

**UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**“SIMULACION HIDRÁULICA E HIDROLÓGICA DEL RIO  
CHAUPIHUARANGA CON EL FIN DE REDUCIR LA  
VULNERABILIDAD ANTE MAXIMAS AVENIDAS EN 2.5 KM. DEL  
CASCO URBANO DEL DISTRITO DE YANAHUANCA – PASCO”**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**TESISTA: BACHILLER ARNOLD JACKSON ROJAS CELIS**

**ASESOR: ING JORGE ZEVALLOS HUARANGA**

**HUÁNUCO – PERÚ**

**2019**

## RESUMEN

El presente estudio permitió conocer a través de la modelación en el software Hec-Ras el riesgo de inundación del casco urbano de Yanahuanca, ubicado en el margen derecho e izquierdo del río Chaupihuaranga.

Los registros de precipitaciones máximas de 24 horas, de cinco años, se obtuvieron de tres estaciones cercanas a la sub cuenca de Chaupihuaranga que son Yanahuanca, Cerro de Pasco y 12 de octubre que fueron descargadas del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) para hallar en caudal máximo y diseñar una defensa ribereña a fin de reducir la inundación. Asimismo, se realizó el levantamiento topográfico del cauce del río Chaupihuaranga y se utilizó información cartográfica actualizada y softwares como: Excel, AutoCAD y Hec – Ras para desarrollar los objetivos planteados. Los datos de precipitación fueron procesados y analizados mediante la distribución de frecuencias para determinar las precipitaciones máximas ligadas a dichos periodos de retorno. La distribución de probabilidad que se ajusta mejor es la de Gumbel porque tuvo un coeficiente de correlación de 0.999. El análisis de frecuencia e interpretación de la estadística de precipitaciones permitieron determinar la intensidad máxima y la curva IDF para tiempos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años.

La investigación es aplicada con un enfoque cuantitativo, tipo y nivel descriptivo, diseño no experimental. Por otro lado, la población de estudio fue el casco urbano ubicado en los márgenes del río Chaupihuaranga aproximadamente 1600 metros. Además, se analizó el río mediante cálculos hidráulicos, hidrológicos y la modelación con el software Hec-Ras, para ello se obtuvo el área de sub cuenca Chaupihuaranga que es  $789.77 \text{ km}^2$  con un pendiente de cauce 0.031 y un coeficiente rugosidad de 0.036; por ende, el cálculo del caudal máximo es  $126 \text{ m}^3/\text{s}$  y el tirante crítico es 6.21 m para un tiempo de retorno de 500 años.

**Palabras claves:** precipitación, intensidad, caudal, tiempo de retorno, tirante crítico, hidráulico, hidrológico, Gumbel y Hec – Ras.

## INDICE

INTRODUCCIÓN .....	1
I. MARCO TEÓRICO.....	2
1.1 Antecedentes .....	2
1.1.1. Internacionales .....	2
1.1.2. Nacionales .....	4
1.2 Investigación Bibliográfica .....	5
1.2.1. Hidráulica fluvial y morfología:.....	5
1.2.2. Cuenca hidrográfica: .....	11
1.2.3. Parámetros morfométricos de la cuenca:.....	12
1.2.4. Hidrología: .....	19
1.2.5. Método de determinación de eventos máximos de caudales.....	29
1.2.6. Curva intensidad - duración - frecuencia (I-D-F).....	31
1.2.7. Tiempo de concentración .....	33
1.2.8. Modelos hidráulicos .....	35
1.2.9. Uso del modelo Hec-Ras en el control de inundaciones .....	36
1.3. Hipótesis.....	53
1.4. Operación de Variables .....	54
1.5. Objetivo.....	55
1.5.1. Objetivo General .....	55
1.5.2. Objetivo Especifico .....	55
1.6. Población.....	56
1.7. Muestra.....	56
II. MARCO METODOLOGICO .....	57
2.1 Métodos.....	57
III.EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO DEL RIO CHAUPIHUARANGA .....	58
3.1. Ubicación geográfica: .....	58
3.2. Acceso a la zona de estudio: .....	59
3.3. Población afectada: .....	61
3.4. Calidad de agua: .....	62
3.5. