que son objeto de estudio. Por ello, el tipo general de movimiento que mejor describe el proceso distribuido de los ríos es el flujo variado no permanente.

En corrientes naturales, la presencia del flujo uniforme permanente es raro, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme, este concepto de flujo es generalmente teórico, donde se asume que las variables hidráulicas permanecen constantes con el tiempo. Los resultados del flujo permanente son muy holgados respecto a los del flujo variado, sobre-presentan la realidad, lo que conduce a apreciaciones erróneas de las inundaciones.

En base al modelamiento hidráulico se propuso algunas alternativas de solución, propuestas descriptivas de medidas estructurales que aceleren el escurrimiento y eviten el desbordamiento del río.

Identificado y cuantificado las zonas vulnerables a inundación, se alertará a las autoridades de la jurisdicción para que tomen las acciones correspondientes, y puedan elaborar programas de prevención y mitigación para estos fenómenos, a fin de prevenir futuros desastres en estas zonas, e informar a la población sobre los riesgos en que se encuentran y por ende ponerles en alerta; para que ellos mismos soliciten el apoyo correspondiente a las autoridades locales, regionales y nacionales.

### **1.3. ALCANCE O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

Este estudio contempla efectuar un modelamiento hidrológico, basado en el modelo precipitación–escorrentía, mediante el hidrograma unitario sintético de Snyder, y un modelamiento hidráulico del río Utcubamba en un tramo de 890.00 m, a lo largo del Centro Poblado Naranjitos, mediante el modelo hidráulico HEC-RAS para flujo no permanente en cauces naturales, con el fin de efectuar mapas de inundaciones, identificar y cuantificar las zonas vulnerables a inundaciones por desbordamiento del río Utcubamba producto de avenidas.

## **1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **a. OBJETIVO GENERAL**

Identificar y cuantificar las áreas bajas del centro poblado Naranjitos, vulnerables a inundaciones, ocasionadas por avenidas del río Utcubamba.

### **b. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Recopilación y procesamiento de información cartográfica y topográfica.
- Realizar un modelamiento hidrológico, con el fin de determinar los hidrogramas de avenidas máximas, mediante un modelo Precipitación-Escorrentía, basado en los hidrogramas unitarios sintéticos de Snyder.
- Desarrollar el modelamiento hidráulico con el apoyo del Software HEC-RAS 5.0.3, para flujo no permanente en cauces naturales del río Utcubamba, con fines de prevención de inundaciones, en un tramo del río de 890.00 metros en la zona de emplazamiento del Centro Poblado Naranjitos.
- Estimación de los daños económicos causados por las inundaciones, en las áreas bajas del Centro Poblado Naranjitos.
- Elaboración de una propuesta de mejora, con el fin de prevenir y mitigar los daños por inundaciones.

## **CAPITULO II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN**

En la actualidad existen muchos estudios relacionados con las inundaciones y prevención de desastres a nivel internacional; así mismo en el Perú se ha realizado numerosos estudios relacionados con las inundaciones en diversas cuencas, generalmente las cuencas vertientes al pacífico.

#### **2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES**

En Brasil el 2007, se desarrolló un curso relacionado con la Gestión de inundaciones urbanas, curso que se dictó en Brasil y gran parte de países latinoamericanos, el cual contempla una visión integradora de la gestión de las aguas pluviales urbanas, donde se inserta el drenaje urbano y las inundaciones ribereñas de las ciudades. Presenta casos de estudios que ilustran los aspectos de inundación en diversas ciudades de Brasil, Argentina y Centro América, evaluando la complejidad y las alternativas de solución encontradas dentro de estas realidades. (Morelli, 2007).

En México el 2011, la Comisión Nacional Del Agua desarrolló un manual para el control de inundaciones, se presenta el panorama referente a la información necesaria y disponible para la atención de una emergencia por inundaciones, incluyendo información geográfica, meteorológica, hidrológica e hidrométrica. Además incluye estudios necesarios en aquellas zonas detectadas como “inundables”, proporcionando información sobre las magnitudes de las lluvias que se pueden presentar y los escurrimientos asociados, su relación con el entorno ecológico, así como los posibles cambios en el comportamiento del escurrimiento de una cuenca cuando se modifican las características de la misma por efecto de la actividad del hombre. (Comisión Nacional del Agua, 2011).

En el 2005, el Proyecto Binacional desarrolló el Estudio Hidrológico De Caudales Máximos Y Levantamiento De Información Ambiental De La Cuenca Del Río Zarumilla, se realizó un análisis de datos hidrometeorológicos de la estación hidrométrica La Palma, obteniendo información de caudales máximos diarios e información de precipitaciones máximas en 24

horas. Se determinaron caudales para máximas avenidas para diferentes períodos de retorno, determinándose cotas de inundación desde el inicio del canal internacional hasta las ciudades de Huaquillas (Ecuador) y Aguas Verdes (Perú) mediante la aplicación del modelo hidráulico HEC-RAS. Los resultados obtenidos a través de la metodología aplicada sirvieron de base para la elaboración del Mapa de inundaciones por desbordamiento del río Zarumilla en el tramo considerado. (INAMHI, 2005).

En Ecuador el 2011, se realizó un “Estudio hidrológico y balance hídrico de la cuenca alta del río Catamayo hasta la estación el arenal en el sitio el boquerón, provincia de Loja”; determinando caudales del río Catamayo en función de la estadística disponible y analizando su distribución en el tiempo; efectuando el balance hídrico de la Cuenca del Río Catamayo hasta el sitio establecido, se determinó la socavación y sedimentación notoria en la sección de la estación el Arenal. (Juera, 2011).

En Venezuela el 2011, se realizó el estudio “Comportamiento hidráulico de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente ubicado sobre la troncal 7, Municipio Jiménez, Edo. Lara”, desarrollando el análisis del comportamiento hidráulico de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente, bajo los enfoques de flujo permanente y no permanente con fondo fijo. La simulación de la Quebrada Atarigua bajo el análisis del flujo no permanente arrojó un comportamiento donde el perfil del agua se aproximó a un régimen de flujo crítico similar al resultado obtenido para flujo permanente. Los mayores riesgos de socavación según el modelo se presentaron aguas abajo del puente, ya que en esta zona el flujo presenta altas velocidades. (Rincon y Angeles, 2011).

En Chile, se ha desarrollado gran cantidad de estudios hidrológicos, a través del cual se han obtenido curvas IDF para regiones alrededor del país, pertenecientes a la red de estaciones pluviográficas de la Dirección General de Aguas (DGA); obteniendo las expresiones matemáticas que las modelan, y facilitar la lectura de las intensidades, presentando metodologías utilizadas para la elaboración de dichas curvas, así como también la caracterización de las intensidades máximas de precipitación en sentido latitudinal.

### **2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES**

La Autoridad Nacional del Agua ha realizado numerosos estudios en diversas cuencas a nivel nacional, generalmente en las cuencas vertientes del Pacífico, los estudios proporcionan información para el ordenamiento y gestión de los recursos hídricos, contienen aspectos concernientes a la descripción de las características geomorfológicas de la cuenca, climatología, pluviometría, hidrometría, disponibilidad hídrica, modelación y generación de caudales medios mensuales, demandas hídricas, balance hídrico, máximas avenidas y sequías, además se describe la ubicación de las nuevas estaciones hidrométricas alrededor de estas cuencas.

En el 2010, el Ministerio De Agricultura y Autoridad Nacional Del Agua, realizaron un estudio de Máximas Avenidas En Las Cuencas De La Vertiente Del Pacífico - Cuencas De La Costa Norte; en el estudio se realizó un análisis estadístico de los caudales máximos para diferentes períodos de retorno. Para el cálculo de los caudales de avenidas dentro de la cuenca (subcuencas) se aplicaron la metodología de un modelo precipitación-escorrentía en HEC-HMS y GeoHMS, permitiéndonos conocer el caudal en todas las subcuencas. Del estudio se dedujo que los caudales máximos estimados por métodos estadísticos, al depender de la información existente, pueden arrojar resultados muchas veces subestimados. Los modelos hidrológicos permiten mejorar la aproximación de los valores máximos y además se puede contar con el hidrograma completo de avenidas. (Ramos, 2010).

Ese mismo año, el Ministerio De Agricultura y Autoridad Nacional Del Agua, realizó otro estudio de Máximas Avenidas En Las Cuencas De La Zona Centro De La Vertiente Del Pacífico, cuyo objetivo fue describir, evaluar y cuantificar los procesos hidrológicos en períodos de avenidas en las cuencas de la vertiente del Pacífico en la Zona Centro del país, información que permitió plantear programas de prevención y mitigación para estos fenómenos. Con resultados que muestran una dispersión bastante alta entre los caudales máximos estimados tanto a nivel de valle como en la cuenca alta, la dispersión aumenta cuando mayor es el período de retorno. (Apacla, 2010).



Los estudios recopilados cerca de la zona de Análisis, fue:

- Estudio Definitivo de Ingeniería para la Rehabilitación de la Carretera Ingenio – Chachapoyas (Km. 0+000 – Km. 52+000); realizado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en el año 2001, obteniendo como resultado que el proceso erosivo del río Utcubamba se ha producido mayormente en los sectores en curva donde la acción del flujo ha seguido los patrones típicos de socavación en la margen externa del cauce; considerando las condiciones hidráulicas de este río, se recomendó la protección de las riberas mediante muros de enrocados o de concreto protegido con geotextil y tuberías de sub drenaje en obras de concreto.
- Estudio Hidrológico y de Hidráulica Fluvial con Fines de Cimentación del Puente Tingo, Carretera Dv. Olmos – Corral Quemado – Pedro Ruiz. Km. 279+065, Departamento de Amazona, Universidad Nacional de Ingeniería, 2005.
- Mejoramiento del servicio de protección y control de inundaciones en la zona urbana de la localidad de Churuja, Distrito de Churuja, Provincia de Bongará y Región Amazonas, cuyo objetivo fue realizar un estudio hidrológico de la cuenca alta del Utcubamba para el diseño y construcción de un sistema de defensa ribereña en la zona rural de Churuja.

En general los estudios recopilados contienen aspectos relacionados a la hidrología dentro del ámbito de la cuenca del río Utcubamba, donde el aspecto más importante ha sido obtener de estos estudios el inventario de estaciones pluviométricas diseminadas en la cuenca, esta información valiosa incluye los registros históricos del parámetro precipitaciones máximas en 24 horas de dichas estaciones.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA**

#### **2.2.1.1. CARTOGRAFÍA**

La cartografía, es una disciplina técnica ligada a la geografía, es capaz de representar en mapas la distribución espacial de los recursos naturales en territorios y tiempos específicos. La cartografía de los recursos naturales ha estado estrechamente ligada al desarrollo de las tecnologías de prospección e inventario mediante la percepción remota (o teledetección) y de posicionamiento global satelital. Ambas permiten a los especialistas detectar, localizar y representar de manera eficiente y con alto grado de exactitud los recursos naturales en sentido amplio. (Gutiérrez, 2003; Comisión Nacional del Agua, México, 2011).

#### **2.2.1.2. SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA**

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG), cartografía digital y sus diversos productos, son herramientas de uso común en todos los ámbitos y, en particular en la administración de los recursos naturales, como los hídricos. La información aparece georreferenciada, incluye su posición en el espacio utilizando un sistema de coordenadas estandarizado resultado de una proyección cartográfica (generalmente UTM). (Comisión Nacional del Agua, México, 2011).

### **2.2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO**

#### **2.2.2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA**

La cuenca hidrográfica de un río hasta un punto específico, es la superficie terrestre donde las aguas caídas por precipitación tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia ese punto del río, aunque las aguas preceden inicialmente de las lluvias, esas aguas afluentes son tanto las que discurren superficialmente como aquellas que después de una trayectoria subterránea emergen y se incorporan al flujo superficial antes del punto de control. (Aparicio, 1992; Chávez, 1994; Vásquez, 2000; Villón, 2011).

#### **a. ELEMENTOS DE LA CUENCA**

- Divisoria de aguas.- La divisoria de aguas o divortium aquarum línea imaginaria que delimita la cuenca hidrográfica. Otro término utilizado para esta línea se denomina parteaguas.
- El río principal.- Curso con mayor caudal de agua (medio o máximo) o bien con mayor longitud o mayor área de drenaje.
- Los afluentes.- Ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub-cuenca.
- El relieve de la cuenca.- Consta de los valles principales y secundarios.

#### **b. TIPOS DE CUENCAS**

- Exorreicas.- Drenan sus aguas a un sistema mayor de drenaje o al mar.
- Endorreicas.- Sus aguas drenan hacia lagos, lagunas o salares que no tienen comunicación fluvial al mar.
- Arreicas.- Las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje.

#### **2.2.2.2. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA**

Los parámetros geomorfológicos intentan describir las características de una cuenca en cuanto a su forma y el comportamiento hidrológico de esta unidad de territorio, determinar la influencia que tiene esta respecto a las precipitaciones, condicionando el volumen de escurrimiento y la velocidad de respuesta. (Gámez, 2009; Rodríguez, 2009; Sivisaca, 2011).

Las características de una cuenca se definen por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se establecerán tres tipos de parámetros geomorfológicos:

- Parámetros de forma
- Parámetros de relieve
- Parámetros relativos a la red hidrográfica.

### 2.2.2.2.1. PARÁMETROS DE FORMA

#### a. Tamaño de la cuenca.

El tamaño de la cuenca se determina por la superficie comprendida dentro del límite o divisoria de aguas; esta influye en el potencial del volumen de escorrentía, proporcionado por la tormenta que cubre el área completa. El área de la cuenca es el elemento básico para el cálculo de las otras características físicas, se expresa en km<sup>2</sup>. (Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011).

**Tabla 1: Clasificación de cuencas por superficie.**

Tamaño de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Descripción
Menos de 25	Muy Pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia pequeña
500 a 2500	Intermedia grande
2500 a 5000	Grande
5000 a mas	Muy Grande

Fuente: Viramontes-Olivas et al. (2007).

#### b. Perímetro (P).

El perímetro de la cuenca (P), está definido por la longitud de la línea de división de aguas y que se conoce como el “parte aguas o Divortium Acuarium”, la unidad de medida es en km. El perímetro es de importancia porque junto con el área se describe aproximadamente la forma de la cuenca. (Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011).

**c. Longitud del río principal (L).**

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta un punto fijo de interés, expresado en unidades de longitud. (Breña y Jacobo, 2006; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011).

**d. Ancho promedio de la cuenca.**

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

$$A_p = \frac{A}{L} \quad (1)$$

$A_p$  : Ancho promedio de la cuenca (km).

$A$  : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

$L$  : Longitud del cauce principal (km).

**e. Índice de compacidad (coeficiente de Gravelius).**

Constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área es igual a la de un círculo, equivalente al área de la cuenca en estudio. Cuanto más cercano a la unidad sea el coeficiente de compacidad la forma de la cuenca se aproxima a la circular, y entre más alejado de ella, más irregular es su forma. Este parámetro describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración del sistema hidrológico. (Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; ALA CHRL, 2010; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011).

$$C_g = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2)$$

$C_g$  : Coeficiente de Gravelius.

$P$  : Perímetro de la cuenca en Km.

$A$  : Superficie de la cuenca en Km<sup>2</sup>.

**Tabla 2: Formas de la Cuenca en relación al coeficiente de compacidad.**

Índice Cg	Forma de la cuenca	Características de la Cuenca
1.00 - 1.25	Compacta o redonda a oval redonda.	Cuenca torrencial peligrosa.
1.26 - 1.50	Oval redonda a oval oblonga.	Presenta peligros torrenciales, pero no iguales a la anterior.
1.51 - 1.75	Oval oblonga a rectangular oblonga.	Son las cuencas que tienen menos torrencialidad.

Fuente: Londoño (2001).

#### f. Factor de Forma.

Índice numérico definido por la relación entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de su longitud máxima, medida desde la salida hasta el límite de la cabecera del cauce principal, a lo largo de una línea recta. La forma de la cuenca hidrográfica afecta directamente los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo. (Ray K. Linsley et al., 1977; Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; ALA CHRL, 2010; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; Gaspari et al., 2012).

$$F_f = \frac{A}{L^2} \quad (3)$$

$F_f$  : Factor de forma.

$A$  : Área de la cuenca

$L$  : Longitud de cauce principal de la cuenca.

**Tabla 3: Valores interpretativos del factor de forma.**

Valorizaciones aproximados	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada
0.22 – 0.30	Alargada
0.30 – 0.37	Ligeramente alargada
0.37 – 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 – 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 – 0.80	Ensanchada
0.80 – 1.20	Muy ensanchada
>1.20	Rodeando el desagüe

Fuente: Delgadillo y Moreno (2011).

### **g. Relación de Elongación.**

Coeficiente adimensional entre el diámetro (D) de un círculo que tenga la misma superficie de la cuenca y la longitud máxima (L) de la cuenca. Expresando el diámetro en función del área de la cuenca (A) queda:

$$R_e = 1.1284 * \frac{\sqrt{A}}{L} \quad (4)$$

$R_e$ : Relación de Elongación.

A: Área de la cuenca

L: Longitud de cauce principal de la cuenca.

Si  $R_e$  varía entre 0.60 y 1.00; la cuenca presenta una amplia variedad de climas y geologías.  $R_e$  Está fuertemente correlacionado con el relieve de la cuenca, por lo tanto valores cercanos a la unidad son típicos de regiones con relieve bajo,  $R_e$  que varía de 0.60 a 0.80 está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciadas del terreno. (Campos, 1998; Breña y Jacobo, 2006; ALA CHRL, 2010; Cardona, 2014).

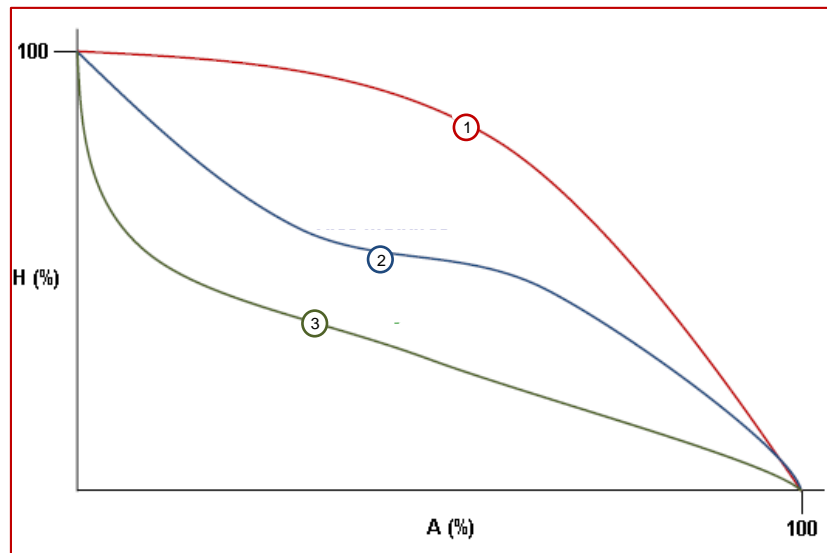
### **2.2.2.2.2. PARÁMETROS DE RELIEVE**

La topografía o relieve de una cuenca tiene una gran influencia sobre la respuesta hidrológica de la cuenca, 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. (Ray K. Linsley et al., 1977; ALA CHRL, 2010; Villón, 2011).

#### **a. Curva hipsométrica.**

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca; las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes. Para su trazo se debe tener en cuenta que sobre la sección de control (altitud mínima de la cuenca), se tiene el cien por ciento de su superficie. Se ubica en el punto más bajo de la cuenca y se calcula a partir de cada curva de nivel, las áreas acumuladas por encima de ellas, ubicando en la ordenada las cotas de las curvas de nivel consideradas. (Ray K. Linsley et al., 1977; ALA CHRL, 2010; Villón, 2011).

En la Figura 1, se muestra los tipos de curvas Hipsométricas, las cuales están relacionadas con las características fisiográficas de la cuenca, según el tipo de curva se puede definir el ciclo erosivo y la etapa evolutiva en que se encuentra la cuenca. (Campos, 1998; Salas-Aguilar et al. 2011; Fernández, 2015; Benítez, 2016).



**Figura 1: Curvas Hipsométricas, características del ciclo erosivo y tipo de cuenca.**

**Fuente: Campos (1998).**

1. Etapa de desequilibrio: Cuenca geológicamente Joven.
2. Etapa de Equilibrio, Cuenca geológicamente madura, cuenca pie de montaña.
3. Cuenca erosionada, Cuenca de valle.

#### **b. Elevación media.**

Tiene influencia fundamental en el régimen hidrológico, principalmente en zonas montañosas donde influye en el escurrimiento y otros elementos que afectan el régimen hidrológico, como el tipo de precipitación, la temperatura, etc. Por otra parte, a alturas mayores, debido al descenso de las temperaturas, se produce una disminución general de la evapotranspiración potencial. (Campos, 1998; Londoño, 2001; Gámez, 2009; ALA CHRL, 2010).

La altitud media de las cuencas se obtiene mediante la relación:



$$E_m = \frac{\sum h_i * A_i}{A} \quad (5)$$

$A_i$ : Áreas comprendidas entre curvas de nivel consecutivas.

$h_i$ : Elevación media del área i, delimitada entre dos curvas de nivel.

$A$ : Área total de la cuenca.

### c. Rectángulo equivalente.

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar la cuenca, en su forma heterogénea, en la forma de un rectángulo, que tiene la misma área e igual índice de compacidad de Gravelius, igual distribución de alturas (curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. (Londoño, 2001; ALA CHRL, 2010; Villón, 2011).

Para el cálculo del rectángulo equivalente se parte del perímetro, del área y del índice de compacidad; se determinan los valores de los dos lados del rectángulo que resultan de las expresiones:

$$L_m = \frac{C_g \sqrt{A}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{C_g} \right)^2} \right) \quad (6)$$

$$l = \frac{C_g \sqrt{A}}{1.12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{C_g} \right)^2} \right) \quad (7)$$

$L_m$  : Longitud del lado mayor del rectángulo.

$l$  : Longitud del lado menor del rectángulo.

$C_g$  : Coeficiente de Gravelius.

$A$  : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

#### d. Índice de pendiente.

El índice de pendiente representa la pendiente promedio de todas las áreas elementales de la cuenca. Con este valor se puede establecer el tipo de granulometría que se encuentra en el cauce. Así mismo es importante para el estudio de la infiltración, recarga de acuíferos y clasificación de cuencas. (Villodas, 2008; Cahuana y Yugar, 2009; Fattorelli y Fernández, 2011).

El índice suele calcularse partiendo del rectángulo equivalente, mediante la expresión:

$$I_p = \sum_{i=2}^n \sqrt{\beta_i(a_i - a_{i-1})} \times \frac{1}{\sqrt{L_m}} \quad (8)$$

$I_p$  : Índice de pendiente

$n$  : Número de curvas de nivel existentes en el rectángulo.

$a_i$  : Cotas de las  $n$  curvas de nivel consideradas.

$\beta_i$  : Fracción de la superficie total de la cuenca, comprendida entre las cotas  $a_i - a_{i-1}$

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_T}$$

$L_m$  : Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente.

#### e. Pendiente media de la cuenca.

Este parámetro está relacionado con el comportamiento hidráulico del drenaje de la cuenca, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas, juega un papel importante en la forma del hidrograma. Su influencia se acopla a la longitud de la corriente. (Gámez, 2009; Fattorelli y Fernández, 2011; Lux Cardona, 2014; Ibáñez et al. 2015).

El valor de la pendiente media permite clasificar el relieve de la cuenca:

**Tabla 4: Clasificación de la cuenca por pendiente.**

Pendiente (%)	Tipo de terreno
0 - 2	Plano
2 - 5	Suave
5 - 10	Accidentado medio
10 - 15	Accidentado
15 - 25	Fuertemente accidentado
25 - 50	Escarpado
>50	Muy escarpado

Fuente: Gámez (2009).

**f. Coeficiente de Fournier o coeficiente de masividad.**

Es un coeficiente relacionado con la erosión en la cuenca, permite diferenciar netamente cuencas de igual altura media y relieve diferente.

$$T = \frac{E_m}{A} \quad (9)$$

$E_m$  : Altura media de la cuenca en m

$A$  : Superficie de la cuenca en Km<sup>2</sup>.

**Tabla 5: Clases de valores de masividad.**

Rangos de T	Clases de masividad
0-35	Muy Montañosa
35-70	Montañosa
70-105	Moderadamente montañosa

Fuente: Fuentes (2004).

**2.2.2.2.3. PARÁMETROS RELATIVOS A LA RED HIDROGRÁFICA.**

**a. Tipo de corriente.**

Las corrientes se pueden clasificar según el tipo de escurrimiento, el cual se relaciona con las características y condiciones climáticas de la cuenca. (Campos, 1992; Gámez, 2009; ALA CHRL 2010).

- *Corrientes efímeras.* - Conducen agua cuando llueve e inmediatamente después, es decir sólo capta escurrimiento o Flujo Superficial.
- *Corrientes intermitentes.* - Conducen agua la mayor parte del tiempo, principalmente en la época de lluvias, se secan en épocas de estiaje.
- *Corrientes perennes.* - Conducen agua todo el tiempo, en épocas de estiaje son abastecidas por las aguas subterráneas.

#### **b. Numero de Orden de un cauce.**

Es el grado de ramificación de la red de drenaje de la cuenca, a mayor número de orden, es mayor el potencial erosivo, mayor el transporte de sedimentos, más rápida será la respuesta de la cuenca frente a una tormenta, evacuando el agua en menos tiempo.

#### **Sistema de Strahler.**

- Todos los cauces serán tributarios, aun cuando las nacientes sean ríos principales.
- El río en este sistema no mantiene el mismo orden en toda su extensión.
- El orden de una cuenca hidrográfica está dado por el número de orden del cauce principal.

Esto implica atribuir mayor orden al río principal, considerando esta designación en toda su longitud, desde la salida de la cuenca hasta sus nacientes.

#### **c. Densidad de drenaje.**

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua (efímeros, intermitentes o perennes de una cuenca) y el área total de la misma (A).

Importante indicador relacionado con la cantidad de precipitaciones, la forma del terreno y el grado de erosión que puede tener la cuenca en función de los factores geológicos, topográficos, de vegetación y de tipo de suelo. (Ray K. Linsley et al., 1977; Londoño, 2001; ALA CHRL, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; Villón, 2011).

$$D_d = \frac{L_t}{A} \quad (\text{Km} / \text{Km}^2) \quad (10)$$

$L_t$ : Suma de longitudes de todos los tributarios (incluye cauce principal) (Km)

$A$ : Área de la cuenca (Km.)

#### **d. Pendiente media del cauce.**

La pendiente del cauce tiene influencia sobre la velocidad de flujo, y en la duración de subida o en la duración total de las avenidas, juega un papel importante en la forma del hidrograma. Indica el aspecto de la variación de algunas características físicas, químicas y biológicas de las aguas. (Londoño, 2001; Breña y Jacobo, 2006; ALA CHRL, 2010).

**Método de los valores extremos.** Para determinar la pendiente media del Cauce ( $S$ ), es necesario conocer la diferencia de nivel entre la cabecera del cauce y su desembocadura ( $\Delta H$ ), o cualquier otro punto o sección considerada, y la longitud de la corriente ( $L$ ).

$$S = \frac{\Delta H}{L} \quad (11)$$

$S$  : Pendiente media del cauce principal (m/m).

$L$  : Longitud del cauce principal (km).

$\Delta H$  : Diferencia de nivel entre la cabecera del cauce y la desembocadura del mismo.

### **2.2.2.3. ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO**

#### **2.2.2.3.1. LA PRECIPITACIÓN**

La precipitación es el elemento meteorológico más importante en una cuenca hidrológica. Es toda forma de humedad emanada de la atmósfera, que se origina en las nubes, y llega hasta la superficie terrestre, dando origen a todas las corrientes superficiales y subterráneas, tales como lluvia, nieve, granizo, rocío, neblina o helada. La precipitación es generada en las nubes, cuando alcanzan un punto de saturación; en este punto las gotas de agua se forman y caen a la tierra por gravedad. (Aparicio, 1992; Rocha, 1993; Chow et al., 1994; Gámez, 2009; Chereque, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011).

La distribución espacial de la precipitación sobre los continentes es muy variada, así existen extensas áreas como los desiertos, donde las precipitaciones son extremadamente escasas menor de 5 mm año y otras muy húmedas donde se pueden alcanzar cantidades alrededor de los 10000 mm año. Una elevación del terreno provoca muy frecuentemente un aumento local de las precipitaciones (Ray K. Linsley et al., 1977, González-Mancillas, et al., 2004).

Las lluvias se pueden identificar según su intensidad (Gámez, 2009; Chereque, 2010), en:

- Lluvia ligera, para tasas de caída de hasta 2.5 mm/h
- Lluvia mediana o moderada, desde 2.5 hasta 7.6 mm/h
- Lluvia intensa o fuerte, por encima de 7.6 mm/h

#### **2.2.2.3.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA**

Consiste en realizar un análisis de la información disponible con métodos gráficos y estadísticos, determinando si dicha información es confiable. Permite detectar, cuantificar, corregir y eliminar los errores sistemáticos de la no homogeneidad e inconsistencia de una serie de datos pluviométricos, generados por causas humanas y/o naturales en las estaciones meteorológicas. (Ponce, 1994; Rodríguez, 2009; Chereque, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011).

La inconsistencia son errores sistemáticos, se presentan como saltos y tendencias, la no homogeneidad es definida como los cambios de datos originales con el tiempo.

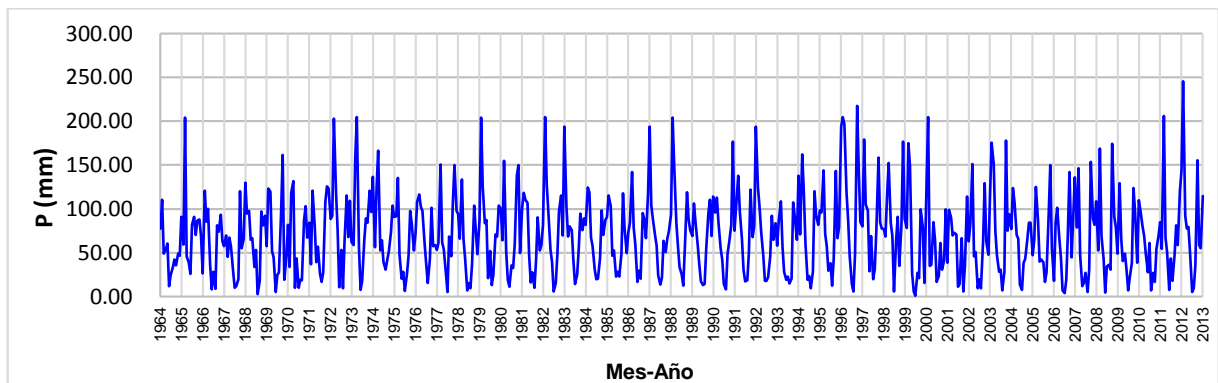
Para determinar la inconsistencia existen muchos métodos, desde estadísticos, gráficos, etc., para este estudio se estudió los siguientes métodos:

- **Método visual de hidrogramas**

En este método se realiza hidrogramas para cada estación con los datos de registros históricos disponibles, ploteando la información pluviométrica a nivel anual y mensual, en las abscisas el tiempo en años, y en las ordenadas los valores mensuales de la información histórica pluviométrica.

Con estos gráficos se analiza visualmente la información, con el fin de comprobar tendencias y cambios en la serie de tiempo, analizando la consistencia que podría existir en la serie histórica, indicar los períodos en los cuales la información es inconsistente, presentando valores muy altos o valores muy bajos, saltos y/o tendencias, los mismos que deberán comprobarse, si son fenómenos naturales que efectivamente han ocurrido, o si son producto de errores sistemáticos. (ALA CHRL, 2010; Castro y Carvajal, 2010; Villón, 2011).

Es considerado como el primer análisis a realizar antes de cualquier análisis confirmatorio (cuantitativo) y más aún, antes de utilizar la información hidroclimatológica para modelos y simulaciones hidrológicas.



**Figura 2: Hidrograma de precipitación total mensual estación Chachapoyas.**

Para determinar el origen de los fenómenos de inconsistencia detectados se puede realizar de las siguientes formas:

- Cuando se tienen estaciones vecinas, se comparan los gráficos de las series históricas, y se observa cuál período varía notoriamente uno con respecto al otro.
- Cuando se tiene una sola estación, ésta se divide en varios períodos y se compara con la información de campo obtenida.
- Cuando se tienen datos de precipitación y escorrentía, se comparan los diagramas, los cuales deben ser similares en su comportamiento.
- La interpretación de estas comparaciones, se efectúa conjuntamente con el análisis doble masa.

- **Análisis de Curva doble masa.**

Este análisis se utiliza para determinar la consistencia del registro pluviométrico de una estación y la confiabilidad de la misma, analizando la consistencia en lo relacionado a errores, que pueden producirse durante la obtención de los datos. El método de la curva doble masa compara la precipitación anual acumulada de una estación, con la precipitación acumulada media para varias estaciones, basándose que esta no es muy sensible a cambios, debido a que los errores se compensan. (Campos, 1998; Gámez, 2009; Rodríguez, 2009; ALA CHRL, 2010; Chereque, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; Villón, 2011).

En el análisis de doble masa, mediante los quiebres que se presentan en los diagramas se determinan los errores producidos por fenómenos naturales o por errores sistemáticos, permitiendo determinar el rango de períodos dudosos y/o confiables para cada estación en estudio. De existir errores estos pueden corregirse utilizando criterios estadísticos. (Villón, 2011).

Si la estación ha sido bien observada, los puntos deberán alinearse en una recta si tener algún quiebre significativo, si existe inconsistencia, entonces la curva mostrará un cambio de pendiente notorio en la recta, ello indicará que la estadística de la estación analizada debe ser corregida. (Campos, 1998; Gámez, 2009; Rodríguez, 2009; ALA CHRL, 2010; Chereque, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; Villón, 2011).

Los registros a corregir serán, por lo general, los más antiguos y se harán en base a los registros más recientes, ya que se considera que los datos de los últimos años son realizados con una mejor técnica que la empleada en sus predecesores.

De acuerdo a Chereque (2010). Al trazar la curva doble masa no se consideran los quiebres que no persisten por más de 5 años, ya que se considera que los quiebres cortos se deben principalmente a la variabilidad inherente a los datos hidrológicos. Sin embargo si el cambio de pendiente es muy acusado puede aceptarse la repetitividad como mínimo de tres puntos. (Campos, 1998).



- **Análisis estadístico**

**Análisis de Saltos consistencia de la media.**

La consistencia en la media se realiza mediante la prueba estadística "t" de Students, para comprobar si los valores medios de las submuestras son estadísticamente iguales o diferentes con una probabilidad del 95% o 5% de nivel de significancia. Si los parámetros de la media de los períodos considerados en el análisis son iguales estadísticamente, entonces no se corrige la información, de lo contrario debe corregirse. (Gázquez y Peña, 2003; Guenni et al., 2008; Rodríguez, 2009; ALA CHRL, 2010; Castro y Carvajal, 2010; Villón, 2011).

Para este análisis se recomienda dividir la serie original en dos partes, de tal forma que se puedan aplicar tests estadísticos de comparación de medias, determinando si vienen de la misma población. La prueba estadística de t student se define por medio de la siguiente ecuación:

$$t_c = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[ \frac{(n_1 - 1) * S_1^2 + (n_2 - 1) * S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} * \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (12)$$

$n_1$  y  $n_2$ : Números de datos en los dos períodos de datos.

$\bar{x}_1$  y  $\bar{x}_2$ : La media de cada período de datos.

$S_1$  y  $S_2$ : Desviación estándar de los períodos.

Si  $|t_c| \leq t_t (95\%) \Rightarrow \bar{x}_1 = \bar{x}_2$ , No necesita realizar corrección en los datos.

Si  $|t_c| \geq t_t (95\%) \Rightarrow \bar{x}_1 \neq \bar{x}_2$ , Se debe corregir los datos del período dudoso.

**2.2.2.3.3. ESTIMACIÓN DE DATOS FALTANTES**

El Perú cuenta con muchas estaciones meteorológicas, con información de precipitación pluvial diaria, muchas veces escasa e incompleta. Ante esto hay la necesidad de realizar la estimación de datos faltantes de precipitaciones, a fin de tener una data completa y consistente.

- **Método de regresión lineal**

Este método es uno de los más utilizados; se utiliza generalmente para la estimación de datos mensuales y anuales. Se establece una regresión y correlación lineal entre la estación incompleta y otras estaciones cercanas, es de gran ayuda para estimar valores faltantes.

$$y = a + bx \quad (13)$$

$y$  : Precipitación estimada.

$x$  : Precipitación de la estación patrón o estación cercana.

$a, b$  : Constantes de la regresión lineal.

Para el uso de este método se debe tener en cuenta el coeficiente de correlación (R), ya que si no existe una correlación buena puede llevar a la generación de información inconsistente, que empeorará la incorporación de datos estadísticos no representativos de la realidad. En términos hidrológicos, se considera aceptable un valor de  $R = \{-0.80, 0.80\}$ . (UNESCO-ROSTLAC, 1982; Pizarro et al., 2009; Chereque, 2010; Villón, 2011; Luna y Lavado, 2015).

- **Método por razones promedio**

Método utilizado para zonas montañosas, donde las precipitaciones medias diferirán generalmente en más de un 10%, con la media de la estación incompleta. El dato faltante se determina mediante la ecuación (14). (UNESCO-ROSTLAC, 1982; Pizarro et al., 2009; Chereque, 2010; Luna y Lavado, 2015).

$$P_x = \frac{1}{N} * \left( \frac{P_A}{P_A} * \overline{P}_x + \frac{P_B}{P_B} * \overline{P}_x + \dots + \frac{P_N}{P_N} * \overline{P}_x \right) \quad (14)$$

$\overline{P}_A, \overline{P}_B, \overline{P}_N, \overline{P}_X$  : Promedio de las precipitaciones registradas en un período común.

$N$  : Número de estaciones.

$P_A, P_B, \dots, P_N$  : Precipitación en las N estaciones durante el período que falta en X.

- **Método por regresiones múltiples.**

Este método, es una extensión del método de regresión simple, su forma de estimar la precipitación se basa en la siguiente expresión matemática.

$$Y = a + bX_1 + cX_2 + \dots + nX_i \quad (15)$$

- Y : Precipitación estimada.  
 X<sub>1,2,...,n</sub> : Precipitación en estaciones con información completa.  
 a, b, c, n : Constantes de regresión.

#### 2.2.2.4. PERÍODO DE RETORNO

El período de retorno de un evento dado, es el número promedio de años dentro del cual se espera que el evento sea igualado o excedido. Es igual a la inversa de la probabilidad de excedencia en un solo año. (Monsalve, 1999; Rodríguez, 2009; MTC, 2011; Villodas, 2011).

Según MTC (2011). El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

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

- n: Vida útil de la obra.  
 R: Riesgo de falla admisible.  
 T: Período de retorno.

**Tabla 6: Valores de Período de Retorno T (Años).**

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: MTC (2011).

**Tabla 7: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.**

<b>TIPO DE OBRA</b>	<b>RIESGO ADMISIBLE (**) ( %)</b>
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(\*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*) - **Vida Útil considerado (n)**

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

**Fuente: MTC (2011)**

#### **2.2.2.5. ANÁLISIS DE FRECUENCIA**

El análisis de frecuencia se utiliza para predecir el comportamiento futuro de una precipitación, en un sitio de interés, a partir de registros históricos para diversos períodos. (ALA CHRL, 2010; MTC, 2011).

Este procedimiento consiste en adoptar un modelo probabilístico, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable, que nos permita calcular la magnitud de la precipitación máxima asociada a un período de retorno. (ALA CHRL, 2010; MTC, 2011).

En estadística existen muchas funciones de distribución de probabilidad teóricas, las funciones de distribución más usadas en hidrología son:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros

- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

### 2.2.2.5.1. DISTRIBUCIÓN NORMAL

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (17)$$

$f(x)$  : Función densidad normal de la variable x

X : variable independiente

$\mu$  : Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.

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

### 2.2.2.5.2. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARÁMETROS

La función de distribución de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad (18)$$

Para  $0 < x < \infty$

$\sigma_y$  : Desviación estándar de los logaritmos naturales de x.

$\mu_y$  : Media de los logaritmos naturales de x.

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad (19)$$

Para  $-\infty < y < \infty$ ;  $y = \ln x$

### 2.2.2.5.3. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) S_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{S_y} \right)^2} \quad (20)$$

Para  $x_0 \leq x < \infty$

$X_0$  : Parámetro de posición.

$\mu_y$  : Parámetro de escala o media.

$S_y^2$  : Parámetro de forma o varianza.

### 2.2.2.5.4. DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁMETROS

La función de densidad:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (21)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Dónde:

$\gamma$  : Parámetro de forma (+)

$\beta$  : Parámetro de escala (+)

$\Gamma(\gamma)$  : Función Gamma completa.

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^\infty x^{\gamma-1} e^{-x} dx \quad (22)$$

### 2.2.2.5.5. DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁMETROS

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (23)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

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

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

$X_0$  : Origen de la variable  $x$ , parámetro de posición

$\gamma$  : Parámetro de forma

$\beta$  : Parámetro de escala

### 2.2.2.5.6. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\beta}}}{x \beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (24)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

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

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

$X_0$  : Origen de la variable  $x$ , parámetro de posición

$\gamma$  : Parámetro de forma

$\beta$  : Parámetro de escala

### 2.2.2.5.7. DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La distribución acumulada de la Distribución Gumbel:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (25)$$

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

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad (26)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \quad (27)$$

Dónde:

$\alpha$  : Parámetro de concentración.

$\beta$  : Parámetro de localización.

### 2.2.2.5.8. DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}} \quad (28)$$

Para:  $-\infty < x < \infty$

$0 \leq \alpha < \infty$

$-\infty < \mu < \infty$

### 2.2.2.6. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

La prueba de bondad de ajuste consiste en comprobar estadísticamente si la frecuencia empírica de la serie analizada, se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada. Ayudando a determinar aquella función de distribución que mejor represente a la distribución de la frecuencia de la muestra de registros históricos. (Villón, 2011).



### 2.2.2.6.1. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE KOLMOGOROV-SMIRNOV.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia  $\Delta$  entre la función de distribución de probabilidad observada  $F_0(X_m)$  y la función de probabilidad estimada  $F(X_m)$ . (Campos, 1998; Villón, 2011).

$$\Delta = \max |F_0(X_m) - F(X_m)| \quad (29)$$

Con un valor crítico  $\Delta_0$  que depende del número de datos y del nivel de significación seleccionado, extraído de la tabla de Kolmogorov.

$$F_0(X_m) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad (30)$$

- $\Delta < \Delta_0 \rightarrow$  El ajuste es bueno, al nivel de significación.
- $\Delta \geq \Delta_0 \rightarrow$  El ajuste no es bueno.

Los valores del nivel de significación  $\alpha$  es del 5%.

### 2.2.2.7. PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA.

La altura de lluvia que cae en una zona varía espacialmente, en función del esquema general de la circulación atmosférica, y de un conjunto de factores locales, entre los que destacan la orografía, la acción del viento en la superficie, la pendiente y la orientación del terreno. Se conoce únicamente la intensidad de la lluvia en las zonas donde se dispone de instrumentos para su medición, evidenciando un problema a fin de conocer la precipitación en toda la cuenca, y conocer el escurrimiento de esta. (Ray K. Linsley et al., 1977; Campos, 1998; Martínez, 1999; Villón, 2011).

Para los diversos cálculos hidrológicos, es necesario conocer la precipitación media de la cuenca, para ello existen muchos métodos de uso generalizado tanto manuales como métodos computacionales. El principio básico de la mayoría de los métodos, es transformar los valores puntuales de la precipitación a través de ponderadores espaciales, para representar la distribución de la precipitación sobre toda la superficie. (Damant et al., 1983; Campos, 1998; Íñiguez et al., 2011).

### 2.2.2.7.1. MÉTODO DE CURVAS ISOYETAS

En este método, se localiza en un mapa las estaciones meteorológicas y las cantidades de lluvia máximas registradas, obteniendo con esta información contornos de lluvias constantes, calculadas a partir de la interpolación entre la altura de precipitación de estaciones adyacentes.

La precipitación promedio sobre la cuenca, se determina ponderando la precipitación entre isoyetas continuas, multiplicándolas por el área entre isoyetas sucesivas, totalizando estos productos y dividiendo por el área total. (Ray K. Linsley et al., 1977; Campos, 1998; Martínez, 1999; Villón, 2011).

$$\bar{P} = \frac{\sum_i A_i * P_i}{\sum_i A_i} \quad (31)$$

$\bar{P}$ : Precipitación media.

$A_i$ : Área entre contornos de Isoyetas.

$P_i$ : Altura de precipitación media entre Isoyetas.

### 2.2.2.8. TORMENTA DE DISEÑO.

En los modelos precipitación-escorrentía, es de importancia definir los eventos de precipitación que alimentarán el modelo, usualmente se utiliza una tormenta de diseño que tiene asociada una intensidad media de lluvia, una duración y un período de retorno. (Chow et al., 1994; Campos, 1998; Pizarro et al. 2005; Ramírez, 2014).

La disponibilidad de datos hidrométricos es imprescindible para el diseño y planificación de estudios hidrológicos. No obstante en la mayoría de las cuencas del Perú no se dispone de registros de estos datos, o éstos no tienen los períodos de duración suficientes para realizar un análisis de frecuencia y obtener resultados confiables. Ante la falta de datos hidrométricos, los estudios hidrológicos se realizan en función a la información pluviométrica disponible en la cuenca, utilizando lluvias máximas en 24 horas, así mismo se hace uso de las características físicas y morfológicas de la cuenca. (Chow et al., 1994; Campos, 1998; Cruz, 1999; Pizarro et al. 2005; Ramírez, 2014).

### 2.2.2.8.1. CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

Para la elaboración de estudios hidrológicos, es necesario conocer los tres parámetros que caracterizan las precipitaciones máximas: intensidad, duración y frecuencia.

Las curvas IDF son la representación gráfica de la relación que existe entre la intensidad de lluvia, la duración y la frecuencia o período de retorno, donde para cada período de retorno se tiene una curva diferente. Las Curvas IDF se obtienen de unir puntos representativos de la intensidad máxima en diferentes intervalos de duración, correspondientes a una misma frecuencia o período de retorno. La intensidad media de lluvia disminuye a medida que se incrementa la duración de la tormenta. (Temez, 1978; Chow et al., 1994; Nanía, 2003; Pizarro et al., 2001, 2007; Campos-Aranda, 2010; MTC, 2011).

Uno de los problemas más recurrentes para determinar las intensidades máximas de precipitación, es la falta de disponibilidad de pluviografos en las estaciones meteorológicas, que son los instrumentos que proporcionan datos con intervalos de tiempo adecuados a las necesidades de diseño. Lo que se utiliza normalmente son pluviómetros, que miden las alturas totales para intervalos grandes, generalmente 24 horas, asumiendo que el comportamiento de la intensidad en ese intervalo de tiempo es constante (Mintegui y Robredo, 1994; Pizarro et al. 2007).

Chow et al. (1994). Manifiesta que las curvas IDF no solo se pueden representar de manera gráfica, sino que también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica.

Las distintas curvas IDF pueden quedar descritas estadísticamente mediante fórmulas matemáticas que relacionan estos parámetros, uno de los modelos más usados son el propuesto por Bernard (1932), y validada por Aparicio (1992), que relaciona simultáneamente la intensidad, la duración y el período de retorno de la lluvia en una familia de curvas. (Aparicio, 1992; Mintegui y Robredo, 1994; Chow et al., 1994; Campos, 1998; Nanía, 2003; Pizarro et al. 2007).

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \quad (32)$$

I	: Intensidad máxima (mm/h)
K, m, n	: Constantes de regresión lineal múltiple
T	: Período de retorno en años
t	: Duración en minutos u horas

Aplicando los logaritmos a la ecuación (33), se llega a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple, expresado en las siguientes ecuaciones:

$$\log I = \log K + m \log T - n \log t \quad (33)$$

$$y = a_0 + mX_1 - nX_2 \quad (34)$$

Donde:

$$\begin{aligned} y &: \log I & ; & X_1 : \log T \\ X_2 &: \log t & ; & a_0 : \log K \end{aligned}$$

Estas ecuaciones nos permitieron estimar las intensidades máximas de precipitación para distintas duraciones y períodos de retorno, relacionando la intensidad de precipitación de 1, 2, 4...12 h, con la intensidad de 24 h, puesto que las precipitaciones diarias son las más comunes de obtener, permitiendo así extrapolar estas relaciones a zonas donde sólo se cuenta con datos pluviométricos. (Pizarro et al., 2001, 2007).

En nuestro país la información pluviográfica es escasa, por lo que es difícil elaborar estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con precipitación máximas en 24 horas. Los valores de la intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estiman a partir de la precipitación máxima en 24 horas, por lo que es de interés, el conocimiento de ecuaciones generalizadas en estos lugares que no se cuente con curvas locales de IDF o no se disponga de datos suficientes como para calcularlas. (Pizarro et al., 2007; Fattorelli y Fernández, 2011; MTC, 2011).

En 1969, Bell propuso un método para poder estimar las curvas IDF, en lugares con escasa o ninguna información pluviográfica, basándose en coeficientes generalizados de duración y de frecuencia. Estos coeficientes y esta metodología permiten estimar dichas curvas con sólo conocer las precipitaciones máximas anuales en 24 horas.

$$P_T^t = (a * LnT + b)(c * t^d - e) * P_{10}^{60} \quad (35)$$

$P_T^t$  : Precipitación para una duración t y período de retorno T.

T : Tiempo de retorno en años.

t : Duración de la lluvia en minutos.

$P_{10}^{60}$  : Precipitación correspondiente a un período de retorno de 10 años y duración de 1 hora.

$2 \leq T \leq 100$  años

$5 \leq t \leq 120$  minutos

Donde a, b, c, d y e constantes que dependen de la zona de aplicación de la ecuación. Varas et al. (2000), realizó un estudio comparativo de los coeficientes de la ecuación 36, con estudio de tormentas intensas analizadas en Brasil, México, Estados Unidos, Argentina y Chile, determinando los coeficientes mostrados en la tabla 8. (Fattorelli y Fernández, 2011).

**Tabla 8: Parámetros de la ecuación Bell.**

Autor	Zona de aplicación	a	b	c	d	e
Bell	Mundial	0.21	0.52	0.54	0.25	0.5
Fernández et al	Mendoza ( Arg.)	0.18	0.58	0.5	0.27	0.5
Uehara et.al	Brasil	0.22	0.5	0.38	0.31	0.39
Uehara et al	Sao Paulo Brasil	0.27	0.4	0.92	0.19	1.00
Schroeder	Santiago (Chile )	0.19	0.56	0.07	0.64	-0.1

Fuente: Fattorelli y Fernández (2011).

El valor de  $P_{60}^{10}$ , puede ser determinado mediante el modelo Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

$$I_{\max} = C(P_{\max}^{24})^n \quad (36)$$

$I_{\max}$  : Intensidad máxima Horaria

$P_{\max}^{24}$  : Precipitación máxima en 24 horas

C : Coeficiente 0.4602

n : 0.876

Grunzky:

$$I_t = I_{24} \sqrt{(24 / t)} \quad (37)$$

En Chile después de diversos estudios, se estima que la precipitación de una hora está relacionada con la precipitación máxima en 24 horas mediante la siguiente expresión.

$$P_{\max}^{1h} = \frac{P_{\max}^{24h}}{4.04} \quad (38)$$

Mediante la metodología de Dick Peschke, se puede determinar la precipitación para duraciones menores a una hora, relacionando las tormentas de precipitación máxima en 24 horas. (MTC, 2011). La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (39)$$

$P_d$  : Precipitación total (mm)

$d$  : Duración en minutos

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

Según Campos (1998), la relación entre la precipitación máxima en 24 horas, con la de una hora está relacionada por el cociente de 0.30.

#### **2.2.2.8.2. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN**

Parámetro usado en los modelos precipitación-escorrentía, es el tiempo requerido para que el agua recorra del punto más alejado hasta la salida de la cuenca, o lugar donde se mide el flujo. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. (Gámez, 2009; Fattorelli y Fernández, 2011; MTC, 2011).

El tiempo de concentración real depende de muchos factores relacionados a las características topográficas, geológicas, etc., de la cuenca. Las características influyentes son la pendiente, pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y menor tiempo de concentración; el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. (MTC, 2011; Fattorelli y Fernández, 2011).

**Tabla 9: Ecuaciones comunes para determinar el tiempo de concentración.**

Método y fecha	Fórmula para $t_c$ (minutos)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0194.L^{0.77}.S^{-0.385}$ <p>L= longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S= pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar $t_c$ por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice(1942)	$t_c = 0.0195\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California
Temez	$t_c = 0.3\left(\frac{L}{S_{cm}}\right)^{0.75}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. <math>S_m</math> = Pendiente media del cauce m/m.</p>	

Fuente: MTC (2011)

Bransby Williams (en Pilgrim y Cordery, 1993). (Sánchez, 2016).

$$t_c = 14.6 * L * A^{-0.1} * S^{-0.2} \quad (40)$$

$L$  = longitud del cauce (km.)

$S$  = pendiente media de la cuenca (m/m)

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

### 2.2.2.9. HIETOGRAMA DE DISEÑO

Un hietograma es la distribución temporal de la intensidad o de la profundidad de una precipitación a lo largo de la duración de una tormenta. La tormenta de diseño es un elemento determinante en la estimación de hidrogramas de crecidas, su distribución temporal de las tormentas intensas es requerida como dato de entrada en los modelos de simulación precipitación–escorrentía. (Fattorelli y Fernández, 2011; MTC, 2011).

### **2.2.2.9.1. MÉTODO BLOQUE ALTERNO**

La ausencia de registros históricos de caudales, hace necesario evaluar indirectamente las crecidas para un proyecto mediante la transformación de lluvias de diseño, precipitaciones críticas que hipotéticamente ocurrirían en el futuro con determinada frecuencia. La predicción de tales lluvias incluye su distribución temporal característica o hietograma tipo. Un método para estimar estas lluvias, es extraer datos a partir de las Curvas IDF, alternando con aumentos de duración, mediante el método de los bloques alternos, pudiendo representar la distribución de la precipitación en una serie de intervalos temporales a lo largo del tiempo en el que dura la lluvia. (Chow et al., 1994; Cruz, 1999; Chereque, 2010; MTC, 2011, Caamaño et al., 2013; Ramírez, 2014).

El hietograma de diseño producido por este método, especifica las láminas de precipitación que ocurren en  $n$  intervalos de tiempo sucesivos de duración  $\Delta t$  sobre una duración total.

Inicialmente se debe definir el período de retorno de diseño; posteriormente la intensidad se calcula con una curva IDF para cada una de las duraciones  $t\Delta$ ,  $2t\Delta$ ,  $3t\Delta$ ,...,  $nt\Delta$ , obteniéndose la lámina de precipitación al multiplicar la intensidad por su duración.

Estos bloques se reordenan en una secuencia temporal, de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración total de la tormenta, y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y a la izquierda del bloque central, para formar el hietograma de diseño. (Chow et al., 1994; Cruz, 1999; Chereque, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; MTC, 2011).

### **2.2.2.9.2. PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA**

Precipitación efectiva ( $P_e$ ), es la precipitación que no es retenida en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. La misma que al fluir a través de la superficie de la cuenca, se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. (MTC, 2011; Sánchez, 2016).



### 2.2.2.9.2.1. MÉTODO SCS PARA ABSTRACCIONES

El Soil Conservation Service desarrolló el método del Número de Curva (CN), para estimar las abstracciones totales que se producirán durante una tormenta. Con este método se determina la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada. Este método constituye una herramienta de gran valor para realizar estudios hidrológicos en cuencas hidrográficas, fundamentalmente cuando hay deficiencia de registros extensos y confiables. Se requiere conocimiento del tipo y uso de suelo de la cuenca en estudio, y registros de la precipitación total. (Chow et al., 1994; Martínez, 1999; Gaspari et al., 2007; MTC, 2011).

Según Martínez (2011). Este modelo formula la ecuación precipitación-escorrentía a partir de un balance, en el que la precipitación total del evento  $P$  se reparte en tres componentes: la cantidad de lluvia efectiva o escorrentía directa  $P_e$ , la retención inicial o umbral de escorrentía, que satura la capa más superficial del suelo  $I_a$  y la infiltración que se produce a partir del umbral de escorrentía  $F_a$ .

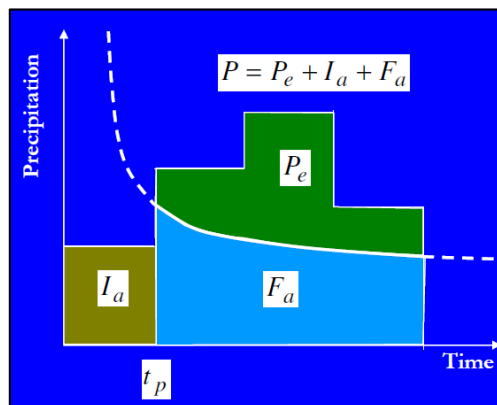


Figura 3: Esquema del modelo conceptual del CN.

Fuente: Martínez (2011).

Este modelo asume la hipótesis conceptual de que la precipitación efectiva en una porción de la cuenca es a la infiltración acumulada, como la precipitación bruta acumulada, una vez descontada la fracción necesaria para que se produzca el encharcamiento, a la máxima infiltración acumulada que puede producirse, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (41)$$

Del principio de continuidad:  $P = P_e + I_a + F_a$

Se obtiene la fórmula de la precipitación efectiva o exceso.

$$P_e = \frac{P - I_a^2}{P - I_a + S} \quad (42)$$

$P_e$  : Exceso de precipitación acumulada en el tiempo t.

$P$  : Precipitaciones acumuladas (profundidad) en el tiempo t.

$I_a$  : Abstracción inicial (pérdida inicial).

$S$  : Retención máximo potencial, medida de la capacidad de una cuenca.

La Abstracción inicial  $I_a$  se atribuye a la interceptación, infiltración y almacenamiento en depresión que ocurren antes de que inicie el proceso de escorrentía superficial. (Ferrér, 1995; Campos, 1998; Martínez, 1999; Gaspari et al., 2007; Alfaro y Bardález, 2010).

Estos parámetros varían ampliamente con el tipo de vegetación, fuerza del viento, morfología de la cuenca, etc., lo que hace difícil su determinación con precisión, USDA SCS, del resultado obtenido para muchas cuencas experimentales pequeñas, propuso una relación empírica entre la retención inicial  $I_a$  y la máxima retención posible  $S$ .

$$I_a = \lambda * S \quad (43)$$

Donde  $\lambda$  es el coeficiente de retención inicial. De todos los experimentos realizados por el SCS, se determinó que este coeficiente se encuentra dentro del rango de 0.095 a 0.38, por lo que el SCS recomienda un valor de  $\lambda = 0.2$ , siempre que no se disponga de una relación de más garantía. (Ferrér, 1995; Martínez, 1999; Gaspari et al., 2007).

Los estudios empíricos realizados por el SCS, relacionaron la máxima infiltración potencial con un parámetro de referencia, denominado número de curva, CN, valores que se encuentran dentro del rango de 0 a 100. El valor de  $S$  puede variar desde 0 para una superficie suave e impermeable, hasta el  $\infty$  para un suelo de gran espesor formado por gravas. (Chow et al., 1994; Martínez, 1999; Ferrér, 1995; Rodríguez, 2009; Gaspari et al., 2007, MTC, 2011).

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (44)$$

El valor del CN de una cuenca heterogénea, puede estimarse en función del uso del suelo, tipo de suelo y la humedad antecedente (tablas publicadas por el SCS). Para una cuenca que se compone de varios tipos de suelo y usos del suelo, un CN compuesto se determina mediante el método de ponderación de áreas. (Martínez, 1999; Alfaro y Bardález, 2010).

$$CN_{comp} = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i} \quad (45)$$

Un Valor de CN de 100 representa una capacidad máxima de retención S igual a cero (superficies de agua) esto es un terreno impermeable. Un CN de 0 representa una capacidad de retención infinita, esto es un terreno permeable e insaturable.

#### a. PARÁMETROS DEL MODELO

- **Condición de humedad antecedente**

La selección de un número de curva (CN) depende de las condiciones de humedad antecedentes y del tipo de cubierta vegetal, este es un factor importante que se debe tener en cuenta, se analizan tres situaciones en función de la precipitación en los cinco días precedentes al evento estudiado y el estado de la vegetación (período de crecimiento o período de reposo). (Chow et al., 1994; Martínez, 1999; Villón, 2011; Lavao y Corredor, 2014).

**Tabla 10: Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas en el método SCS.**

CHA I	Condiciones secas
CHA II	Condiciones Normales
CHA III	Condiciones húmedas

Fuente: Villón (2011).

**Condición I:** Suelo seco; no aplicable a crecida de proyectos; caudales pequeños. Los suelos en la cuenca están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, cuando se aran o se cultivan bien. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida de proyecto porque resulta caudales pequeños.

**Condición II:** Suelo medio; asociado a crecidas anuales o promedios. Los suelos en la cuenca, se encuentran en estado de humedad normal.

**Condición III:** Suelo húmedo; crecidas máximas. Los suelos de la cuenca se encuentran en estado muy húmedo, esto se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado.

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

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)} \quad (46)$$

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)} \quad (47)$$

- **Tipo de suelo hidrológico**

Los números de curva del SCS, se han tabulado en base al tipo de suelo y uso del mismo. Para determinar el tipo de suelo hidrológico, se debe tener en cuenta el tipo de suelo mediante el cual se fijan las condiciones de infiltración sub-superficial, la cobertura vegetal, ya que estas ejercen una fuerte influencia en la escorrentía directa. (Martínez, 1999; MTC, 2011; Alfaro y Bardález, 2010; Lavao y Corredor, 2014).

El método del Número de Curva del SCS, establece cuatro tipos o grupos de suelo (A, B, C y D), según la descripción (Alfaro y Bardález, 2010; Mongil, 2012):

**Grupo A:** Suelos con bajo potencial de escurrimiento por su gran permeabilidad y con elevada capacidad de infiltración, aun cuando estén húmedos. Se trata principalmente de suelos profundos y con texturas gruesas (arenosa o areno-limosa).

**Grupo B:** Suelos con moderada capacidad de infiltración cuando están saturados. Principalmente consisten en suelos de mediana a alta profundidad, con buen drenaje. Sus texturas van de moderadamente finas a moderadamente gruesas (franca, franco-arenosa o arenosa).

**Grupo C:** Suelos con escasa capacidad de infiltración una vez saturados. Su textura va de moderadamente fina a fina (franco-arcillosa o arcillosa). También se incluyen aquí suelos que presentan horizontes someros bastante impermeables.

**Grupo D:** Suelos muy arcillosos con elevado potencial de escurrimiento, con muy baja capacidad de infiltración cuando están saturados. También se incluyen aquí los suelos que presentan una capa de arcilla somera y muy impermeable así como suelos jóvenes de escaso espesor sobre una roca impermeable, ciertos suelos salinos y suelos con nivel freático alto.

La relación entre la retención inicial  $I_a$  y la máxima retención  $S$ , según Golding (1979), citado por Martínez (1999), varía en función del número de curva, y propone los siguientes valores:

- Para  $CN \leq 70 \Rightarrow I_a = 0.075 S$
- Para  $70 < CN < 80 \Rightarrow I_a = 0.1 * S$
- Para  $80 < CN < 90 \Rightarrow I_a = 0.15 * S$
- Para  $90 < CN \Rightarrow I_a = 0.2 * S$

Según Williams (1995), citado por Mongil (2012), los valores del número de curva obtenidos de las tablas para la condición II de humedad son apropiados para pendientes de hasta el 5%; cuando el método se aplica a pendientes mayores se debe realizar un ajuste en función de la pendiente. (Martínez, 1999; Fernández, 2006; Mongil, 2012).

$$CN(II S) = \frac{(CN(III) - CN(II))}{3} * [1 - 2 * e^{(-13.86 * S_m)}] + CN(II) \quad (48)$$

$CN(II S)$ : Número de curva modificado por pendiente en condición II de humedad.

$CN(II)$  : Número de curva sin modificar en condición II de humedad.

$CN(III)$  : Número de curva sin modificar en condición III de humedad.

$S_m$  : Pendiente media de la cuenca en tanto por uno.

**Tabla 11: Número de curva para áreas urbanas,  $I_a = 0.2S$ .**

Descripción de la cobertura		Número de curva por grupos hidrológicos de suelos				
Tipo de cobertura y condición hidrológica	Porcentaje de área impermeable	A	B	C	D	
<b>Desarrollo íntegro de zonas urbanas</b>						
Espacio abierto (jardines, parques, campos de golf, cementerios, etc.)						
Condición pobre (cubierta vegetal <50%)		68	79	86	89	
Condición regular (pasto cubren el 50% a 75%)		49	69	79	84	
Condición bueno (cubierta herbácea > 75%)		39	61	74	80	
<b>Áreas impermeables:</b>						
Estacionamientos pavimentados, techos, calzadas, etc. (Con exclusión del derecho de vía).		98	98	98	98	
<b>Calles y carreteras:</b>						
Pavimentos; bordillos y drenajes pluviales (con exclusión de derecho de vía).		98	98	98	98	
Pavimentos; zanjas abiertas (incluido el derecho de vía)		83	89	92	93	
Grava (incluido el derecho de vía)		76	85	89	91	
Tierra (incluido el derecho de vía)		72	82	87	89	
<b>Áreas urbanas de desierto occidentales</b>						
Paisaje natural del desierto (áreas permeables solamente).		63	77	85	88	
Paisajes desérticos artificiales (barrera impermeable de malezas, arbustos del desierto con 1 - a 2" de arena o mulch de grava y las fronteras de la cuenca).		96	96	96	96	
<b>Distritos Urbanos</b>						
Comercios y negocios		85	89	92	94	95
industrias		72	81	88	91	93
Distritos residenciales por tamaño promedio de lotes.		65	77	85	90	92
1/8 ha o menos (casas) 1/4 ha		38	61	75	83	87
1/3 ha 1/2 ha		30	57	72	81	86
1 ha		25	54	70	80	85
2 ha		20	51	68	79	84
<b>Desarrollo las zonas urbanas</b>						
Áreas graduadas recientemente (áreas permeables solamente, sin vegetación).		12	46	65	77	82
Tierras en reposo (CN se determina usando los tipos de cobertura).			77	86	91	94

Fuente: Alfaro y Bardález (2010).

**Tabla 12: Número de curva para tierras agrícolas cultivadas,  $I_a = 0.2S$ .**

Descripción de la cobertura			Número de curva por grupos hidrológicos de suelos			
Tipo de cobertura	Tratamiento <sup>1</sup>	Condición hidrológica <sup>2</sup>	A	B	C	D
Barbecho	Suelo desnudo	Pobre	77	86	91	94
	Cobertura de residuos del cultivo (CR)	Bueno	76	85	90	93
Cultivos en fila (surco)	Fila recta (SR)	Pobre	72	81	88	91
		Bueno	67	78	85	89
	SR + CR	Pobre	71	80	87	90
		Bueno	64	75	82	85
	Contorneada (C)	Pobre	70	79	84	88
		Bueno	65	75	82	86
	C + CR	Pobre	69	78	83	87
		Bueno	64	74	81	85
	Contorneada y terrazas (C y T)	Pobre	66	74	80	82
		Bueno	62	71	78	81
C y T + CR	Pobre	65	73	79	81	
	Bueno	61	70	77	80	
Grano pequeño	SR	Pobre	65	76	84	88
		Bueno	63	75	83	87
	SR + CR	Pobre	64	75	83	86
		Bueno	60	72	80	84
	C	Pobre	63	74	82	85
		Bueno	61	73	81	84
	C + CR	Pobre	62	73	81	84
		Bueno	60	72	80	83
	C y T	Pobre	61	72	79	82
		Bueno	59	70	78	81
C y T + CR	Pobre	60	71	78	81	
	Bueno	58	69	77	80	
Sembríos cerrados al voleo leguminosas rotación pradera	SR	Pobre	66	77	85	89
		Bueno	58	72	81	85
	C	Pobre	64	75	83	85
		Bueno	55	69	78	83
	C y T	Pobre	63	73	80	83
		Bueno	51	67	76	80

Fuente: Alfaro y Bardález (2010).

**1** cubierta de residuos de cosecha sólo se aplica si los residuos es al menos el 5% de la superficie durante todo el año.

**2** Se basa en la combinación de factores que afectan la infiltración y el escurrimiento, incluyendo (a) densidad y el dosel de las zonas vegetativas, (b) cantidad de la cobertura durante todo el año, (c) la cantidad de hierba o leguminosas sembradas en rotaciones, (d) porcentaje de cubierta de residuos en la superficie de la tierra (bueno  $\geq 20\%$ ), y (e) el grado de rugosidad de la superficie.

**Bueno:** Factores que tienen a aumentar el peligro de infiltración y escorrentía.

**Pobres:** Factores que fomentan la infiltración y tienden a disminuir el escurrimiento.

**Tabla 13: Número de curva para otras tierras agrícolas,  $I_a = 0.2S$ .**

Descripción de la cobertura	Condición hidrológica	Número de curva por grupos hidrológicos de suelos			
		A	B	C	D
Tipo de cobertura y condición hidrológica					
Pastos, praderas, o rangos - forraje para buriles <sup>3</sup>	Pobre	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
Pradera - pasto continuo, protegido del pastoreo y generalmente segado para heno.	-----	30	58	71	78
Mezcla de maleza y mala hierba <sup>4</sup>	Pobre	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Bueno	30	48	65	73
Bosque - combinación de hierba (huerto o plantación forestal) <sup>5</sup> .	Pobre	57	73	82	86
	Regular	45	65	76	82
	Bueno	32	58	72	79
Bosques <sup>6</sup>	Pobre		66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Bueno	30	55	70	77
Granjas - edificios, calles, calzadas, y muchos de los alrededores.	-----	59	74	82	86

Fuente: Alfaro y Bardález (2010).

**3 Pobre:** menor al 50% de la cobertura vegetal o muy pastoreada sin cobertura. **Regular:** del 50 al 75% de la cobertura vegetal y no pastoreado en gran medida. **Bueno:** mayor al 75% de la cobertura vegetal, rozado en ocasiones o ligeramente.

**4 Pobre:** menor al 50% de la cobertura vegetal. **Regular:** 50 al 75% de la cobertura vegetal. **Bueno:** mayor al 75% de la cobertura vegetal

**5 CN** se calcularon para cubiertas de las áreas 50% de bosques y 50% de hierba (pasto).

**6 Pobre:** manto del bosque, árboles pequeños y matorrales son destruidos por el pastoreo intensivo o la quema regular.

**Regular:** Bosques se rozan pero no quemadas, hojarasca de bosque cubre el suelo. **Bueno:** Bosque están protegidos por el pastoreo y la hojarasca y matorrales cubren adecuadamente el suelo.

**Tabla 14: Número de curva para pastizales áridos y semiáridos,  $I_a = 0.2S$ .**

Descripción de la cobertura	Condición Hidrológica <sup>7</sup>	Número de curva por grupos hidrológicos de suelos			
		A <sup>8</sup>	B	C	D
Mezcla herbácea - pastos, malezas y matorrales de bajo crecimiento.	Pobre		80	87	93
	Regular		71	81	89
	Bueno		62	74	85
Mezcla de roble-álamo, caoba de montaña, matorrales amarga, arces y otros.	Pobre		66	74	79
	Regular		48	57	63
	Bueno		30	41	48
Artemisa con sotohierba de bosque.	Pobre		67	80	85
	Regular		51	63	70
	Bueno		35	47	55
Arbusto del desierto - las plantas más importantes incluyen maleza, palo verde, mezquite, cactus, otros.	Pobre	63	77	85	88
	Regular	55	72	81	86
	Bueno	49	68	79	84

Fuente: Alfaro y Bardález (2010).

**7 Pobre:** menor a 30% de cobertura vegetal (hojarasca, hierba). **Regular:** 30 a 70% de cobertura vegetal. **Bueno:** mayor a 70% de cobertura vegetal.

**8 CN** han sido desarrollados exclusivamente para arbusto del desierto.



### **2.2.2.10. MODELO PRECIPITACIÓN - ESCORRENTÍA**

Generalmente la mayoría de cuencas del Perú carece de estaciones hidrométricas, que nos permitan conocer los datos de aforo de los ríos en diversos períodos, o los datos que se tienen son muy cortos para realizar estimaciones para diversos tiempos de retorno.

Ante la falta de datos hidrométricos, se recurre a los datos de precipitación como datos de entrada a los modelos precipitación-escorrentía. Inicialmente se determina la lluvia efectiva, luego se procede a transformar esa lluvia efectiva en escorrentía o caudal. Esta transformación puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. (Rodríguez, 2009; MTC, 2011).

El método más usado en el campo de la Ingeniería es el Hidrograma unitario, introducido por Sherman en los años 1932. La síntesis del hidrograma unitario se basa en la obtención de un parámetro temporal, a partir de las propiedades geomorfológicas de la cuenca fácilmente observables en los modelos digitales, con las que se relaciona mediante expresiones experimentales. El hidrograma unitario de una cuenca, se define como la escorrentía superficial resultante de una lluvia neta de 1 mm, repartida uniformemente sobre dicha cuenca y con una distribución constante a lo largo de un determinado intervalo de tiempo. (Rojo, 2004; Fattorelli y Fernández, 2011; MTC, 2011).

#### **2.2.2.10.1. HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER**

Los hidrogramas unitarios sintéticos se desarrollan en base al modelo precipitación-escorrentía, permitiéndonos generar Hidrogramas de avenidas máximas para una lluvia de duración y una profundidad unitaria, utilizando las características físicas y morfológicas de la cuenca en interés. (Ray K. Linsley et al., 1977; Rojo, 2004; Fattorelli y Fernández, 2011; MTC, 2011).

Los componentes principales que definen los hidrogramas sintéticos son el tiempo de rezago, el tiempo de concentración, el tiempo base y el tiempo pico, estos componentes se determinan en función a los parámetros morfométricos de la cuenca, tales como el área, la pendiente promedio, cota máxima, cota mínima, distancia al centroide, etc. (Rojo, 2004).

Snyder mediante el análisis de las condiciones de escurrimiento de un número de cuencas, desarrolló ecuaciones que definen las características del hidrograma unitario sin el uso del modelo conceptual. 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. Este método permite desarrollar el análisis hidrológico, determinar el caudal máximo para cuencas grandes, con áreas de 30 a 30,000 km<sup>2</sup>. (Ray K. Linsley et al., 1977; Chow et al., 1994; Rojo, 2004; Fattorelli y Fernández, 2011).

Las principales ecuaciones de Snyder en sistema internacional de unidades son:

$$t_p = 5.5t_r \quad (49)$$

$t_p$ : Tiempo de retardo de la cuenca.

$t_r$ : Tiempo de duración de lluvia.

El retardo de la cuenca se determina mediante la ecuación: (Chow et al. (1994)).

$$t_p = C_1 * C_t * (L * L_C)^{0.3} \quad (50)$$

$L_C$ : Distancia desde la estación de salida de la cuenca y el centroide de la misma medido a lo largo del canal principal, en kilómetros.

$L$ : Distancia en kilómetros desde la estación de salida al borde más alejado de la cuenca medido a lo largo del canal principal, en kilómetros.

$C_t$ : Coeficiente empírico que depende de las características de la cuenca, varía entre 1.80 y 2.2.

$C_1$ : Constante igual a 0.7517 (Chow et al., 1994).

$$q_p = \frac{2.75 * C_p * A}{t_p} \quad (51)$$

$q_p$ : Caudal pico del hidrograma unitario por mm de lluvia neta (m<sup>3</sup>/S/cm).

$A$ : Área de la cuenca en kilómetros cuadrados.

$C_p$ : Coeficiente empírico de retención y almacenamiento, varía entre 0.40 y 0.90.

Una ecuación propuesta para  $C_t$  (Chow et al., 1994):

$$C_t = \frac{0.6}{\sqrt{S_m}} \quad (52)$$

$S_m$ : Pendiente media de la cuenca. Snyder propone valores entre 1.8 y 2.2; siendo los valores menores los correspondientes a cuencas de mayores pendientes.

Snyder adoptó el tiempo base del hidrograma  $T_b$  (en días) como:

$$T_b = 3 + \frac{t_p}{8} \quad (53)$$

El tiempo de retraso también puede definirse en función a la retención máxima potencial, calculada en base al número de curva y la pendiente media de la cuenca:

$$t_p = \frac{L^{0.8} * (S + 1)^{0.7}}{1900 * S_m^{0.5}} \quad (54)$$

Según Chow et al. (1994). El tiempo base en horas del hidrograma unitario, puede determinarse utilizando el hecho, que el área bajo el hidrograma unitario es equivalente a una escorrentía directa de 1 cm. Suponiendo una forma triangular para el hidrograma unitario, el tiempo base puede estimarse:

$$T_b = \frac{C_3}{q_p} \quad (55)$$

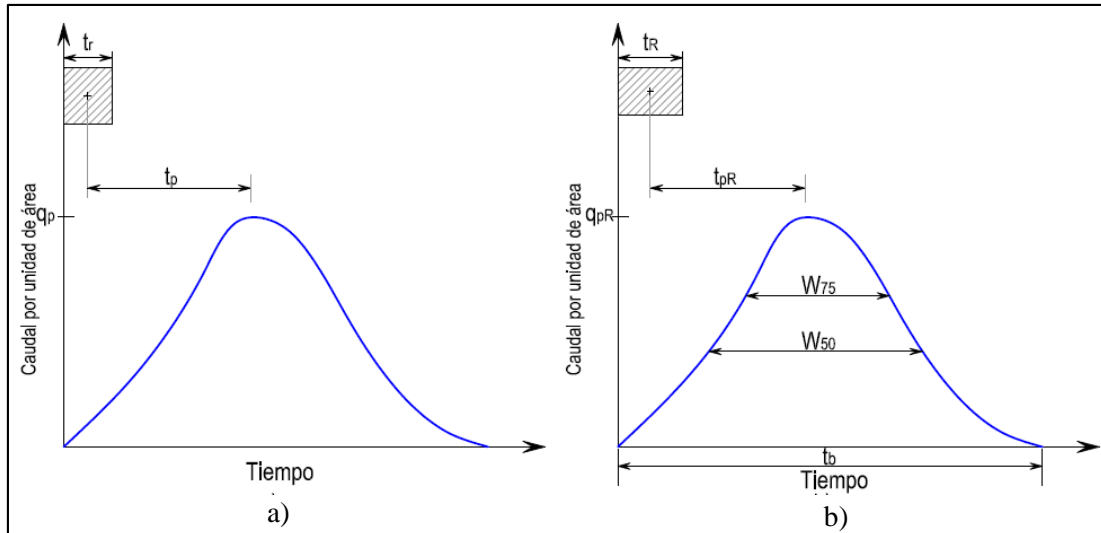
$C_3$  : Coeficiente adimensional, según Chow et al. (1994) 5.56.

Par determinar el hidrograma por el método de Snyder se necesita el ancho del hidrograma (en horas) correspondiente a los valores del 75% y 50% del caudal pico:

$$W = C_w * q_p^{-1.081} \quad (56)$$

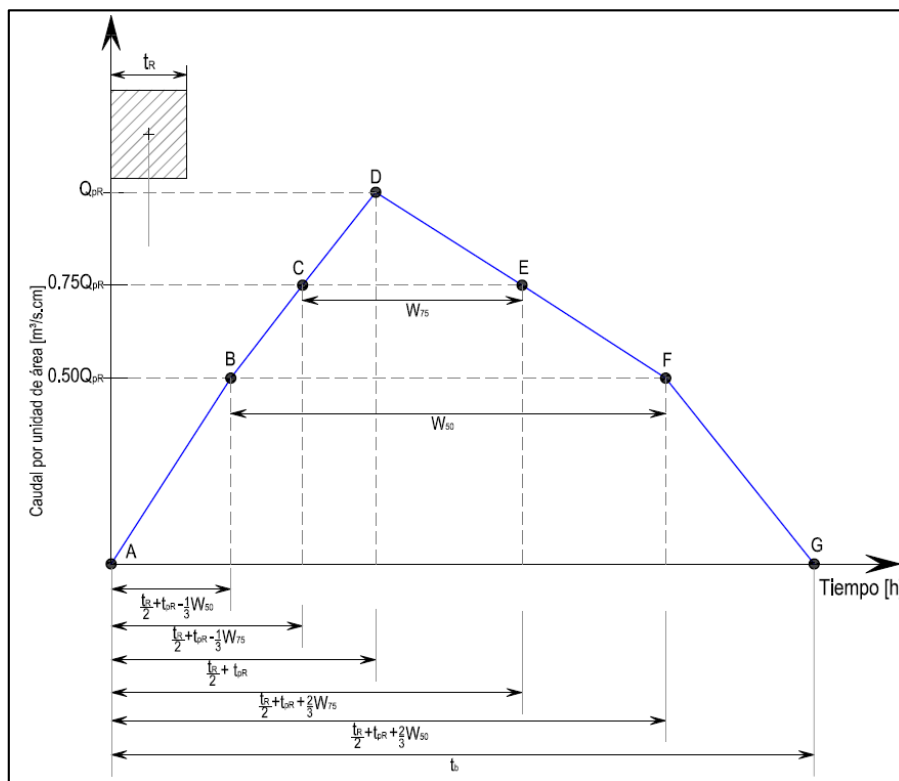
$C_w$ : 1.22 para un ancho del 75% y 2.14 para un ancho de 50%. (Bras, 1989)

Usualmente un tercio de este ancho se distribuye antes del momento en que ocurre el pico del hidrograma unitario y dos tercios después de dicho pico. (Ray K. Linsley et al., 1977; Chow et al., 1994; Fattorelli y Fernández, 2011).



**Figura 4: Hidrograma Unitario de Snyder estándar ( $t_p = 5.5t_r$ ); b) Hidrograma Unitario requerido ( $t_p = 5.5t_r$ ).**

Fuente: Chow et al. (1994).



**Figura 5: Coordenadas del Hidrograma Unitario Sintético Snyder.**

Fuente: Fattorelli y Fernández (2011).

**Tabla 15: Valores de los parámetros de Snyder calculados por calibración con el modelo HEC-1.**

Cuenca	Snyder		
	T <sub>p</sub> (hr)	C <sub>p</sub>	C <sub>t</sub>
Rahway river en Springfield, agosto 71, jul 75; Rahway river en Rahway, agosto 71-agosto 73, Julio 75-USA. HEC (1982) (*)	5.8	0.49	
	3.7	0.41	
	13.6	0.57	
	14.9	0.69	
	15.5	0.69	
Apalachian Highlands, Southern California Eastern Gult México Allen et al., (1975) (**)		0.63	2.0
		0.94	0.4
		0.61	8.0
Aluminé en Rahué. Fernández, P. (2001) Río Limay (Arg.) (***)	9.4	0.66	
Aluminé en Talhelum	18.7	0.57	
Collón Curá en Desemboc.	19.5	0.22	
Traful en La Cantera	7.9	0.56	

Fuente: Fattorelli y Fernández (2011).

### 2.2.2.10.2. HIDROGRAMAS DE ESCORRENTÍA DIRECTA

Definido el hidrograma unitario, este nos servirá para determinar los hidrogramas de escorrentía directa, correspondiente a una tormenta simple de igual duración y una precipitación efectiva. Los hidrogramas de precipitación efectiva sumado a los HU, mediante la convolución de hidrogramas nos permiten determinar los caudales para avenidas máximas. Se inicia con un desfase porque  $P_{e1} = 0$ . (Chow et al., 1994; Chereque, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; Pizarro-Tapia et al., 2012).

$$Q_{\max} = \sum P_{ei} * HU_i \quad (57)$$

### 2.2.3. TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUCES NATURALES

El tránsito de avenidas es un procedimiento matemático para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo (Hidrograma de Avenidas), cuando este se propaga o transita por el tramo de un río, en uno o más puntos a lo largo de este cauce. Este procedimiento permite obtener la forma del hidrograma en distintas secciones transversales a lo largo de un cauce a partir de un hidrograma de entrada.

El curso de agua puede ser un río, una quebrada, un canal de riego o drenaje, etc, y el hidrograma de avenida puede resultar del escurrimiento producto de la precipitación y/o deshielo, descargas de un embalses, etc. (Chow et al., 1994; Fattorelli y Fernández, 2011; Ramos, 2012).

Para predecir las variaciones temporales y espaciales de una onda de avenida a través de un tramo del río; o para determinar el hidrograma de salida de una cuenca sobre la que se presenta una tormenta, se emplean los procedimientos de tránsito de avenidas, los cuales se dividen en dos categorías:

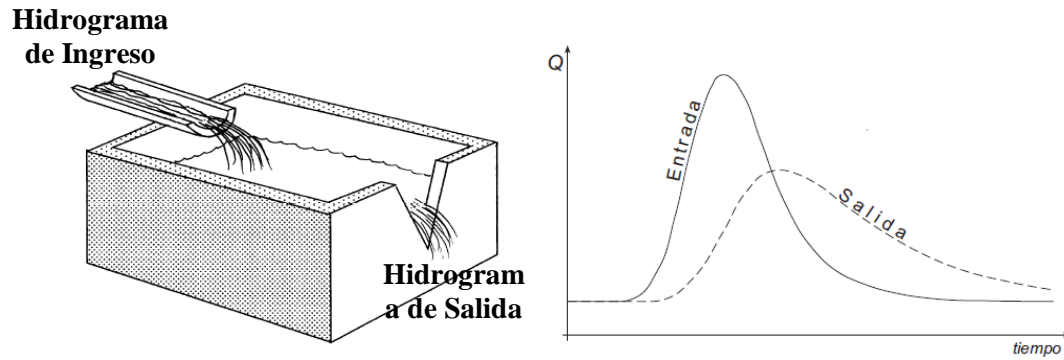
1. Métodos Hidrológicos (o de almacenamiento)
2. Métodos Hidráulicos (o flujo distribuido)

### **2.2.3.1. MÉTODOS HIDROLÓGICOS**

Los métodos hidrológicos utilizan la ecuación de continuidad y una relación entre el almacenamiento y el gasto de salida. En general son menos complicados que los hidráulicos. Ellos dependen de uno o más parámetros cuyos valores son particulares del tramo del río en estudio. La mayoría de estos métodos se plantean a partir de un hidrograma de entrada y otro a la salida del río. (Chow et al., 1994; Chereque, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011)

En el río se aplica la ecuación de continuidad donde se relaciona el cambio en el almacenamiento con la diferencia entre el gasto en una sección aguas arriba y el gasto en la sección aguas abajo; además es necesario asociar el almacenamiento y los gastos.

En un sistema hidrológico el caudal se calcula en función del tiempo únicamente en un lugar particular, utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno a más puntos aguas arriba. Estos métodos, de simple utilización, se usan normalmente integrados a modelos de precipitación–escorrentía (HEC-HMS). Su exactitud es aceptable si no existen condiciones como remansos que invalidan su uso. (Chow et al., 1994; Fattorelli y Fernández, 2011).



**Figura 6.- Esquema de un sistema hidrológico agregado.**

Fuente: Chow et al. (1994).

### 2.2.3.2. MÉTODOS HIDRÁULICOS

Denominados sistemas distribuidos, donde el caudal, la velocidad y la profundidad varían en el tiempo y espacio a través del cauce. Este modelo tiene la ventaja de permitir calcular simultáneamente los caudales y niveles de agua en cada sección de interés como funciones del espacio y el tiempo, de tal manera que el modelo aproxima mejor la naturaleza del flujo no permanente, no uniforme, propio de la propagación de avenidas en el cauce. (Chow et al., 1994; Fattorelli y Fernández, 2011; Ramos, 2012).

Determinar el nivel de agua de una avenida es sumamente necesario, este nivel nos permite delinear la planicie de inundación y determinar la altura requerida para la construcción de estructuras, en este caso diques para defensas ribereñas; el cálculo de los caudales de avenidas también es importante, porque el caudal determina el nivel del agua. (Chow et al., 1994; Ramos, 2012).

Los métodos hidráulicos utilizan la ecuación de conservación de la masa y de conservación de cantidad de movimiento (ecuaciones de Saint-Venant) para describir el flujo de agua en un cauce. Las ecuaciones mencionadas comúnmente se resuelven con esquemas de diferencia finitas, con el método de las características o el método del elemento finito. (Chow et al., 1994; Chavarri, 2008).

### 2.2.3.2.1. ECUACIONES DE SAINT-VENANT

Según Chow et al. (1994). Las siguientes suposiciones son necesarias para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant:

1. El flujo es unidimensional; la profundidad y la velocidad varían solamente en la dirección longitudinal del canal. Esto implica que la velocidad del agua es constante y que la superficie del agua es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al eje longitudinal del canal.
2. Se supone que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de tal manera que la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden despreciarse.
3. El eje longitudinal del canal es aproximadamente una línea recta.
4. La pendiente del fondo del canal es pequeña y el lecho es fijo; es decir, los efectos de socavación y deposición son despreciables.
5. Los coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de tal forma que relaciones tales como la ecuación de Manning pueden utilizarse para describir los efectos de resistencia.
6. La densidad del agua es constante a lo largo del flujo.

Ecuación de Saint Venant, conservación de masa para un flujo del tipo unidimensional en régimen no permanente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = Q_e \quad (58)$$

t : tiempo

x : Espacio a lo largo del cauce.

A : Área de la sección transversal.

Q<sub>e</sub> : Caudal de entrada lateral distribuido a lo largo de x.



Ecuación del momento del fluido:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \delta \left( \frac{\partial y}{\partial x} + S_f - S_0 \right) = 0 \quad (59)$$

V : Velocidad.

$\delta$  : Constante de aceleración de la gravedad.

y : Elevación de la superficie de agua.

$S_f$  : Pendiente longitudinal de fricción.

$S_0$  : Pendiente longitudinal de Cauce.

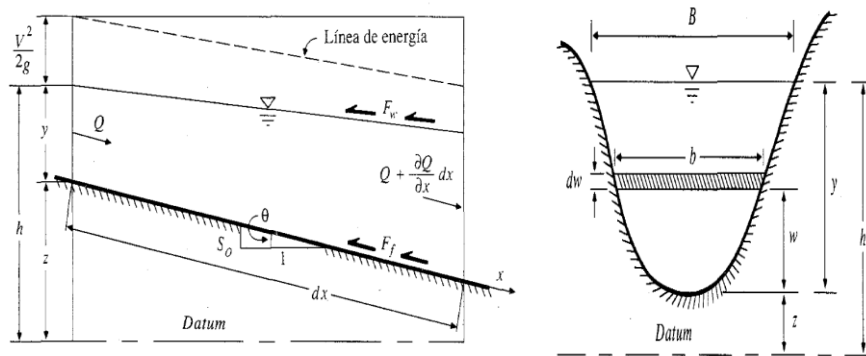


Figura 7: Tramo de un cauce para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant.

Fuente: Chow et al. (1994)

Las ecuaciones de Saint-Venant para tránsito distribuido constituyen un sistema de ecuaciones diferenciales parciales con dos variables independientes  $x$  y  $t$ , y dos variables dependientes  $y$  y  $Q$ , cuyas ecuaciones no se pueden solucionar fácilmente por métodos analíticos excepto en algunos casos especiales simples. Son ecuaciones diferenciales parciales que en general, deben resolverse utilizando métodos numéricos. (Chow et al., 1994; Fattorelli y Fernández, 2011; Ramos, 2012).

Entre los métodos tradicionales que se emplean para resolver las ecuaciones de Saint-Venant están los métodos de las características y los de diferencias finitas.

El método más usado es el método de diferencias finitas, existe gran cantidad de esquemas numéricos del tipo explícito e implícito. En este método se formula ecuaciones de diferencias finitas utilizando las ecuaciones diferenciales parciales originales de continuidad y de momentum. Se obtienen entonces soluciones para el caudal y la elevación de la superficie del agua para tiempos y distancias incrementándose a lo largo de la corriente o río.

### **2.2.3.3. MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS.**

La modelación hidráulica permite realizar una estimación más confiable de las áreas de inundación para diferentes caudales, y avenidas máximas.

El modelo HEC-RAS, es un modelo hidráulico unidimensional desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers). El modelo numérico incluido en el software permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales, para determinar el nivel del agua, analizando la inundabilidad y determinando las zonas inundables, mediante un análisis de flujo permanente y no permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre. (Villón, 2011; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

HEC-RAS es capaz de representar perfiles de superficie de agua en flujo estable, simulación del flujo inestable, transporte de sedimentos y análisis de la calidad del agua. HEC-RAS puede calcular perfiles de agua en 1D para flujo variado gradualmente estable. Perfiles de flujo sub crítico, supercrítico, y una combinación de ambos.

#### **2.2.3.3.1. ECUACIONES DEL FLUJO NO PERMANENTE**

Los cauces naturales generalmente se rigen por el flujo no permanente, donde se describe el proceso distribuido, consecuencia que el caudal, la velocidad y la altura de agua varía con el espacio (en las secciones transversales). (Villón, 2011; MTC, 2011; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

Para este tipo de flujo HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant, las cuales se basan sobre leyes físicas que gobiernan el flujo en corrientes, que son referidas al principio de conservación de la masa (continuidad) y principio de conservación de Momentum. (Villón, 2011; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

HEC-RAS incluye un esquema implícito de diferencias finitas (de cuatro puntos) para resolver la ecuación antes descritas.

## **2.2.3.3.2. PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE DISEÑO**

### **2.2.3.3.2.1. SECCIONES TRANSVERSALES**

En cada sección transversal del cauce del río se definen los parámetros hidráulicos de diseño, como los bancos, fondo del río, caudal de diseño, coeficiente de Manning ya sea para la llanura de inundación y para el cauce. (Villón, 2011; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

### **2.2.3.3.2.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n DE MANNING)**

El coeficiente de rugosidad representa el efecto de resistencia al flujo de las superficies del fondo, paredes del cauce y llanuras de inundación. El valor “n” de Manning es variable y depende de un gran número de factores como rugosidad superficial del cauce, vegetación presente en el cauce y llanuras de inundación, irregularidades del cauce, alineación del cauce, erosión y sedimentación, obstrucciones, tamaño y forma del cauce, estación y descarga, cambio temporal, temperatura, material en suspensión y carga de fondo. (Chow, 2004; Rocha 2007; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

Cowan desarrollo un procedimiento para determinar el coeficiente de Manning teniendo en cuenta diversos parámetros de la geometría del cauce. (Chow, 2004; Rocha 2007; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

$$\eta = (\eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4) * m_5 \quad (60)$$

Para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning, existen tablas y fotografías que muestran valores típicos para un determinado tipo de cauce, llanura de inundación, donde se muestran valores mínimo, normal y máximo.

**Tabla 16: Valores de coeficientes de rugosidad “ $\eta$ ” de Manning.**

Tipo de cauce y descripción	Valor de $\eta$		
	Mínimo	Normal	Máximo
<b>A. Cauces naturales menores (ancho superior, a nivel de crecida, menor que 30 m)</b>			
A-1) Cauces en planicies			
1) Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2) Igual que arriba pero más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3) Limpio, curvado, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4) Igual que el anterior pero algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5) Igual que arriba, niveles más bajos, pendiente y secciones más inefectivas	0.040	0.048	0.055
6) Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7) Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8) Tramos con muchos malezas, pozos profundos o recorrido de la crecida con mucha madera o arbustos bajos	0.075	0.100	0.150
A-2) Cauces de montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas y sumergidos para niveles altos			
1) Fondo: grava, cantos rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2) Cantos rodado y algunas rocas	0.040	0.050	0.070
<b>E) Planicies de Inundación</b>			
1) Pastizales sin arbustos			
• Pastos cortos	0.025	0.030	0.035
• Pastos altos	0.030	0.035	0.050
2) Áreas cultivadas			
• Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
• Cultivos maduros alineados	0.025	0.035	0.045
• Campo de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
3) Arbustos			
• Arbustos escasos, muchos pastos	0.035	0.050	0.070
• Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
• Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
• Arbustos medianos a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
• Arbustos medianos a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
4) Árboles			
• Sauces densos, en verano y rectos	0.110	0.150	0.200
• Tierra clara con ramas, sin brotes	0.030	0.040	0.050
• Igual que arriba pero con gran crecimiento de brotes	0.050	0.060	0.080
• Grupos grandes de madera, algunos árboles caídos, poco crecimiento inferior y nivel de la inundación por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
• Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0.100	0.120	0.160
F) Cursos de agua importantes (Ancho superior, a nivel de inundación, mayor que 30 m). Los valores de $n$ son menores que los de los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen menor resistencia efectiva.			
1) Sección regular sin rocas y arbustos	0.025	-	0.060
2) Sección irregular y áspera	0.035		0.100

Fuente: Chow (2004).

**Tabla 17: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante Cowan.**

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	$\eta_0$	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	$\eta_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	$\eta_2$	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	$\eta_3$	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	$\eta_4$	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	$m_5$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Chow (2004).

### 2.2.3.3.2.3. COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN

Una causa común de pérdida de energía dentro de un tramo (entre dos secciones transversales) es la contracción y expansión de flujo, debido a cambios en la sección transversal. Cuando esto ocurre, estas pérdidas son calculadas en base a coeficientes de contracción y expansión. (Villón, 2011; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

Los coeficientes, los cuales son aplicados entre secciones transversales, son especificados como parte de los datos de la sección aguas arriba. Cuando el cambio entre las secciones transversales del río es pequeño, y el flujo es sub-crítico, los coeficientes de contracción y expansión se encuentran normalmente en el orden de 0.1 y 0.3, respectivamente. (Villón, 2011; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

**Tabla 18: Coeficientes de Contracción y Expansión.**

<b>Coeficientes de Contracción y Expansión para Flujos Sub-críticos</b>	<b>Contracción</b>	<b>Expansión</b>
Sin cálculo de pérdidas de transición	0.000	0.000
Transición Gradual	0.100	0.300
Secciones Típicas de Puentes	0.300	0.500
Transición Abrupta	0.600	0.800

Fuente: US Army Corps of Engineers (2016).

### **2.2.3.3.3. RÉGIMEN DE FLUJO**

El régimen de flujo en una sección transversal de una corriente natural se clasifica en función del Número de Froude, el cual es una relación adimensional entre fuerza de inercia y de gravedad. (Chow, 2004, Rocha 2007; Villón, 2011; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

- En el régimen supercrítico ( $F > 1$ ) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña.
- El flujo subcrítico ( $F < 1$ ) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad.
- El flujo crítico ( $F = 1$ ) es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes sub-crítico y supercrítico.

### **2.2.3.3.4. ESTABILIDAD DEL MODELO PARA FLUJO NO PERMANENTE.**

Uno de los problemas presentes en un modelo de régimen variado es lograr la estabilidad de este, este modelo está sujeto a inestabilidades, consistente en errores numéricos que pueden crecer hasta el punto que la solución empieza a oscilar incontroladamente o hasta que los errores se hacen tan grandes que el cálculo no puede continuar. Es de suma importancia que al finalizar la simulación se detecte los posibles errores, se puede lograr realizando una inspección gráfica de los resultados de la simulación, para detectar la existencia de oscilaciones en las elevaciones de la superficie del agua y/o en los gastos calculados. (Bladé et al., 2009; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

Los factores que influyen en la estabilidad de la simulación son:

- Espaciamiento entre secciones transversales,  $\Delta x$
- Intervalo de tiempo de simulación,  $\Delta t$
- Factor de Peso  $\theta$
- Número de iteraciones
- Tolerancia de la solución

#### 2.2.3.3.4.1. ESPACIAMIENTO ENTRE SECCIONES TRANSVERSALES, $\Delta x$

El espaciamiento entre secciones es una variable determinante en la modelación de un flujo de cauces naturales, a menos distancia entre secciones mayor estabilidad del modelo, a costa de más tiempo de simulación. Para determinar la distancia entre secciones se debe tener en cuenta la naturaleza de la zona de estudio, las secciones deben tomarse de tal manera que puedan caracterizar los principales cambios geométricos en el tramo de estudio. Otro criterio a tomar en cuenta es la escala de trabajo. (Bladé et al., 2009; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).

Mediante la ecuación de Fread's se puede determinar el espaciamiento máximo de la sección transversal:

$$\Delta X_m \leq \frac{CT_p}{20} \quad (61)$$

Dónde:

$\Delta X_m$  : Espaciamiento de la sección transversal (m)

$T_p$  : Tiempo pico de la ola de crecida (segundos)

$C$  : Velocidad de la ola de crecida (m/s)

$$C = \sqrt{\delta D} \quad (62)$$

La ecuación de Samuel's, es otro criterio de selección del espaciamiento entre las secciones transversales, relaciona los siguientes parámetros:

$$\Delta X_m \leq \frac{0.15D}{S_0} \quad (63)$$

$D$  : Profundidad promedio del canal.

$S_0$  : Pendiente promedio.

#### 2.2.3.3.4.2. INTERVALO DE TIEMPO DE SIMULACIÓN, $\Delta t$

Con el espaciamiento entre secciones, se puede determinar el intervalo o paso de tiempo  $\Delta t$ , que asegure la estabilidad y exactitud de los resultados; este intervalo de tiempo se puede estimar mediante la condición de Courant:

$$C_r = V_w * \frac{\Delta t}{\Delta X} \leq 1 \quad (64)$$

Donde la velocidad de inundación de onda ( $V_w$ ) aproximada, se puede calcular como:

$$V_w = \frac{3}{2} * V \quad (65)$$

$V_w$  : La velocidad de la onda de inundación.

$V$  : Velocidad media del flujo.

La condición de Courant suele ser una condición bastante restrictiva. Si  $T_p$  es el tiempo pico del hidrograma de avenida, generalmente se sugiere que se cumpla la condición. (Bladé et al., 2009).

$$\Delta t \leq \frac{T_p}{20} \quad (66)$$

#### 2.2.3.3.4.3. FACTOR DE PESO $\theta$

El factor de peso  $\theta$ , es usado en la solución por diferencias finitas de las ecuaciones de flujo no permanente. El factor de ponderación determina la estabilidad del modelo para valores entre  $0.50 < \theta \leq 1.00$ . El manual del modelo HEC-RAS acepta valores comprendido entre  $0.60 < \theta \leq 1.00$ , donde establece que un valor de 0.6 proporciona una solución más precisa de las ecuaciones, pero es más susceptible de inestabilidad, y que un valor de 1.0 proporciona mayor estabilidad a la solución pero puede no ser tan preciso. (Bladé et al., 2009; Ramos, 2012; US Army Corps of Engineers, 2016).



#### **2.2.4. INUNDACIONES**

Las inundaciones tienen muchas definiciones, según la UNESCO, inundación se puede definir como el aumento del agua por arriba del nivel normal del cauce. Asimismo una avenidas se define como una elevación rápida y habitualmente breve del nivel de las aguas en un río o arroyo hasta un máximo desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad, estos incrementos y disminuciones, representan el comportamiento del escurrimiento en un río. (UNESCO, 1974).

El CENAPRED de México, (Centro Nacional de Prevención de Desastres), define a una inundación como “el evento que debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta, o falla de alguna estructura hidráulica resulta en un incremento del nivel de la superficie libre del agua de los ríos o del mar, la cual penetra hacia sitios en donde usualmente no la hay, generando daños en la población, la agricultura, la ganadería y la infraestructura”. (CENAPRED, 2012).

##### **2.2.4.1. DAÑOS POR INUNDACIÓN**

Las planicies de inundación, muchas veces son lugares preferidos para las actividades socioeconómicas, presentando altas densidades de asentamientos humanos. Los efectos sociales y económicos de las inundaciones son un problema crítico debido a las cuantiosas pérdidas, incluyendo las vidas humanas que se generan durante estos eventos. (Morelli, 2006; CENAPRED, 2012).

Los principales daños que pueden ocasionar en una inundación son

- Pérdidas de vidas humanas y de animales.
- Pérdidas de bienes, como vivienda, infraestructura de producción y servicios.
- Pérdida de medios de subsistencia.
- Disminución de la capacidad productiva y adquisitiva.
- Migración de sectores poblacionales afectados.
- Efectos psicosociales que pueden causar traumas duraderos.
- Obstaculización del proceso de desarrollo.
- Deterioro y destrucción de obras de arte y tesoros arqueológicos.

### 2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- a. **Área Urbana y Rural.**- Área urbana o centro poblado urbano es aquel que tiene como mínimo 100 viviendas agrupadas contiguamente (en promedio 500 habitantes). Por excepción se incluyen a todos los centros poblados capitales de distrito, aun cuando no reúnan la condición indicada. (INEI, 1993).
- b. **Avenidas máximas.**- Es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio, puede aumentar en tales proporciones que el cauce del río puede resultar insuficiente para contenerlo, provocando el desbordamiento.
- c. **Cabecera de cuenca.**- Corresponde generalmente a las áreas montañosas o cabeceras de los cerros, limitadas en su parte superior por las divisorias de aguas. Su función principalmente es de captación de agua, presentan la mayor fragilidad hidrológica.
- d. **Cauce.**- Cauce o lecho fluvial es la parte del fondo de un valle por donde discurren las aguas en su curso.
- e. **Escorrentía superficial.**- Parte de la precipitación caída sobre una superficie, que no se infiltra y discurre sobre la superficie del suelo hacia un cauce fluvial.
- f. **Estación Total.**- Instrumento que integra en un sólo equipo las funciones realizadas por el teodolito electrónico, un medidor electrónico de distancias y un microprocesador para realizar los cálculos que sean necesarios para determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno. (Torres y Villate, 2001; Méndez, 2008; Pachas, 2009).
- g. **Estaciones pluviométricas.**- Lugar destinado al registro y obtención de datos de precipitación que se presenta en la zona, para ello se cuenta con un pluviómetro. (Chereque, 2010; MTC, 2011).
- h. **Hidrogramas.**- Es la representación gráfica que muestra la tasa de flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente.

- i. **Hietogramas de precipitación.**- Es un gráfico de forma escalonada que representa la variación de la intensidad de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas. (Villón, 2011).
- j. **Intensidad de precipitación.**- Altura máxima de agua caída por unidad de tiempo, varía ampliamente en el tiempo y en el espacio. (Ponce, 1994; Villón, 2011).
- k. **Levantamiento topográfico.**- Desde el punto de vista hidrográfico, el levantamiento topográfico radica en un conjunto de actividades realizadas en campo, con el propósito de describir la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra, la composición de aquellas partes de la superficie de la tierra. (Méndez, 2008; Pachas, 2009).
- l. **Llanuras de inundación.**- Son áreas de superficie adyacente a ríos o riachuelos, sujeta a inundaciones recurrentes.
- m. **Modelación hidrológica.**- Los modelos hidrológicos intentan representar los diferentes procesos que se dan dentro de un espacio (generalmente una cuenca) y que transforman, en principio, una precipitación en escorrentía.
- n. **Modelación hidráulica.**- Es una simulación de situaciones reales que se producen en un cauce generalmente cuando se presenta fenómenos de avenidas, y prevén su comportamiento.
- o. **Red de drenaje.**- Son las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella.
- p. **Secciones transversales.**- La sección transversal es un corte vertical normal al alineamiento horizontal o eje de un cauce, el cual permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el lecho.

## CAPITULO III. MATERIAL Y MÉTODOS

### 3.1. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca alta del río Utcubamba se encuentra ubicada geográficamente entre los paralelos  $06^{\circ} 04'$  y  $06^{\circ} 56'$  de latitud Sur y los meridianos  $77^{\circ} 53'$  y  $77^{\circ} 44'$  de longitud Oeste de Greenwich. Altitudinalmente el área de estudio se extiende desde los 487 msnm hasta la línea divisoria de aguas entre las cuenca Alto Marañón y Huallabamba, a una altitud aproximada de los 4300 msnm. En la **Figura 8**, se muestra la ubicación general de la cuenca en estudio.



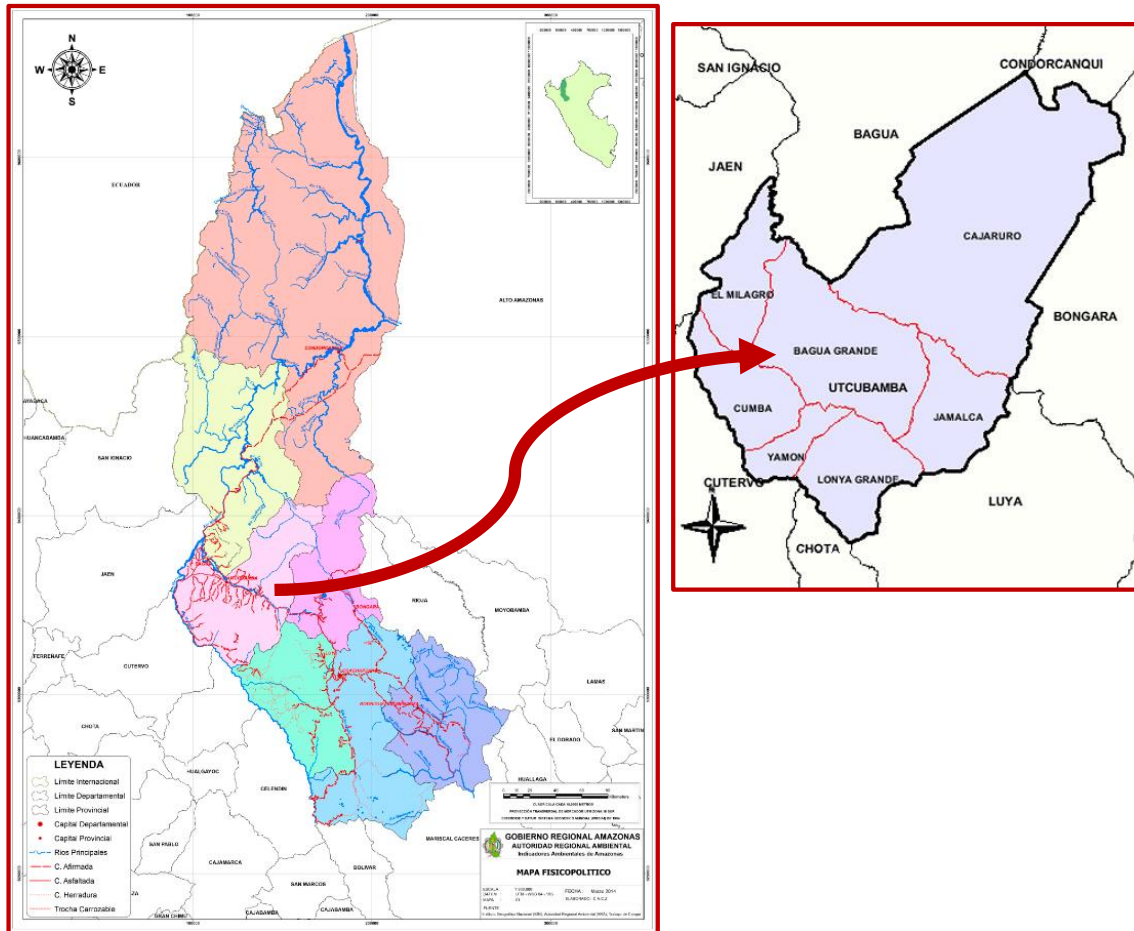
Figura 8: Mapa de Ubicación de la cuenca Utcubamba.

### 3.1.1. UBICACIÓN POLÍTICA

El estudio se realizó en el río Utcubamba a la altura del Centro Poblado Naranjitos, Distrito de Cajaruro, Provincia de Utcubamba, Departamento de Amazonas.



**Figura 9: Mapa político del Perú.**



**Figura 10: Mapa político región Amazonas – Provincia Utcubamba.**

**Fuente: GRA (2014).**

### 3.1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La zona de estudio comprende el centro poblado Naranjitos ubicado a la altura del Km. 247 de la carretera Fernando Belaunde Terry; comprendida dentro de los límites del Cuadrángulo de Bagua Grande (12-g), entre las siguientes coordenadas:

Latitud Sur : 10°00' – 11°00'

Longitud Oeste : 75°00' – 76°00'

Localidad : Naranjitos

Distrito : Cajaruro

Provincia : Utcubamba

Dpto. : Amazonas

### 3.1.3. DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA

Hidrográficamente, pertenece a la cuenca alta del río Utcubamba, con los límites:

Norte : Intercuenca Alto Marañón I y Cuenca Chinchipe.

Sur : Intercuenca Alto Marañón IV y Cuenca Huayabamba.

Este : Las cuencas Mayo y Huayabamba

Oeste : La Intercuenca Alto Marañón III, Intercuenca Alto Marañón IV y cuenca baja del río Utcubamba.

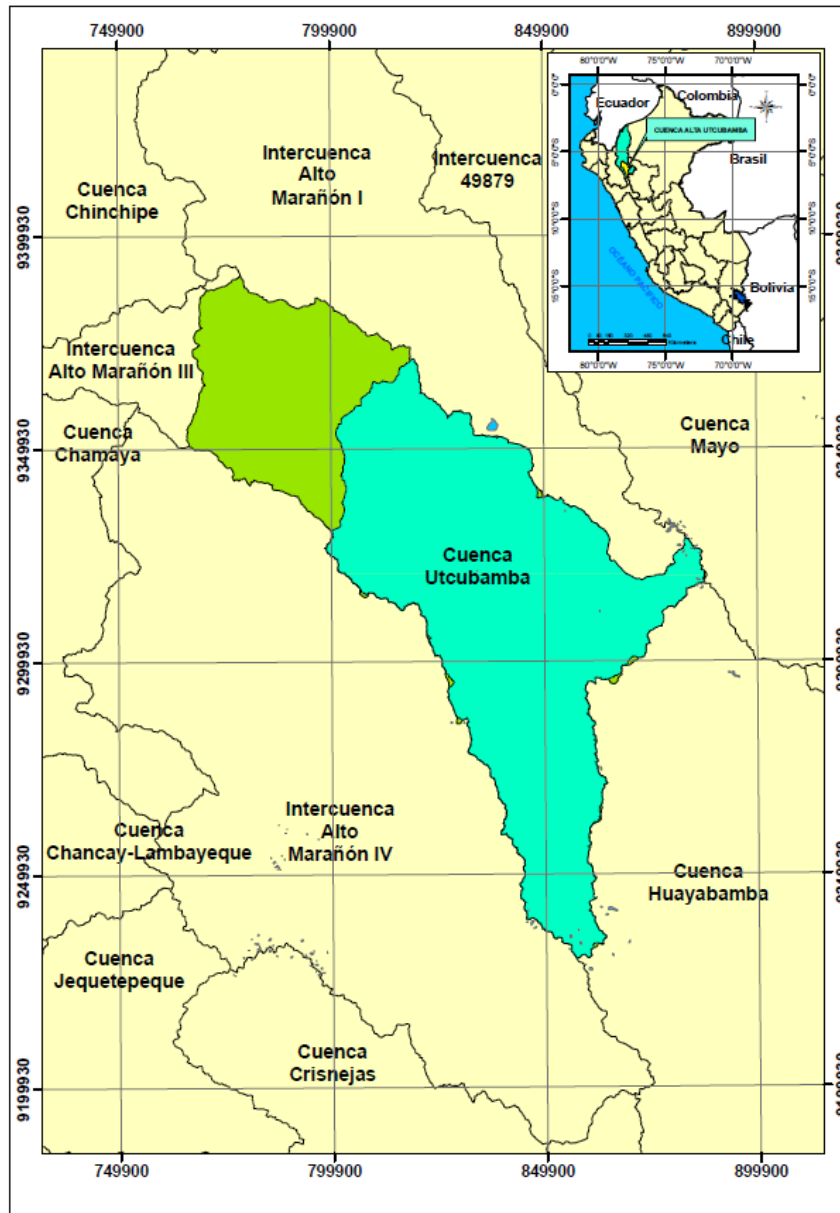


Figura 11: Mapa Demarcación hidrográfica de la cuenca Utcubamba.



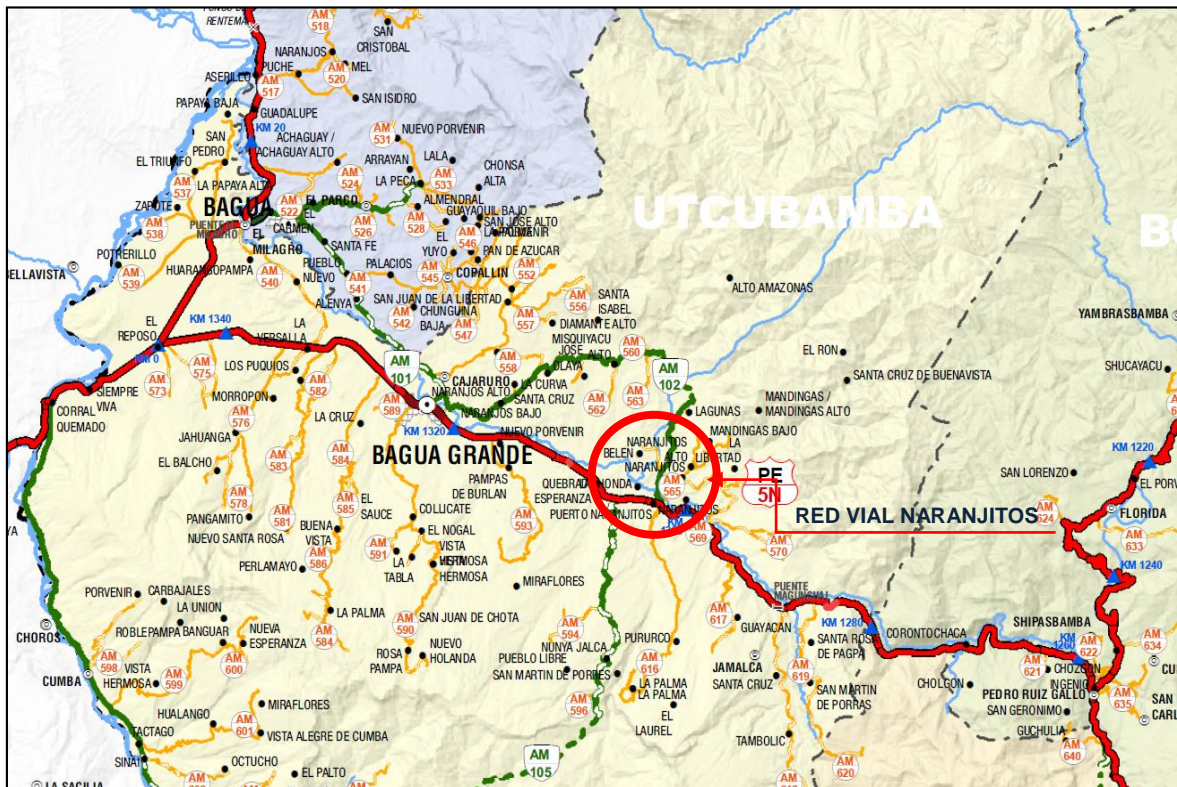
### 3.1.4. DEMARCACIÓN ADMINISTRATIVA

Administrativamente el área de estudio se ubica dentro de la Jurisdicción del Ministerio de Agricultura, Autoridad Nacional del Agua, Autoridad Administrativa del Agua Marañón, Administración Local del Agua Utcubamba.

### 3.1.5. VÍAS DE COMUNICACIÓN

La vía de comunicación es a través de la carretera de penetración a la selva, denominada “Marginal de la selva”, actualmente “Fernando Belaunde Terry”; la cual se encuentra totalmente asfaltada y en buen estado; esta vía atraviesa longitudinalmente gran parte del territorio del departamento de Amazonas, siguiendo la ruta transversal, que empalma con la Panamericana, partiendo de Chiclayo siguiendo la ruta de Olmos – Bagua Grande – Naranjitos.

En la **figura 12** del MTC se presenta la red vial en la zona puntual de estudio.



**Figura 12: Red Vial del Área de Estudio.**

**Fuente: MTC (2012).**



### 3.2. RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN

Con el objetivo de efectuar el modelamiento hidrológico e hidráulico del río Utcubamba en este sector; fue necesario la recopilación y análisis de estudios realizados con anterioridad en la zona, que se emplearán como aporte para ejecutar el estudio Hidrológico. En general los estudios recopilados contienen aspectos relacionados con la hidrología dentro del ámbito de la cuenca Utcubamba.

#### 3.2.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA

Al iniciar el estudio hidrológico fue necesario definir la cuenca Hidrográfica, que tiene influencia directa sobre el escurrimiento superficial. Para definir la cuenca fue necesario adquirir información cartográfica que la abarque en su totalidad. La información cartográfica procesada constituye:

- Mapas de las cartas nacionales a escala 1/100,000, con equidistancia de curvas de nivel a 50.00 m, obtenidas del Instituto Geográfico Nacional, confeccionadas por métodos estereofotogramétricos con control terrestre – 1971. La cuenca comprende los siguientes cuadrantes: Jaén (12-f), Bagua Grande (12-g), Villa de Jumbillas (12-h), Lonya Grande (13-g), Chachapoyas (13-h), Rioja (13-i) y Leymebamba (14-h). La delimitación se realizó en el software AutoCAD Civil 3D y ArcGis 10.3.1., haciendo uso de la herramienta Catchment (cuenca vertiente) y la Extensión de Hydrology en el ArcGis 10.3.1.
- Se realizó trabajos de campo, consistentes en el levantamiento topográfico del sector, incluye accesos y las estructuras existentes. Los trabajos fueron realizados con una estación total, tomando como base los BMs existentes en la zona puntual de estudio.

El método del levantamiento topográfico empleado fue el levantamiento por radiación a partir de un punto de referencia estática de coordenadas conocidas.

**Tabla 19: Coordenadas UTM de BMs existentes.**

COORDENADAS UTM WGS84			
Nombre	GridNorthing(m)	GridEasting(m)	Elevación (m)
GPS1	801751.250	9355915.294	499.726
GPS2	801817.003	9356009.748	508.805

- En la etapa de gabinete, los datos de campo fueron procesados en el software AutoCAD Civil 3D, obteniendo como resultado un plano de planta con curvas de nivel, equidistantes a 0.50 m de separación, perfil y secciones transversales del río, en una longitud de 890.00 m correspondiente a la localidad del centro poblado Naranjitos. El plano de planta fue de gran utilidad para la generación de un modelo de elevación en ArcGis 10.3.1., información base para el modelamiento hidráulico.



**Figura 13: Levantamiento topográfico de la zona de estudio.**

### **3.2.2. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA**

La información básica meteorológica que se utilizó en la presente tesis, son datos obtenidos de diversos estudios realizados con anterioridad en la cuenca alta Utcubamba, información pluviométrica referida a estaciones cercanas y aledañas a la zona de estudio. La información pluviométrica fue actualizada con datos proporcionados por el Senamhi, de las estaciones en funcionamiento.

En la zona de Estudio sólo existe información hidrométrica que mide la escorrentía superficial de los afluentes del río Utcubamba, no existiendo información hidrométrica que mida la escorrentía del río en sí.

**Tabla 20: Estaciones meteorológicas de la cuenca Utcubamba.**

N°	Estación	Coordenadas Geográficas		Cota Terreno m.s.n.m.	Ubicación Política		
		Longitud	Latitud		Departamento	Provincia	Distrito
1	CELENDÍN	78°08'42"	06°51'11"	2470.00	CAJAMARCA	CELENDÍN	CELENDÍN
2	CHACHAPOYAS	77°52'01.8"	06°12'30"	2490.00	AMAZONAS	CHACHAPOYAS	CHACHAPOYAS
3	JAZAN	77°58'32.5"	05°56'41.8"	1385.00	AMAZONAS	BONGARA	JAZAN
4	JUMBILLA	77°45'01"	05°53'01"	2284.00	AMAZONAS	BONGARA	CHISQUILLA
5	LEIMEBAMBA	77°48'01"	06°33'01"	2800.00	AMAZONAS	CHACHAPOYAS	MARISCAL CASTILLA
6	POMACOCHAS	77°55'01"	05°48'01"	2181.00	AMAZONAS	BONGARA	FLORIDA
7	RODRÍGUEZ. DE MENDOZA	77°25'01"	06°18'01"	2900.00	AMAZONAS	RODRÍGUEZ DE MENDOZA	MARISCAL BENAVIDES
8	MAGUNCHAL	78°11'19.9"	05°53'27.8"	632.00	AMAZONAS	UTCUBAMBA	JAMALCA
9	JAMALCA	78°14'14.1"	05°53'37.3"	1185.00	AMAZONAS	UTCUBAMBA	JAMALCA

En la **Figura 14**, se ilustra la distribución de las estaciones meteorológicas utilizadas en este estudio. Estas estaciones fueron extraídas de estudios realizados en la cuenca alta del Utcubamba, aguas arriba de la zona de estudio.

### 3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 3.3.1. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA UTCUBAMBA

Una cuenca está delimitada por una línea imaginaria parteaguas, que divide el escurrimiento entre cuencas adyacentes.

Para el trazo del parteaguas o delimitación de la cuenca se tomó en cuenta los siguientes criterios:

1. Se identificó la red de drenaje principal, en este caso el Rio Utcubamba.
2. Se tuvo en cuenta que la divisoria corte perpendicularmente a las curvas de nivel, proyectándose en los puntos de mayor nivel topográfico.
3. La divisoria nunca cortó una quebrada o río, excepto en el punto que abarca el área de estudio.

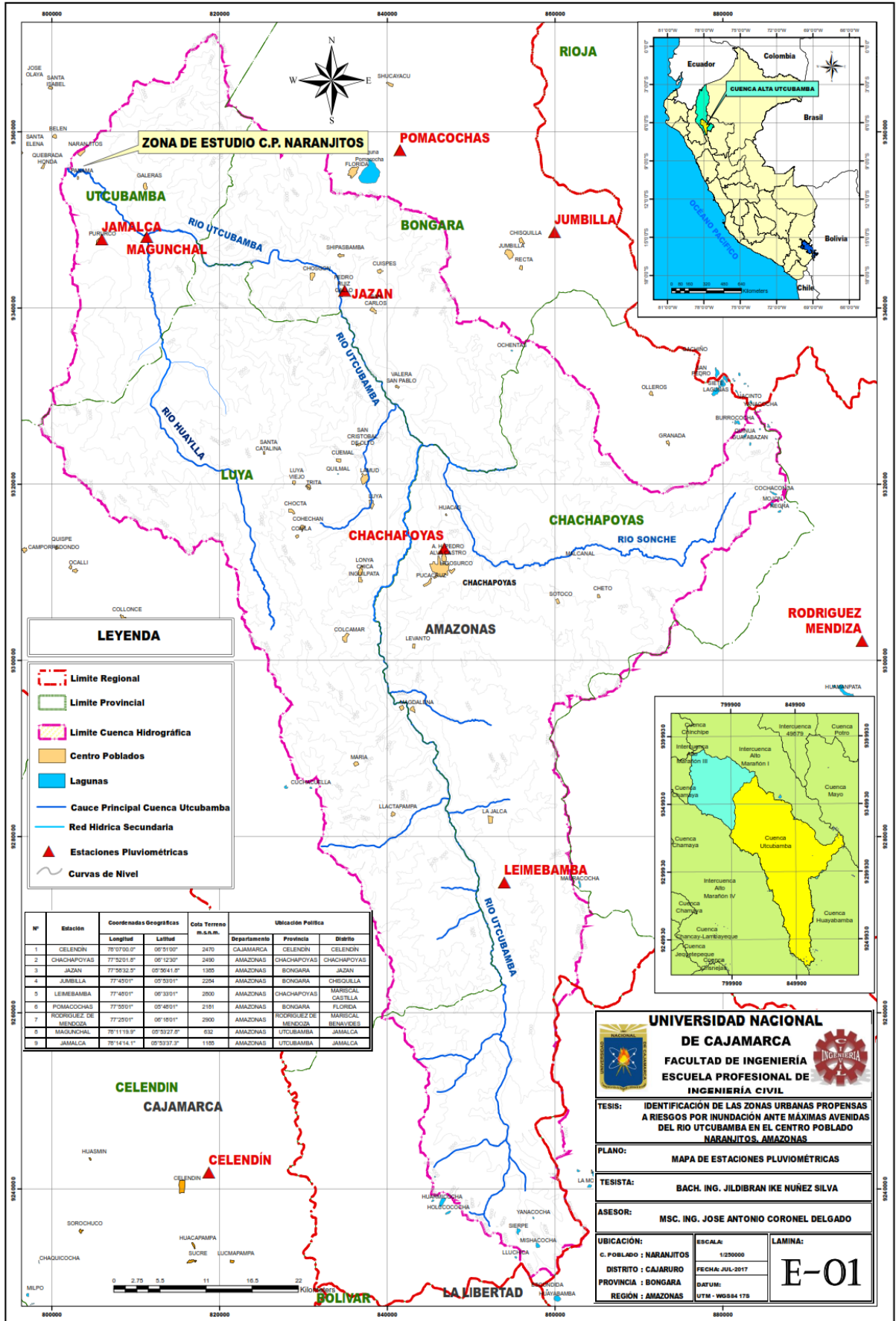
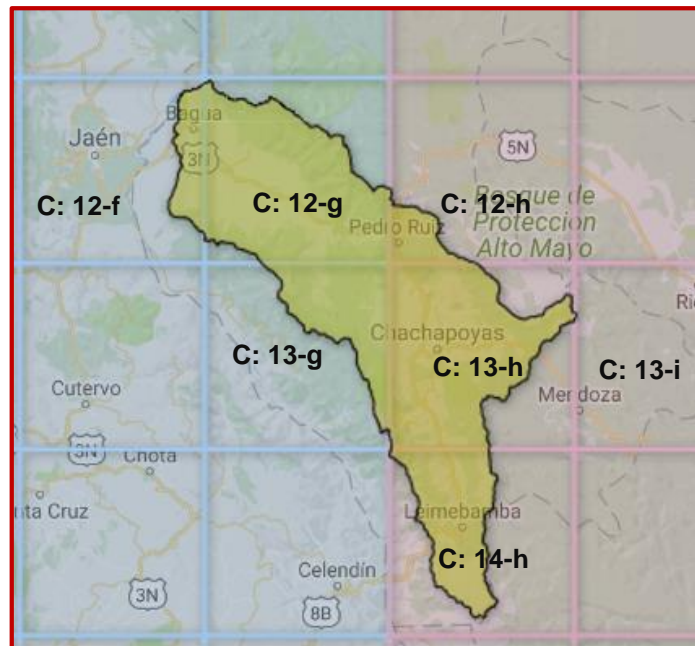


Figura 14: Mapa de estaciones meteorológicas.

Para delimitar la cuenca hidrográfica Utcubamba se utilizó el software AutoCAD Civil 3D y ArcGis 10.3.1.

Primeramente se obtuvo las cartas nacionales de los cuadrantes que conforman la cuenca Hidrográfica 116, obtenidas del Instituto Geográfico Nacional del Perú, 12-f, 12-g, 12-h, 13-g, 13-h, 13-i, 14-g y 14-h.



**Figura 15: Cartas Nacionales que conforman la cuenca hidrográfica Utcubamba.**

Estas cartas nacionales se importaron en el Software AutoCAD Civil 3D, conformando la cuenca Utcubamba en toda su longitud, con curvas de nivel cada 50.00 mts, así mismo se importó la ubicación de los cauces.

En las cartas topográficas digitales se ubicó como punto de aforo la zona local donde se desarrolló el estudio, con coordenadas geográficas 17 M E: 801786.786m; N: 9355956.222m. Se procedió a configurar el software AutoCAD Civil 3D para la delimitación de la cuenca alta del río Utcubamba.

### **3.3.2. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA**

Se generó información primaria en base al análisis de la información cartográfica disponible en el ING (Instituto Nacional Geográfico). Para determinar las diversas variables necesarias en el análisis geomorfológico de la cuenca, los datos fueron manejados y procesados en programas computacionales como el AutoCAD Civil 3D, ArcGis 10.3.1., software Excel y con la aplicación de las ecuaciones matemáticas que definen los diversos parámetros geomorfológicos, se determinaron las características físicas de la cuenca, que tienen una influencia directa en la respuesta hidrológica. Recíprocamente, el carácter hidrológico de la misma contribuye considerablemente a formar sus características físicas.

#### **3.3.2.1. PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA**

##### **a. Tamaño y perímetro de la cuenca**

La Superficie y perímetro de la cuenca comprendida dentro de la curva cerrada del divortium acuarium, se obtuvo mediante la delimitación de la cuenca con el software AutoCAD Civil 3D.

En el Software AutoCAD Civil 3D se realizó un análisis de áreas, determinado las distintas áreas entre curvas, áreas en relieve 3D, con el objetivo de obtener un área más precisa de la cuenca, la misma que influye directamente en el aporte de escorrentía.

##### **b. Longitud del río principal (L).**

La longitud se determinó midiendo en el AutoCAD Civil 3D, el recorrido del río desde la cabecera de la cuenca hasta el punto de interés, en una longitud en relieve 3D.

##### **c. Ancho promedio de la cuenca, índice de compacidad (coeficiente de gravelius), factor forma y relación de elongación.**

Con la información primaria obtenida de la delimitación de la cuenca, se obtuvo datos dimensionales característicos de la cuenca como el área, perímetro y longitud del cauce; con esta información, el uso del programa Excel y la aplicación de las ecuaciones matemáticas

se determinaron las variables morfométricas de forma de la cuenca. El ancho medio de la cuenca se obtuvo con la Ecuación (1).

Para determinar el factor forma se utilizó el método de Horton, relación entre el área y la longitud de la cuenca al cuadrado, dando una aproximación del comportamiento hidrológico de la cuenca ante precipitaciones.

La relación de elongación para la cuenca se determinó mediante el índice propuesto por Shumm (1956), ecuación (04).

### **3.3.2.2. PARÁMETROS DE RELIEVE**

El relieve está directamente relacionado e influencia en la esorrentía de la cuenca.

#### **a. Curva hipsométrica.**

El método utilizado en términos básicos, involucra determinar el área definida entre curvas de nivel, dentro de los límites o divisorias de la Cuenca Hidrográfica. Las áreas se calcularon en el software AutoCAD Civil 3D, mediante un análisis de superficie de cuenca en relieve 3D, con el objetivo de tener una mayor aproximación al área real. Con los datos básicos de las áreas, mediante hojas de cálculo Excel se obtuvo la Curva Hipsométrica.

#### **b. Elevación media**

La elevación media se determinó mediante el método área-elevación, aplicando la ecuación (5), con el promedio ponderado de las alturas que se encuentran dentro de la cuenca considerada. Los datos son los mismos usados para la elaboración de la curva hipsométrica.

#### **c. Rectángulo equivalente**

Con los parámetros dimensionales obtenidos mediante el AutoCAD Civil 3D, como el área y perímetro, haciendo uso de las ecuaciones (6) y (7) se realiza la transformación geométrica de la cuenca en un rectángulo equivalente.

#### **d. Índice de pendiente**

Representa la pendiente promedio de todas las áreas elementales de la cuenca. Se determinó utilizando los datos obtenidos del rectángulo equivalente como el lado mayor y aplicando la ecuación (8).

#### **e. Pendiente media de la cuenca**

Parámetro relacionado con el comportamiento Hidráulico de drenaje de la cuenca, se determinó mediante el método de análisis de superficies en el software AutoCAD Civil 3D, obteniendo pendientes en relación a superficies, mediante una hoja de cálculo aplicando ponderación de áreas se determinó la pendiente media.

### **3.3.2.3. PARÁMETROS RELATIVOS A LA RED HIDROGRÁFICA**

#### **a. Numero de Orden de un cauce.**

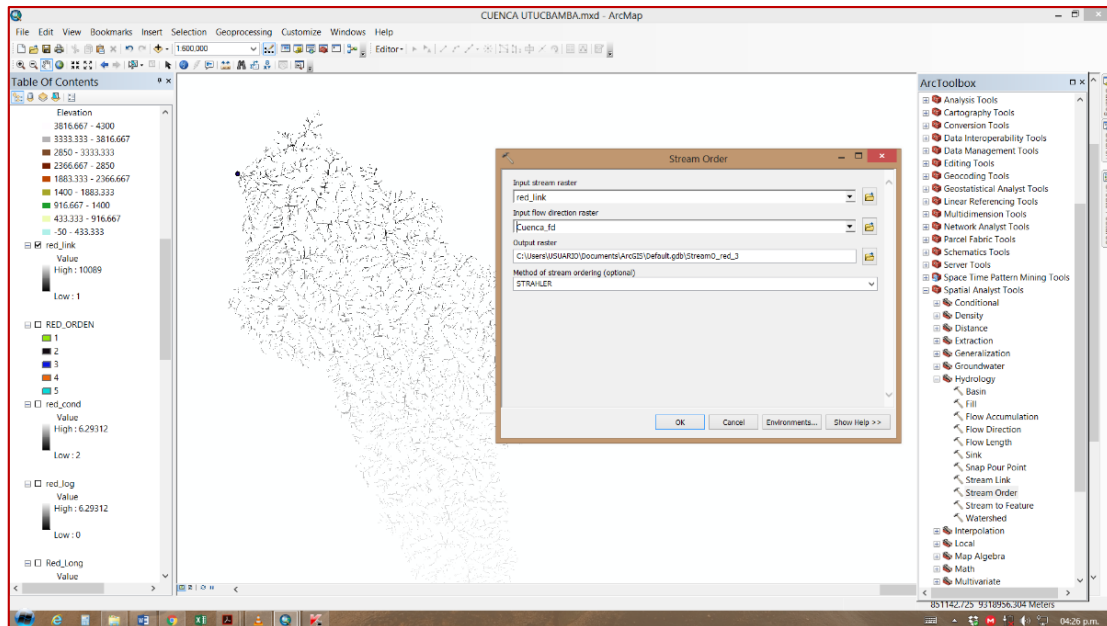
El grado de ramificación de la red de drenaje de la cuenca, se determinó mediante el software SIG ArcGis 10.3.1. Con las cartas nacionales que conforman la cuenca Utcubamba; mediante la extensión Hydrology, Stream Order, se obtiene el Orden de los ríos.

El método utilizado fue el de Strahler, donde el orden de la corriente se incrementa cuando se cruzan dos drenajes del mismo orden. Dos drenajes de diferentes órdenes no se traducirán en un aumento del orden de la siguiente corriente. El orden de la corriente principal será un indicador de la magnitud de ramificación y extensión de la red de drenaje dentro de la cuenca.

#### **b. Densidad de drenaje**

Índice que permite tener conocimiento sobre la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje de la cuenca. La densidad de drenaje se determinó mediante la ecuación propuesta por Horton, los datos de la longitud de los cauces se obtuvieron mediante el software SIG ArcGis 10.3.1. Se tomaron en cuenta todos los cauces, toda vez que en momentos de intensas lluvias todos funcionan recolectando y transportando agua.





**Figura 16: Software ARCGIS, procesamiento de orden de los cauces de la cuenca Utcubamba.**

### 3.3.3. ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO

En la zona de estudio no existe estaciones hidrométricas, por lo que se recurre al método precipitación – escorrentía, para determinar los caudales máximos para un determinado período de retorno, datos que nos permitieron identificar las zonas de alto riesgo a inundaciones. Se utilizó los datos de registros históricos de precipitación máxima en 24 horas. En el modelo matemático precipitación–escorrentía, es primordial cuantificar la incidencia simultánea de la precipitación sobre la cuenca.

En la cuenca Utcubamba se cuenta con estaciones pluviométricas que son operadas por el SENAMHI, para este estudio se obtuvo información pluviométrica mensuales y registros históricos de precipitación máxima en 24 horas, hasta un cierto período de años generalmente hasta el 2013. La información se actualizó al 2016, con datos proporcionados por el Senamhi de las estaciones en funcionamiento.

Las estaciones son del tipo climatológicas ordinarias y pluviométricas, ubicadas cerca y aledañas al área de estudio, a partir de la cual se cuantifico la precipitación pluvial en forma directa. Se ha considerado la información registrada en 09 estaciones: Celendín, Chachapoyas, Jazan, Jumbilla, Leimebamba, Pomacochas, Rodríguez de Mendoza, Magunchal y Jamalca, todas operadas por el Senamhi; tal como se muestra en la tabla 20.

### **3.3.3.1. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA**

Antes de iniciar el Modelamiento Hidrológico se efectuó un análisis de consistencia de los registros históricos de precipitaciones de las estaciones señaladas, con el fin de verificar si la serie de datos es homogénea, consistente, confiable y de calidad.

El Análisis de Consistencia se evaluó mediante los métodos gráficos visuales, curva doble masa y análisis de saltos, con el objetivo de determinar si los datos son confiables y estimar un caudal próximo a la realidad. Este análisis se efectuó con el registro histórico de la precipitación mensual y anual de 08 estaciones, la estación de Jamalca no fue tomada en cuenta para este análisis, porque solo cuenta con información de precipitación máxima en 24 horas.

Con los datos se elaboraron hidrogramas para cada estación en una hoja Excel, visualizando que en las 08 estaciones existen períodos con datos faltantes.

Para la elaboración de la curva doble masa, previamente se completó los datos faltantes mediante el método de razones promedio, agrupando estaciones con similares condiciones topográficas y climatológicas. Se usó este método solamente para completar los datos faltantes de las precipitaciones mensuales de cada estación con el fin de elaborar la curva doble masa. Los métodos estadísticos de regresión simple o múltiple arrojaron coeficientes de correlación  $R^2$  cercanos a 0, evidenciando que no existe correlación entre la data de estaciones, no siendo recomendable su uso.

### **3.3.4. ANÁLISIS DE FRECUENCIA**

El análisis de frecuencia de la data de registros históricos de precipitación, se realizó con el objetivo de relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia, mediante distribuciones de probabilidad.

Para determinar las distribuciones de probabilidad de cada estación se utilizó el software HidroEsta, una aplicación que facilitó y simplificó los cálculos estadísticos laboriosos de cada distribución. Este Software permite evaluar si una serie de datos se ajustan a una serie de distribuciones.

Previamente al iniciar el análisis de frecuencia de la data de precipitación, se determinó las precipitaciones máximas diarias anuales. Para las estaciones con registros históricos de períodos cortos, se tuvo la necesidad de extender los datos hasta los períodos actuales, mediante el método de razones promedio, este método es recomendable para completar datos diarios, así mismo se recomienda en zonas montañosas, características de esta cuenca. Los métodos de regresión simple y múltiple no se usaron, por el hecho de que el coeficiente de correlación entre estaciones fue inferior a 0.50, cercanas a 0, evidenciando que no existe una correlación entre estaciones vecinas. Este método es más confiable, ya que se cuenta con estaciones de condiciones topográficas y climáticas similares.

Las estaciones Jumbilla y Leimebamba presentan registros históricos entre los años 1964 a 1989, registros de precipitaciones antiguas, fue necesaria la extensión de sus datos hasta el año 2016, esto se logró con los datos de las estaciones vecinas, que cuentan con registros de precipitaciones actualizadas, permitiendo obtener datos de lluvias máximas más confiables y cercanas a la realidad.

Seguidamente se efectuó el análisis de frecuencia con las funciones de distribución Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros, Gamma 2 parámetros, Gamma 3 parámetros, Log Pearson tipo III, Gumbel y Log Gumbel, para cada estación con los datos de precipitación máxima anual, (07 estaciones con data disponibles, las estaciones de Pomacochas y Rodríguez de Mendoza no fueron tomadas en cuenta para este análisis estadístico por tener un registro muy corto de datos).

El software HidroEsta determinó el análisis de probabilidad, mediante las funciones de distribución mencionadas en el párrafo anterior, evaluó si una serie de datos se ajustan a una serie de distribución, para un nivel de significancia del 0.05 (5%) o una probabilidad del 95%, tanto con momentos ordinarios, como con momentos lineales, el ajuste lo efectuó mediante el método de Kolmogorov-Smirnov.

Para cada serie de distribución, se determinó el máximo  $\Delta$ , entre la función de distribución de probabilidad observada  $F_0(X_m)$  y la función de probabilidad estimada  $F(X_m)$ , considerando como distribución con mejor ajuste, la que presenta un menor valor de  $\Delta$ . Con la distribución de mejor ajuste se determinó la precipitación de diseño para los períodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años.

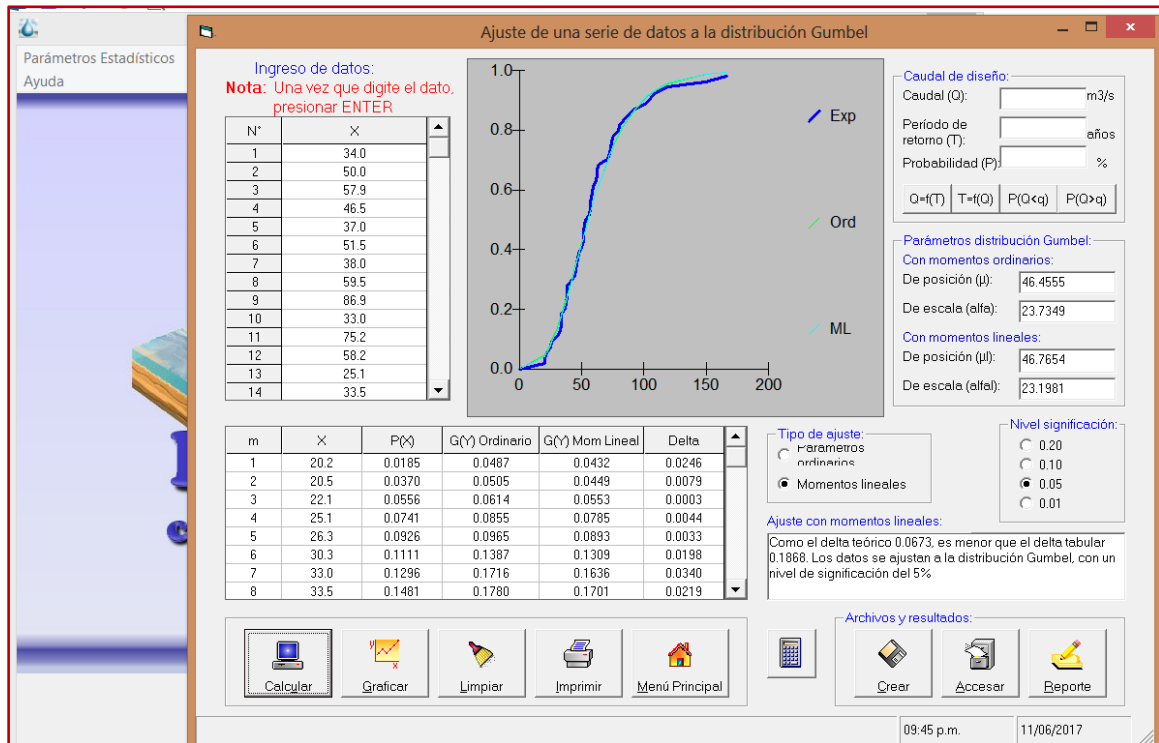


Figura 17: Software HidroEsta, Análisis de distribuciones, y precipitación de diseño.

### 3.3.5. PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

Para el modelo precipitación-escorrentía, es necesario conocer la precipitación de diseño, precipitación media o areal de toda la cuenca, para un cierto período de retorno, y no en puntos determinados, que es la información que nos proporcionan los pluviómetros en las estaciones meteorológicas.

Para determinar la precipitación areal existen numerosos métodos, el método que se utilizó en este estudio fue el de las isoyetas mediante el ArcGis 10.3.1; utilizando un proceso de interpolación, obteniendo valores de precipitación en las zonas que no disponen de información pluviométrica.

En una hoja de cálculo Excel se plasmó la información de las estaciones pluviométricas, coordenadas y altura de precipitación para un determinado período de retorno, en este caso 100, 200 y 500 años. Esta información fue ingresada al ArcGis 10.3.1., procediendo a la interpolación y obteniendo mapas de Isoyetas, que permitieron determinar la precipitación media.

En el ArcGis existen diversos métodos de interpolación, el método definido de interpolación en este estudio fue el IDW (Distancia Inversa ponderada), este método presupone que la variable que se representa cartográficamente disminuye su influencia a mayor distancia desde su ubicación de muestra.

Se definió este método, por las características de la cuenca, conformada por zonas montañosas, cuya precipitación varía inconsistentemente con la altitud, no existiendo una correlación entre altitud y precipitación. Un claro ejemplo son las precipitaciones en las estaciones, Jamalca de una altitud promedio de 1385 msnm, es una zona muy lluviosa con precipitaciones más intensas que en zonas como Jumbilla que presentan altitudes promedio de 2200 msnm.

No concurriendo una correlación Altitud-Precipitación, hace imposible establecer una fórmula matemática entre la Altitud-Precipitación, utilizada en los demás métodos de interpolación, su uso llevaría a errores sistemáticos al determinar la precipitación areal.

### **3.3.6. TORMENTA DE DISEÑO**

En todo estudio hidrológico de una cuenca, con el fin de analizar, diseñar estructuras hidráulicas, defensas ribereñas, etc., es primordial determinar el evento o eventos de lluvia que deben usarse. Cuando se utilizan modelos precipitación-escorrentía como los hidrogramas unitarios o el método racional; la forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias o períodos de retorno. Esta relación se denomina curvas IDF, que son determinadas para cada sitio en particular (Chow et al., 1994).

Para determinar las Curvas IDF, ante la falta de datos de pluviográficos, se ha hecho uso de la información pluviométrica máxima en 24 horas, obtenida para diferentes períodos de retorno.

La Intensidad máxima probable para duraciones de menos de una hora, se obtuvo utilizando las ecuaciones de lluvias intensas generalizadas propuestas por Bell (1969), esta ecuación permitió determinar lluvias en  $t$  tiempos de duración de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 min a partir de datos de precipitación máxima en 24 h.

Diversos estudios realizados por Bell (1969), dan cuenta que existe una relación entre la lluvia caída en 60 minutos para un período de retorno de 10 años y la lluvia con duración de  $t$  min para diversos períodos de retorno, encontrando que esta relación se mantiene constante para diversos lugares. En base a esta relación se aplicó la ecuación (35), con el objetivo de determinar las precipitaciones e intensidades máximas para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 minutos, a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas.

La altura de precipitación para 1 hora y tiempo de retorno de 10 años, es esencial para utilizar la relación de Bell, esta se determinó mediante los métodos de Yance Tueros, Grunzky, el coeficiente utilizado en Chile, el coeficiente propuesto por Campos, Dick Peschke, coeficientes propuestos por el MTC y método de Bell; para el método de Bell se utilizaron los coeficientes de la **tabla 8**. Los resultados obtenidos fueron diferentes valores para cada método. Como valor de precipitación para 1 hora, se optó por utilizar el promedio de los datos obtenidos.

**Tabla 21: Precipitaciones para duración de 1 hora y período de retorno de 10 años.**

<b>Métodos</b>	<b>Yance Tueros</b>	<b>Grunzky</b>	<b>Coeficiente de Chile</b>	<b>Dick Peschke</b>	<b>Cof. MTC</b>	<b>Coeficiente Campos</b>	<b>Bell</b>
$P_{\max}^{1h}$	<b>17.99</b>	<b>13.41</b>	<b>16.26</b>	<b>29.68</b>	<b>16.42</b>	<b>19.71</b>	<b>23.16</b>
Promedio	<b>19.52</b>						

Con la precipitación máxima, para duración de 1 hora y período de retorno de 10 años, se procedió a aplicar el método de Bell, Ecuación (35), determinando las alturas de precipitación para tiempos  $t$  de duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 minutos. Con esta data se obtuvieron las intensidades máximas para cada período de retorno, y para cada duración correspondiente.

Con el fin de obtener una correlación óptima al aplicar el análisis estadístico, y obtener la ecuación matemática de Intensidades para la cuenca Utcubamba, se realizó el cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas, mediante el análisis de frecuencia y la precipitación areal mediante el método de Isoyetas para los períodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 15, 25, 50, 100 y 200 años.

Aplicando la Ecuación (34), a cada dato de Intensidad, mediante una hoja de cálculo Excel se realizó el análisis estadístico de los datos, regresión lineal múltiple, obteniendo las constantes para la ecuación (32), que será la ecuación matemática de Intensidad para la Cuenca Utcubamba.

### 3.3.7. PERÍODO DE RETORNO

El estudio contempla identificar y cuantificar las áreas en riesgo a inundación por avenidas del río Utcubamba, esto es equivalente al diseño de defensas ribereñas, asumiendo esta equivalencia, se calculó el período de retorno de análisis según los parámetros especificados en Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2011), se eligen los parámetros para determinan el período de retorno de diseño.

n: 40 (defensas ribereñas)

R: 0.25 (Defensas ribereñas)

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \Rightarrow T = 139.54 \text{ Años}$$

Con los parámetros seleccionado y aplicando la ecuación (16), se obtiene un período de retorno de diseño equivalente a 139.54 años.

A partir del período de retorno calculado, se optó asumir para el análisis de inundabilidad en esta zona, un período de retorno de 200 años, por seguridad y presencia de edificaciones cerca de la ribera del río, que están en riesgo de inundación, por ende colapso de estas edificaciones construidas precariamente con material de adobe sin ningún criterio técnico, así mismo en esta área inundable se encuentra ubicada una Institución Educativa, que abarca la mayor parte de la población estudiantil de los centros poblados aledaños. Una inundación perjudicaría la vía única de acceso e intercomunicación de los centros poblados aledaños con la capital Utcubamba.

### 3.3.8. HIETOGRAMA DE DISEÑO

#### 3.3.8.1. MÉTODO BLOQUE ALTERNO

En los modelos de precipitación – escorrentía, un parámetro de suma importancia para la obtención de caudales, es la tormenta de diseño, pueden ser obtenidas de registros pluviográficos, o de las curvas IDF de cada región.

En la cuenca Utcubamba no se cuenta con registros pluviográficos, y estaciones hidrométricas que midan el caudal para diversos períodos, ante la falta de estos datos se hizo uso de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas, realizando un procesamiento y obteniendo ecuaciones matemáticas de Intensidades.

Con la ecuación (69), ecuación matemática representativa de la intensidad, se calcularon intensidades para tiempo  $t$  de duraciones 1, 2, 3,... y 12 horas, aplicando la ecuación (67) que define la intensidad, la misma que según Chow et al. (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, ósea la altura de agua de precipitación por unidad de tiempo. Se obtuvo la precipitación total acumulada para cada tiempo  $t$  de duración, y período de retorno de 200 años.

$$I_{mm/h} = \frac{P}{t} \Rightarrow P = I_{mm/h} * t \quad (67)$$

Con los datos de precipitación acumulada para tiempo  $t$  de duración, por cada período de retorno, se graficó el Hietograma de precipitaciones de diseño.

#### 3.3.8.2. PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA

La naturaleza de las avenidas máximas depende de la intensidad y duración de las precipitaciones, así como de las características de la cuenca (Campos, 1998). Las precipitaciones intensas son el origen más común de las avenidas. Sin embargo, no toda la precipitación que se produce sobre la cuenca forma parte directa de la escorrentía superficial que se transporta por el cauce principal. Un porcentaje de lluvia discurre por la superficie hacia las zonas de menor cota topográfica, finalmente discurre por la red hidrográfica de la cuenca y formando el cauce principal, siendo susceptible a generar avenidas.



Otro porcentaje de lluvia no pasa directamente a formar parte de la escorrentía superficial, a esta parte de lluvia se la define como "pérdidas" o "abstracciones iniciales". Éstas incluyen la infiltración en el suelo, intercepción por parte de la cubierta vegetal, evapotranspiración producida por la vegetación, evaporación directa en la superficie por insolación y almacenamiento en pequeñas depresiones. De todos los procesos anteriores, la infiltración es la más importante.

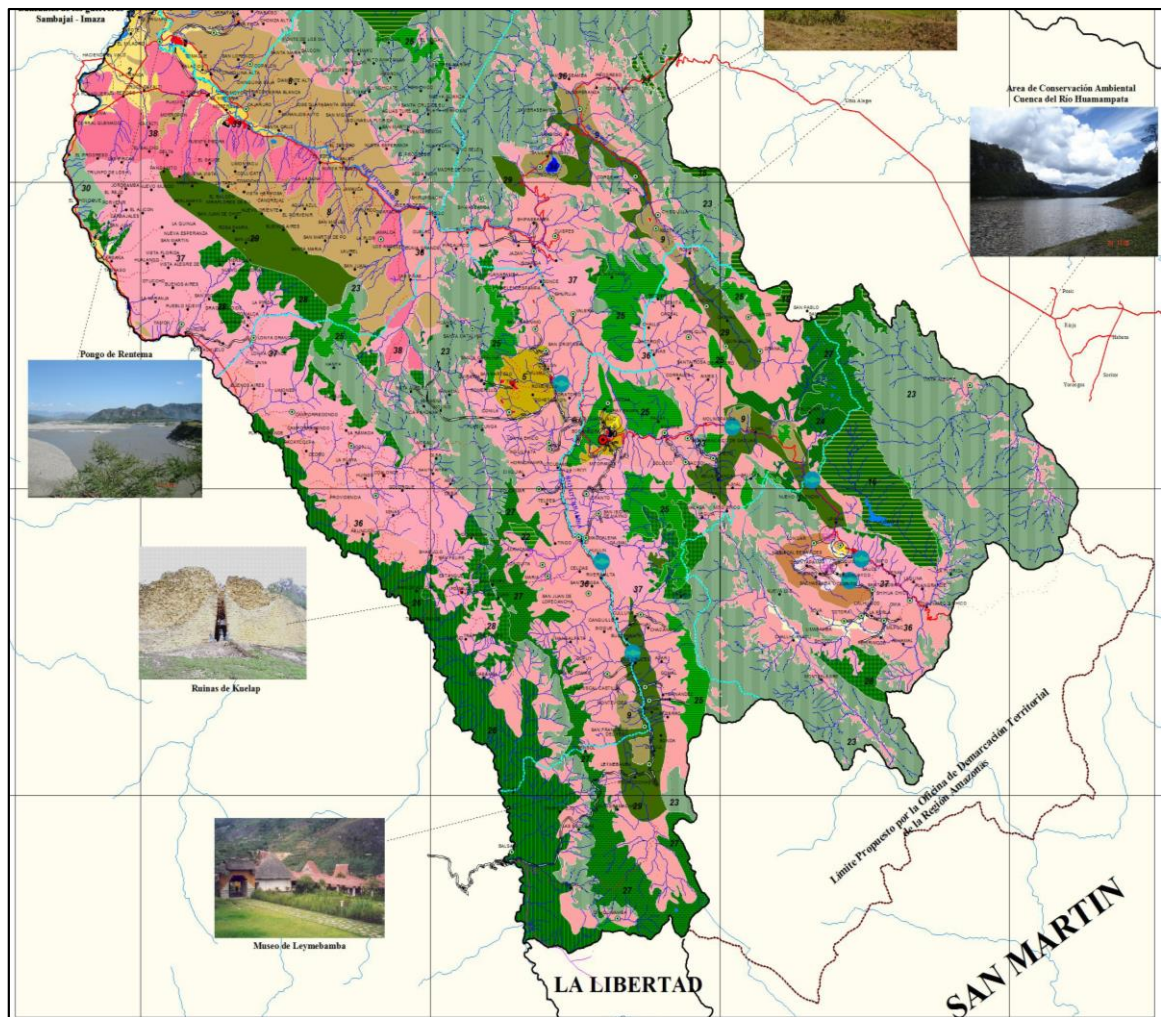
El cálculo de la precipitación efectiva se realizó mediante el método del SCS para abstracciones, procedimiento más empleado a nivel mundial en el campo de la Ingeniería para la evaluación de la transformación lluvia total en efectiva.

La metodología utilizada para generar automáticamente el número de curva se apoyó y ejecutó en ArcGis 10.3.1.

El parámetro requerido en el método SCS, uso del suelo, se determinó utilizando los mapas de Uso de suelo brindado por el IGN (Instituto Geográfico Nacional), para el departamento de Amazonas; haciendo uso del Software ArcGis, se extrajo los datos pertenecientes a la cuenca Utcubamba.

Como se observa en la figura 18, en la zona de interés el uso existente de mayor importancia es el natural, cobertura vegetal. Las zonas que se presentan de color rosado, son zonas de recuperación, con cultivos, reforestación, zonas con bastante vegetación.

Otro parámetro utilizado en la metodología del SCS, es el potencial de escurrimiento, el cual se clasifica en cuatro grupos (A, B, C y D), en función a la capacidad de retención o drenaje de los suelos. Para clasificar el potencial de escurrimiento, se ha tenido en cuenta el tipo de suelo, mediante el cual se fijaron las condiciones de infiltración subsuperficial incidentes en la escorrentía directa, y la cobertura vegetal, la vegetación ejerce una fuerte influencia en la escorrentía directa, no solamente en su interpretación hipotética de un coeficiente de escorrentía, sino también en la capacidad de las plantas para absorber agua en los períodos húmedos.



**Figura 18: Mapa de Usos de suelo Departamento de Amazonas, zona cuenca Utcubamba.**

La cuenca Utcubamba esta generalmente conformada por suelos arcillosos y rocosos, como se puede apreciar en el mapa de suelos del Perú, suelos con escasa capacidad de infiltración una vez saturados. Haciendo un recorrido por la mayor parte de la cuenca Utcubamba, se observa que la parte alta y media, está conformada en mayor parte por rocas y arcillas, así mismo cubierta por gran cantidad de vegetación, de esta apreciación se optó por considerar un tipo hidrológico de suelo C, con un moderado potencial de escurrimiento.

Las tablas para determinar el número de curva, se presentan generalmente en una condición de humedad II, condiciones normales, condiciones en las que se obtuvo el Número de curva ponderado, y se recalculó con la ecuación (47) para una condición de humedad III. Se opta por una condición antecedente de Humedad III, por ser la condición de humedad más crítica, existe un máximo potencial de escurrimiento, y se utiliza generalmente para determinar máximas avenidas.



**Figura 19: Características geográficas de la cuenca alta del Utcubamba.**

Definido los parámetros que se usaran en el método del SCS número de curva, como el tipo de suelo, Condición de Humedad y tipo hidrológico de suelo, se procedió con ayuda del software ArcGis, y haciendo uso de las tablas 11, 12, 13 y 14, que muestran números de curva para condiciones CN(II) y  $I_a=0.2S$ , a determinar el CN(II) ponderado para la cuenca Utcubamba, mediante el método de ponderación de áreas.

Los valores del número de curva obtenidos de las tablas señaladas, para condiciones normales II de humedad, generalmente corresponden a pendientes de hasta 5%; para pendientes superiores es necesario ajustar el número de curva en función de la pendiente. La cuenca Utcubamba presenta pendientes fuertes superiores al 5%. En la parte alta las pendientes pueden llegar al 60%. Con los valores de CN en condiciones I, II Y III, se obtuvo un CN(IIS), corregido en función de la pendiente aplicando la ecuación (48), se ha tomado como dato la pendiente media de la cuenca obtenida mediante el Modelo Digital de Elevaciones (MDE) con el software ArcGis 10.3.1.

Con el Número de Curva obtenido, mediante la ecuación (45), se procedió a determinar la retención máxima potencial  $S$ , con los datos del CN y  $S$  aplicando la ecuación (42), se determinó la precipitación efectiva de diseño, que se utilizó como base para estimar la escorrentía directa, conjuntamente con el hidrograma de Snyder.

### **3.3.9. MODELO PRECIPITACIÓN - ESCORRENTÍA**

#### **3.3.9.1. HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS**

Los modelos precipitación-escorrentía basados en hidrogramas sintéticos, son el procedimiento comúnmente más utilizado para calcular los hidrogramas de avenidas, para diferentes períodos de retorno, utilizando los parámetros morfológicos de la cuenca.

En general, los hidrogramas unitarios sintéticos tratan de establecer el tiempo base y el tiempo punta de este hidrograma en función de las variables geomorfológicas de la cuenca vertiente, cuyo valor es fácilmente obtenible a partir de la cartografía.

Para determinar el caudal máximo se usó el método del hidrograma unitario sintético de Snyder, utilizado para cuencas grandes, mayores a  $30.00 \text{ km}^2$  y menores a  $30\,000 \text{ km}^2$ , nuestra cuenca tiene un área comprendida en este rango, optando por utilizar este método para determinar el hidrograma unitario.

Con los parámetros morfológicos de la cuenca y las ecuaciones propuesta por Snyder, se determinó todos los componentes del hidrograma unitario sintético, tiempo de retardo, tiempo base, tiempo pico, y caudal unitario pico. Así mismo se determinó los anchos del hidrograma al 75% y 50%.

Con los datos básicos se graficó el hidrograma unitario sintético, en un plano cartesiano, con ordenadas caudal pico, al 50% y 75%; abscisas el tiempo pico, tiempo base y duraciones para el caudal al 50% y 75 %. Para obtener caudales para  $t$  duraciones de  $\Delta t$  04 horas, se supone el hidrograma de Snyder en forma triangular, con este hidrograma se aplicó el método de relación de triángulos, obteniendo valores de caudal para cada intervalo de tiempo, hasta alcanzar el tiempo base del hidrograma, se elige el intervalo de tiempo  $\Delta t$  04 horas, a fin de adaptarlo al modelamiento hidráulico.





Figura 20: Mapa de suelos del Perú.

Con los hidrogramas unitarios y los hietograma de precipitación efectiva, se procedió a realizar la convolución de hidrogramas, obteniendo el hidrograma de escorrentía directa para un período de retorno de 200 años, estos datos nos permitirán identificar las zonas en riesgo de inundación.

### **3.4. MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS**

El modelo hidráulico aplicado para determinar el perfil de inundación, es el Hydrologic Engineering Center River Analysis System (HEC-RAS), este modelo nos permitió delinear las planicies de inundación, calcular el nivel del agua en cada sección transversal en el tramo de estudio. Para ello fue necesario conocer los parámetros de entrada al modelo, no sólo el caudal pico generado para un determinado período de retorno, sino también las condiciones de frontera (pendientes del cauce, aguas arriba y aguas abajo), y los valores de los coeficientes de rugosidad de Manning estimados en el cauce y márgenes del río.

En este estudio se efectuó un modelamiento hidráulico del cauce natural, asumiendo un flujo no permanente. El movimiento del agua en la naturaleza presenta normalmente una variación del caudal, la velocidad y profundidad con el tiempo y espacio, particularmente en los episodios de avenidas que son objeto de estudio. Por ello, el tipo general de movimiento que mejor describe el proceso distribuido de los ríos es el flujo variado no permanente. (Chow et al., 1994; Fattorelli y Fernández, 2011).

En corrientes naturales, la presencia del flujo uniforme permanente es raro, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme, este concepto de flujo es generalmente teórico, donde se asume que las variables hidráulicas permanecen constantes con el tiempo. Los resultados del flujo permanente son muy holgados respecto a los del flujo variado, sobre-presentan la realidad, lo que conduce a apreciaciones erróneas de las inundaciones.

Para el modelamiento del flujo no permanente en HEC-RAS, se requirieron tres datos de entrada: el archivo de información geométrica (Geometric Data), el archivo de información de flujo (Unstedy Flow Data) y el archivo de análisis de flujo (Unstedy Flow analysis).

### **3.4.1. INFORMACIÓN GEOMÉTRICA**

El archivo de información geométrica contiene toda la geometría necesaria del cauce, mapa de inundaciones utilizada en el modelamiento hidráulico. Para la obtención del mapa de inundación se utilizó la extensión HEC-GEORAS, una extensión para ArcGis 10.3.1., desarrollada conjuntamente por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers y el Environmental System Research /institute (ESRI). Este software permite procesar datos georreferenciados bajo el entorno de los sistemas de información Geográfica (SIG), exportando un archivo a HEC-RAS, con datos geométricos del cauce del río, secciones transversales, la línea de flujo, mapas de inundación, etc.

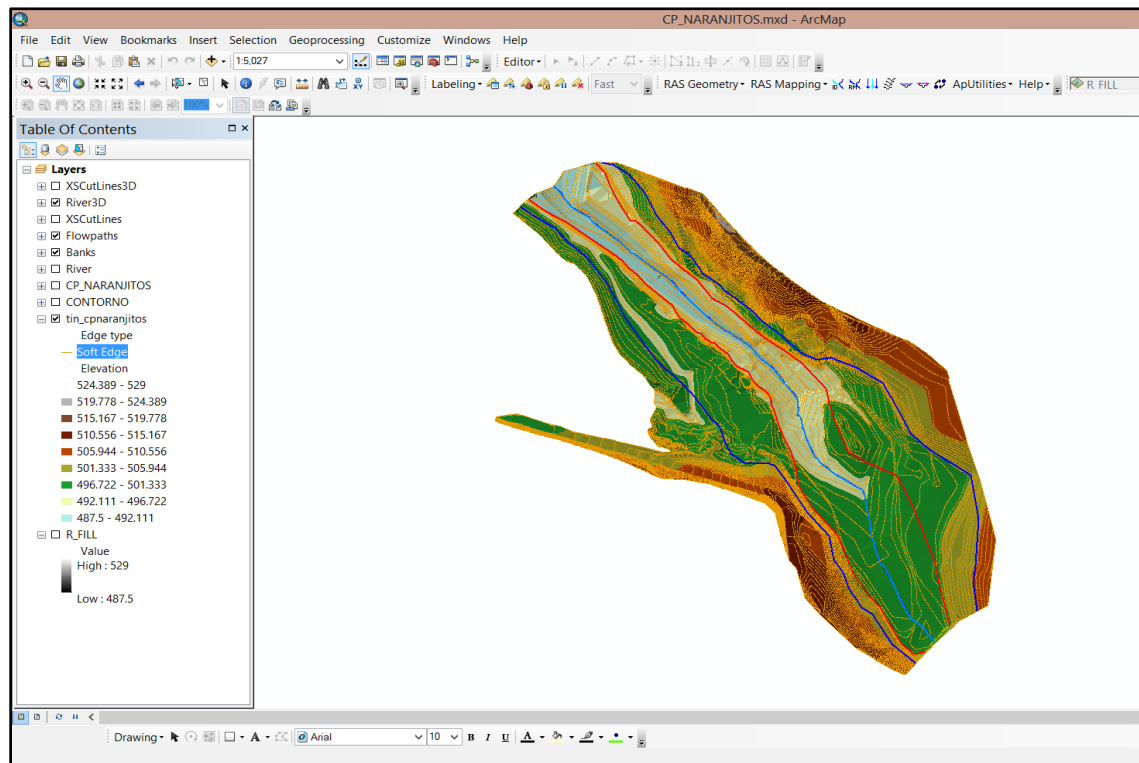
Antes de iniciar el procesamiento de los datos geométricos en el HEC-GEORAS, se generó un DEM (modelo digital del terreno) en formato vectorial TIN (Triangulated Irregular Network) lo más detallado posible.

Los datos utilizados para generar el DEM, fue el levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio, datos topográficos de campo procesados en el Software AutoCAD Civil 3D; plano de planta con curvas de nivel equidistantes a 0.50 metros.

Esta información se importó al ArcGis 10.3.1., y mediante la extensión 3D Analyst se procedió a elaborar un modelo digital en formato vectorial TIN, figura 21, base para el procesamiento del modelo HEC-GEORAS.

Con el modelo digital de elevación se generó un archivo para ser exportado a HEC-RAS, mediante la extensión HEC-GEORAS se creó el cauce del río, los bancos del río (Back Lines), delimitando el cauce principal frente a las llanuras de inundación. Se tuvo mucho cuidado en este punto ya que la posición donde ubiquemos los “banks” tendrá una repercusión en el cálculo de la rugosidad, el HEC-RAS trata de diferente forma al cauce principal que las llanuras de inundación.

El siguiente paso fue crear los “Flowpaths”, indican las zonas por donde proveemos el alcance de la inundación. Los “Flowpaths” son utilizados por HEC-GeoRAS para determinar las distancias entre secciones tanto en el cauce principal como en las llanuras de inundaciones.



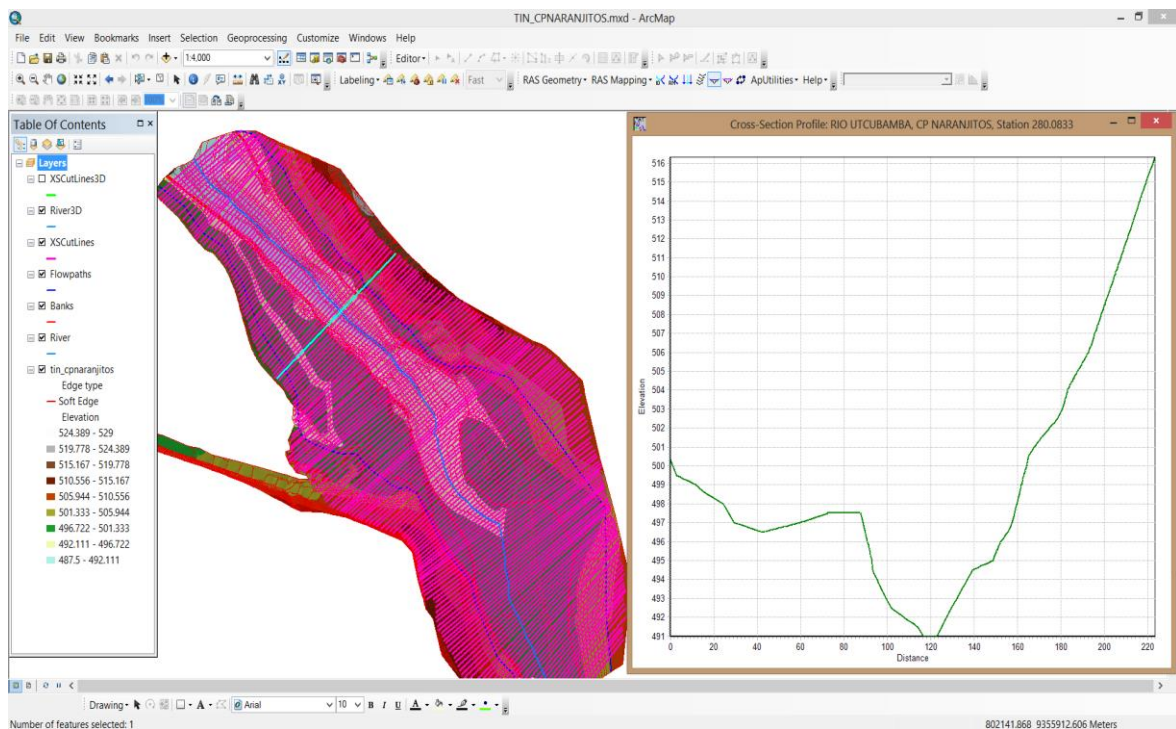
**Figura 21: Modelo digital del terreno en formato vectorial TIN, CP. Naranjitos.**

Definido los contornos del cauce principal y llanuras de inundación, con la extensión HEC-GEORAS se creó las secciones transversales que abarcan el cauce y las llanuras de inundación, elementos fundamentales para trabajar en el HEC-RAS. Estas líneas de corte nos permitieron extraer datos de elevación, crear un perfil del suelo a partir del cauce del flujo, introducir los diferentes valores del coeficiente de Manning en las diferentes áreas del cauce.

Las secciones transversales del río, se crearon a distancias de 8.00 metros, con el objetivo de obtener un mejor detalle el cauce y lograr la estabilidad del modelo hidráulico. Se tuvo en cuenta que ninguna de las secciones se traslape entre sí, con el fin de evitar contrapendientes entre secciones. Las secciones se digitalizaron perpendicularmente a la dirección del flujo, se consideró una longitud que abarca la extensión de la posible llanura de inundación, con el fin de obtener un mapa detallado de inundaciones; cada perfil se digitalizo de izquierda a derecha, mirando siempre hacia aguas abajo del río. Los puentes existentes en el estudio son simplemente apoyados, sin apoyos en el centro del cauce que produzcan algún obstáculo, estas secciones se modelaron como secciones normales del cauce del río.



Con la información digitalizada, se procede a extraer la información topográfica de las secciones y los bancos, exportarla en un archivo compatible al HEC-RAS. Para importar la información al HEC-RAS, se realizó desde la pestaña “Edit/Enter Geometric Data”. Se realiza la configuración de unidades utilizadas, en este caso se usó el sistema internacional (SI).



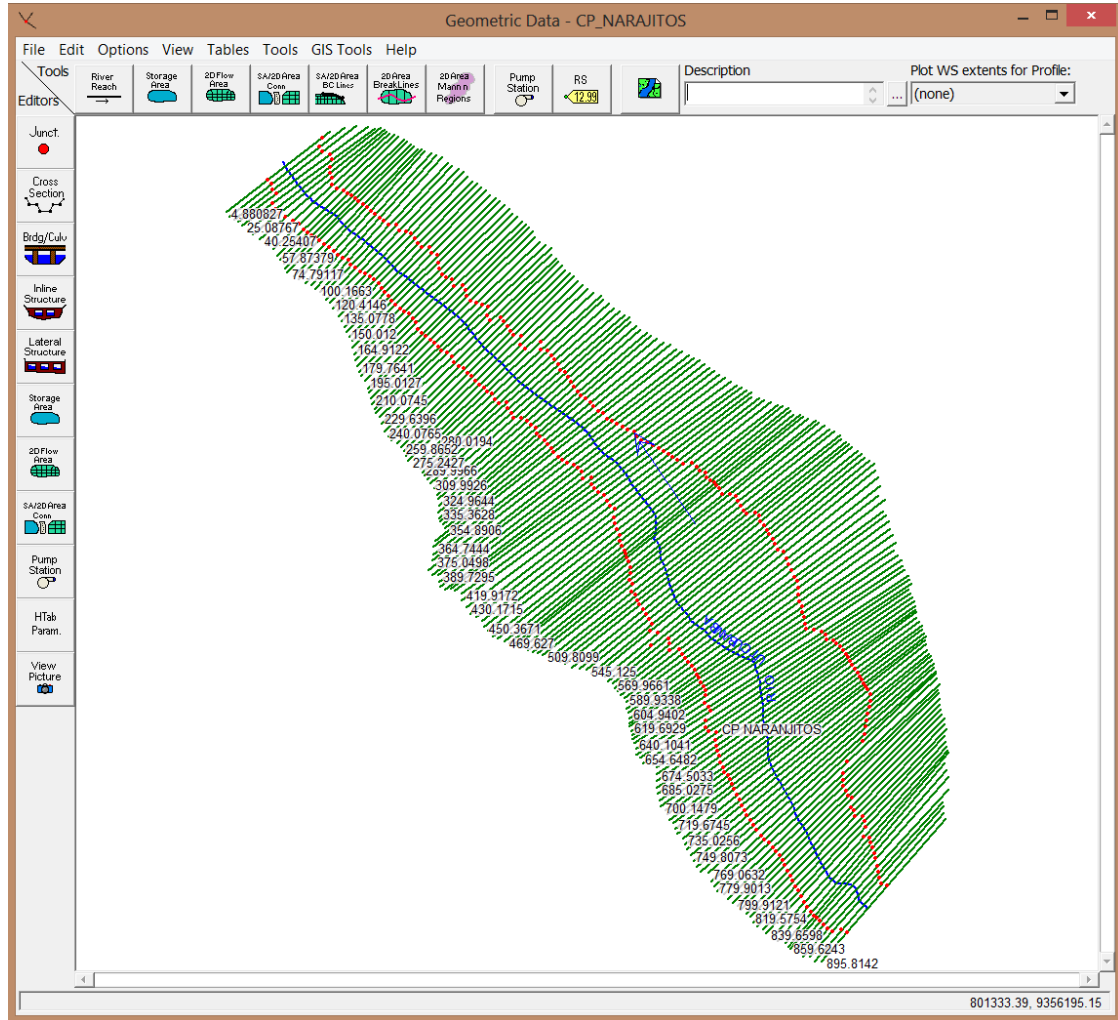
**Figura 22: Elaboración de secciones transversales en el modelo HEC-GEORAS.**

Importada la información Geométrica, se verificó que las secciones generadas desde el DEM sean secciones reales.

**Cross Section X-Y Coordinates:** Esta opción contiene las cotas y distancias que definen cada punto del fondo de la sección transversal. Se tuvo cuidado que la sección se inicie siempre de izquierda a derecha y la distancia acumulada sea en este sentido.

**Downstream Reach Lengths:** Se verificaron las distancias que existen entre cada sección o perfil. (LOB, Channel, ROB), correspondientes a la parte izquierda y derecha de la zona de inundación y el cauce. Se tuvo en cuenta que ningún valor excepto la sección inicial tenga una longitud de 0.00 m.

**Cont/Exp Coefficients:** Coeficientes de expansión y contracción, se eligieron de la tabla 18, las secciones presentan una transición gradual, correspondiendo valores de 0.1 y 0.3 respectivamente.



**Figura 23: Geometría del río Utcubamba, HEC-RAS.**

### 3.4.2. COEFICIENTE DE MANNING O CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El coeficiente de Manning es un parámetro de gran trascendencia en el proceso hidráulico, representa las características físicas de los bordes de inundación y del lecho del cauce. El valor del coeficiente “n” depende de algunos factores que influyen en el comportamiento del flujo sobre un contorno de material suelto, deformable y que puede ser transportado.

El coeficiente “n” de rugosidad a lo largo de la sección transversal compuesta e irregular no es constante, ya que en las márgenes laterales de inundación la cobertura vegetal presenta

características muy diferentes a las observadas en el cauce principal. Adicionalmente este coeficiente de rugosidad depende también de la profundidad de flujo, no se debe mantener un valor fijo de “n” para todas las secciones transversales así como tampoco para toda la gama de caudales.

Según lo señalado para determinar el coeficiente de rugosidad de las llanuras de inundación, fue necesario realizar una inspección de campo, verificando las características físicas, así como la cobertura vegetal existente en las márgenes de inundación y cauce principal en el tramo analizado. Haciendo uso de la tabla 16 propuesta por Chow, para diversas planicies de inundación, se determinó su respectivo coeficiente para ambas márgenes del río por tramos, según las condiciones físicas presentes.

En lo que respecta al cauce principal, el coeficiente de Manning se determinó mediante la ecuación propuesta por Cowan, la cual se basa en el reconocimiento de varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, haciendo uso de la tabla 17 propuesta por Chow, se determinó dicho coeficiente para cada tramo respectivo del cauce con similares condiciones físicas.

Figura 24: Tabla de Edición de los coeficientes de Manning, HEC-RAS.

### **3.4.3. DATOS DE FLUJO PARA MODELO NO PERMANENTE.**

Establecida la geometría del cauce, se procedió a introducir los datos de flujo para las condiciones de modelamiento de flujo no permanente, se usa los hidrogramas de escorrentía directa, calculados mediante el modelamiento hidrológico.

Para efectuar la simulación de inundación en el tramo para los caudales definidos, fue esencial ingresar las condiciones de contorno, tanto en la sección más alta aguas arriba como en la sección última aguas abajo. Estas condiciones, se refieren principalmente a las condiciones de flujo a lo largo del tramo de análisis y las pendientes existentes en el cauce del río para ambas ubicaciones, la condición del flujo establecido es de tipo mixto (flujo subcrítico y supercrítico).

En el análisis del flujo no permanente, la condición de contorno en la sección aguas arriba se asumió el Hidrograma de Crecidas. Esta condición de contorno fue seleccionada ya que forma parte del proceso hidrológico previamente desarrollado. Mediante esto se logró relacionar el proceso hidrológico (hidrograma de crecidas) con el proceso hidráulico (simulación de crecidas - mapa de inundaciones).

Otra condición de contorno seleccionada para la sección aguas abajo y aguas arriba fue la pendiente del tramo adyacente a las secciones, esta condición de contorno utiliza la ecuación de Manning para estimar la elevación, que será el calado normal, si existe la condición de flujo uniforme. Para esto se determinó la pendiente entre las secciones próximas al final del tramo de estudio, asumiendo que está pendiente es la misma tanto aguas abajo como aguas arriba respectivamente.

Para realizar la modelación en este tipo de flujo y mantener estable el modelo se realizó la simulación para un Flujo de Régimen Mixto, el cual permite manejar los saltos hidráulicos, los cambios de régimen de supercrítico a subcrítico y el paso del flujo a través del calado crítico.

### **3.4.4. ESTABILIDAD DEL MODELO PARA FLUJO VARIADO NO PERMANENTE.**

Uno de los problemas más comunes que se presentaron en la simulación de los modelos de flujo variado no permanente fue la inestabilidad al que están sujetos, fue necesario ajustar los parámetros que influyeron directamente en la estabilidad del modelo. Adicionalmente una vez que se obtuvieron resultados, se realizó una inspección gráfica de éstos para detectar la existencia de oscilaciones en las elevaciones de la superficie del agua y/o en los gastos calculados.

#### **3.4.4.1. ESPACIAMIENTO ENTRE SECCIONES TRANSVERSALES, $\Delta x$ E INTERVALO DE TIEMPO DE SIMULACIÓN.**

La selección del espaciamiento entre secciones transversales, fue determinante en la modelación del flujo para cauces naturales, un esquema implícito produce una solución numéricamente estable con gran precisión. Para determinar el espaciamiento entre secciones, se usó de las ecuaciones (61) y (63), cuyos valores expresan el espaciamiento máximo entre secciones trasversales.

Cálculo de la velocidad de onda de crecida.

$$C = \sqrt{\delta D} = (9.81 * 5.56)^{0.5} = 7.38 \text{ m/s.}$$

Donde D es el tirante del río, se optó por tomar el tirante medio del pre-modelamiento hidráulico para el flujo permanente.

Considerando las características de la onda de avenida y la celeridad determinada, tenemos los siguientes valores a ser calculados:

$$T_p: 31.35 \text{ horas}$$

Reemplazando en la ecuación (61),

$$\Delta X_m \leq 41.64 \text{ km}$$

El intervalo de distancia  $\Delta x_m$  máxima, tiene valores muy holgados para su selección, se desechó este valor, pues traería consigo inestabilidad en el modelo.

La ecuación de Samuel's, es otro criterio de selección del espaciamiento que podrá determinar el valor máximo de espaciamiento entre secciones transversales. Los valores requeridos para aplicar en esta ecuación se obtuvieron de un pre-modelamiento hidráulico con flujo permanente.

$$S_0 : 0.010017 ; \quad D : 5.56 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación (63), se determina el valor de espaciamiento máximo.

$$\Delta X_m \leq 83.20 \text{ m}$$

Con el fin de obtener un modelo estable, y tener una mejor caracterización geométrica del cauce, se optó por tomar secciones transversales cada 5.00 m, esto se realizó mediante la extensión Hec-GeoRAS.

Con el espaciamiento establecido entre las secciones transversales, se procede a determinar el paso de tiempo, que debe satisfacer la condición Courant, tomando combinaciones de valores de  $\Delta x$  y  $\Delta t$  que estén asociados a números de Courant cercanos a la unidad. En el Manual de HEC-RAS se indica que se tiene problemas de estabilidad numérica, cuando se emplean parejas de valores pequeños de las variables  $\Delta x$  y  $\Delta t$ , y también cuando dichos valores son notablemente grandes. (US Army Corps of Engineers, 2016).

Se tuvo en cuenta que el valor  $\Delta t$  debe ser lo suficientemente pequeño como para describir la crecida y decrecida del hidrograma perfectamente. De este parámetro depende que el modelo sea estable y que aporte resultados precisos.

Aplicando la condición de Courant mediante la ecuación (64), se determinó el intervalo de tiempo de simulación.

$$V_w * \frac{\Delta t}{\Delta X} \leq 1 \Rightarrow \Delta t \leq \frac{\Delta X}{V_w} \quad (68)$$

$$\Delta t \leq 0.7012 \text{ s}$$

$$V_w = \frac{3}{2} * V \Rightarrow 7.13 \text{ m/s}$$

Se optó por un tiempo de simulación de 0.50 s, con el fin de tener un modelo estable y resultados más precisos. Para la velocidad se tomó el valor medio de un pre-modelamiento hidráulico para un flujo permanente.

Comprobando la condición de Courant:

$$C_r = 0.713 \leq 1.00 \Rightarrow OK$$

#### **3.4.4.2. FACTOR DE PESO $\theta$**

La simulación convergente depende en gran medida del factor  $\theta$  (factor peso) de la ecuación de Saint-Venant. La elección del valor óptimo de  $\theta$  que asegure la estabilidad es muy difícil, sin embargo el programa nos indica un rango de elección que varía de  $0.6 \leq \theta \leq 1$ .

Un valor de  $\theta = 0.6$  da una solución más precisa, aunque es más susceptible a inestabilidades, cuando  $\theta > 0.6$  el esquema se hace difusivo y en muy pequeños componentes se presenta saltos numéricos; un valor de 1.0 proporciona mayor estabilidad a la solución, pero no es tan precisa para ciertos conjuntos de datos de partida.

La simulación se inició con  $\theta = 1.00$ , y se fue probando con valores inferiores hasta llegar a un valor que logró estabilizar el modelo, para un  $\Delta t = 0.50$  s.

#### **3.4.5. SIMULACIÓN DEL MODELO**

Para realizar la simulación, se debe contar como mínimo con un modelo de geometría y uno de condiciones de contorno. Después de seleccionar los datos a correr se debe seleccionar el tiempo de simulación y el intervalo de tiempo de los datos de entrada y salida.

En el análisis de flujo no permanente, se estableció las condiciones especificadas para la simulación del flujo variado. Para este modelamiento se ingresó el inicio y el final del tiempo de simulación, se estableció las condiciones de simulación que integra el intervalo de cálculo, intervalo del hidrograma de salida y el intervalo instantáneo del perfil, se tuvo en consideración que el intervalo que se ingresó fue menor o igual al intervalo de simulación.

## CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

### 4.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA

Del procesamiento de la información cartográfica se obtuvo las cartas nacionales que conforman la cuenca Utcubamba.

**Tabla 22: Cartas Nacionales que conforman la Cuenca Utcubamba.**

Código de la Carta	Nombre de la carta	Escala	Entidad	Zona UTM
12-f	Jaén	1:100 000	IGN - DC	17 M
12-g	Bagua Grande	1:100 000	IGN - DC	17 M
12-h	Villa de Jumbillas	1:100 000	IGN - DC	18 M
13-g	Lonya Grande	1:100 000	IGN - DC	17 M
13-h	Chachapoyas	1:100 000	IGN - DC	18 M
13-i	Rioja	1:100 000	IGN - DC	18 M
14-h	Leymebamba	1:100 000	IGN - DC	18 M

Obteniendo un área total de cuenca de 5,418.12 Km<sup>2</sup>, un nivel de 5 y Orden 116.

De la etapa de gabinete realizada mediante el software AutoCAD Civil 3D, con los datos del levantamiento topográfico, se generaron planos que contienen detalles de las áreas del río donde se realizó el estudio, teniendo especial cuidado de los detalles como afloraciones, accesos, trochas existentes, instalaciones y viviendas dentro de la zona, así como postes de energía eléctrica. La equidistancia de curvas de nivel fue de 0.50m. Los planos obtenidos son como se detallan a continuación:

#### **Planos de Planta**

- Escala: 1: 1250
- Sistema coordenadas UTM.

#### **Perfil Longitudinal**

Es la figura que representa al terreno en un corte vertical.

- Escala Horizontal: 1: 1000
- Escala Vertical: 1: 100



## **4.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA**

### **4.2.1. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA UTCUBAMBA**

La cuenca hidrográfica objeto de estudio corresponde al Río Utcubamba y se delimitó usando las cartas topográficas digitales, con el software AutoCAD Civil 3D y ArcGis 10.3.1., tomando como punto de cierre el punto medio del levamiento topográfico realizado en el río en el centro Poblado Naranjitos, zona en la cual se presentan constantes inundaciones ante avenidas máximas del río. La cuenca es del tipo Exorreica, drena sus aguas de su cauce principal al río Marañón.

### **4.2.2. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA**

#### **4.2.2.1. PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA**

##### **a. Tamaño de la Cuenca**

La cuenca alta del río Utcubamba presenta una superficie total de 5,418.12 Km<sup>2</sup>, de acuerdo a la clasificación corresponde a una clase de tamaño muy grande; por tener un valor mayor a los 5,000.00 km<sup>2</sup>, le corresponde la denominación “cuenca” por su tamaño en km<sup>2</sup>, según la clasificación de Campos (1992), evidenciando que ante un evento extraordinario de precipitaciones la avenida es extremadamente elevado.

Del área total el 58.78% corresponde a la cuenca húmeda o colectora, área que se encuentra por encima de los 2500 msnm; área total contribuyente al escurrimiento superficial.

##### **b. Perímetro (P)**

Definido por la longitud de la línea parte aguas o Divortium Acuarium. La cuenca alta del río Utcubamba presenta un perímetro de cuenca de 487.01 km.

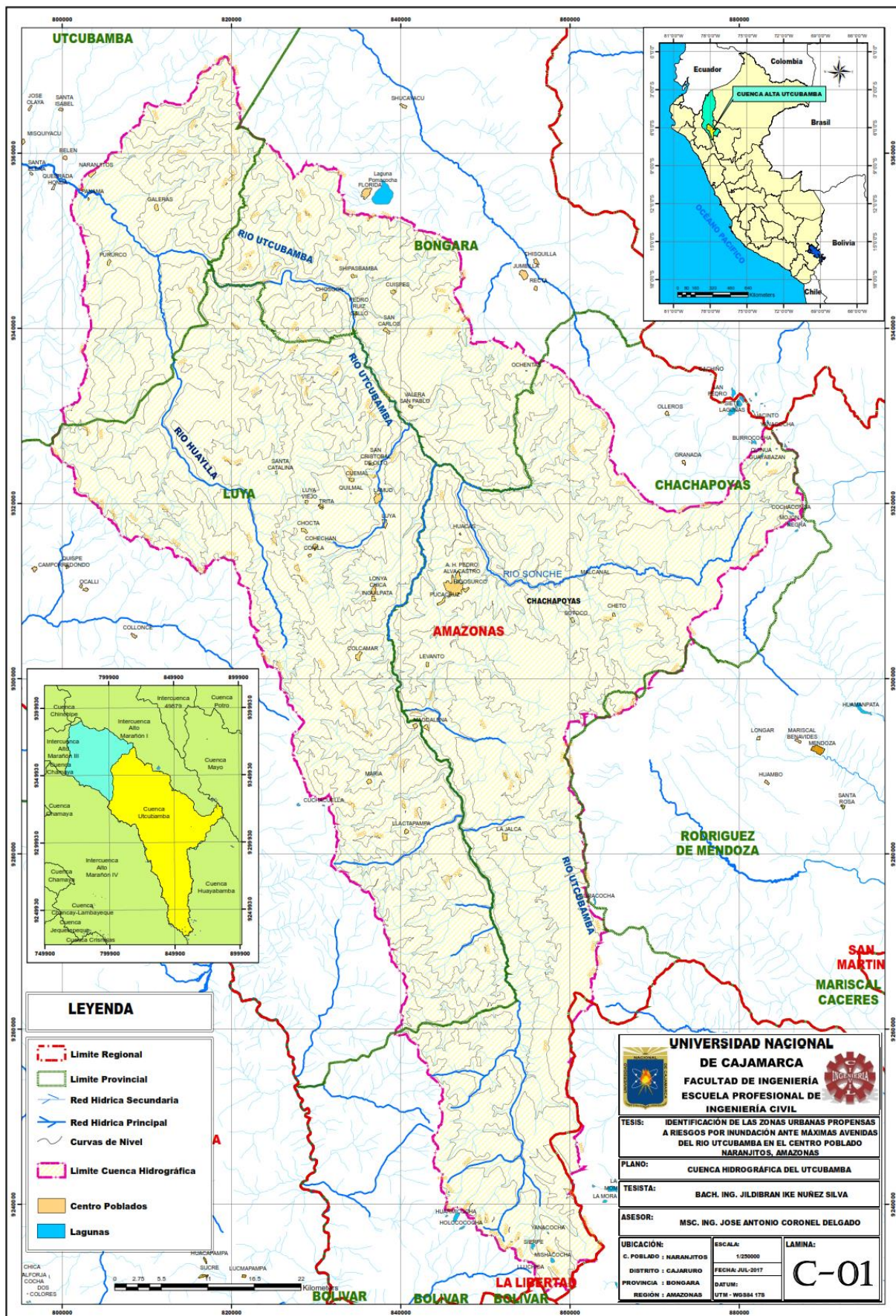


Figura 25: Delimitación de la Cuenca Hidrográfica Utcubamba.

**c. Longitud del río principal (L).**

La cuenca alta del río Utcubamba presenta una longitud de cauce principal de 184.609 km, de acuerdo a la clasificación le corresponde una longitud de clase larga por tener un valor mayor a los 100 km.

**d. Ancho promedio de la cuenca (Ap)**

Relación entre el área de la cuenca y la longitud del cauce principal, se obtiene un ancho promedio de la cuenca Utcubamba de 29.35 km.

**e. Índice de compacidad (coeficiente de Gravelius).**

Parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área al de la cuenca.

El índice de compacidad de la cuenca Utcubamba fue de 1.85, indica una cuenca alargada de forma irregular, con un tiempo de concentración mayor, con menos tendencias a crecidas y menos torrencialidad, no presentando riesgo a inundaciones constantes.

**f. Factor de Forma**

Índice numérico definido por el Método de Horton:

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

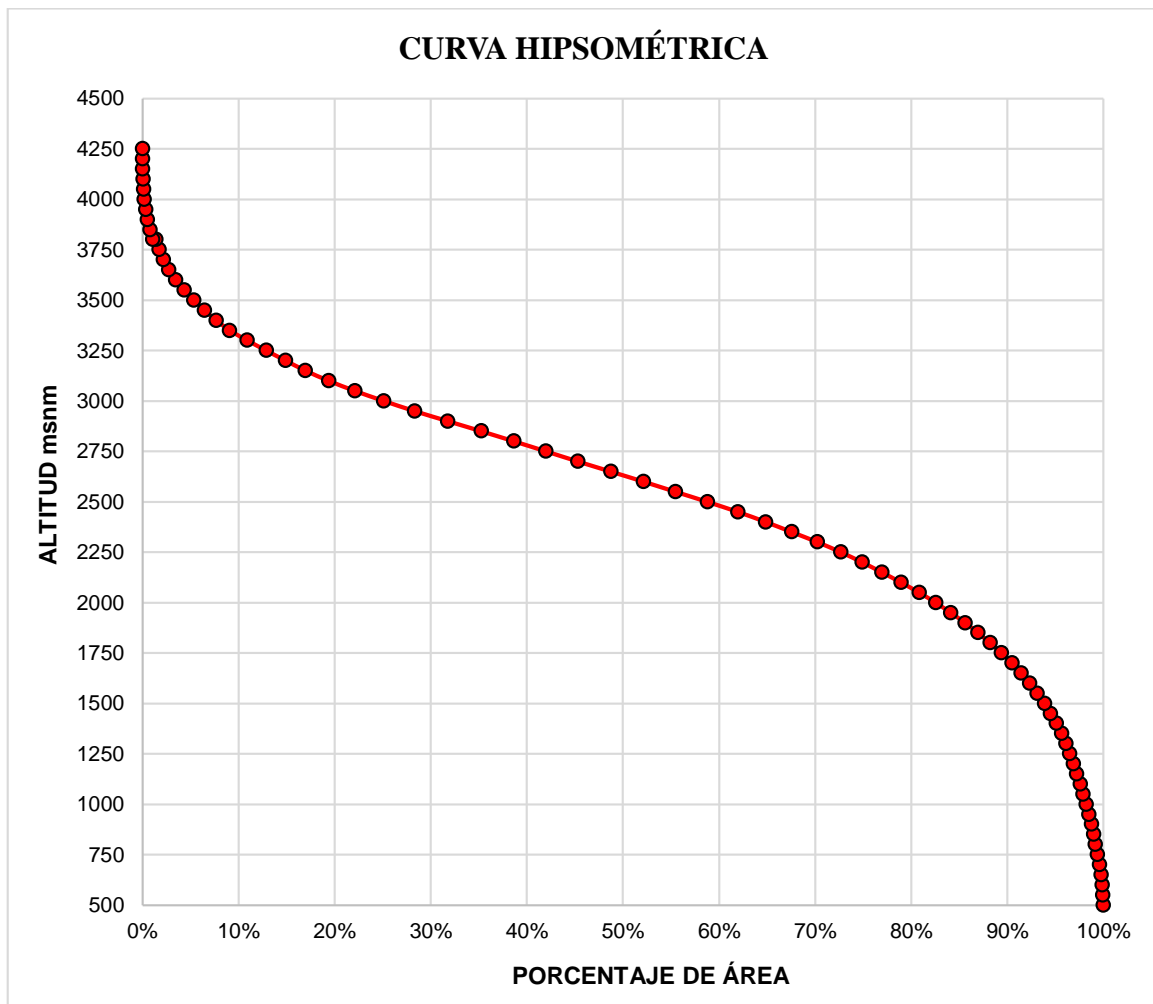
El Factor de Forma para la cuenca Utcubamba fue de 0.16, afirmando que la cuenca tiene una forma muy alargada, estando menos propensa a crecientes continuas, cuando se presentan lluvias simultáneamente en toda o en gran parte de su superficie. Pero así mismo puede ser más fuerte y súbita la misma crecida por lo tanto más alto riesgo de inundación.

**g. Relación de Elongación (Re)**

El valor obtenido de la relación de elongación es de 0.45, de lo cual se dedujo que la cuenca presenta una variedad de climas y geologías, con fuertes relieves y pendientes pronunciadas. Con este coeficiente se afirma que la cuenca es alargada cuyo valor está por debajo de la unidad.

**4.2.2.2. PARÁMETROS DE RELIEVE**

**a. Curva hipsométrica.**



**Figura 26: Curva Hipsométrica de la Cuenca Utcubamba.**

De la curva hipsométrica para la cuenca del río Utcubamba, se pudo inferir que corresponde a una cuenca en etapa intermedia entre la fase de equilibrio morfológico o de madurez, siendo una cuenca geológicamente madura, cuenca pie de montaña.

En la curva hipsométrica se muestra una pendiente fuerte en el origen de la cuenca y se estabiliza hacia altitudes menores, indicando la existencia de llanuras en la parte baja (Londoño, 2001), evidenciando un peligro de inundación en áreas aledañas al cauce.

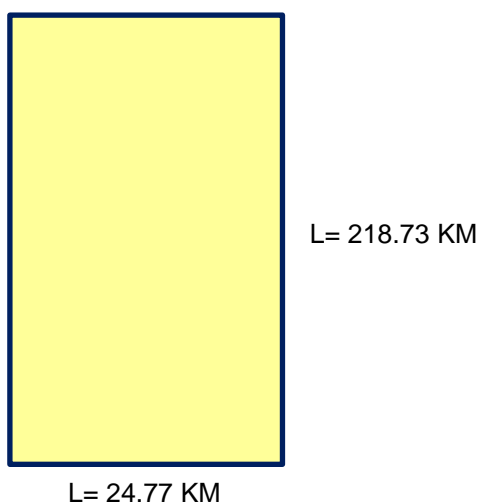
Se observa que la mayor superficie de la cuenca se distribuye en cotas superiores a los 2000 msnm; y solo un porcentaje bajo está por debajo de los 1000 msnm, esta variación altitudinal, influye en la distribución térmica, microclimas, tipo de suelo, precipitación y hábitat existente (Fuentes, 2004).

### **b. Elevación media**

La altura media de la cuenca es de 2570.88 msnm, esta altitud nos indica que la flora y fauna predominante en la cuenca, será la que se adapte a los 2570.88 m.s.n.m. Así mismo esta elevación puede ser un parámetro que ayude a la comparación con todas las cuencas adyacentes (Guerra y González, 2002).

### **c. Rectángulo equivalente**

La longitud del lado mayor y menor de la cuenca obtenida fue de 218.73 km y 24.77 km respectivamente. Los valores obtenidos serán utilizados para determinar parámetros de relieve de la cuenca.



**Figura 27: Rectángulo Equivalente de la Cuenca Utcubamba.**

**d. Índice de pendiente**

El índice de pendiente de la cuenca fue de 0.116, índice que es importante para el estudio de la infiltración, recarga de acuíferos y clasificación de cuenca.

**e. Pendiente media de la cuenca**

La pendiente media de la cuenca fue es de 0.4034 m/m, se deduce que la cuenca es escarpada, con un relieve muy fuerte (compuesto por cañadas y montañas), según lo propuesto por Fuentes (2004); favoreciendo la escorrentía, erosión de la parte alta y sedimentación en la parte baja de la cuenca. La cobertura vegetal es boscosa en la parte alta y media de la cuenca, favoreciendo la infiltración, gracias a la interceptación de la lluvia por la vegetación, disminuyendo la velocidad de escorrentía. La presencia de planicies en la parte baja representa un posible peligro de inundación en zonas aledañas al cauce. (Solís et al., 2006).

**f. Coefficiente de masividad**

El coeficiente de masividad fue de 0.474, indicando que la cuenca es altamente montañosa, generalmente en la zona alta y media de la cuenca, presentando bosques vírgenes, con tendencia a concentrar fuertes volúmenes de agua.

**4.2.2.3. PARÁMETROS RELATIVOS A LA RED HIDROGRÁFICA.**

**a. Numero de Orden de un cauce**

La cuenca alta del Utcubamba tiene una red de drenaje de forma dendrítica, evidenciando presencia de rocas sedimentarias horizontales, rocas ígneas.

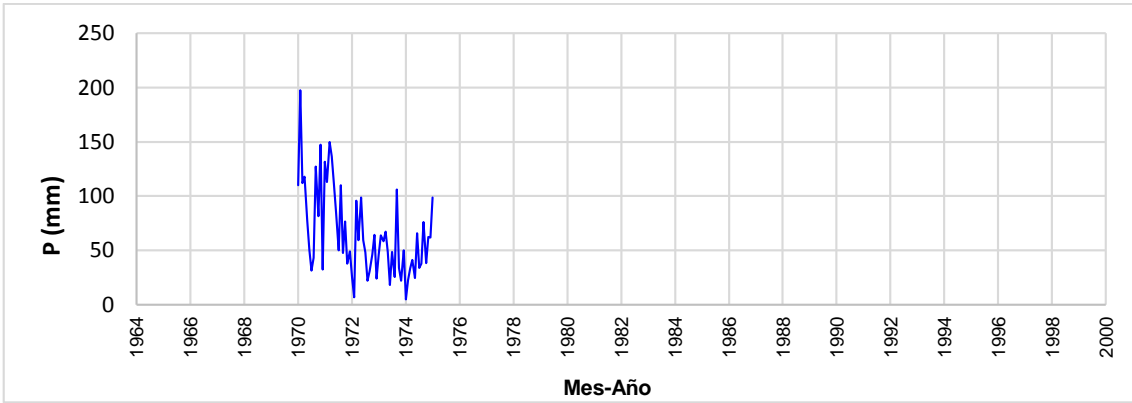
La cuenca Utcubamba presenta un orden de corriente de grado 7, considerada un orden alto, según Fuentes (2004). Indicando una mayor energía y mayor control estructural, en general mayor erosión. En la parte alta de la cuenca se presenta una mayor pluviosidad que provee una mayor jerarquización hacia las partes bajas o planas, haciendo que las avenidas provenientes de las partes altas puedan ser motivo de inundaciones en eventos extremos de lluvia.



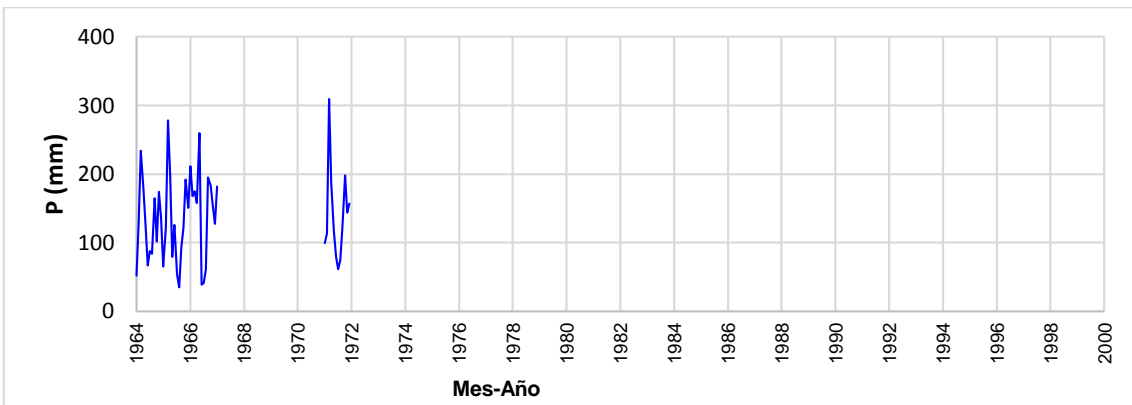




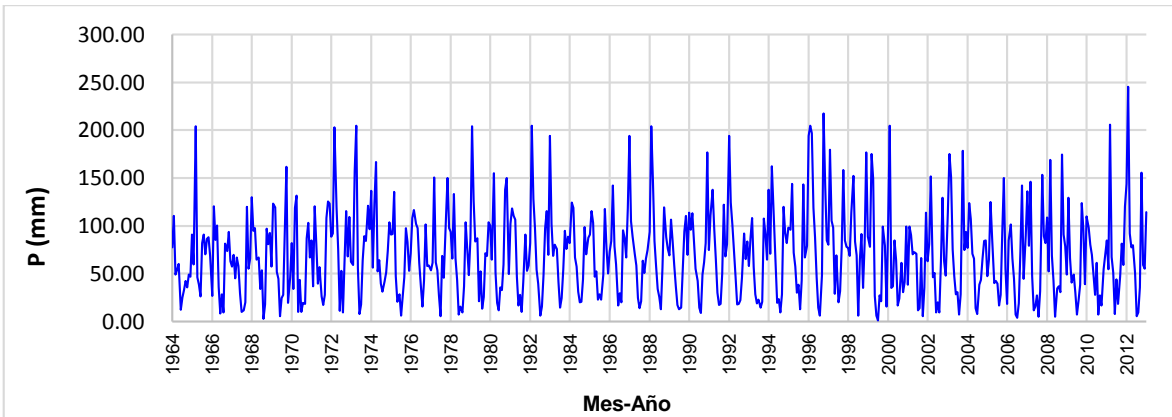




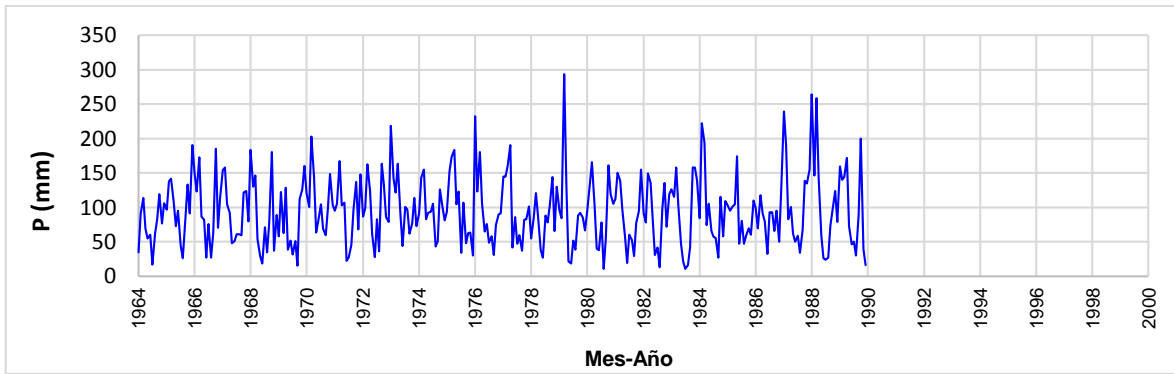
**Figura 31: Hidrograma de precipitación total mensual estación Pomacochas.**



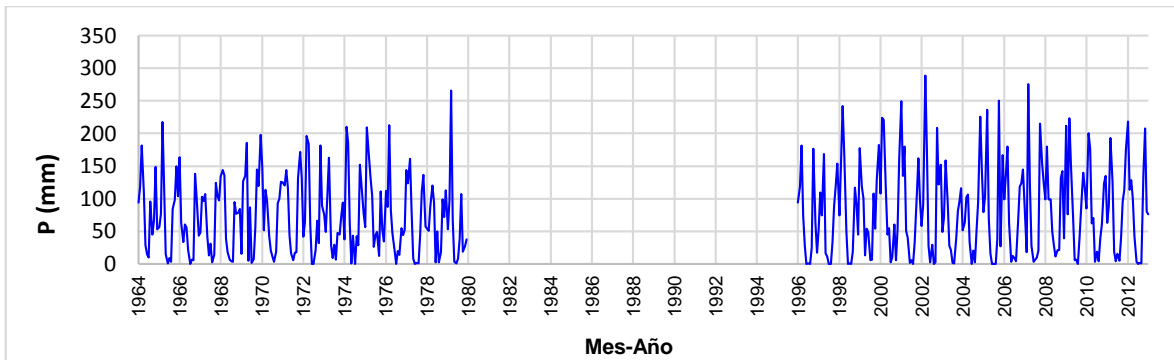
**Figura 32: Hidrograma de precipitación total mensual estación Rodríguez de Mendoza.**



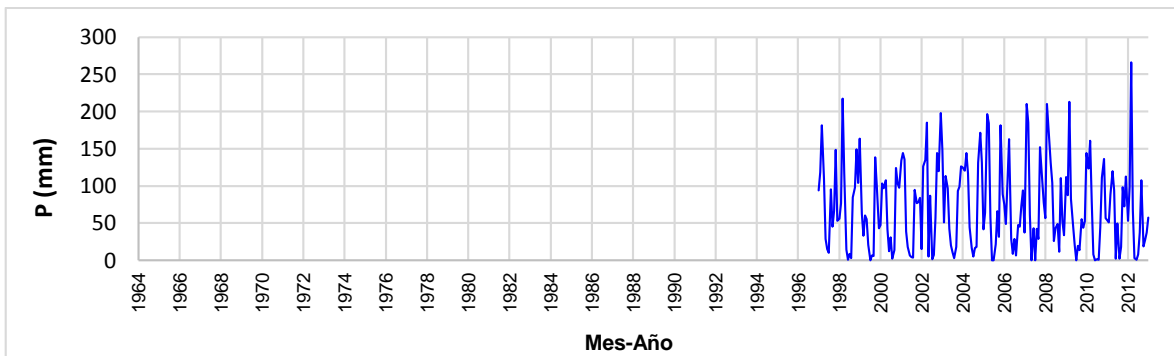
**Figura 33: Hidrograma de precipitación total mensual estación Chachapoyas.**



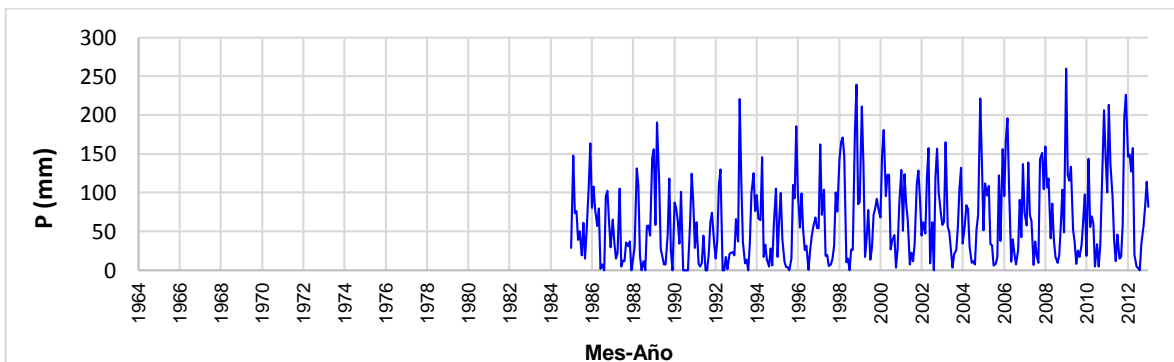
**Figura 34: Hidrograma de precipitación total mensual estación Leimebamba.**



**Figura 35: Hidrograma de precipitación total mensual estación Celendín.**



**Figura 36: Hidrograma de precipitación total mensual estación Jazan.**



**Figura 37: Hidrograma de precipitación total mensual estación Magunchal.**

De los gráficos de los hidrogramas de las estaciones en estudio, mediante el análisis visual, se observó que presentan una tendencia estable, no existiendo saltos o períodos dudosos significativos en las series mensuales, a excepción de la estación Celendín que existen períodos prologados de datos faltantes.

#### **4.2.3.2.2. ANÁLISIS DE DOBLE MASA**

En el análisis de consistencia se obtuvo el gráfico de doble masa, con los datos anuales acumulados como se muestra en la figura 38. Previamente se completó los datos faltantes con el objetivo de tener una serie de datos completa y efectuar la acumulación de precipitaciones anuales en todos los períodos.

Para el análisis se graficó todas las estaciones respecto al promedio del conjunto, obteniendo un gráfico doble masa, mostrando que no existe quiebres significativos, con una tendencia continua en todas las estaciones. Deduciendo que la información es confiable, existe una consistencia de datos. No es necesario realizar el grafico de doble masa respecto a la estación más confiable.

En la estación Chachapoyas entre los períodos 1996 al 1999, se presenta un cambio leve de la pendiente de la recta, el cambio no se mantiene durante 5 años o más, para considerar una corrección de datos.

Del análisis mediante estos métodos, se deduce que las datas tienen consistencia, no existiendo períodos de datos dudosos, que provocarían un error en el modelo matemático precipitación-escorrentía, que traería consigo una sobredimensión de las estructuras a diseñar si fuera el caso o sub-diseño que pondría en riesgo las vidas humanas.

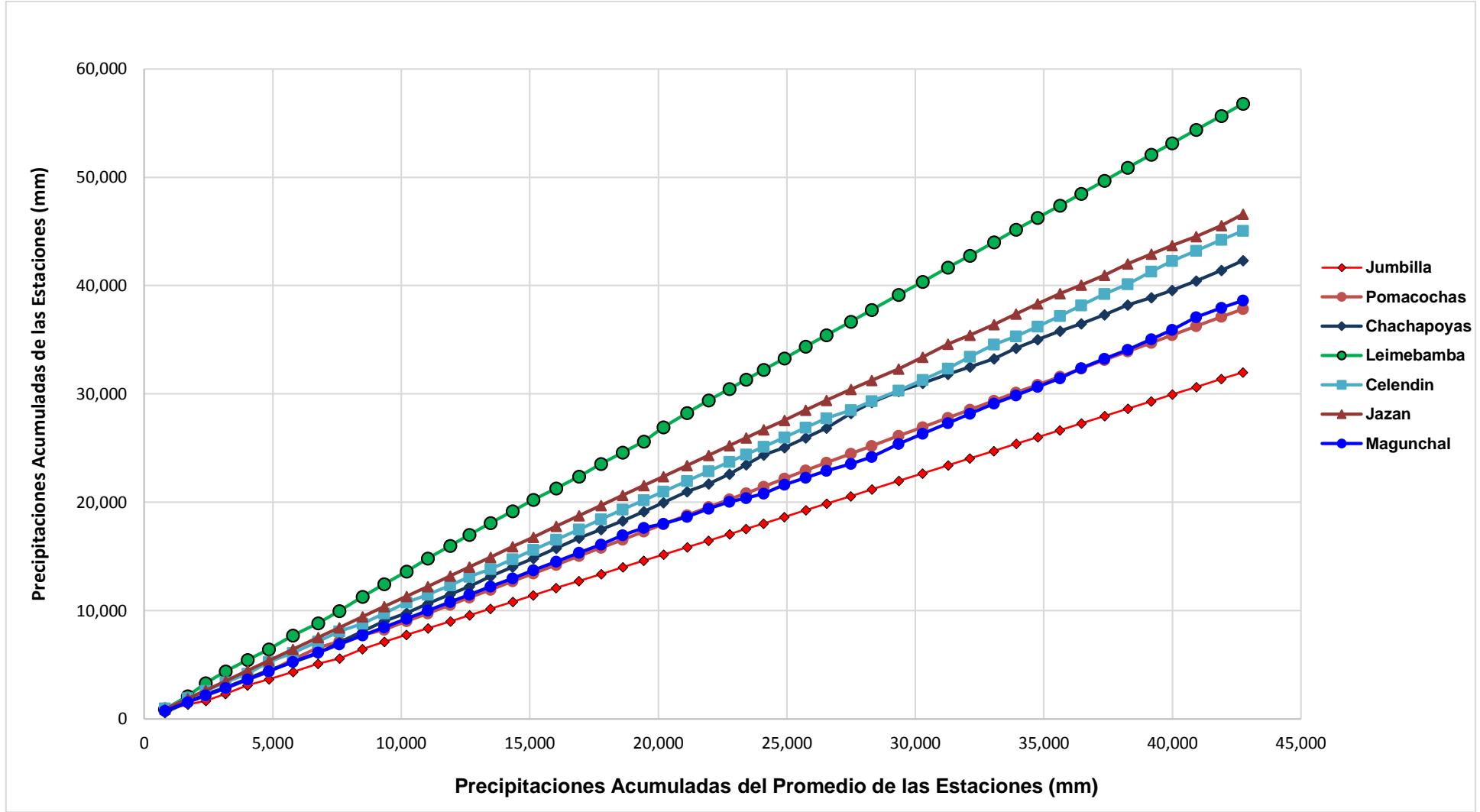


Figura 38. Diagrama de doble masa de las precipitaciones anuales.

#### 4.2.3.2.3. ANÁLISIS DE SALTOS, CONSISTENCIA DE LA MEDIA

**Tabla 23: Análisis de saltos de las precipitaciones mensuales.**

Estación	Período de análisis	Nº Datos	Promedio	$t_c$	$t_t$ tabla (95%)	Comparación	Homogeneidad
Jumbilla	1964-1967	48	48.18	1.22	1.96	$ t_c  < t_t$	Si
	1968-1973	72	57.16				
Chachapoyas	1964-1978	180	67.84	0.95	1.96	$ t_c  < t_t$	Si
	1979-2013	420	71.70				
Jazan	1997-2001	60	83.37	-0.84	1.96	$ t_c  < t_t$	Si
	2001-2013	144	77.38				
Celendín	1964-1976	156	73.59	0.69	1.96	$ t_c  < t_t$	Si
	1977-2013	252	78.10				
Leimebamba	1964-1978	180	94.45	-0.08	1.96	$ t_c  < t_t$	Si
	1979-1989	132	93.97				
Magunchal	1995-2004	240	60.63	1.95	1.96	$ t_c  < t_t$	Si
	2005-2013	108	73.84				

Para el análisis de saltos se ha eliminado las estaciones Rodríguez de Mendoza y Pomacochas, por tener datas con períodos muy cortos.

Del análisis de saltos se determina que no existen saltos en la media, la data es consistente y confiable, respecto a la estación Chachapoyas no es necesario corregirla. Según el análisis de saltos esta data es consistente, y los quiebres presentados en la curva doble masa no son significativos.

#### 4.2.4. ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Con el software HidroEsta se realizó el análisis de frecuencia de la información disponible de registros históricos de precipitación máxima anual en 24 horas, determinando las distribuciones con mejor ajuste para cada estación, mostradas en la tabla 24.

Definida la función de distribución con mejor ajuste para cada estación, tabla 24; se procedió a determinar la precipitación máxima a utilizarse en el diseño del modelo precipitación – escorrentía. La precipitación máxima se ha determinado mediante el software HidroEsta, para períodos de retorno de 2, 5, 10, 50, 100 y 200 años.

**Tabla 24: Distribución con mejor ajuste para cada estación.**

ESTACIÓN	Kolmogorov-Smirnov test	$\alpha=5\%$	$\Delta_{0critico}$	$\Delta_{Max}$
JUMBILLA	Log Normal 3 Parámetros (Momentos Ordinarios)	ACCEPT	0.1868	0.0863
CHACHAPOYAS	Log Pearson Tipo III (Momentos Ordinarios)	ACCEPT	0.1868	0.0765
LEIMEBAMBA	Gamma 3 parámetros (Momentos Ordinarios)	ACCEPT	0.1868	0.0922
CELENDÍN	Gamma 3 parámetros (Momentos Lineales)	ACCEPT	0.1868	0.0903
JAZAN	Log Pearson Tipo III (Momentos Lineales)	ACCEPT	0.1868	0.0406
MACHUNGAL	Gamma 3 parámetros (Momentos Ordinarios)	ACCEPT	0.1868	0.0637
JAMALCA	Log Normal 2 Parámetros (Momentos Ordinarios)	ACCEPT	0.1868	0.0455

**Tabla 25: Precipitación máxima 24 horas para diversos períodos de retorno.**

Nº	Estación	Altitud (msnm)	Distribución	Período de retorno (años)					
				2	5	10	50	100	200
1	Celendín	2470	Gamma 3 Parámetros	43.06	54.49	61.93	77.56	83.89	90.04
2	Chachapoyas	2490	Log Pearson Tipo III	38.19	49.34	57.36	76.88	86.02	95.68
3	Jamalca	1185	Log Normal 2 Parámetros	53.78	80.27	98.98	142.97	162.78	183.3
4	Jazan	1385	Log Pearson Tipo III	37.93	47.18	53.99	70.92	78.97	87.56
5	Jumbilla	2284	Log Normal 3 Parámetros	12.97	15.65	17.12	19.84	20.83	21.77
6	Leimebamba	2800	Gamma 3 Parámetros	38.14	44.68	48.46	55.71	58.46	61.05
7	Machungal	632	Gamma 3 Parámetros	56.53	67.93	74.49	87.06	91.81	96.28

De la tabla 25, se observa que en toda la cuenca Utcubamba, se presentan lluvias intensas con valores elevados, la estación Jamalca es la zona más lluviosa, con precipitaciones demasiado intensas superando los 180 mm para un tiempo de retorno de 200 años.

#### 4.2.5. PRECIPITACIÓN MEDIA

La precipitación media o areal de la cuenca para los períodos de retorno de 100 y 200 años, se obtuvo mediante el método de Isoyetas por ponderación de áreas, con el uso del software ArcGis 10.3.1., como se muestra en la tabla 26.

Según Campos (1998). L.L. Weiss en base a un estudio de miles de estaciones año de datos de lluvia, encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas.

Según el enunciado, se realizó la corrección para las precipitaciones máximas en 24 horas, y obtener la precipitación de diseño.

**Tabla 26: Precipitación máxima corregida por intervalo de observación para período de retorno de 100 y 200 años.**

Período de Retorno Años	Precipitación Máxima en 24 horas (mm)	Factor de corrección por intervalo fijo de observación	Precipitación Diseño Máxima en 24 horas (mm)
100	82.22	1.13	92.91
200	89.97	1.13	101.67

#### 4.2.6. TORMENTAS DE DISEÑO.

Para determinar los hietogramas de diseño, se utilizó las ecuaciones propuestas por Bell, que relaciona la lluvia para  $t$  duraciones menores a 120 minutos, con las lluvias obtenidas para duraciones de 1 hora y período de retorno de 10 años, tal como se muestran en la tabla 21.

De la tabla 21, se ha optado por tomar el promedio de los datos obtenidos para diversos métodos, para generar las lluvias de  $t$  duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 minutos para tiempos de retorno, 2, 3, 5, 10, 15, 25, 50 y 100 años.

La lluvia máxima para 1 hora y período de retorno 10 años es de 19.52 mm, según la clasificación de Chereque (2010), las lluvias que se presentan en la cuenca son intensas, demasiado fuertes, que pueden producir grandes avenidas.

Con la precipitación para  $t$  1 hora y  $T$  de 10 años se aplica la ecuación de Bell (35), obteniéndose la altura de precipitación para duración menor a 1 hora.

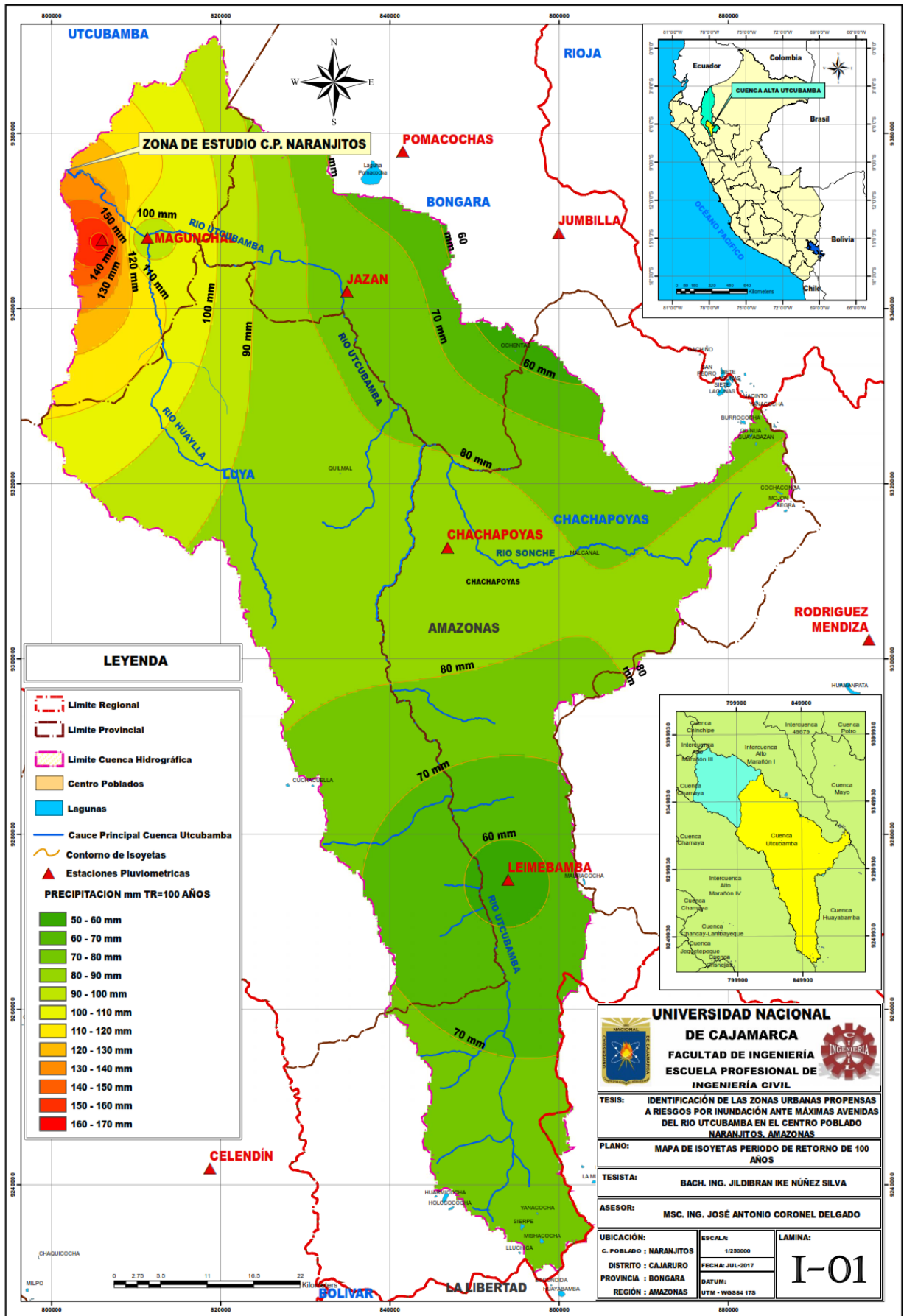


Figura 39: Mapa de Isoyetas de precipitación para T= 100 Años.



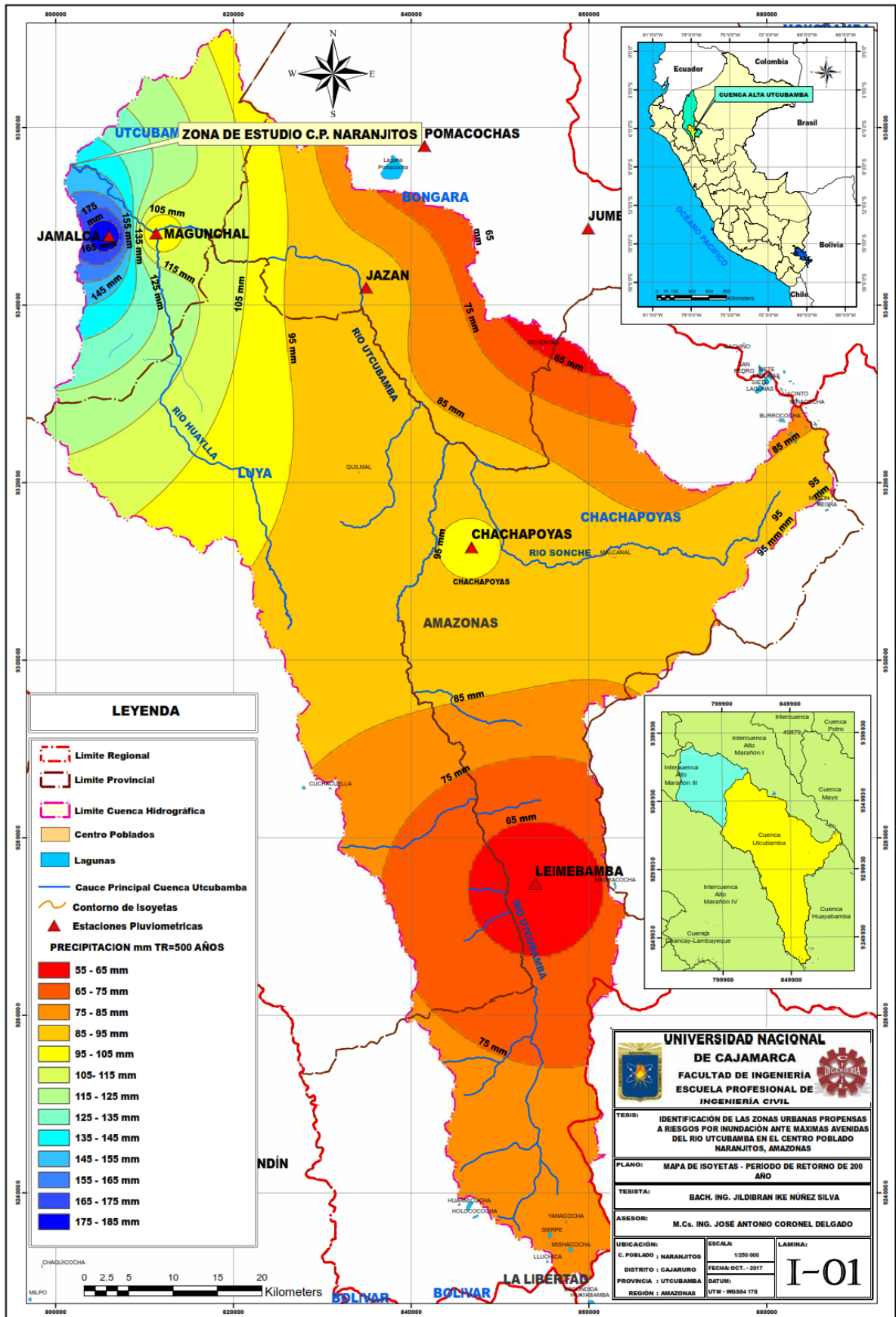


Figura 40: Mapa de Isoyetas de precipitación para T= 200 Años.

**Tabla 27: Lluvias máximas (mm), para duraciones < 120 minutos.**

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos										
		5	10	15	20	30	45	60	75	90	100	120
200	101.67	9.80	14.67	17.93	20.46	24.34	28.64	31.96	34.71	37.07	38.49	41.03
100	92.91	8.93	13.36	16.33	18.64	22.17	26.09	29.11	31.62	33.77	35.06	37.37
50	84.73	8.05	12.05	14.74	16.81	20.00	23.53	26.26	28.52	30.46	31.62	33.71
25	76.53	7.18	10.75	13.14	14.99	17.83	20.98	23.41	25.43	27.16	28.19	30.05
15	70.51	6.53	9.78	11.96	13.64	16.23	19.10	21.31	23.15	24.72	25.66	27.36
10	65.70	6.02	9.02	11.02	12.58	14.96	17.60	19.52	21.34	22.79	23.66	25.22
5	57.23	5.15	7.71	9.42	10.75	12.79	15.05	16.80	18.24	19.48	20.23	21.56
3	50.53	4.51	6.74	8.25	9.41	11.19	13.17	14.70	15.96	17.05	17.70	18.86
2	44.54	3.99	5.98	7.31	8.34	9.92	11.67	13.03	14.15	15.11	15.69	16.72

Hay que resaltar que para obtener la ecuación matemática de las curvas IDF, se determinó lluvias adicionales para los tiempos de retorno de 2, 3, 5, 10, 15, 25 y 50 años, estas solo se utilizaran para determinar la ecuación matemática de la Intensidad.

**Tabla 28: Intensidades máximas (mm/hora).**

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos										
		5	10	15	20	30	45	60	75	90	100	120
200	101.67	117.60	88.00	71.70	61.40	48.70	38.20	32.00	27.80	24.70	23.10	20.50
100	92.91	107.10	80.20	65.30	55.90	44.30	34.80	29.10	25.30	22.50	21.00	18.70
50	84.73	96.60	72.30	58.90	50.40	40.00	31.40	26.30	22.80	20.30	19.00	16.90
25	76.53	86.10	64.50	52.50	45.00	35.70	28.00	23.40	20.30	18.10	16.90	15.00
15	70.51	78.40	58.70	47.80	40.90	32.50	25.50	21.30	18.50	16.50	15.40	13.70
10	65.70	72.30	54.10	44.10	37.70	29.90	23.50	19.50	17.10	15.20	14.20	12.60
5	57.23	61.80	46.30	37.70	32.30	25.60	20.10	16.80	14.60	13.00	12.10	10.80
3	50.53	54.10	40.50	33.00	28.20	22.40	17.60	14.70	12.80	11.40	10.60	9.40
2	44.54	47.90	35.90	29.20	25.00	19.80	15.60	13.00	11.30	10.10	9.40	8.40

A los datos de la tabla 28, se aplicaron las ecuaciones (33) y (34), para obtener las constantes de la ecuación matemática de la intensidad, en una hoja de Excel se ajustaron modelos de regresión lineal múltiple, obteniendo los valores de los coeficientes requeridos en la ecuación (33).

Del análisis de regresión múltiple se obtiene el coeficiente de correlación ajustado de 0.9899, cercano a 1, evidenciando que existe una correlación entre variables que es confiable.

**Tabla 29: Resultado del Análisis de Regresión Lineal Múltiple.**

Constante	2.071328	
Err. estándar de est.Y	0.031471	
Coefficiente de correlación múltiple R <sup>2</sup>	0.989958	
Núm. de observaciones	90	
Grado de libertad	96	
Coefficiente(s) X	0.184306	-0.555344
Error estándar de coef.	0.004898	0.007252

De la ecuación (33) y (34), se obtiene la ecuación matemática representativa de las curvas IDF.

$$K = 10^{2.0713} = 117.85$$

La ecuación (32) se transforma en la siguiente ecuación.

$$I = \frac{KT^m}{t^n} = \frac{117.85 * T^{0.184}}{t^{0.555}} \quad (69)$$

Donde:

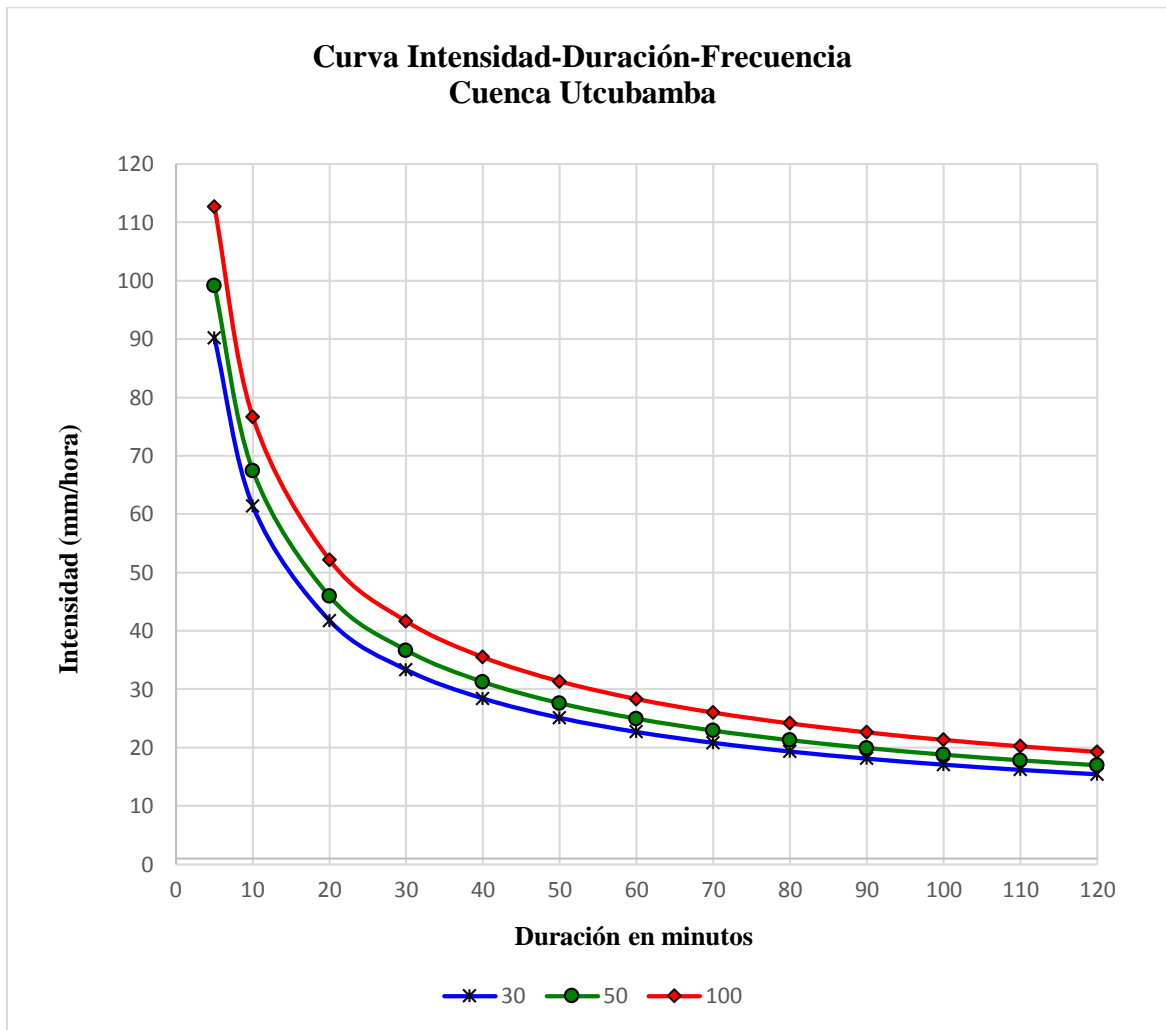
- m : 0.184
- n : 0.555
- K : 117.85
- T : Años
- t : Minutos

La ecuación representativa de la Intensidad (69), es una ecuación exponencial que nos permitió proyectar datos de intensidades para duraciones mayores a 1 hora.

Con la ecuación (69) se determinan las intensidades para t duración menores a 120 minutos para períodos de retorno de 30, 50 y 100 años, con estos datos se grafican las Curvas IDF.

**Tabla 30: Intensidades máximas (mm/h).- Cuenca Utcubamba.**

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años		
	30	50	100
5	90.24	99.15	112.66
10	61.41	67.47	76.66
20	41.79	45.91	52.17
30	33.36	36.66	41.65
40	28.44	31.24	35.50
50	25.12	27.60	31.36
60	22.70	24.94	28.34
70	20.84	22.90	26.02
80	19.35	21.26	24.16
90	18.13	19.92	22.63
100	17.10	18.78	21.34
110	16.21	17.81	20.24
120	15.45	16.97	19.29



**Figura 41: Gráfico de curvas IDF, Cuenca Utcubamba.**

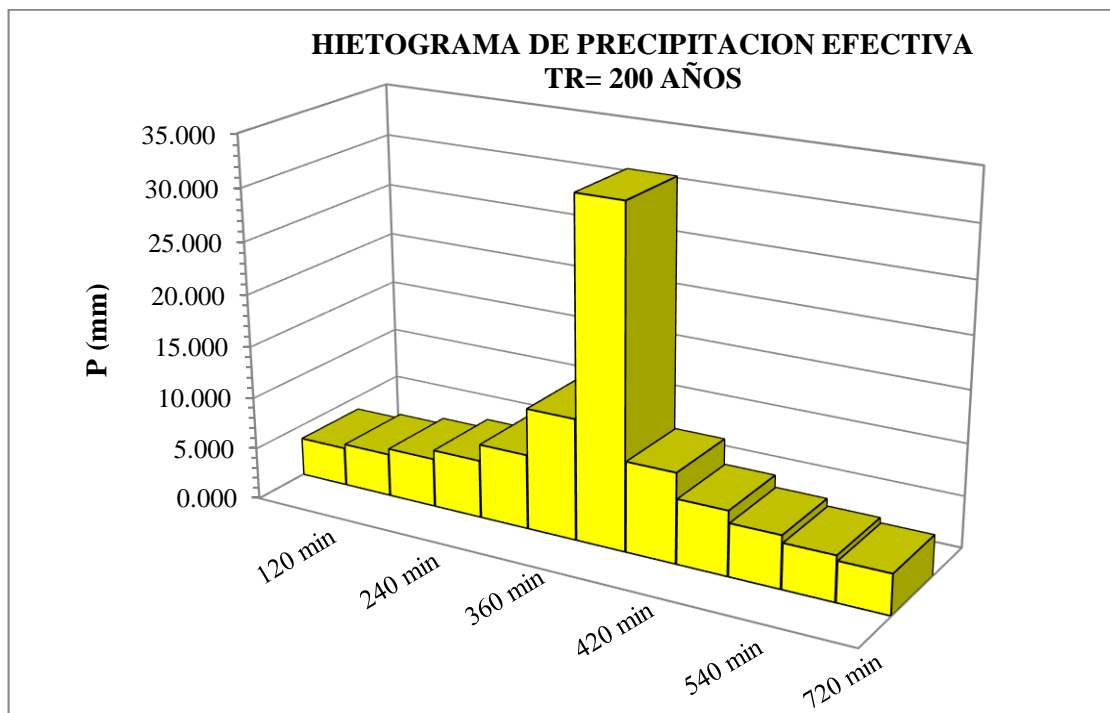
#### 4.2.7. HIETOGRAMA DE DISEÑO

Con la ecuación (69), se determinó las intensidades para t tiempos de duración de 1 a 12 horas, para el período de retorno de análisis de 200 años, datos que permitieron determinar el hietograma de diseño, mediante el método de bloques alternos.

La duración de la lluvia fue determinada mediante la ecuación (49).

**Tabla 31: Método del Bloque Alterno – Cálculo del hietograma de diseño, T= 200 años.**

Tiempo (min)	Intensidad (mm/hr)	Preci. acumulada (mm)	Prof. Incremental	Prof. Ordenada	Tiempo (min)		Prec. Hietograma (mm)
					de	a	
60	32.206	32.206	32.206	32.206	-	60	3.690
120	21.916	43.832	11.626	11.626	60	120	4.104
180	17.497	52.492	8.660	8.660	120	180	4.680
240	14.914	59.655	7.163	7.163	180	240	5.563
300	13.176	65.878	6.223	6.223	240	300	7.163
360	11.907	71.441	5.563	5.563	300	360	11.626
420	10.930	76.509	5.069	5.069	360	420	32.206
480	10.149	81.190	4.680	4.680	420	480	8.660
540	9.506	85.555	4.365	4.365	480	540	6.223
600	8.966	89.659	4.104	4.104	540	600	5.069
660	8.504	93.540	3.881	3.881	600	660	4.365
720	8.103	97.230	3.690	3.690	660	720	3.881



**Figura 42: Hietograma de diseño, T: 200 años.**

#### **4.2.7.1. PRECIPITACIÓN EFECTIVA.**

Definido los parámetros requeridos en el método SCS, uso del suelo, tipo de suelo, condición hidrológica, se determinó el número de curva ponderado para condiciones normales CN(II), con los mapas de uso de suelo proporcionados por el IGN.

**CN(II): 76.95**

El CN de 76.95 muestra que existe baja capacidad de retención, existiendo grandes cantidades de escorrentía, la infiltración es mínima.

Para condiciones antecedentes de humedad III, se aplica la ecuación (47), determinando el valor siguiente:

**CN(III): 88.48**

La pendiente media de la cuenca es del 40.00%, superior al 5%, valor al que están ajustadas generalmente las tablas del número de curva, con este dato se realizó un ajuste por pendiente, aplicando la ecuación (48) se determina el CN(IIS) ajustada por pendiente:

**CN(IIS): 80.79**

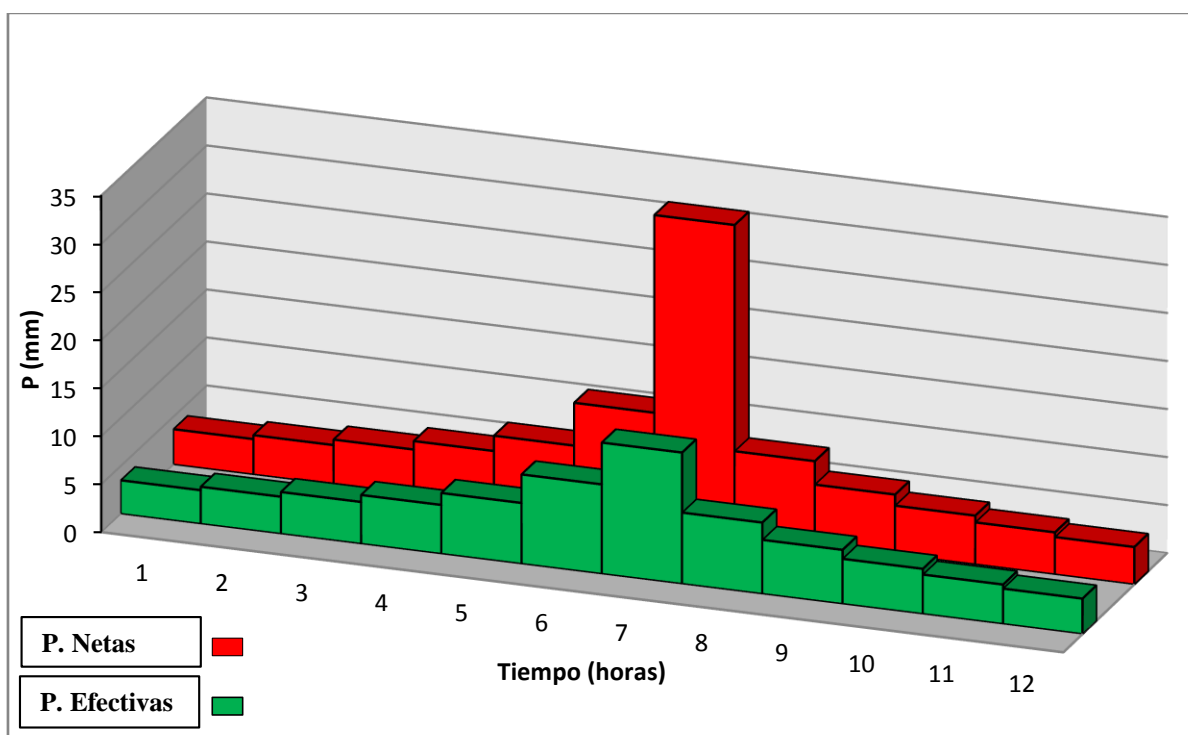
**CN(IIIS): 90.63**

Con el CN(IIIS), se determinó el coeficiente de relación de la retención inicial  $I_a$ , en función de la máxima retención, para valores CN mayores a 90, se opta por elegir el 20% de la retención máxima.

Aplicando las ecuaciones (42) precipitación efectiva, (43) retención inicial y (44) retención máxima, se determinó la precipitación efectiva del hietograma de diseño, el mismo que se utiliza como base para determinar el caudal de las máximas avenidas, para el período de retorno de análisis de 200 años.

**Tabla 32: Precipitación efectiva para período de retorno de 200 años.**

Duración (hr)	Intensid. (mm/hr)	Preci. Acumul	Pe (mm)	Pe pa.(mm)	P orde.	Pe (cm)
1	32.21	32.21	13.65	13.65	13.65	1.365
2	21.92	43.83	22.96	9.30	9.30	0.930
3	17.50	52.49	30.36	7.41	7.41	0.741
4	14.91	59.65	36.70	6.33	6.33	0.633
5	13.18	65.88	42.31	5.61	5.61	0.561
6	11.91	71.44	47.39	5.09	5.09	0.509
7	10.93	76.51	52.07	4.68	4.68	0.468
8	10.15	81.19	56.43	4.36	4.36	0.436
9	9.51	85.56	60.52	4.09	4.09	0.409
10	8.97	89.66	64.38	3.86	3.86	0.386
11	8.50	93.54	68.05	3.67	3.67	0.367
12	8.10	97.23	71.55	3.50	3.50	0.350



**Figura 43: Hietograma de precipitación Neta y efectiva, período de retorno de 200 años.**

#### 4.2.8. MODELO PRECIPITACIÓN - ESCORRENTÍA

Para determinar el hidrograma de avenidas para el período de retorno de 200 años, se utilizó la convolución de hidrogramas.

Para la cuenca Utcubamba que posee un área de 5,418.12 km<sup>2</sup>, se utilizó el hidrograma unitario sintético de Snyder, que es factible para cuencas grandes de áreas de 30 a 30,000 km<sup>2</sup>.

Aplicando la Ecuación (50), se obtuvo un tiempo de retardo de la cuenca de 27.35 horas, el índice  $C_t$  de retardo se determinó con la ecuación (52), valor muy bajo del mínimo propuesto por Chow et al. (1994), procediendo a recalcular este índice mediante la ecuación propuesta por Taylor – Schwartz, que toma en cuenta la pendiente media de la cuenca.

$$C_t = \frac{1.65}{(\sqrt{S_m})^{0.38}} \quad (70)$$

La longitud  $L_C$ , se determinó mediante el software ArcGis 10.3.1., longitud medida a lo largo del cauce principal, desde la zona de aforo hasta el centroide de la cuenca, obteniendo un valor de 92.49 km.

La duración de lluvia, se determinó mediante la ecuación (49), con un valor de 4.97 horas, valor relativamente bajo para la duración de una tormenta en la cuenca; se optó por recalcular este valor haciendo uso de la ecuación propuesta por el SCS, para duraciones de lluvia de cuencas grandes, mediante la ecuación (71), obteniendo un valor de 9.56 horas; se toma como duración el promedio de los valores obtenidos mediante las dos ecuaciones mencionadas; se analizó realizar el cálculo de la avenida máxima para una tormenta de diseño de duración de 8 horas.

$$t_r = 2 * \sqrt{t_c} \quad (71)$$

$t_c$ : Tiempo de concentración.

**Tabla 33: Tiempo de concentración diversos métodos.**

Método	Ecuación	Tc
Kirpich	$t_c = 0.0194.L^{0.77}.S^{-0.385}$	16.54
California Culverts Practice(1942)	$t_c = 0.0195\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$	16.62
Bransby Williams (en Pilgrim y Cordery, 1993)	$t_c = 14.6 * L * A^{-0.1} * S_m^{-0.2}$	22.84
Temez	$t_c = 0.3\left(\frac{L}{S_c}\right)^{0.75}$	31.27



De la tabla 33, se opta por elegir como tiempo de concentración de la cuenca el valor medio entre los resultados para este caso, 22.84 horas, este método relaciona el área, longitud y pendiente media de la cuenca, valor que es más aceptable.

El tiempo base se determinó mediante las ecuaciones (53) y (55), optando por considerar como tiempo base del hidrograma el valor de 120 horas, correspondiente a 5 días. Valor medio entre los resultados de la ecuación (53) y (55), más confiable, para determinar el hidrograma unitario de Snyder.

Al establecer una duración de lluvia de diseño de 8 horas, valor que difiere al determinado mediante la ecuación de Snyder, se realizó un ajuste del tiempo de retardo y caudal Pico, en relación al tiempo de duración de la tormenta, mediante las ecuaciones:

$$t_{pR} = t_p - \frac{t_r - t_R}{4} \quad (72)$$

$$q_{PR} = \frac{q_p * t_p}{t_{pR}} \quad (73)$$

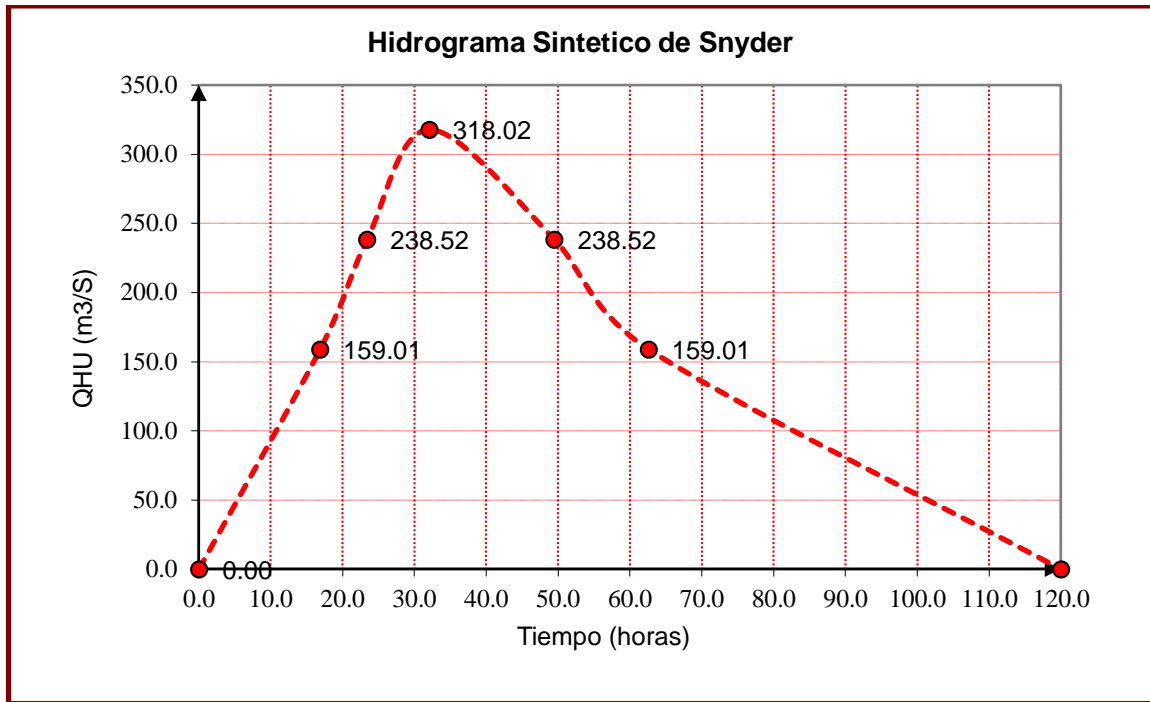
Donde:

$t_R$  : Tiempo duración de tormenta de diseño.

$t_{pR}$  : Tiempo de retardo ajustado al tiempo de duración de lluvia.

Con los datos obtenidos del tiempo de retardo y caudal pico ajustados, se determinó los parámetros del ancho del hidrograma al 50% y 75% del caudal pico. Con sus respectivas abscisas y ordenadas, se procedió a graficar el hidrograma unitario de Snyder para la cuenca Utcubamba.

Con el hidrograma de diseño y el hidrograma unitario sintético, se procedió a realizar la convolución de hidrogramas para obtener el hidrograma de escorrentía directa, así mismo obtener el caudal máximo para el período de retorno de 200 años.



**Figura 44: Hidrograma unitario sintético de Snyder para la cuenca Utcubamba.**

Para determinar los valores del hidrogramas de escorrentía directa, para duraciones de  $\Delta t = 4$  horas, se asumió el hidrograma sintético de Snyder como un hidrograma triangular, mediante relación de triángulos se obtuvo los caudales unitarios para cada tiempo de duración, hasta el tiempo base del hidrograma.

Del hidrograma de escorrentía directa, se toma como caudal de máxima avenidas al valor mayor, observando que el caudal obtenido es extremadamente elevado, ante un evento de esta magnitud provocaría grandes inundaciones.

**Tabla 34: Caudal de máximas avenidas para un tiempo de retorno de 200 años.**

Tiempo de retorno (años)	Caudal (m³/s)
200	1499.718

**Tabla 35: Hidrograma Unitario Escorrentía Directa para T= 200 años.**

T (horas)	H.U. (m3/s/cm)	PRECIPITACIONES EFECTIVAS POR INTERVALOS (cm)									Q (m3/s)
		0.000	1.365	0.930	0.741	0.633	0.561	0.509	0.468	0.436	
0	<b>0.00</b>	0.00	0.00								<b>0.00</b>
4.00	<b>37.72</b>	0.00	51.51	0.00							<b>51.51</b>
8.00	<b>75.45</b>	0.00	103.03	35.09	0.00						<b>138.12</b>
12.00	<b>113.17</b>	0.00	154.53	70.19	27.94	0.00					<b>252.66</b>
16.00	<b>150.90</b>	0.00	206.05	105.28	55.89	23.88	0.00				<b>391.10</b>
20.00	<b>197.07</b>	0.00	269.09	140.38	83.83	47.76	21.16	0.00			<b>562.23</b>
24.00	<b>243.83</b>	0.00	332.94	183.33	111.77	71.64	42.33	19.18	0.00		<b>761.20</b>
28.00	<b>280.42</b>	0.00	382.91	226.83	145.97	95.52	63.50	38.37	17.66	0.00	<b>970.76</b>
32.00	<b>317.01</b>	0.00	432.88	260.88	180.60	124.75	84.66	57.56	35.32	16.43	<b>1193.07</b>
36.00	<b>300.24</b>	0.00	409.97	294.92	207.71	154.35	110.57	76.74	52.97	32.87	<b>1340.10</b>
40.00	<b>281.95</b>	0.00	385.00	279.31	234.81	177.51	136.80	100.22	70.64	49.30	<b>1433.60</b>
44.00	<b>263.66</b>	0.00	360.03	262.30	222.39	200.68	157.33	124.00	92.25	65.74	<b>1484.72</b>
48.00	<b>245.38</b>	0.00	335.06	245.29	208.84	190.06	177.86	142.61	114.13	85.85	<b>1499.71</b>
52.00	<b>223.36</b>	0.00	304.99	228.28	195.30	178.48	168.45	161.22	131.26	106.23	<b>1474.21</b>
56.00	<b>199.10</b>	0.00	271.87	207.79	181.75	166.90	158.19	152.69	148.39	122.17	<b>1409.76</b>
60.00	<b>174.84</b>	0.00	238.74	185.22	165.44	155.33	147.93	143.39	140.54	138.11	<b>1314.71</b>
64.00	<b>155.16</b>	0.00	211.87	162.65	147.47	141.39	137.67	134.09	131.98	130.80	<b>1197.93</b>
68.00	<b>144.08</b>	0.00	196.73	144.34	129.50	126.03	125.32	124.79	123.42	122.83	<b>1092.98</b>
72.00	<b>132.99</b>	0.00	181.60	134.03	114.93	110.68	111.71	113.59	114.86	114.87	<b>996.27</b>
76.00	<b>121.91</b>	0.00	166.47	123.72	106.72	98.22	98.10	101.26	104.55	106.90	<b>905.93</b>
80.00	<b>110.83</b>	0.00	151.33	113.41	98.51	91.20	87.05	88.92	93.20	97.31	<b>820.94</b>
84.00	<b>99.74</b>	0.00	136.20	103.10	90.30	84.19	80.84	78.91	81.84	86.74	<b>742.12</b>
88.00	<b>88.66</b>	0.00	121.07	92.79	82.09	77.17	74.62	73.27	72.63	76.17	<b>669.81</b>
92.00	<b>77.58</b>	0.00	105.93	82.48	73.88	70.16	68.40	67.64	67.44	67.60	<b>603.53</b>
96.00	<b>66.50</b>	0.00	90.80	72.17	65.67	63.14	62.18	62.00	62.25	62.77	<b>540.99</b>
100.00	<b>55.41</b>	0.00	75.67	61.86	57.46	56.12	55.96	56.36	57.07	57.94	<b>478.45</b>
104.00	<b>44.33</b>	0.00	60.53	51.55	49.25	49.11	49.74	50.73	51.88	53.11	<b>415.91</b>
108.00	<b>33.25</b>	0.00	45.40	41.24	41.05	42.09	43.53	45.09	46.69	48.28	<b>353.37</b>
112.00	<b>22.17</b>	0.00	30.27	30.93	32.84	35.08	37.31	39.45	41.50	43.45	<b>290.83</b>
116.00	<b>11.08</b>	0.00	15.13	20.62	24.63	28.06	31.09	33.82	36.31	38.63	<b>228.29</b>
120.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	10.31	16.42	21.05	24.87	28.18	31.13	33.80	<b>165.75</b>
124.00				0.00	8.21	14.03	18.65	22.55	25.94	28.97	<b>118.35</b>
128.00					0.00	7.02	12.44	16.91	20.75	24.14	<b>81.25</b>
132.00						0.00	6.22	11.27	15.56	19.31	<b>52.37</b>
136.00							0.00	5.64	10.38	14.48	<b>30.50</b>
140.00								0.00	5.19	9.66	<b>14.84</b>
144.00									0.00	4.83	<b>4.83</b>
148.00										0.00	<b>0.00</b>

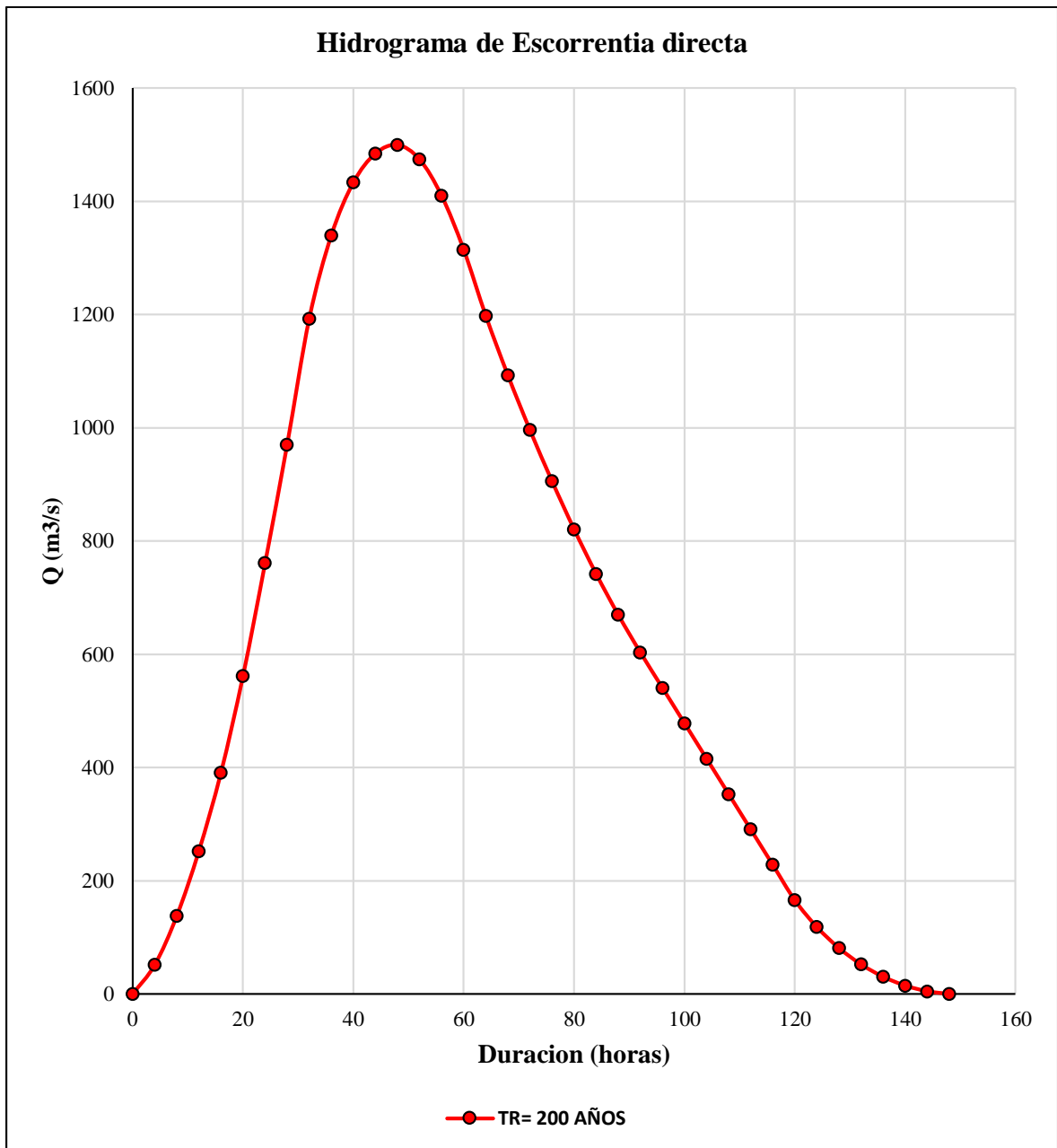


Figura 45: Hidrograma de Escorrentía Directa con un período de retorno de 200 Años.

### 4.3. MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS

#### 4.3.1. COEFICIENTE DE MANNING

Los valores de los coeficientes de rugosidad "n" de Manning se seleccionaron según las condiciones físicas del lecho y márgenes del cauce, después de realizar una visita de campo y recorrer la zona puntual de estudio. Haciendo usos de las tablas propuestas por Chow se determinaron coeficientes de Manning para cada margen.

**Tabla 36: Coeficiente de Manning de Planicie de inundación margen Izquierda.**

Progresiva	Descripción del área	Coefficiente
0+620 – 0+885 km	Planicie de inundaciones, presencia de árboles de altura media, con crecimiento de brotes, arbustos tanto en verano como en invierno.	0.060
0+620 – 0+480 km	Presencia de árboles de gran tamaño, sin presencia brotes, tierra clara.	0.040
0+480 – 0+290 km	Planicies de inundación con presencia de calles de tierra, con escasa vegetación.	0.033
0+290 – 0+000 km	Planicies de inundación con árboles de tamaño medio con tierra claro sin brotes.	0.040



**Figura 46: Planicies de inundación margen izquierda, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.**

**Tabla 37: Coeficientes de Manning planicie de inundación margen derecha.**

Progresiva	Descripción del área	Coefficiente
0+620 – 0+885 km	Planicie de inundaciones con áreas cultivadas con cultivos de arroz.	0.035
0+620 – 0+460 km	Planicie de inundaciones con áreas cultivadas con cultivos de arroz y presencia de árboles.	0.040
0+460 – 0+400 km	Planicies de inundación con presencia de Arbustos y árboles en verano.	0.050
0+400 – 0+360 km	Planicies de inundación con calles de tierra sin presencia de vegetación.	0.033
0+360 – 0+000 km	Planicies de inundación con presencia de árboles en tierra clara sin brotes.	0.060





**Figura 47: Planicies de inundación margen derecha, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.**

El coeficiente de Manning del cauce principal se determinó mediante la constatación visual de las diversas características físicas del mismo, haciendo uso de la metodología de Cowan, se determinaron los coeficientes para cada tramo.

**Tabla 38: Coeficiente de Manning para el cauce principal del río.**

<b>Progresiva</b>	<b>Descripción de parámetro</b>	<b>Valor de Coeficiente</b>	<b>Coeficiente de Manning para el tramo</b>
0+885 – 0+620 km	Material involucrado	0.028	0.038
	Grado de irregularidad	0.005	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.000	
	Vegetación	0.005	
	Grado de los efectos por meandros	1.00	
0+620 – 0+450 km	Material involucrado	0.028	0.053
	Grado de irregularidad	0.010	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.010	
	Vegetación	0.005	
	Grado de los efectos por meandros	1.00	
0+450 – 0+360 km	Material involucrado	0.028	0.043
	Grado de irregularidad	0.000	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.010	
	Vegetación	0.000	
	Grado de los efectos por meandros	1.00	
0+360- 0+000 km	Material involucrado	0.028	0.048
	Grado de irregularidad	0.005	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.010	
	Vegetación	0.005	
	Grado de los efectos por meandros	1.00	

#### 4.3.2. CONDICIONES DE CONTORNO DEL MODELO

Para las condiciones de contorno del modelo se consideró las pendientes del cauce aguas arriba y aguas abajo de la zona de estudio, así mismo el hidrograma de crecida calculado mediante el modelo precipitación - escorrentía.

**Tabla 39: Condiciones de Contorno para el modelamiento hidráulico.**

<b>Condición de contorno</b>	<b>Aguas Arriba</b>	<b>Aguas Abajo</b>
Pendiente (%)	1.307	1.416
	Hidrograma de Crecidas	Hidrograma de Crecidas

La Pendiente aguas abajo y aguas arriba se obtuvo del levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio, está comprende la pendiente del cauce principal.



**Figura 48:** Cauce del río, sector Naranjitos, aguas arriba y aguas abajo del tramo en estudio.

#### **4.3.3. MODELAMIENTO HIDRÁULICO FLUJO NO PERMANENTE**

Establecido la geometría del cauce del río y las condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo, se efectuó la simulación en régimen no permanente, estableciendo los diversos parámetros de tiempo que son necesarios para realizar la simulación.

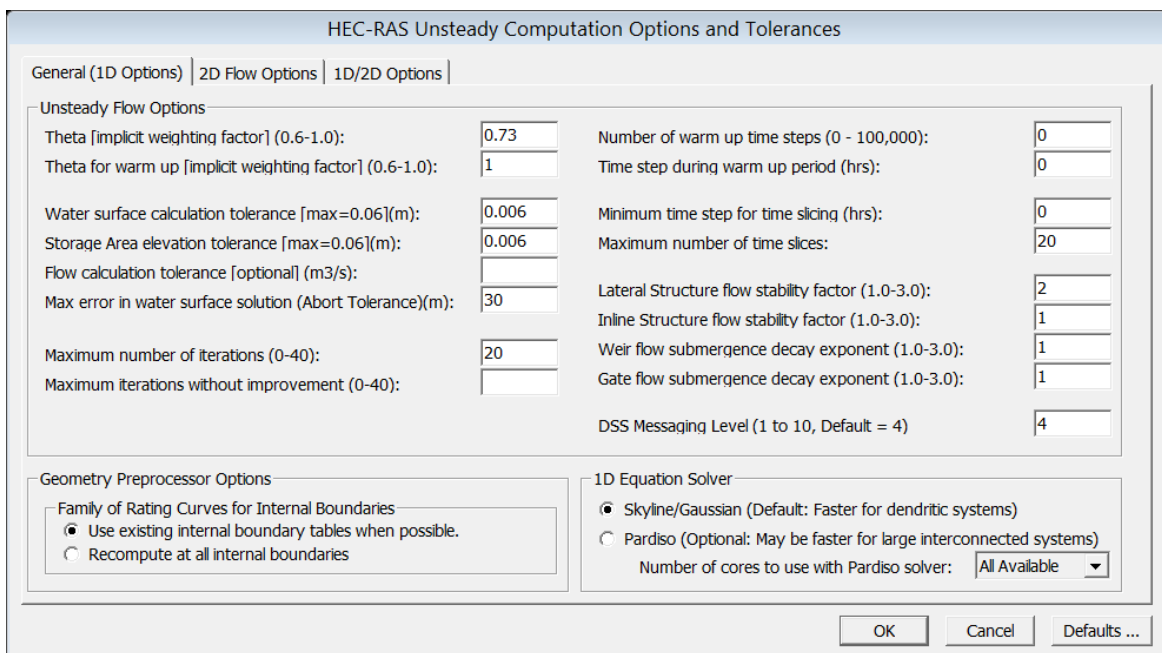
Para desarrollar la simulación adecuadamente y obtener los mejores resultados, se realizó muchas iteraciones hasta obtener los parámetros más adecuados que estabilizan el modelo, especialmente determinar el parámetro de peso.

La simulación se realizó sobre un total de 148 horas, tiempo que dura el hidrograma de crecidas calculado en el modelamiento hidrológico.



Con respecto al tiempo de simulación, tiempo clave para obtener unos resultados estables, se simuló para un intervalo de tiempo de 0.50 segundos, aunque este tiempo es muy restrictivo se opta por aumentar el tiempo de simulación manteniendo siempre la estabilidad del modelo.

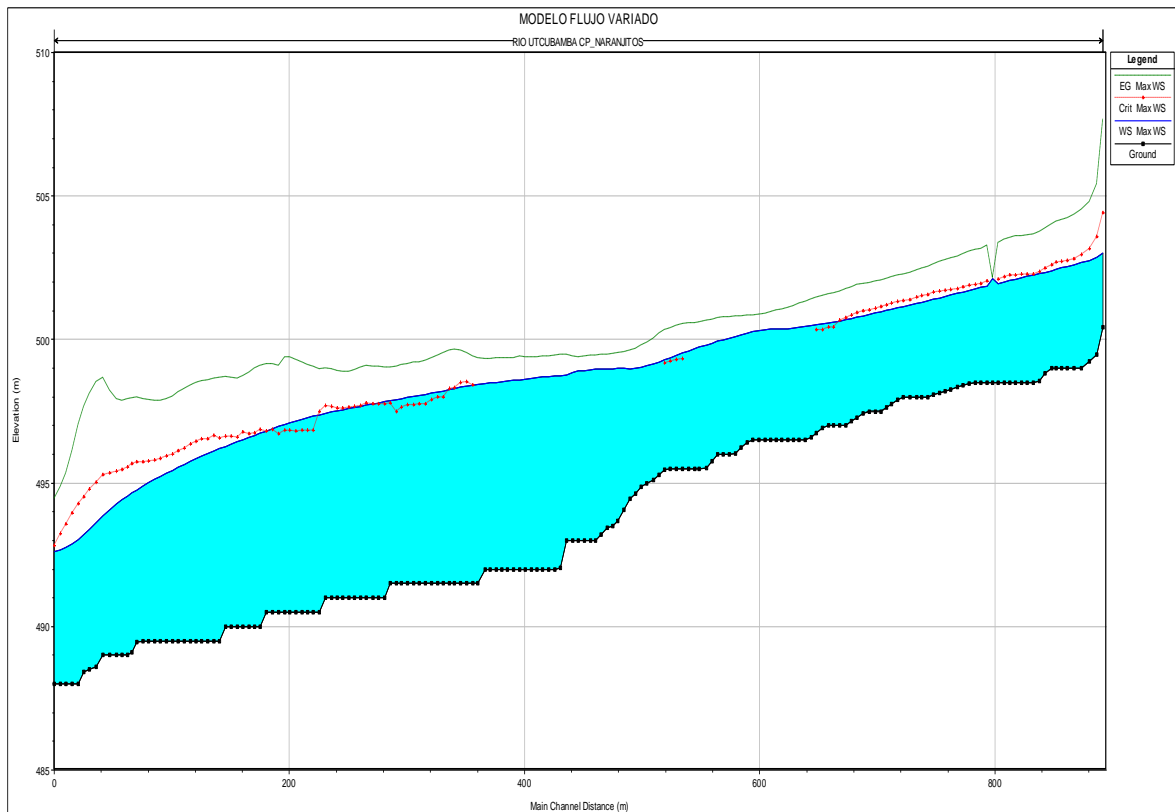
Después de un gran número de iteraciones se obtuvo un modelo estable con las tolerancias mostradas en la figura (49), para un  $\theta = 0.73$  se logró la estabilidad del modelo, analizado para un régimen mixto.



**Figura 49: Parámetros y tolerancias de cálculo.**

Según se observa en la figura (50), el perfil del río muestra un modelo estable, esto se logró con la configuración de los parámetros y tolerancias mostradas. Para un  $\theta = 0.73$  muestra un modelo de flujo variado estable y preciso, por presentar un valor cercano al 0.60. Además se observa que la línea de energía presencia un cambio moderado, consecuencia de las pendientes muy baja del cauce, y la variación gradual de las secciones alrededor del tramo.

La mayor parte del tramo en análisis presenta un flujo subcrítico ( $Fr < 1$ ), generalmente a partir de la sección 0+840.00 km hacia aguas abajo, presentando una pendiente muy suave, aguas arriba de esta sección el flujo es supercrítico ( $Fr > 1$ ). Se presenta algunos pequeños tramos con un flujo crítico.



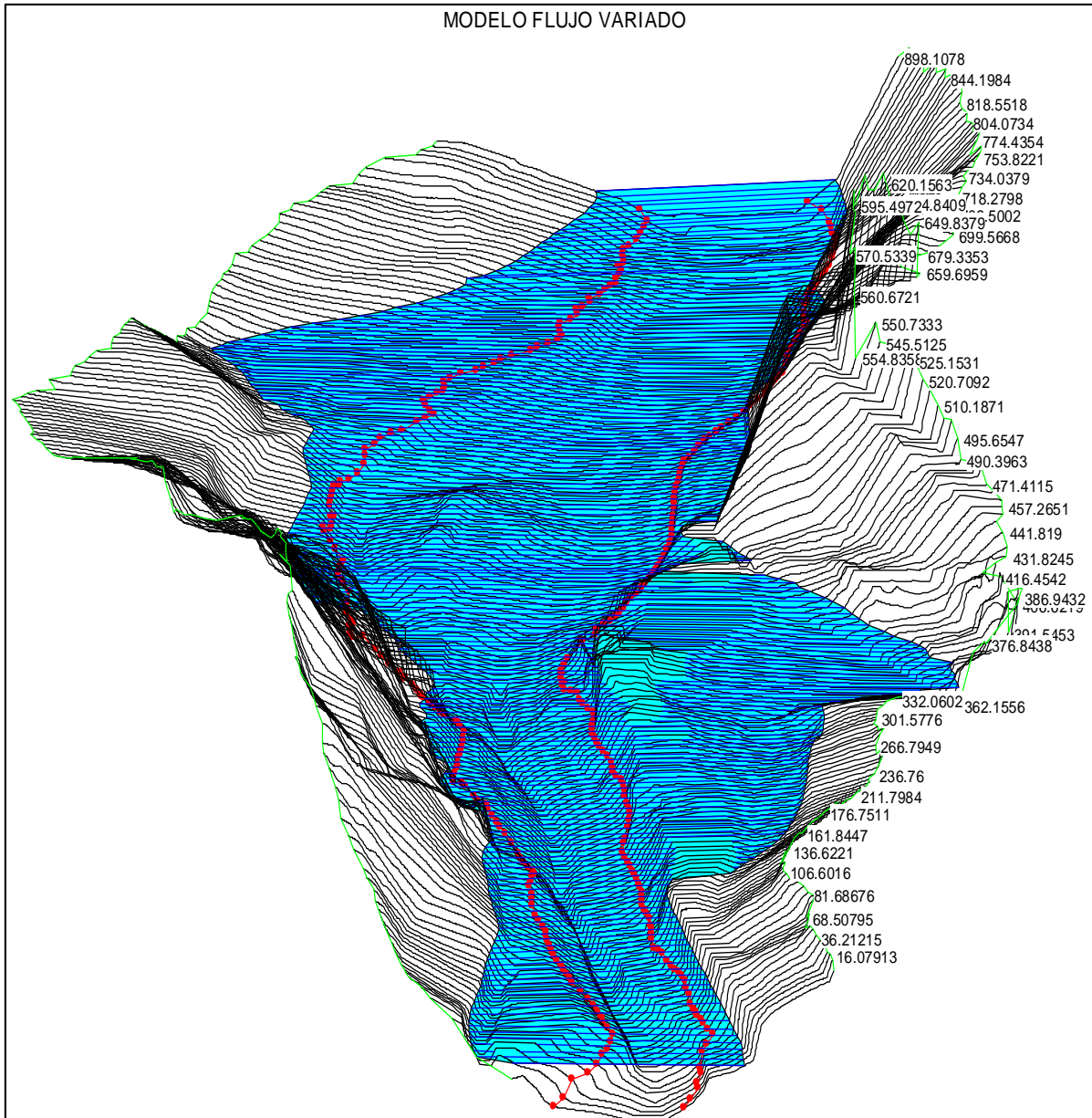
**Figura 50: Perfil de flujo variado no permanente a lo largo del tramo, para TR= 200 años.**

El modelamiento hidráulico en flujo variado no permanente, con fines de análisis de inundación, se efectuó para un período de retorno de 200 años, por el hecho que en la zona de estudio existe un centro poblado en riesgo, una Institución Educativa, que abarca la mayor parte de la población estudiantil de los poblados aledaños, así mismo existe una única vía de acceso que intercomunica los centros poblados con la provincia Utcubamba. Según el acápite 3.3.7. Período de retorno, el período calculado fue de 139.54 años, asumiendo un análisis para 200 años.

De la figura (51), modelamiento hidráulico para un período de retorno de 200 años vista en perspectiva, se observa que la zona más afectada se encuentra en la margen izquierda, esto por presentar cotas más bajas respecto a la margen derecha del río.

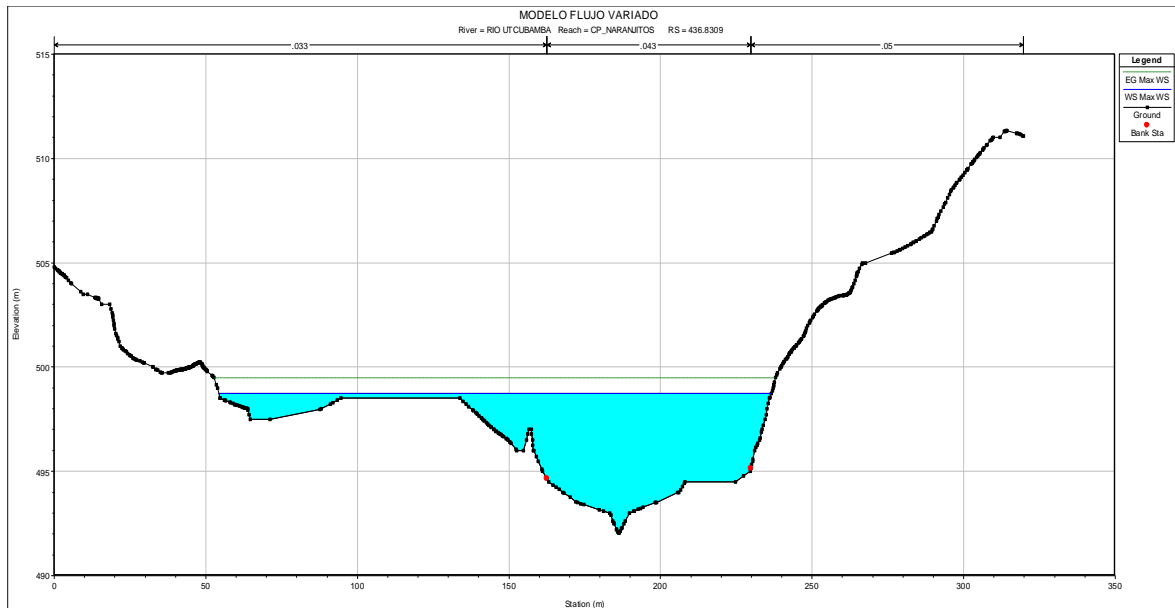
El río en esta zona se desborda prácticamente en todas las secciones, la inundación se torna más pronunciada en la margen izquierda aguas abajo de la progresiva 0+520.00 km del tramo analizado, iniciándose el desbordamiento del río en esta sección hacia la margen izquierda, inundándola completamente, evidenciando el alto riesgo al que está expuesta esta margen. Se considera este sector como zona inundable de alto riesgo.

Aguas arriba desde la progresiva 0+520.00 km del tramo analizado, la zona afectada se encuentra en la margen derecha, sufriendo inundación las áreas agrícolas, perjudicando áreas arroceras.



**Figura 51: Vista en perspectiva de la simulación del río para un flujo variado no permanente,  $T_r=200$  años.**

La figura 52, muestra la sección correspondiente a la progresiva 0+440.00 km, evidenciando la magnitud de la inundación, con perfiles de agua elevados, estos provocarían el colapso de las viviendas aledañas.



**Figura 52: Sección transversal del Río Utcubamba, CP. Naranjitos, progresiva 0+440 km, para un flujo variado no permanente, TR= 200 años.**

Se considera que esta zona está altamente vulnerable, debido a que las viviendas en el centro poblado Naranjitos están construidas precariamente con material de tierra como es el adobe, sin tomar en cuenta el riesgo de colapso ante inundaciones, como se puede apreciar en las figura 54 y 55. Así mismo se aprecia en la figura 52, que el tirante de agua de inundación puede llegar hasta 1.50 m, afectando en su totalidad estas viviendas. Las viviendas construidas en la ribera del rio, se encuentran cimentadas sobre rellenos, como se aprecia en la figura 53, rellenos que estrechan el cauce, y ante un evento de esta magnitud podrían ser arrasados por el flujo.



**Figura 53: Rellenos indiscriminados en el cauce, donde se cimentan edificaciones e incrementan el riesgo.**





**Figura 54: Zona en riesgo de inundación, accesos y viviendas de material de adobe en la margen izquierda.**



**Figura 55: Viviendas y accesos en riesgo de inundación, margen izquierda.**

En la figura 62, se aprecia que la zona de inundación abarcaría hasta la Institución Educativa principal del centro poblado, inundando completamente esa zona, poniendo en riesgo de colapso la infraestructura, como consecuencia la mayor parte de la población estudiantil de estos centros poblados quedarían a la intemperie, sin ninguna infraestructura que los pueda acoger.





**Figura 56: Aulas Institución Educativa en riesgo de inundación.**



**Figura 57: Institución Educativa en riesgo de inundación.**

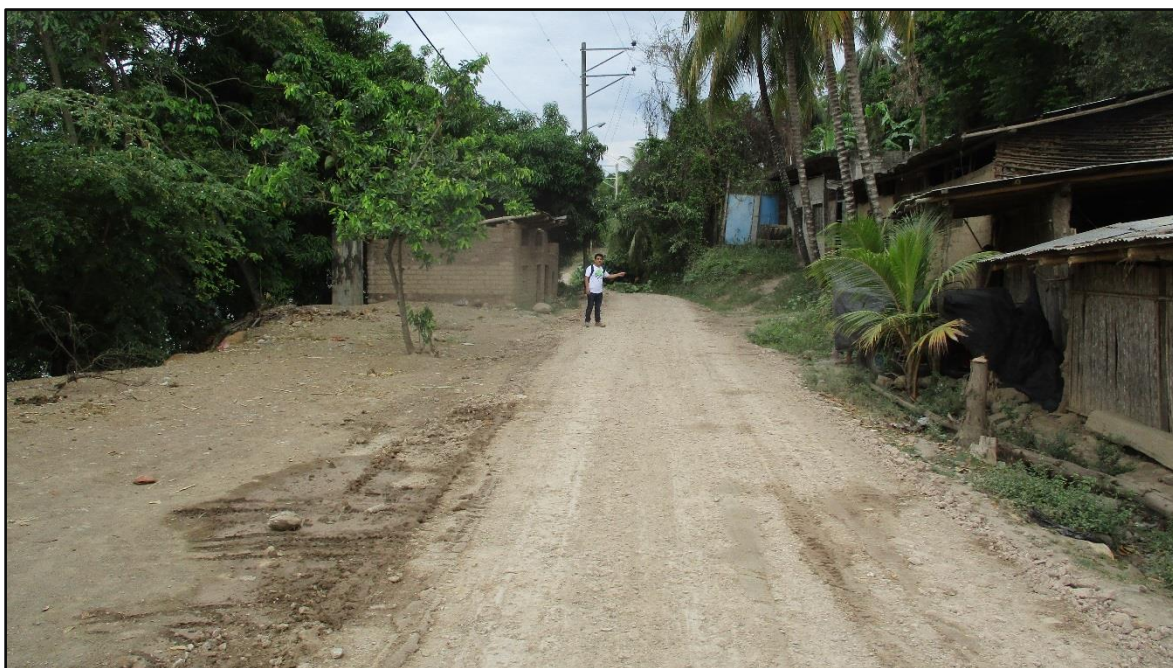
De lo descrito anteriormente, se establece que la margen izquierda del Centro poblado Naranjitos es una zona inundable de alto riesgo. Existe una gran probabilidad de grandes pérdidas humanas, bienes, infraestructura pública y accesos.



Respecto a la margen derecha las zonas afectadas por inundación, abarcarían la mayor parte áreas agrícolas aguas arriba, mientras que aguas abajo existe el riesgo de unas cuantas viviendas construidas a la orilla del río, y un acceso hacia estas, no existe un alto riesgo de pérdidas materiales y humanas.



**Figura 58: Viviendas en riesgo de inundación margen derecha aguas abajo.**



**Figura 59: Zona en riesgo de inundación margen derecha aguas abajo.**





**Figura 60: Áreas agrícolas margen derecha del río, afectadas por una posible inundación.**



**Figura 61: Áreas agrícolas aguas arriba en riesgo de inundación, margen derecha del río.**

La inundación de la margen izquierda generalmente se debe a que, aguas arriba existe una llanura del río extensa con gran concentración de sedimentos, que hace que ante una máxima avenida, el agua se desvíe hacia la margen izquierda y provoque la inundación. Es necesario una descolmatación de este tramo tanto aguas arriba como aguas abajo.



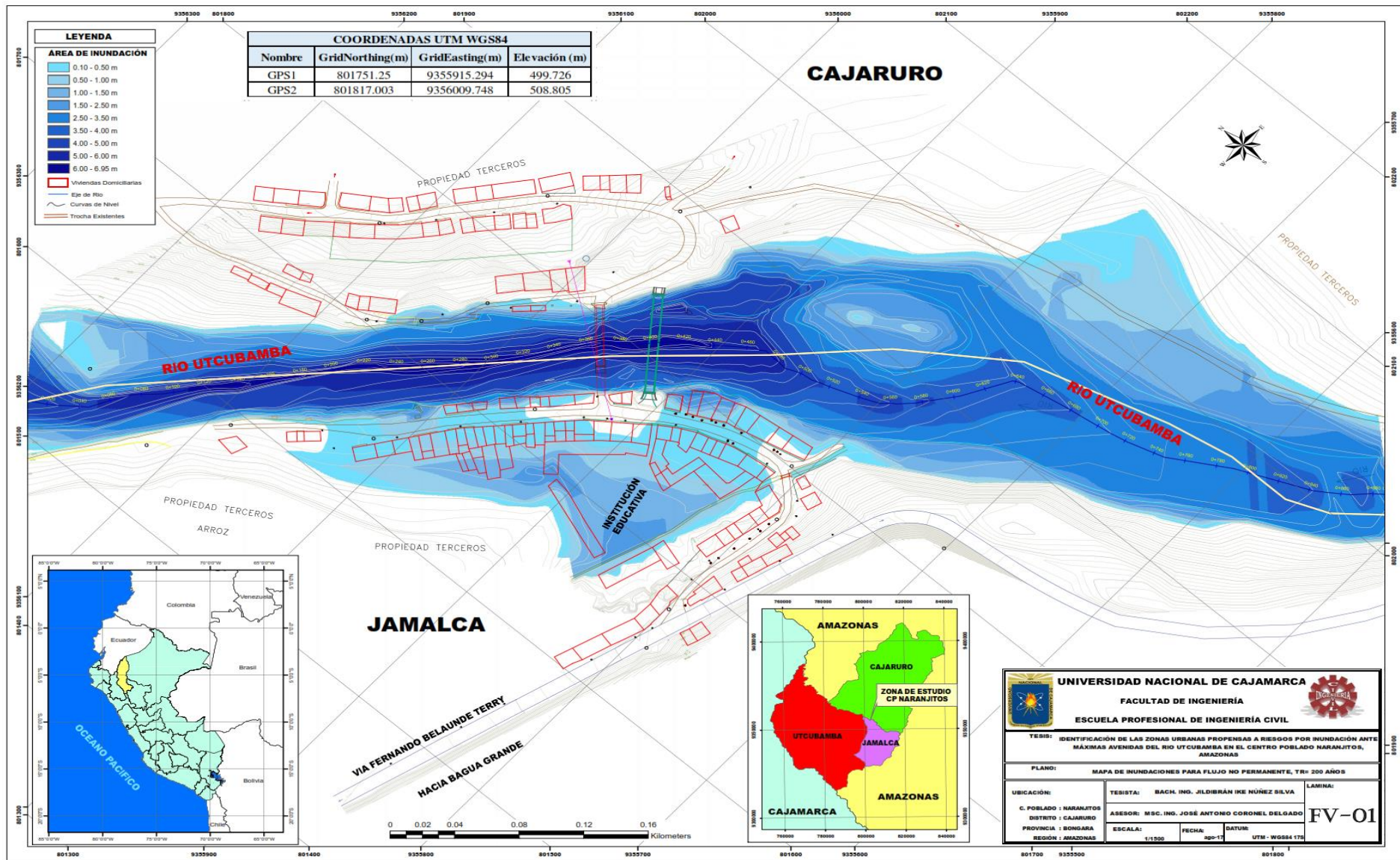


Figura 62: Mapa de inundaciones, flujo variado no permanente, TR= 200 años.

#### 4.4. CUANTIFICACIÓN DE ÁREAS EN RIESGO DE INUNDACIÓN

Las inundaciones constituyen un fenómeno hidrológico de mayor impacto en la sociedad, siendo estas un problema social y económico, por lo que es de interés cuantificar los daños debidos a este fenómeno de una manera global, con el fin de concientizar a las autoridades, y se puedan implementar medidas que mitiguen el efecto de las inundaciones en el futuro, ya que generalmente se requiere de inversiones económicas significativas.

Del mapa de inundación se dedujo que las zonas altamente vulnerables a inundaciones son las que se ubican en la margen izquierda del río, viéndose afectadas viviendas, áreas agrícolas, una Institución Educativa, vías y canales de riego.

En este estudio se cuantificó todas las áreas afectadas ante un posible evento de esta magnitud, con el fin de conocer aproximadamente las pérdidas económicas y materiales, que podría causar este fenómeno si no se efectúa alguna medida de prevención.

##### 4.4.1. ÁREAS EN RIESGO DE INUNDACIÓN

- **MARGEN IZQUIERDA.**

Esta margen es la más vulnerable, siendo inundada completamente, provocando el colapso de muchas viviendas construidas de adobe, así mismo, el deterioro de las vías de acceso, entre otras.

**Tabla 40: Áreas en riesgo de inundación, margen izquierda.**

<b>Zona en Riesgo de inundación</b>	<b>Nº Elementos afectados</b>	<b>Áreas afectadas</b>
Viviendas	59	5,922.78 m <sup>2</sup>
Vías accesos	230.00 m	
Canal de riego	195.00 m	
Áreas agrícolas		17.00 ha
Institución Educativa	1	2,356.87 m <sup>2</sup>
Red de alcantarillado	1	





**Figura 63: Viviendas margen izquierda en riesgo de inundación y colapso, construcción en rellenos.**



**Figura 64: Viviendas margen izquierda vulnerable a inundación, zona para ejecutar encimado de gaviones.**





**Figura 65: Viviendas y accesos margen Aguas abajo en riesgo de inundación, viviendas de material de adobe.**



**Figura 66: Viviendas construidas en la ribera del rio, aguas abajo en riesgo de inundación, propuesta de construcción de muros de concreto armado.**





**Figura 67: Viviendas construidas en la ribera del rio sobre rellenos con materiales de construcción.**



**Figura 68: Viviendas construidas en la ribera del rio sobre rellenos con materiales de construcción.**





**Figura 69: Canal de tierra que abastece con agua aproximadamente a 17 ha, afectados por la inundación.**



**Figura 70: Institución educativa afectada por la inundación, construida sobre terrenos agrícolas.**

En la zona afectada existe un canal de riego que abastece con agua aproximadamente a 17.00 hectáreas agrícolas de arroz, que ante el desbordamiento del río provocaría el colapso de 195.00 m de canal, desabasteciendo todas estas áreas agrícolas, como consecuencia se perdería toda la producción de estas zona.





**Figura 71: Áreas agrícolas afectadas por el desabastecimiento de agua por colapso del canal.**



**Figura 72: Vista aérea de áreas agrícolas afectadas por el desabastecimiento de agua.**

Los accesos más afectados serán los ubicados en la margen izquierda, quedando totalmente inundados, generando la incomunicación del CP Naranjitos y los CP aledaños, que afectarían el comercio, la salud y la agricultura.

- **MARGEN DERECHA.**

**Tabla 41: Áreas en riesgo de inundación, margen derecha.**

<b>Zona en Riesgo de inundación</b>	<b>Nº Elementos afectados</b>	<b>Áreas afectadas</b>
Viviendas	3	246.26 m <sup>2</sup>
Vías accesos	130.44 m	
Áreas agrícolas		1.59 ha



**Figura 73: Acceso en la margen derecha afectados por inundaciones aguas abajo.**



**Figura 74: Áreas agrícolas afectadas por la inundación aguas arriba en la margen derecha.**



**Tabla 42: Resumen de áreas en riesgo de inundación.**

<b>Zona en Riesgo de inundación</b>	<b>Nº Elementos afectados</b>	<b>Áreas afectadas</b>
Viviendas	62	6,169.04 m <sup>2</sup>
Vías accesos	360.44 m	
Canal de riego	195.00 m	
Áreas agrícolas		18.59 ha
Institución Educativa	1	2,356.87 m <sup>2</sup>
Red de alcantarillado	1	

#### **4.4.2. CUANTIFICACIÓN ECONÓMICA DE ÁREAS AFECTADAS**

##### **4.4.2.1. COSTO ECONÓMICO DE UNA VIVIENDA AFECTADA POR INUNDACIÓN**

Para encontrar el valor económico de las viviendas afectadas por inundaciones en Naranjitos, se utilizó el presupuesto básico para la construcción de una vivienda de adobe propuesta por CARE PERÚ, donde se obtuvo el precio por m<sup>2</sup>.

Según CARE, el costo por la construcción de una vivienda de adobe reforzada de 51.36 m<sup>2</sup>, costaría aproximadamente S/. 15,491.69, obteniendo el costo de S/. 301.63 por m<sup>2</sup>. Con este valor se estima el costo del total de las viviendas afectadas por la inundación.

##### **4.4.2.2. COSTO ECONÓMICO POR PÉRDIDAS MATERIALES EN VIVIENDAS AFECTADAS POR INUNDACIONES.**

Con base a la información obtenida en los censos nacionales de población y vivienda (INEI, 2017), se definió una vivienda tipo para el centro poblado Naranjitos, que nos permitió identificar el número de bienes existentes. Adicionalmente, se realizó una visita y consulta a la población de los bienes presentes en su hogar.

**Tabla 43: Caracterización de los bienes de una vivienda en riesgo de inundación.**

Bienes en la vivienda	N°	Costo Unitario	Costo Total
Equipo de sonido <sup>1</sup>	1	S/. 699.00	S/. 699.00
Televisor a color <sup>1</sup>	1	S/. 699.00	S/. 699.00
Cocina a gas <sup>1</sup>	1	S/. 889.00	S/. 889.00
Refrigeradora <sup>1</sup>	1	S/. 999.00	S/. 999.00
Licuada <sup>2</sup>	1	S/. 59.00	S/. 59.00
Plancha eléctrica <sup>2</sup>	1	S/. 79.90	S/. 79.90
Celular <sup>2</sup>	2	S/. 299.00	S/. 598.00
Ropa <sup>4</sup>	5	S/. 2000.00	S/. 1000.00
Utensilios de cocina	1	S/. 200.00	S/. 200.00
Colchón <sup>3</sup>	5	S/. 300.00	S/. 1,500.00
<b>Total</b>			<b>S/. 6,722.90</b>

1) El costo se obtuvo del catálogo virtual de Carsa (<http://www.carsa.com.pe/catalogo>).

2) El costo se obtuvo del catálogo virtual de La Curacao (<http://www.lacuracao.pe>).

3) El costo del colchón fue obtenido del catálogo virtual Falabella (<http://www.falabella.com.pe>).

4) Se ha considerado que las viviendas cuentan en promedio con cinco (5) personas, asimismo, se consideró ropa y calzado para cada una de las cinco (5) personas, asumiendo un costo aproximado.

#### 4.4.2.3. COSTO ECONÓMICO DE ÁREAS AGRÍCOLAS AFECTADAS POR INUNDACIÓN.

Las áreas agrícolas serán afectadas directamente e indirectamente por el evento, son áreas arroceras ubicadas a en ambos márgenes del río, la cuantificación económica se realizó en función a la producción por hectárea afectada.

Según los datos proporcionados por el MINAGRI, el rendimiento por hectárea de estas áreas agrícolas en la Región Amazonas es de 7.41 tn/ha de arroz en cáscara. El precio del arroz en cáscara según los boletines del MINAGRI al 2016, en el mercado de Amazonas fue de S/. 1.03 por 1 kg. Con estos valores se obtuvieron los daños económicos causados por la inundación y desabastecimiento de agua de estas áreas.

**Tabla 44: Rendimiento y costo de arroz en cascara en el 2016.**

Región	Producción (t)	Rendimiento (t/ha)	Precio en chacra (S/x Kg)
San Martín	710 287	7.01	1.03
Piura	589 687	8.75	1.24
Lambayeque	399 038	8.01	1.28
La Libertad	334 920	10.19	1.29
Amazonas	307 947	7.41	1.03
Arequipa	250 051	12.54	1.22
Cajamarca	195 641	7.86	1.13
Nacional	3 165 749	7.55	1.15

Fuente: MINAGRI-DGESEP (2016).

#### 4.4.2.4. COSTO ECONÓMICO DE INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA AFECTADA POR INUNDACIÓN.

El costo de infraestructura afectada por las inundaciones se obtuvo de los formatos proporcionado por el Ministerio de economía, donde nos proporciona el costo por m<sup>2</sup> de módulos de instituciones educativas en el país, como se muestra en la tabla 45. Con este valor se calculó el costo de los daños causados por la inundación en la Institución educativa. Se asumió que, ante un evento de esta magnitud, la infraestructura colapsaría, consecuencia de la magnitud de la inundación y el asentamiento que podría producirse en el terreno, al ser terrenos agrícolas.

**Tabla 45: Costos de infraestructura a precios de mercado. Módulos sistémicos diseñados por OINFE en áreas urbanas de costa (incluye gastos generales, utilidad e IGV).**

Módulo (El área del módulo incluyen muros y circulación techada)	Área total (m <sup>2</sup> )	Costo (S/. x m <sup>2</sup> )	Costo total (S/.)	Costo por aula (S/.)
Módulo de 4 aulas comunes en dos pisos.	317	930	294,810	73,703
Módulo de 6 aulas comunes en dos pisos	473	930	439,890	73,315
Módulo de 8 aulas comunes en dos pisos.	629	930	584,970	73,121
Módulo de laboratorio + depósito + 2 aulas en dos pisos	317	1,180	374,060	
Módulo de Administración + biblioteca en dos pisos.	239	1,180	282,020	
Módulo de aula usos múltiples + aula de cómputo en dos pisos.	239	1,180	282,020	

Fuente: MEF (2017).

#### 4.4.2.5. COSTO DE REHABILITACIÓN DE RED DE ALCANTARILLADO.

Se asumió que la red de alcantarillado y red de agua colapsarían ante la inundación por la obstrucción y sedimentación de buzones y redes. Es necesario que después del evento se realice una rehabilitación de estas redes con el fin de recuperar su funcionamiento, para esto se asumió los costos que nos proporciona el MEF, para proyectos de saneamiento.

**Tabla 46: Costos para proyectos de saneamiento.**

Componente	Costo per cápita (US\$/Hab.)
Ampliación del servicio de agua potable (costo total)	297
Ampliación de redes y conexiones de agua potable, sin incluir obras primarias	183
Ampliación del servicio de alcantarillado (costo total)	282
Ampliación de redes y conexiones alcantarillado, sin incluir obras primarias	224
Rehabilitación sistema agua potable	38
<b>Rehabilitación sistema alcantarillado</b>	<b>15</b>
Rehabilitación de los servicios de tratamiento de aguas servidas	17

Fuente: MEF (2017).

#### 4.4.2.6. COSTO DE REHABILITACIÓN DE VÍAS DE ACCESO AFECTADAS POR INUNDACIÓN.

**Tabla 47: Costos para proyectos de caminos vecinales y departamentales, Superficie Afirmada (AF). Comprende trabajos de rehabilitación a nivel de afirmado con material seleccionado de cantera.**

ÍNDICE MEDIO	ANCHO DE CALZADA (m)	COSTO MÁXIMO REFERENCIAL INVERSIÓN (US\$/Km)		DESCRIPCIÓN
		COSTA /SIERRA	SELVA	
< 20 veh./día	3.50 - 4.00	15,000.00	20,000.00	Comprende trabajos de recuperación de transitabilidad a nivel de afirmado, rehabilitación de los sistemas de drenaje, señalización y obras de arte menores, sin intervención en la geometría de la vía.
20 < veh./día < 40	3.50 - 4.00	20,000.00	25,000.00	
40 < veh./día < 60	3.50 - 5.50	25,000.00	35,000.00	
60 < veh./día < 80	3.50 - 5.50	35,000.00	50,000.00	Rehabilitación a nivel de afirmado de 0,20 - 0,30 m, para carretera de tercer orden (IMD <200), obras de arte significativas, y ampliación de plataforma en zonas críticas.
80 < veh./día < 100	3.50 - 5.50	50,000.00	65,000.00	
100 < veh./día < 150	3.50 - 5.50	65,000.00	100,000.00	
150 < veh./día < 200	3.50 - 5.50	100,000.00	125,000.00	

Fuente: MEF (2017).

Las vías afectadas son las ubicadas en la margen izquierda, vías afirmadas y en funcionamiento que intercomunican a Naranjitos y los centros poblados aledaños con Bagua Grande y demás distritos de la provincia, su interrupción supondría grandes pérdidas económicas, riesgo de salud en la población, etc. Siendo importante que una vez superado el evento estas vías se tengan que rehabilitar de inmediato para lograr su funcionamiento. Los costos económicos que se necesitarían para su rehabilitación se determinaron mediante los datos proporcionados por el MEF, como se aprecia en la tabla 47.

#### 4.4.3. CUANTIFICACIÓN ECONÓMICA TOTAL DE ÁREAS AFECTADAS POR INUNDACIONES EN EL CP NARANJITOS.

**Tabla 48: Costos económicos de viviendas afectadas.**

Zona en Riesgo de inundación	Nº Elementos afectados	Áreas afectadas (m <sup>2</sup> )	Costo (S./m <sup>2</sup> )	Total (S./)
Viviendas	62	6,169.04	301.63	1,860,767.54

**Tabla 49: Costo económico por pérdidas materiales en viviendas afectadas por inundaciones.**

Zona en Riesgo de inundación	Nº Elementos afectados	Costo Total (S./vivienda)	Total (S./)
Viviendas	62	6,722.90	416,819.80

**Tabla 50: Costo económico de áreas agrícolas afectadas por inundación.**

Zona en Riesgo de inundación	Áreas afectadas (ha)	Rendimiento (tn/ha)	Producción afectada (tn)	Costo producto (S./kg)	Total (S./)
Áreas agrícolas	18.59	7.41	137.75	1.03	141,88.46

**Tabla 51: Costo económico de la infraestructura Educativa afectada por inundación.**

Zona en Riesgo de inundación	Áreas afectadas (m <sup>2</sup> )	Costo (S./m <sup>2</sup> )	Total (S./)
Institución Educativa	2,356.87	930.00	2,191,889.10

**Tabla 52: Costo económico de rehabilitación de red de alcantarillado.**

Zona en Riesgo de inundación	Nº Habitantes	Costo (US\$/Hab.)	Tasa de cambio (S./)	Total (S./)
Red de alcantarillado	372	15.00	3.24	18,079.20

**Tabla 53: Costo económico de Rehabilitación de vías de acceso afectadas por inundación.**

Zona en Riesgo de inundación	Long. De Acces. (Km)	Costo (US\$/Km)	Tasa de cambio (S/.)	Total (S/.)
Vías de acceso	0.36044	20,000.00	3.24	23,356.51

**Tabla 54: Costos económicos totales de áreas afectadas por inundación.**

Zona en Riesgo de inundación	Total (S/.)
Viviendas afectadas	1,860,767.54
Bienes materiales de viviendas afectadas	416,819.80
Áreas agrícolas	141,88.46
Institución Educativa	2,191,889.10
Red de alcantarillado	18,079.20
Vías de acceso	23,356.51
<b>TOTAL</b>	<b>S/. 4,510,912.15</b>

Aproximadamente las pérdidas económicas por inundaciones en el CP Naranjitos ascienden a la suma de S/. 4'510,912.15, un monto elevado que se puede prevenir efectuando algunas medidas de mitigación. Además de estas pérdidas económicas, la zona ante un evento de inundaciones puede convertirse en un foco infeccioso de enfermedades tales como el dengue, fiebres, etc., enfermedades características de la zona. El total de habitantes damnificados en la zona de estudio es aproximadamente de 372 hab.

#### **4.5. PROPUESTA DE MITIGACIÓN PARA INUNDACIONES.**

De los mapas de inundaciones, se dedujo que las zonas altamente vulnerables a inundaciones se encuentran en la margen izquierda del río, con pérdidas económicas aproximadas de alrededor de S/. 4' 510,912.15, esto hace factible y de suma urgencia ejecutar medidas preventivas, con el fin de mitigar los daños causados por este fenómeno.

Se propone como sugerencia ejecutar medidas estructurales, construcción de obras de ingeniería para reducir el riesgo de crecidas. Optando por medidas intensivas que aceleren el escurrimiento del cauce y eviten el desbordamiento del río.

La propuesta planteada para mitigar los daños son, en la margen izquierda desde la progresiva 0+560.00 km aguas abajo, en una longitud de 115.00 m, se propone la construcción de un muro de contención de concreto armado, hasta la progresiva 0+445.00 km, con el fin de proteger las viviendas aledañas al río, que imposibilitan la construcción de otras estructuras, como diques o enrocados, gaviones, etc. La altura de los muros es de aproximadamente 10.50 m, asumiendo la misma profundidad de socavación calculada para la cimentación del puente existente, y el nivel de agua alcanzado por el río ante un evento de esta magnitud

En esta misma margen desde la progresiva 0+445.00 km hasta la progresiva 0+390.00 km, en una longitud de 55.00 m, existe un muro de contención de concreto ciclópeo, estructura construida para proteger el puente existente. En esta estructura se propone rellenar en la parte posterior con material seleccionado de río, dando estabilidad a las viviendas construidas en esta ribera y sobre este relleno construir un encimado de gaviones tipo caja de dos niveles, de un 1.00 m de alto, sobrepasando el nivel de 498.75 msnm, nivel de máximas avenidas.

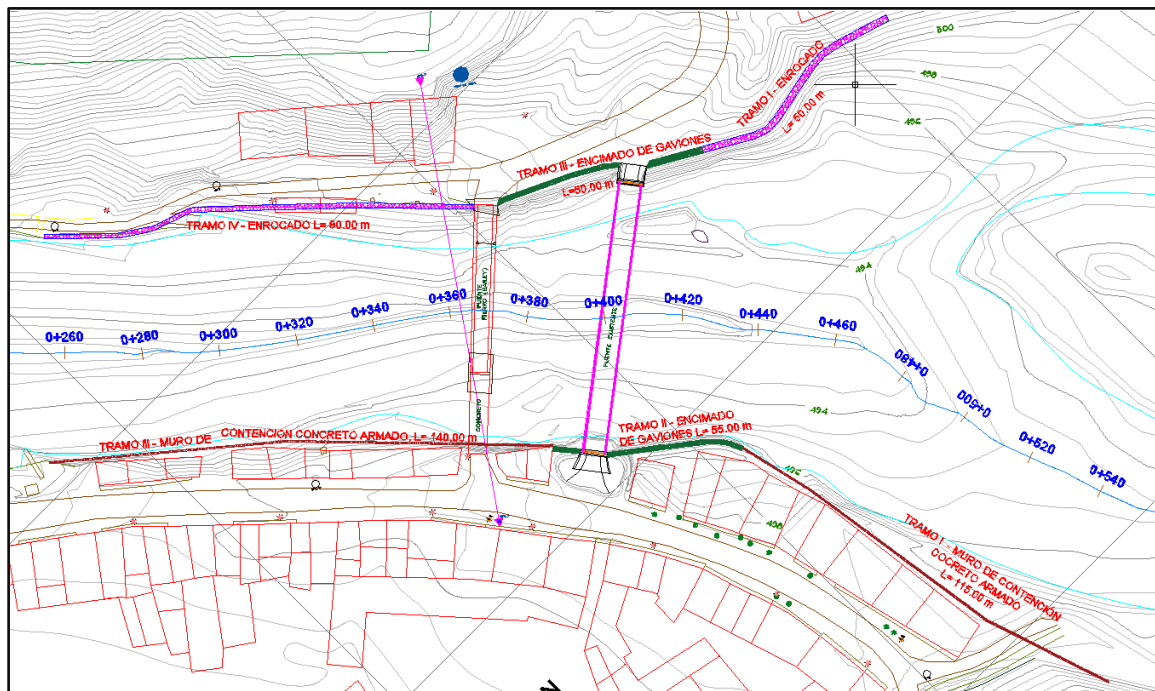
Desde la progresiva 0+390.00 km hasta la progresiva 0+250.00 km aguas abajo del río, en una longitud de 140.00 m, se propone ejecutar muros de contención, para proteger las viviendas aledañas construidas en la ribera del río, ya que no existe disponibilidad de área para la construcción de diques o enrocados.

Respecto a la margen derecha aguas arriba, se cuenta con áreas suficiente para la ejecución de otras estructuras tales como diques o enrocados, gaviones, etc. Analizando el costo y proceso de ejecución, se propone en esta margen ejecutar diques de enrocado, dese la progresiva 0+460.00 km hasta la progresiva 0+410.00 km, en una longitud de 50.00 m, con el objetivo de contrarrestar el golpe del agua. Desde la progresiva 0+410.00 km hasta la progresiva 0+360.00 km, que corresponde al puente existente, se debe ejecutar un encimado de gaviones sobre el enrocado existente, con gaviones tipo caja de dos cuerpos de 1.00 m de altura, sobrepasando el nivel de máximas avenidas y evitar el desbordamiento del río, que perjudicarían los accesos del puente existente por la erosión que provocaría el agua.

Desde la progresiva 0+360.00 km hasta la progresiva 0+250.00 km, en una longitud de 80.00 m, que corresponde a la margen derecha aguas abajo del tramo analizado, se propone la construcción de diques de enrocado, misma propuesta aguas arriba.

Adicionalmente se debe reforzar los estribos del puente existente en ambas márgenes del río, mediante la construcción en la parte frontal de diques de enrocado, evitando la socavación y falla de la estructura.

En la margen derecha se propuso la construcción de enrocado, por ser una estructura menos costosa en comparación con los muros de concreto armado, así mismo, las canteras para la extracción de roca se encuentran a una distancia de 5 minutos de la zona de estudio, en esta margen no existen edificaciones que obstaculicen la ejecución de este tipo de estructura.



**Figura 75: Propuesta de Mitigación de inundaciones.**

Adicionalmente a la construcción de defensas ribereñas, se debe ejecutar una descolmatación del río, generalmente aguas arriba, con el fin de remover los sedimentos y lograr que ante una máxima avenida, el flujo siga su curso y no se desvíe hacia la margen izquierda, no aumente el tirante del río, y evitar el desbordamiento de este, esta descolmatación debe realizarse hasta 0.50 km aguas arriba y aguas abajo del tramo en estudio con el fin de lograr uniformizar la pendiente del río, evitar que se cree una curvatura convexa que sirva como sedimentador ante una crecida, que trasporta gran cantidad de sedimentos.

**Tabla 55: Resumen de longitud de estructuras de mitigación de inundaciones.**

Descripción	Longitud
Construcción de muro de contención	255.00 m
Encimado de gaviones sobre enrocado existente	105.00 m
Construcción de enrocado de protección	130.00 m



**Tabla 56: Longitud de estructuras propuestas para mitigar las inundaciones CP Naranjitos.**

Tramo	Descripción	Longitud	Margen del río
0+560 a 0+445	Construcción de muro de contención	115.00 m	Izquierda
0+445 a 0+390	Encimado de gaviones sobre enrocado existente	55.00 m	Izquierda
0+390 a 0+250	Construcción de muro de contención	140.00 m	Izquierda
0+460 a 0+ 410	Construcción de enrocado de protección	50.00 m	Derecha
0+410 a 0+360	Encimado de gaviones sobre enrocado existente	50.00 m	Derecha
0+360 a 0+250	Construcción de enrocado de protección	80.00 m	Derecha

#### 4.5.1. CUANTIFICACIÓN ECONÓMICA DE PROPUESTA DE MITIGACIÓN PARA INUNDACIONES

Los daños económicos causados por la inundación en el CP Naranjitos ascienden a la suma de S/. 4' 510,912.15, monto elevado respecto a la condición económica de la población, siendo factible ejecutar medidas preventivas que contrasten estas pérdidas económicas y sean viables.

Fue necesario cuantificar aproximadamente el costo de ejecución de estas estructuras propuestas, asumiendo como costo base los costos por m de estructuras ejecutadas en el proyecto: “MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCIÓN Y CONTROL DE INUNDACIONES EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHURUJA, DISTRITO DE CHURUJA, PROVINCIA DE BONGARA, REGIÓN AMAZONAS”. Este proyecto fue ejecutado en el río Utcubamba, a 10 km del CP Naranjitos aguas arriba. Se asume que las estructuras tendrán el mismo diseño y la misma altura, con el fin de obtener un valor aproximado y referencial del costo de ejecución de estas medidas preventivas.

**Tabla 57: Costo por m de estructuras ejecutadas en Proyecto de defensas ribereñas de Churuja.**

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
<b>01</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>13,949.73</b>
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE LA OBRA DE 3.60m x 4.80m.	und	1.00	1,643.45	1,643.45
01.02	CAMPAMENTO Y ALMACÉN DE LA OBRA	GLB	1.00	10,000.00	10,000.00
01.03	APERTURA DE ACCESO A CANTERA	KM	0.50	4,612.55	2,306.28
<b>02</b>	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				<b>78,046.08</b>
02.03	CONTROL DE TRANSITO	GLB	1.00	18,046.08	18,046.08
02.04	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE MAQUINARIA	GLB	1.00	60,000.00	60,000.00
<b>03</b>	<b>ENCIMADO DE GAVIONES SOBRE ENROCADO EXISTENTE</b>	<b>m</b>	<b>1.00</b>	<b>1,121.24</b>	<b>1,121.24</b>
<b>04</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE ENROCADO DE PROTECCIÓN</b>	<b>m</b>	<b>1.00</b>	<b>4,720.11</b>	<b>4,720.11</b>
<b>05</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN</b>	<b>m</b>	<b>1.00</b>	<b>23,341.99</b>	<b>23,341.99</b>
<b>06</b>	<b>MITIGACIÓN AMBIENTAL</b>				<b>44,438.10</b>

**Tabla 58: Costo Total de estructuras para mitigación de inundaciones CP Naranjitos.**

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
<b>01</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>13,949.73</b>
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE LA OBRA DE 3.60m x 4.80m.	und	1.00	1,643.45	1,643.45
01.02	CAMPAMENTO Y ALMACÉN DE LA OBRA	GLB	1.00	10,000.00	10,000.00
01.03	APERTURA DE ACCESO A CANTERA	KM	0.50	4,612.55	2,306.28
<b>02</b>	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				<b>78,046.08</b>
02.03	CONTROL DE TRANSITO	h	624.00	28.92	18,046.08
02.04	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE MAQUINARIA	GLB	1.00	60,000.00	60,000.00
<b>03</b>	<b>ENCIMADO DE GAVIONES SOBRE ENROCADO EXISTENTE</b>	<b>m</b>	<b>105.00</b>	<b>1,121.24</b>	<b>117,730.56</b>
<b>04</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE ENROCADO DE PROTECCIÓN</b>	<b>m</b>	<b>130.00</b>	<b>4,720.11</b>	<b>613,613.99</b>
<b>05</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN</b>	<b>m</b>	<b>255.00</b>	<b>23,341.99</b>	<b>5,952,207.65</b>
<b>06</b>	<b>MITIGACIÓN AMBIENTAL</b>				<b>44,438.10</b>
<b>TOTAL</b>					<b>6,819,986.11</b>

En la tabla 58 se muestra el costo aproximado de ejecución de las estructuras, con el fin de mitigar las inundaciones en el CP Naranjitos, este costo corresponde solamente al costo directo, no se tomó en cuenta los gastos generales para la ejecución de un proyecto, se asume que el costo aproximado bordearía alrededor de los 7' 000,000.00.

Se deduce que la ejecución de las medidas estructurales es viable, para poder prevenir las inundaciones en esta zona, además se debe tener en cuenta el costo social y psicológico que significaría en las familias reponer las pérdidas de sus hogares, la pérdida del año escolar de los estudiantes de estos centros poblados aledaños, las enfermedades que podrían producirse por este fenómeno.

En este estudio se cuantifico el costo directo de los daños provocados por una inundación en el centro poblado, y el costo directo de las medidas estructurales preventivas, esto con el objetivo de que las autoridades tomen consciencia y puedan ejecutar algún plan de mitigación y prevención en el corto plazo, y evitar estos estragos en la sociedad, que se podría producir tales como pérdida de vidas humanas, estrés psicológico, estados de ansiedad, daños a la salud a largo plazo, interrupción de servicios, entre otros.

## CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### 5.1. CONCLUSIONES

1. Las Áreas altamente vulnerables a inundaciones son las ubicadas en la margen izquierda del río, zona poblada, con presencia de viviendas construidas precariamente, donde el tirante de inundación alcanza hasta 1.50 m, provocando el colapso de estas. Las viviendas construidas en la ribera del río, se encuentran cimentadas sobre rellenos, que estrechan el cauce, y ante un evento de esta magnitud podrían ser arrasadas por el flujo. El río en esta zona se desborda prácticamente en todas las secciones, la inundación se torna más pronunciada a partir de la progresiva 0+520.00 km aguas abajo del tramo analizado, inundándola completamente.

La inundación afecta a un promedio de 372 habitantes, 62 viviendas, 360.44 m de accesos, 18.59 ha de áreas agrícolas y la red de alcantarillado de la zona. La zona de inundación en esta margen abarca hasta la Institución Educativa principal del centro poblado, que acoge la mayor parte de la población estudiantil de la zona y de los centros poblados aledaños, inundando completamente toda esta área, poniendo en riesgo de colapso su infraestructura, como consecuencia la mayor parte de la población estudiantil de estos centros poblados quedarían a la intemperie, sin ninguna infraestructura que los pueda acoger.

En la margen derecha las zonas afectadas por inundación, abarcan la mayor parte áreas agrícolas aguas arriba, mientras que aguas abajo están vulnerables a inundaciones 03 viviendas construidas a la orilla del río, y un acceso hacia estas, no existe un alto riesgo de pérdidas materiales y humanas.

2. Del procesamiento de la información cartográfica y análisis geomorfológico de la cuenca Utcubamba, se obtuvo una cuenca con un área de 5,418.12 km<sup>2</sup>, clasificada como una cuenca muy grande, con un índice de compacidad de 1.85, indicando que es muy alargada de forma irregular, con un gran tiempo de concentración, con menos tendencias a crecidas repentinas, pero con gran riesgo de acumulación de caudales ante lluvias extremas, que provocaría inundaciones pronunciadas en las áreas aledañas al río.

De la curva hipsométrica se concluyó, que la cuenca se encuentra en una fase de equilibrio morfológico, siendo geológicamente madura, con presencia de montañas en gran parte de su área, con una variedad de climas. La cuenca alta presenta pendientes fuertes, que se van estabilizando hacia la parte intermedia, presentando llanuras en la parte baja.

Del análisis de la red hidrográfica, se dedujo que la cuenca presenta una red de drenaje de forma dendrítica, evidenciando presencia de rocas sedimentarias, con una densidad de  $1.18 \text{ km/km}^2$ , siendo una cuenca pobremente drenada, con una respuesta hidrológica muy lenta.

3. Del análisis Pluviométrico de la data de estaciones en estudio, se determinó que esta es consistente, presentando datos confiables con una buena calidad sin períodos dudosos. Obteniendo láminas de precipitación máxima de 92.91 mm y 101.67 mm para períodos de retorno de 100 y 200 años.
4. El hidrograma de avenidas se obtuvo mediante un modelo precipitación – escorrentía, basada en los hidrogramas unitarios sintéticos de Snyder, obteniendo un caudal pico de  $1,499.71 \text{ m}^3/\text{s}$ , para un período de retorno de 200 años, evidenciando un caudal extremadamente elevado, consecuencia del gran tamaño de la cuenca y las características geomorfológicas de la misma.
5. El modelamiento hidráulico se efectuó mediante el software HEC-RAS, para un flujo no permanente, con un régimen mixto; después de muchas iteraciones se estabilizó el modelo para un  $\theta = 0.73$  y un  $\Delta t$  de 0.50 segundos. Este modelo nos permitió simular el comportamiento del cauce ante una avenida, determinando los niveles de agua alcanzados por el río en cada sección del tramo analizado y logrando delimitar las planicies de inundación. Los máximos niveles de inundación alcanzados por el río fueron de hasta 1.50 m, presente en las áreas de la institución educativa.

La simulación se realizó sobre un total de 148 horas, tiempo que dura el hidrograma de crecidas calculado en el modelamiento hidrológico. La mayor parte del tramo en análisis presenta un flujo subcrítico ( $Fr < 1$ ), generalmente a partir de la sección 0+840.00 km hacia aguas abajo, presentando pendientes muy suaves; aguas arriba de esta sección el flujo es supercrítico ( $Fr > 1$ ). Se presenta algunos pequeños tramos con un flujo crítico.

6. Se elaboró mapas de inundaciones, del centro poblado Naranjitos, cuantificando las zonas altamente vulnerables a este fenómeno meteorológico. Los daños por la inundación en el CP Naranjitos ascienden a 62 viviendas afectadas, que representa un área construida de 5,922.78 m<sup>2</sup>, 360.44 m de accesos afirmados, 195.00 m de un canal de riego que perjudicaría por desabastecimiento de agua a 17.00 ha de áreas agrícolas, una institución educativa en la zona que estaría afectada al 100%, cuya área abarca 2,356.87 m<sup>2</sup>, colapso y colmatación de la red de alcantarillado en la zona e inundación de 1.59 ha de áreas agrícolas en la margen derecha.

La valorización de los daños económicos asciende a S/. 4, 510,912.15, pérdidas económicas cuantiosas que podrían causar estragos en la población, por su condición económica. Además de estas pérdidas económicas, la zona ante un evento de inundaciones puede convertirse en un foco infeccioso de enfermedades tales como el dengue, fiebres, etc., enfermedades características de la zona.

7. Los daños producidos por la inundación son cuantiosos, haciendo factible y de suma urgencia ejecutar medidas preventivas, con el fin de mitigar los daños causados por las inundaciones, optando por medidas intensivas que aceleren el escurrimiento del cauce y eviten el desbordamiento del río.
8. Ejecución de obras como sugerencia de mejora:
  - Muros de contención de concreto armado en la margen izquierda, en una longitud de 255.00 m, y una altura de 10.50 m aproximadamente.

- Encimado de gaviones sobre los enrocados y muros de contención existentes en ambas márgenes del río, en una longitud de 105.00 m, con gaviones tipo caja de dos cuerpos de 1.00 m de altura.
- Diques de enrocados de protección en la margen derecha, en una longitud de 130.00 m, y una altura de 10.50 m aproximadamente.
- Reforzamiento de los estribos del puente existente en ambas márgenes del río, mediante la construcción en la parte frontal de diques de enrocado, evitando la socavación y falla de la estructura.

El costo aproximado de estas medidas preventivas es alrededor de S/. 7'000,000.00, monto sumamente viable, para poder prevenir las inundaciones en esta zona, evitar el costo social y psicológico que significaría en las familias reponer las pérdidas de sus hogares, la pérdida del año escolar de los estudiantes de estos centros poblados y las enfermedades que podrían producirse por este fenómeno.

9. Adicionalmente a la construcción de defensas ribereñas, se debe ejecutar una descolmatación del río, generalmente aguas arriba, con el fin de remover los sedimentos y lograr que ante una máxima avenida, el flujo siga su curso y no se desvíe hacia la margen izquierda, no aumente el tirante del río, y evitar el desbordamiento de este, esta descolmatación debe realizarse hasta 0.50 km aguas arriba y aguas abajo del tramo en estudio con el fin de lograr uniformizar la pendiente del río, evitar que se cree una curvatura convexa que sirva como sedimentador ante una crecida, que trasporta gran cantidad de sedimentos.

## **5.2. RECOMENDACIONES**

1. Para realizar estudios hidrológicos en diversas cuencas del país, se recomienda adquirir información pluviográfica, con el objetivo de efectuar una modelación hidrológica con resultados precisos, ya que las lluvias máximas en 24 horas, arrojan datos no tan precisos, así mismo se debe obtener la mayor cantidad de información de la red de estaciones, con el fin de conocer la distribución real de la precipitación en la cuenca.

2. Con el fin de complementar el estudio, se recomienda realizar una modelación hidráulica que comprenda la sedimentación y erosión del tramo analizado, verificar el comportamiento del cauce ante estos fenómenos, analizando la inundabilidad y el riesgo de colapso de las edificaciones asentadas en la orilla del río sobre rellenos.
3. El presente estudio está a disposición de las Autoridades correspondientes, con el objetivo que se analice el riesgo de inundación que existe en el centro poblado Naranjitos, generalmente en la margen izquierda, haciendo factible desarrollar un plan de ordenamiento territorial que tome en cuenta las áreas con susceptibilidad a inundaciones que están siendo pobladas, evitando el crecimiento urbano dentro de las mismas.
4. Del análisis de inundaciones, se estimó los daños económicos causados por estos, los cuales son altamente cuantiosos, por lo que se recomienda ejecutar en un corto plazo defensas ribereñas en este tramo, que ayuden a mitigar este fenómeno. Estas defensas ribereñas tendrán un costo aproximado de S/. 7' 000,000.00, monto sumamente viable. Además se recomienda ejecutar a corto plazo y periódicamente la descolmatación del río, generalmente aguas arriba, con el fin de reducir la magnitud de la inundación.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alfaro Abanto, T; Bardález Reátegui, J. 2010. Tratamiento de cauce del río para el control de inundaciones en la cuenca Chancay Lambayeque. Lambayeque, Perú. Autoridad Nacional Del Agua. 131 p.

Apaclla Nalvarte, R. 2010. Estudio De Máximas Avenidas En Las Cuencas De La Zona Centro De La Vertiente Del Pacífico. Lima, Perú, Autoridad Nacional del Agua. 185 p. Informe Final. Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos. Consultado 09 jun. 2017. Disponible en: <http://www.ana.gob.pe/media/390377/informe%20final%20zona%20centro.pdf>.

Aparicio Mijares, FJ. 1992. Fundamentos De Hidrología De Superficie. 1 ed. México, Limusa. 152 p.

Bladé, E; Sánchez Juny, M; Sánchez, HP; Niñerola, D; Gómez, M. 2009. Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Una visión a partir del modelo HEC-RAS. 1 ed. Barcelona, España, UPC. 216 p.

Bras, RL. 1989. Hydrology: An Introduction to Hydrologic Science. Boston, Estados Unidos, Addison-Wesley. 660 p.

Breña Puyol, AF; Jacobo Villa, MA. 2006. Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial. 1 ed. Tlalpan, México, Universidad Autónoma Metropolitana. 287 p.

Caamaño Nelli, G; Dasso, CM; García, CM; Mascuka, E. 2013. Validez de la técnica de intensidad instantánea para la extracción de Hietogramas de diseño típicos. CUADERNOS del CURIHAM 19:25-34.

Campos Aranda, DF. 1998. Procesos del ciclo hidrológico. 3 ed. San Luis Potosí, México, Universitaria Potosina. 540 p.

Campos-Aranda, DF. 2010. Intensidades máximas de lluvia para diseño hidrológico urbano en la república Mexicana. Ingeniería Investigación y Tecnología 11(2): 179-188.

CARE. 2017. CARE: Análisis De Costos Y Presupuestos. (En línea, sitio web). Consultado 20 oct. 2017. Disponible en: [http://www.care.pe/pdfs/vivienda/viv\\_006\\_costos.pdf](http://www.care.pe/pdfs/vivienda/viv_006_costos.pdf).



Castro, LM; Carvajal Escobar, Y. 2010. Análisis de tendencia y homogeneidad de Series climatológicas. Redalyc (9): 15-25.

Chávez Díaz, R. 1994. Hidrología para Ingenieros. Lima, Perú, PUPC. 396 p.

Chereque Morán, W. 2010. Hidrología Para Estudiantes De Ingeniería Civil. 1 ed. Lima, Perú, PUCP.

Chow, V; Maidment, DR; Mays, LW. 1994. Hidrología Aplicada. 1 ed. Santa Fe de Bogotá, Colombia, Mc Graw-Hill. 584 p.

Chow, V. 2004. Hidráulica de canales abiertos. Santa Fe de Bogotá, Colombia, Mc Graw-Hill. 667 p.

Comisión Nacional del Agua. 2011. Manual para el control de inundaciones. Coyoacán, México, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Consultado 09 jun. 2017. Disponible en: <http://cenca.imta.mx/pdf/manual-para-el-control-de-inundaciones.pdf>

Cruz Gamiz, M. 1999. Determinación de la tormenta de diseño. La Habana. Ingeniería Hidráulica Y Ambiental 22(2): 27-30.

Durán-Barroso, P; González, J. 2015. Variabilidad de los grupos hidrológicos del método del número de curva del NRCS (NRCS-CN). IV Jornadas de Ingeniería del Agua, 2015, Córdoba, España. 15 p.

Fattorelli, S; Fernández, PC. 2011. Diseño Hidrológico. 2 ed. Zaragoza, España. Fernandez-Dorca. 531 p.

Ferrér, M; Rodríguez, J; Estrela, T. 1995. Generación automática del número de curva con sistemas de información geográfica. Ingeniería del Agua 2(4): 43-58.

Fuentes, JJ. 2004. Análisis morfométrico de cuencas: caso de estudio en el Parque Nacional de Pico de Tancítaro. México. INECOL. 47 p. Consultado 08 jun. 2017. Disponible en: <https://agua.org.mx/biblioteca/analisis-morfometrico-de-cuencas-caso-de-estudio-del-parque-nacional-pico-de-tancitaro/>

Gámez Morales, WR. 2009. Texto Básico De Hidrología. 1 ed. Managua, Nicaragua, Editronic. 150 p.

Gaspari, FJ; Rodríguez Vagaría, AM; Senisterra, GE; Denegri, G; Delgado, MI; Besteiro, S. 2012. Caracterización morfométrica de la cuenca alta del Río Sauce Grande, Buenos Aires, Argentina. Congreso de Medio Ambiente AUGM (7, 2012, La Plata, Buenos Aires, Argentina). Buenos Aires, Argentina. CONICET. 25 p.

Gaspari, FJ; Senisterra, GE; Raúl M. Marlats, RM. 2007. Relación precipitación - escorrentía y número de curva bajo diferentes condiciones de uso del suelo. Cuenca modal del sistema serrano de La Ventana, Argentina. Facultad de Ciencias Agrarias 37(1): 21-28.

Gil León, LE. 1999. Levantamientos Topográficos. Medellín, Colombia, Efe.

Grupo de Investigación en Transporte de Sedimentos. 2007. Hidrología Básica Y Aplicada. Lima, Perú, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

Grupo de Evaluación de Riesgos, AMA. 2014. Metodologías para la Determinación de Riesgos de Desastres a Nivel Territorial. Cuba, PNUD.

Guerra, F; J. González. 2002. Caracterización morfométrica de la cuenca de la Quebrada La Bermeja, San Cristóbal, Estado Táchira, Venezuela. Geoenseñanza, Universidad de los Andes, San Cristóbal, Venezuela 7: 88-108.

Ibáñez Asensio, S; Moreno Ramón, H; Gisbert Blanquer, JMI. 2015. Morfología de las cuencas hidrográficas, Universidad Politécnica de Valencia, Escuela técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Natural. 1-12.

INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática). 2017. Variables Contextuales. Consultado 21 oct. 2017. Disponible en: [https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones\\_digitales/Est/Lib0014/varicont.htm](https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib0014/varicont.htm)

INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática). 2017. Cedula Censal. Consultado 21 oct. 2017. Disponible en: <http://www.censos2017.pe/cedula-censal/>

Lavao Pastrana, SA; Corredor Rivera, JL. 2014. Aplicación de la teoría del número de curva (CN) a una cuenca de montaña. Caso de estudio: Cuenca del río Murca, mediante la utilización de Sistemas de Información Geográfica. Bogota, Colombia, Universidad Militar Nueva Granada. 18p.

López, JJ; González, M; Scaini, A; Goñi, M; Valdenebro, JV; Gimena, FN. 2012. Caracterización del modelo HEC-HMS en la cuenca de río Arga en Pamplona y su aplicación a cinco avenidas significativas. *Obras y Proyectos* (12): 15-30.

Luna Romero, E; Lavado Casimiro; W. 2015. Evaluación de métodos hidrológicos para la completación de datos faltantes de precipitación en estaciones de la cuenca Jetepeque, Perú. *ESPOL – RTE* 28(3): 42-52.

Martínez Álvarez, V. 1999. Simulación y comprobación experimental de la escorrentía superficial en pequeñas cuencas no aforadas mediante modelos distribuidos implementados sobre SIG. Madrid, España, Escuela Técnica Superior De Ingenieros Agrónomos. 442 p.

MEF (Ministerio De Economías Y Finanzas). 2016. Anexo SNIP 09: Parámetros y Normas Técnicas Para Formulación. Consultado 21 oct. 2017. Disponible en: <https://www.mef.gob.pe/es/anexos-y-formatos/versiones-antiguas>.

MINAGRI (Ministerio de Agricultura y Riego). 2017. Informe del Arroz. Consultado 20 oct. 2017. Disponible en: <http://minagri.gob.pe/portal/boletin-de-arroz/arroz-2017>.

Mintegui, J; Lopez, F. 1990. La ordenación Agrohidrológica en la planificación. Servicio Central de Publicaciones del Gobierno Vasco. Vitoria – Gasteiz. España. 306 p.

Mintegui, J; Robredo, J. 1994. Métodos para la estimación de los efectos torrenciales en una cuenca hidrográfica. 1 ed. Madrid, España, Conde Valle Salazar. 90 p.

Monsalve Sáenz, G. 1999. Hidrología en la ingeniería. 2 ed. México, Alfaomega. 360 p.

Molero Melgarejo, E. 2013. Manual Básico de HEC-GeoRAS 10. 3 ed. Granada, España, Universidad de Granada. 25 p.

M. Tucci, C. 2006. Gestión de Inundaciones Urbanas. Porto Alegre, Brasil, OMM.

MTC (Ministerio de transportes y comunicaciones). 2011. Manual De Hidrología, Hidráulica Y Drenaje. 1 ed. Lima, Perú, Macro. 192 p.

Nanía, LS. 2003. La cuenca y los procesos hidrológicos. Granada, España, Universidad De Granada. 59 p.

Pachas L, R. 2009. El Levantamiento Topográfico: Uso del GPS y Estación Total. Trujillo, Venezuela, Universidad de Los Andes.

Pizarro Tapia, R; Abarza Martínez, A; Flores Villanelo, JP. 2001. Determinación de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia IDF, para 6 estaciones pluviográficas de la VII Región. Revista Virtual de UNESCO. Talca, Chile. 48 p. Consultado 08 jun. 2017. Disponible en: <http://unesdoc.unesco.org/images/0022/002281/228195S.pdf>

Pizarro Tapia, R; Aravena Garrido, D; Macaya Pérez, K; Abarza Martínez, A; Cornejo Espinoza, M; Labra Lorca, M; Pavez Vidal, M; Román Arellano, L. 2007. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia, para la zona centro sur de Chile. Documentos Técnicos del PHI-LAC, No7. Talca, Chile, UNESCO. 130 p.

Pizarro Tapia, R; Ausensi Tapia, P; Aravena Garrido, D; Sangüesa Pool, C. 2009. Evaluación de Métodos Hidrológicos para la Completación de Datos Faltantes de Precipitación en estaciones pluviográficas de la VII Región del Maule, Chile. Talca, Chile, UNESCO.

Pizarro Tapia, R; Tapia Cornejo, M; Román Arellano, L; Jordán Díaz, C; Farías Daza, C. 2006. Coeficientes de escorrentía instantáneos para la cuenca del río Tutuvén, VII Región del Maule, Chile. Bosque (Valdivia) 27(2): 15-30.

Pizarro-Tapia, R; Balocchi-Contreras, F; Andrade-Vilaró, F; Sangüesa-Pool, C; Vargas-Baecheler, J; Morales-Calderón, C; Vera-Camiroaga, M; Valdés-Pineda, R; Vallejos-Carrera, C; Romina Mendoza-Mendoza, R; Olivares-Santelices, C; Abarza-Martínez, A; Fuentes-Lagos, R. 2012. Análisis comparativo de tres hidrogramas unitarios sintéticos en dos cuencas Mediterráneas de Chile, Región del Maule. Chapingo Serie Ciencias Forestales y del Ambiente 20(1):5-20.

Ponce, VM. 1994. Engineering Hydrology: Principles and Practices. New Jersey, USA, Prentice Hall. 640 p.

Ramos Taipe, CL. 2012. Método de análisis en recursos hídricos aplicaciones del HEC HMS Y HEC RAS. Lima, Perú, Universidad Nacional Agraria la Molina.

Ray K. Linsley, JR; Kohler, MA; Paulus, JLH. Hidrología para ingenieros. 2 ed. Bogotá, Colombia, McGraw-Hill. 386 p.

Rocha Felices, A. 2007. Hidráulica de tuberías y canales. 1 ed. Lima, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería.

Rodríguez Méndez, A. 2008. Estación total aplicada a levantamiento topográfico de una comunidad rural, MÉXICO D.F. U.P. Zacatenco.

Rodríguez Soriano, H. 2009. Material De Apoyo Didáctico Para La Enseñanza Y Aprendizaje De La Asignatura De Hidrología CIV-233. Cochabamba, Bolivia, Universidad Mayor De San Simón.

Rojo Hernández, JD. 2004. Estimación de caudales máximos usando hidrogramas unitarios sintéticos y el método racional. s.l. s.e.

Salas-Aguilar, VM; Pinedo-Álvarez, C; Viramontes-Olivas, OA; Báez-González, AD; Quintana-Martínez, RM. 2011. Morfometría de la cuenca del río Nazas-Rodeo en Durango, México, aplicando tecnología geoespacial. *Tecnociencia Chihuahua* 5(1): 34-42.

Sánchez San Román, FJ. 2016. Calculo de la Precipitación Neta mediante el método del S.C.S. Salamanca, España, Univ. Salamanca. 12 p.

Sánchez San Román, FJ. 2016. Hidrología Superficial (III): Relación Precipitación – Escorrentía. Salamanca, España, Univ. Salamanca. 22 p.

Sánchez San Román, FJ. 2016. Obtención del hietograma de diseño. Salamanca, España, Univ. Salamanca. 12 p.

Sánchez Martínez, FJ. 2007. Cálculo de la precipitación areal mediante sistemas de información geográfica. EOI. S.l.

Springall G, R. 1970. Hidrología: primera parte. México, UNAM, Facultad de Ingeniería. 210 p.

Suárez Medina, MA; Astudillo Enríquez, C. 2010. “Desarrollo del módulo ISOLINEAS en ArcGis. Aplicación cálculo de Isoyetas en el estado de Guerrero”. México, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 10 p.

Temez, J. 1978. Calculo hidrometeorologico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. Dirección General de Carreteras. Madrid. España. 111 p.

Torres Nieto, A.; Villate Bonilla, E. 2001. Topografía. 4 ed. Bogotá, Colombia, Norma. 307 p.

UNESCO (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura). 1982. Guía metodológica para la elaboración del balance hídrico de América del Sur. Montevideo, Uruguay, ROSTLAC.

US Army Corps of Engineers. 2016. HEC-RAS River Analysis System. User's Manual Version 5.0. EEUU.

Varas Castellón, EA; Ayuso Muñoz, JL; Ingram, BR; Vidal García, I; Flores Villanelo, JP. 2013. Aplicaciones Estadísticas en Hidrología: El Caso de las Intensidades de Precipitación y las Curvas IDF en la Zona Central de Chile. Documentos Técnicos del PHI-LAC, N° 31. Talca, Chile, UNESCO. 110 p.

Vásquez, 2000. Hidrología aplicada. Madrid, España.

Villodas, R. 2008. Hidrología. Mendoza, Argentina, Universidad Nacional de Cuyo.

Villón Bejar, M. 2011. HEC-RAS. EJEMPLOS. 2 ed. Cartago, Costa Rica, CDMB.

Villón Bejar, M. 2011. Hidrología Estadística. 3 ed. Lima, Perú, Villón.

Villón Bejar, M. 2011. Hidrología. 3 ed. Lima, Perú, Villón.

Villón Bejar, M. 2005. HidroEsta Manual del Usuario. 2 ed. Lima, Perú, Villón.

Viramontes-Olivas, OA; Escoboza-García, LF; Pinedo-Álvarez, A; Pinedo-Álvarez, C; Reyes-Gómez, VM; Román-Calleros, JA; Pérez-Márquez, A. 2007. Morfometría de la cuenca del río San Pedro, Conchos, Chihuahua. *Tecnociencia Chihuahua* 1(3): 21-31.

Villodas, R. 2008. Hidrología. Mendoza, Argentina, Universidad Nacional de Cuyo.

# **ANEXOS**

**ANEXOS 01: INFORMACIÓN**  
**PLUVIOMÉTRICA**



**DATA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24**  
**HORAS (MM) HISTÓRICA DE ESTUDIOS**  
**REALIZADOS EN CUENCA ALTA**  
**UTCUBAMBA.**



PERÚ

Ministerio del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú- SENAMHI

Dirección Regional De Lambayeque

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"  
"AÑO DE LA PROMOCION DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMATICO"

ESTACION: CHACHAPOYAS

LAT.: 06° 12'30"

DPTO: AMAZONAS

LONG.77° 52'1,8"

PROV: CHACHAPOYAS

CATEGORIA: " CO"

ALT.: 2490 msnm

DIST: CHACHAPOYAS

### INFORMACION PLUVIOMETRICA

PREPARADA PARA: CHQ INGENIEROS S.A.C

#### PRECIPITACION (mm) Máxima en 24 Horas

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2004	14.1	22.4	31.5	18.3	8.6	16.0	14.4	7.0	13.8	17.3	19.3	18.4
2005	6.5	23.6	19.8	17.8	29.3	1.8	2.0	12.2	16.0	29.9	18.1	20.2
2006	24.6	20.2	36.2	18.3	5.0	4.6	13.8	2.0	8.4	49.5	21.3	14.3
2007	21.9	9.5	29.3	13.5	15.8	1.9	21.4	27.9	9.5	44.8	20.8	28.2
2008	11.3	28.5	10.1	8.0	15.1	13.0	3.5	8.3	23.0	49.5	21.7	11.2
2009	18.3	53.9	23.5	48.3	5.6	2.0	8.6	7.4	6.1	36.3	14.0	5.8
2010	35.1	29.7	21.5	32.1	10.3	14.3	24.8	4.4	8.6	7.7	12.5	14.0
2011	19.3	11.3	30.7	18.2	30.2	3.2	13.1	5.7	11.5	19.6	9.8	21.0
2012	26.3	64.6	21.4	20.4	21.8	37.7	1.6	7.0	11.9	48.1	20.4	10.9
2013	29.9	18.0	34.4	22.2	13.1	5.2	4.7	9.2	10.7	24.1	12.0	15.1



HUGO PANTOJA TAPIA  
Registro CIP. 74329  
Director Regional SENAMHI-Lambayeque





PERÚ

Ministerio del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú- SENAMHI

Dirección Zonal 2

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"  
"AÑO DE LA CONSOLIDACION DEL MAR DE GRAU"

ESTACION: CHACHAPOYAS

LAT.: 06° 12'30"

DPTO: AMAZONAS

LONG.77° 52'1,8"

PROV: CHACHAPOYAS

CATEGORIA: " CO"

ALT.: 2490 msnm

DIST: CHACHAPOYAS

### INFORMACION PLUVIOMETRICA

PREPARADA PARA: CHQ INGENIEROS S.A.C

#### PRECIPITACION (mm) Máxima en 24Hrs.

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1998	21.9	18.0	30.6	34.4	12.8	2.5	0.5	12.3	9.8	15.6	42.4	4.2
1999	28.2	31.5	14.0	5.7	15.4	22.0	6.3	15.4	15.5	12.8	11.3	17.5
2000	10.0	22.1	20.4	13.6	28.4	17.6	2.8	6.4	20.0	2.0	8.2	17.3
2001	8.2	30.8	17.7	12.5	24.3	2.7	8.5	2.9	11.0	52.8	13.7	10.9
2002	20.4	26.5	21.9	29.6	18.8	2.7	8.3	4.2	12.5	33.3	14.1	24.8
2003	26.0	22.5	23.1	16.2	22.7	4.5	2.0	16.9	13.0	19.9	20.5	26.9
2014	25.1	13.3	43.7	19.6	22.8	16.8	5.5	10.0	13.5	8.9	22.1	32.4
2015	41.1	27.0	28.0	13.3	14.6	2.8	5.4	16.7	3.3	12.2	19.0	17.7



ING° HUGO PANTOJA TAPIA  
Registro ZIP. 74329  
Director Regional SENAMHI-Lambayeque





PROYECTO "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION Y CONTROL DE INUNDACIONES  
EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHURUJA, DISTRITO DE CHURUJA,  
PROVINCIA DE BONGARA, REGION AMAZONAS"  
EXPEDIENTE TECNICO



**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

Estación : CHACHAPOYAS  
Longitud : 77° 52' W  
Latitud : 6° 12' S  
Altitud : 2450 m.s.n.m.

Distrito : CHACHAPOYAS  
Provincia : CHACHAPOYAS  
Región : AMAZONAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1964	S/D	S/D	S/D	13.5	12.0	8.0	22.0	29.0	22.5	27.0	22.5	21.0	29.0
1965	7.5	23.7	15.0	13.0	11.5	1.9	9.6	3.5	19.6	21.8	29.5	10.6	29.5
1966	10.5	16.0	9.3	15.8	23.0	21.7	2.9	5.4	7.1	21.8	22.2	12.4	23.0
1967	16.2	17.3	37.4	19.8	16.5	21.0	28.5	0.8	11.0	44.3	32.5	17.0	44.3
1968	25.0	45.0	24.5	24.5	18.0	2.0	10.0	8.5	32.5	21.0	8.0	14.5	45.0
1969	36.0	9.5	33.0	33.5	2.2	16.0	6.0	8.0	6.0	32.5	14.0	25.0	36.0
1970	20.0	9.0	20.5	16.0	9.5	13.0	7.0	5.5	9.0	16.0	20.5	30.0	30.0
1971	20.0	12.5	28.0	21.0	19.5	5.0	14.5	3.5	9.5	17.5	18.5	23.0	28.0
1972	10.5	16.5	47.0	30.5	13.5	3.5	11.0	11.0	20.5	41.0	22.0	38.5	47.0
1973	25.0	12.0	20.0	27.0	13.0	25.5	9.0	7.5	22.0	8.5	15.0	15.0	27.0
1995	39.1	10.8	38.7	90.3	17.6	22.5	5.7	3.0	17.1	55.5	29.6	86.6	90.3
1996	36.1	29.1	41.5	29.7	9.8	39.5	8.6	13.6	22.2	58.2	35.0	34.6	58.2
1997	36.0	74.2	45.5	46.7	22.1	13.6	4.5	23.6	27.5	7.0	23.5	46.7	74.2
1998	21.9	18.0	30.6	34.4	12.8	2.5	0.5	12.3	9.8	15.6	42.4	4.2	42.4
1999	28.2	31.5	14.0	5.7	15.4	22.0	6.3	15.4	15.5	12.8	11.3	17.5	31.5
2000	13.4	22.1	20.4	13.6	28.4	17.6	2.8	6.4	20.0	2.0	8.2	17.3	28.4
2001	8.2	30.8	17.7	12.5	S/D	2.7	8.5	2.9	11.0	52.8	13.7	10.9	52.8
2002	20.4	26.5	21.9	29.6	18.8	S/D	8.3	4.2	12.5	33.3	14.1	24.8	33.3
2003	26.0	22.5	23.1	16.2	22.7	4.5	2.0	16.9	13.0	19.9	20.5	26.9	26.9
2004	14.1	22.4	31.5	18.3	8.6	16.0	11.4	7.0	13.8	17.3	19.3	18.4	31.5
2005	6.5	23.6	19.8	17.8	29.3	1.8	2.0	12.2	16.0	29.9	18.1	20.2	29.9
2006	24.6	20.2	36.2	18.3	5.0	4.6	13.8	2.0	8.4	49.5	21.3	14.3	49.5
2007	21.9	9.5	29.3	13.5	15.8	1.6	21.4	27.9	9.5	S/D	20.8	28.2	29.3
2008	11.3	28.5	10.1	8.0	15.1	13.0	3.5	8.3	23.0	49.5	21.7	11.2	49.5
2009	18.3	53.9	23.5	48.3	5.6	5.0	8.6	S/D	S/D	S/D	S/D	5.8	53.9
2012	26.3	64.6	21.4	20.4	21.8	37.7	1.6	7.0	11.9	48.1	20.6	10.9	64.6
<b>MEDIA</b>	<b>20.92</b>	<b>25.99</b>	<b>26.40</b>	<b>24.53</b>	<b>15.50</b>	<b>12.89</b>	<b>8.85</b>	<b>9.82</b>	<b>15.64</b>	<b>29.28</b>	<b>20.99</b>	<b>22.52</b>	<b>41.73</b>
<b>MÁXIMA</b>	<b>39.10</b>	<b>74.20</b>	<b>47.00</b>	<b>90.30</b>	<b>29.30</b>	<b>39.50</b>	<b>28.50</b>	<b>29.00</b>	<b>32.50</b>	<b>58.20</b>	<b>42.40</b>	<b>86.60</b>	<b>90.30</b>
<b>MÍNIMA</b>	<b>6.50</b>	<b>9.00</b>	<b>9.30</b>	<b>5.70</b>	<b>2.20</b>	<b>1.60</b>	<b>0.50</b>	<b>0.80</b>	<b>6.00</b>	<b>2.00</b>	<b>8.00</b>	<b>4.20</b>	<b>23.00</b>
<b>DESV. EST.</b>	<b>9.50</b>	<b>16.93</b>	<b>10.46</b>	<b>17.11</b>	<b>6.87</b>	<b>11.03</b>	<b>6.78</b>	<b>7.69</b>	<b>6.83</b>	<b>16.81</b>	<b>8.10</b>	<b>16.45</b>	<b>16.56</b>

*Mesias Burca Tarrillo*  
MESIAS BURCA TARRILLO  
INGENIERO AGRICOLA  
Reg. CIP N° 28851







PERÚ

Ministerio del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú- SENAMHI

Dirección Regional De Lambayeque

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"  
"AÑO DE PROMOCION DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMATICO"

ESTACION: JAMALCA

LAT.: 05° 53' 37,3"

DPTO: AMAZONAS

LONG.78° 14' 14,1"

PROV: UTCUBAMBA

CATEGORIA: "CO"

ALT.: 1185 msnm

DIST: JAMALCA

### INFORMACION PLUVIOMETRICA

PREPARADA PARA: Juan A. Olano Guzmán

#### PRECIPITACION (mm)

Máxima en 24Hrs.

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2004	34.8	34.8	56.9	38.5	12.8	6.8	4.7	10.4	42.9	27.6	46.6	48.5
2010	18.0	58.1	19.5	18.0	21.0	5.0	25.8	2.4	7.9	31.7	30.0	62.0
2011	42.2	83.9	63.8	25.9	29.3	9.8	7.0	2.0	8.2	33.4	62.3	50.8
2012	62.3	21.0	49.7	18.2	12.6	7.0	4.2	4.2	8.5	23.1	49.8	17.4
2013	32.2	7.4	73.0	18.2	17.8	2.8	8.6	18.8	4.9	40.1	3.1	25.2



HUGO PANTOJA TAPIA  
Registro CIP. 74329  
Director Regional SENAMHI-Lambayeque



**Tabla N° 02. Datos históricos de las Estaciones pluviométricas con registro de precipitación máxima en 24 horas**

N°	Año	Estación Leymebamba	Estación Chachapoyas	Estación Jamalca
1	1964	23	29	34
2	1965	30	29.5	50
3	1966	53.5	44.3	57.9
4	1967	38	37.4	46.5
5	1968	40.8	45	37
6	1969	35.5	36	51.5
7	1970	42.3	30	38
8	1971	30	28	59.5
9	1972	48.7	47	86.9
10	1973	34	27	33
11	1974	32.5		75.2
12	1975	27.9		58.2
13	1976	41.8		25.1
14	1977	39		33.5
15	1978	30		22.1
16	1979	32.2		30.3
17	1980	38.2		20.2
18	1981	30.2		47.5
19	1982	33.4		93
20	1983	38		119.5
21	1984	51.2		
22	1985	28.3		
23	1986	25.5		
24	1987	47.8		26.3
25	1988	33.6		
26	1989	47.8		37.6
27	1990			20.5
28	1991			51.2
29	1992			33.9
30	1993			52.2
31	1994			38.6
32	1995		90.3	56.3
33	1996		37.5	51.3
34	1997		46.7	74
35	1998		42.4	166.4
36	1999		31.5	149.9
37	2000		28.4	109.8
38	2001		52.8	79.7
39	2002		33.3	105.5

**CONSORCIO CAJARURO**CARLOS ALBERTO BURGA RIVAS PLATA, ASPHALT TECHNOLOGIES S.A.C.,  
H&P CONSTRUCTORES Y CONTRATISTAS S.A.C. y RUBIO SABERBEIN ASOCIADOS S.A.C.

---

40	2003		26.9	38.4
41	2004		31.5	56.9
42	2005		30.5	70.6
43	2006		44.5	72.8
44	2007		339	62.3
45	2008		41.4	101.9
46	2009		53.9	56.8
47	2010		35.1	62
48	2011		30.7	83.9
49	2012		64.6	62.3
50	2013		34.4	73

Con los datos de la tabla N° 4-2 se procedió a completar los datos de los años faltantes de la estación leymeamba utilizando la fórmula de promedio ponderado obteniendo los siguientes resultados en la tabla N° 4-3.





OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA



ESTACION : JAMALCA / 152206 / DRE-02 DPTO. : AMAZONAS  
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS ( mm) PROV. : UTCUBAMBA  
 LAT. : 5 ° 53' "S" ALT. : 1189 msnm DIST. : JAMALCA  
 LONG. : 78 ° 14' "W"

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1964	19.0	24.0	34.0	27.0	28.0	10.0	30.0	20.0	7.0	15.0	34.0	9.0
1965	10.0	16.0	34.0	24.0	34.0	15.0	37.0	6.0	11.0	12.0	48.0	50.0
1966	27.0	5.0	45.0	18.0	37.2	29.7	5.0	12.8	6.4	57.9	18.9	9.2
1967	29.9	26.5	40.0	28.5	9.5	29.0	10.0	3.0	27.0	18.5	12.0	46.5
1968	6.0	37.0	26.0	18.5	35.0	5.9	6.0	8.5	36.0	35.0	20.6	9.0
1969	15.3	49.0	48.0	25.0	15.0	14.0	9.5	10.0	10.1	0.0	23.0	51.5
1970	30.0	19.1	19.8	26.0	38.0	S/D	25.0	4.0	24.0	16.0	20.0	15.2
1971	18.0	26.3	28.0	46.8	59.5	15.1	28.5	12.0	15.1	49.8	20.8	23.5
1972	27.1	24.3	86.9	30.2	20.2	5.2	8.1	8.2	9.5	15.3	25.2	43.5
1973	33.0	18.2	25.6	21.2	8.5	23.2	12.1	15.3	28.1	21.2	12.5	25.7
1974	22.8	15.3	45.2	55.1	12.1	26.3	0.0	8.3	75.2	12.1	18.1	23.3
1975	13.1	23.4	16.5	58.2	25.3	18.5	12.8	15.2	8.9	29.1	21.2	0.0
1976	8.1	18.3	22.5	12.2	25.1	12.1	0.0	15.1	15.6	15.2	15.6	12.1
1977	21.3	29.3	25.3	8.1	12.3	5.0	13.1	12.1	12.4	33.5	17.4	8.1
1978	8.1	12.2	14.3	12.1	9.2	12.1	12.5	8.1	15.6	9.4	22.1	22.1

INFORMACION PREPARADA PARA : EUROCONSULT SUCURSAL PERU  
 LIMA , 17 DE JULIO DEL 2015

.....  
 Ing Manuel Valverde B.  
 Director de la Oficina de Servicio al Cliente  
 SENAMHI

S/D= Sin Dato  
 T = Traza

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN  
 TOTAL O PARCIAL





**OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA**



ESTACION : JAMALCA / 152206 / DRE-02

LAT. : 5 ° 53' "S" DPTO. : AMAZONAS  
 LONG. : 78 ° 14' "W" PROV. : UTCUBAMBA  
 ALT. : 1189 msnm DIST. : JAMALCA

PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS ( mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1979	30.3	8.1	9.2	8.1	9.2	9.1	12.3	15.2	12.2	0.0	19.3	8.4
1980	9.5	16.6	12.3	10.2	16.3	20.2	9.2	0.0	9.1	19.0	8.1	12.1
1981	18.3	28.5	47.5	12.1	30.2	15.5	2.1	14.1	5.2	47.5	12.8	15.3
1982	32.2	22.2	21.2	14.9	27.3	15.3	0.0	0.0	S/D	80.8	29.2	93.0
1983	27.6	119.5	105.5	59.2	12.3	12.2	13.4	21.2	14.2	104.2	19.4	34.4

.....  
 Ing Manuel Valverde B.  
 Director de la Oficina de Servicio al Cliente  
 SENAMHI

**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN**  
**TOTAL O PARCIAL**

INFORMACION PREPARADA PARA : EUROCONSULT SUCURSAL PERU  
 LIMA , 17 DE JULIO DEL 2015

S/D= Sin Dato  
 T = Traza





PERÚ

Ministerio del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú - SENAMHI

Dirección Regional de Lambayeque

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"  
"AÑO DE LA INTEGRACIÓN NACIONAL Y EL RECONOCIMIENTO DE NUESTRA DIVERSIDAD"

ESTACION : JAMALCA

LAT.: 5° 53' 37.3"  
LONG.:78°14'14.1"  
ALT.: 1189 msnm

DPTO:AMAZONAS  
PROV:UTCUBAMBA  
DIST: JAMALCA

CATEGORIA: "CO"

### INFORMACION PLUVIOMETRICA.

PERIODO: 2005 - 2009

PREPARADA PARA: ENERGORET INGENIEROS CONSULTORES EIRL

PRECIPITACION (mm)  
Máxima en 24 Horas

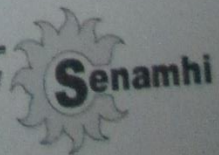
Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2005	53.9	49.0	30.3	35.7	5.4	28.6	6.5	20.1	39.4	82.2	37.9	70.6
2006	37.7	51.4	66.8	45.8	10.8	13.5	39.9	6.1	8.3	52.8	72.8	47.1
2007	41.5	62.3	29.7	13.2	26.0	5.2	14.7	16.8	2.9	32	47.4	37.9
2008	47.2	101.9	44.9	49.1	62.7	11.8	13.6	4.6	9.3	28.1	21.6	35.9
2009	56.8	27.2	67.5	45.9	15.9	17.0	9.2	10.9	27.5	7.4	44.0	41.7



ING° HUGO PANTOJA TAPIA  
Registro CIP 14129  
Director Regional SENAMHI-Lambayeque

Ciencia y Tecnología Hidrometeorológica al Servicio del País

Lima: Jirón Cahuide N° 785-Lima 11, Casilla Postal 1308 Telf.: (51-1) 614-1414 Fax: 471-7287  
Los Pinos N° 290 Urb. Sta Victoria, Telf. (074)-225589 [dr02-lambayeque@senamhi.gob.pe](mailto:dr02-lambayeque@senamhi.gob.pe)  
Pág. Web [www.senamhi.gob.pe](http://www.senamhi.gob.pe) E-mail: [senamhi@senamhi.gob.pe](mailto:senamhi@senamhi.gob.pe)





PROYECTO "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION Y CONTROL DE INUNDACIONES  
EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHURUJA, DISTRITO DE CHURUJA,  
PROVINCIA DE BONGARA, REGION AMAZONAS"  
EXPEDIENTE TECNICO



**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

Estación : JAZAN  
Longitud : 77° 58' W  
Latitud : 5° 56' S  
Altitud : 1385 m.s.n.m.

Distrito : JAZAN  
Provincia : BONGARA  
Región : AMAZONAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1997	S/D	S/D	S/D	S/D	7.0	8.5	13.3	10.5	20.8	10.7	53.0	23.5	53.0
1998	33.6	22.5	31.4	37.8	20.0	34.4	9.9	26.5	11.1	25.2	20.1	5.6	37.8
1999	24.7	26.7	20.3	14.9	30.3	23.0	8.5	27.1	28.8	18.8	2.3	18.7	30.3
2000	18.4	14.6	27.1	22.0	35.0	20.9	12.4	21.7	39.0	14.0	5.9	36.9	39.0
2001	3.2	17.6	21.0	40.6	15.1	15.0	19.5	8.0	17.6	26.8	9.6	14.6	40.6
2002	8.3	12.9	14.4	44.5	20.6	15.6	18.2	10.6	21.4	24.3	30.1	31.7	44.5
2003	21.3	24.4	16.3	14.1	33.8	42.1	13.1	8.9	12.5	21.0	15.5	39.7	42.1
2004	3.2	39.6	22.6	22.6	17.2	20.8	26.8	11.1	12.6	21.5	8.4	44.0	44.0
2005	11.5	22.5	35.6	47.3	9.4	12.0	16.1	11.3	5.9	15.7	19.0	9.9	47.3
2006	15.6	15.5	20.5	18.0	4.4	21.5	18.7	13.3	23.8	18.0	26.3	17.9	26.3
2007	10.2	14.2	23.7	16.0	17.3	7.5	11.0	7.5	8.5	16.4	36.3	30.4	36.3
2008	17.5	29.8	20.9	6.5	15.6	19.8	18.3	9.4	21.3	19.5	22.6	22.6	29.8
2009	38.7	9.5	31.5	17.0	13.5	26.9	14.7	20.4	8.4	20.6	10.9	7.5	38.7
2010	1.4	28.0	15.4	24.8	23.5	19.8	16.5	24.5	24.2	16.2	8.4	22.4	28.0
2011	20.2	9.5	22.2	19.6	36.3	8.7	13.4	8.7	22.8	11.6	S/D	17.9	36.3
2012	14.1	10.4	37.4	42.0	18.7	15.4	7.0	2.8	20.9	22.8	12.0	12.3	42.0
<b>MEDIA</b>	<b>16.13</b>	<b>19.85</b>	<b>24.02</b>	<b>25.85</b>	<b>19.86</b>	<b>19.49</b>	<b>14.84</b>	<b>13.89</b>	<b>18.73</b>	<b>18.94</b>	<b>18.69</b>	<b>22.23</b>	<b>38.50</b>
<b>MÁXIMA</b>	<b>38.70</b>	<b>39.60</b>	<b>37.40</b>	<b>47.30</b>	<b>36.30</b>	<b>42.10</b>	<b>26.80</b>	<b>27.10</b>	<b>39.00</b>	<b>26.80</b>	<b>53.00</b>	<b>44.00</b>	<b>53.00</b>
<b>MÍNIMA</b>	<b>1.40</b>	<b>9.50</b>	<b>14.40</b>	<b>6.50</b>	<b>4.40</b>	<b>7.50</b>	<b>7.00</b>	<b>2.80</b>	<b>5.90</b>	<b>10.70</b>	<b>2.30</b>	<b>5.60</b>	<b>26.30</b>
<b>DESV. EST.</b>	<b>10.73</b>	<b>8.75</b>	<b>7.12</b>	<b>12.99</b>	<b>9.75</b>	<b>9.30</b>	<b>4.91</b>	<b>7.56</b>	<b>8.64</b>	<b>4.69</b>	<b>13.46</b>	<b>11.56</b>	<b>7.28</b>

*Burgos*  
MESIAS BURCA TARRILLO  
INGENIERO AGRICOLA  
Reg. CIP N° 28851

MUNICIPALIDAD DISTRITAL  
DE CHURUJA  
ROMULO ALMENCIO VARGAS MAS  
ALCALDE DISTRITAL  
DNI N° 16736950





PERÚ

Ministerio  
del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología  
e Hidrología del Perú- SENAMHI

Dirección Regional  
De Lambayeque

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"  
"AÑO DE LA PROMOCION DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMATICO"

ESTACION: JAZAN

LAT.: 05° 56' 41,8"

DPTO: AMAZONAS

LONG.77° 58' 32,5"

PROV: BONGARA

CATEGORIA: " CO"

ALT.: 1385 msnm

DIST.: JAZAN

### INFORMACION PLUVIOMETRICA

PERIODO: 2004 - 2013

PREPARADA PARA: CHQ INGENIEROS S.A.C

#### PRECIPITACION (mm)

##### Máxima en 24 horas

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2004	3.2	39.6	22.6	22.6	17.2	20.8	26.8	11.1	12.6	21.5	8.4	44.0
2005	11.5	22.5	35.6	47.3	9.4	12.0	16.1	11.3	5.9	15.7	19.0	9.9
2006	15.6	15.5	20.5	18.0	4.4	21.5	18.7	13.3	23.8	18.0	26.4	17.1
2007	10.2	14.2	23.7	16.0	17.3	7.5	11.0	7.5	8.6	16.4	36.4	30.4
2008	17.5	29.8	20.9	6.5	15.6	19.8	18.3	9.4	21.3	19.5	22.6	22.6
2009	38.7	9.5	31.5	17.0	13.5	26.9	14.7	20.4	8.4	20.6	10.9	7.5
2010	1.4	28.0	15.4	24.8	23.5	19.8	16.5	24.5	24.2	16.2	8.4	22.4
2011	20.2	9.5	22.2	19.6	36.3	8.7	13.4	8.7	22.8	11.6	25.5	17.9
2012	14.1	10.4	37.4	42.0	18.7	15.4	7.0	2.8	20.9	22.8	12.0	12.3
2013	45.8	12.7	38.7	21.6	16.4	12.3	3.5	18.2	20.3	17.5	13.0	12.1



ING° HUGO PANTOJA TAPIA

Registro CIP. 74329

Director Regional SENAMHI-Lambayeque

Ciencia y Tecnología Hidrometeorológica al Servicio del País

Lima: Jirón Cahuide N° 785-Lima 11, Casilla Postal 1308 Telf.: (51-1) 614-1414 Fax: 471-7287

Los Pinos N° 290 Urb. Sta. Victoria, Telf. (074)-225589 [dr02-lambayeque@senamhi.gob.pe](mailto:dr02-lambayeque@senamhi.gob.pe)

Pág. Web [www.senamhi.gob.pe](http://www.senamhi.gob.pe) E-mail: [senamhi@senamhi.gob.pe](mailto:senamhi@senamhi.gob.pe)





PROYECTO "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION Y CONTROL DE INUNDACIONES  
EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHURUJA, DISTRITO DE CHURUJA,  
PROVINCIA DE BONGARA, REGION AMAZONAS"  
EXPEDIENTE TECNICO



**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

Estación : JUMBILLA  
Longitud : 77° 45' W  
Latitud : 5° 53' S  
Altitud : 2284 m.s.n.m.

Distrito : CHISQUILLA  
Provincia : BONGARA  
Región : AMAZONAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1964	10.0	11.0	14.0	8.0	8.0	8.0	4.0	S/D	S/D	S/D	8.0	8.0	14.0
1965	20.0	7.5	8.2	10.5	10.2	10.4	6.0	6.0	2.0	2.0	4.0	3.0	20.0
1966	3.0	2.0	5.0	3.0	3.0	5.0	3.0	2.0	3.0	3.0	4.0	6.0	6.0
1967	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	8.2	7.0	3.0	6.1	4.0	4.0	7.0	8.2
1968	S/D	S/D	S/D	S/D	5.0	5.0	8.0	6.0	8.0	9.0	S/D	10.0	10.0
1969	6.0	7.0	8.0	0.0	6.0	7.0	4.0	5.0	0.0	11.1	10.3	8.0	11.1
1970	7.3	8.2	9.2	9.1	8.2	8.2	6.0	7.2	4.2	8.1	9.2	8.0	9.2
1971	10.0	9.0	9.2	9.2	9.1	7.1	3.0	5.0	5.1	5.2	7.1	8.3	10.0
1972	6.4	2.2	8.1	8.1	9.2	7.1	5.1	0.0	7.1	8.1	17.2	14.2	17.2
1973	14.2	15.1	16.2	16.2	12.2	8.1	8.0	0.0	11.1	4.1	10.2	7.1	16.2
MEDIA	9.21	7.56	9.32	7.79	7.79	7.41	5.41	3.80	5.18	6.07	8.22	7.96	12.19
MÁXIMA	20.00	15.10	16.20	16.20	12.20	10.40	8.00	7.20	11.10	11.10	17.20	14.20	20.00
MÍNIMA	3.00	2.00	5.00	0.00	3.00	5.00	3.00	0.00	0.00	2.00	4.00	3.00	6.00
DESV. EST.	5.16	4.09	3.60	4.59	2.66	1.60	1.90	2.67	3.36	3.10	4.25	2.85	4.46

Fuente: SENAMHI

**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

Estación : POMACOCHAS  
Longitud : 77° 55' W  
Latitud : 5° 48' S  
Altitud : 2181 m.s.n.m.

Distrito : FLORIDA  
Provincia : BONGARA  
Región : AMAZONAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1970	17.0	25.3	22.4	9.8	S/D	12.5	5.7	8.4	27.1	10.9	14.3	12.1	27.1
1971	28.8	13.3	21.9	21.6	14.6	13.0	6.6	14.9	6.2	10.5	4.4	7.9	28.8
1972	4.8	4.9	9.2	10.2	15.0	14.1	8.3	5.1	4.5	8.3	10.2	6.1	15.0
1973	7.7	7.5	8.5	6.9	7.9	3.3	8.8	4.0	9.2	8.5	3.9	9.5	9.5
1974	6.3	5.3	14.1	9.5	4.1	11.1	4.6	14.9	9.8	6.3	11.1	10.9	14.9
1975	9.2	11.3	9.0	6.7	24.9	2.9	6.4	8.9	7.4	9.6	15.6	S/D	24.9
MEDIA	12.30	11.27	14.18	10.78	13.30	9.48	6.73	9.37	10.70	9.02	9.92	9.30	20.03
MÁXIMA	28.80	25.30	22.40	21.60	24.90	14.10	8.80	14.90	27.10	10.90	15.60	12.10	28.80
MÍNIMA	4.80	4.90	8.50	6.70	4.10	2.90	4.60	4.00	4.50	6.30	3.90	6.10	9.50
DESV. EST.	9.14	7.63	6.50	5.51	7.95	5.04	1.58	4.68	8.27	1.69	4.89	2.38	7.91

Fuente: SENAMHI

*Burgos*  
MESIAS BURCATARRILLO  
INGENIERO AGRICOLA  
Reg. CIP N° 28851





PROYECTO "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION Y CONTROL DE INUNDACIONES  
EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHURUJA, DISTRITO DE CHURUJA,  
PROVINCIA DE BONGARA, REGION AMAZONAS"  
EXPEDIENTE TECNICO



**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

Estación : RODRIGUEZ DE MENDOZA  
Longitud : 77° 25' W  
Latitud : 6° 18' S  
Altitud : 2900 m.s.n.m.

Distrito : MARISCAL BENAVIDES  
Provincia : RODRIGUEZ DE MENDOZA  
Región : AMAZONAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1964	7.0	31.0	61.0	27.0	32.0	11.0	22.0	13.0	35.0	30.0	40.0	35.0	61.0
1965	8.0	13.0	28.0	S/D	11.0	26.0	S/D	12.0	17.5	35.0	43.0	25.0	43.0
1966	25.0	21.5	21.3	20.0	34.0	16.5	11.5	25.5	24.5	23.0	25.0	17.0	34.0
1967	19.5	20.5	26.0	31.5	24.0	33.5	8.0	3.0	22.5	38.0	31.5	10.0	38.0
1971	12.0	19.0	63.0	29.0	32.0	16.0	18.0	18.0	21.0	38.5	39.5	45.5	63.0
<b>MEDIA</b>	<b>14.30</b>	<b>21.00</b>	<b>39.86</b>	<b>26.88</b>	<b>26.60</b>	<b>20.60</b>	<b>14.38</b>	<b>14.30</b>	<b>24.10</b>	<b>32.90</b>	<b>35.80</b>	<b>26.50</b>	<b>47.80</b>
<b>MÁXIMA</b>	<b>25.00</b>	<b>31.00</b>	<b>63.00</b>	<b>31.50</b>	<b>34.00</b>	<b>33.50</b>	<b>22.00</b>	<b>25.50</b>	<b>35.00</b>	<b>38.50</b>	<b>43.00</b>	<b>45.50</b>	<b>63.00</b>
<b>MÍNIMA</b>	<b>7.00</b>	<b>13.00</b>	<b>21.30</b>	<b>20.00</b>	<b>11.00</b>	<b>11.00</b>	<b>8.00</b>	<b>3.00</b>	<b>17.50</b>	<b>23.00</b>	<b>25.00</b>	<b>10.00</b>	<b>34.00</b>
<b>DESV. EST.</b>	<b>7.74</b>	<b>6.49</b>	<b>20.37</b>	<b>4.94</b>	<b>9.53</b>	<b>9.02</b>	<b>6.05</b>	<b>8.27</b>	<b>6.61</b>	<b>6.48</b>	<b>7.39</b>	<b>14.12</b>	<b>13.37</b>

Fuente: SENAMHI

**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

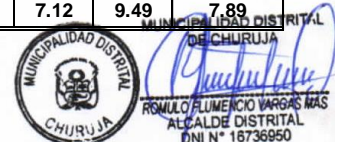
Estación : LEIMEBAN  
Longitud : 77° 48' W  
Latitud : 6° 33' S  
Altitud : 2800 m.s.n.m.

Distrito : MARISCAL CASTILLA  
Provincia : CHACHAPOYAS  
Región : AMAZONAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1964	15.0	13.0	21.0	8.0	10.0	8.5	6.0	9.0	9.0	23.0	10.0	S/D	23.0
1965	15.0	20.0	17.0	30.0	15.0	16.0	7.5	6.0	17.0	19.0	30.0	37.0	37.0
1966	18.0	25.0	37.0	15.0	17.0	6.0	32.5	8.5	14.5	29.8	8.2	53.5	53.5
1967	18.2	24.2	16.5	14.0	17.0	12.0	21.0	17.5	10.5	18.0	38.0	14.0	38.0
1968	40.8	28.0	24.0	19.0	7.5	5.5	25.0	6.0	19.2	41.5	9.0	18.0	41.5
1969	35.5	20.5	11.0	17.0	10.5	13.0	10.5	10.0	4.0	29.0	18.5	22.0	35.5
1970	19.5	17.8	35.5	21.0	10.7	42.3	28.0	11.4	21.0	17.0	20.5	13.5	42.3
1971	18.0	17.0	20.9	24.7	17.7	10.6	7.0	7.8	30.0	25.3	20.2	18.9	30.0
1972	15.2	25.2	21.5	30.1	10.0	6.0	12.3	6.5	48.7	26.0	15.6	13.1	48.7
1973	25.1	18.0	20.2	19.6	12.1	11.0	17.1	34.0	10.8	15.0	19.1	21.2	34.0
1974	23.7	32.5	28.4	14.8	21.3	12.0	22.1	8.8	8.6	24.5	14.7	14.8	32.5
1975	14.1	22.7	21.4	26.6	14.1	27.9	8.6	22.2	7.3	10.8	16.7	8.7	27.9
1976	29.0	18.7	35.8	41.8	12.7	18.0	28.0	10.2	11.1	14.9	S/D	20.7	41.8
1977	20.3	16.0	39.0	29.8	6.4	35.1	10.1	13.8	13.0	15.7	14.4	19.2	39.0
1978	17.1	23.5	22.2	14.5	7.6	6.4	13.0	20.2	12.3	30.0	16.6	19.4	30.0
1979	24.0	14.3	29.6	32.2	7.2	8.2	11.7	12.3	17.2	29.5	25.5	14.3	32.2
1980	20.2	38.2	19.2	23.5	9.4	7.9	30.9	4.2	19.0	26.4	19.9	27.2	38.2
1981	17.8	19.5	30.2	29.0	19.8	10.5	22.9	8.8	8.4	18.5	15.0	16.9	30.2
1982	13.9	15.9	33.4	32.1	14.4	7.6	8.7	2.5	18.4	26.2	13.8	22.6	33.4
1983	27.4	14.7	38.0	19.8	8.3	6.3	3.1	2.8	10.8	35.2	20.7	23.8	38.0
1984	23.2	27.7	51.2	17.6	14.2	14.6	29.1	17.0	10.0	37.2	13.1	31.7	51.2
1985	28.3	12.9	19.8	19.3	37.5	9.8	16.5	9.7	16.6	19.4	19.8	18.2	37.5
1986	13.8	25.5	20.7	17.7	14.7	9.3	23.0	18.6	8.8	23.4	8.2	22.4	25.5
1987	47.8	35.4	18.8	14.6	15.2	17.8	17.1	10.8	17.4	23.4	21.3	16.0	47.8
1988	28.3	16.6	33.6	27.2	16.9	15.2	6.7	9.6	16.7	18.3	27.0	12.6	33.6
1989	24.0	16.0	32.3	17.7	17.0	9.4	19.9	9.7	11.8	47.8	25.3	5.5	47.8
<b>MEDIA</b>	<b>23.57</b>	<b>21.74</b>	<b>26.79</b>	<b>21.79</b>	<b>14.27</b>	<b>13.29</b>	<b>16.83</b>	<b>11.55</b>	<b>14.89</b>	<b>25.26</b>	<b>18.72</b>	<b>19.37</b>	<b>37.31</b>
<b>MÁXIMA</b>	<b>47.80</b>	<b>38.20</b>	<b>51.20</b>	<b>41.80</b>	<b>37.50</b>	<b>42.30</b>	<b>32.50</b>	<b>34.00</b>	<b>48.70</b>	<b>47.80</b>	<b>38.00</b>	<b>53.50</b>	<b>53.50</b>
<b>MÍNIMA</b>	<b>13.80</b>	<b>12.90</b>	<b>11.00</b>	<b>8.00</b>	<b>6.40</b>	<b>5.50</b>	<b>3.10</b>	<b>2.50</b>	<b>4.00</b>	<b>10.80</b>	<b>8.20</b>	<b>5.50</b>	<b>23.00</b>
<b>DESV. EST.</b>	<b>9.33</b>	<b>6.98</b>	<b>8.92</b>	<b>7.41</b>	<b>5.90</b>	<b>8.47</b>	<b>8.43</b>	<b>6.51</b>	<b>8.25</b>	<b>9.23</b>	<b>7.12</b>	<b>9.49</b>	<b>7.89</b>

Fuente: SENAMHI

*Burgos*  
MESIAS BURGA TARRILLO  
INGENIERO AGRICOLA  
Reg. CIP N° 28851





PROYECTO "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION Y CONTROL DE INUNDACIONES  
EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHURUJA, DISTRITO DE CHURUJA,  
PROVINCIA DE BONGARA, REGION AMAZONAS"  
EXPEDIENTE TECNICO



**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

Estación : CELENDIN  
Longitud : 78° 08' W  
Latitud : 6° 51' S  
Altitud : 2470 m.s.n.m.

Distrito : CELENDIN  
Provincia : CELENDIN  
Región : CAJAMARCA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1964	S/D	S/D	S/D	51.2	10.0	S/D	8.4	26.3	32.6	32.0	40.5	20.6	51.2
1965	13.4	29.4	37.6	23.2	4.6	0.6	7.9	1.7	19.0	18.2	24.2	21.4	37.6
1966	36.1	23.1	10.2	43.9	24.5	19.6	0.0	4.0	2.6	20.8	18.8	22.3	43.9
1967	7.8	25.5	19.1	44.9	17.6	6.0	9.4	1.7	8.0	24.4	32.9	37.4	44.9
1968	23.2	26.5	29.6	11.2	0.8	5.1	2.0	1.4	22.0	22.2	27.2	24.6	29.6
1969	5.4	33.4	46.2	52.5	2.1	17.9	0.5	5.2	22.0	42.8	50.3	58.5	58.5
1970	31.9	11.6	28.5	25.4	10.0	9.5	6.1	2.2	7.8	32.4	19.6	15.7	32.4
1971	27.8	17.9	17.9	17.9	9.1	7.1	1.9	1.8	8.6	23.0	45.0	31.5	45.0
1972	11.1	16.3	43.2	30.0	14.4	0.0	0.0	12.0	22.8	21.8	30.3	23.2	43.2
1973	26.5	17.5	20.0	35.7	10.0	5.1	9.2	2.5	25.0	8.2	16.4	17.3	35.7
1974	8.6	26.3	31.1	15.2	0.2	10.6	0.0	18.4	10.7	54.0	29.3	20.9	54.0
1975	18.2	39.7	27.3	19.8	19.0	7.4	16.5	31.4	6.1	21.8	11.6	30.0	39.7
1976	19.4	24.9	34.4	31.6	19.0	9.0	0.0	19.2	8.8	21.4	17.8	17.0	34.4
1977	28.4	35.6	37.5	15.9	4.4	0.0	1.7	0.8	18.4	25.6	32.4	25.7	37.5
1978	23.7	10.6	34.0	30.8	25.2	2.5	21.8	1.5	5.6	25.0	32.2	21.0	34.0
1979	27.7	30.4	31.7	17.6	1.4	0.5	3.3	21.4	45.0	17.2	6.0	22.0	45.0
1996	S/D	S/D	S/D	15.5	15.7	0.0	0.5	0.0	19.0	48.7	26.0	9.2	48.7
1997	14.3	22.3	54.7	27.6	14.5	11.2	0.0	0.0	13.2	23.8	19.8	51.4	54.7
1998	23.1	43.6	67.4	43.2	31.5	0.0	0.7	0.0	5.6	39.3	20.0	14.1	67.4
1999	38.0	31.7	15.6	8.7	17.0	24.1	3.0	4.5	23.8	23.0	21.5	29.6	38.0
2000	30.2	28.4	30.0	30.2	9.4	19.2	1.4	6.8	20.2	3.2	18.2	27.5	30.2
2001	39.0	24.6	45.6	24.6	9.4	1.0	5.4	0.0	9.3	20.7	54.3	27.7	54.3
2002	23.8	18.5	43.9	56.6	14.8	1.4	14.4	0.0	2.0	52.2	21.5	24.3	56.6
2003	16.1	20.7	36.2	18.6	10.9	10.6	1.7	0.9	26.5	22.7	15.3	25.3	36.2
2004	21.7	43.2	50.1	32.5	14.8	0.0	9.0	2.5	16.4	14.8	39.2	26.3	50.1
2005	22.3	22.0	47.4	20.1	16.5	0.0	0.0	0.0	12.6	34.1	7.0	37.0	47.4
2006	38.5	27.4	55.0	28.2	3.4	5.9	6.0	3.9	42.2	29.3	27.2	19.7	55.0
2007	40.2	5.9	41.0	27.9	13.3	1.7	5.2	8.7	10.4	46.6	32.8	31.1	46.6
2008	30.6	29.9	13.2	18.1	15.3	10.9	8.8	13.5	5.0	20.1	31.2	16.2	31.2
2009	31.6	13.5	31.5	25.3	19.8	2.4	1.8	0.0	29.6	25.8	34.9	19.5	34.9
2010	40.1	64.0	49.4	14.3	17.5	1.6	14.7	3.7	17.4	26.7	22.0	21.5	64.0
2011	12.3	18.0	36.3	22.5	10.9	2.3	7.5	3.5	12.9	16.5	15.9	23.2	36.3
2012	38.1	27.4	37.8	29.8	14.5	2.0	0.0	1.1	0.3	30.7	30.2	19.8	38.1
<b>MEDIA</b>	<b>24.81</b>	<b>26.12</b>	<b>35.59</b>	<b>27.59</b>	<b>12.77</b>	<b>6.10</b>	<b>5.12</b>	<b>6.08</b>	<b>16.10</b>	<b>26.94</b>	<b>26.41</b>	<b>25.23</b>	<b>44.13</b>
<b>MÁXIMA</b>	<b>40.20</b>	<b>64.00</b>	<b>67.40</b>	<b>56.60</b>	<b>31.50</b>	<b>24.10</b>	<b>21.80</b>	<b>31.40</b>	<b>45.00</b>	<b>54.00</b>	<b>54.30</b>	<b>58.50</b>	<b>67.40</b>
<b>MÍNIMA</b>	<b>5.40</b>	<b>5.90</b>	<b>10.20</b>	<b>8.70</b>	<b>0.20</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.30</b>	<b>3.20</b>	<b>6.00</b>	<b>9.20</b>	<b>29.60</b>
<b>DESV. EST.</b>	<b>10.35</b>	<b>11.40</b>	<b>13.28</b>	<b>12.18</b>	<b>7.32</b>	<b>6.63</b>	<b>5.58</b>	<b>8.31</b>	<b>10.94</b>	<b>11.73</b>	<b>11.31</b>	<b>9.84</b>	<b>10.04</b>

*Burgos*  
MESIAS BURGA TARRILLO  
INGENIERO AGRICOLA  
Reg. CIP N° 28851

MUNICIPALIDAD DISTRITAL  
DE CHURUJA  
*Romulo*  
ROMULO FLUMENCIO VARGAS MAS  
ALCALDE DISTRITAL  
DNI N° 16736950





PROYECTO "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION Y CONTROL DE INUNDACIONES  
EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHURUJA, DISTRITO DE CHURUJA,  
PROVINCIA DE BONGARA, REGION AMAZONAS"  
EXPEDIENTE TECNICO



**PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**  
**REGISTRO HISTÓRICO**

Estación : MAGUNCHAL  
Longitud : 78° 11' W  
Latitud : 5° 56' S  
Altitud : 632 m.s.n.m.

Distrito : JAMALCA  
Provincia : UTCUBAMBA  
Región : AMAZONAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MÁXIMA
1981	10.4	55.5	18.1	26.2	10.0	16.3	11.4	20.0	6.0	19.0	68.0	30.4	68.0
1986	26.7	41.2	15.5	13.3	50.0	2.2	3.8	0.0	42.0	35.6	19.6	19.2	50.0
1987	45.4	25.4	6.4	10.0	34.9	2.4	7.4	7.2	30.8	26.0	22.0	0.0	45.4
1988	7.5	10.2	37.2	38.5	13.3	0.0	10.0	0.0	26.3	20.3	24.3	40.4	40.4
1989	67.6	13.3	80.1	15.1	7.6	7.0	3.6	3.8	26.5	24.6	19.0	0.0	80.1
1990	30.5	14.9	20.0	18.4	51.6	0.0	0.0	0.0	0.0	15.1	37.7	32.3	51.6
1991	23.3	43.4	5.3	4.4	3.9	42.1	0.0	0.0	14.0	39.0	22.5	15.0	43.4
1992	10.5	24.5	19.3	34.3	0.0	0.0	12.2	1.6	6.4	7.4	8.9	16.9	34.3
1993	39.3	21.3	44.3	45.0	7.9	3.3	7.2	0.0	25.4	23.9	60.0	41.5	60.0
1994	31.5	21.6	27.7	48.4	6.1	17.3	13.7	5.0	12.2	3.5	33.5	19.6	48.4
1995	8.7	16.3	28.9	28.9	7.6	1.8	2.4	0.0	7.1	36.9	26.4	40.7	40.7
1996	37.5	25.8	39.7	32.5	7.2	15.9	0.8	13.9	17.2	10.2	27.5	18.7	39.7
1997	42.0	52.6	36.8	61.1	14.5	15.0	5.4	3.4	5.7	14.1	15.1	19.6	61.1
1998	86.8	68.2	44.8	54.7	7.7	6.0	0.0	21.6	4.9	57.1	69.0	31.6	86.8
1999	32.4	46.2	48.9	6.4	15.9	16.8	3.3	12.4	19.9	52.1	31.1	17.1	52.1
2000	23.2	31.8	51.3	33.0	36.5	36.5	18.3	9.0	11.0	2.8	11.2	19.0	51.3
2001	43.5	32.8	26.5	32.2	24.6	5.2	9.3	4.8	13.2	39.1	71.9	23.1	71.9
2002	23.3	27.0	25.0	38.9	61.6	8.6	33.9	0.0	38.9	67.1	27.8	24.5	67.1
2003	20.6	15.7	62.5	39.5	14.4	7.7	1.5	12.9	15.1	21.0	30.0	44.5	62.5
2004	31.5	31.8	46.1	18.0	8.4	6.3	2.9	3.0	38.6	23.0	62.2	68.8	68.8
2005	17.8	35.0	26.8	21.3	9.8	11.8	5.9	4.6	13.0	53.5	11.7	35.1	53.5
2006	45.9	43.0	26.8	41.8	6.2	13.4	10.6	3.2	8.9	20.0	14.6	63.2	63.2
2007	17.5	18.8	75.0	17.5	26.8	3.5	20.7	10.0	4.3	46.7	35.0	28.8	75.0
2008	53.7	61.0	29.0	11.9	41.8	22.1	6.6	3.4	4.5	21.5	30.3	26.2	61.0
2009	70.1	41.3	31.5	52.9	11.2	15.2	3.4	9.3	7.7	9.9	39.7	36.7	70.1
2010	7.8	79.4	13.7	19.4	18.6	4.5	13.6	2.8	8.1	54.8	11.9	31.3	79.4
2011	80.0	50.8	54.6	45.9	22.9	5.1	9.5	13.0	5.7	18.6	72.0	43.1	80.0
2012	47.7	57.8	55.1	34.4	5.7	3.4	2.5	0.0	15.2	11.7	29.1	26.9	57.8
<b>MEDIA</b>	<b>35.10</b>	<b>35.95</b>	<b>35.60</b>	<b>30.14</b>	<b>18.81</b>	<b>10.34</b>	<b>7.85</b>	<b>5.89</b>	<b>15.31</b>	<b>27.66</b>	<b>33.29</b>	<b>29.08</b>	<b>59.41</b>
<b>MÁXIMA</b>	<b>86.80</b>	<b>79.40</b>	<b>80.10</b>	<b>61.10</b>	<b>61.60</b>	<b>42.10</b>	<b>33.90</b>	<b>21.60</b>	<b>42.00</b>	<b>67.10</b>	<b>72.00</b>	<b>68.80</b>	<b>86.80</b>
<b>MÍNIMA</b>	<b>7.50</b>	<b>10.20</b>	<b>5.30</b>	<b>4.40</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>2.80</b>	<b>8.90</b>	<b>0.00</b>	<b>34.30</b>
<b>DESV. EST.</b>	<b>21.62</b>	<b>18.03</b>	<b>18.95</b>	<b>15.44</b>	<b>16.32</b>	<b>10.29</b>	<b>7.49</b>	<b>6.19</b>	<b>11.57</b>	<b>17.66</b>	<b>19.85</b>	<b>15.46</b>	<b>14.11</b>

*Burgá*  
MESIAS BURGA TARRILLO  
INGENIERO AGRICOLA  
Reg. CIP N° 28851

MUNICIPALIDAD DISTRITAL  
DE CHURUJA  
ROMULO LUMENCIO VARGAS MAS  
ALCALDE DISTRITAL  
DINI N° 16736950



**DATA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24**  
**HORAS (MM) HISTÓRICA ACTUALIZADA**  
**POR SENAMHI.**





DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION: CHACHAPOYAS    LAT.: 06° 12' 30"    DPTO: AMAZONAS  
 LONG.77° 52'1,8"    PROV: CHACHAPOYAS  
 CATEGORIA: " CO"    ALT.:2,490 msnm    DIST: CHACHAPOYAS

INFORMACION PLUVIOMETRICA

PRECIPITACION (mm)  
 Máxima de 24 Hrs.

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2016	9.6	24.2	18.6	8.6	6.5	11.5	2.2	18.2	9.6	13.5	16.1	37.6

ESTACION: JAZAN    LAT.: 05° 56' 41,8"    DPTO: AMAZONAS  
 LONG.77° 58'32,5"    PROV: BONGARA  
 CATEGORIA: " CO"    ALT.:1,385 msnm    DIST: JAZAN

INFORMACION PLUVIOMETRICA

PRECIPITACION (mm)  
 Máxima de 24 Hrs.

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2014	46.9	10.0	23.7	30.8	25.6	24.3	28.9	11.5	25.8	23.7	29.3	43.6
2015	80.8	44.8	32.0	31.5	19.4	8.3	14.1	17.4	14.4	20.0	21.0	45.0
2016	2.4	33.3	32.2	24.4	20.4	13.0	6.4	23.7	7.7	19.5	11.7	10.0

INFORMACION PREPARADA PARA JILDIBRAN I. NUÑEZ SILVA  
 CHICLAYO, 08 DE JUNIO DEL 2017



*[Handwritten Signature]*  
 Ing. Hugo Pantoja Tapia  
 Director Zonal 2  
 SENAMHI



PERÚ

Ministerio del Ambiente



**PRECIPITACION MÁXIMA MENSUAL (mm)  
CO. CELENDIN**

UBICACIÓN POLÍTICA:

DEPARTAMENTO : CAJAMARCA  
PROVINCIA : CELENDIN  
DISTRITO : CELENDIN

UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

LATITUD : 6° 51' 11" Sur  
LONGITUD : 78° 08' 42" Oeste  
ALTITUD : 2470 m.

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2013	28.3	9.9	30	15.2	31.6	14.2	10.7	18	2.2	27.5	12.6	26.4
2014	19.1	28.4	25.7	53.5	27.2	0.8	0.3	3.5	13.1	21.3	30	22.2
2015	32.6	6.2	29.3	28.2	24.7	4.8	1.3	0	0.5	18.6	21.1	15.6
2016	28.1	51.9	31.4	20.1	1.4	1.6	1.8	3.7	19.8	47.9	10.8	38

INFORMACION PREPARADA PARA JILDEBRAN IKE NUÑEZ SILVA.  
CAJAMARCA, 12 DE JUNIO DEL 2017



*[Signature]*  
Ing. M.Sc. Felipe Huamán Soís  
DIRECTOR ZONAL 3  
SENAMHI

Nº PRESUPUESTO - SOLICITUD 081/DZ3/2017 - 081

088

**ANEXO 02: PRESUPUESTO**  
**VIVIENDA ADOBE - PROPUESTA**  
**CARE**





## LISTADO DE INSUMOS MODULO DE ADOBE REFORZADO CON GEOMALLA EN CHINCHA (51.36 m2)



### 1.- Mano de Obra Calificada(MOC)

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
470035	TECNICO	HH	6.88	40.17	276.37	
470101	CAPATAZ	HH	6.25	51.43	321.44	
470102	OPERARIO	HH	5.00	385.72	1,928.60	<b>2,526.41</b>

### 2.- Material Industrial

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
020004	ALAMBRE GALVANIZADO # 16	KG	6.50	13.00	84.50	
020100	CLAVOS PARA MADERA C/C 1 1/2 "	KG	7.50	6.00	45.00	
020103	CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	KG	6.50	14.00	91.00	
020105	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG	6.50	5.00	32.50	
020107	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG	6.50	10.00	65.00	
020108	CLAVOS PARA MADERA C/C 5"	KG	6.50	8.00	52.00	
020409	ALAMBRE NEGRO N°16	KG	6.50	8.04	52.26	
030204	ACERO CORRUGADO Ø 3/8"	UND	22.00	2.00	44.00	
130006	ASFALTO RC-250	GLN	15.00	2.00	30.00	
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	17.50	53.00	927.50	
297103	CONECTOR DE RAFIA DE POLIETILENO	OVL	4.00	8.00	32.00	
300198	CAL, BOLSA DE 5kg	BOL	6.00	1.00	6.00	
301612	PLASTICO PROTECTOR	M2	1.50	60.00	90.00	
320402	PAJA CORTADA	M3	15.00	3.00	45.00	
391317	ESTERA DE TOTORA 4 X 2M	PZA	14.00	8.00	112.00	
435501	ANDAMIO DE MADERA	P2	4.50	40.00	180.00	
435753	CAÑA GUAYAQUIL CHANCADA 30CMx6M	UND	17.00	43.00	731.00	
435754	CAÑA GUAYAQUIL 4"x6M	UND	17.50	44.00	770.00	
436010	ROLLIZO DE EUCALIPTO DE 3' X 3 M	PZA	15.00	8.00	120.00	
436031	ROLLIZO DE EUCALIPTO DE 1 1/2" X 6.00 M	PZA	14.00	4.00	56.00	
440019	MADERA TORNILLO CEPILLADA(ESTACAS)	P2	4.60	5.70	26.22	
440020	MADERA TORNILLO CEPILLADA(REGLA)	P2	4.60	11.56	53.18	
450101	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2	4.60	110.46	508.12	
450108	MADERA TORNILLO SERRADA PARA ANDAMIO	P2	4.00	28.82	115.28	
461352	MALLA POLIPROPILENO	M2	4.00	278.00	1,112.00	
530333	DICLOTINE	CJN	4.50	6.00	27.00	
547204	PRESERVANTE PARA MADERA	GLN	29.40	3.00	88.20	<b>5,495.75</b>

### 3.- Instalaciones Electricas

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
071002	ALAMBRE AWG-TW #12	M	1.48	22.00	32.56	
071003	ALAMBRE AWG-TW #14	M	1.00	128.00	128.00	
112198	FOCOS 60 W	UND	1.00	6.00	6.00	
120930	CAJA RECTANG GALV PESADA 4"x2 1/8"x2 1/8	UND	2.00	18.00	36.00	
120949	CAJA OCTOGONAL GALV. 4" X 2 1/8 "	UND	2.00	6.00	12.00	
123115	INTERRUPTOR SIMPLE	PZA	9.50	3.00	28.50	
123116	INTERRUPTOR DOBLE	PZA	9.50	1.00	9.50	
123178	TOMACORRIENTE DOBLE	UND	9.00	4.00	36.00	
124083	INTERRUPTOR TERMOMAGNETICO 2x16 Ax240 V	UND	10.00	1.00	10.00	



125081	SOQUETES DE LOZA	UND	3.50	6.00	21.00	
290401	CINTA AISLANTE	RLL	2.50	2.00	5.00	
304637	PEGAMENTO PARA PVC	GLN	108.00	0.50	54.00	
720830	TUB. PVC SAP P/INST. ELECT. DE 5/8"	M	2.75	69.00	189.75	
725367	CODO PVC SAP 5/8"	UND	0.60	22.00	13.20	<b>581.51</b>

#### 4.- Acabados

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
304638	SILICONA	FCO	14.00	4.00	56.00	
309005	IMPRIMANTE	KG	0.60	120.00	72.00	
431393	VENTANA DE METAL 0.83 x 1.20 m	UND	160.00	3.00	480.00	
519605	PUERTA METALICA (1.05M X 2.10M)	UND	320.00	2.00	640.00	
790119	VIDRIO CATEDRAL SEMI DOBLE	P2	2.51	94.00	235.94	<b>1,483.94</b>

#### 5.- Fletes

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
320054	FLETE TERRESTRE - MATERIAL INDUSTRIAL	KG	0.20	1,500.00	300.00	
320055	TRANSP. LIMA - ICA (GEOMALLA)	M2	0.30	200.00	60.00	<b>360.00</b>

#### 6.- Herramientas y Equipos

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
491011	MEZCLADORA CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3	HM	7.00	5.78	40.46	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			142.81	<b>183.27</b>

#### 7.- Material de Zona y Aporte Comunal

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
470104	PEON (construccion vivienda)	HH	2.50	858.15	2,145.38	
175502	ADOBE 40 X 40 X 9 CM	UND	0.40	1,500.00	600.00	
175504	ADOBE 40 X 20 X 9 CM	UND	0.20	200.00	40.00	<b>2,785.38</b>

#### 8.- Material de Zona (aporte municipal)

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
040000	ARENA FINA	M3	30.64	2.00	61.28	
041122	TIERRA SELECCIONADA	M3	20.00	14.00	280.00	
050009	PIEDRA GRANDE DE 8"	M3	40.70	6.00	244.20	
050010	PIEDRA MEDIANA DE 4"	M3	37.56	3.00	112.68	
050104	ARENA GRUESA	M3	30.64	2.00	61.28	
380000	HORMIGON	M3	36.00	16.00	576.00	
390500	AGUA	M3	5.00	20.00	100.00	<b>1,435.44</b>

#### 9.- Cocina Mejorada y Baño Rural

0.13

Código	Descripción insumo	Unidad	Precio	Cantidad	Parcial	Presupuestado
	CHIMENEA DE HOJALATA	UND	30.00	1.00	30.00	
	ADOBE 40 X 20 X 9 CM	UND	100.00	0.20	20.00	
	BARRO MACERADO Y OTROS	GLB	10.00	1.00	10.00	
	PEON (cocina mejorada)	HH	2.50	40.00	100.00	
	BAÑO RURAL FIBROCEMENTO CON TAZA	UND	420.00	1.00	420.00	
	PEON (excavacion hoyo, brocal e instalacion)	HH	2.50	24.00	60.00	<b>640.00</b>

**Costo Total de la Vivienda Segura y Saludable**

**15,491.69**

**ANEXO 03: ANÁLISIS DE**  
**FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD**  
**POR ESTACIONES**



ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD DE ESTACIÓN CELENDÍN

Kolmogorov-Smirnov test	Diferencia de Delta		$\Delta_{0critico}$	$\alpha=5\%$
	Momentos Ordinarios	Momentos Lineales		
Normal	0.1371		< 0.1868	D. ACCEPT
Log N2		0.1194	< 0.1868	D. ACCEPT
Log N3	0.0987		< 0.1868	D. ACCEPT
Gamma 2	0.1309		< 0.1868	D. ACCEPT
<b>Gamma 3</b>		<b>0.0903</b>	<b>&lt; 0.1868</b>	<b>D. ACCEPT</b>
Log Pearson III		0.0948	< 0.1868	D. ACCEPT
Gumbel		0.1053	< 0.1868	D. ACCEPT
Log Gumbel		0.0981	< 0.1868	D. ACCEPT
Diferencia Delta min		<b>0.0903</b>		

PRECIPITACIÓN MÁXIMA GAMMA 3 PARÁMETROS	
PERIODO DE RETORNO	Pmax
500	97.93
200	90.04
100	83.89

ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD DE ESTACIÓN CHACHAPOYAS

Kolmogorov-Smirnov test	Diferencia de Delta		$\Delta_{0critico}$		$\alpha=5\%$
	Momentos Ordinarios	Momentos Lineales			
Normal	0.1315		<	0.1868	D. ACCEPT
Log N2		0.1016	<	0.1868	D. ACCEPT
Log N3	0.0815		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 2	0.1154		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 3	0.9815		<	0.1868	NO AJUSTADO
<b>Log Pearson III</b>	<b>0.0765</b>		<b>&lt;</b>	<b>0.1868</b>	<b>D. ACCEPT</b>
Gumbel	0.0832		<	0.1868	D. ACCEPT
Log Gumbel		0.106	<	0.1868	D. ACCEPT
<b>Diferencia Delta min</b>		<b>0.0765</b>			

PRECIPITACION MAXIMA LOG PEARSON TIPO III	
PERIODO DE RETORNO	Pmax
500	109.35
200	95.68
100	86.02

**ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD DE ESTACIÓN JAMALCA**

Kolmogorov-Smirnov test	Diferencia de Delta		$\Delta_{0critico}$		$\alpha=5\%$
	Momentos Ordinarios	Momentos Lineales			
Normal		0.1367	<	0.1868	D. ACCEPT
<b>Log N2</b>	<b>0.0455</b>		<b>&lt;</b>	<b>0.1868</b>	<b>D. ACCEPT</b>
Log N3	0.0498		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 2	0.0753		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 3	0.0558		<	0.1868	D. ACCEPT
Log Pearson III		0.9815	<	0.1868	NO AJUSTADO
Gumbel		0.0673	<	0.1868	D. ACCEPT
Log Gumbel	0.1009		<	0.1868	D. ACCEPT
<b>Diferencia Delta min</b>		<b>0.0455</b>			

<b>PRECIPITACION MAXIMA LOG NORMAL 2 PARAMETROS</b>	
<b>PERIODO DE RETORNO</b>	<b>Pmax</b>
<b>500</b>	211.67
<b>200</b>	183.3
<b>100</b>	162.78

ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD DE ESTACIÓN JAZAN

Kolmogorov-Smirnov test	Diferencia de Delta		$\Delta_{0critico}$		$\alpha=5\%$
	Momentos Ordinarios	Momentos Lineales			
Normal	0.1101		<	0.1868	D. ACCEPT
Log N2	0.0674		<	0.1868	D. ACCEPT
Log N3	0.0424		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 2	0.0821		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 3	0.9815		<	0.1868	NO AJUSTADO
<b>Log Pearson III</b>		<b>0.0406</b>	<b>&lt;</b>	<b>0.1868</b>	<b>D. ACCEPT</b>
Gumbel		0.0473	<	0.1868	D. ACCEPT
Log Gumbel		0.0533	<	0.1868	D. ACCEPT
Diferencia Delta min		<b>0.0406</b>			

PRECIPITACION MAXIMA LOG PEARSON TIPO III	
PERIODO DE RETORNO	Pmax
<b>500</b>	99.83
<b>200</b>	87.56
<b>100</b>	78.97

**ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD DE ESTACIÓN JUMBILLA**

Kolmogorov-Smirnov test	Diferencia de Delta		$\Delta_{0critico}$	$\alpha=5\%$
	Momentos ordinarios	Momentos Lineales		
Normal	0.0972		< 0.1868	D. ACCEPT
Log N2		0.1148	< 0.1868	D. ACCEPT
<b>Log N3</b>	<b>0.0863</b>		<b>&lt; 0.1868</b>	<b>D. ACCEPT</b>
Gamma 2	0.1013		< 0.1868	D. ACCEPT
Gamma 3	0.0934		< 0.1868	D. ACCEPT
Log Pearson III		0.1309	< 0.1868	D. ACCEPT
Gumbel	0.1172		< 0.1868	D. ACCEPT
Log Gumbel	0.1676		< 0.1868	D. ACCEPT
<b>Diferencia Delta min</b>		<b>0.0863</b>		

<b>PRECIPITACION MAXIMA LOG NORMAL 3 PARAMETROS</b>	
<b>PERIODO DE RETORNO</b>	<b>Pmax</b>
<b>500</b>	22.92
<b>200</b>	21.77
<b>100</b>	20.83

ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD DE ESTACIÓN LEIMEBAMBA

Kolmogorov-Smirnov test	Diferencia de Delta		$\Delta_{0critico}$		$\alpha=5\%$
	Momentos Ordinarios	Momentos Lineales			
Normal		0.1196	<	0.1868	D. ACCEPT
Log N2		0.0939	<	0.1868	D. ACCEPT
Log N3	0.0974		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 2	0.0951		<	0.1868	D. ACCEPT
<b>Gamma 3</b>	<b>0.0922</b>		<b>&lt;</b>	<b>0.1868</b>	<b>D. ACCEPT</b>
Log Pearson III	0.9815		<	0.1868	NO AJUSTADO
Gumbel	0.1182		<	0.1868	D. ACCEPT
Log Gumbel	0.1561		<	0.1868	D. ACCEPT
Diferencia Delta min		<b>0.0922</b>			

PRECIPITACION MAXIMA LOG PEARSON TIPO III	
PERIODO DE RETORNO	Pmax
500	64.28
200	61.05
100	58.46

**ANÁLISIS DE FRECUENCIA - AJUSTE DE BONDAD DE ESTACIÓN MAGUNCHAL**

Kolmogorov-Smirnov test	Diferencia de Delta		$\Delta_{0critico}$		$\alpha=5\%$
	Momentos Ordinarios	Momentos Lineales			
Normal		0.1054	<	0.1868	D. ACCEPT
Log N2		0.0708	<	0.1868	D. ACCEPT
Log N3	0.0812		<	0.1868	D. ACCEPT
Gamma 2	0.0864		<	0.1868	D. ACCEPT
<b>Gamma 3</b>		<b>0.0637</b>	<b>&lt;</b>	<b>0.1868</b>	<b>D. ACCEPT</b>
Log Pearson III		0.9815	<	0.1868	NO AJUSTADO
Gumbel		0.0745	<	0.1868	D. ACCEPT
Log Gumbel		0.0871	<	0.1868	D. ACCEPT
<b>Diferencia Delta min</b>		<b>0.0637</b>			

<b>PRECIPITACION MAXIMA GAMMA 3 PARAMETROS</b>	
<b>PERIODO DE RETORNO</b>	<b>Pmax</b>
<b>500</b>	101.86
<b>200</b>	96.28
<b>100</b>	91.81



# **ANEXOS - PLANOS DEL ESTUDIO**

**ANEXO 04: MAPA DE UBICACIÓN**  
**DE LA CUENCA UTCUBAMBA**



# CUENCA ALTA UTCUBAMBA

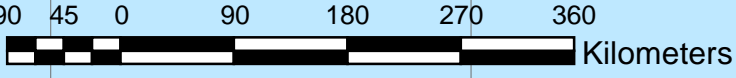
ÁREA DE LA CUENCA (KM <sup>2</sup> )	PERÍMETRO DE LA CUENCA (KM)	LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (KM)	ÍNDICE DE COMPACIDAD
5,418.12	487.01	184.61	1.85

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

PLANO: MAPA UBICACIÓN GEORAFICA D ELA CUENCA UTCUBAMBA

UBICACIÓN:	TESISTA: BACH. ING. JILDIBRÁN IKE NUÑEZ SILVA	LAMINA:
C. POBLADO : NARANJITOS	ASESOR: M.Cs. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO	<b>U-01</b>
DISTRITO : CAJARURO	ESCALA: 1/5'000,000	
PROVINCIA : BONGARA	FECHA: ago-17	
REGIÓN : AMAZONAS	DATUM: UTM - WGS84 17S	





Colombia

Peru

Brasil

Bolivia

Chile

**CUENCA ALTA UTCUBAMBA**

OCEANO PACIFICO

**LEYENDA**

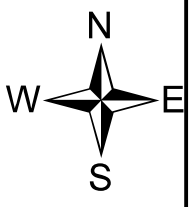
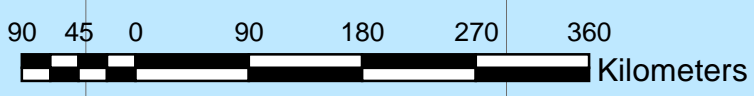
- Límite de unidad hidrográfica N1
- Límite Fronterizo
- Límite unidad hidrográfica N 6
- Lago Titicaca
- 1 Región Hidrográfica del Pacífico
- 4 Región Hidrográfica del Amazonas
- 0 Región Hidrográfica del Titicaca
- Cuenca Utcubamba

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

PLANO: MAPA UBICACIÓN HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA UTCUBAMBA

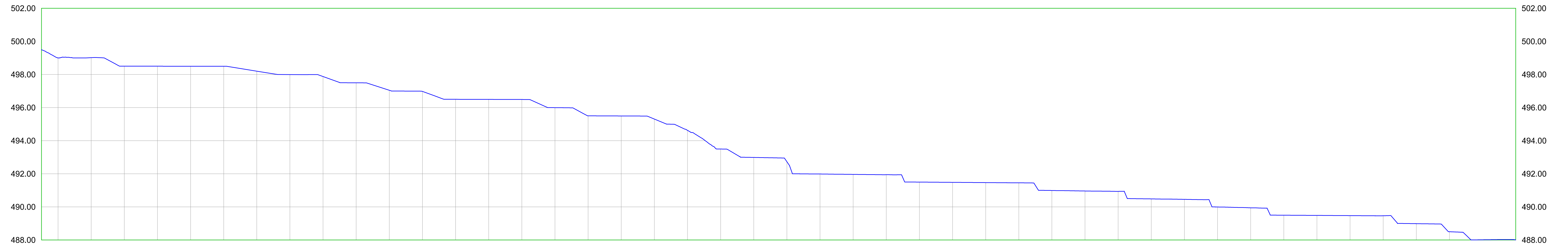
UBICACIÓN:	TESISTA: BACH. ING. JILDIBRÁN IKE NÚÑEZ SILVA	LAMINA:
C. POBLADO : NARANJITOS	ASESOR: M.Cs. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO	<b>U-02</b>
DISTRITO : CAJARURO	ESCALA: 1/5'000,000	
PROVINCIA : BONGARA	FECHA: oct-17	
REGIÓN : AMAZONAS	DATUM: UTM - WGS84 17S	



**ANEXO 05: PLANO TOPOGRÁFICO**  
**DE LA ZONA DE ESTUDIO**

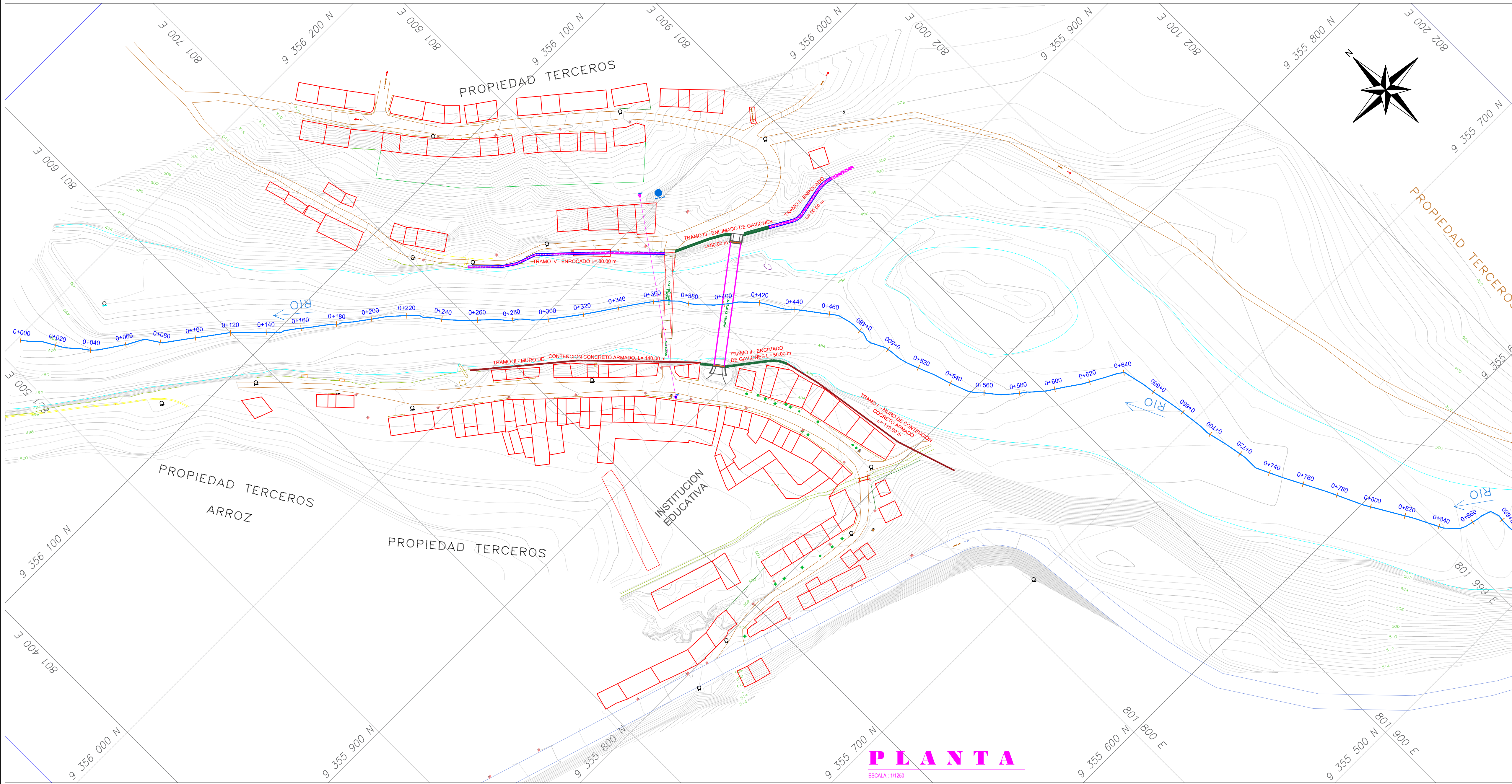


**PERFIL LONGITUDINAL RIO UTCUBAMBA  
CENTRO POBLADO NARANJITOS**



COTA DE TERRENO	PROGRESIVA
499.50	0+880
499.00	0+880
499.02	0+860
498.50	0+840
498.50	0+820
498.50	0+800
498.49	0+780
498.20	0+760
497.99	0+740
497.87	0+720
497.49	0+700
497.04	0+680
496.97	0+660
496.50	0+640
496.49	0+620
496.49	0+600
495.99	0+580
495.50	0+560
495.49	0+540
495.30	0+520
494.62	0+500
493.49	0+480
492.99	0+460
492.73	0+440
491.99	0+420
491.96	0+400
491.94	0+380
491.50	0+360
491.48	0+340
491.47	0+320
491.45	0+300
490.99	0+280
490.96	0+260
490.94	0+240
490.48	0+220
490.45	0+200
489.99	0+180
489.94	0+160
489.49	0+140
489.48	0+120
489.47	0+100
489.46	0+080
488.98	0+060
488.50	0+040
488.01	0+020
488.00	0+000

**PERFIL LONGITUDINAL DE RIO (TRAMO CP NARANJITOS)**  
ESCALA: H=1:1,000  
H=1:100



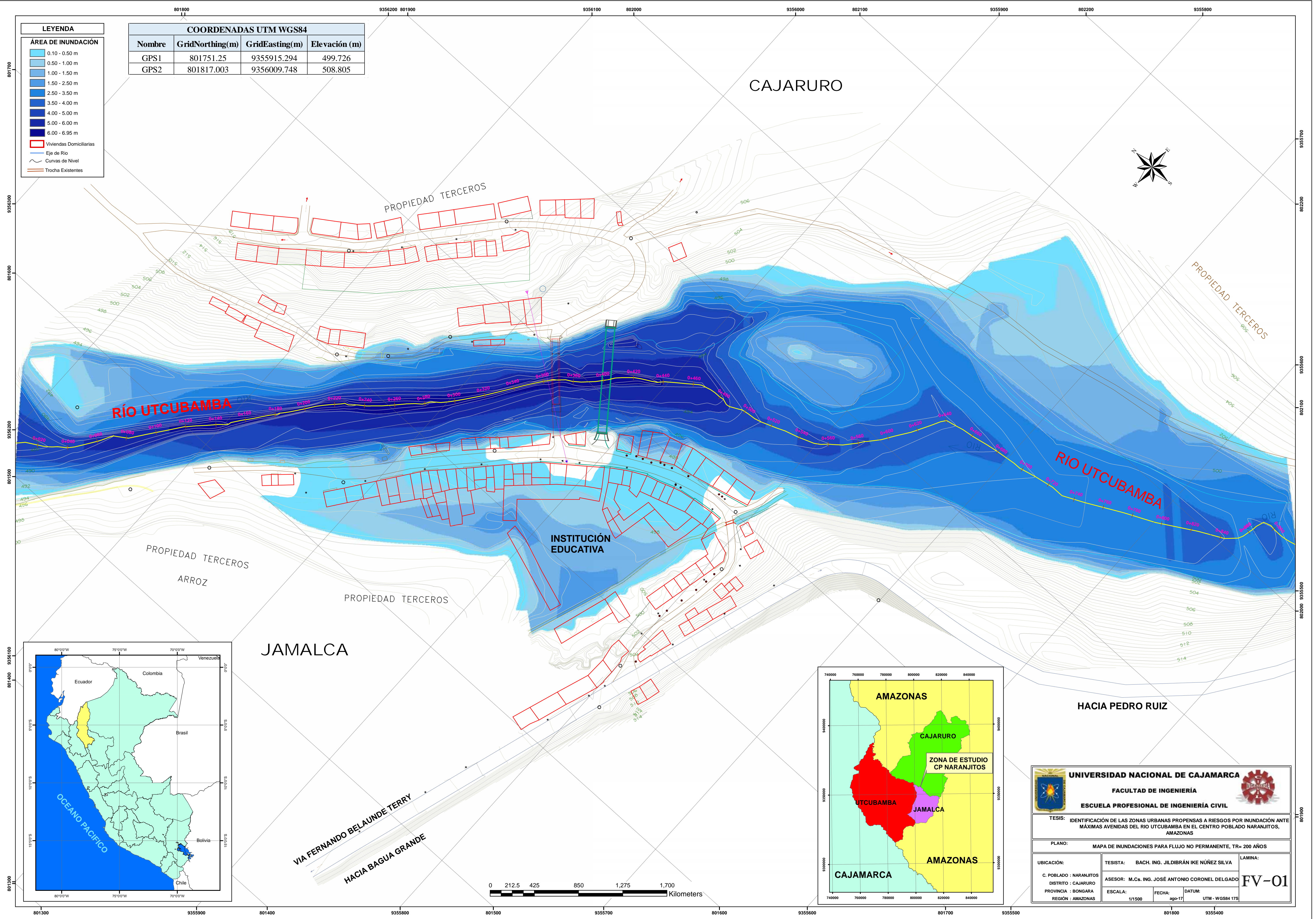
**PLANTA**  
ESCALA: 1:1250

 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</b>		
<b>TESIS:</b> IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS		
<b>PLANO:</b> PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL		
<b>TESISTA:</b> BACH. ING. JILDIRAN IKE NÚÑEZ SILVA		
<b>ASESOR:</b> MSC. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO		
<b>UBICACIÓN:</b> C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : BONGARA REGIÓN : AMAZONAS	<b>ESCALA:</b> INDICADA FECHA: JUL-2017 DATUM: UTM - VGS84 17S	<b>LAMINA:</b> <h1>PP-01</h1>



**ANEXO 06: MAPA DE**  
**INUNDACIONES PARA FLUJO**  
**VARIADO NO PERMANENTE**





**LEYENDA**

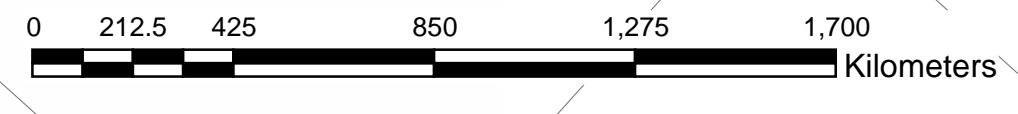
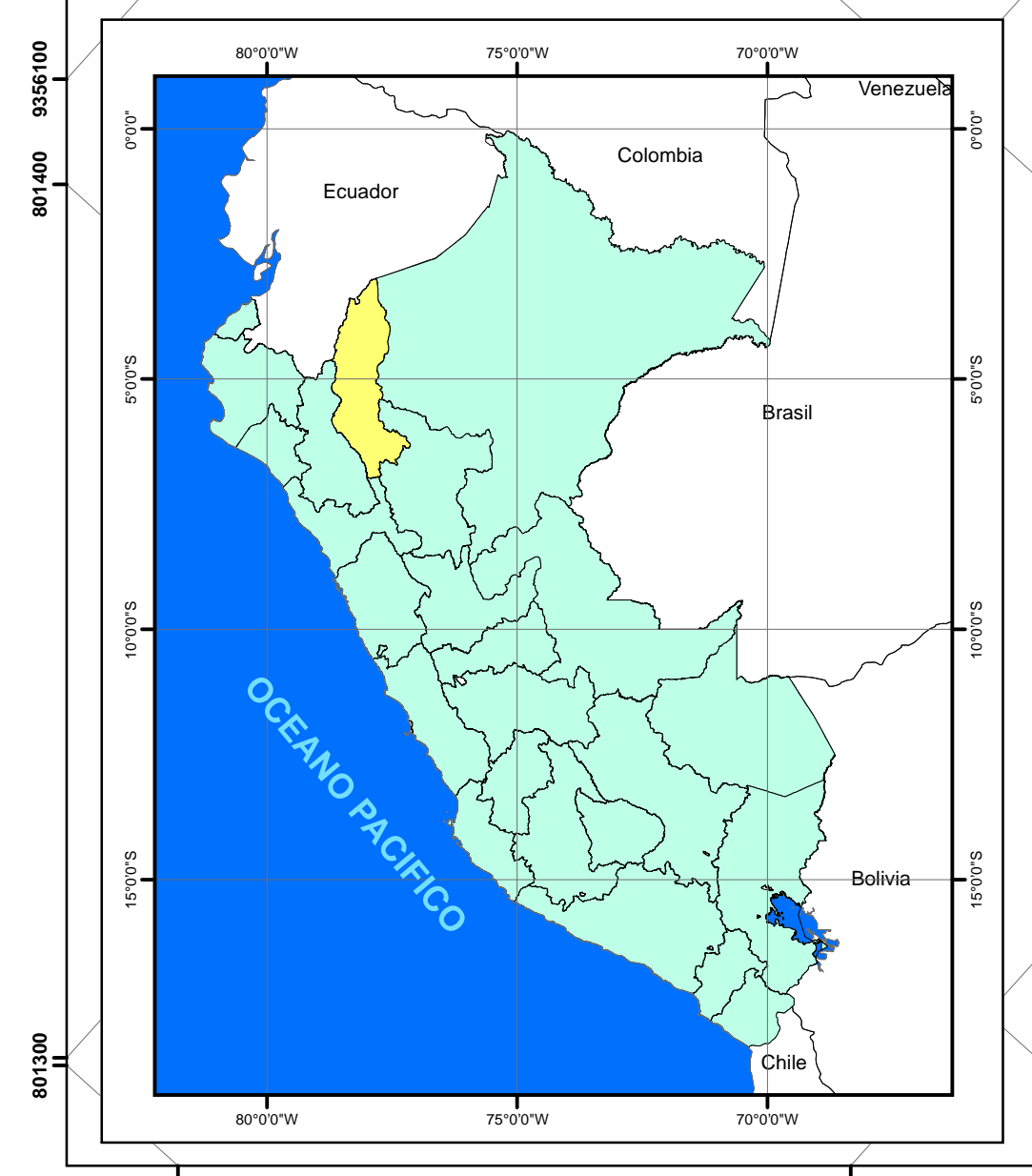
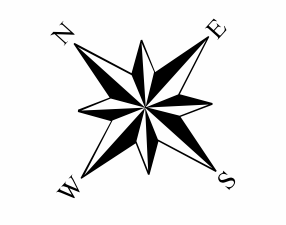
**ÁREA DE INUNDACIÓN**

- 0.10 - 0.50 m
- 0.50 - 1.00 m
- 1.00 - 1.50 m
- 1.50 - 2.50 m
- 2.50 - 3.50 m
- 3.50 - 4.00 m
- 4.00 - 5.00 m
- 5.00 - 6.00 m
- 6.00 - 6.95 m

Viviendas Domiciliarias  
Eje de Río  
Curvas de Nivel  
Trocha Existentes

**COORDENADAS UTM WGS84**

Nombre	GridNorthing(m)	GridEasting(m)	Elevación (m)
GPS1	801751.25	9355915.294	499.726
GPS2	801817.003	9356009.748	508.805



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RÍO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

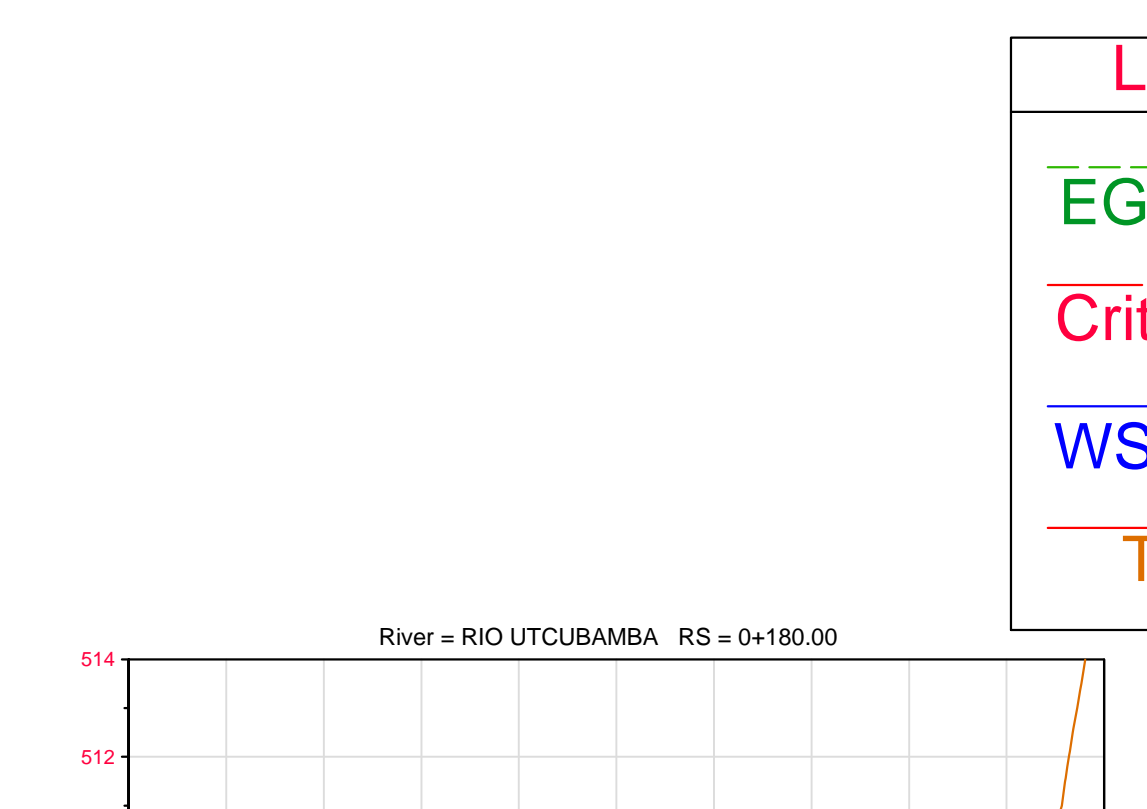
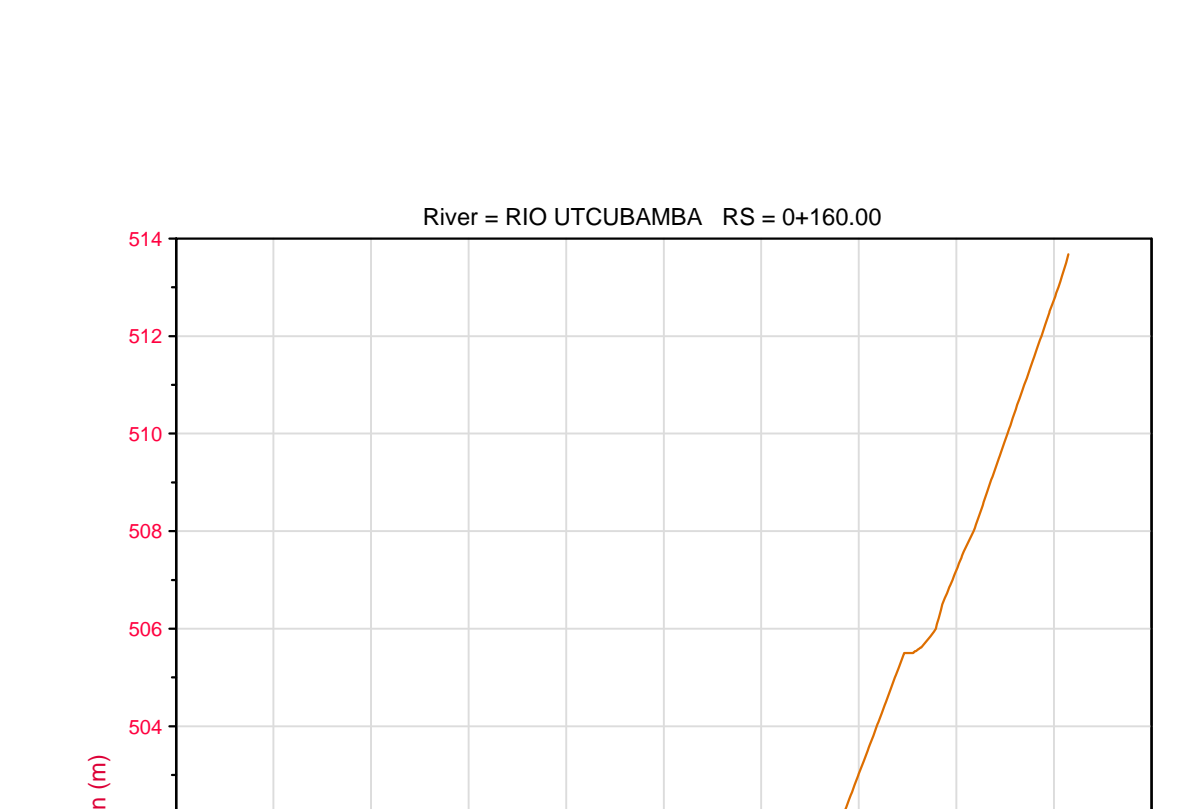
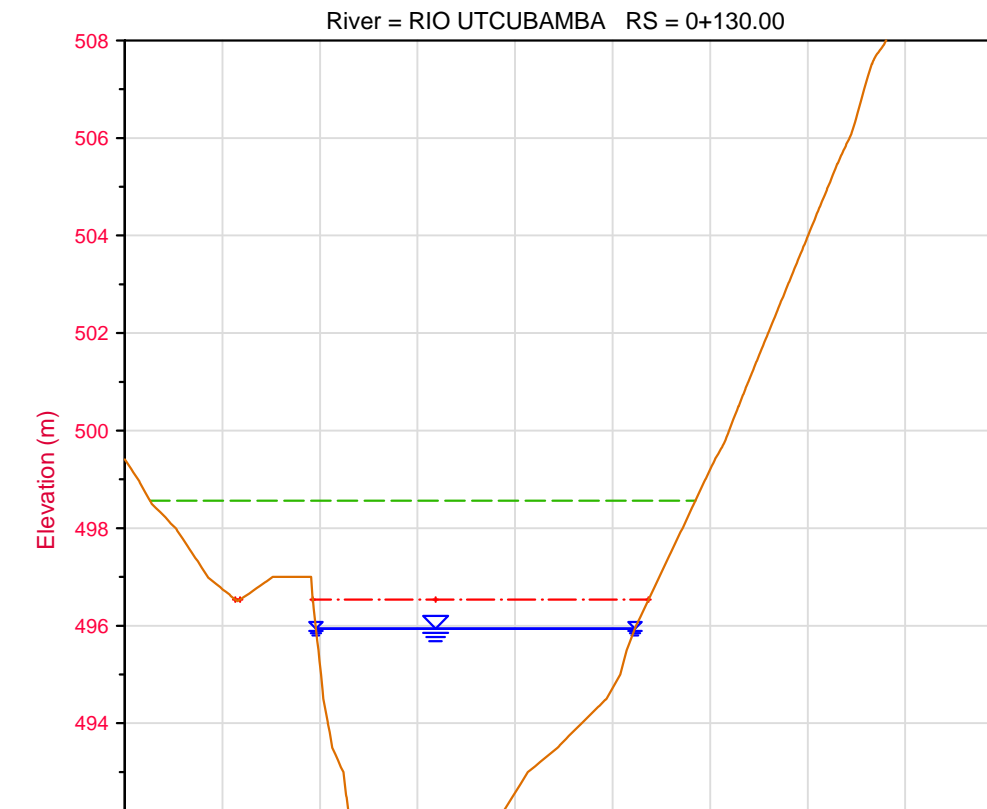
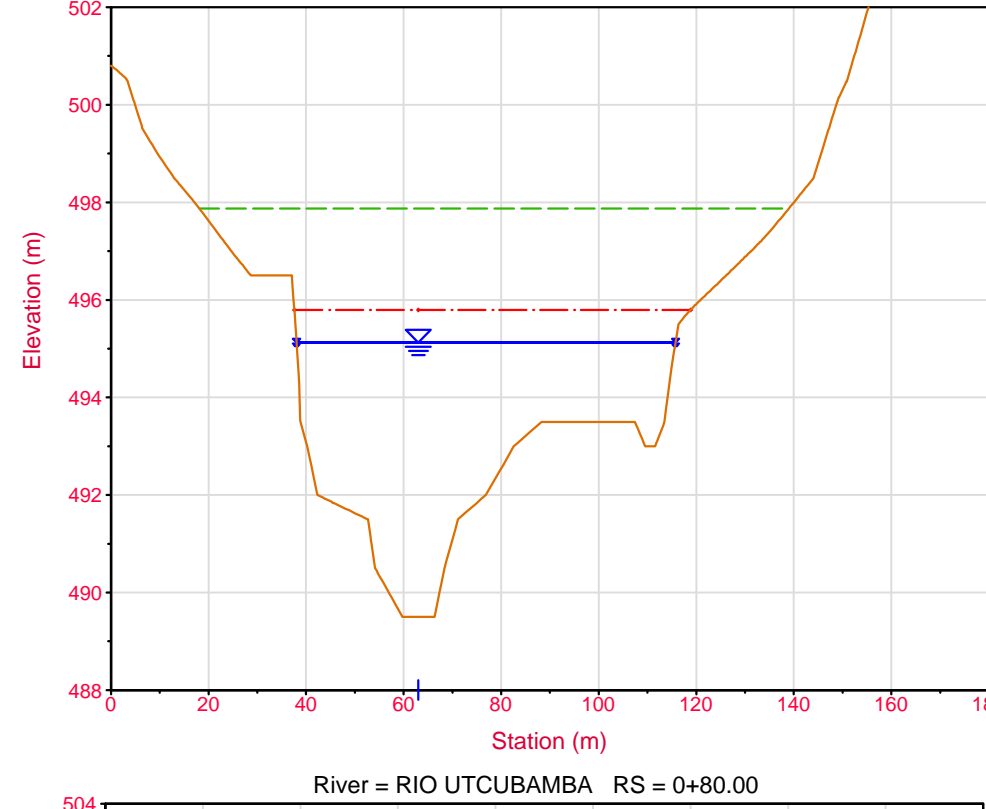
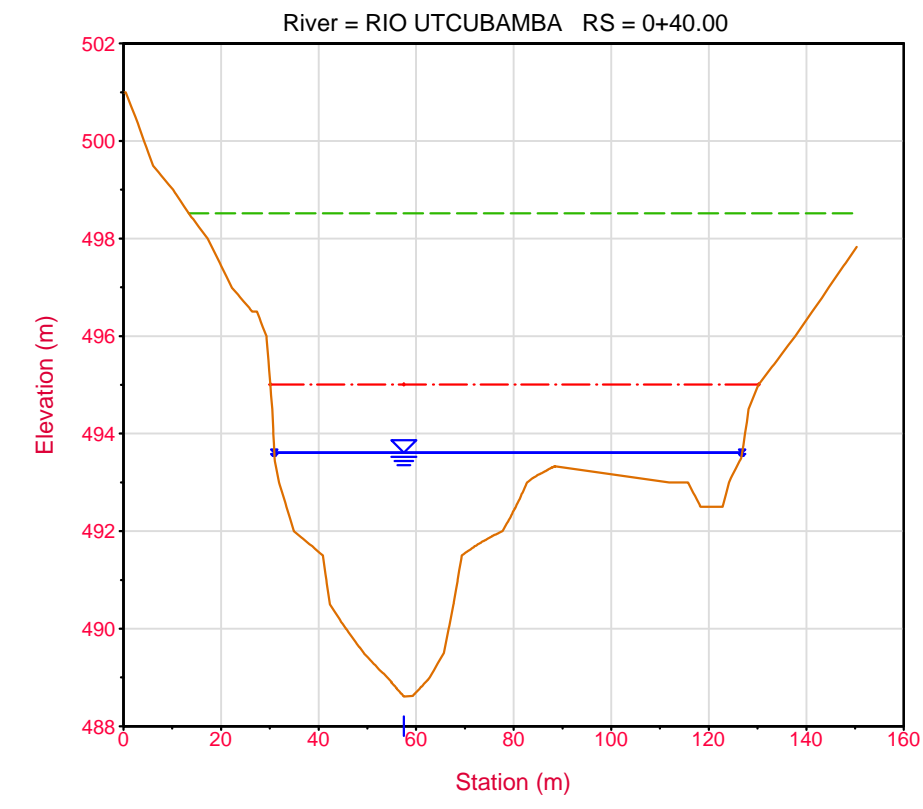
PLANO: MAPA DE INUNDACIONES PARA FLUJO NO PERMANENTE, TR= 200 AÑOS

UBICACIÓN: C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : BONGARA REGIÓN : AMAZONAS	TESISTA: BACH. ING. JILDIRÁN IKE NÚÑEZ SILVA ASESOR: M.Cs. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO	LAMINA: <b>FV-01</b>
--	---	-------------------------

ESCALA: 1/1500    FECHA: 30-17    DATUM: UTM - WGS84 17S

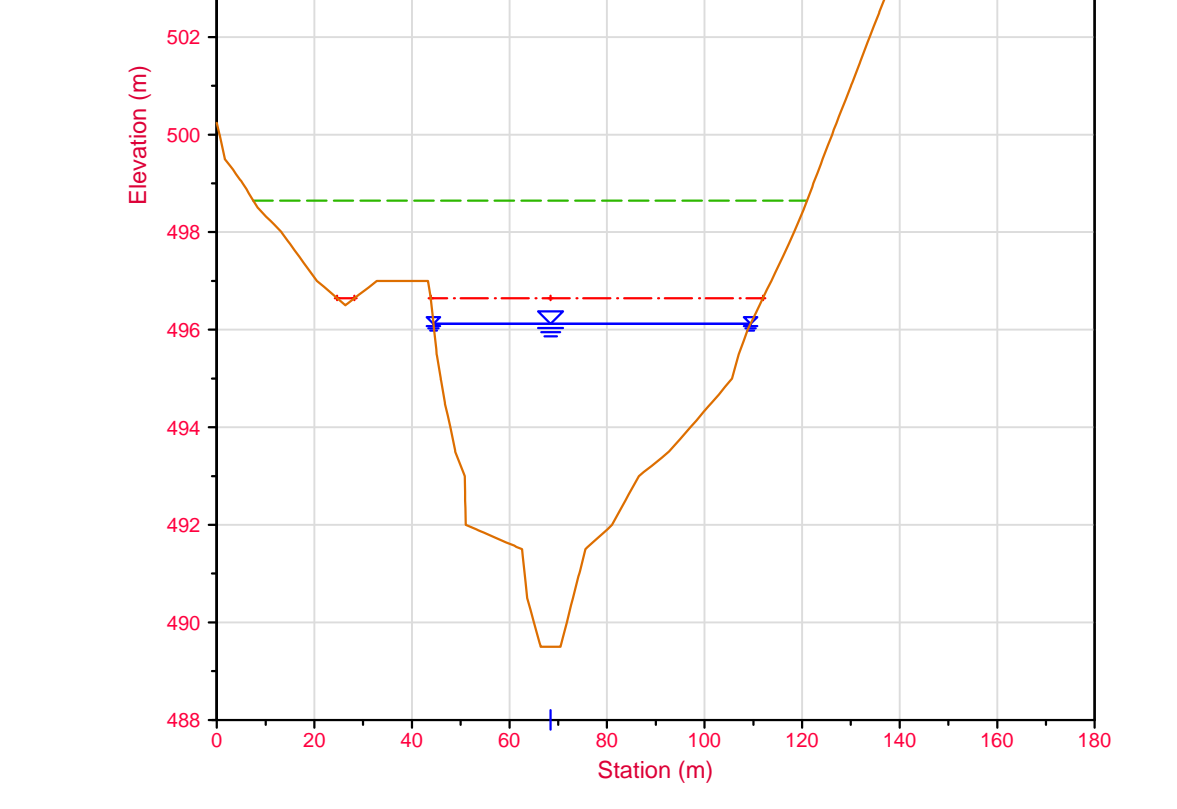
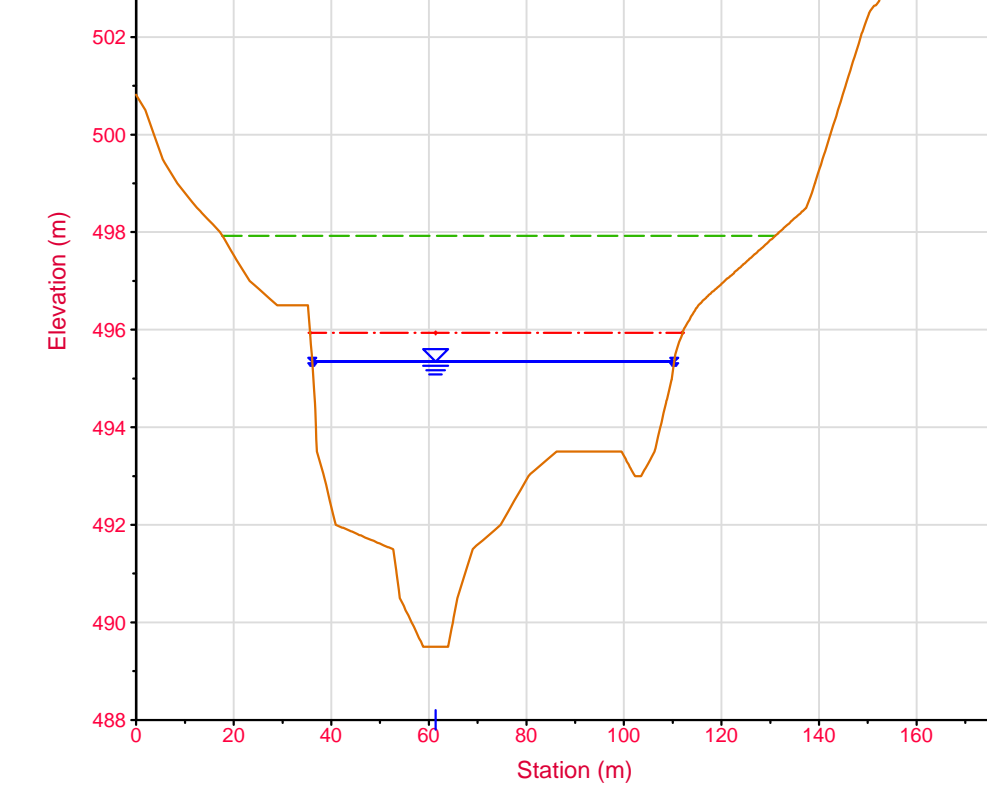
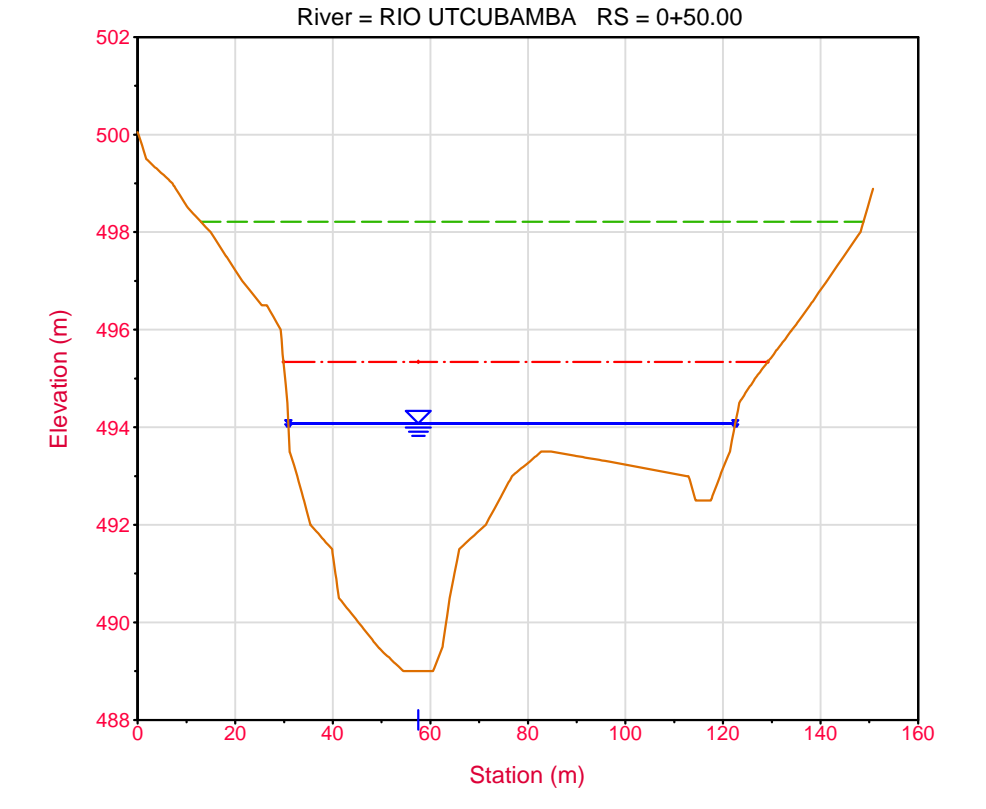
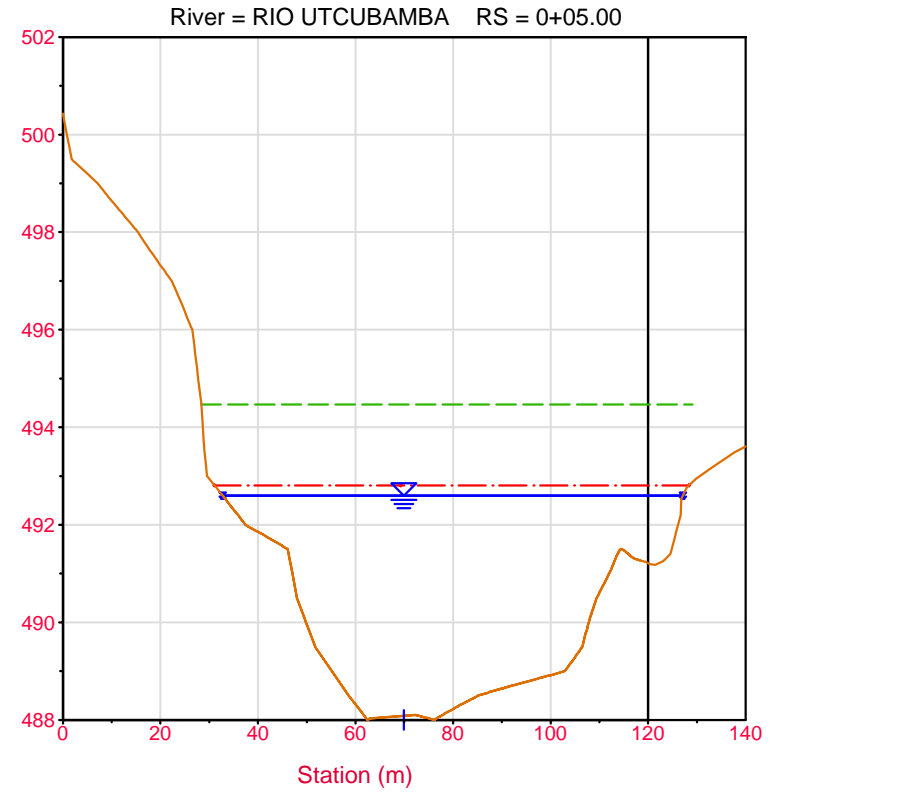
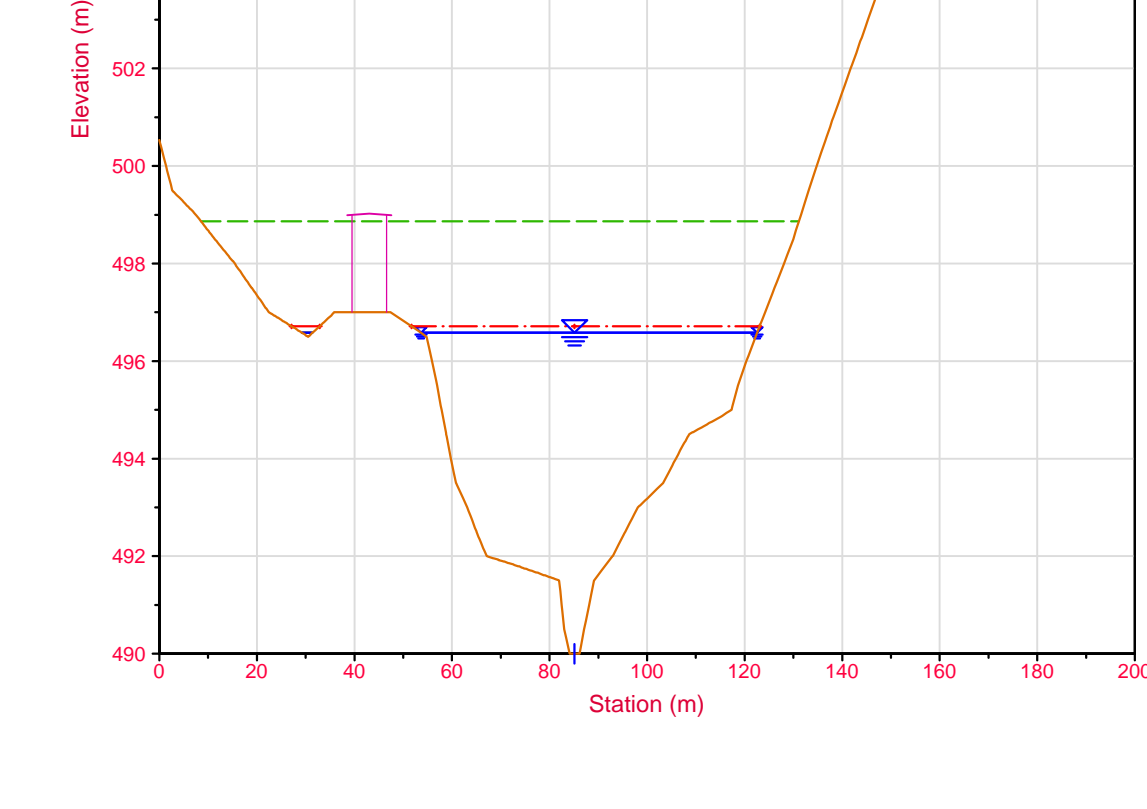
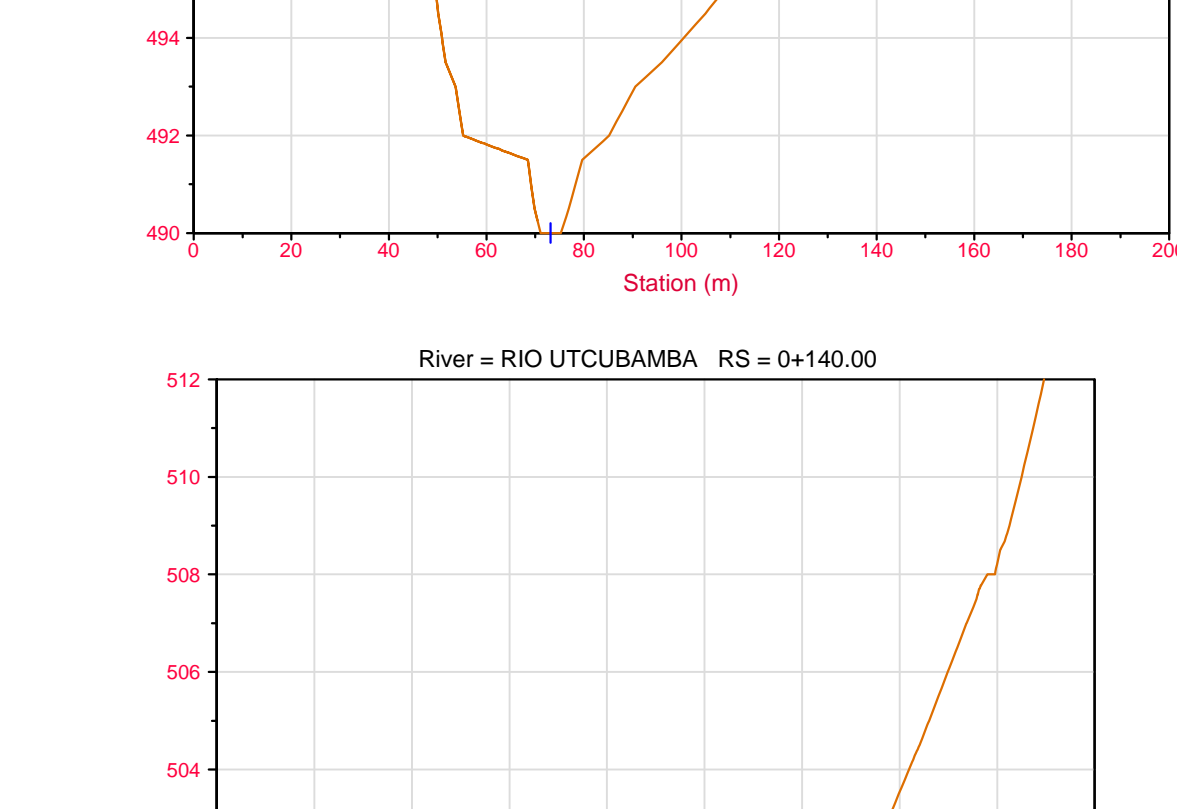
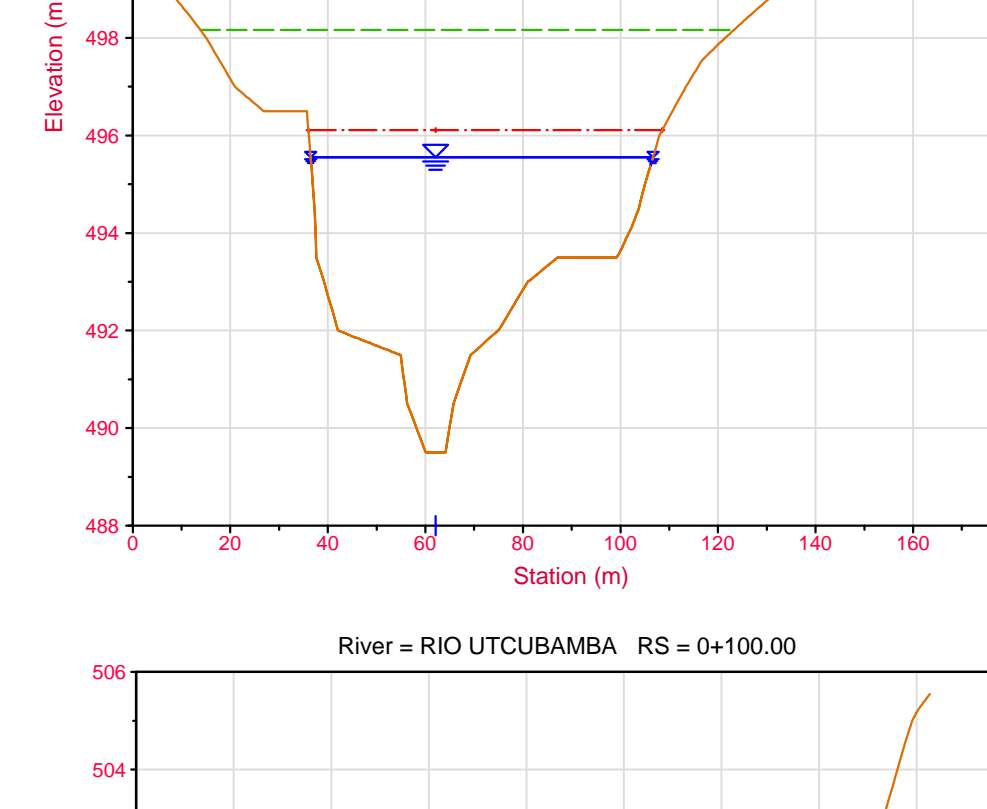
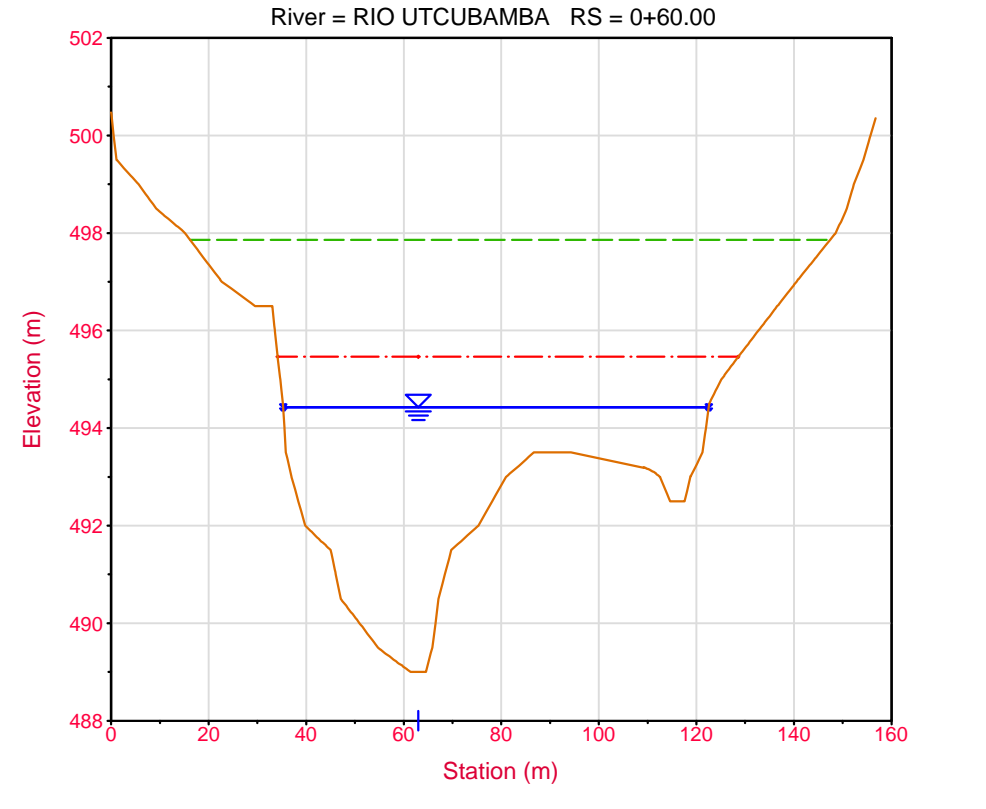
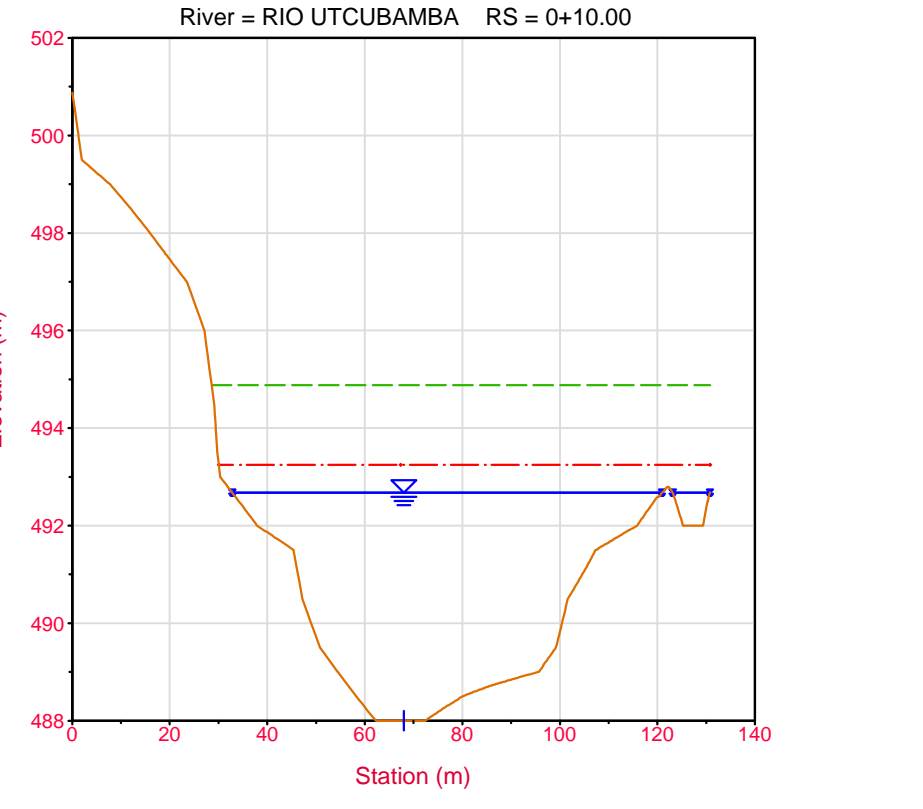
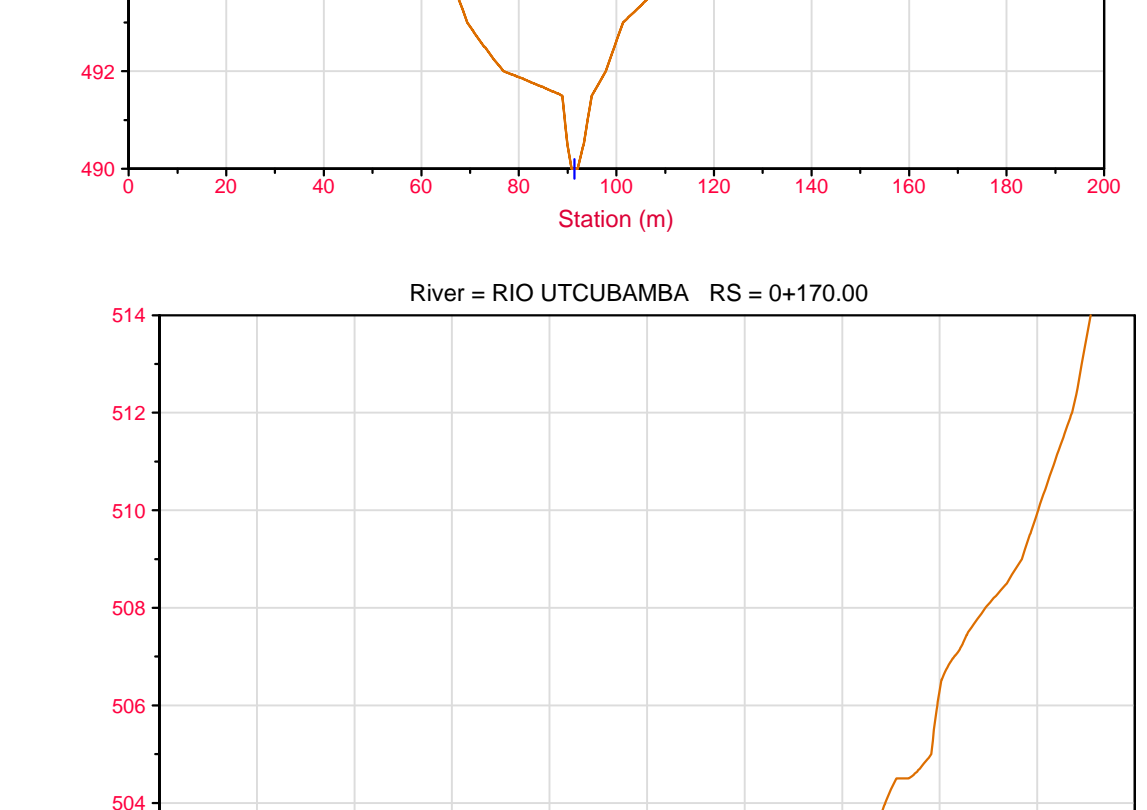
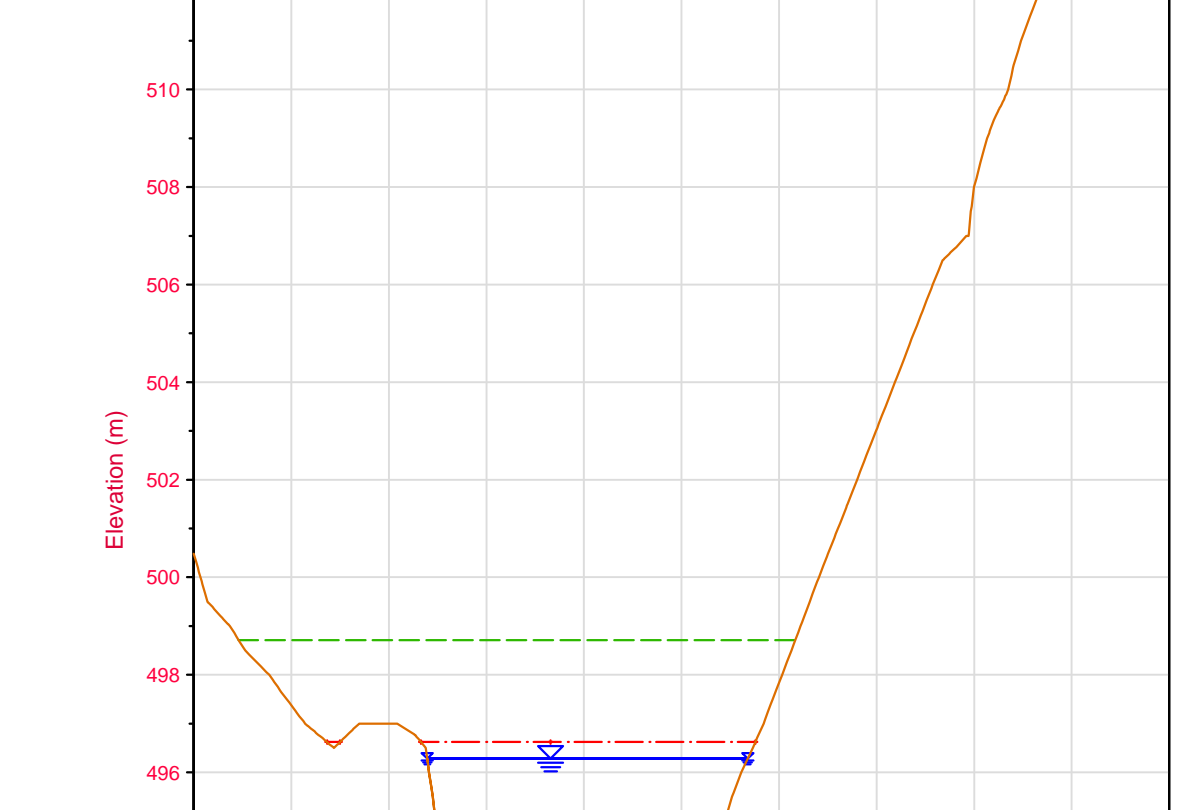
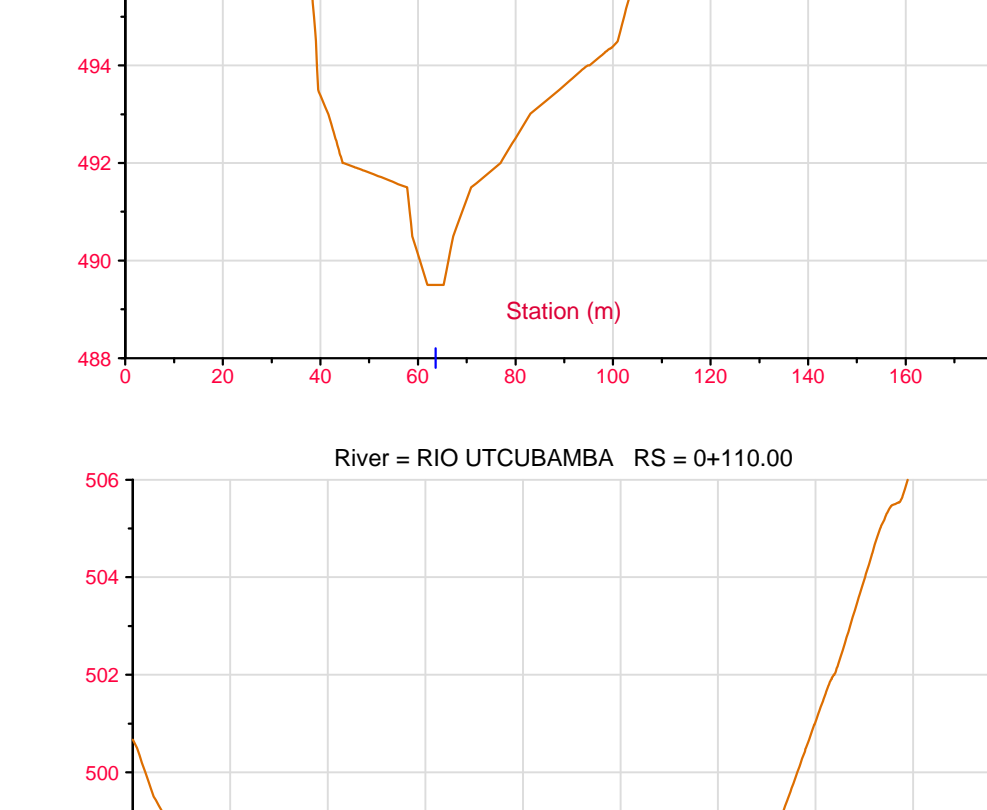
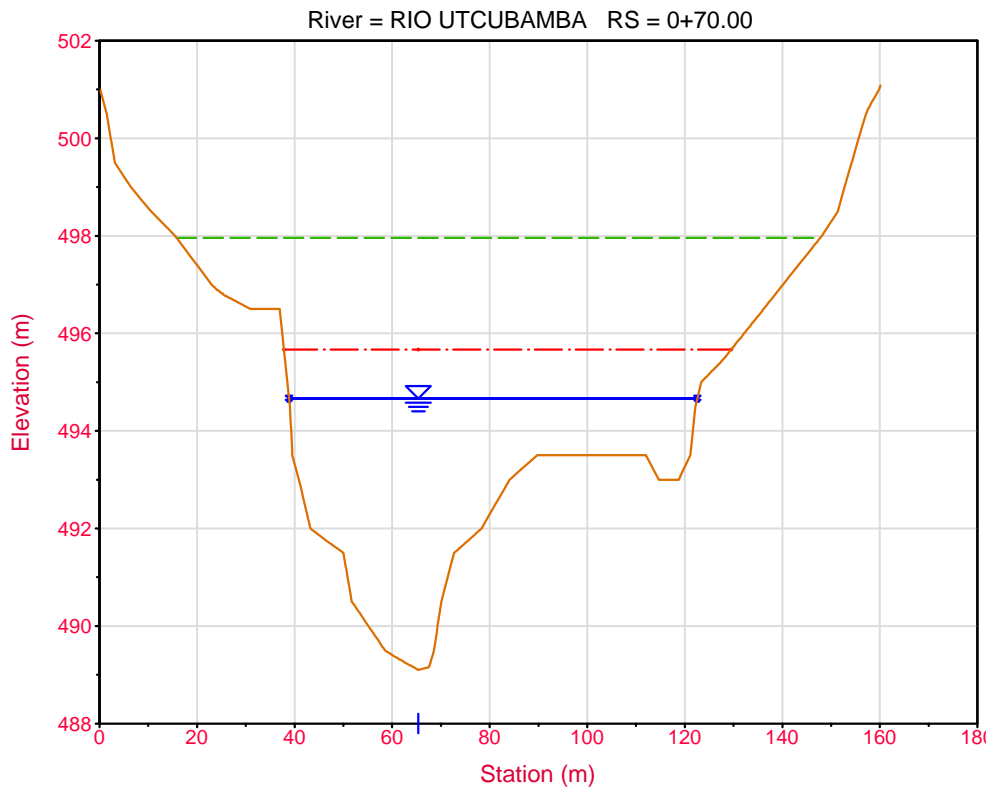
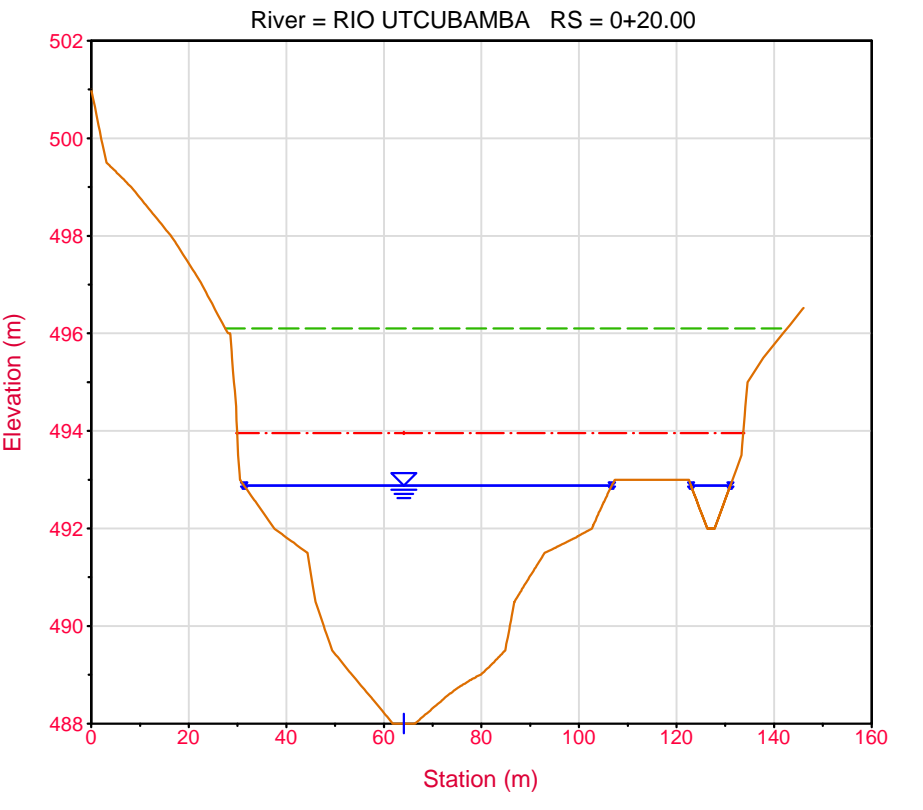
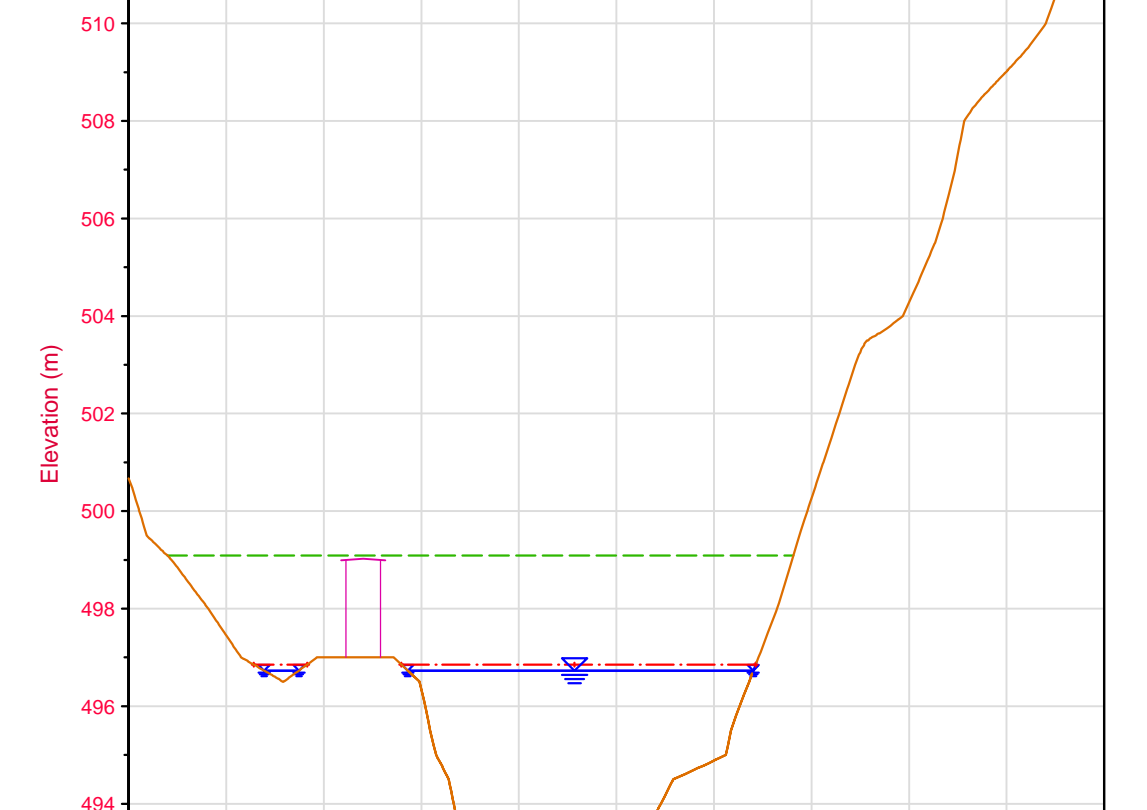
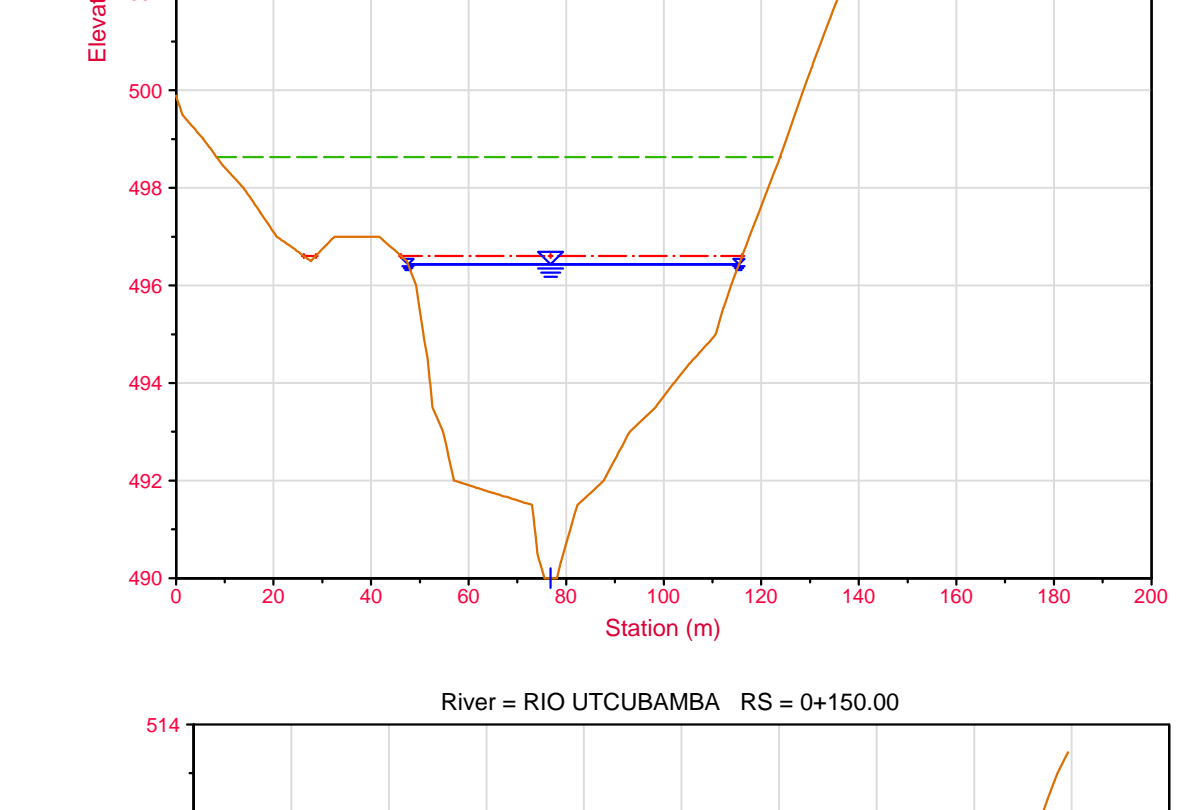
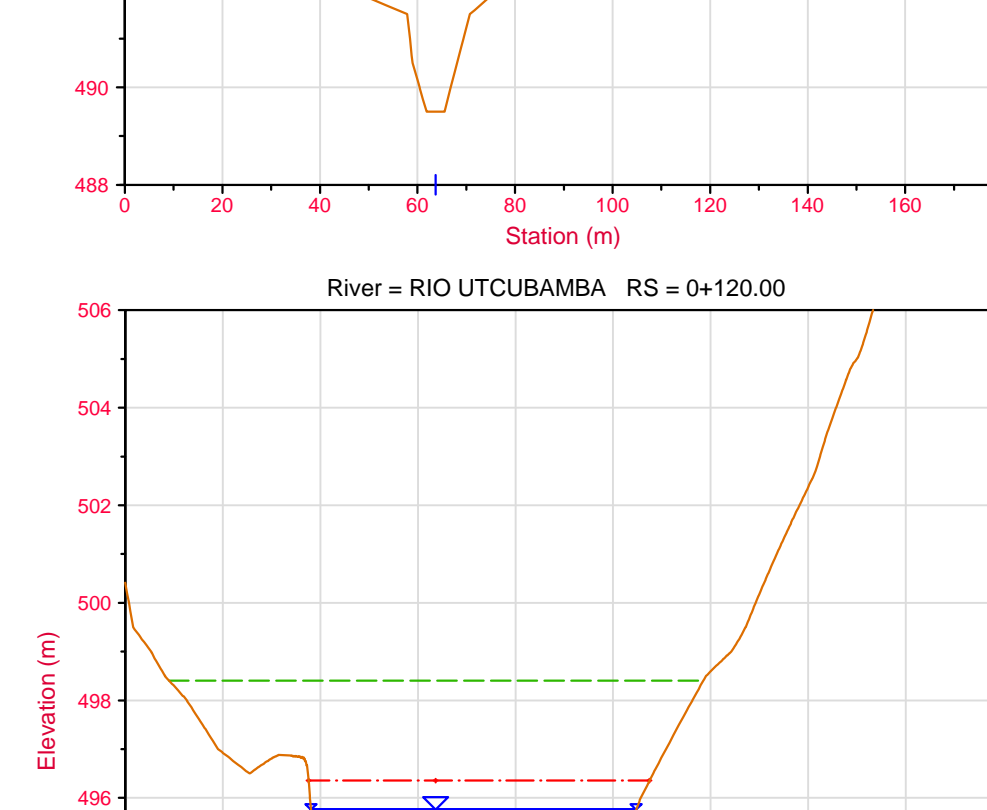
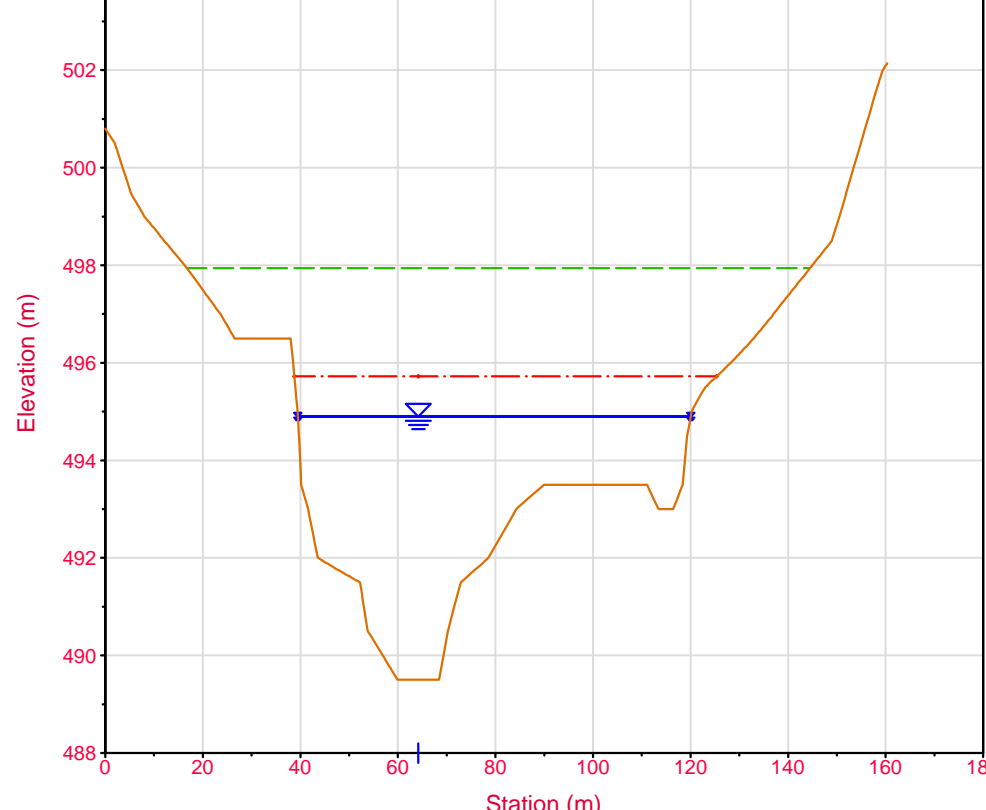
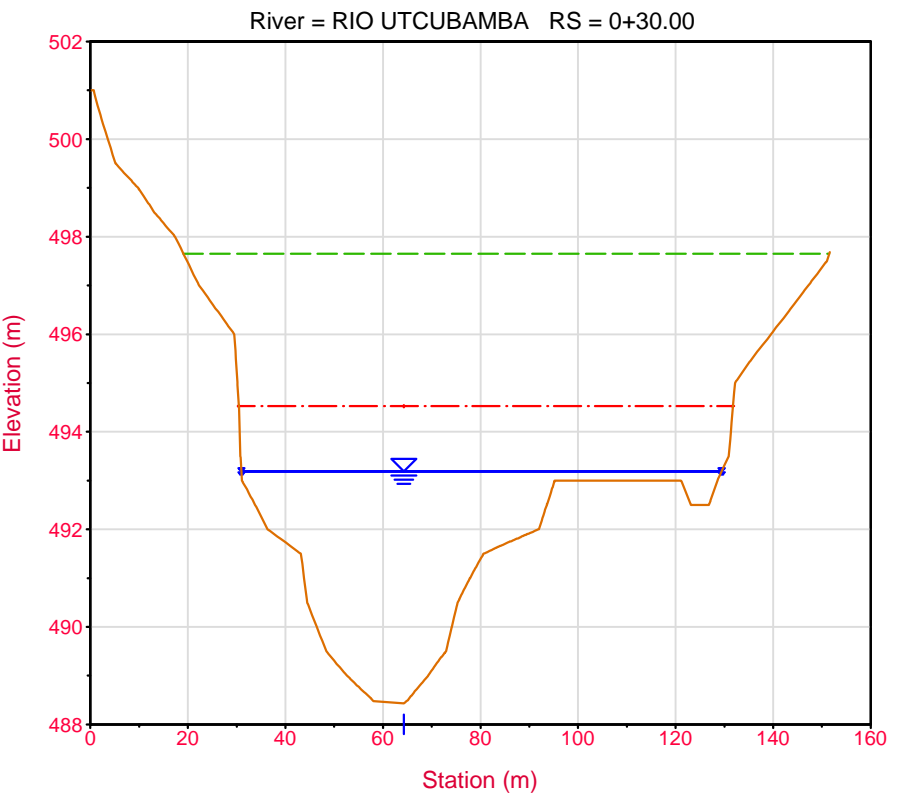




**ANEXO 07: PLANOS DE SECCIONES**  
**TRANSVERSALES DEL RIO –**  
**RESULTADOS MODELAMIENTO**  
**HIDRÁULICO HEC-RAS**

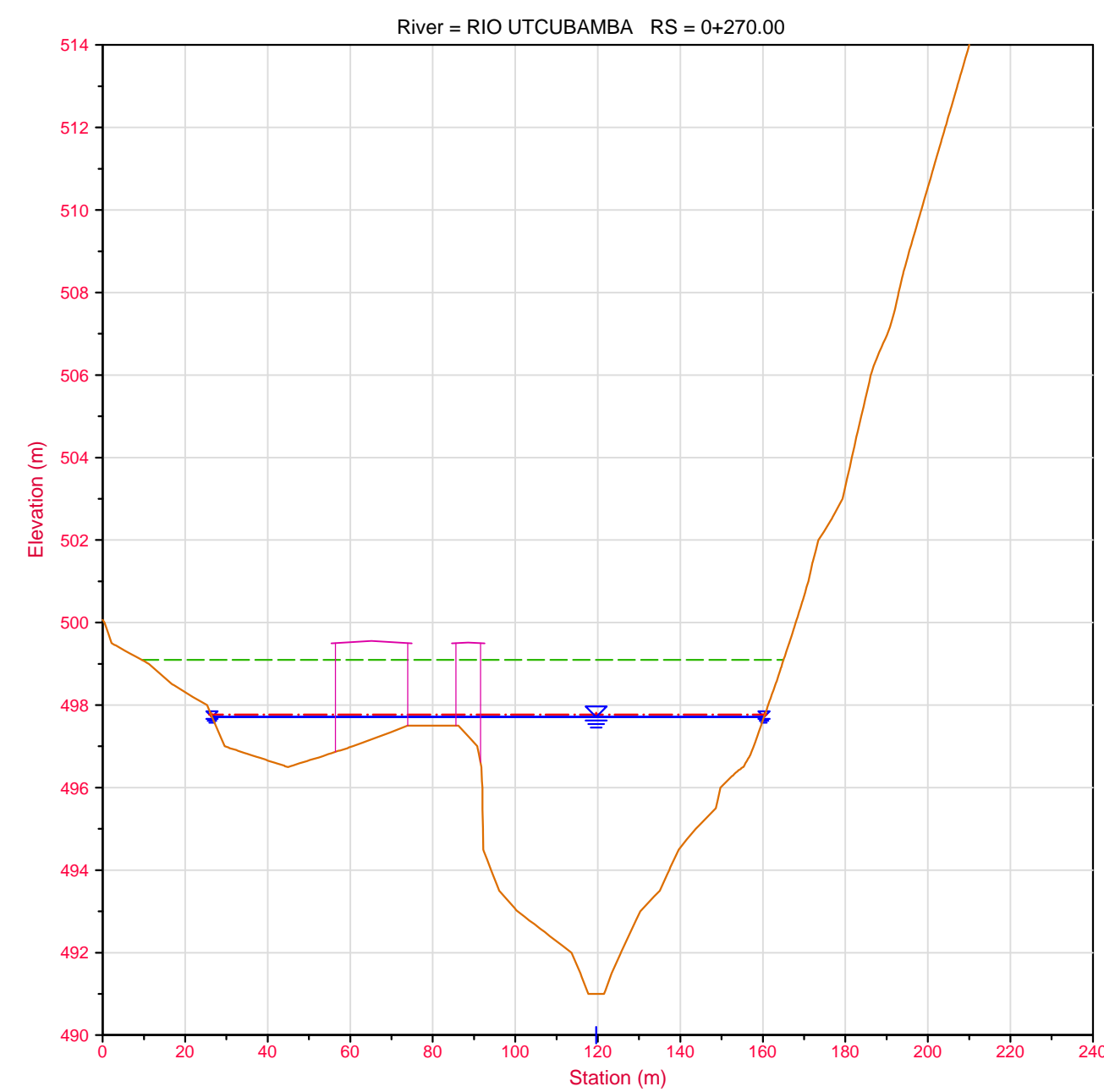
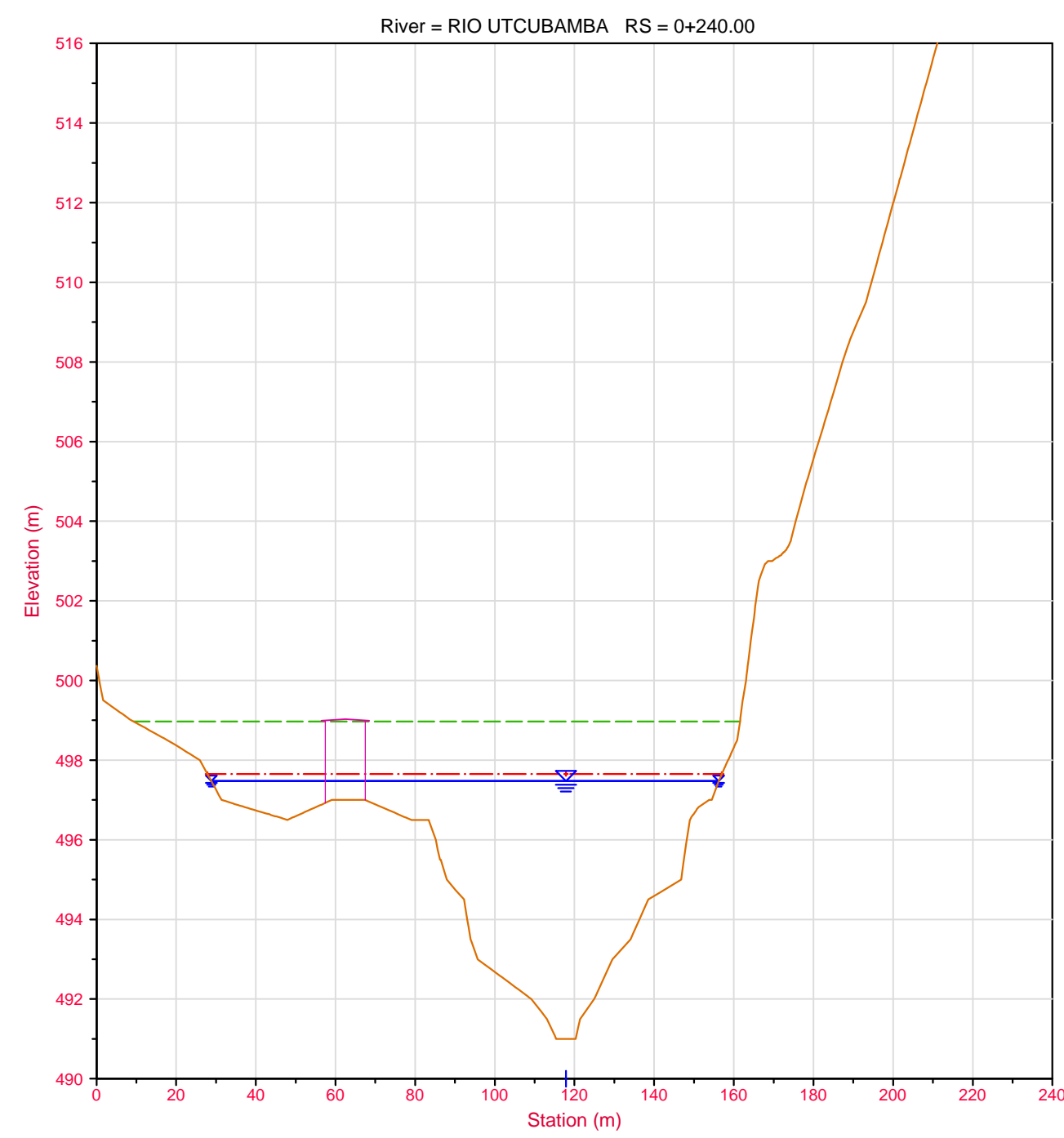
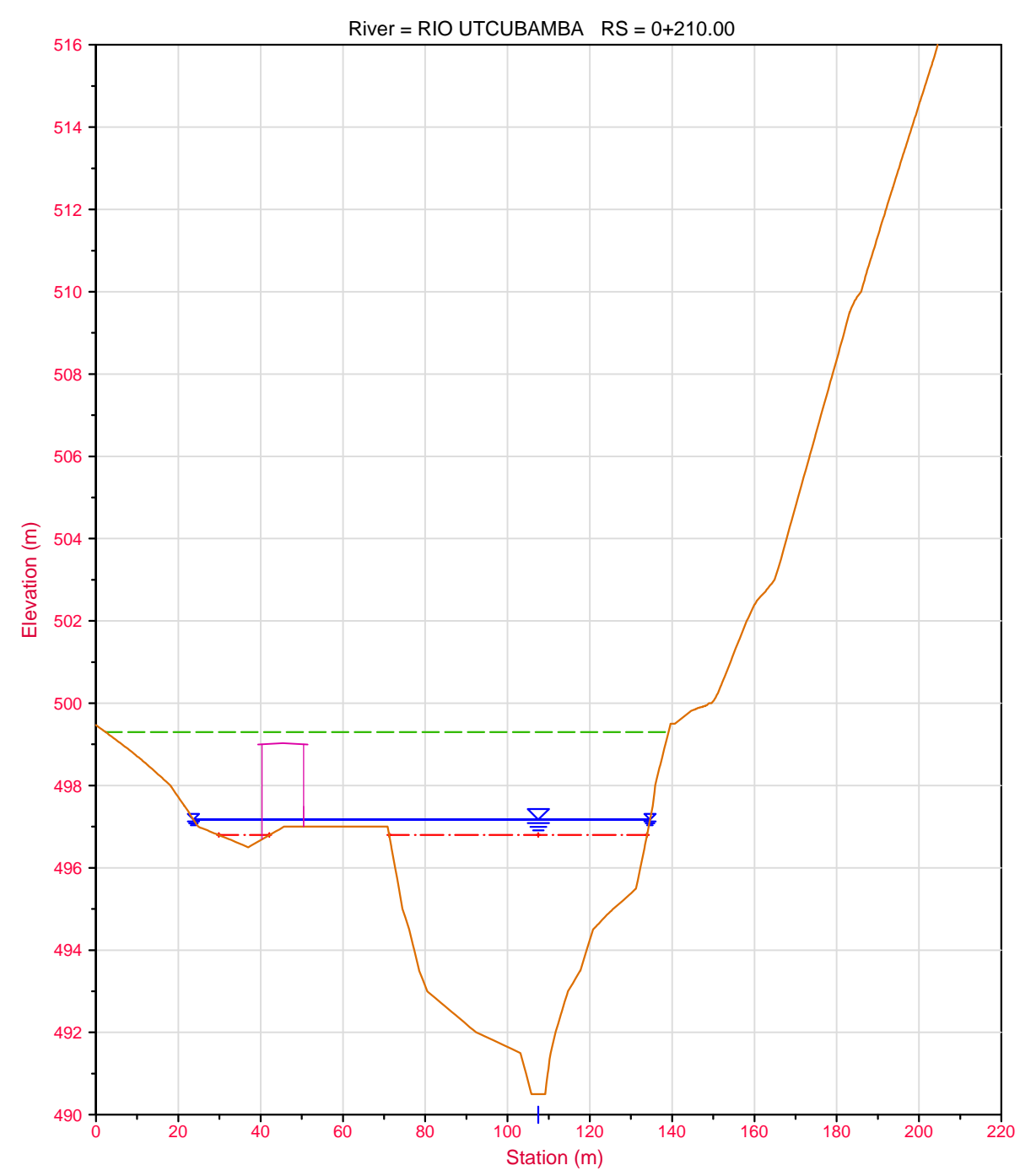


**Leyenda**

- EG Max WS
- Crit Max WS
- WS Max WS
- Terreno

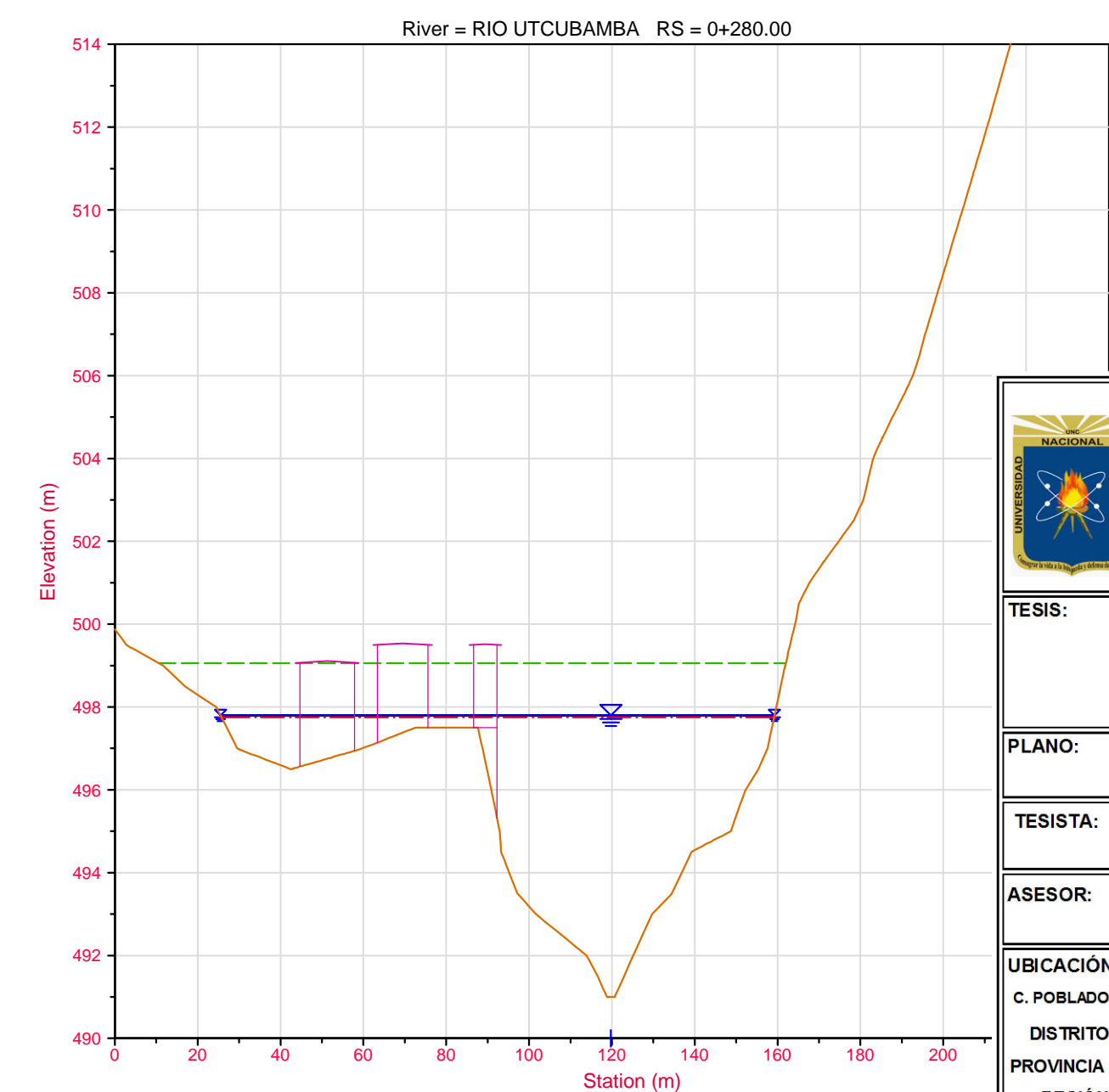
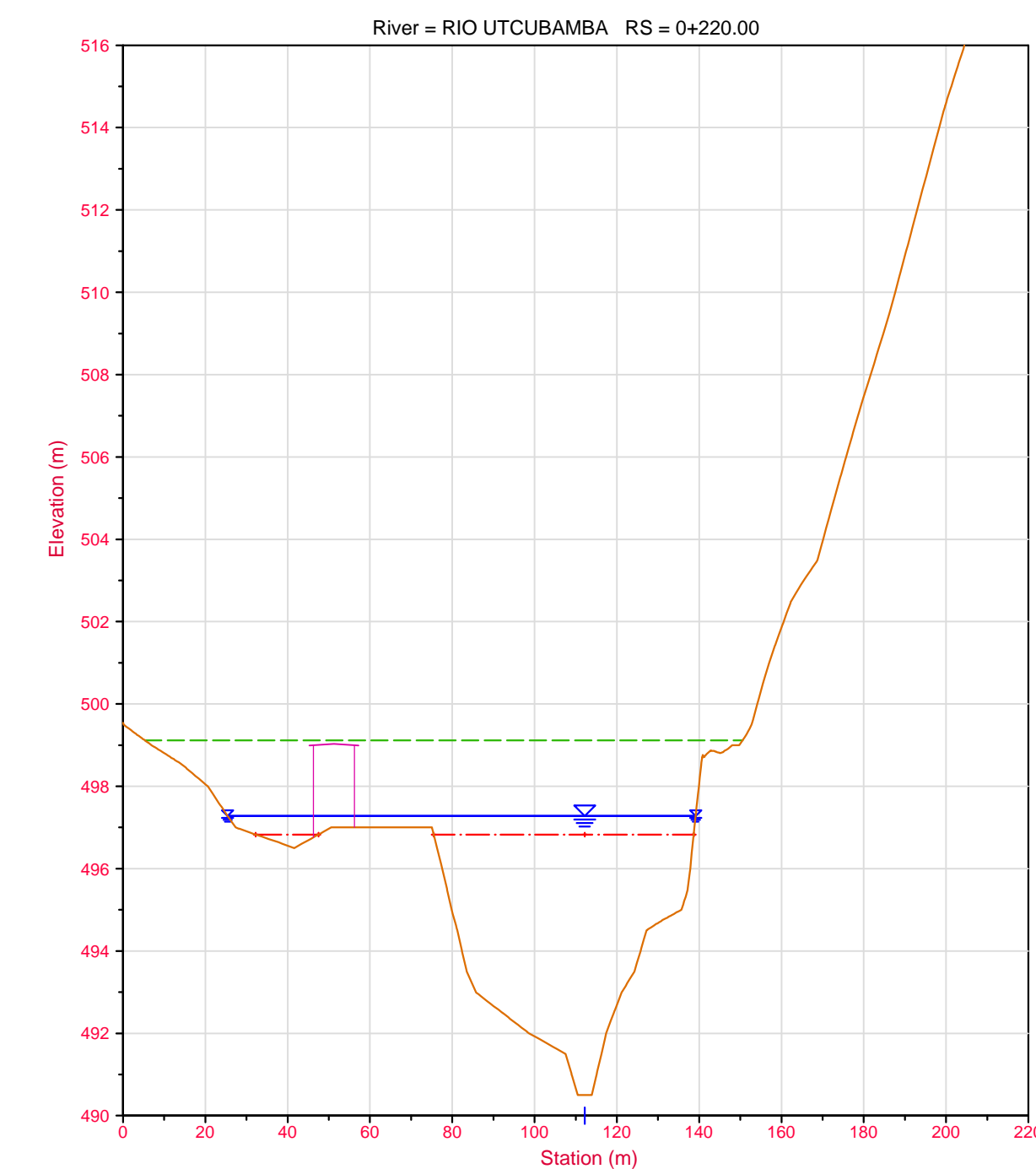
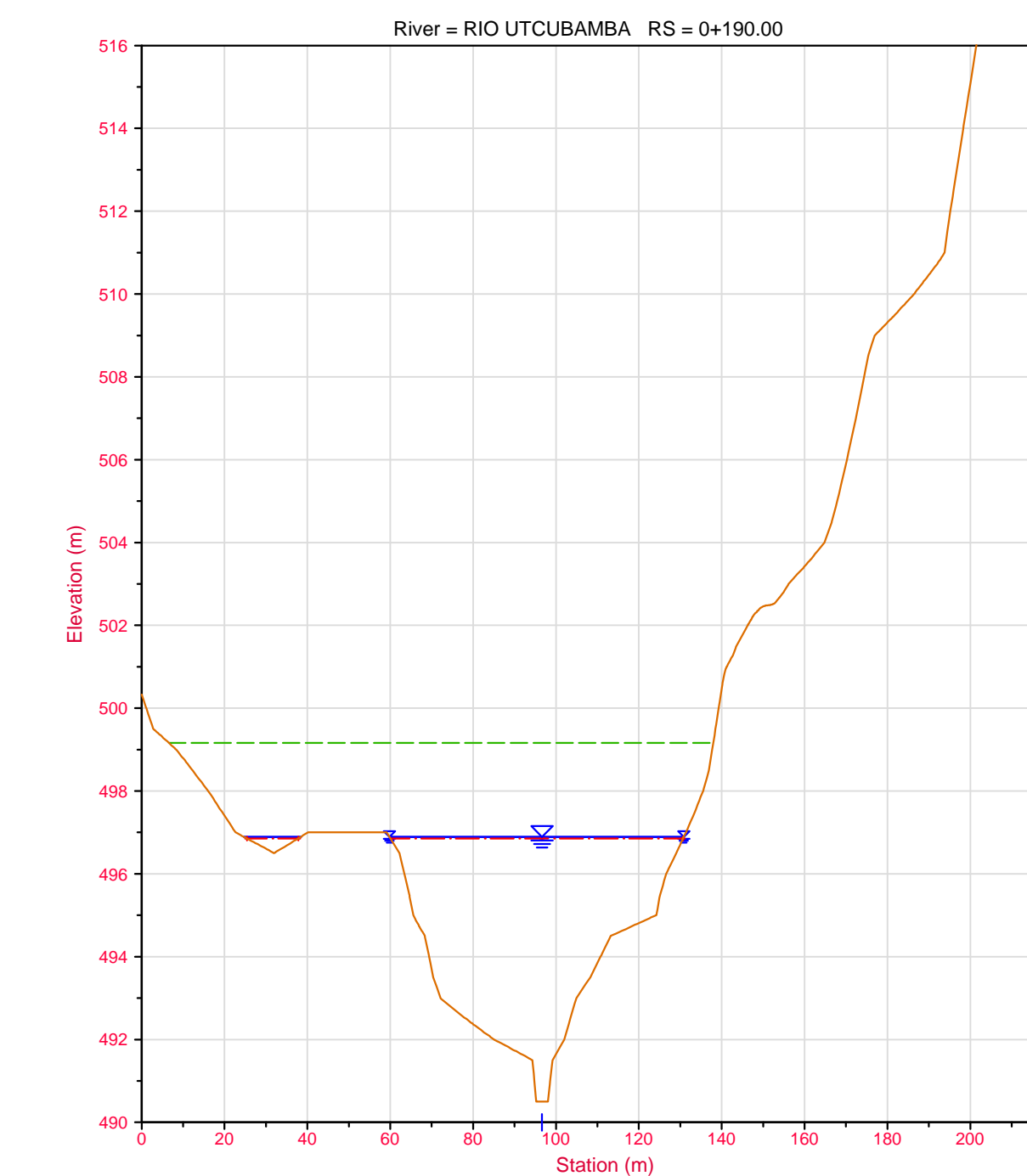
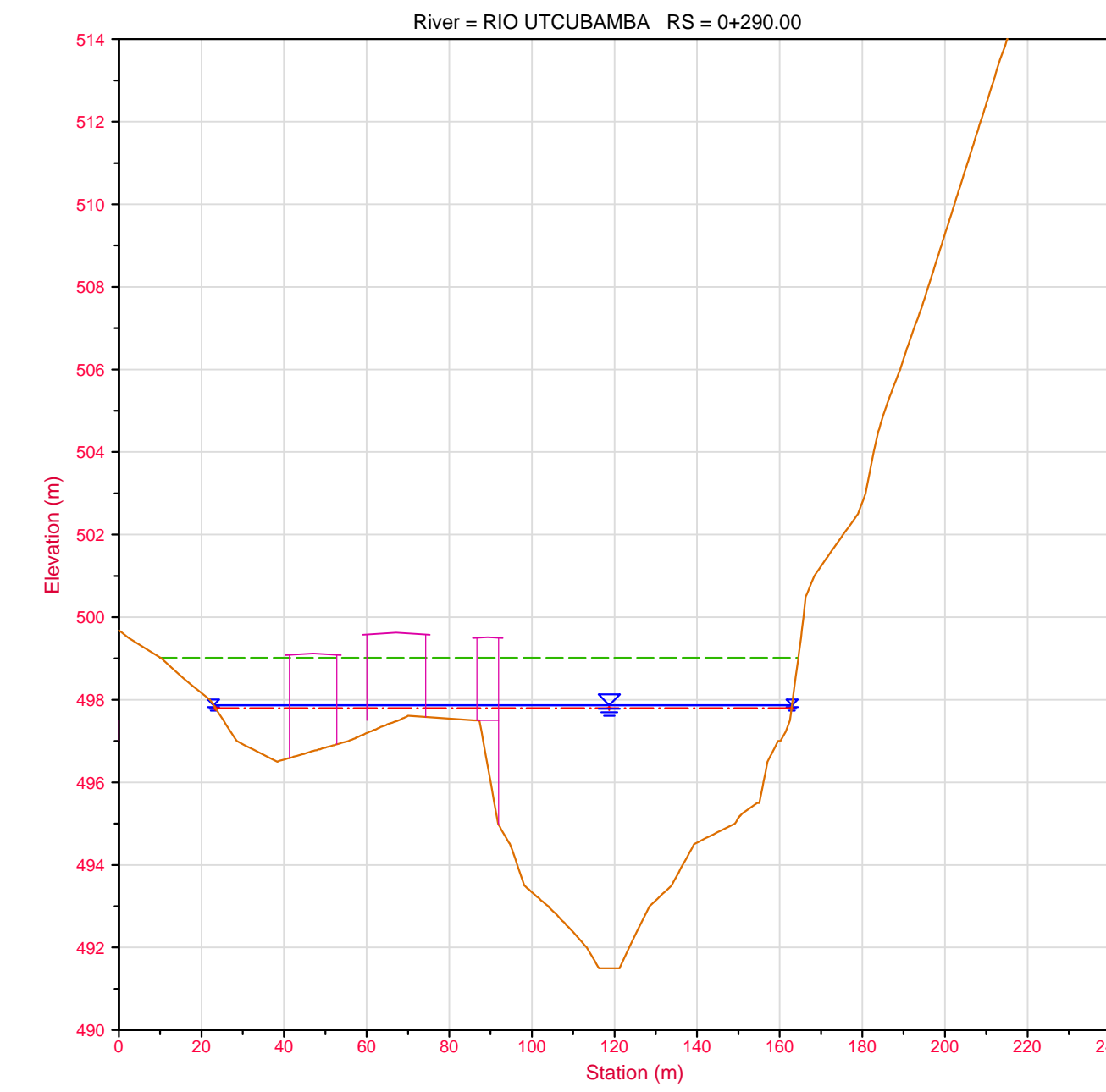
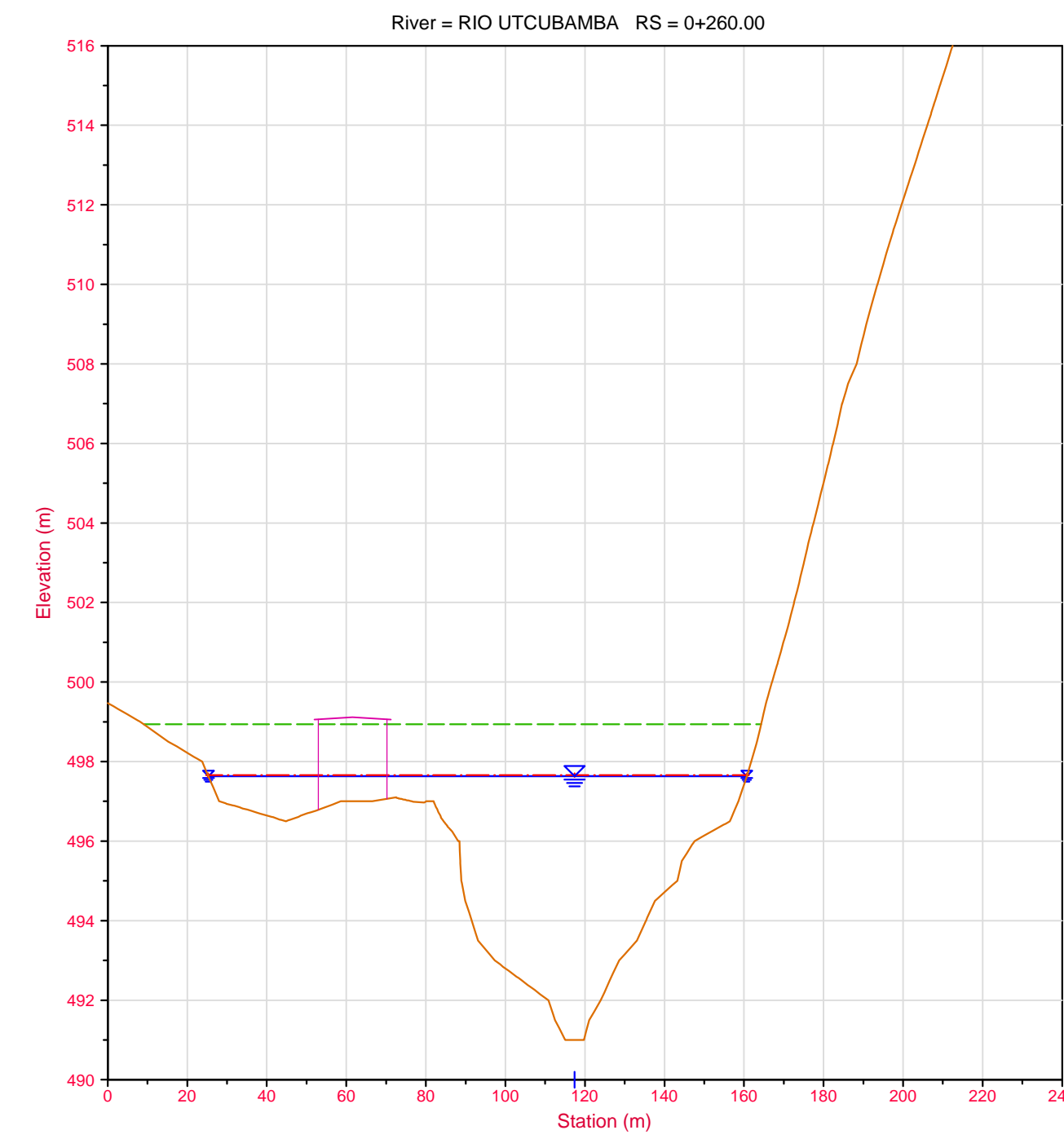
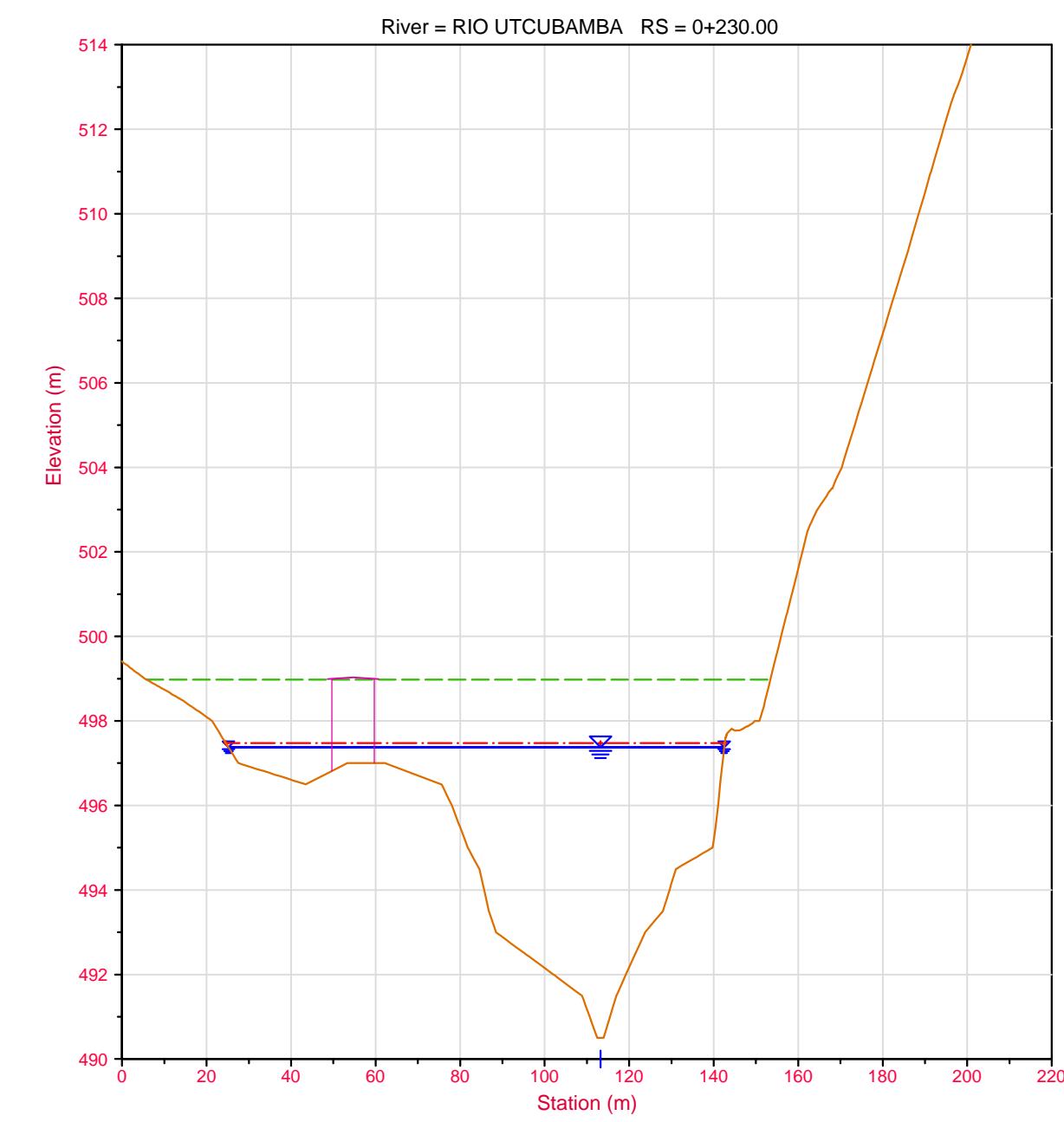
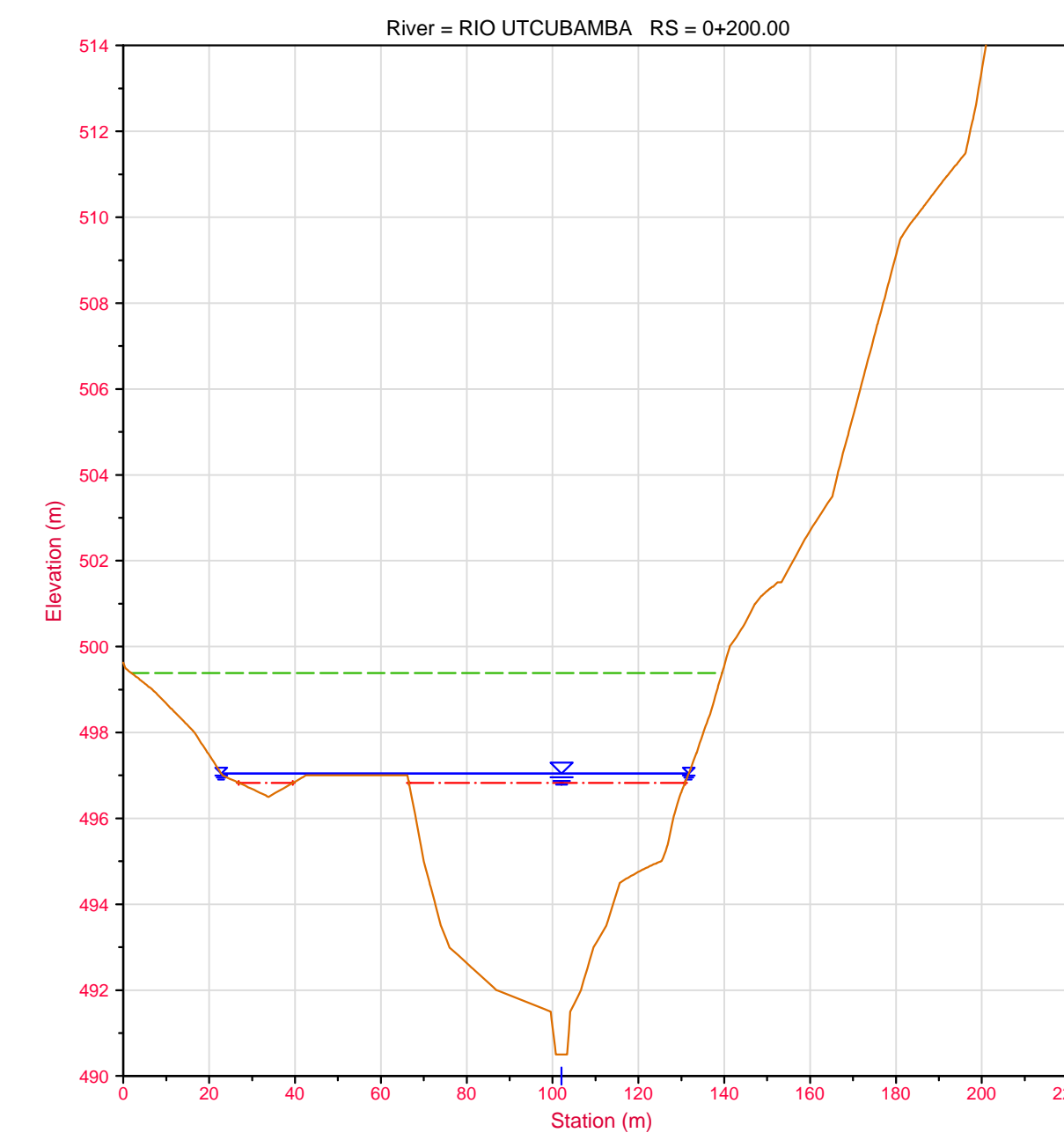


 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</b>			
<b>TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS</b>			
<b>PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	<b>TESISTA:</b> BACH. ING. JILDIRÁN IKE NÚÑEZ SILVA <b>ASESOR:</b> MSC. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO	<b>LAMINA:</b> <b>ST-01</b>	<b>ESCALA:</b> H: 1/1500 V: 1/150 <b>FECHA:</b> OCTUBRE 2017 <b>DATUM:</b> UTM-WGS84



**Legenda**

- EG Max WS
- Crit Max WS
- WS Max WS
- Terreno



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**

TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

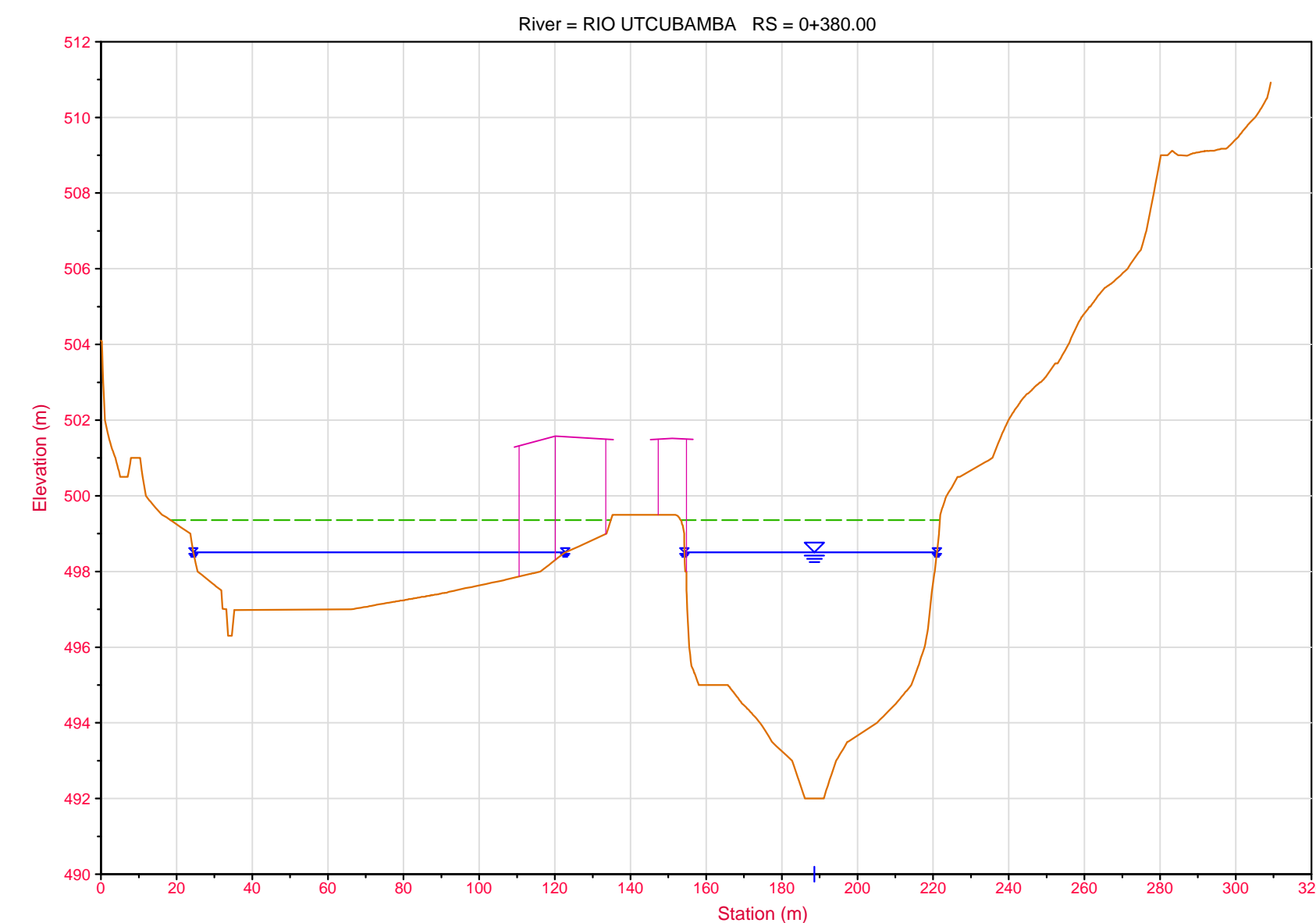
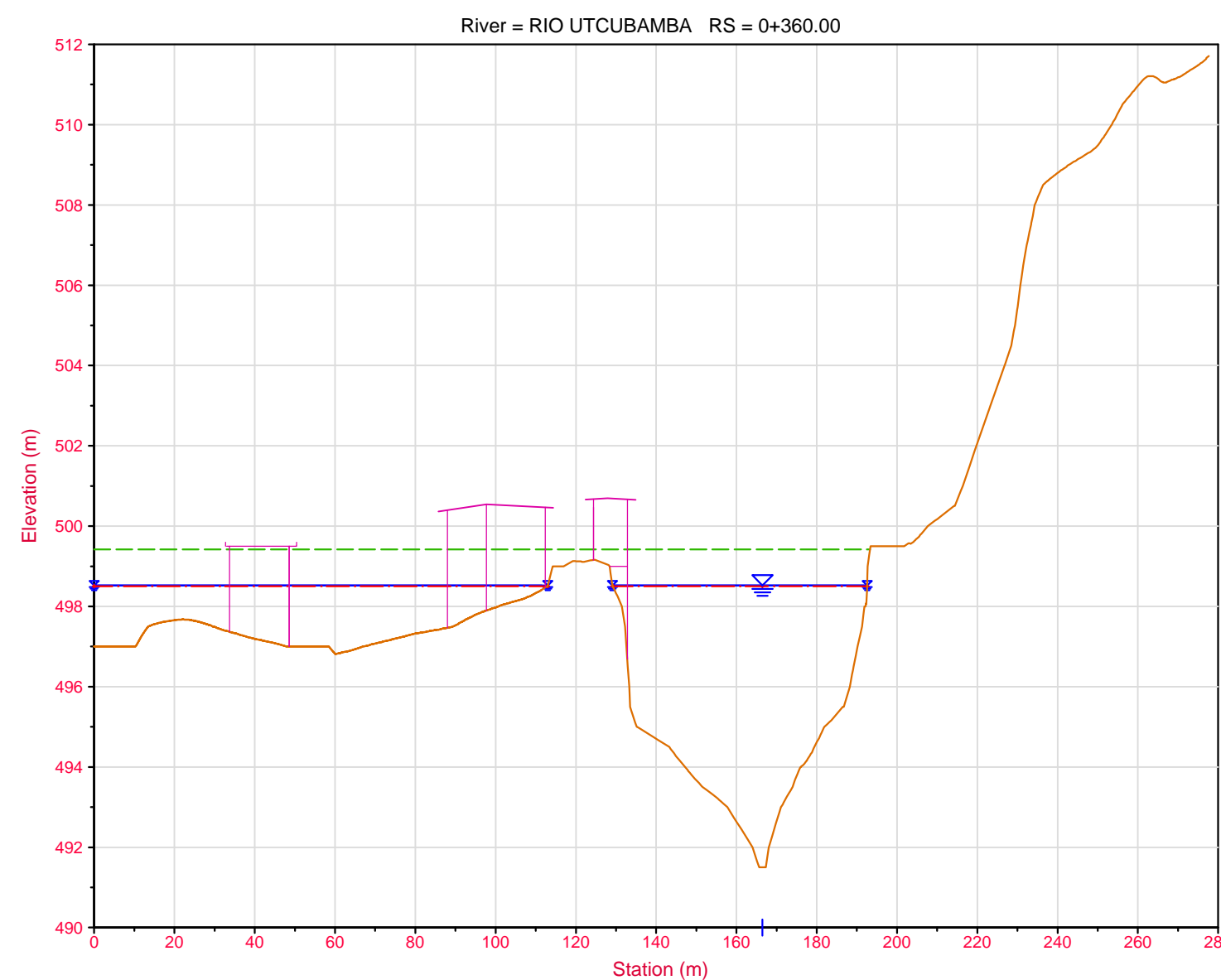
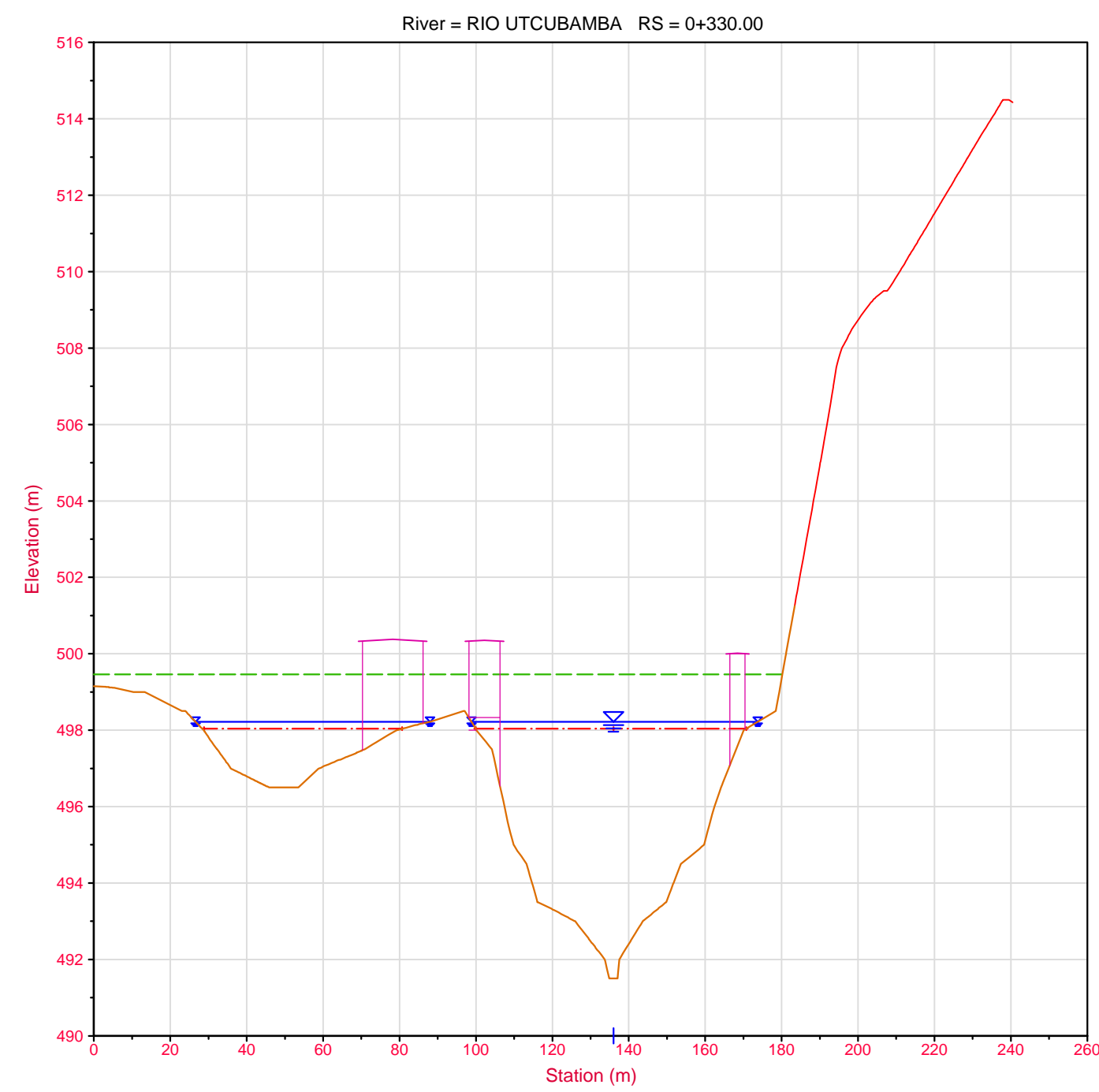
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS

TESISTA: BACH. ING. JILDIBRAN IKE NÚÑEZ SILVA

ASESOR: MSc. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO

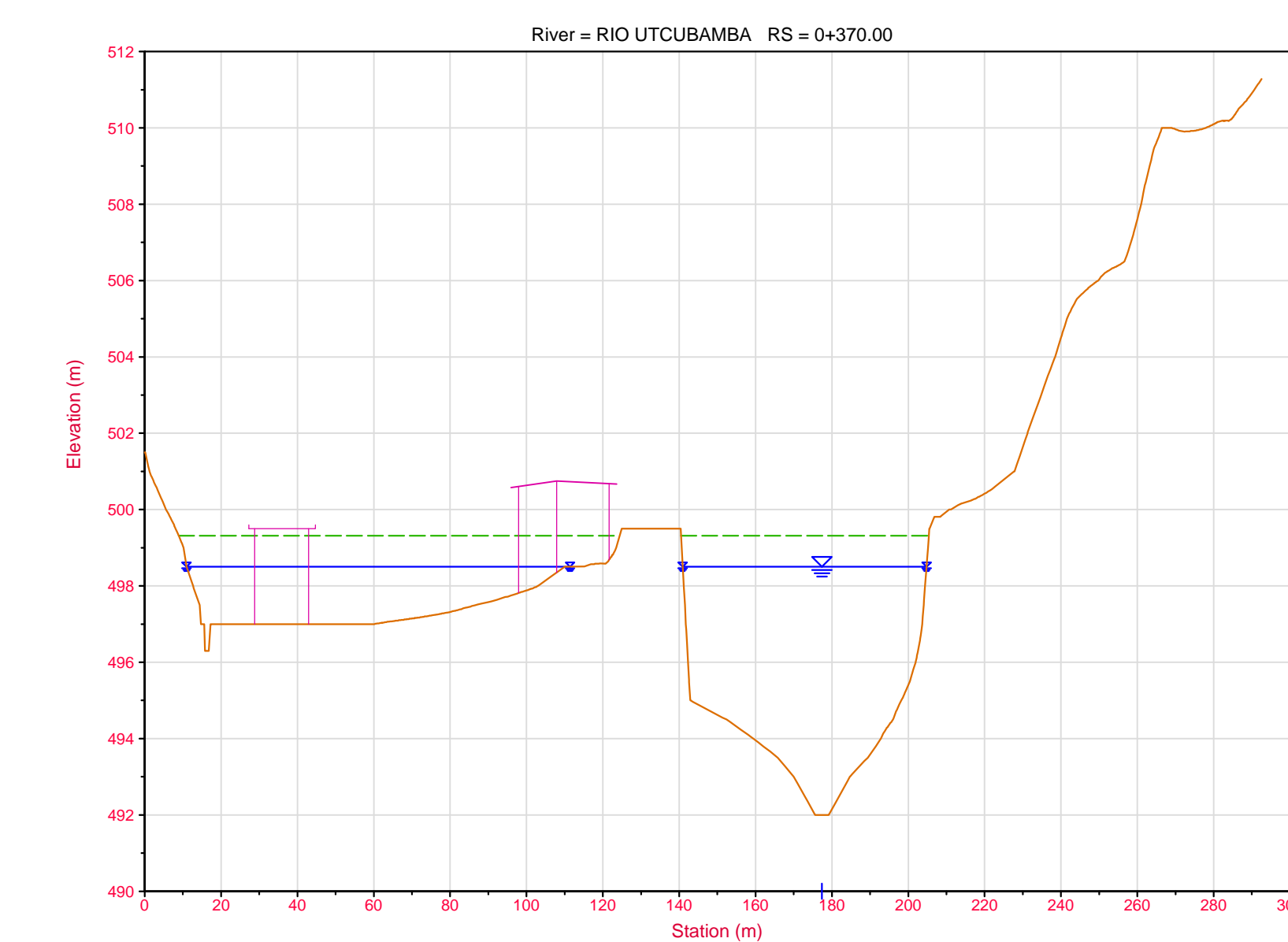
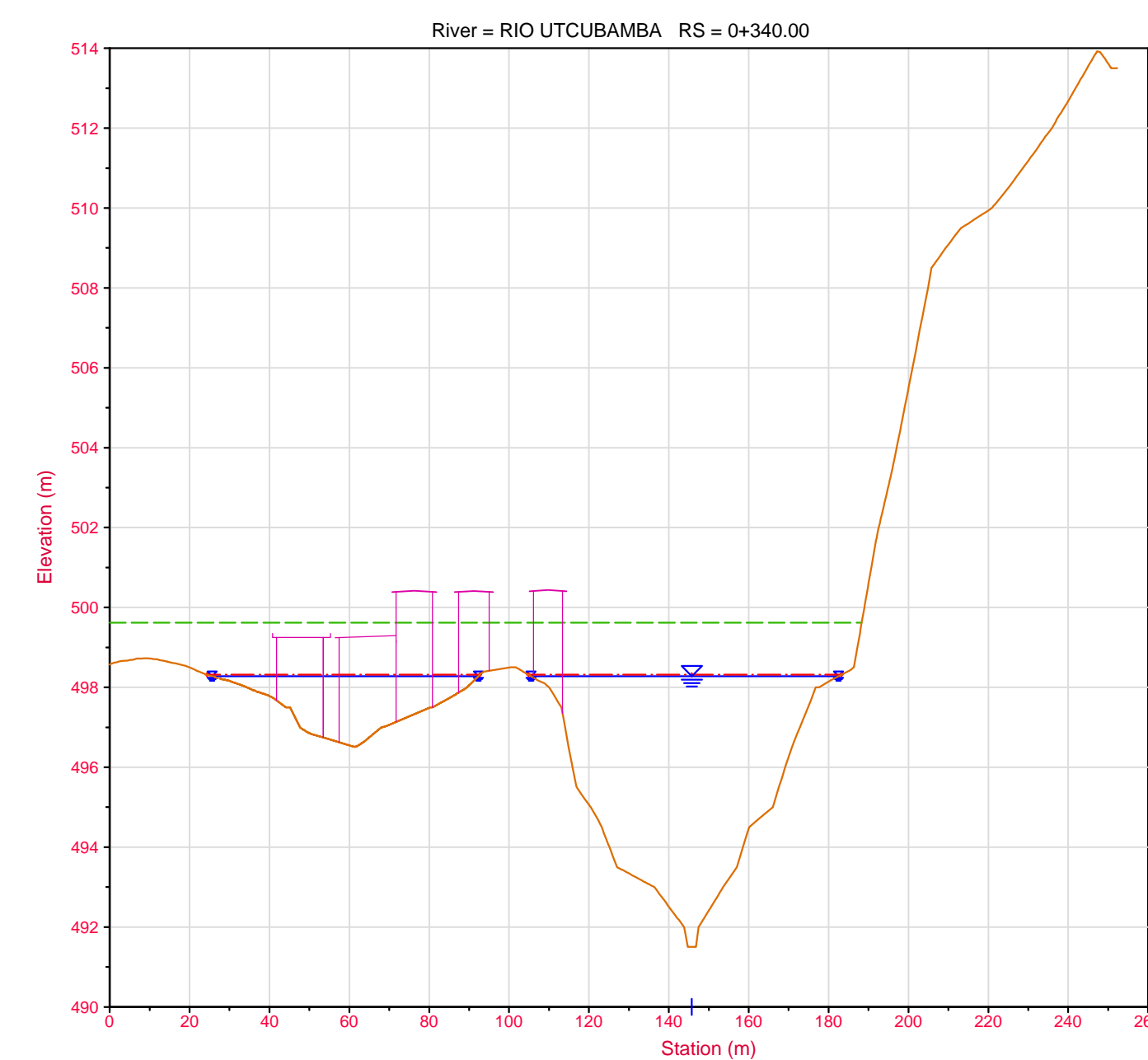
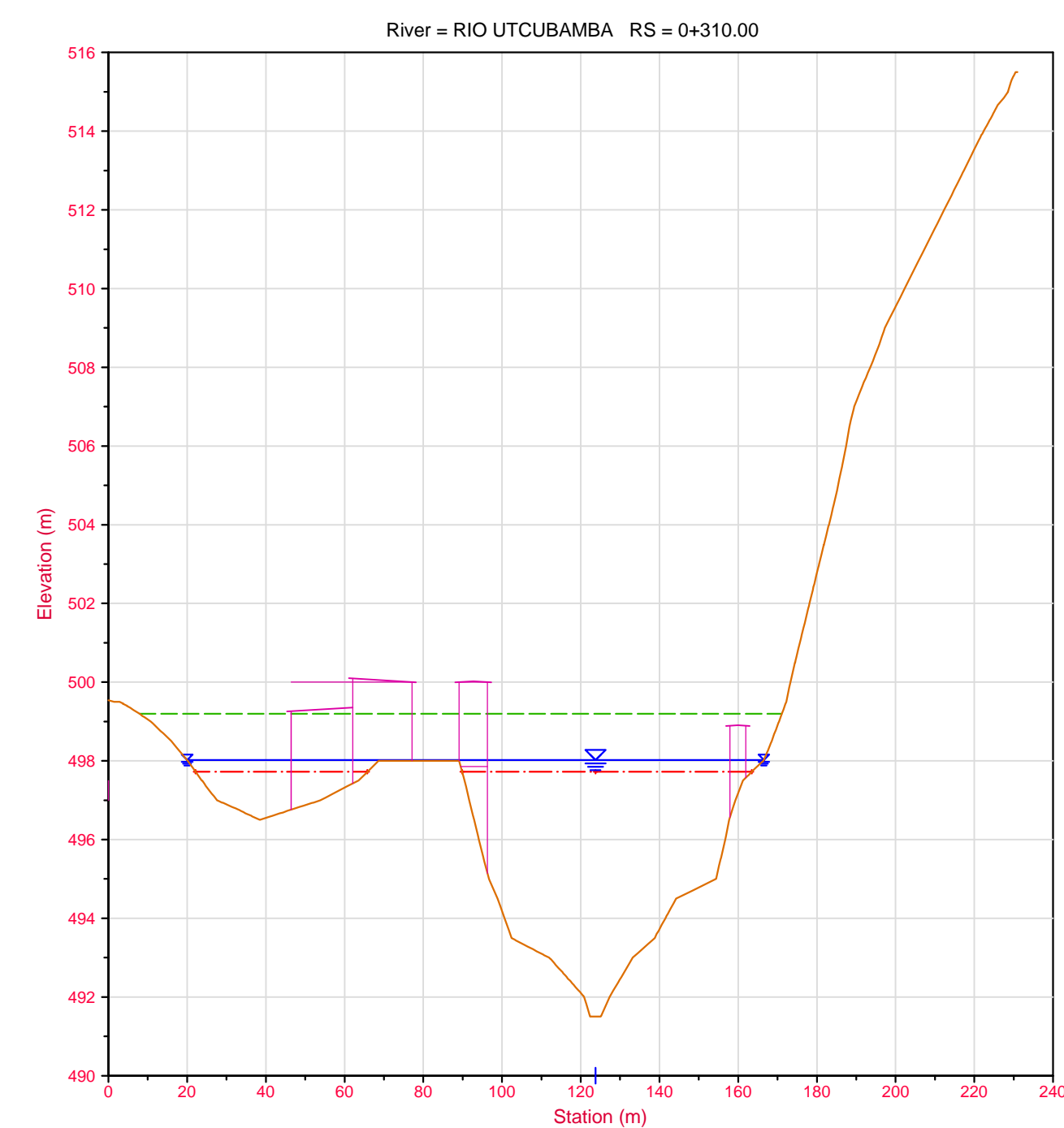
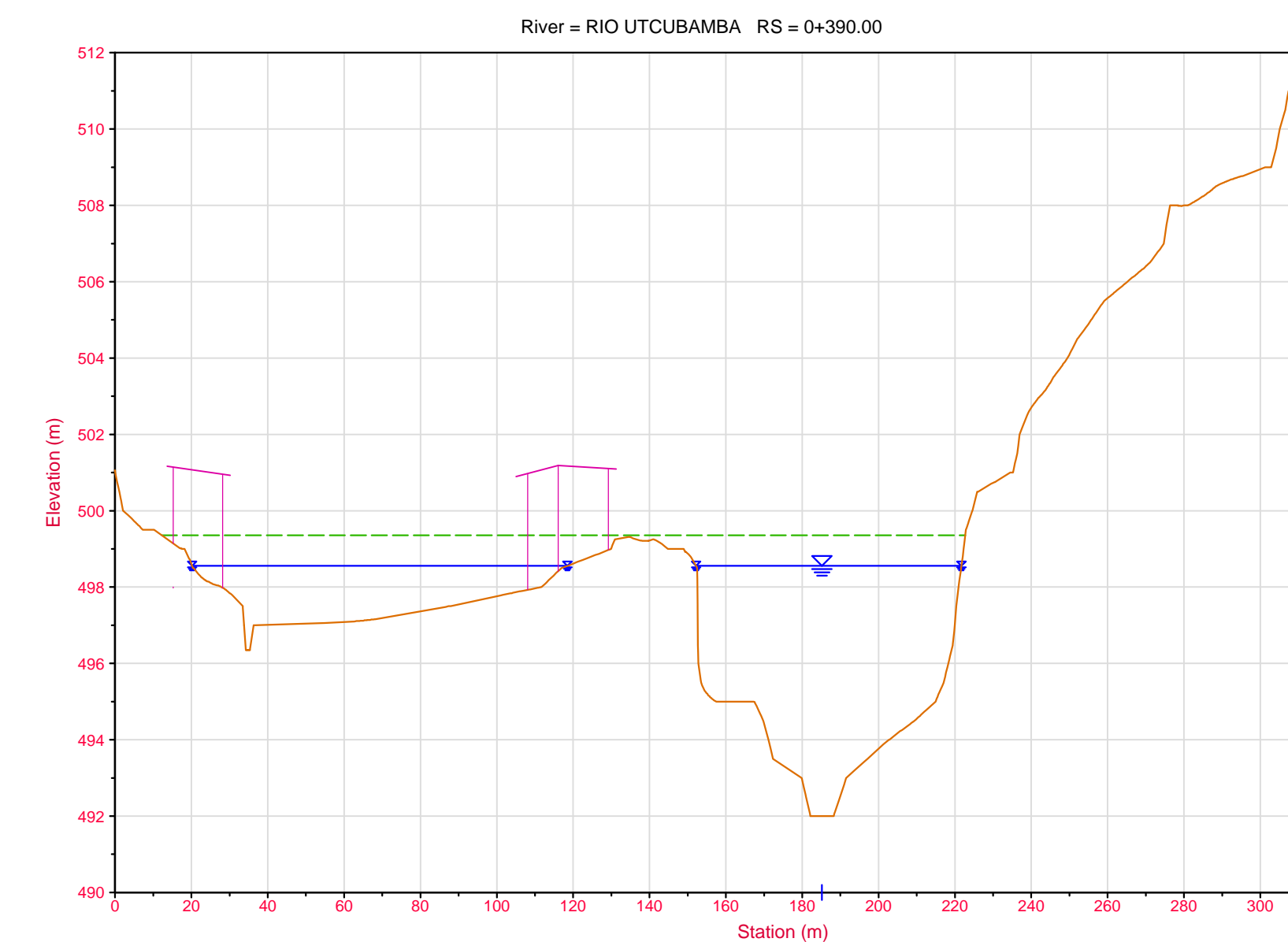
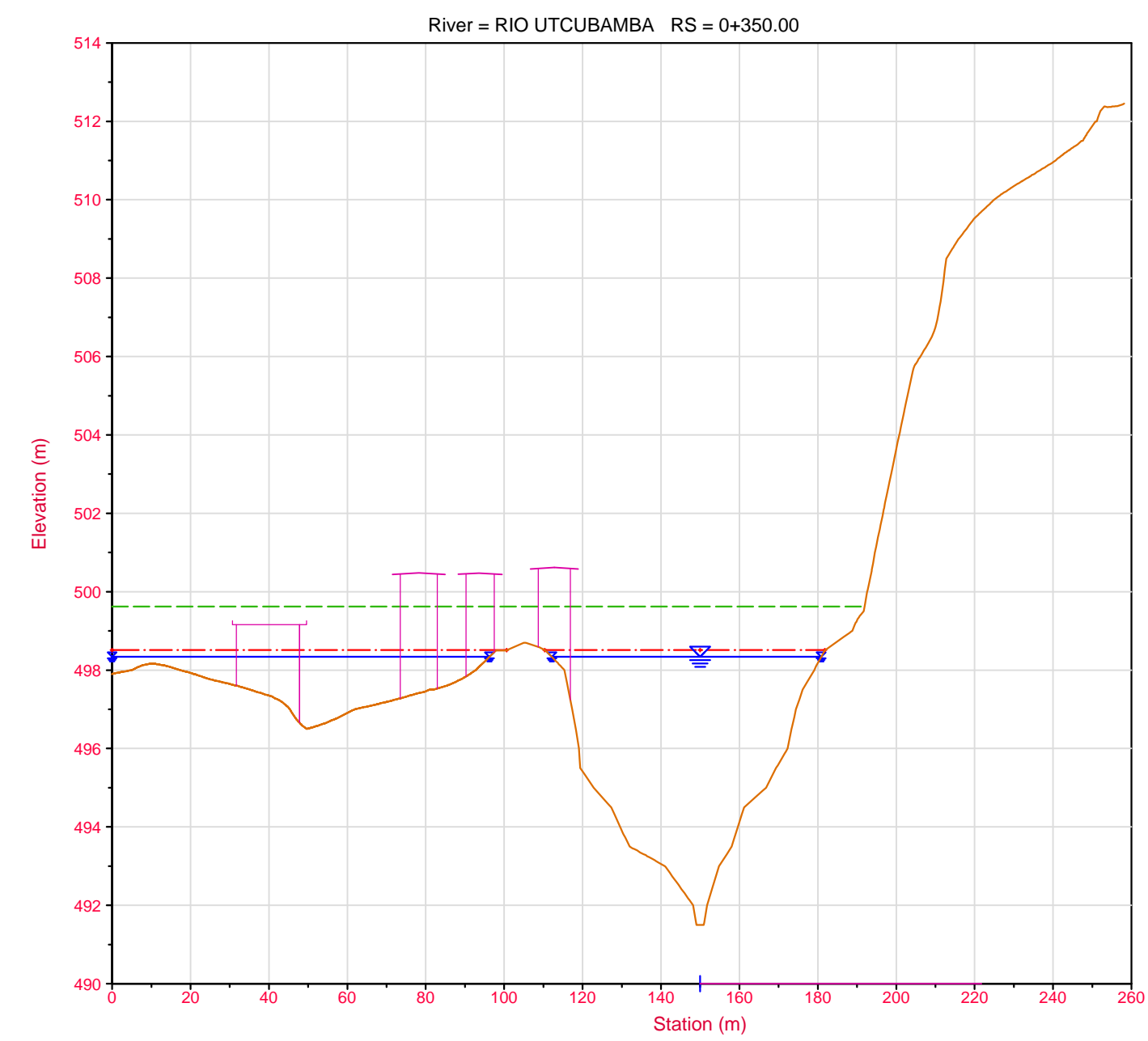
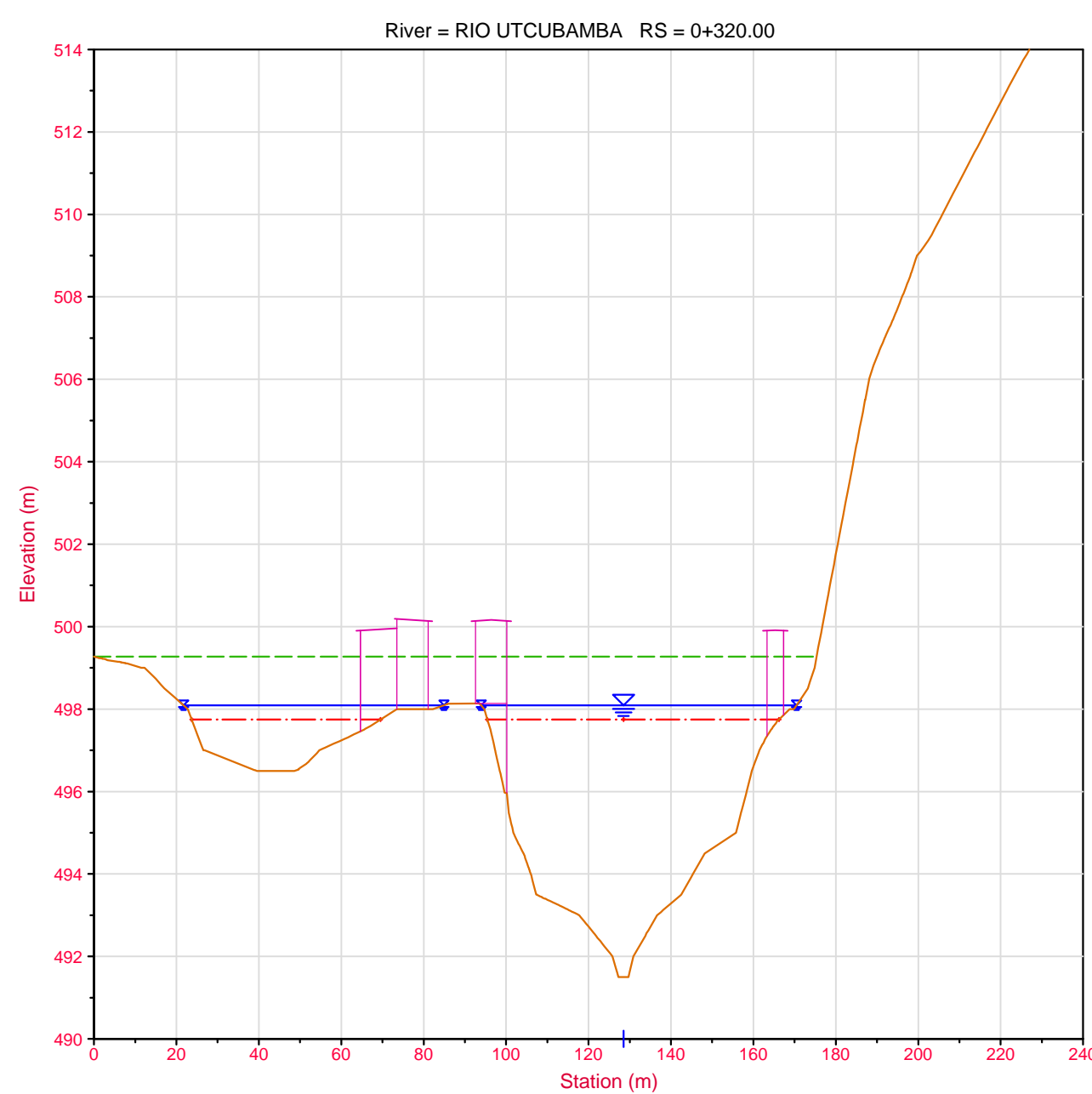
UBICACIÓN: C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGION : AMAZONAS	ESCALA: H : 1/1500 V : 1/150 FECHA: OCT.-2017 DATUM: UTM - WGS84 17S	LAMINA: <b>ST-02</b>
--	--	-------------------------





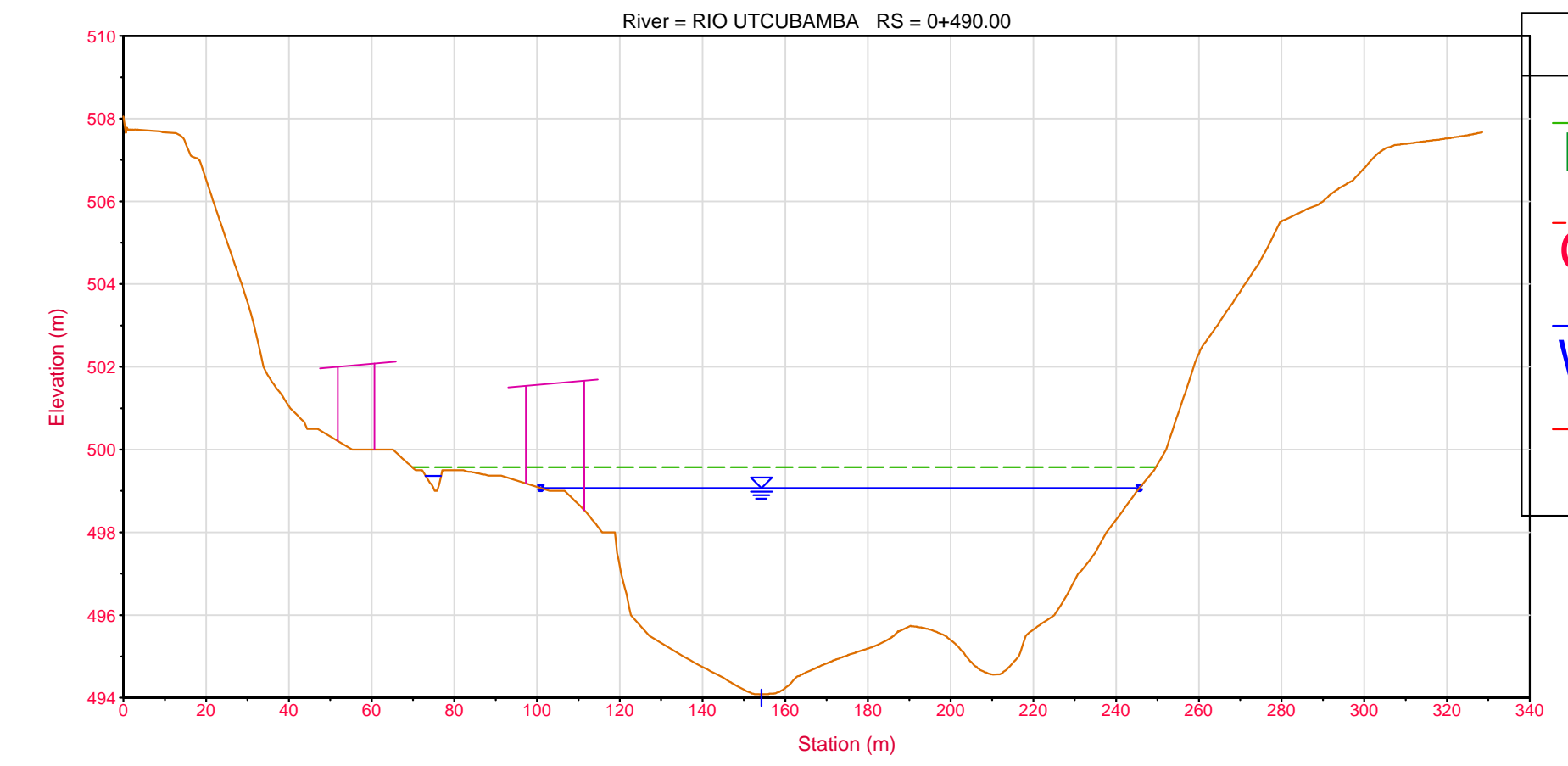
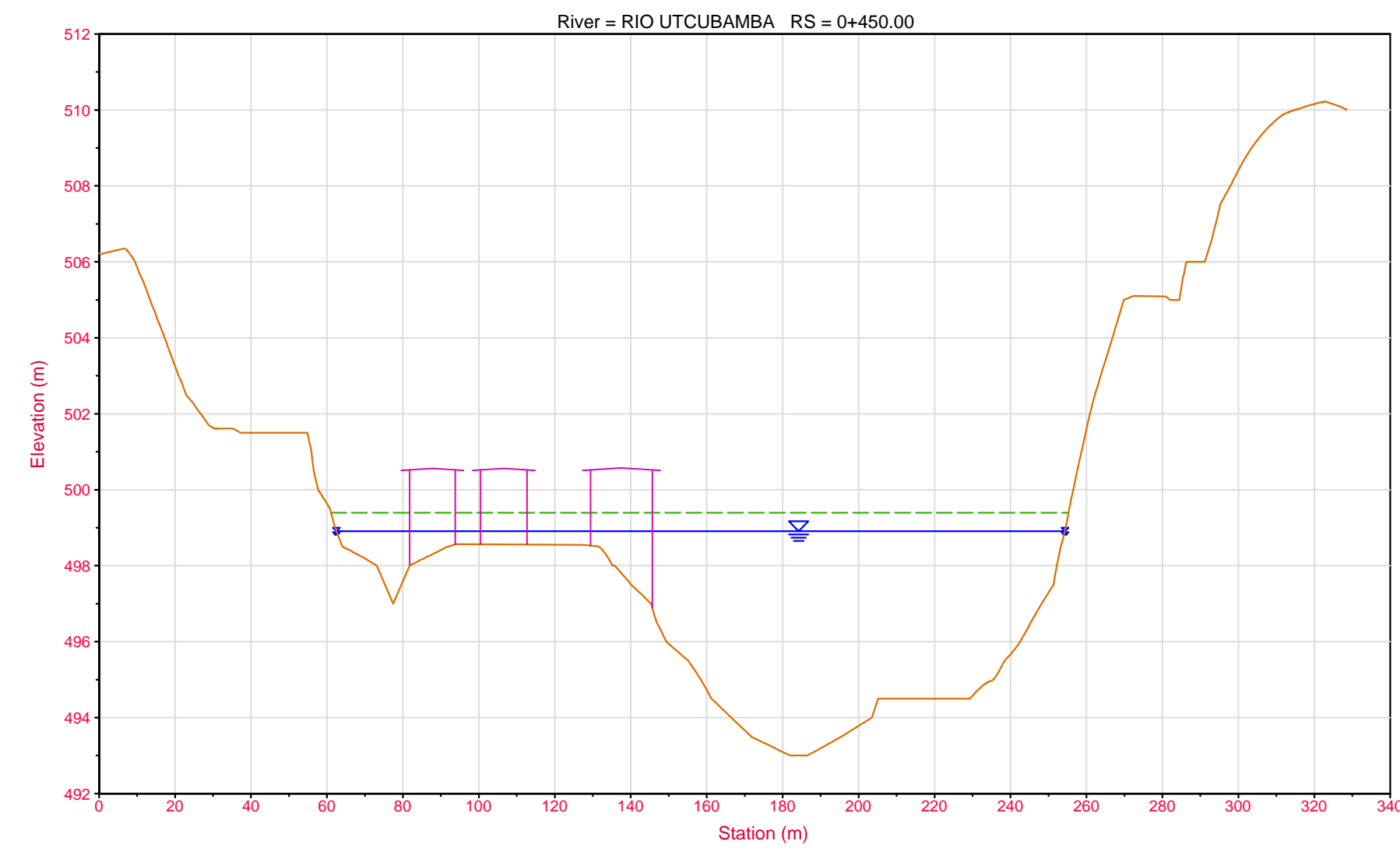
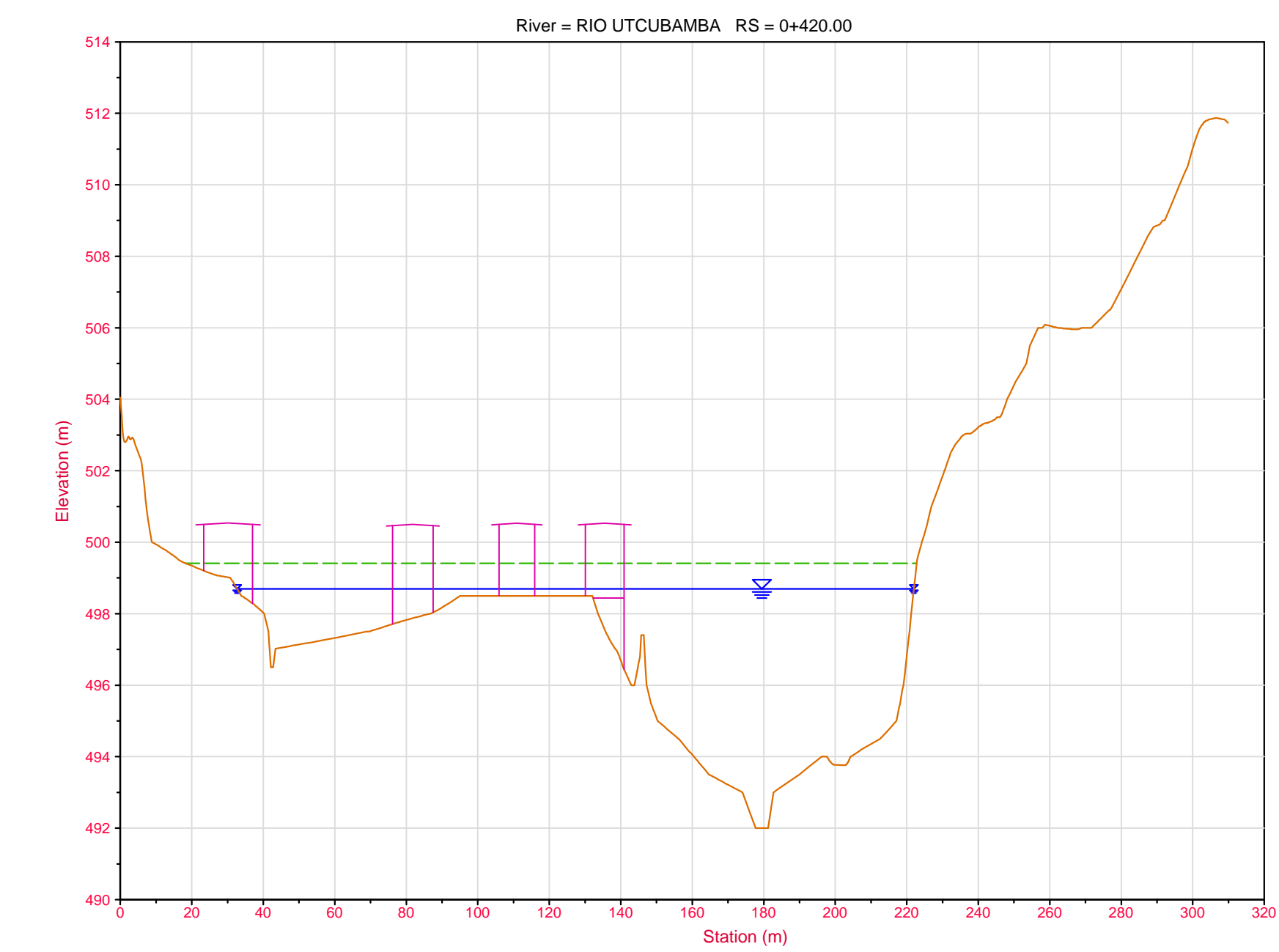


**Leyenda**

- EG Max WS
- Crit Max WS
- WS Max WS
- Terreno

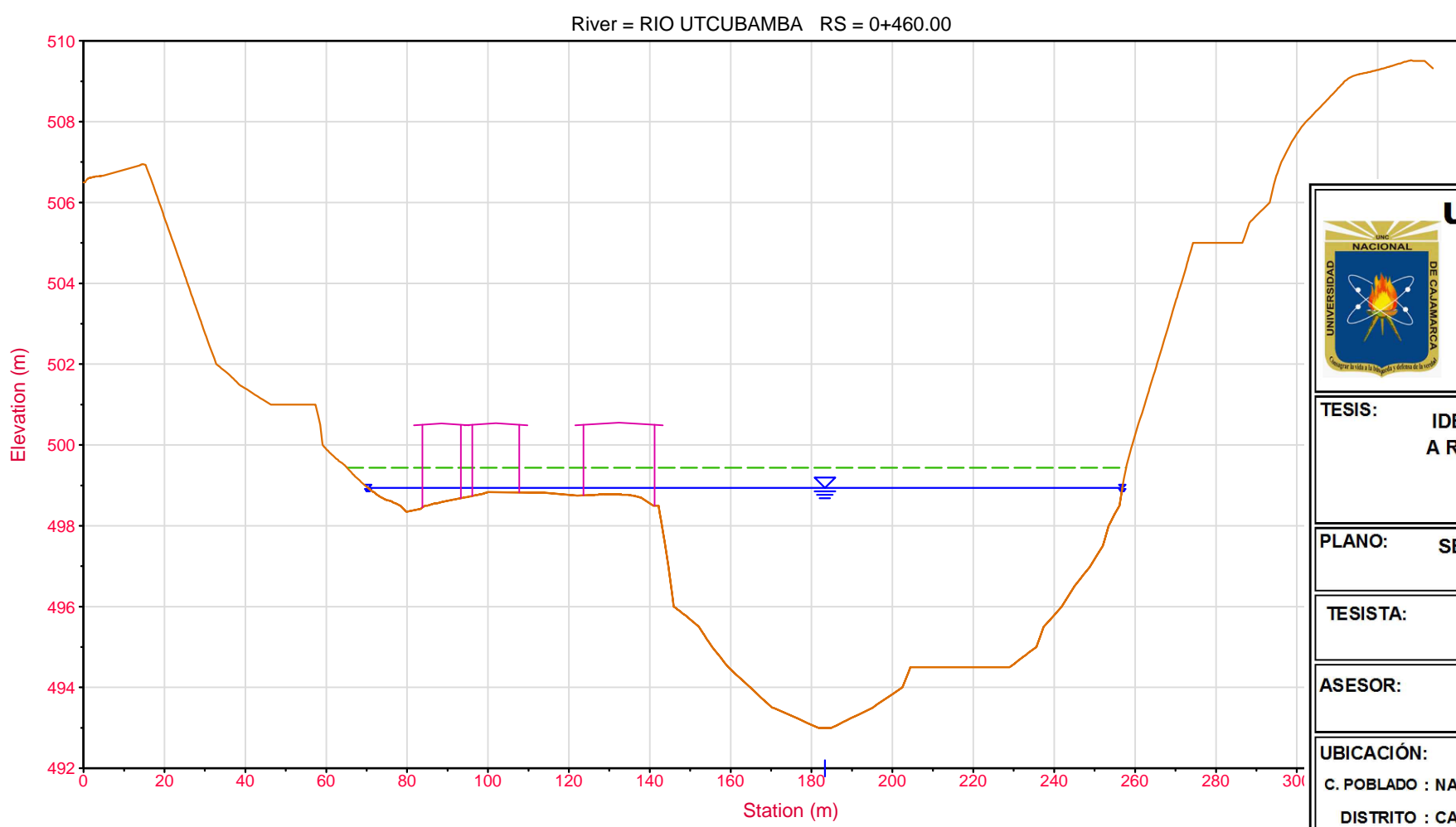
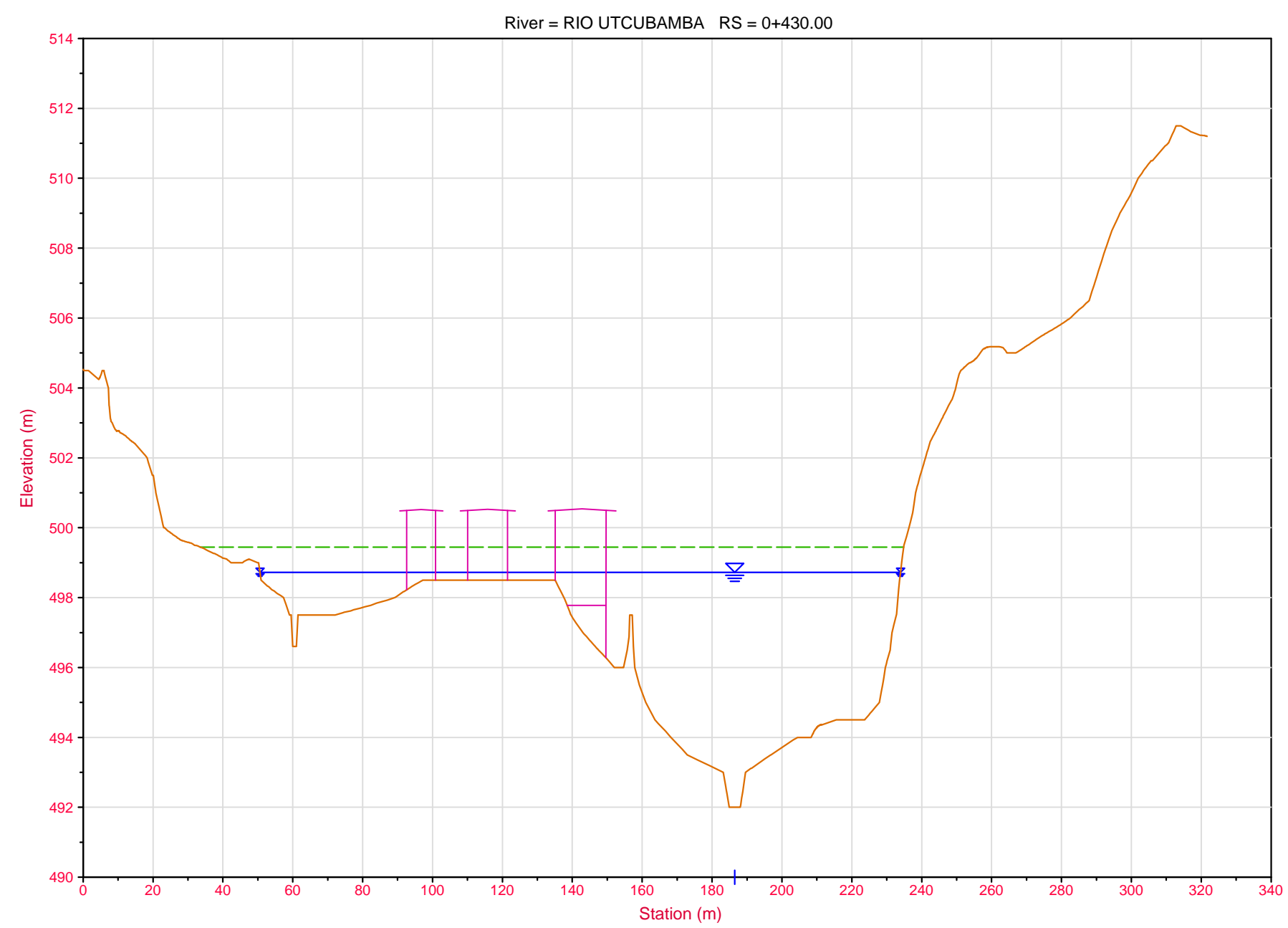
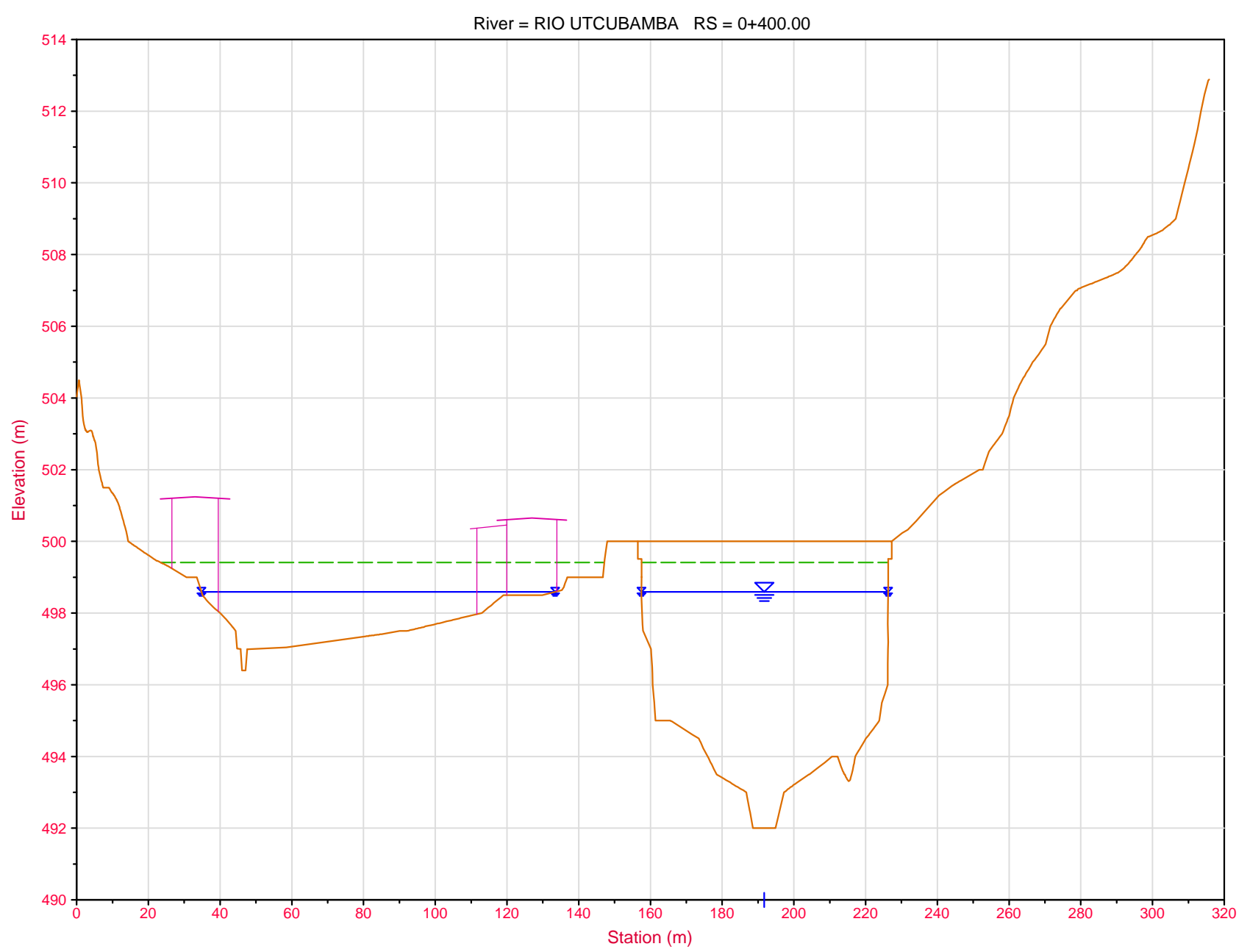
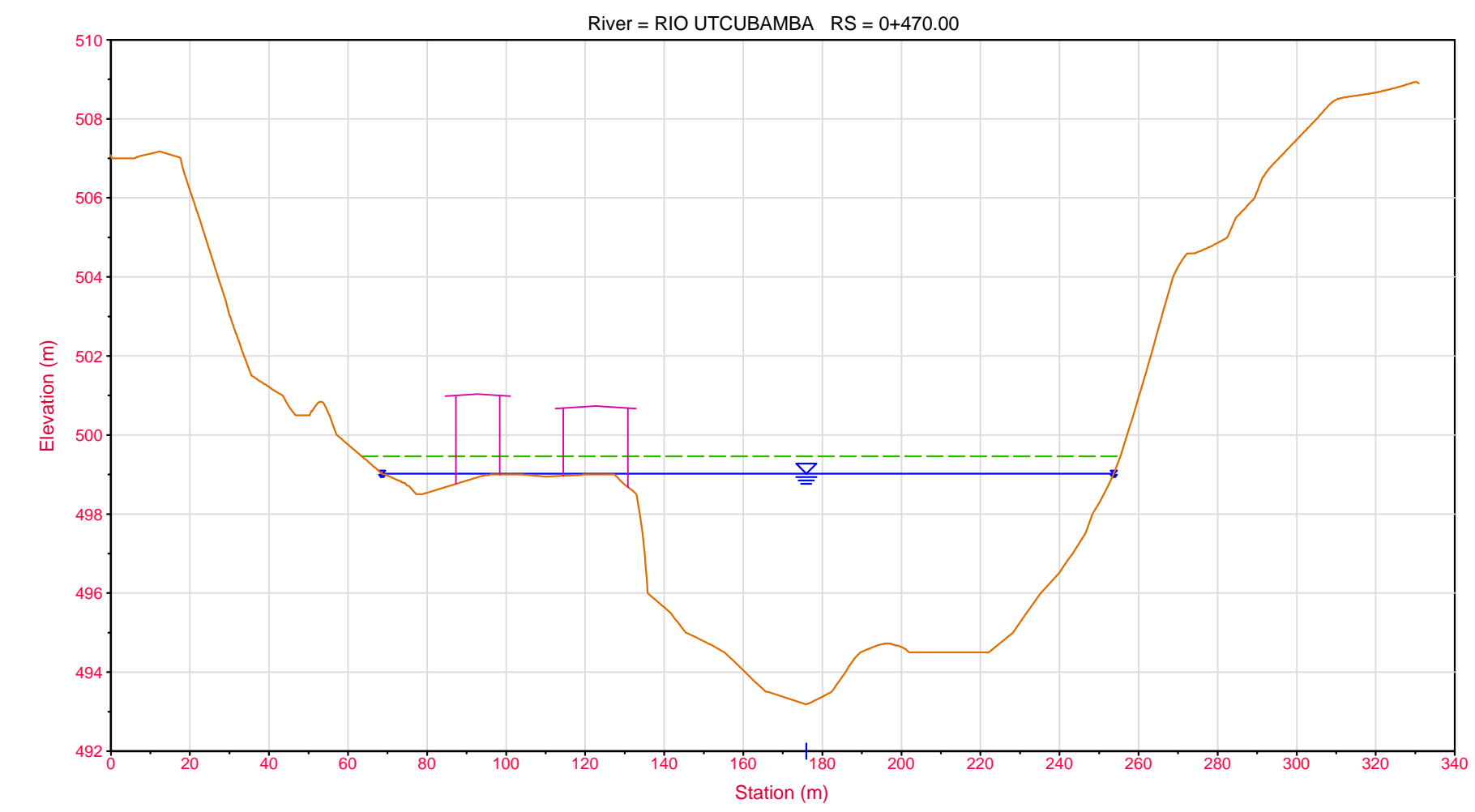
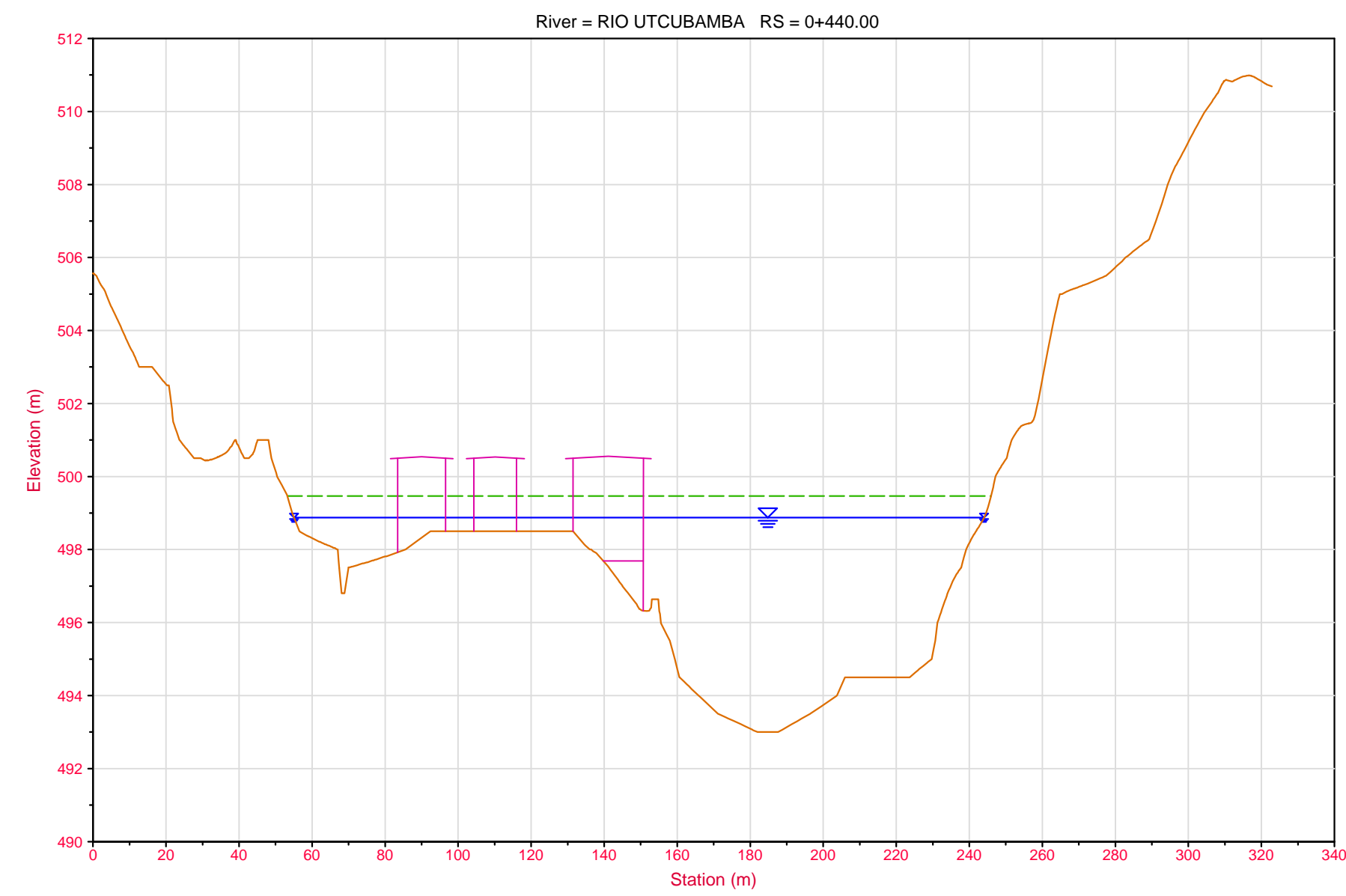
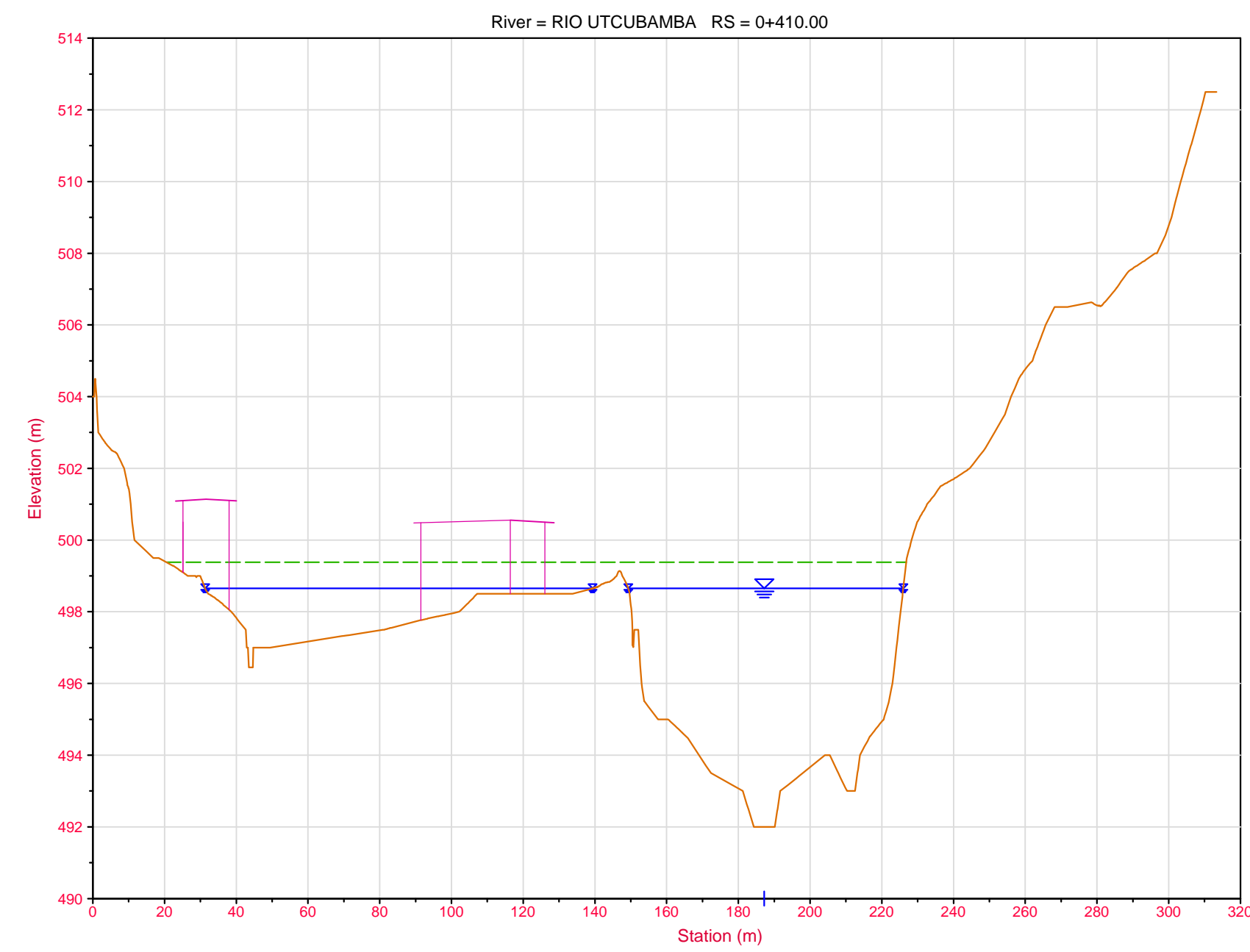
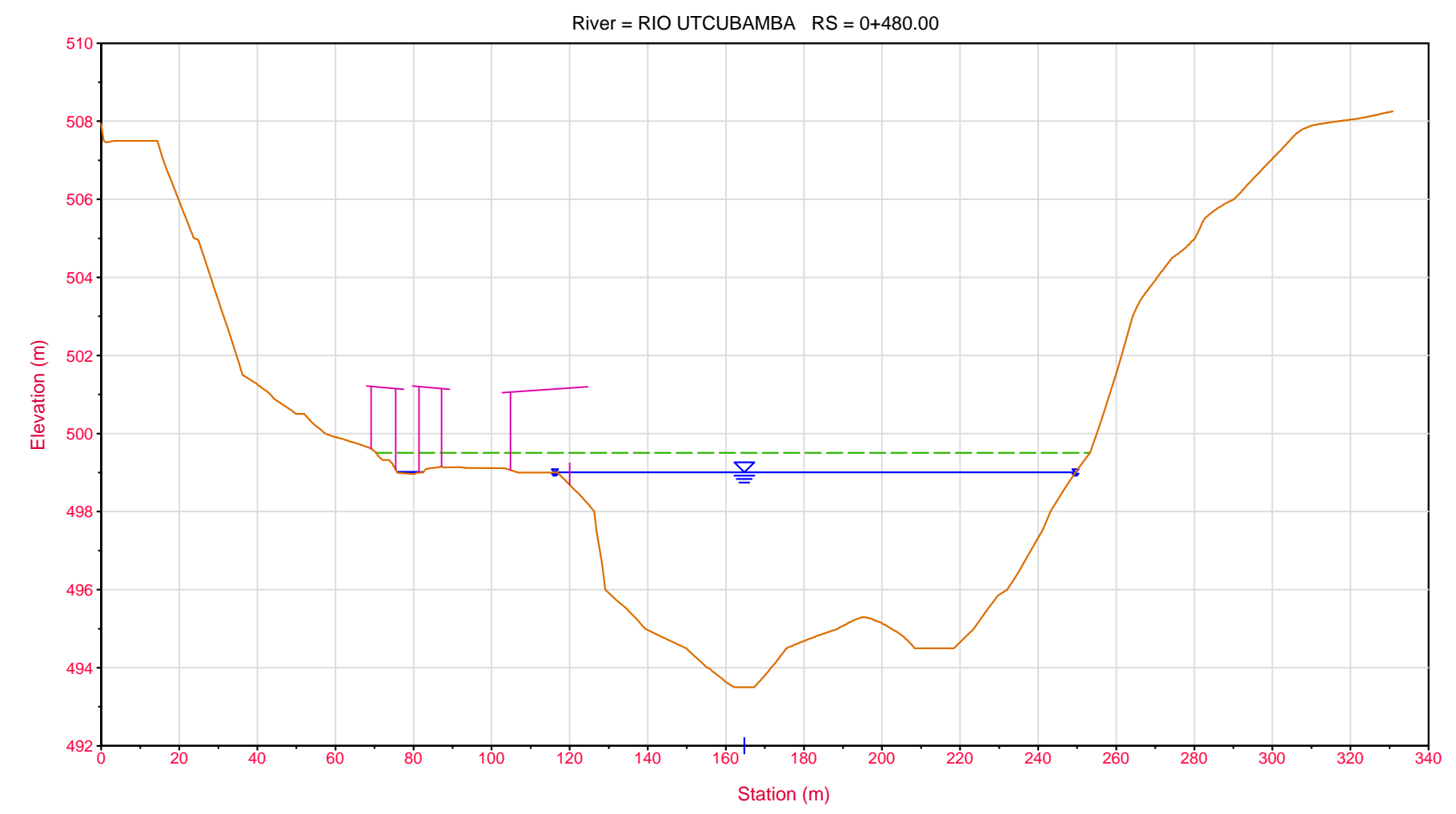


 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS		
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS		
UBICACIÓN: C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	TESISISTA: BACH. ING. JILDIRÁN IKE NUÑEZ SILVA ASESOR: MSc. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO ESCALA: H: 1/1500 V: 1/1500	LAMINA: <b>ST-03</b> FECHA: OCTUBRE 2017 DATUM: UTM-WGS84

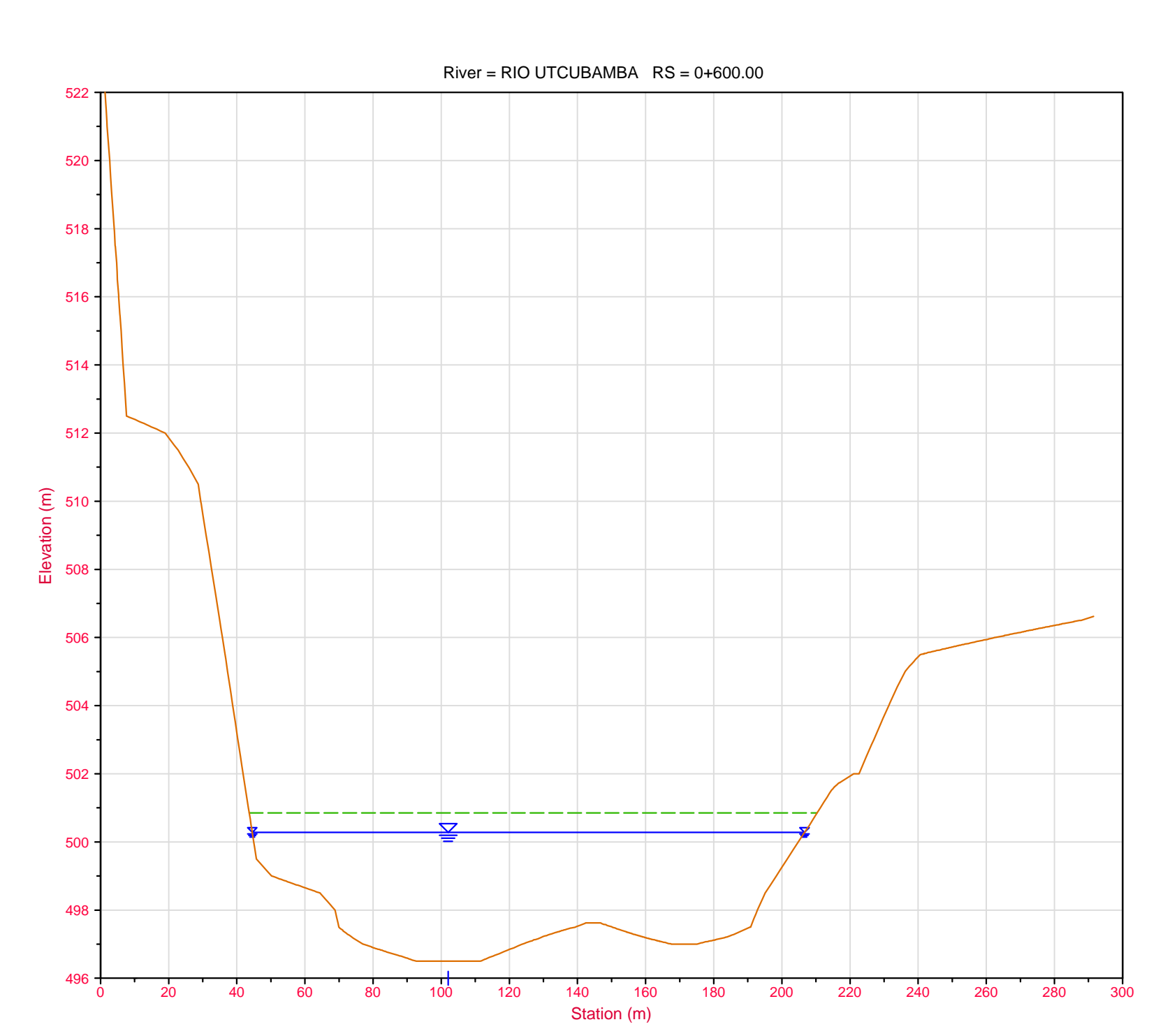
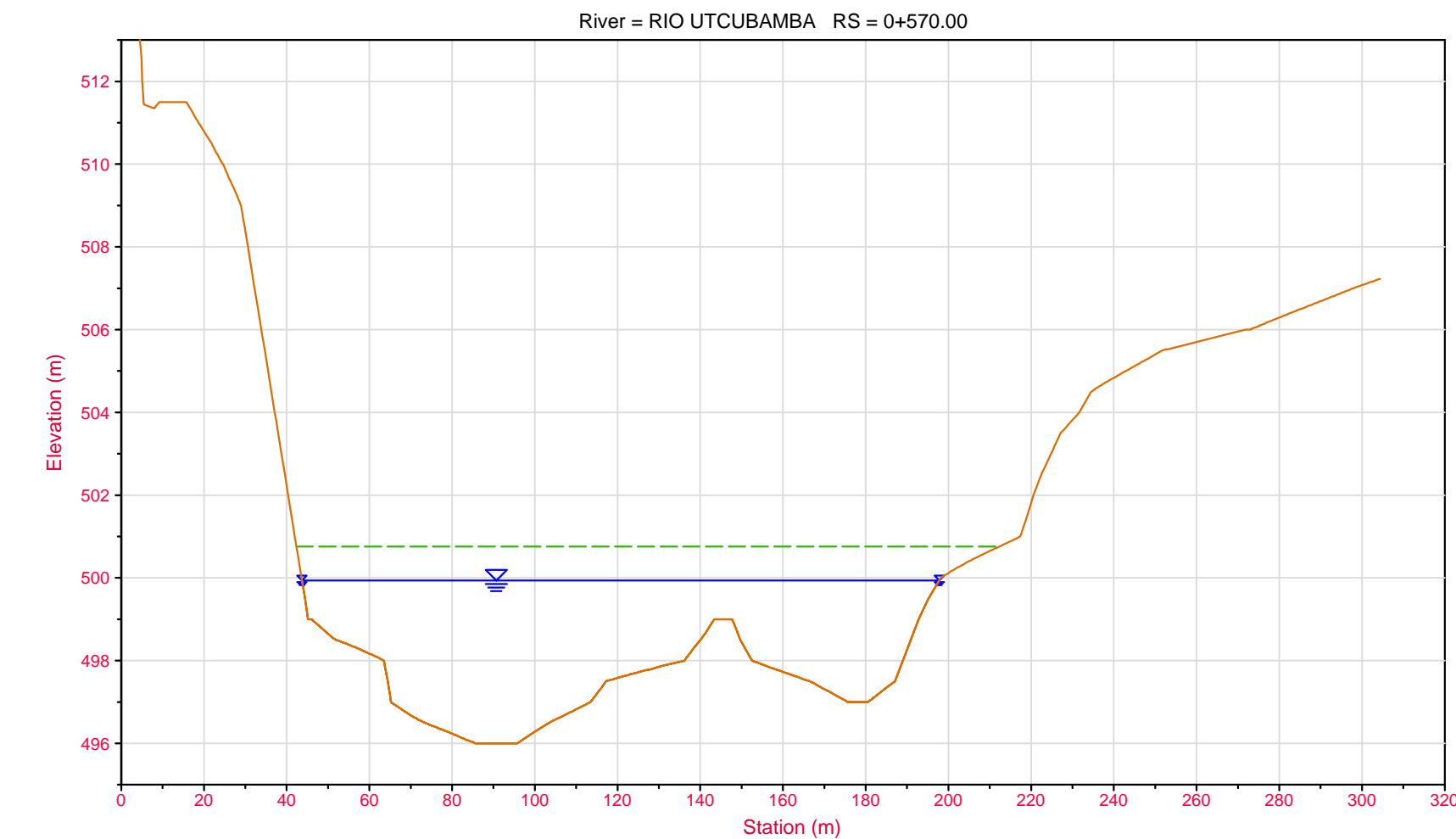
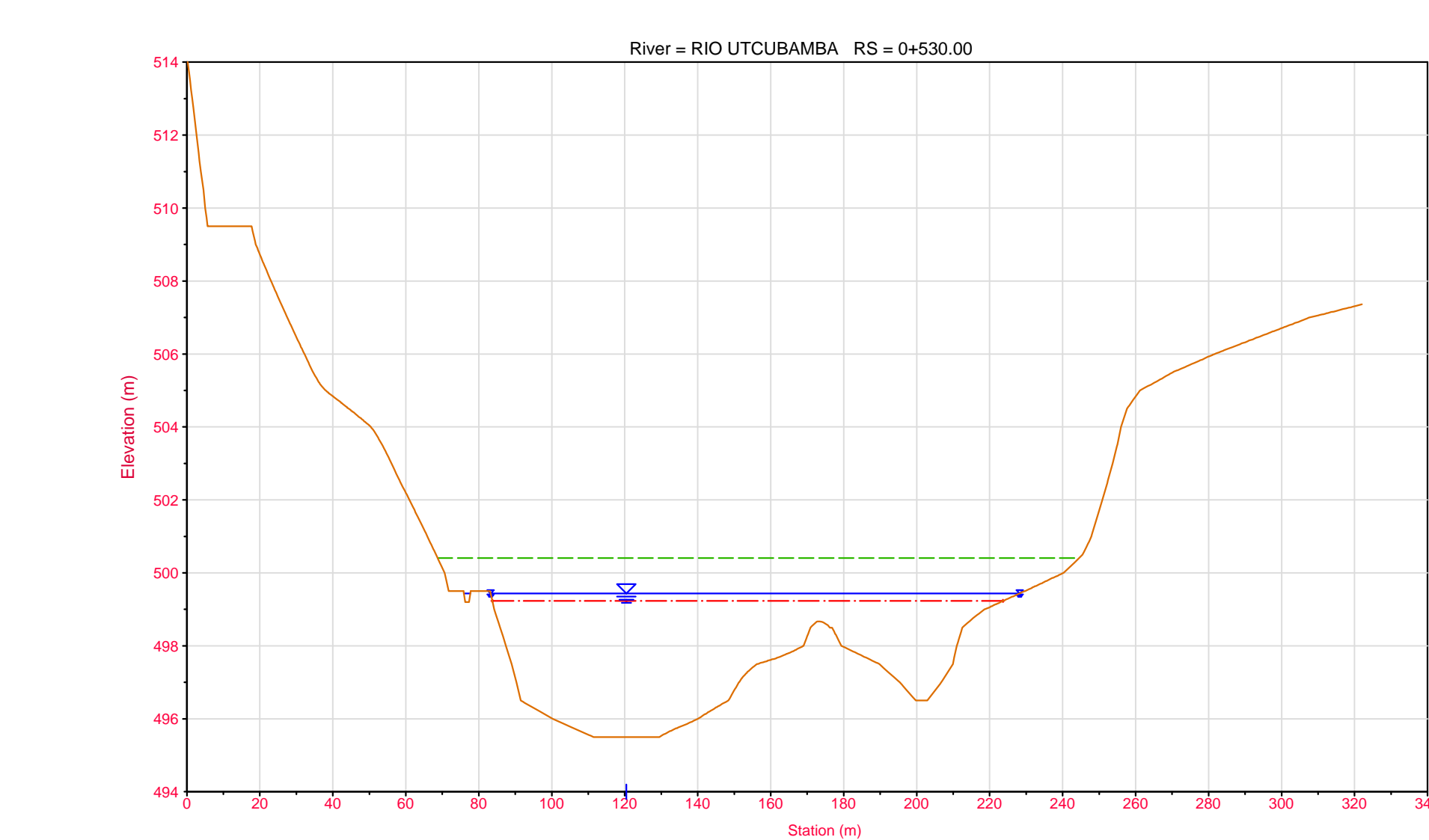


**Leyenda**

- EG Max WS
- Crit Max WS
- WS Max WS
- Terreno

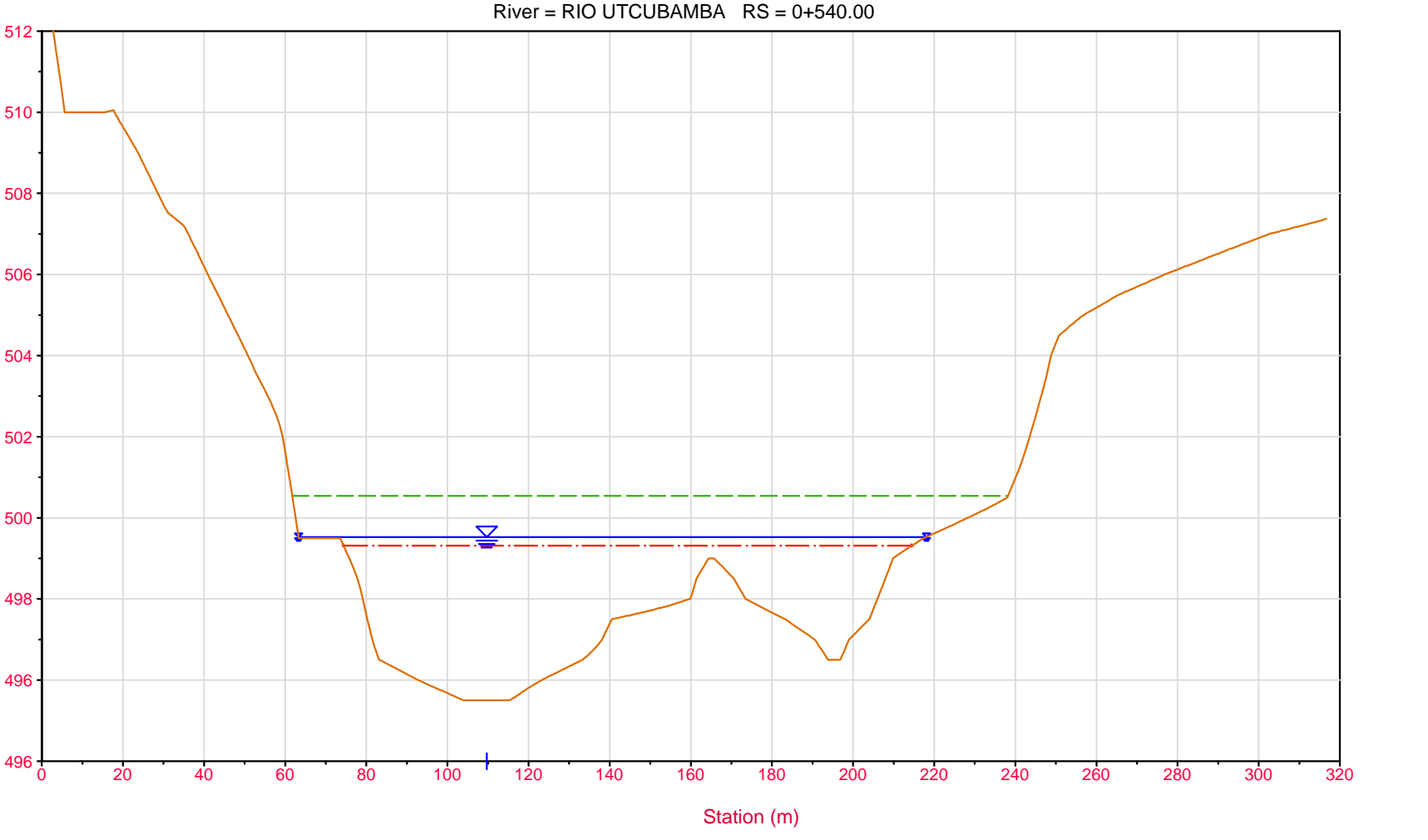
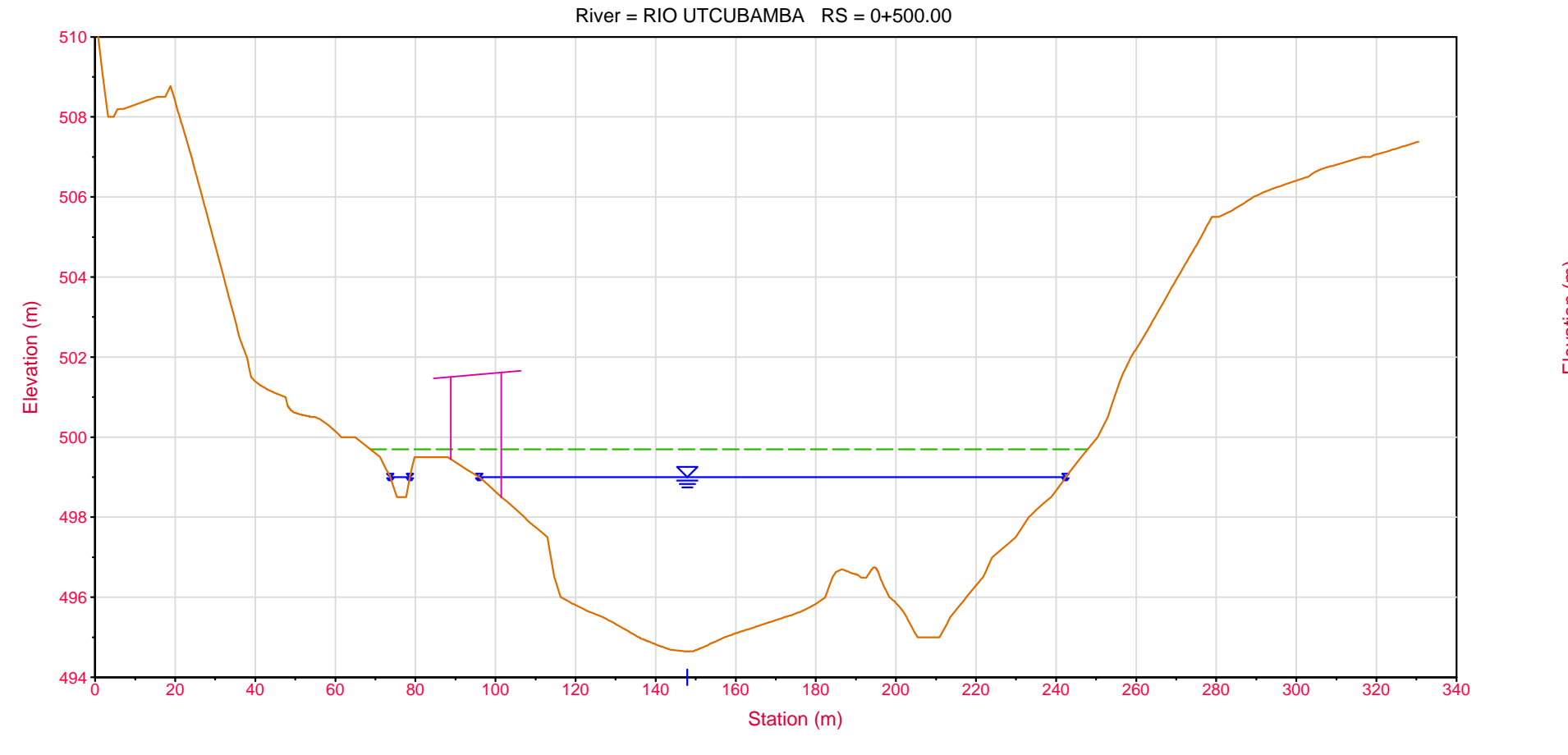
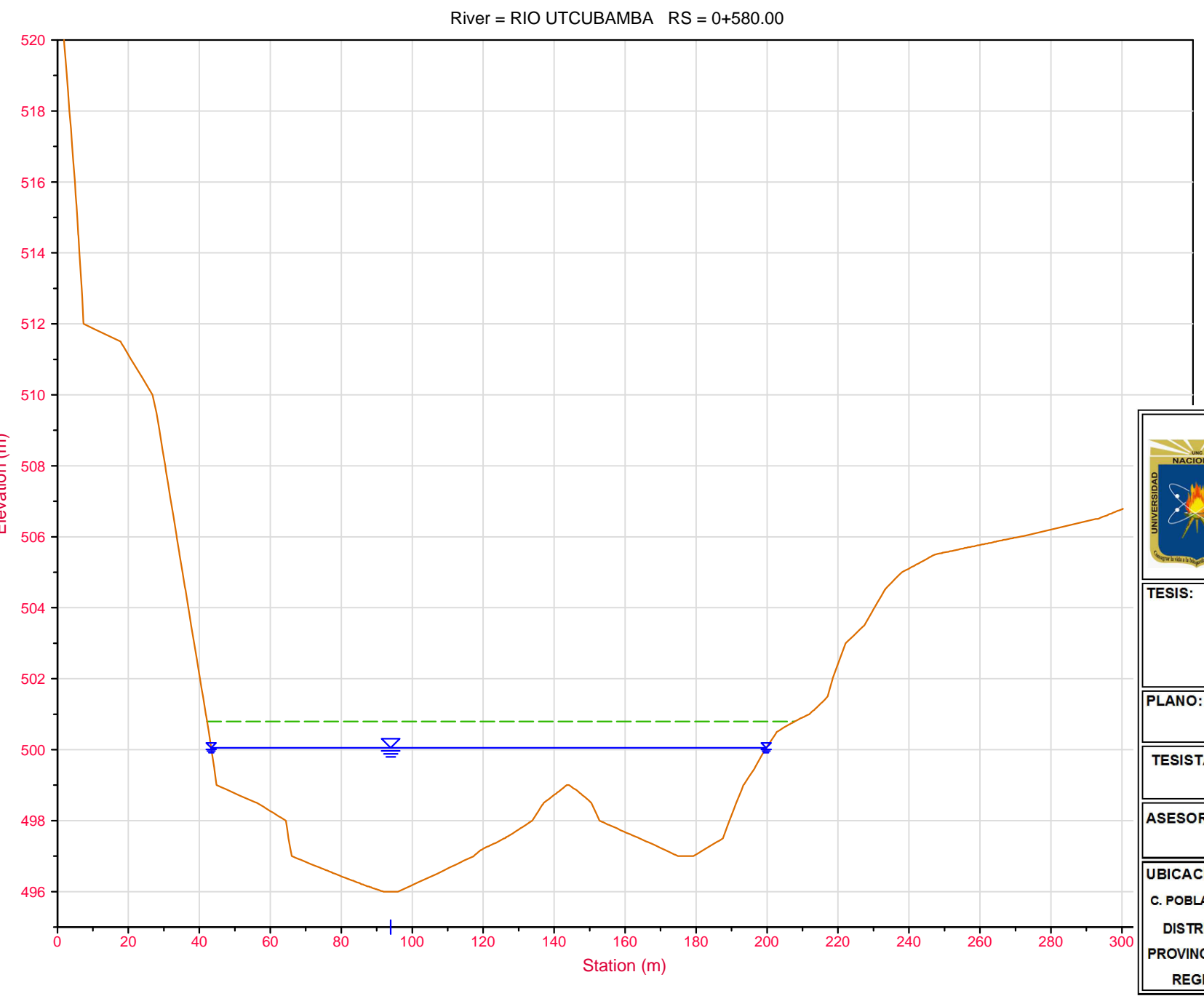
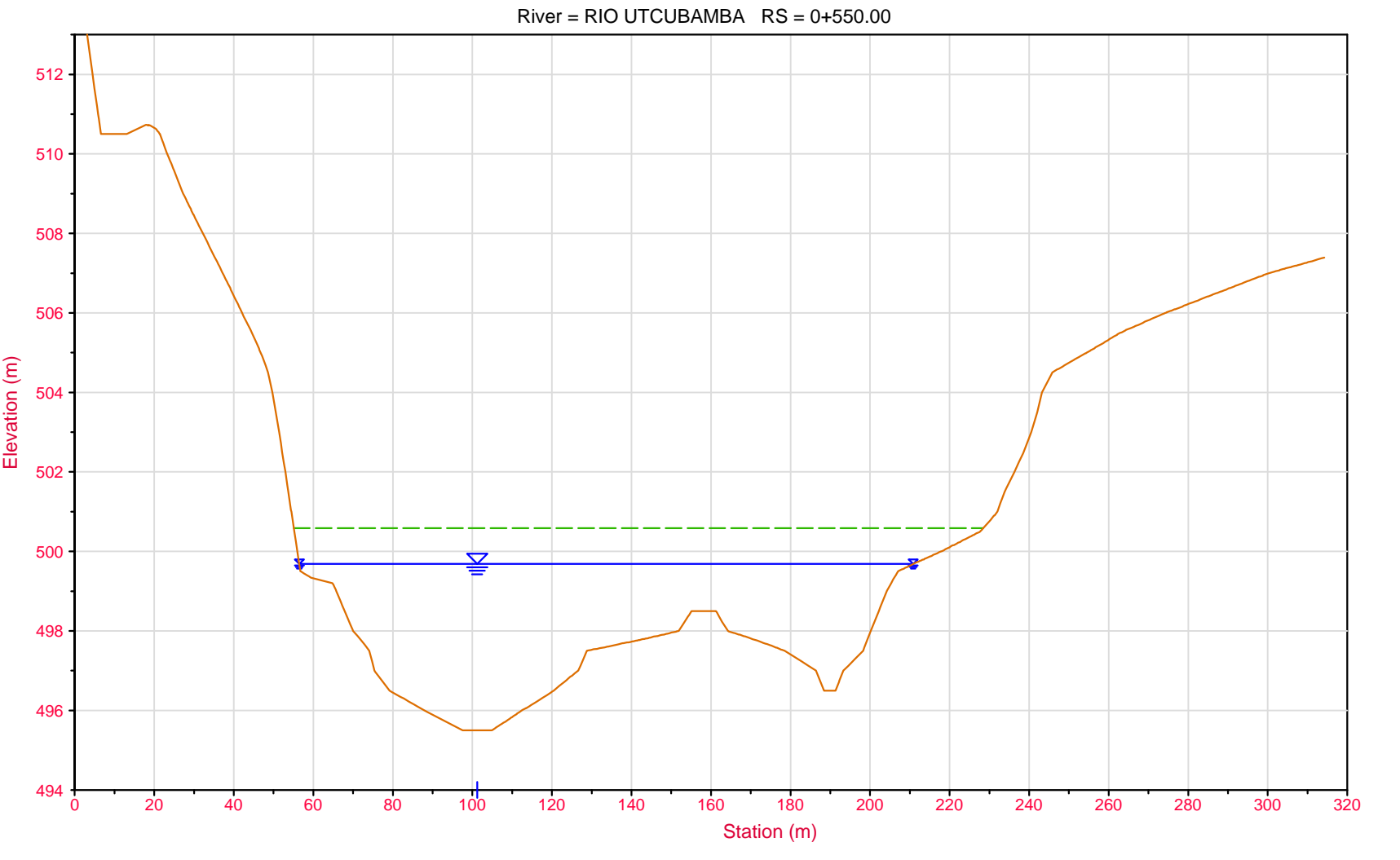
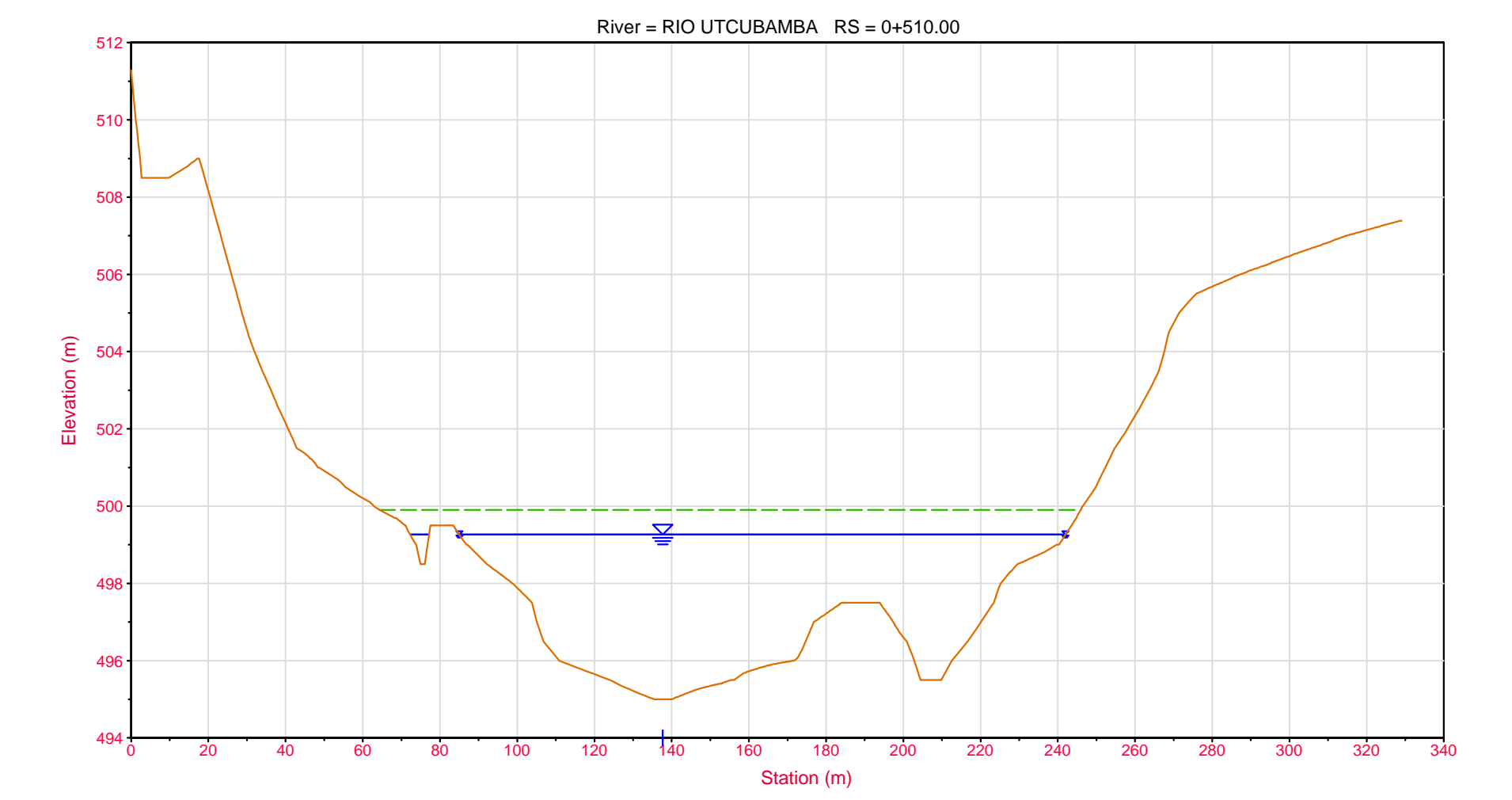
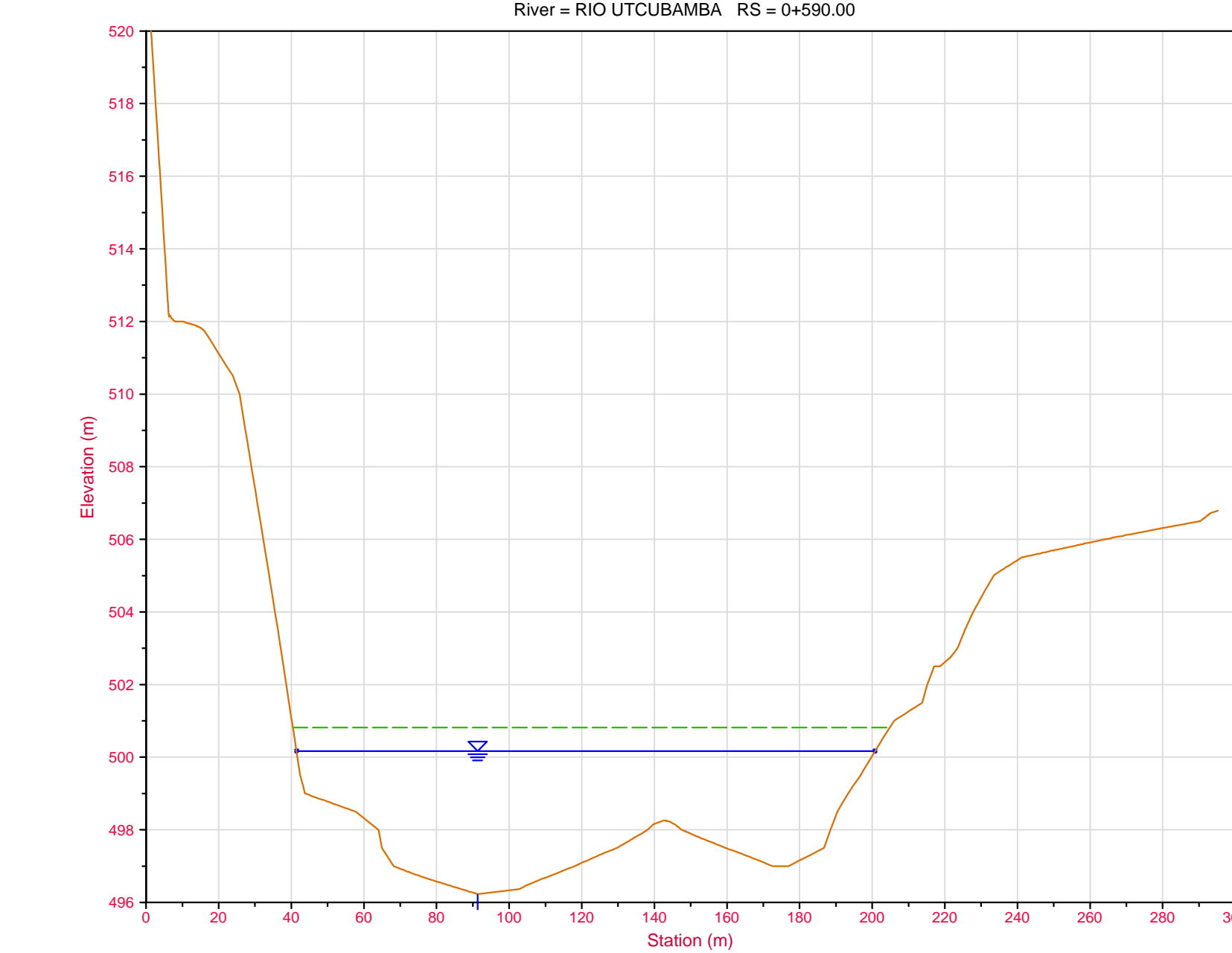
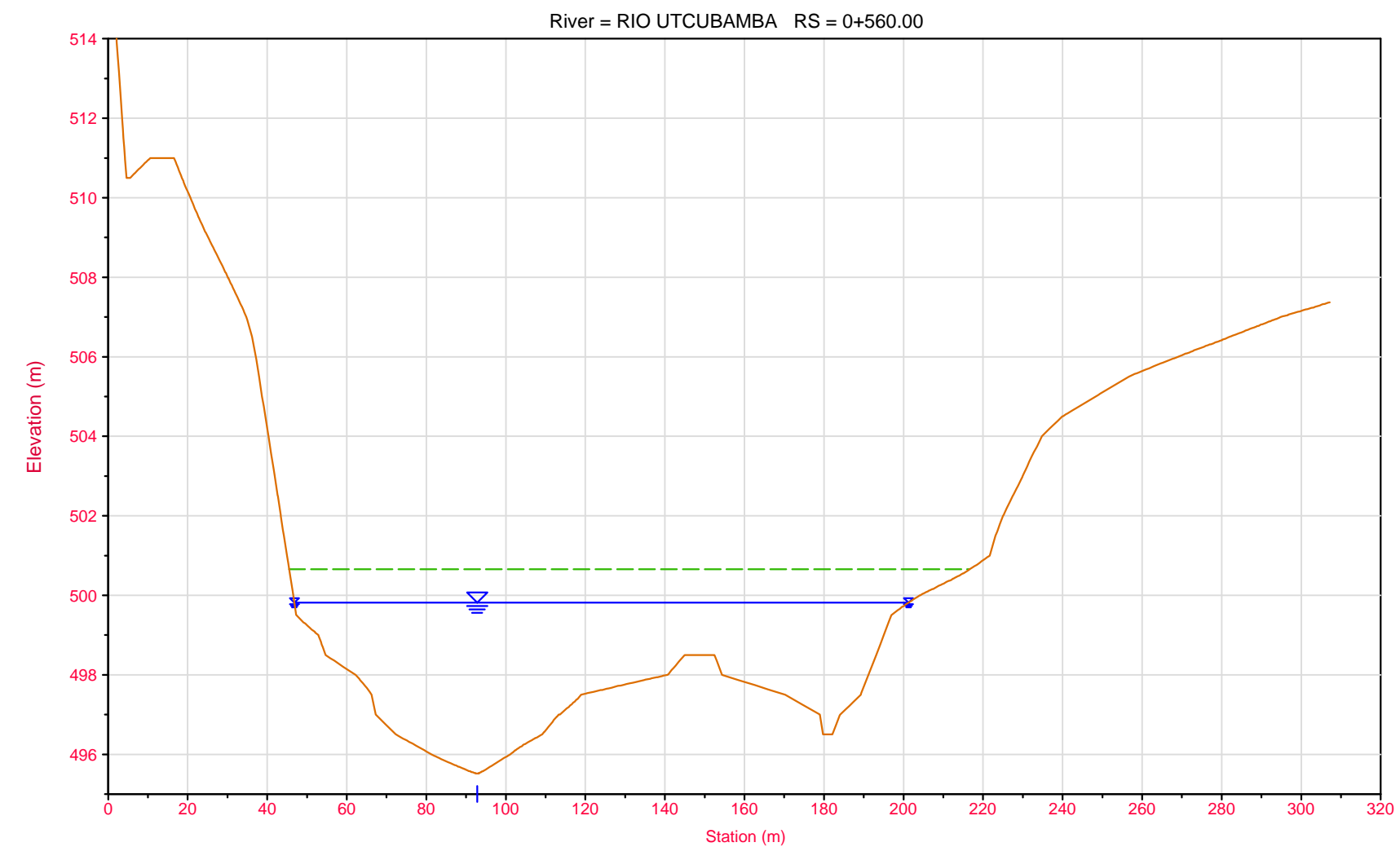
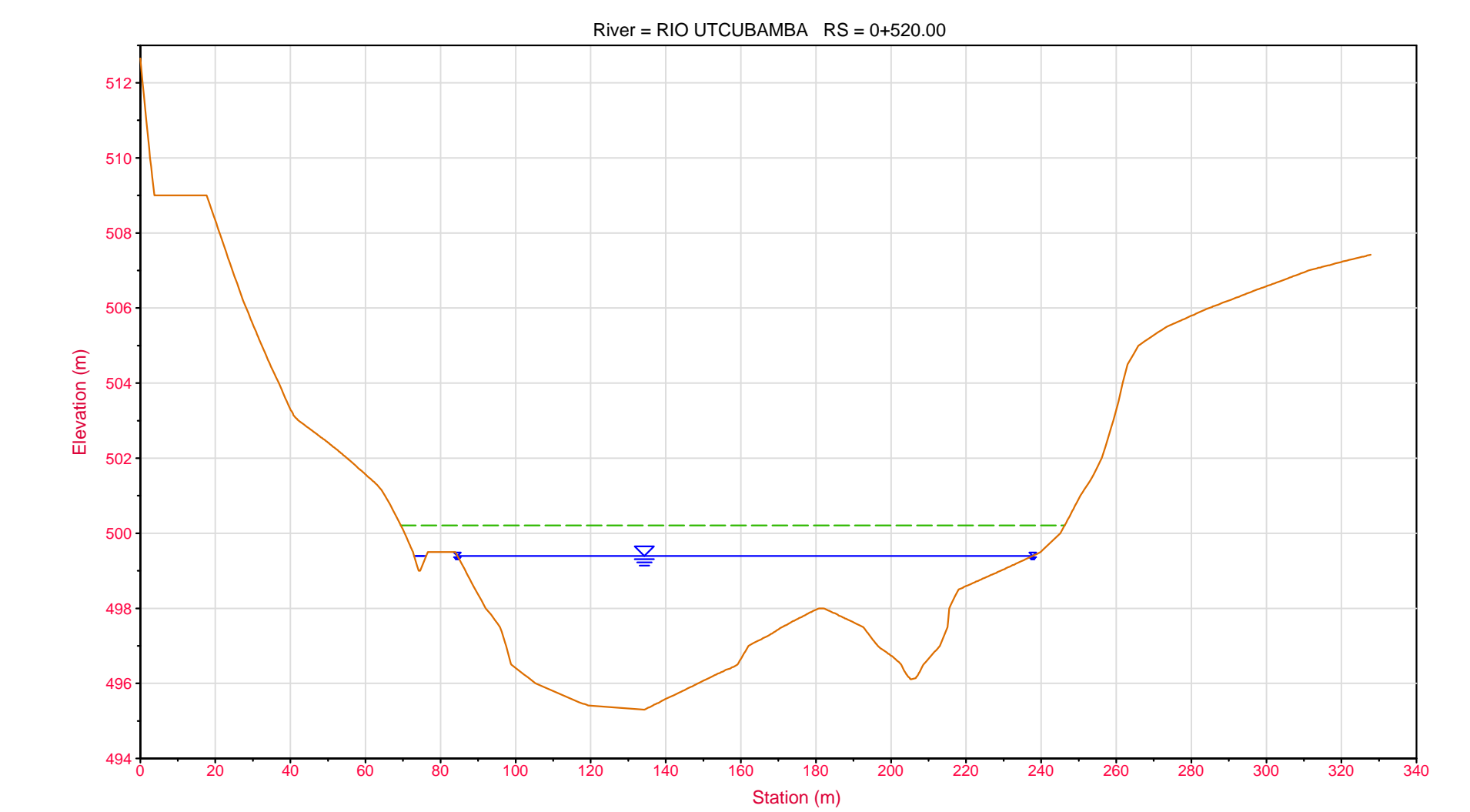


 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</b>		
<b>TESIS:</b> IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS		
<b>PLANO:</b> SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS		
<b>TESISTA:</b> BACH. ING. JILDIBRAN IKE NÚÑEZ SILVA		
<b>ASESOR:</b> MSC. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO		
<b>UBICACIÓN:</b> C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	<b>ESCALA:</b> H : 1/1500 V : 1/150 <b>FECHA:</b> OCT. - 2017 <b>DATUM:</b>	<b>LAMINA:</b> <b>ST-04</b>



**Leyenda**

- EG Max WS
- Crit Max WS
- WS Max WS
- Terreno



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**

TESISTA: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS

TESISTA: BACH. ING. JILDIBRAN IKE NÚÑEZ SILVA

ASESOR: MSC. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO

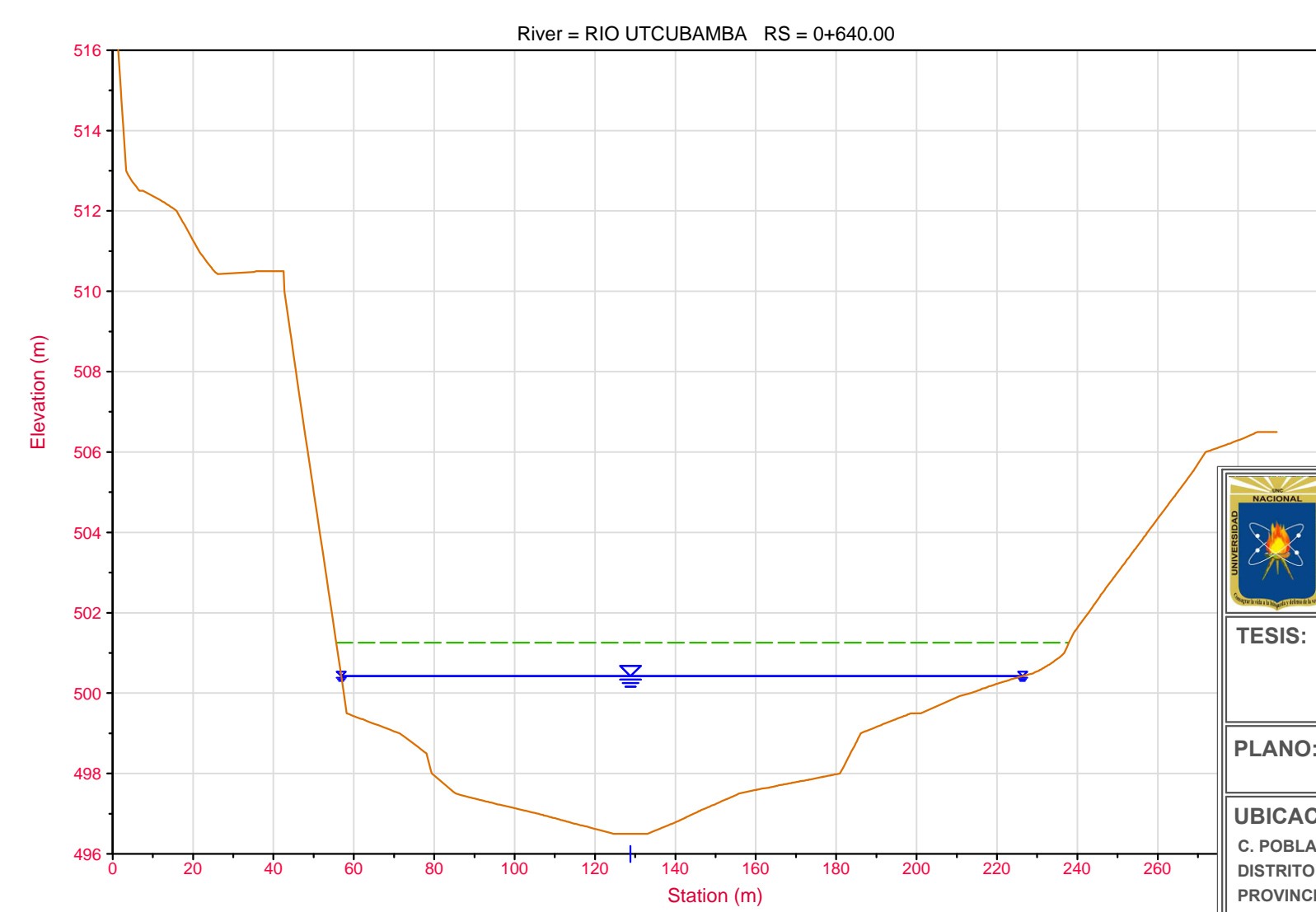
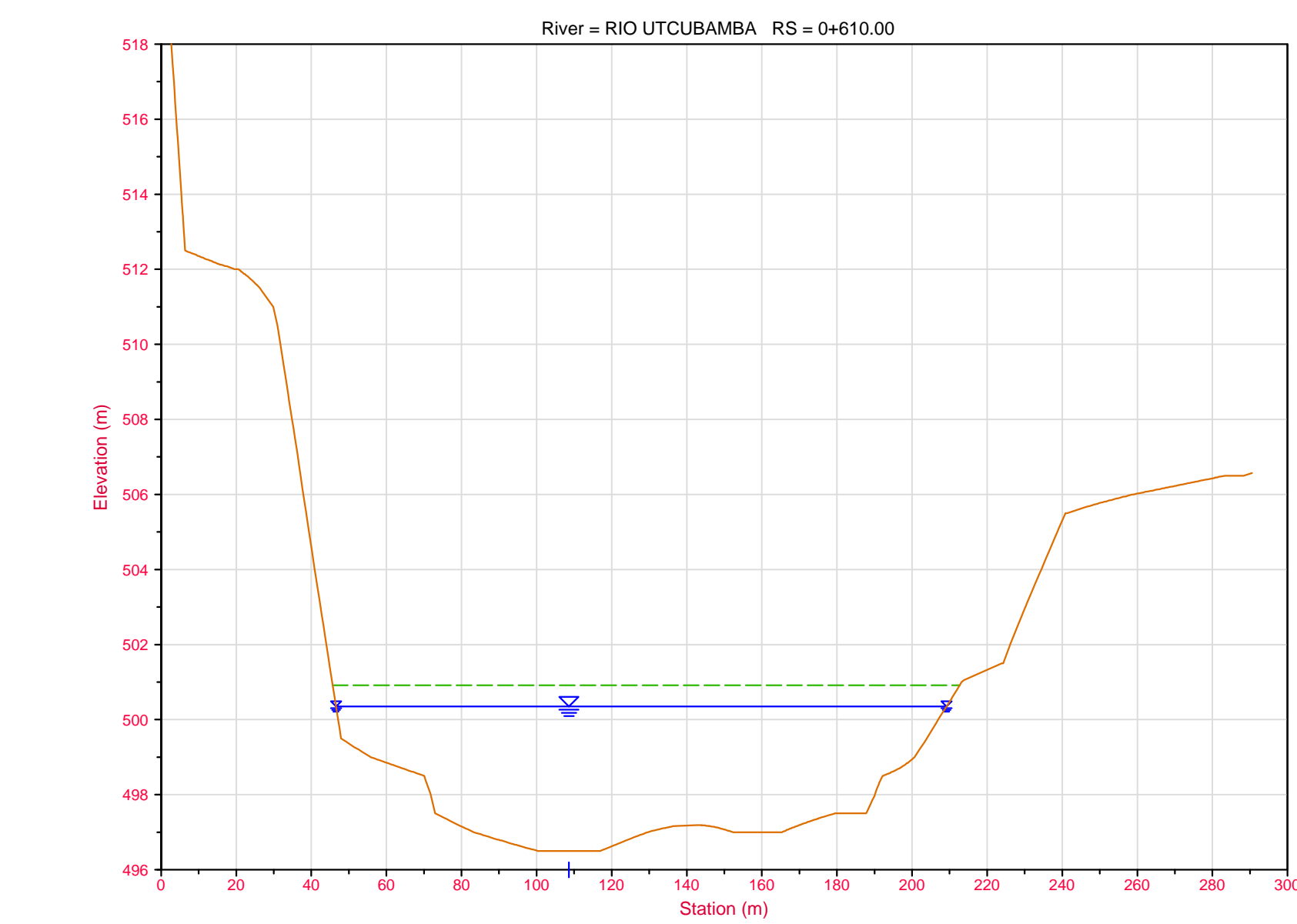
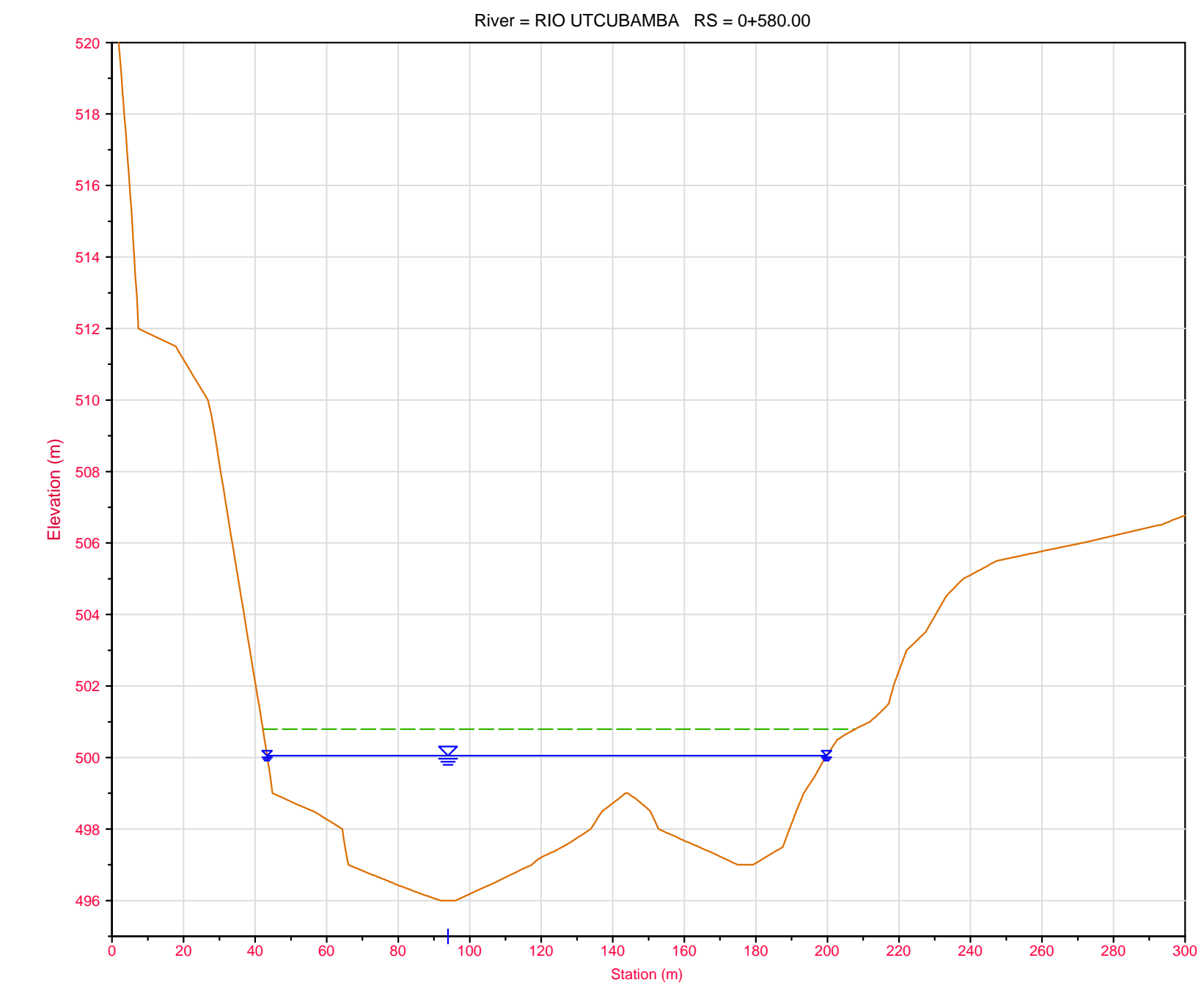
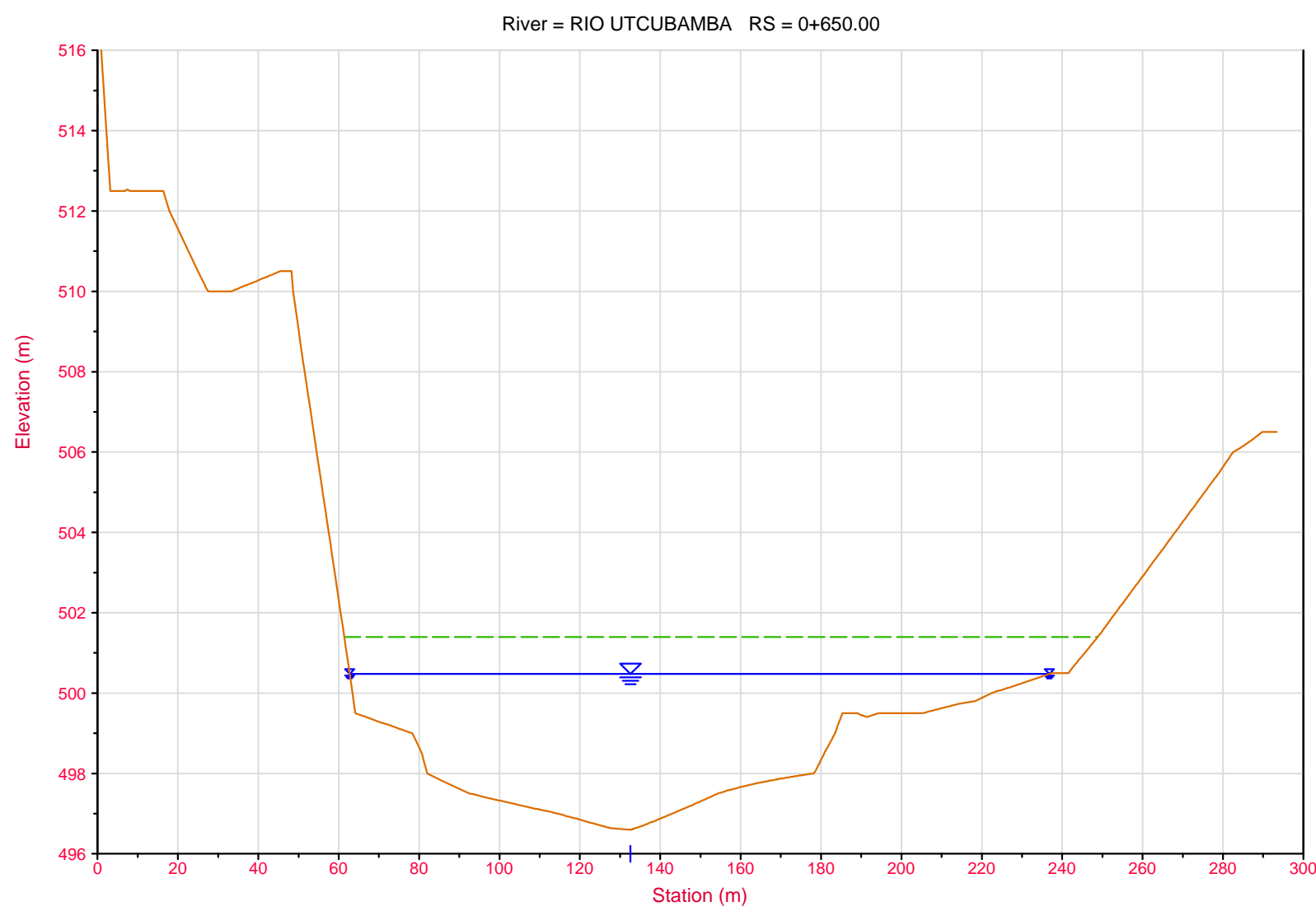
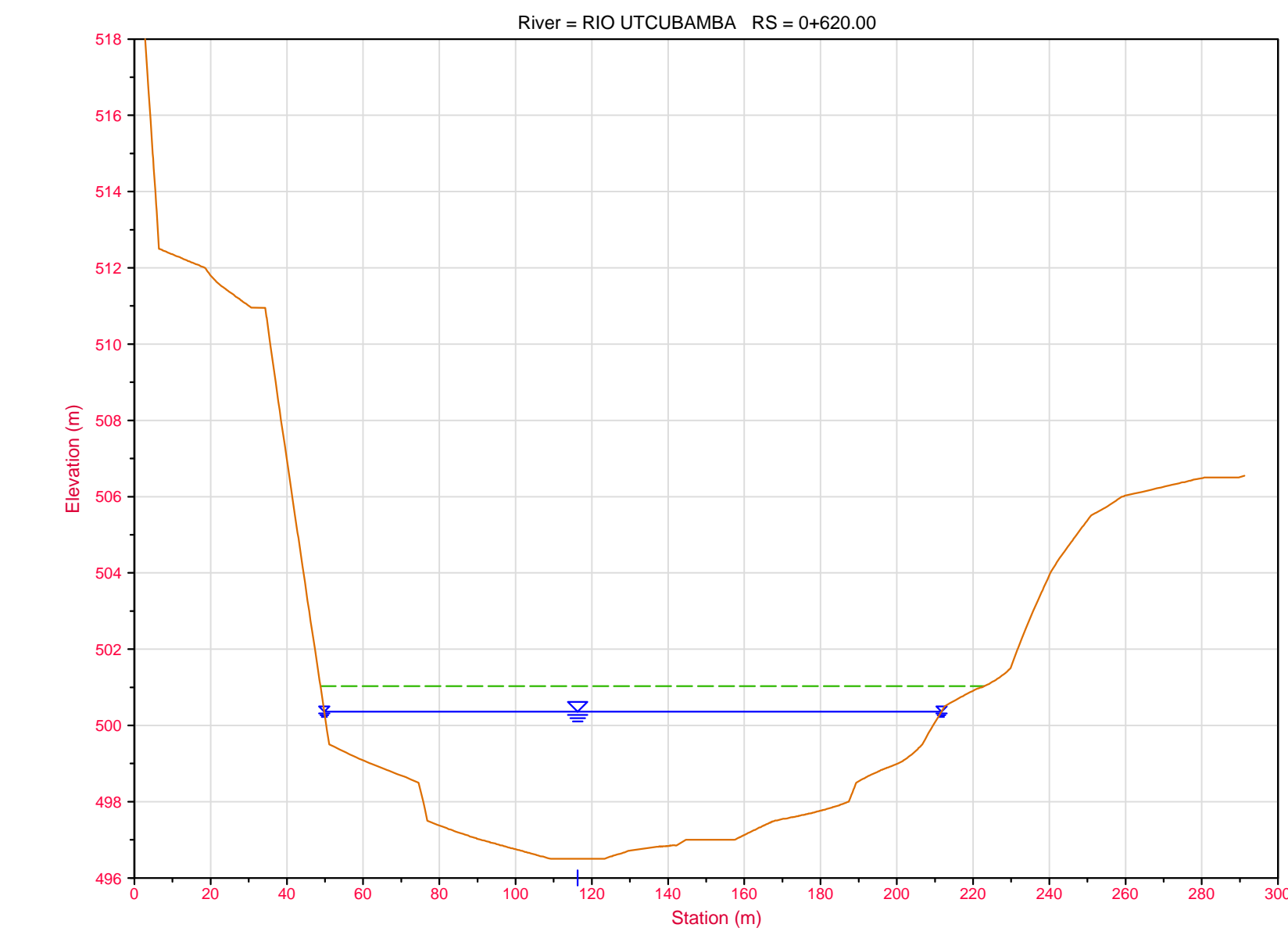
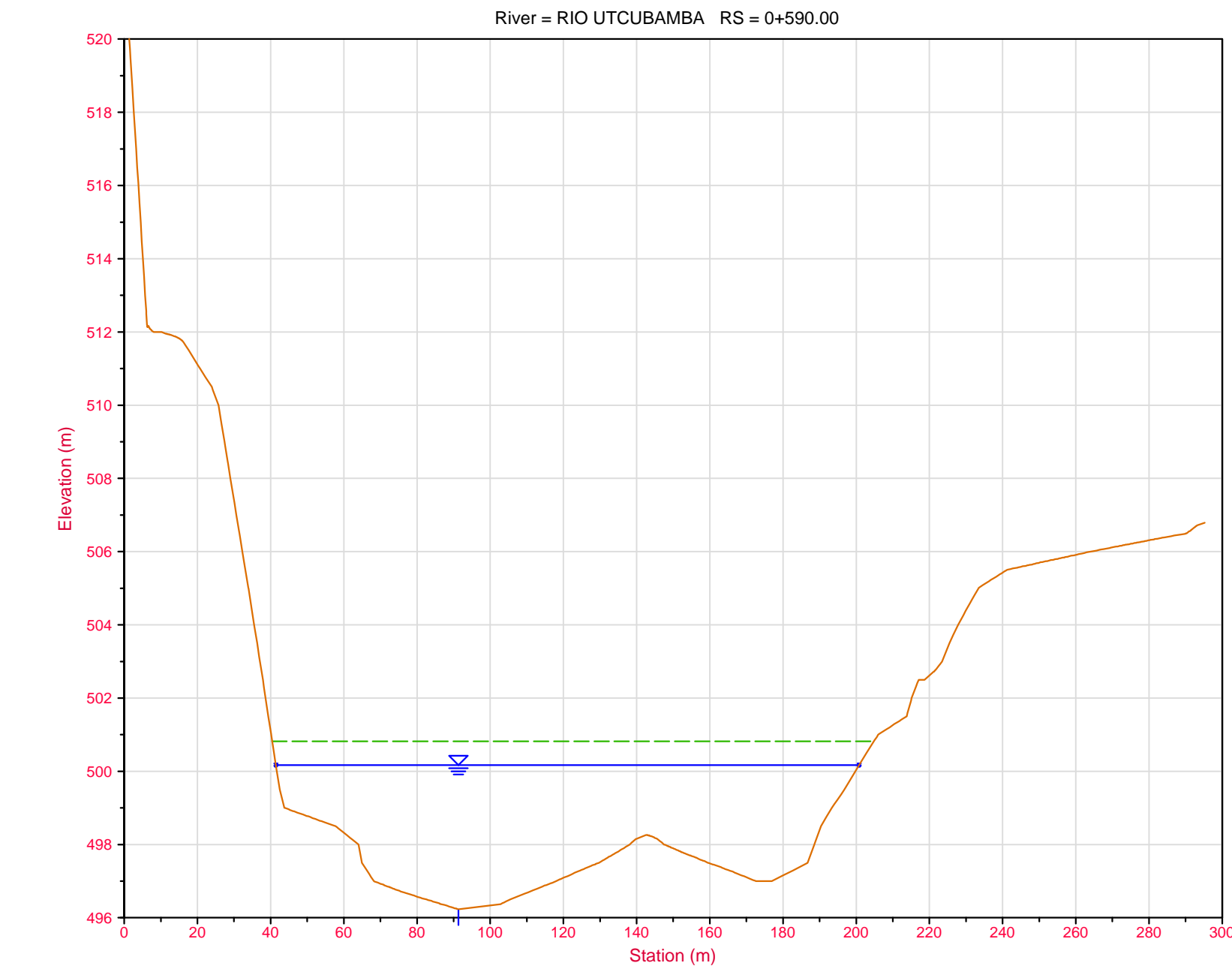
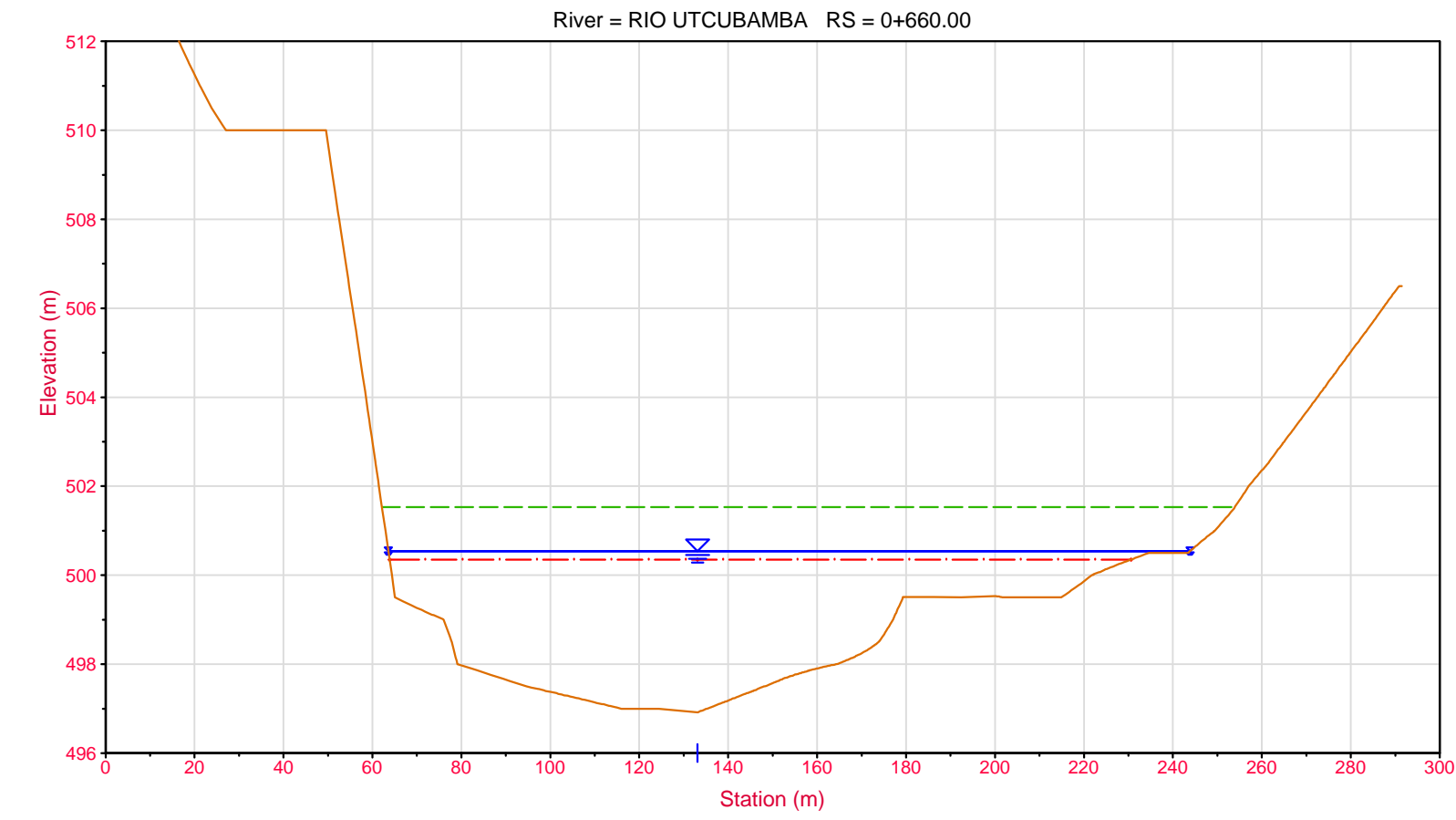
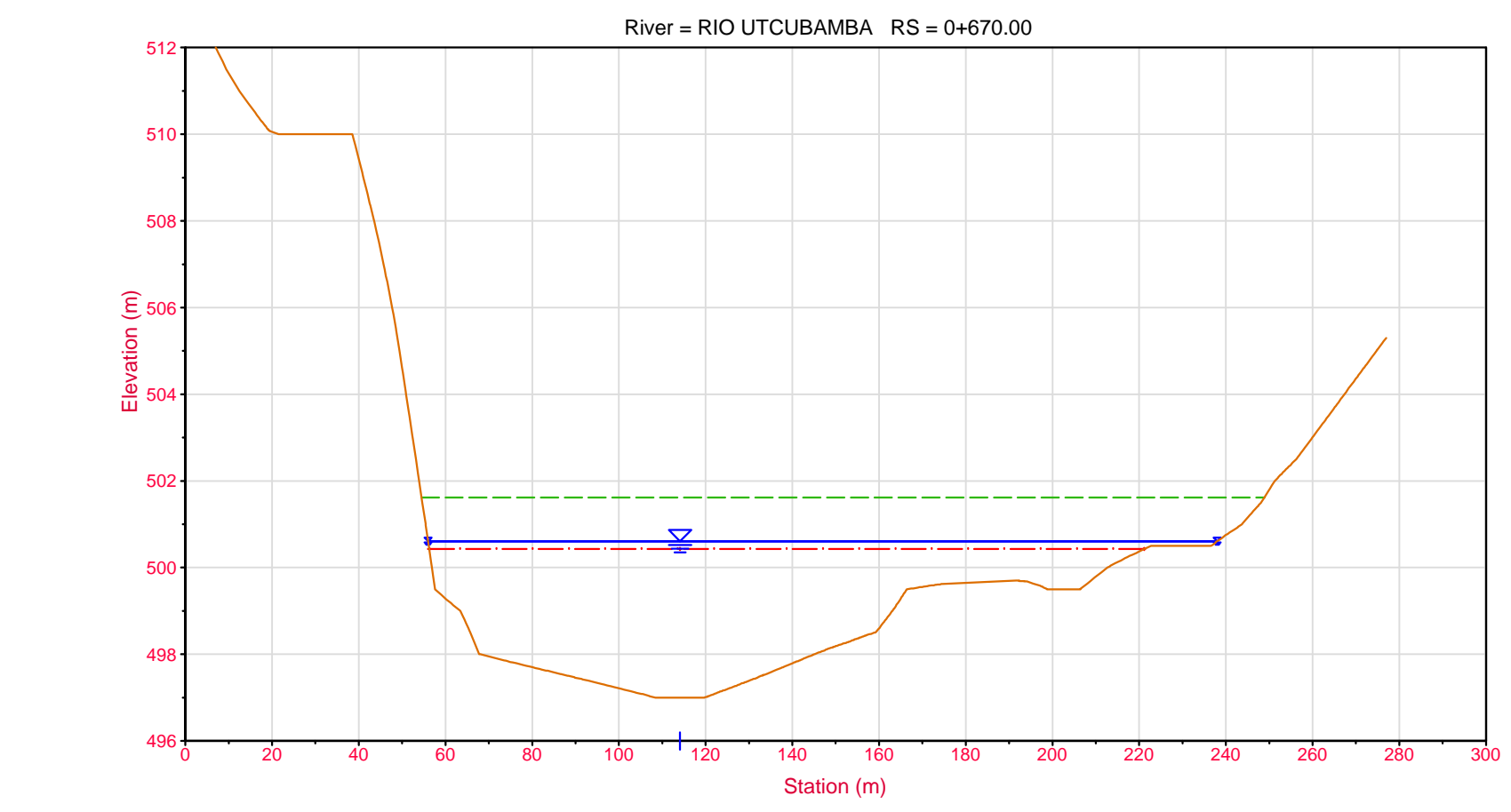
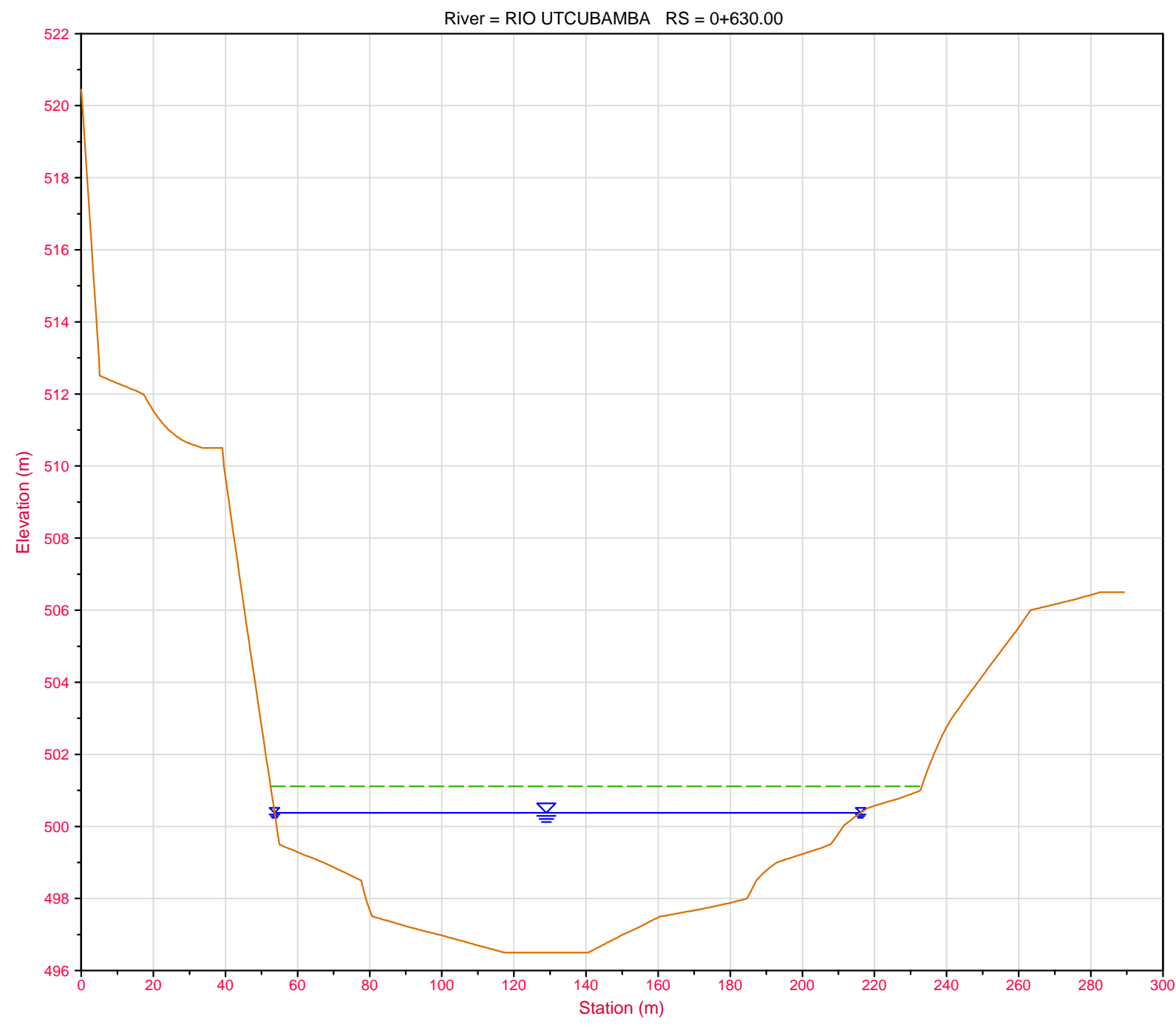
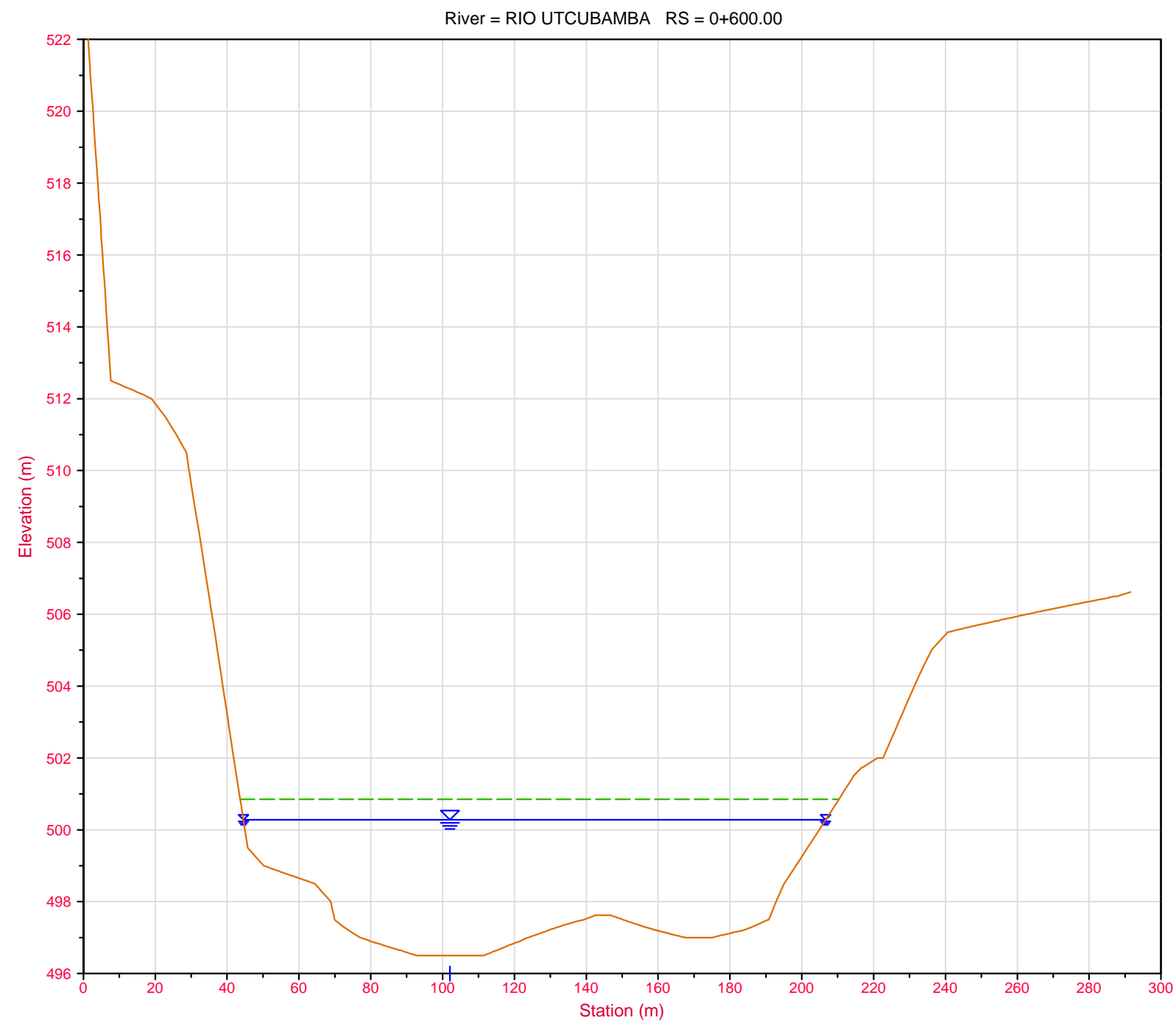
UBICACIÓN: C. POBLADO : NARANJITOS  
 DISTRITO : CAJARURO  
 PROVINCIA : UTCUBAMBA  
 REGIÓN : AMAZONAS


ESCALA: H : 1:1500  
 V : 1:150

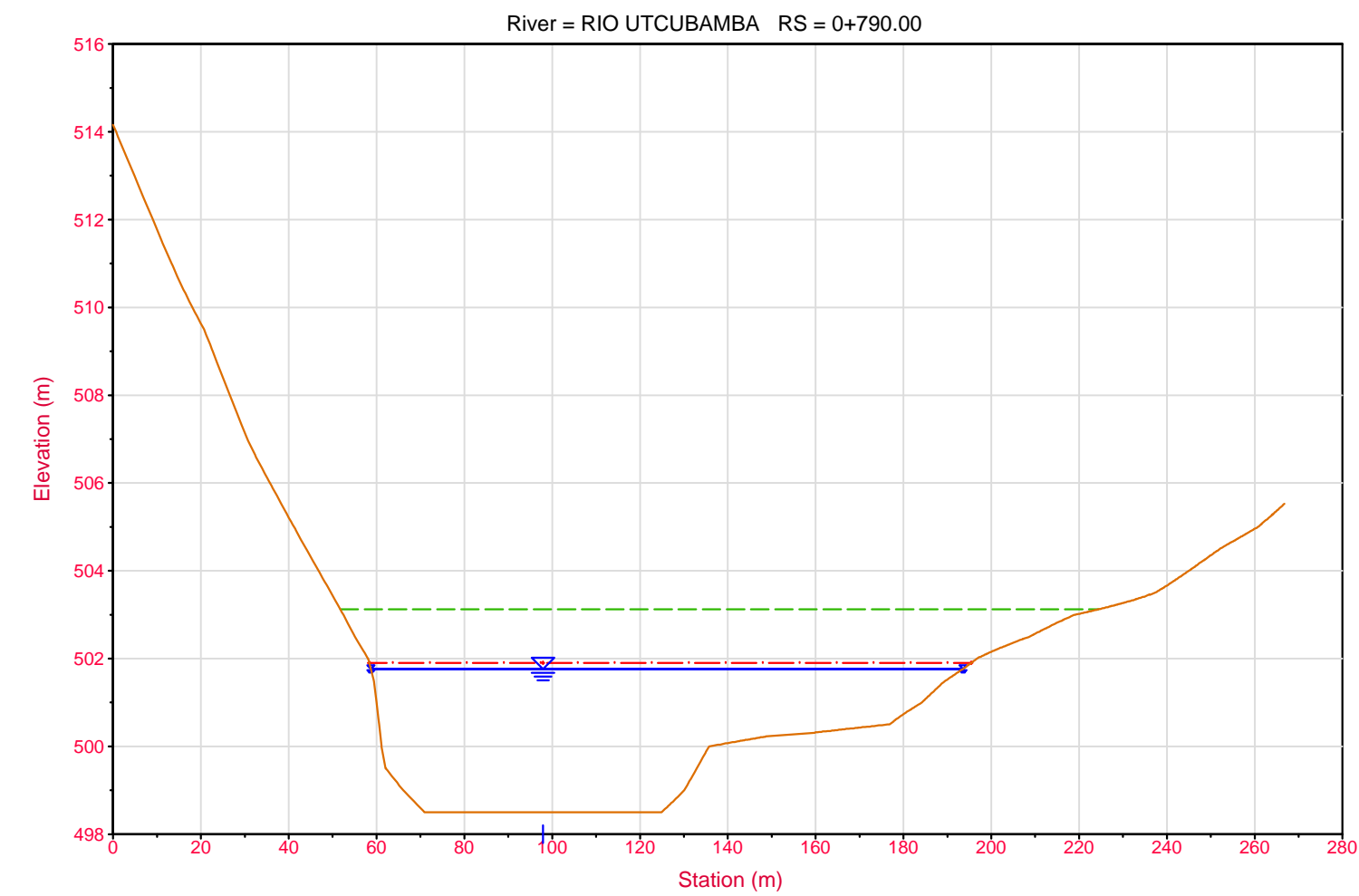
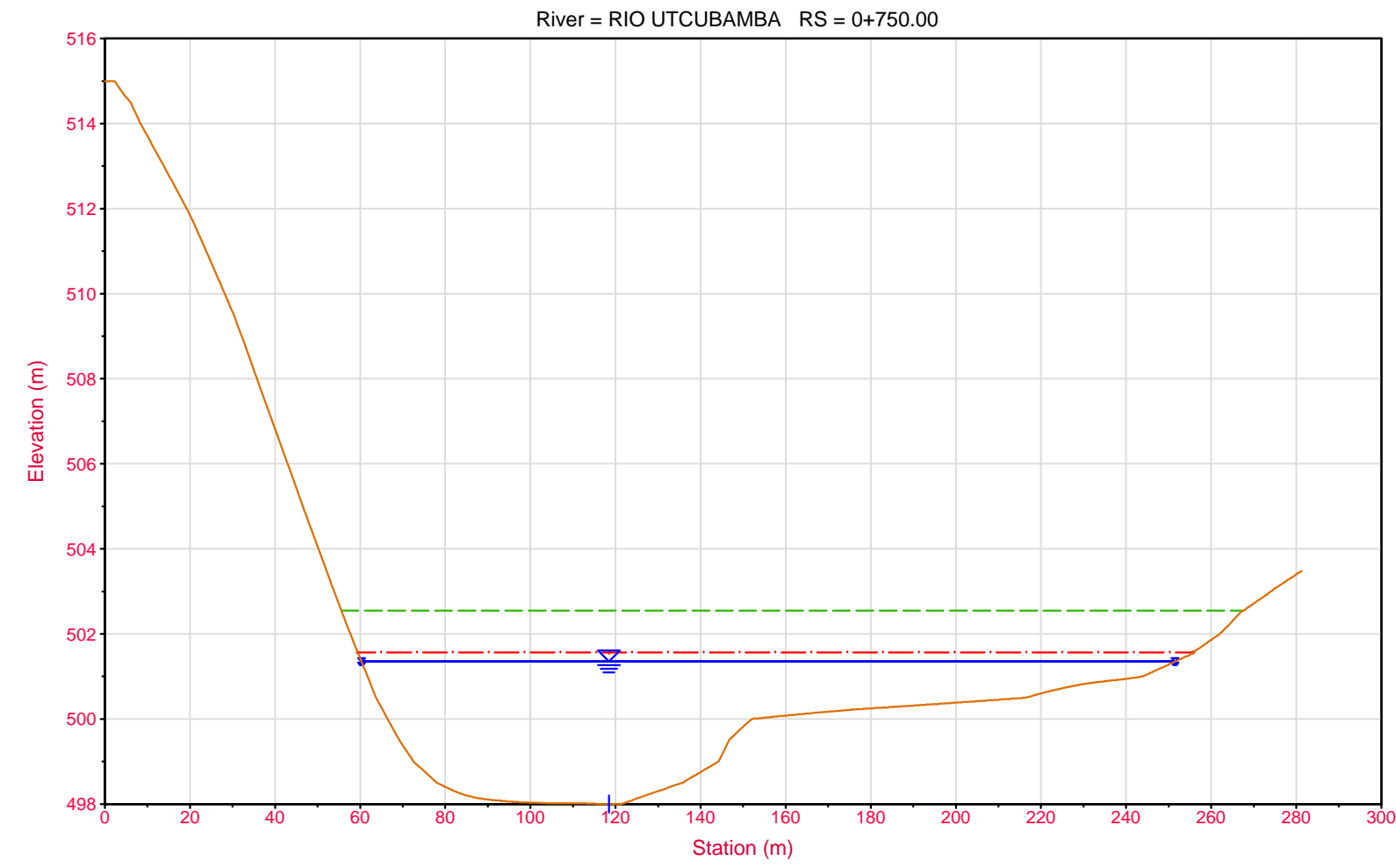
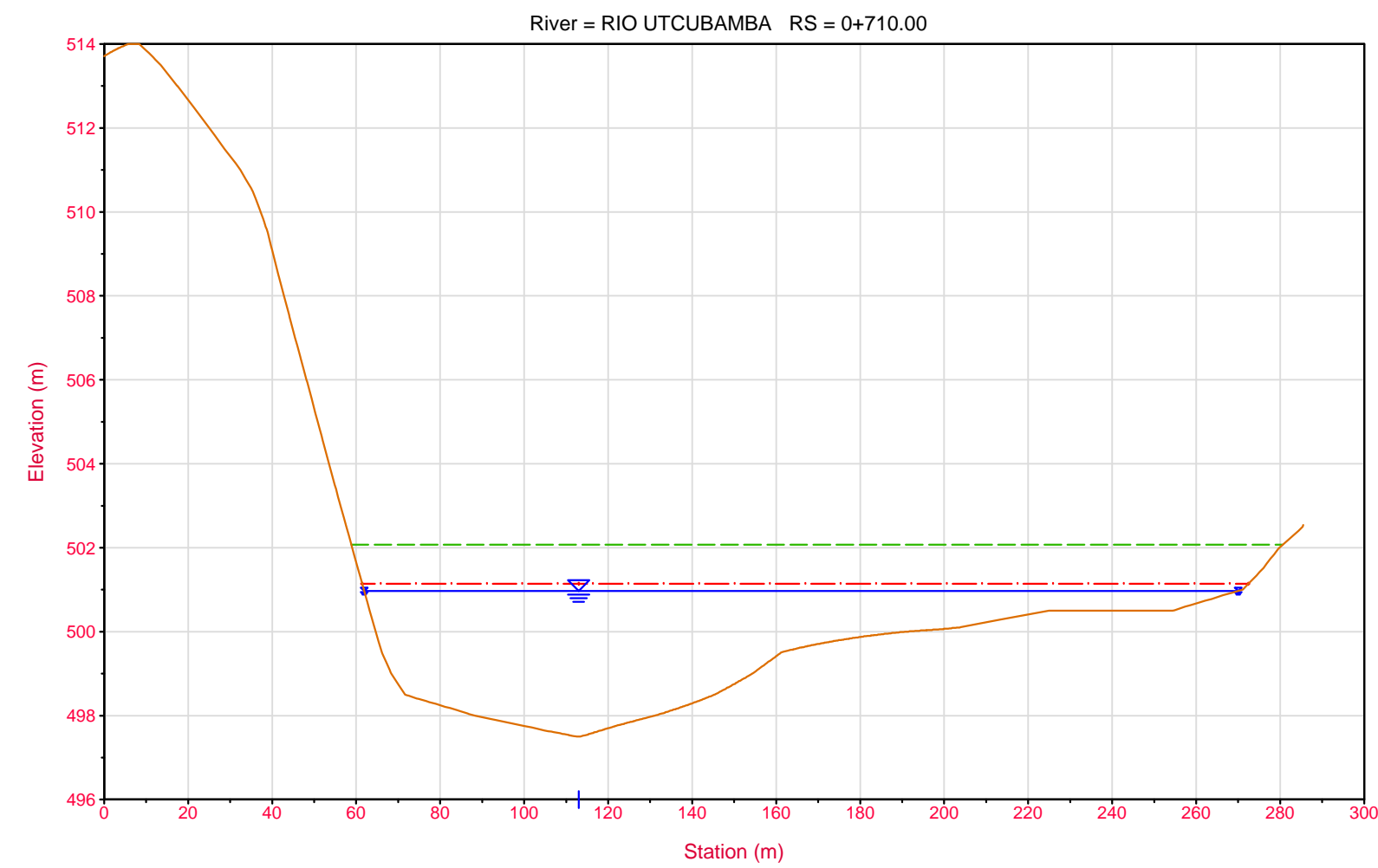
FECHA: OCT.-2017  
 DATUM: UTM - WGS84 17S

LAMINA: **ST-05**



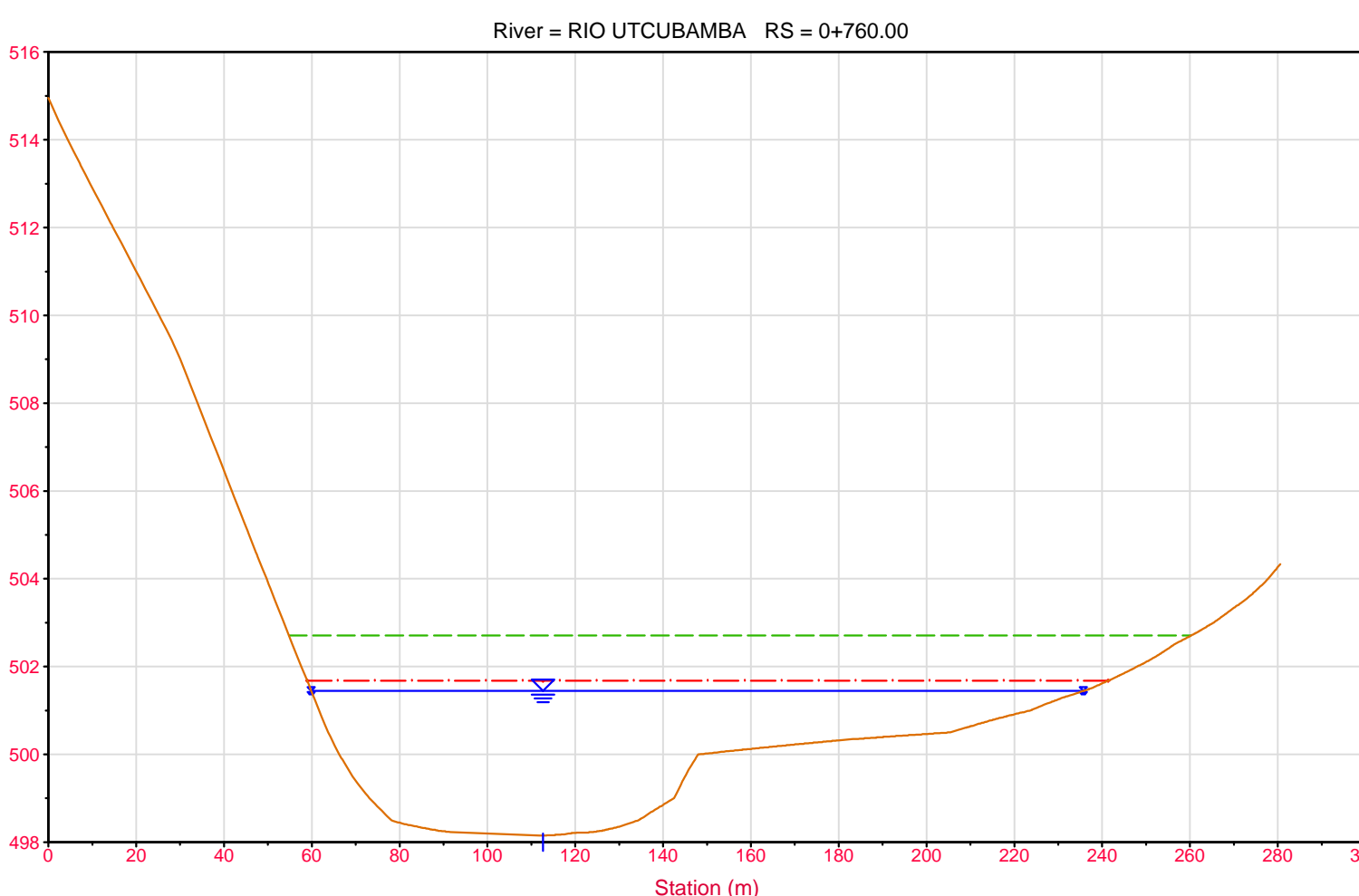
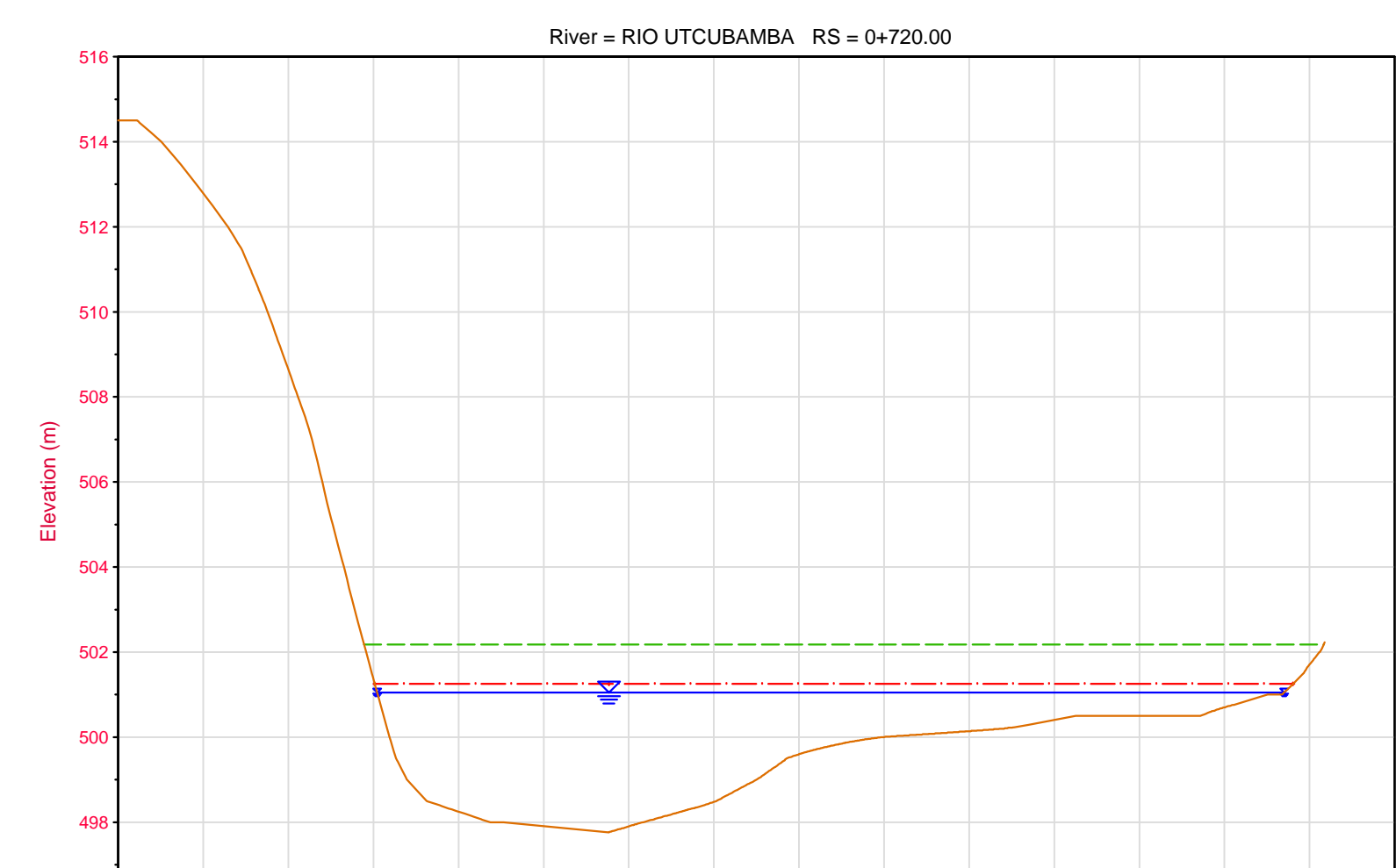
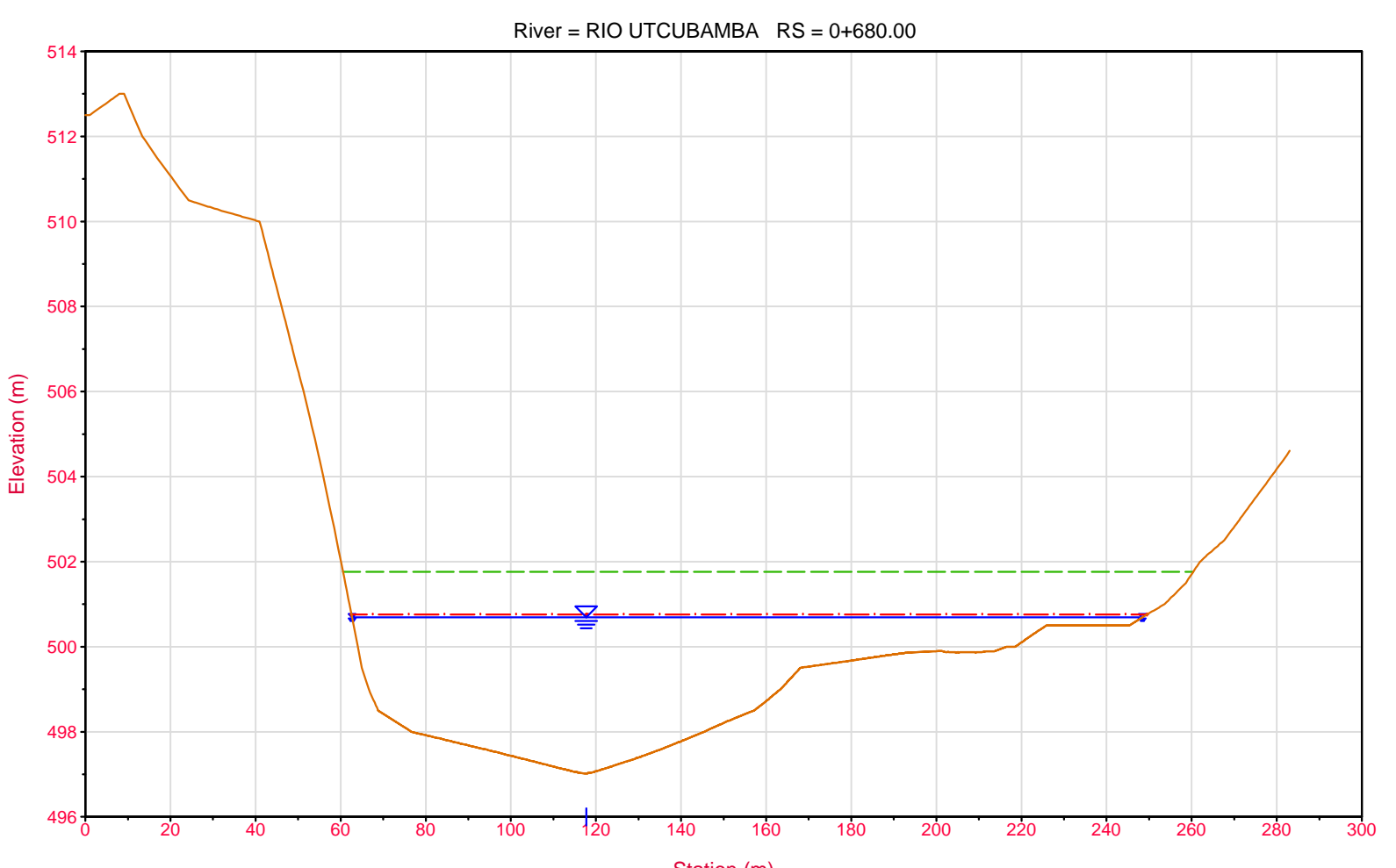
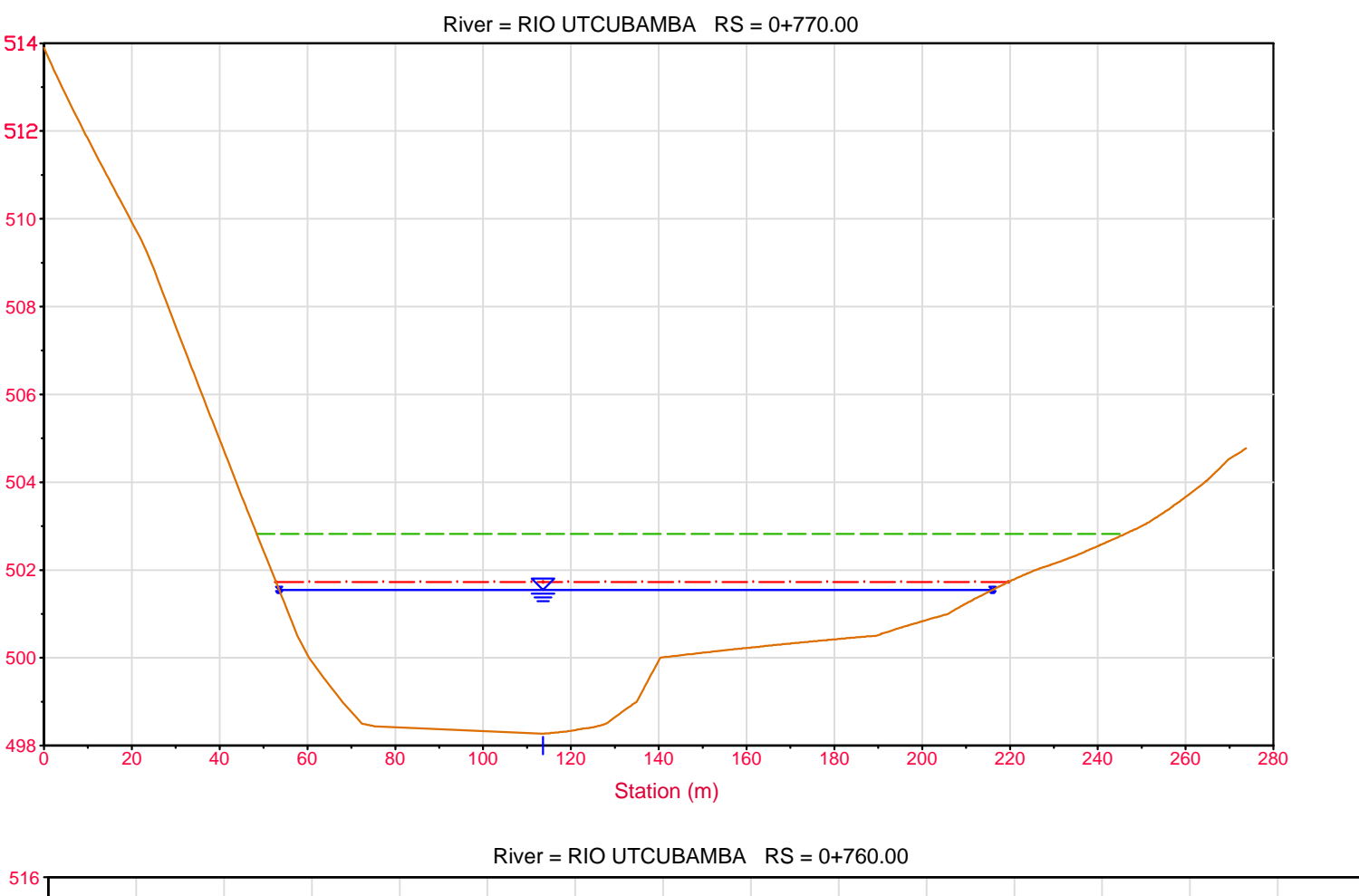
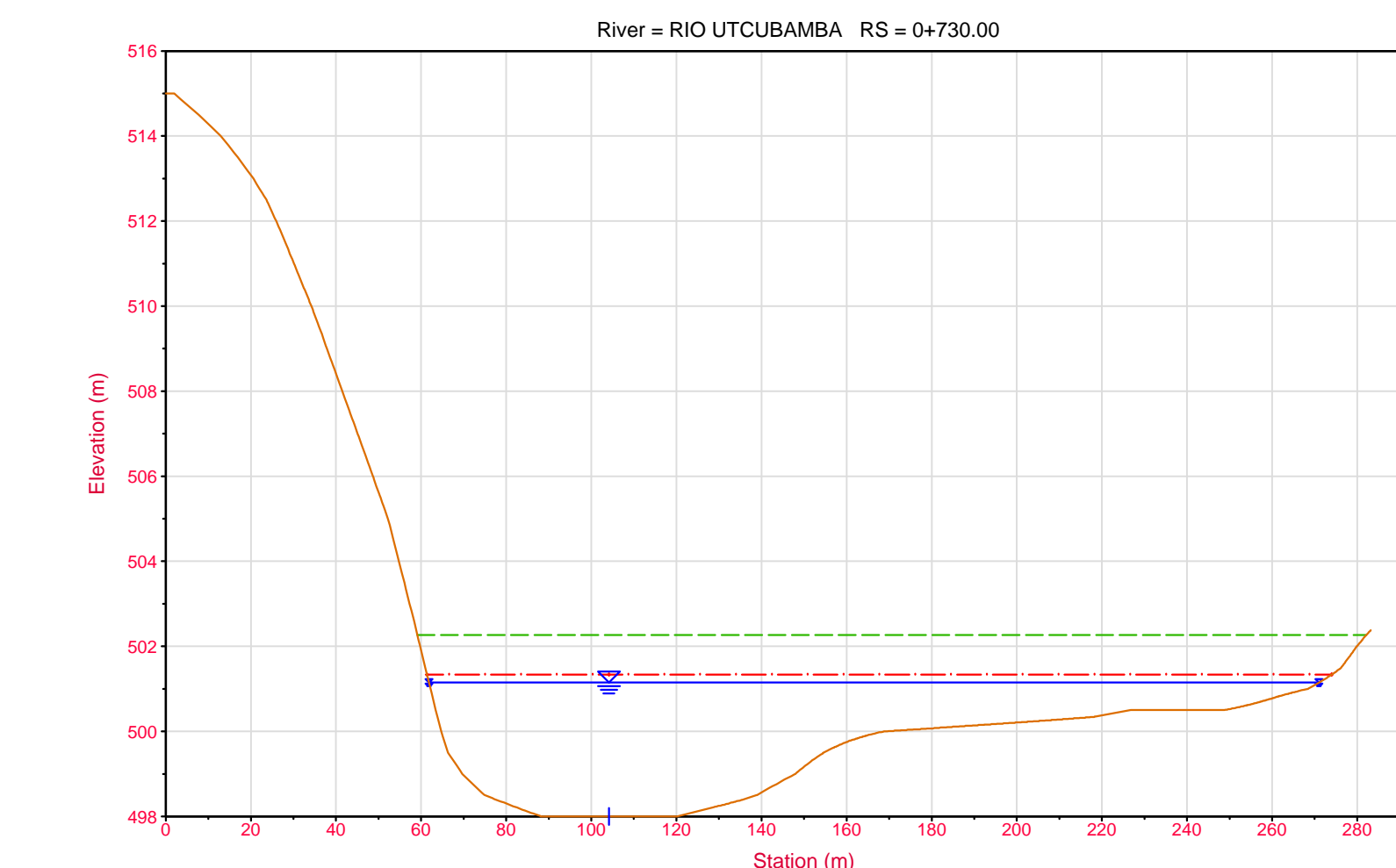
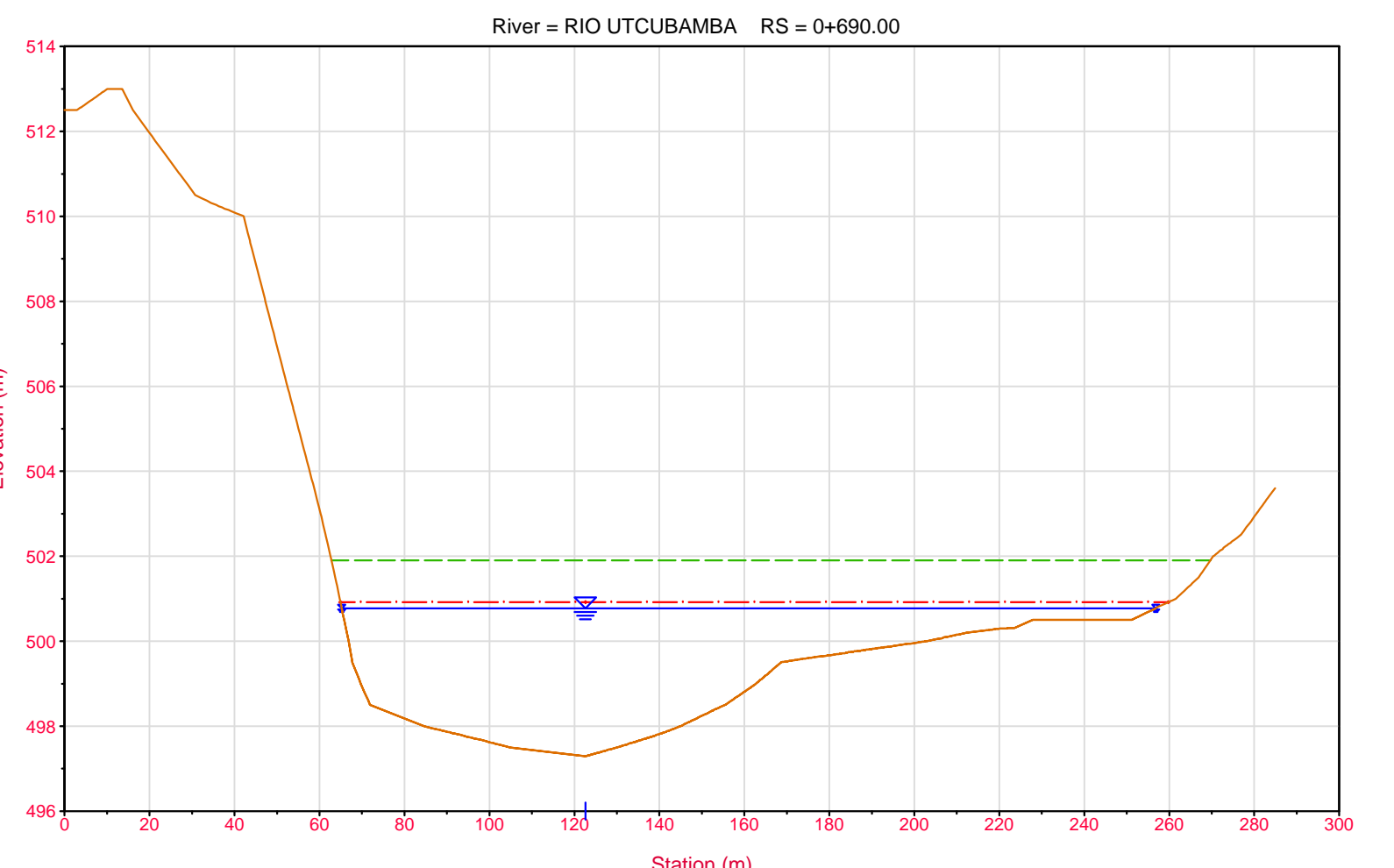
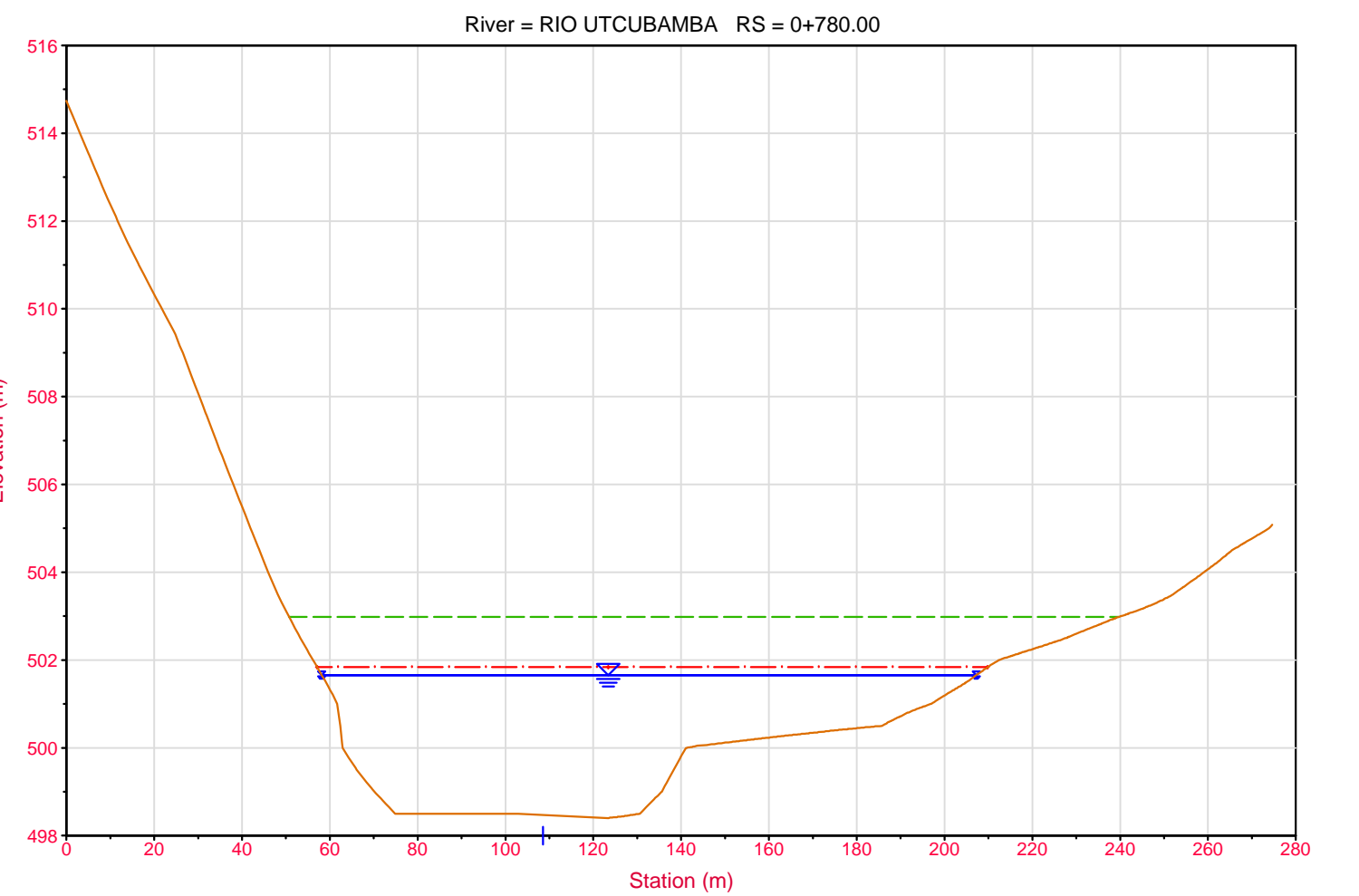
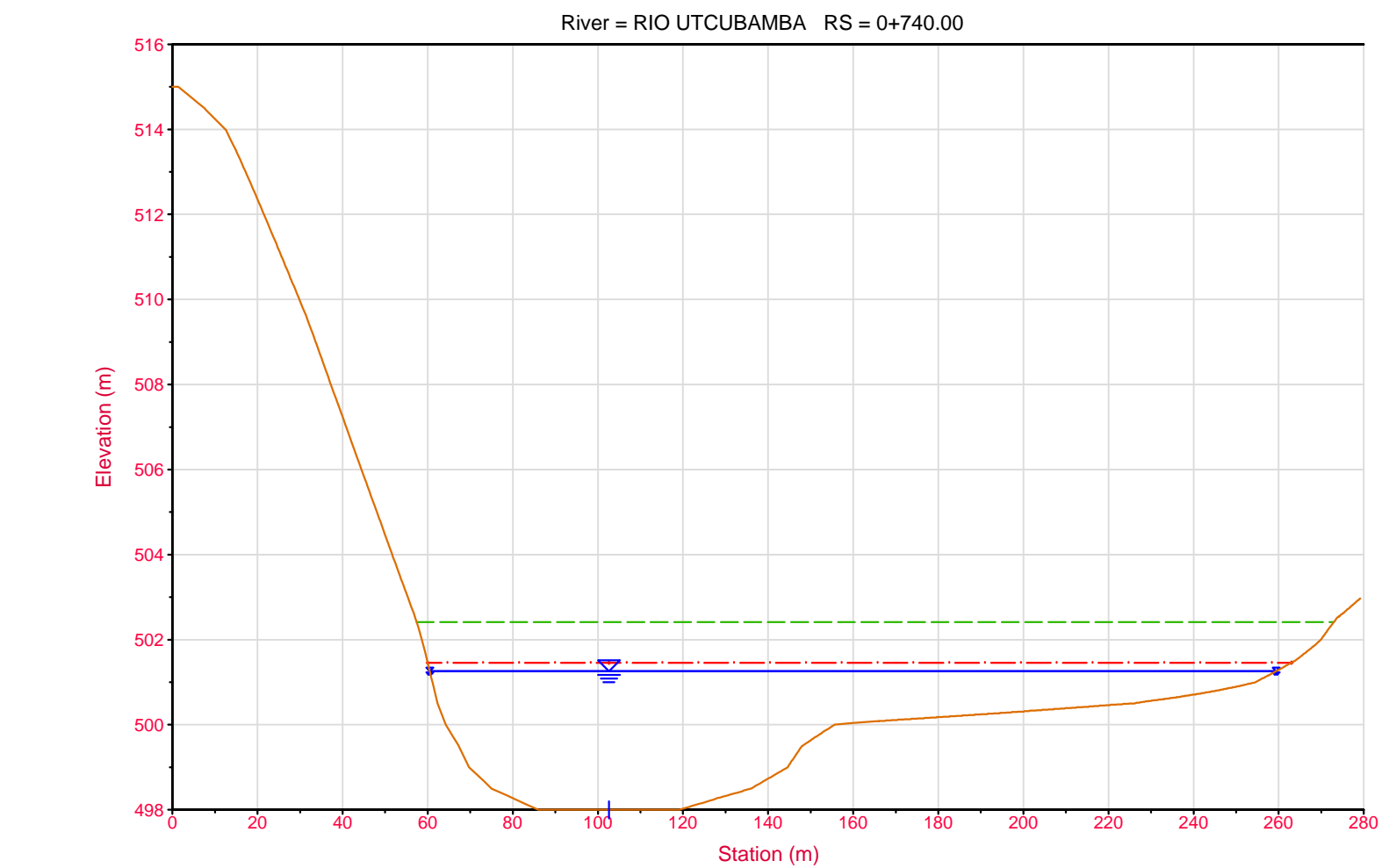
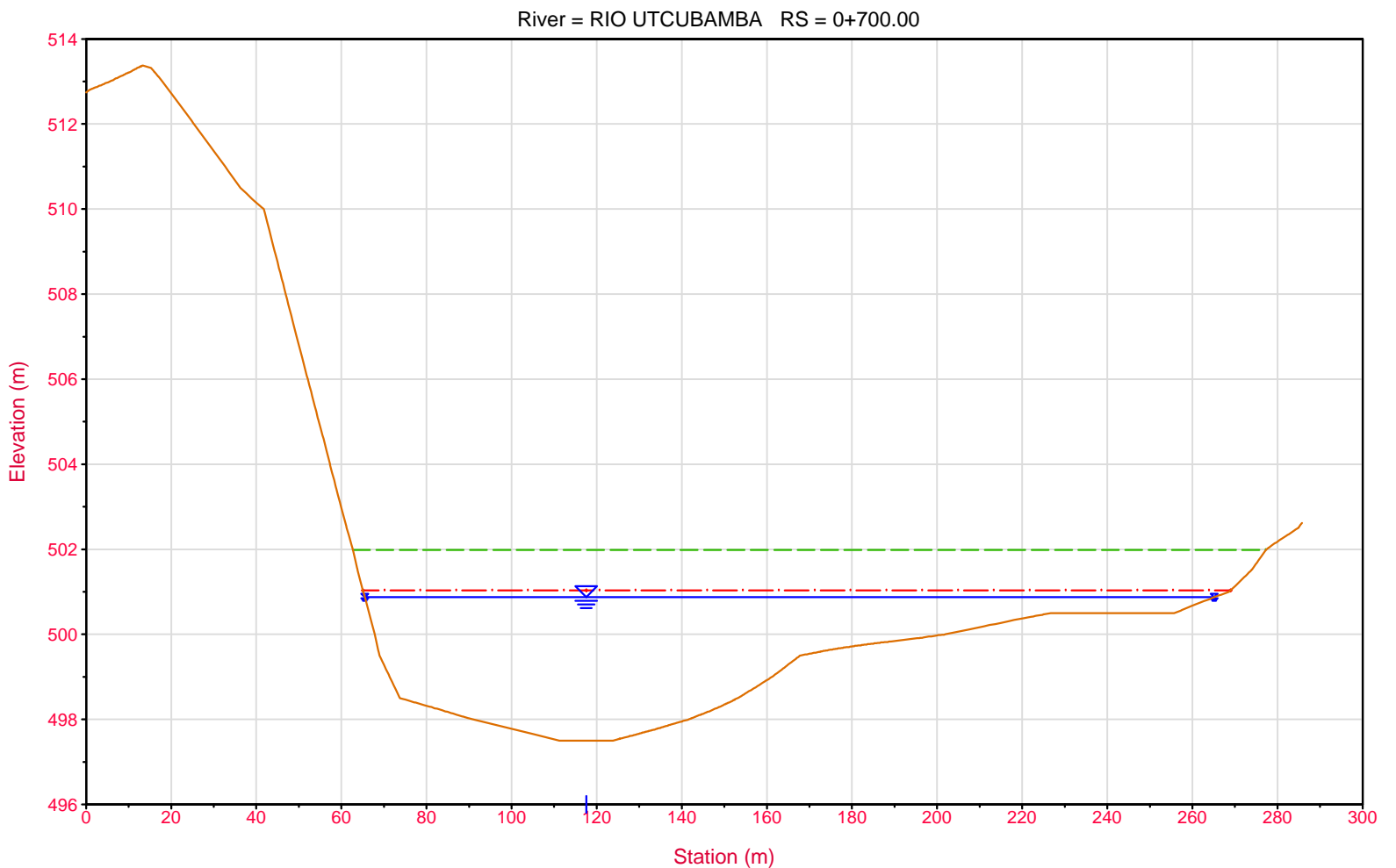




 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS</b>			
<b>PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	TESISISTA: BACH. ING. JILDIRÁN IKE NÚÑEZ SILVA ASESOR: MSc. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO	LAMINA: <b>ST-06</b>	
ESCALA: H: 1/1500 V: 1/150	FECHA: OCTUBRE 2017	DATUM: UTM-WGS84	

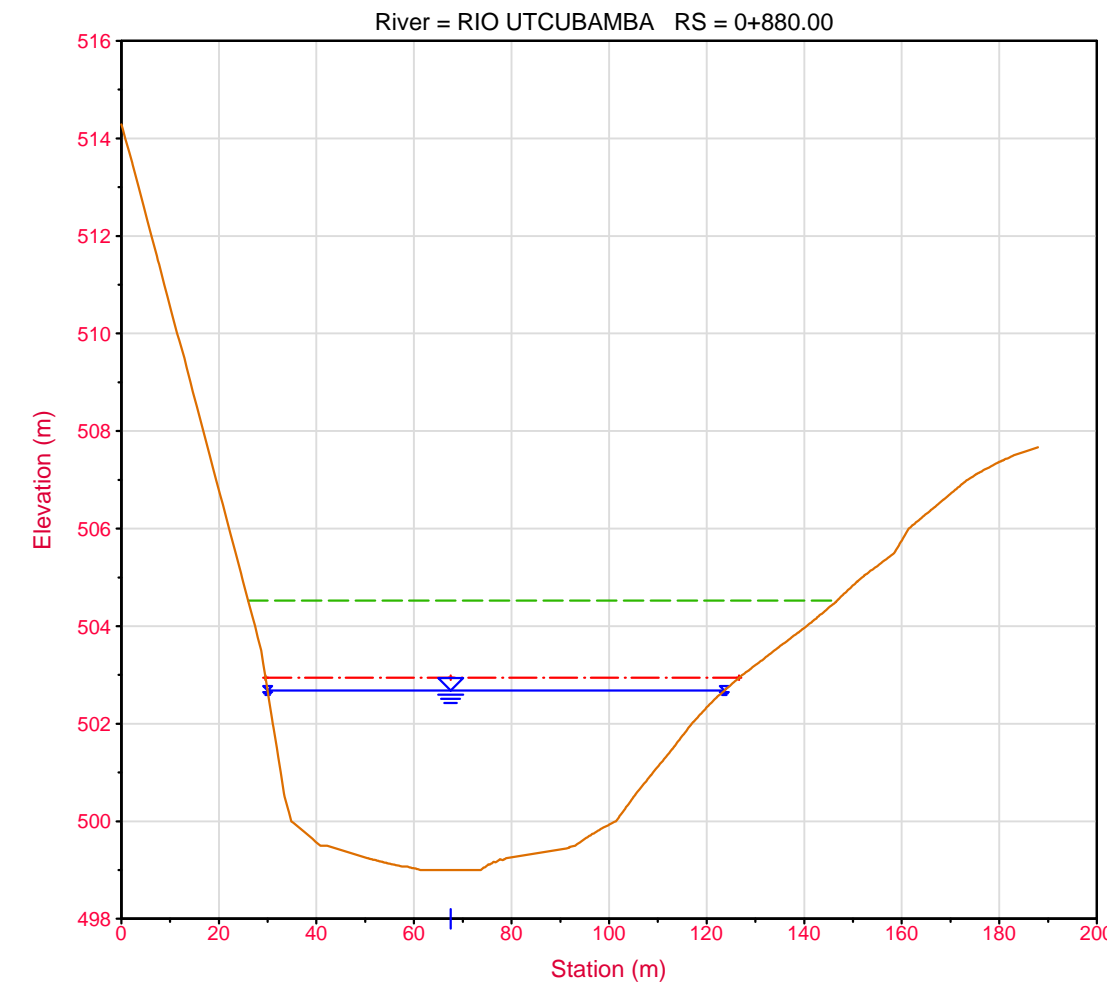
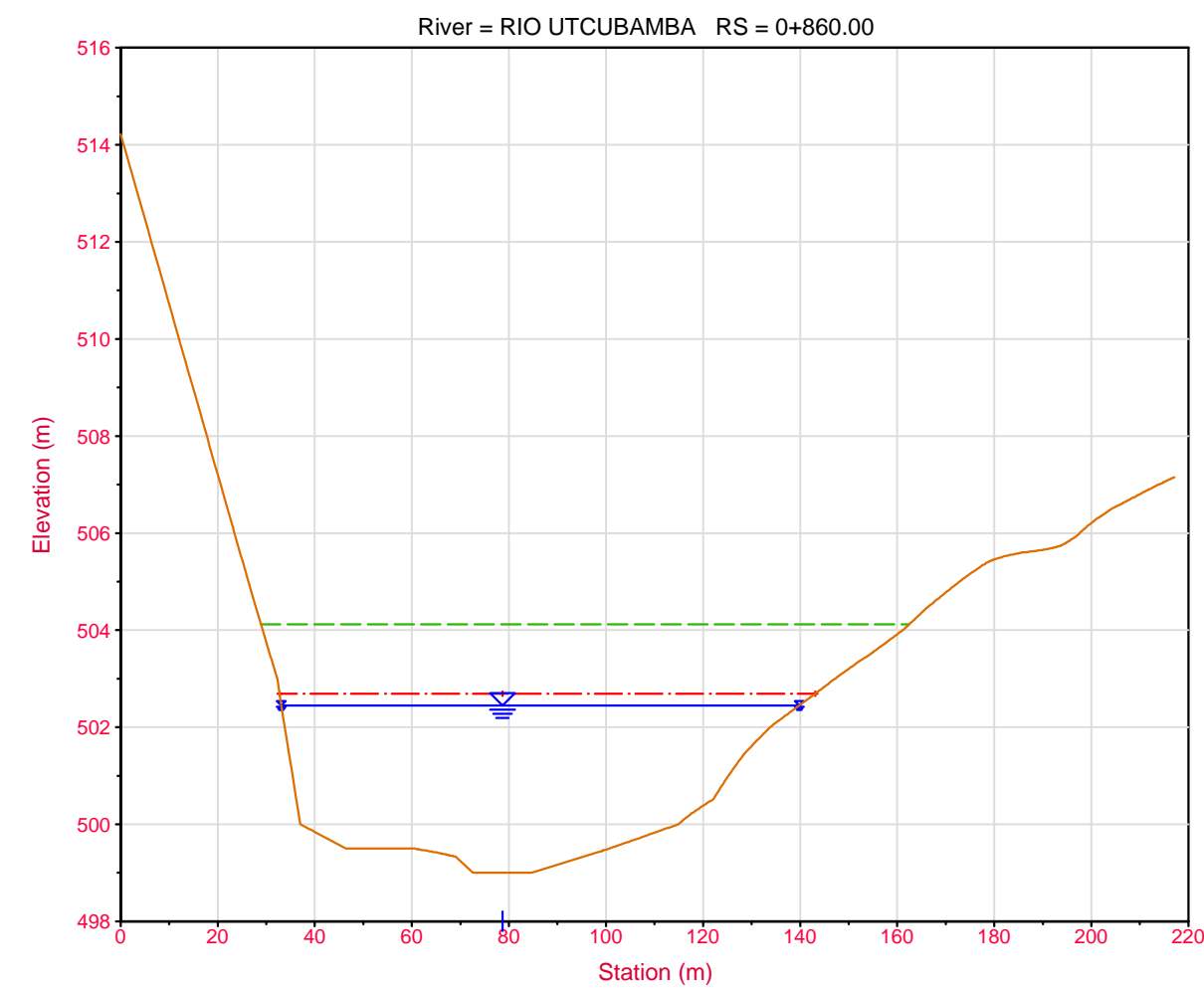
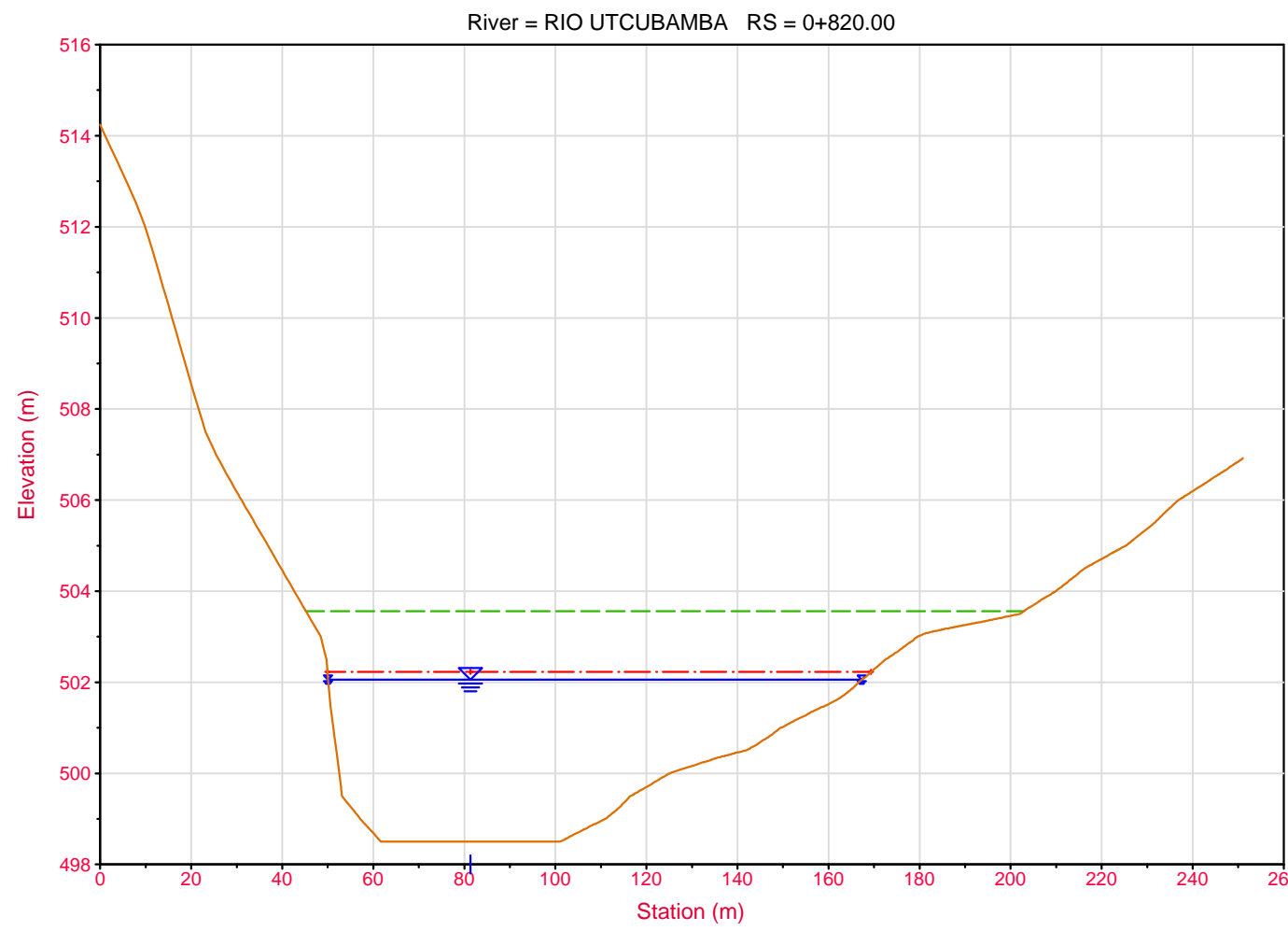
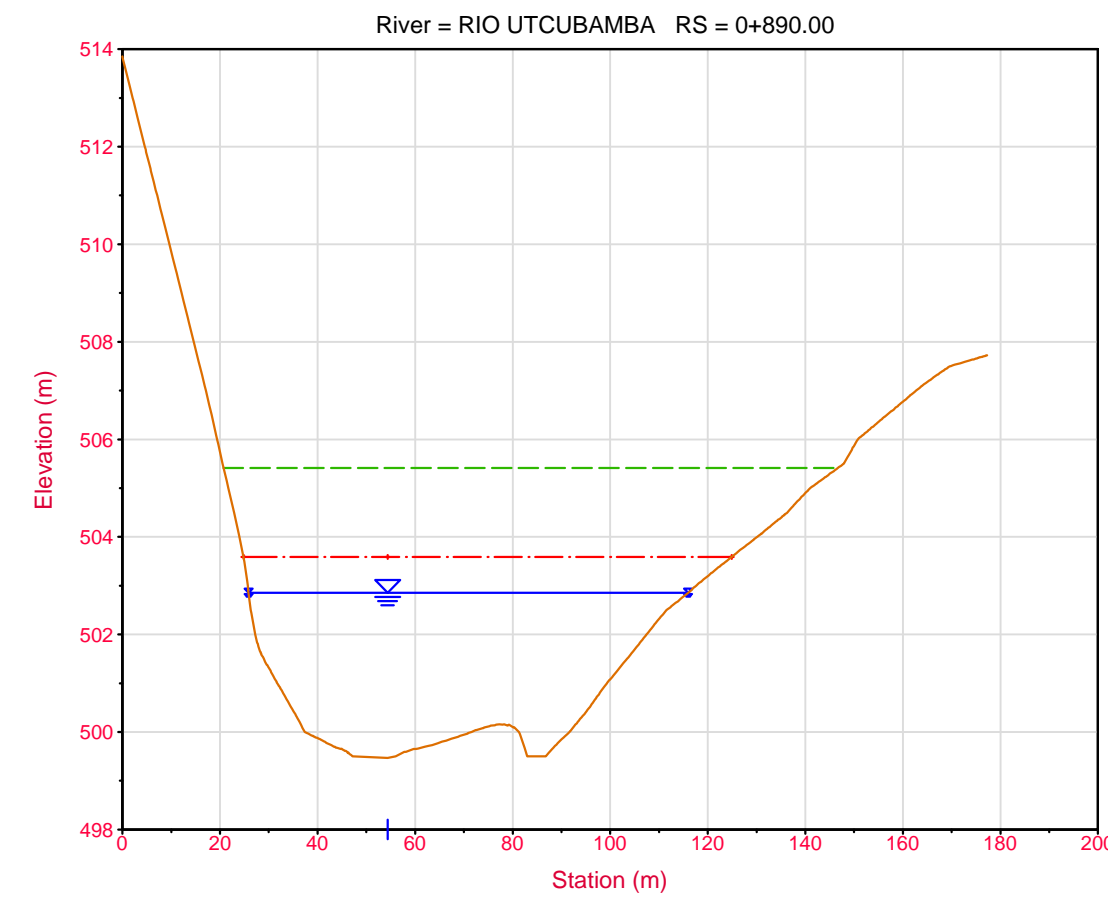
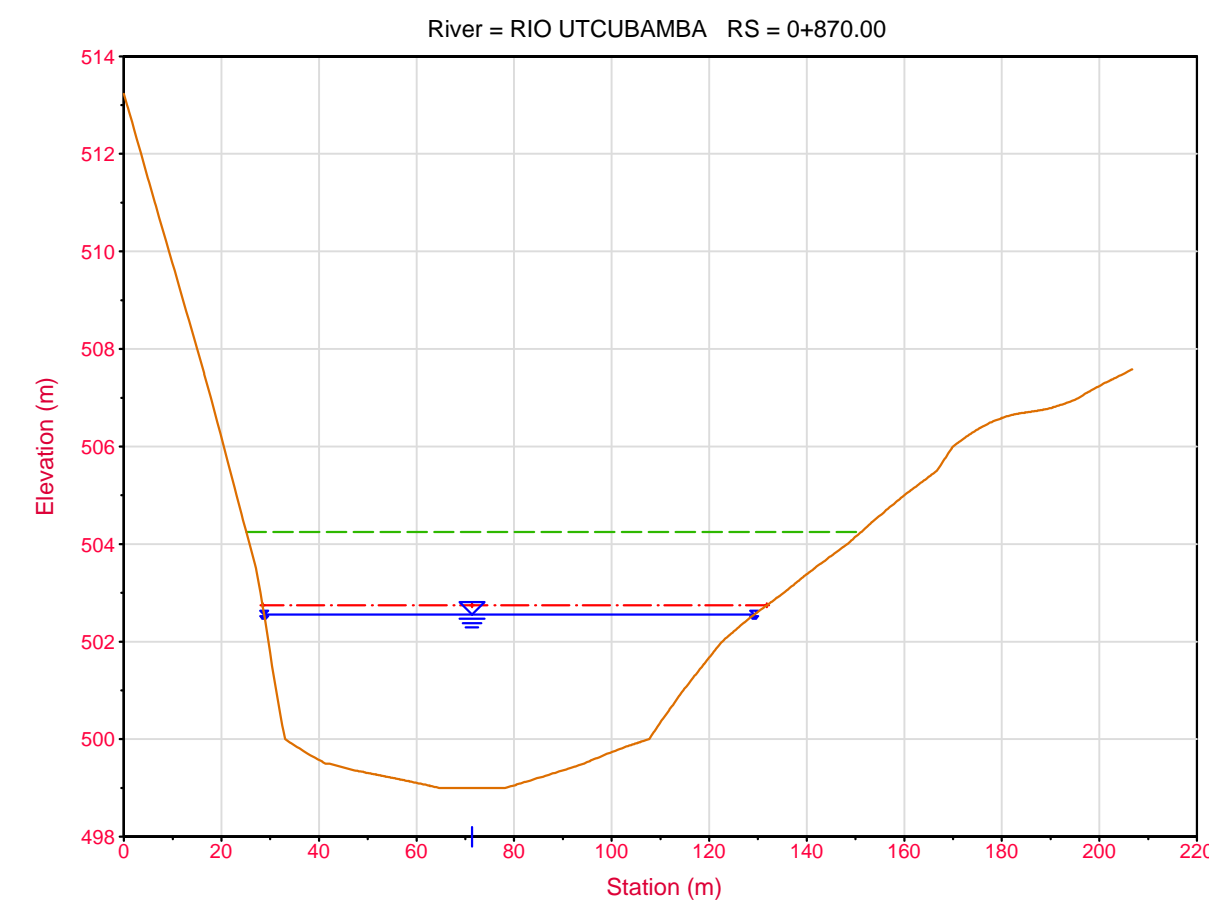
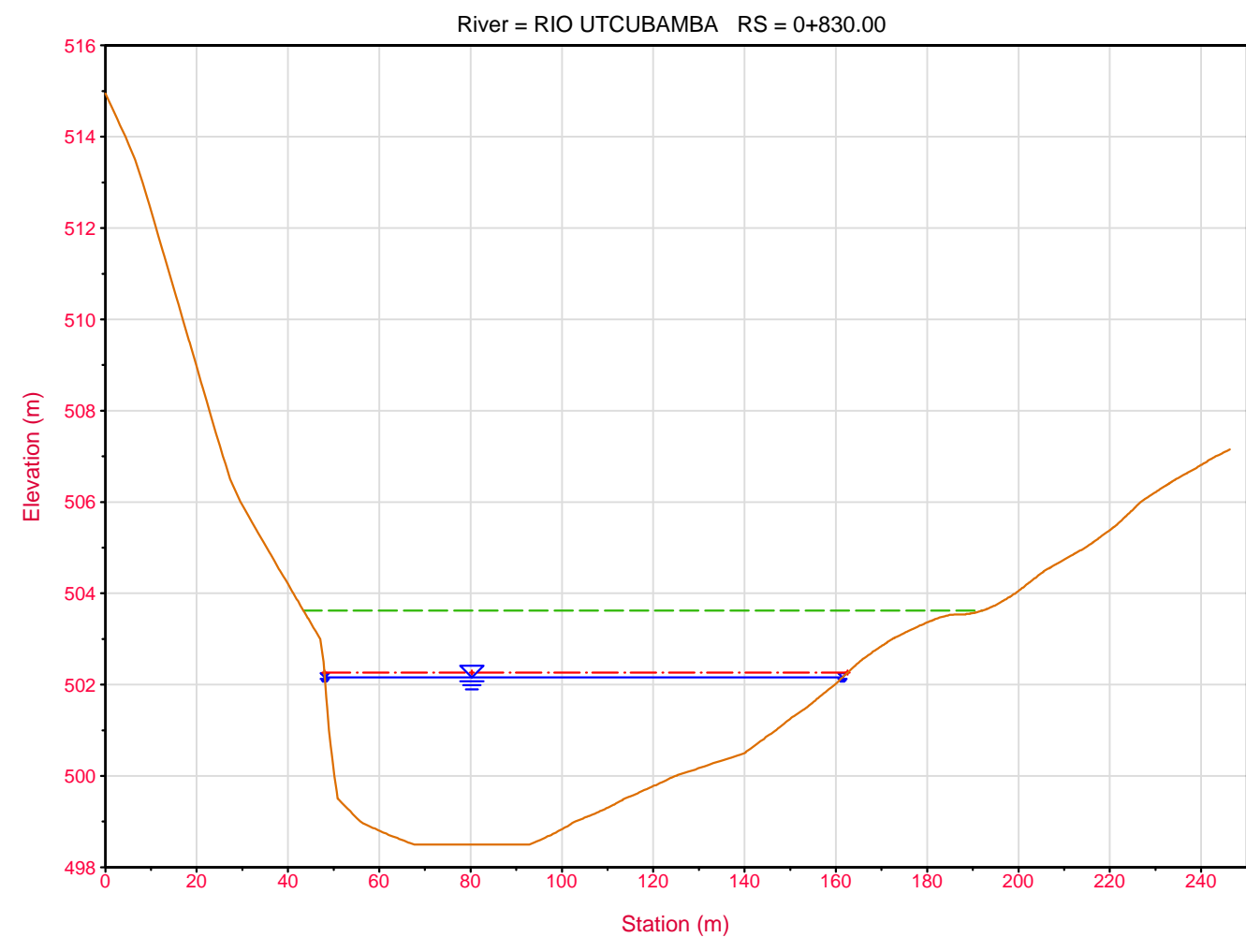


**Legenda**

- EG Max WS
- Crit Max WS
- WS Max WS
- Terreno

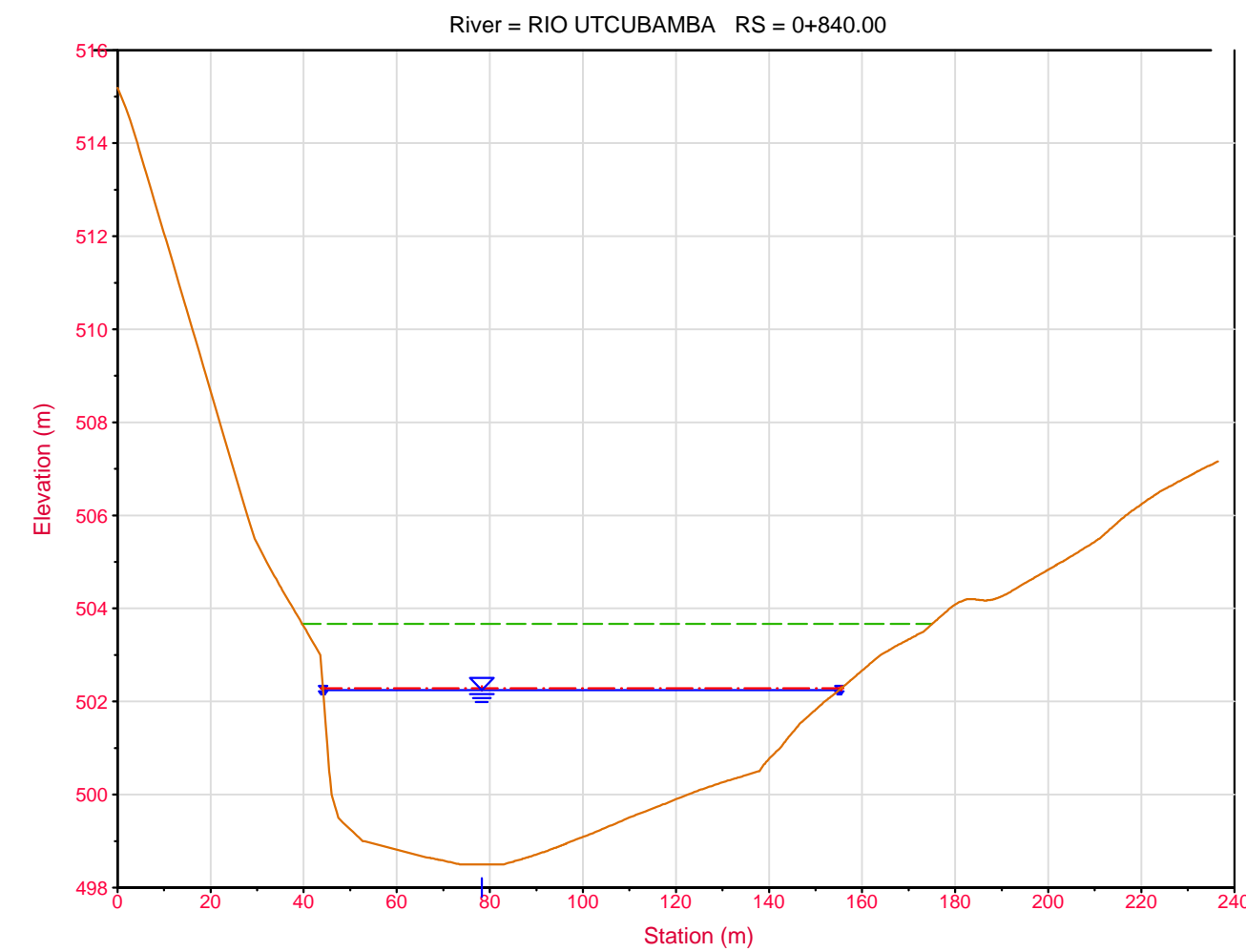
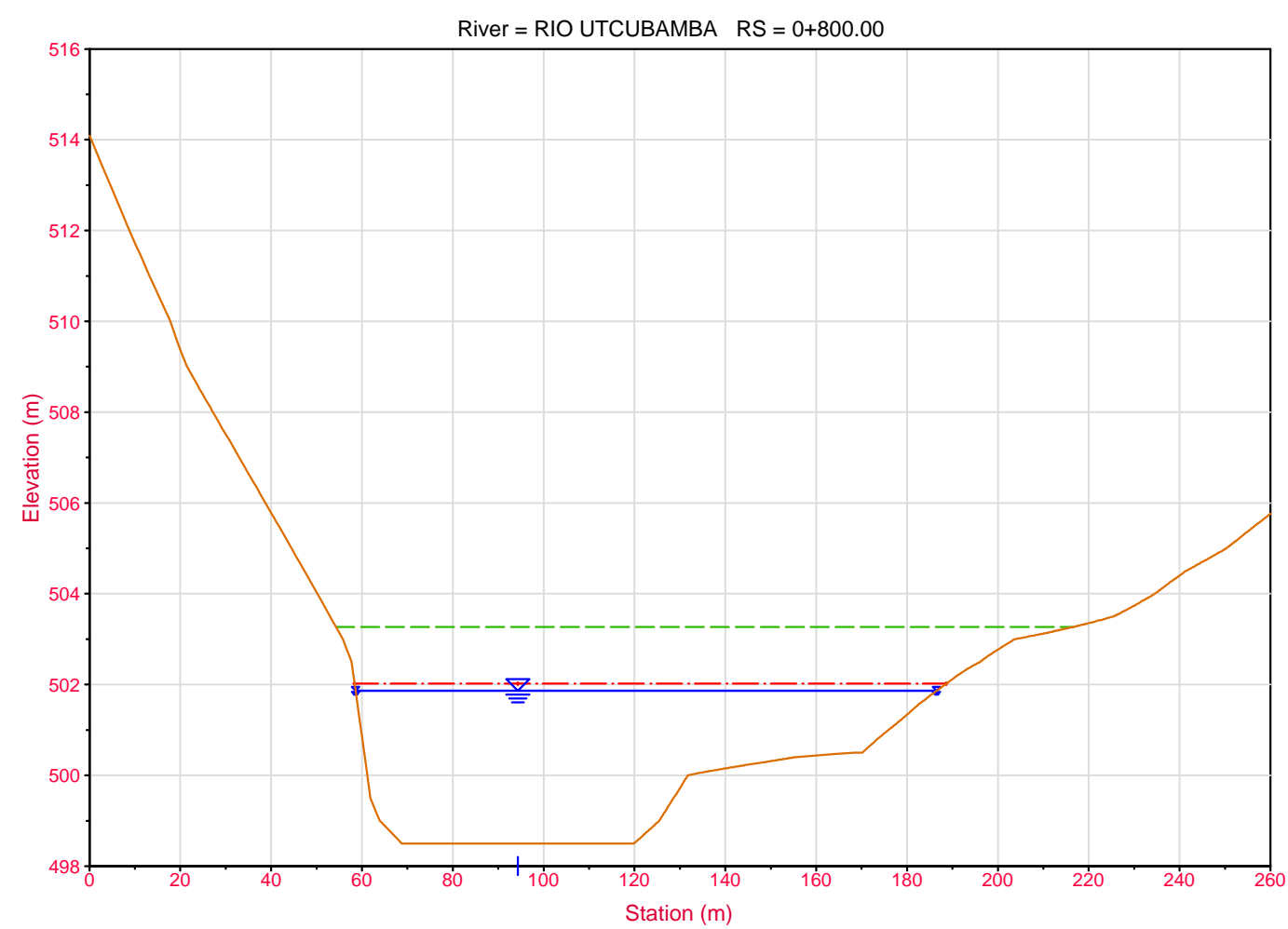
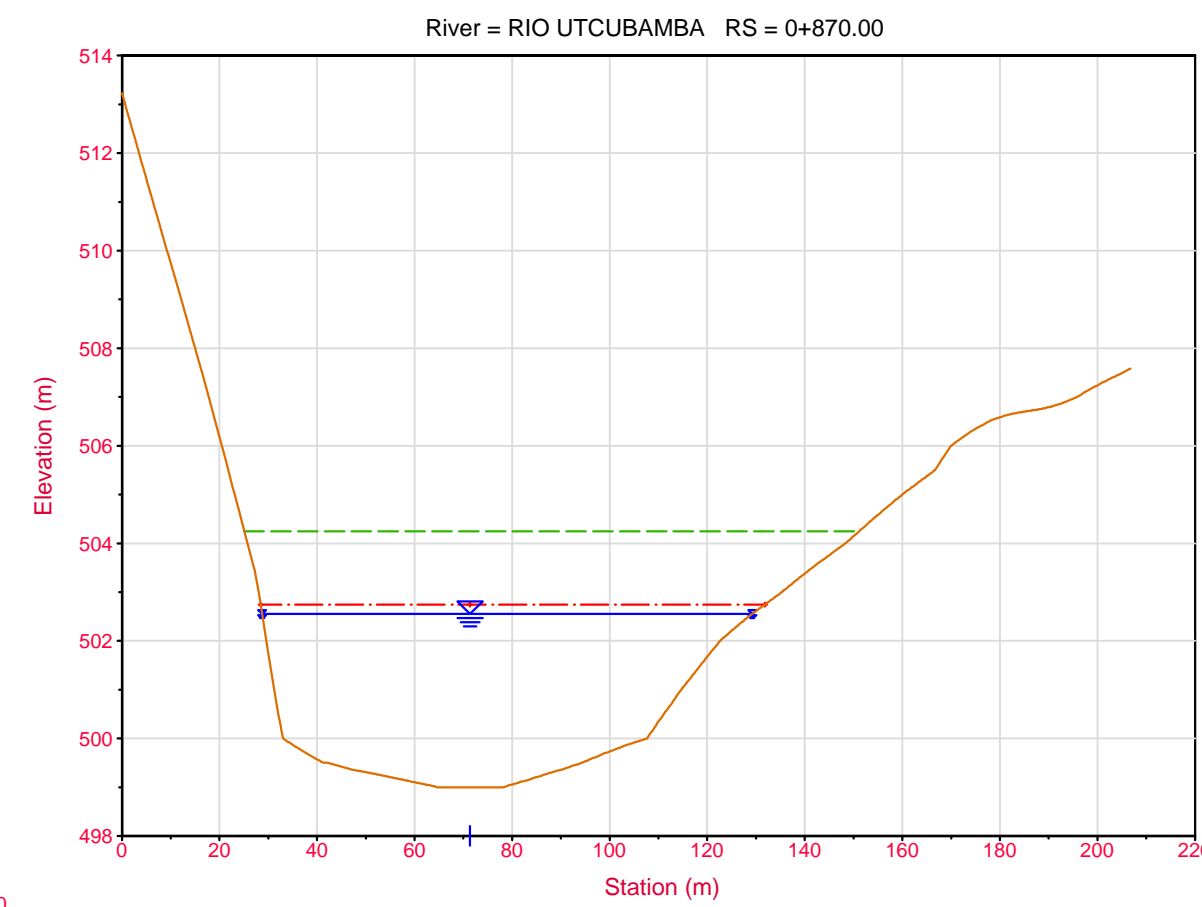
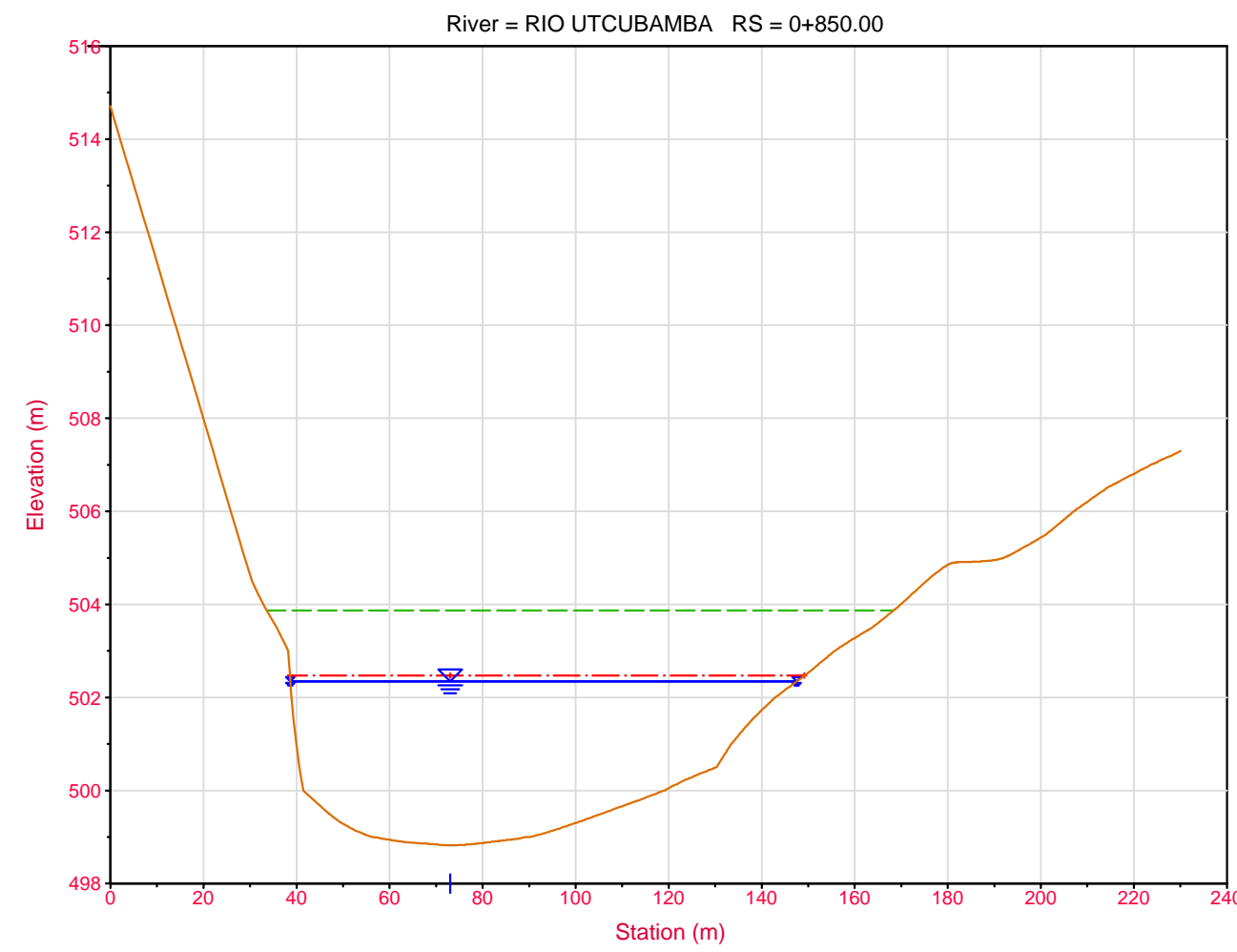
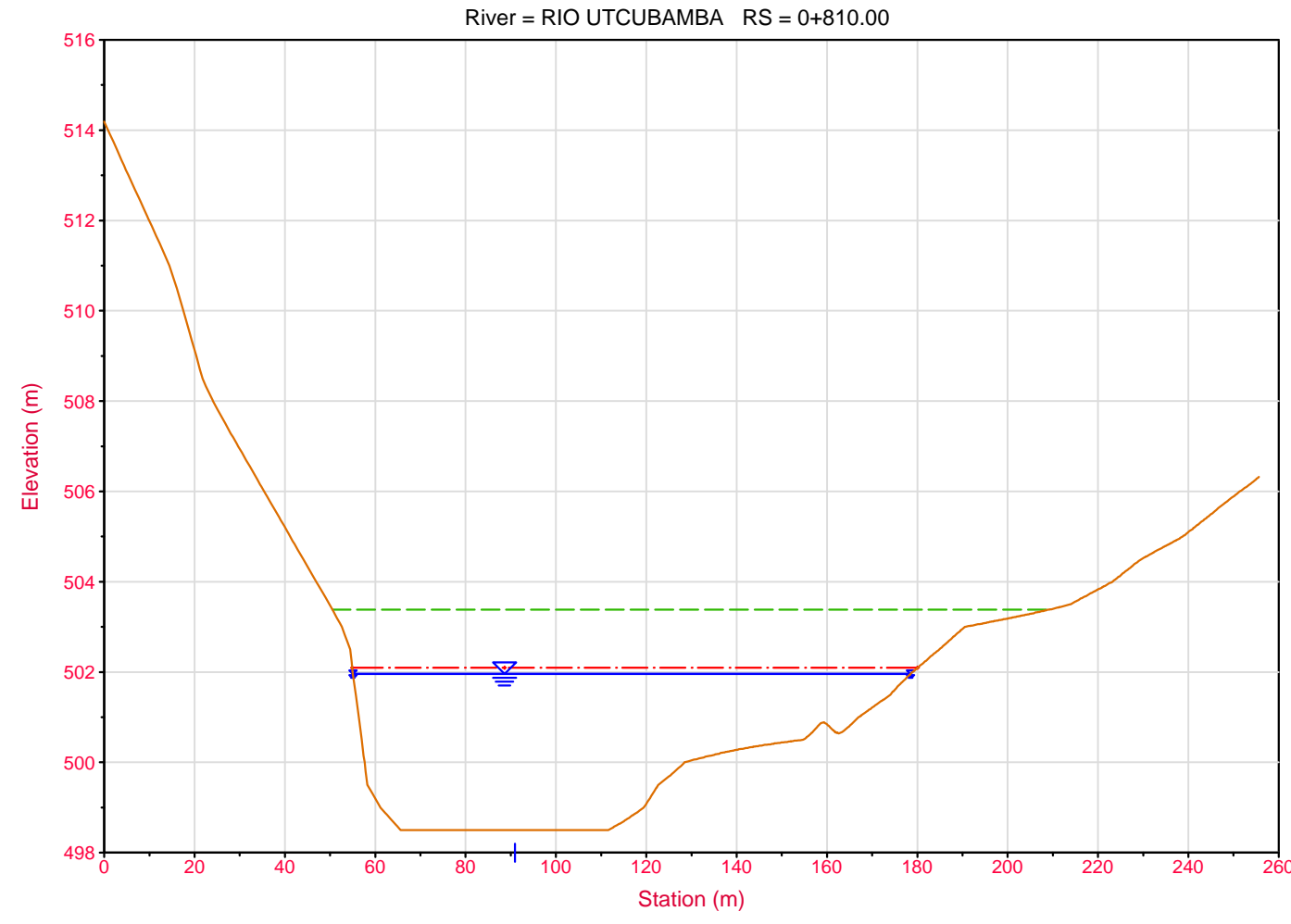




 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS		
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS		
UBICACIÓN: C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	TESISISTA: BACH. ING. JILDIRÁN IKE NÚÑEZ SILVA ASESOR: MSC. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO ESCALA: H: 1:11500 V: 1:1150	LAMINA: <b>ST-07</b> FECHA: OCTUBRE 2017 DATUM: UTM-WGS84



**Leyenda**

- EG Max WS
- Crit Max WS
- WS Max WS
- Terreno

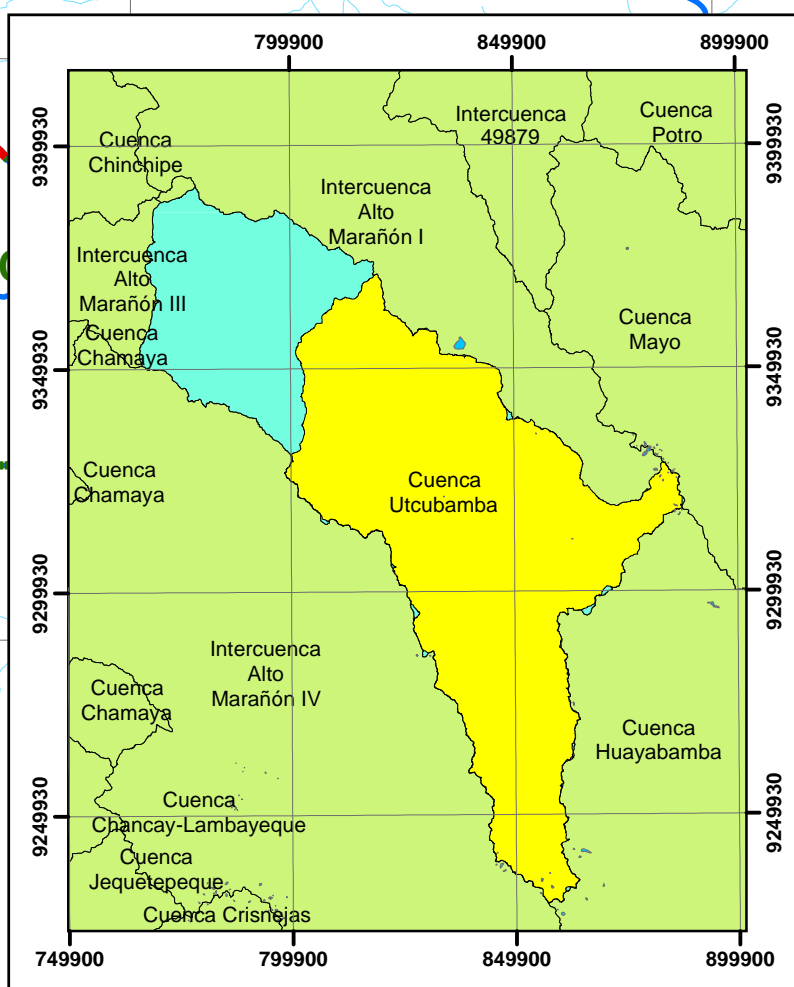
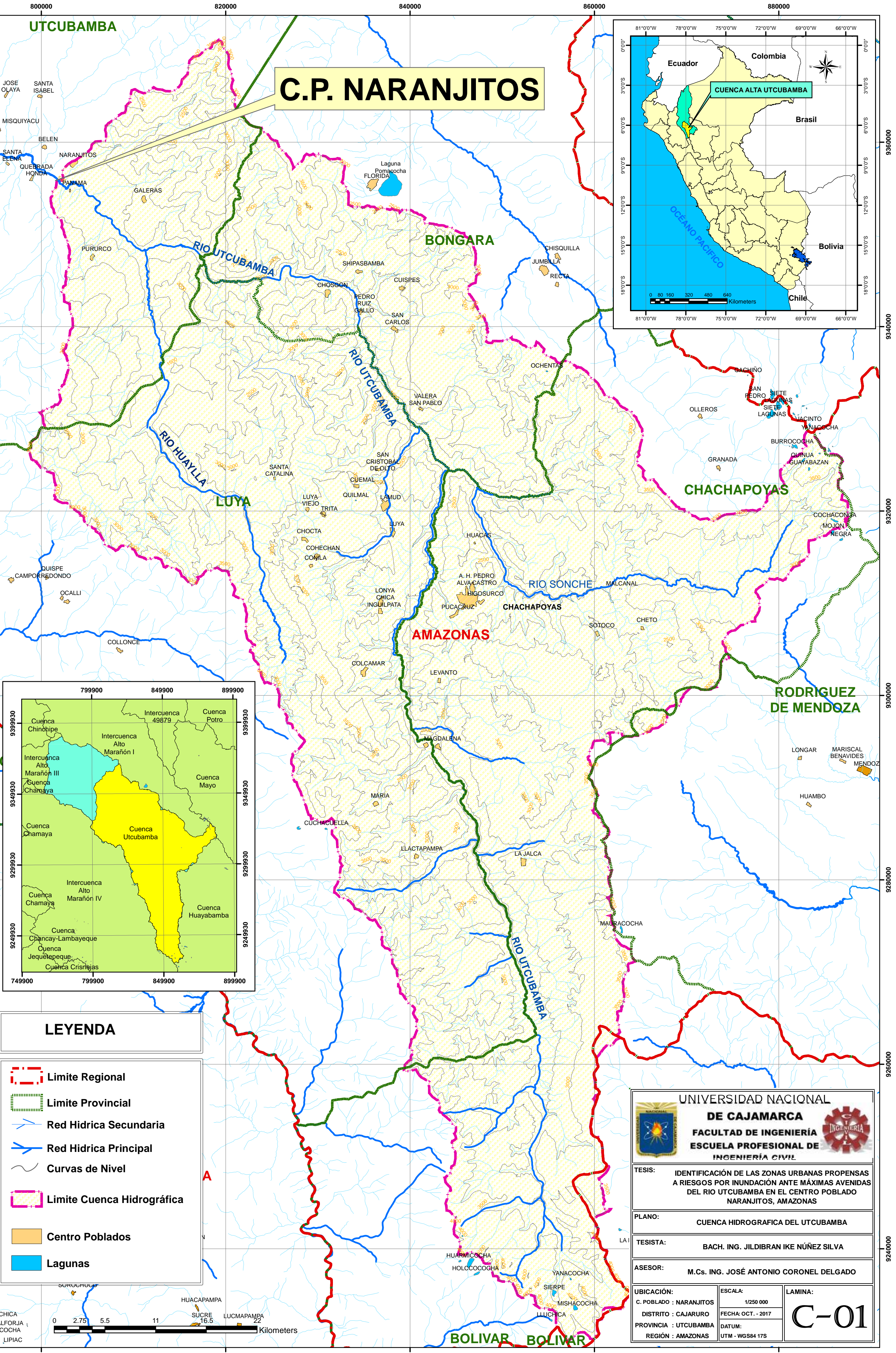


 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS		
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO UTCUBAMBA - RESULTADOS HEC-RAS		
<b>UBICACIÓN:</b> C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	TESISISTA: BACH. ING. JILDIBRAN IKE NÚÑEZ SILVA ASESOR: MSC. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO	LAMINA: <b>ST-08</b>
ESCALA: H: 1/1500 V: 1/150		FECHA: OCTUBRE 2017 DATUM: UTM-WGS84

**ANEXO 08: MAPAS DE LA CUENCA**  
**HIDROGRÁFICA DEL UTCUBAMBA**



# C.P. NARANJITOS



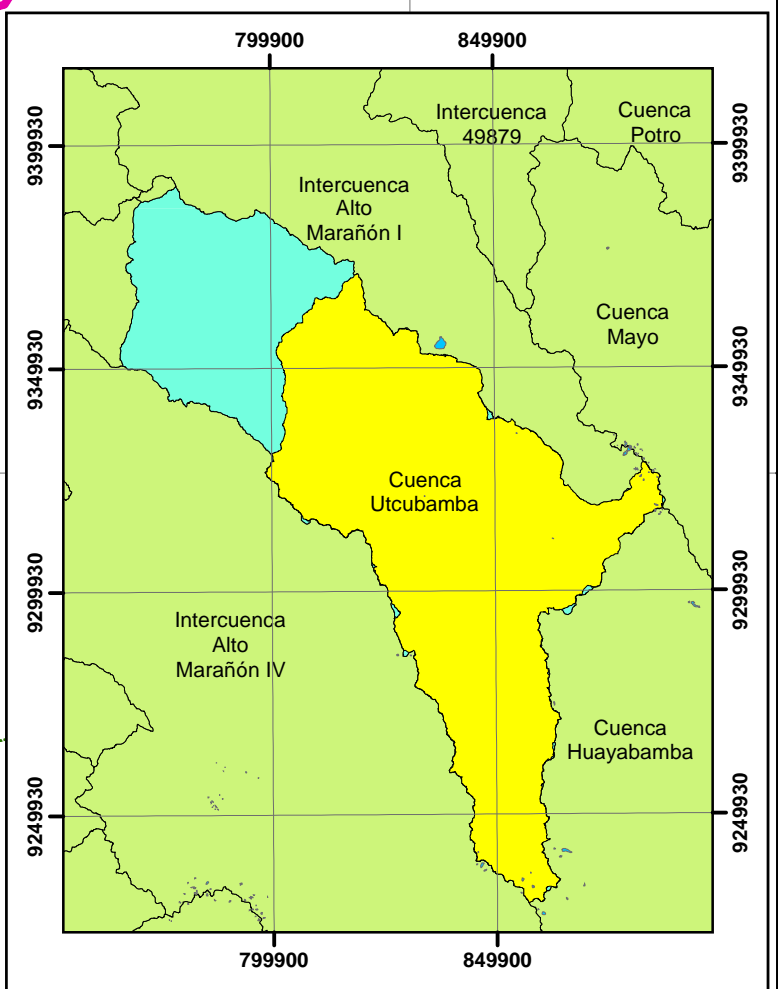
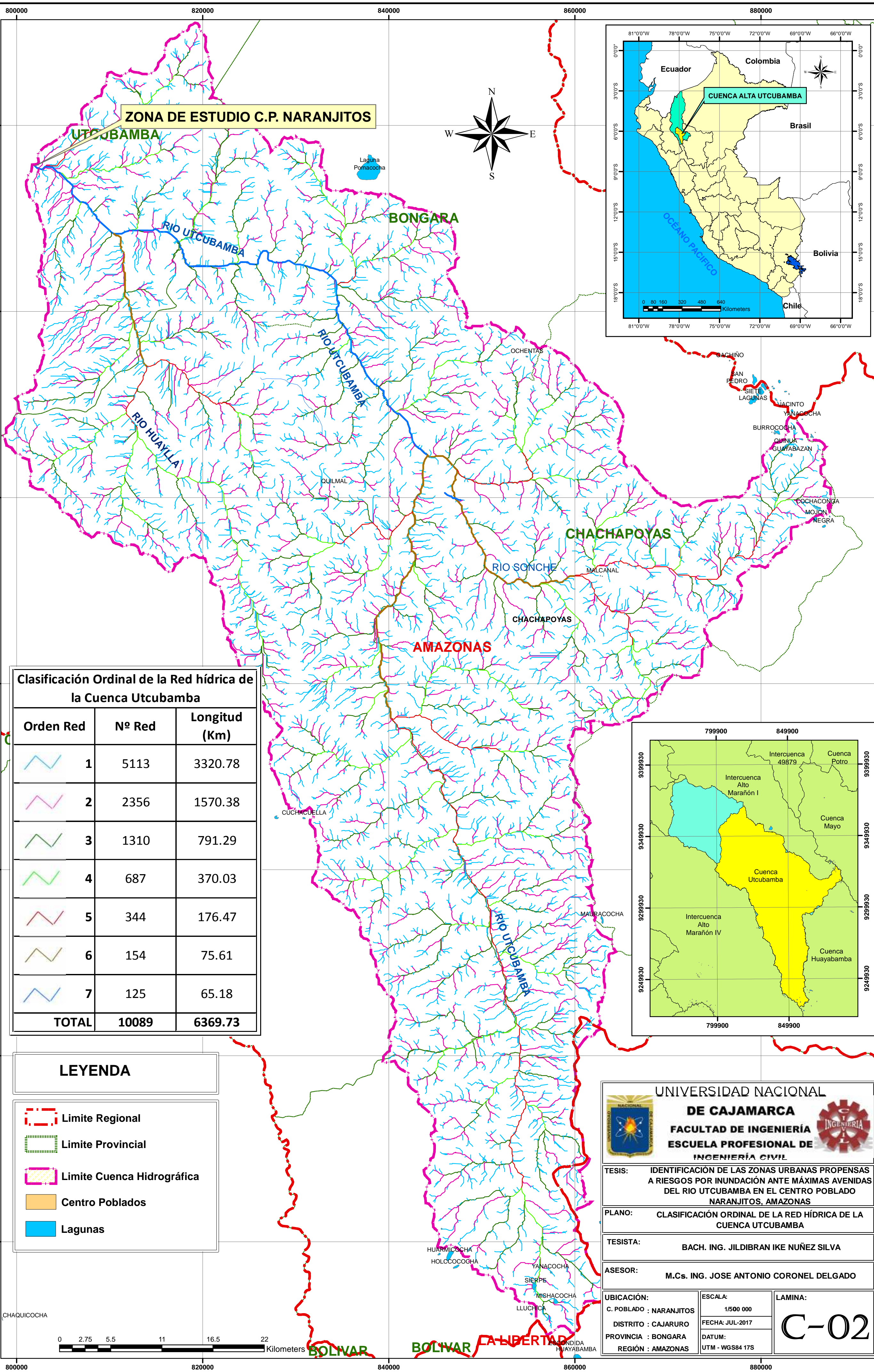
## LEYENDA

- Limite Regional
- Limite Provincial
- Red Hidrica Secundaria
- Red Hidrica Principal
- Curvas de Nivel
- Limite Cuenca Hidrográfica
- Centro Poblados
- Lagunas

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</b>		
<b>TESIS:</b> IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS		
<b>PLANO:</b> CUENCA HIDROGRAFICA DEL UTCUBAMBA		
<b>TESISTA:</b> BACH. ING. JILDIBRAN IKE NUÑEZ SILVA		
<b>ASESOR:</b> M.Cs. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO		
<b>UBICACIÓN:</b> C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	<b>ESCALA:</b> 1/250 000 <b>FECHA:</b> OCT. - 2017 <b>DATUM:</b> UTM - WGS84 17S	<h1>C-01</h1>







**ZONA DE ESTUDIO C.P. NARANJITOS**

**Clasificación Ordinal de la Red hídrica de la Cuenca Utcubamba**

Orden Red	Nº Red	Longitud (Km)
	1	5113
	2	2356
	3	1310
	4	687
	5	344
	6	154
	7	125
<b>TOTAL</b>	<b>10089</b>	<b>6369.73</b>

**LEYENDA**

- Limite Regional
- Limite Provincial
- Limite Cuenca Hidrográfica
- Centro Poblados
- Lagunas

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

PLANO: CLASIFICACIÓN ORDINAL DE LA RED HÍDRICA DE LA CUENCA UTCUBAMBA

TESISTA: BACH. ING. JILDIRAN IKE NUÑEZ SILVA

ASESOR: M.Cs. ING. JOSE ANTONIO CORONEL DELGADO

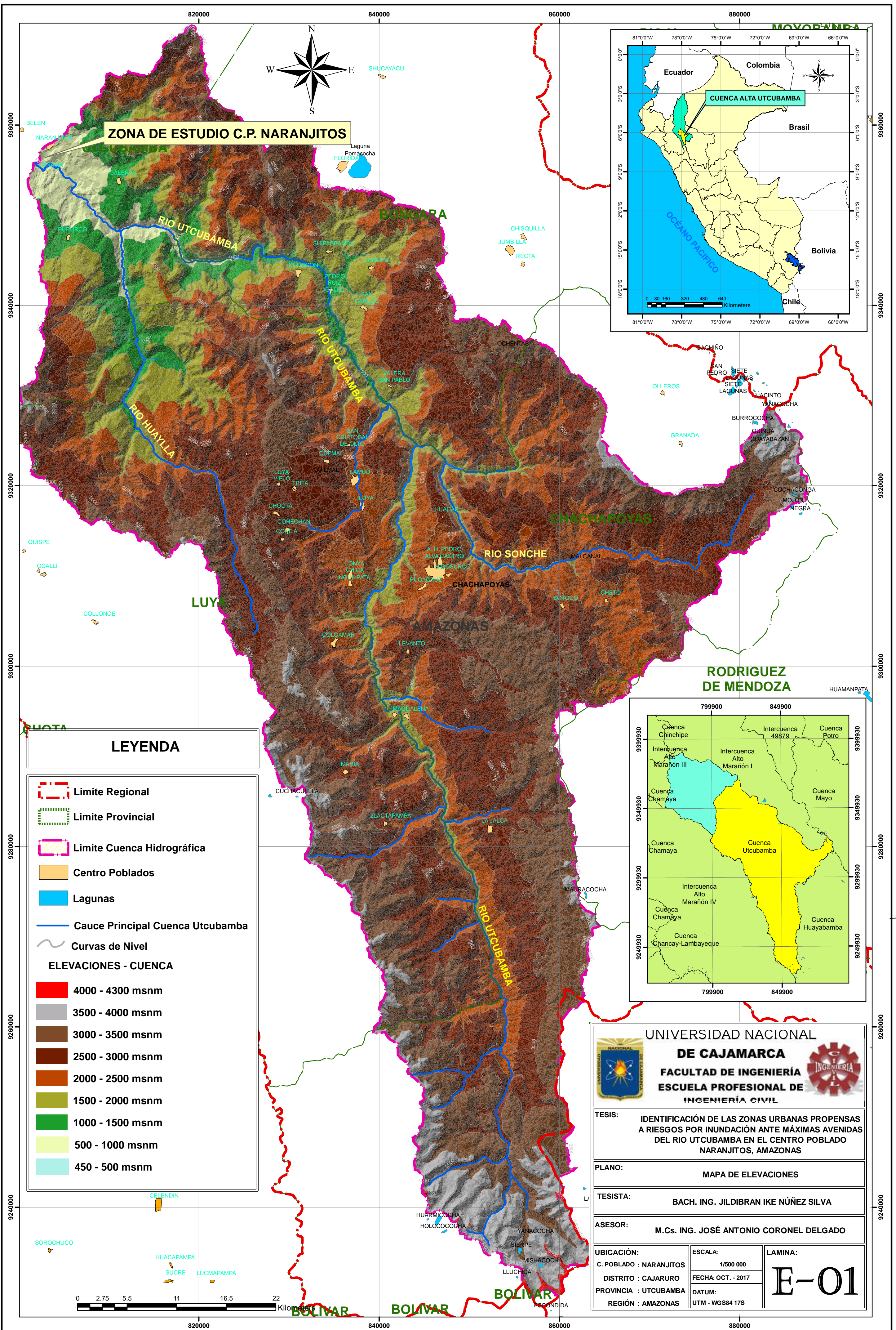
UBICACIÓN: C. POBLADO : NARANJITOS  
 DISTRITO : CAJARURO  
 PROVINCIA : BONGARA  
 REGIÓN : AMAZONAS

ESCALA: 1/500 000  
 FECHA: JUL-2017  
 DATUM: UTM - WGS84 17S

LAMINA: **C-02**







**ZONA DE ESTUDIO C.P. NARANJITOS**

**LEYENDA**

- Limite Regional
- Limite Provincial
- Limite Cuenca Hidrográfica
- Centro Poblados
- Lagunas
- Cauce Principal Cuenca Utcubamba
- Curvas de Nivel

**ELEVACIONES - CUENCA**

- 4000 - 4300 msnm
- 3500 - 4000 msnm
- 3000 - 3500 msnm
- 2500 - 3000 msnm
- 2000 - 2500 msnm
- 1500 - 2000 msnm
- 1000 - 1500 msnm
- 500 - 1000 msnm
- 450 - 500 msnm

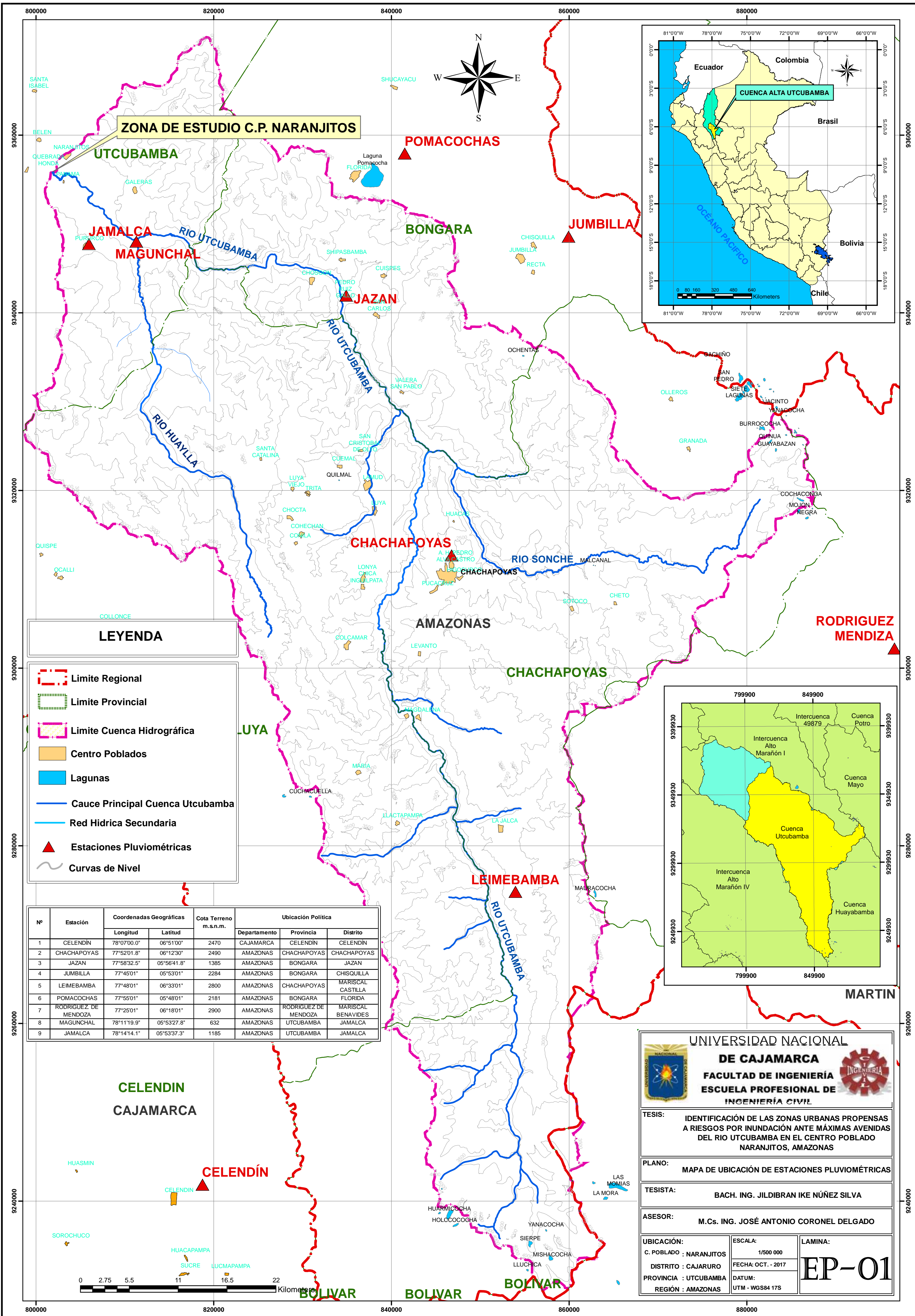


**UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE  
INGENIERÍA CIVIL**

<b>TESIS:</b>	
IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS	
<b>PLANO:</b>	
MAPA DE ELEVACIONES	
<b>TESISTA:</b>	
BACH. ING. JILDIBRAN IKE NÚÑEZ SILVA	
<b>ASESOR:</b>	
M.Cs. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO	
<b>UBICACIÓN:</b>	<b>ESCALA:</b>
C. POBLADO : NARANJITOS	1/500 000
DISTRITO : CAJARURO	FECHA: OCT. - 2017
PROVINCIA : UTCUBAMBA	DATUM:
REGIÓN : AMAZONAS	UTM - WGS84 17S
<b>LAMINA:</b>	
<b>E-01</b>	



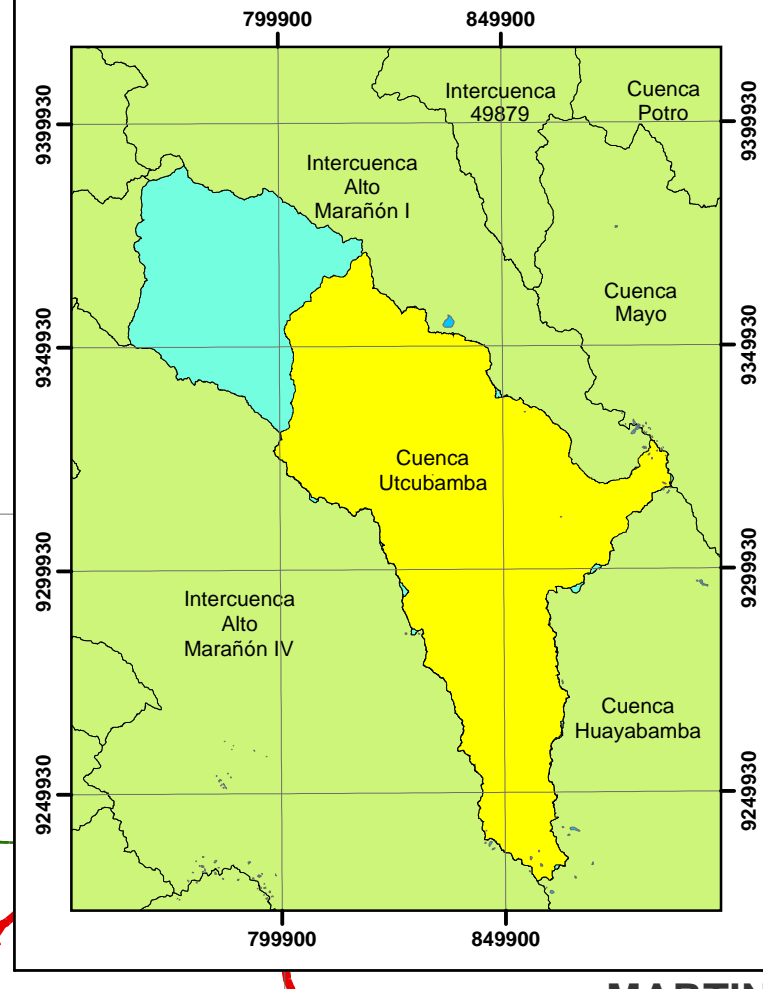


**ZONA DE ESTUDIO C.P. NARANJITOS**

**LEYENDA**

- Limite Regional
- Limite Provincial
- Limite Cuenca Hidrográfica
- Centro Poblados
- Lagunas
- Cauce Principal Cuenca Utcubamba
- Red Hidrica Secundaria
- Estaciones Pluviométricas
- Curvas de Nivel

Nº	Estación	Coordenadas Geográficas		Cota Terreno m.s.n.m.	Ubicación Política		
		Longitud	Latitud		Departamento	Provincia	Distrito
1	CELENDÍN	78°07'00.0"	06°51'00"	2470	CAJAMARCA	CELENDÍN	CELENDÍN
2	CHACHAPOYAS	77°52'01.8"	06°12'30"	2490	AMAZONAS	CHACHAPOYAS	CHACHAPOYAS
3	JAZAN	77°58'32.5"	05°56'41.8"	1385	AMAZONAS	BONGARA	JAZAN
4	JUMBILLA	77°45'01"	05°53'01"	2284	AMAZONAS	BONGARA	CHISQUILLA
5	LEIMEBAMBA	77°48'01"	06°33'01"	2800	AMAZONAS	CHACHAPOYAS	MARISCAL CASTILLA
6	POMACOCHAS	77°55'01"	05°48'01"	2181	AMAZONAS	BONGARA	FLORIDA
7	RODRIGUEZ DE MENDOZA	77°25'01"	06°18'01"	2900	AMAZONAS	RODRIGUEZ DE MENDOZA	MARISCAL BENAVIDES
8	MAGUNCHAL	78°11'19.9"	05°53'27.8"	632	AMAZONAS	UTCUBAMBA	JAMALCA
9	JAMALCA	78°14'14.1"	05°53'37.3"	1185	AMAZONAS	UTCUBAMBA	JAMALCA



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

PLANO: MAPA DE UBICACIÓN DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

TESISTA: BACH. ING. JILDIBRAN IKE NÚÑEZ SILVA

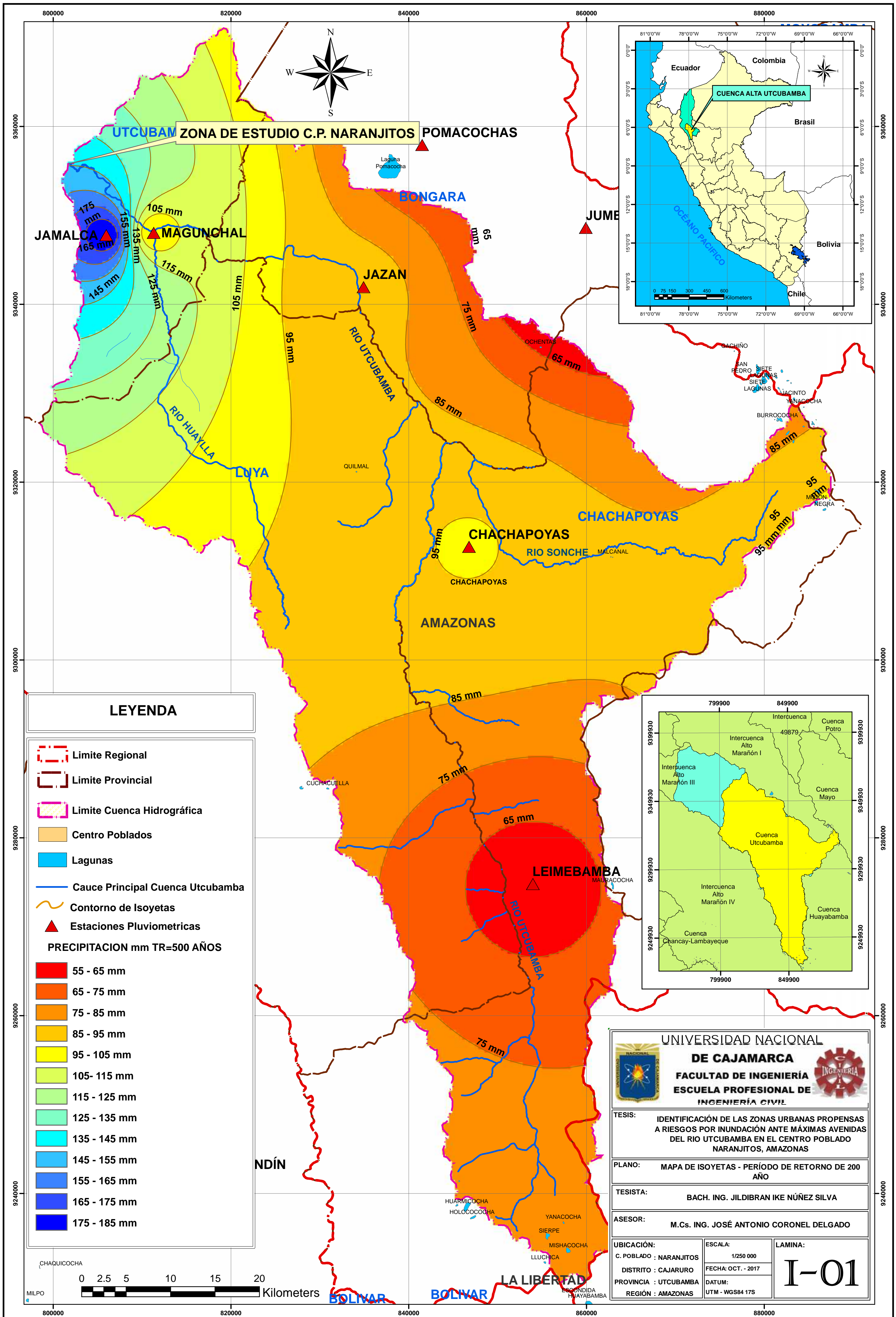
ASESOR: M.Cs. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO

UBICACIÓN: C. POBLADO : NARANJITOS  
 DISTRICTO : CAJARURO  
 PROVINCIA : UTCUBAMBA  
 REGIÓN : AMAZONAS

ESCALA: 1/500 000  
 FECHA: OCT. - 2017  
 DATUM: UTM - WGS84 17S

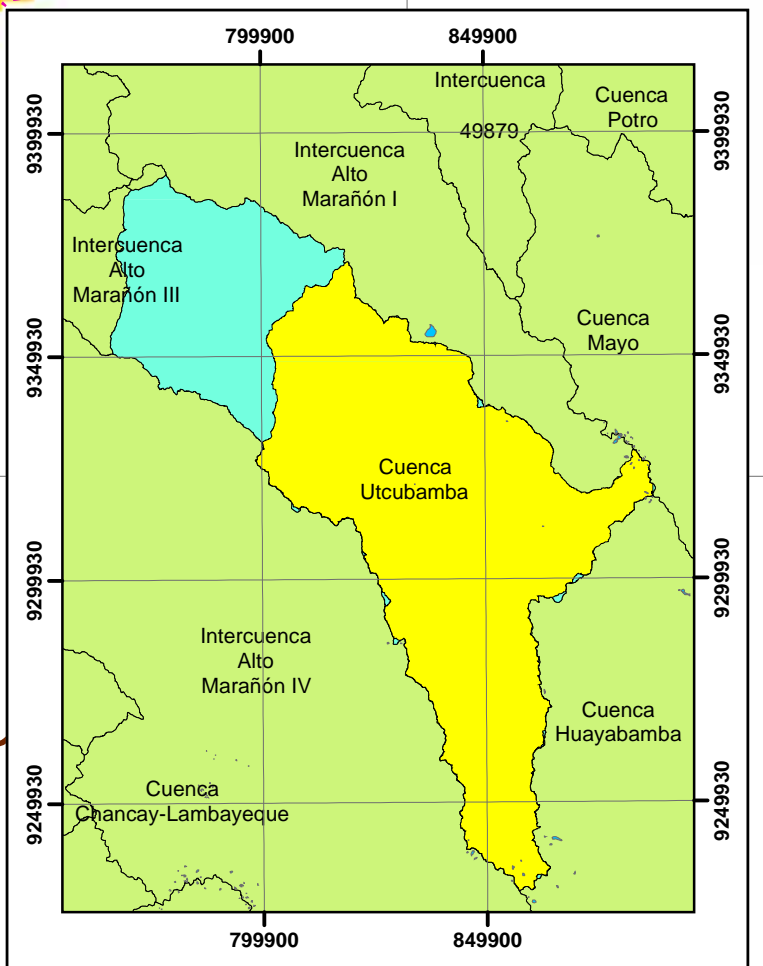
LAMINA: **EP-01**





**LEYENDA**

- Limite Regional
  - Limite Provincial
  - Limite Cuenca Hidrográfica
  - Centro Poblados
  - Lagunas
  - Cauce Principal Cuenca Utcubamba
  - Contorno de Isoyetas
  - Estaciones Pluviometricas
- PRECIPITACION mm TR=500 AÑOS**
- 55 - 65 mm
  - 65 - 75 mm
  - 75 - 85 mm
  - 85 - 95 mm
  - 95 - 105 mm
  - 105- 115 mm
  - 115 - 125 mm
  - 125 - 135 mm
  - 135 - 145 mm
  - 145 - 155 mm
  - 155 - 165 mm
  - 165 - 175 mm
  - 175 - 185 mm



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS:** IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS PROPENSAS A RIESGOS POR INUNDACIÓN ANTE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RIO UTCUBAMBA EN EL CENTRO POBLADO NARANJITOS, AMAZONAS

**PLANO:** MAPA DE ISOYETAS - PERÍODO DE RETORNO DE 200 AÑO

**TESISTA:** BACH. ING. JILDIBRAN IKE NÚÑEZ SILVA

**ASESOR:** M.Cs. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO

<b>UBICACIÓN:</b> C. POBLADO : NARANJITOS DISTRITO : CAJARURO PROVINCIA : UTCUBAMBA REGIÓN : AMAZONAS	<b>ESCALA:</b> 1/250 000 <b>FECHA:</b> OCT. - 2017 <b>DATUM:</b> UTM - WGS84 17S	<b>LAMINA:</b> <b>I-01</b>
---	--	-------------------------------

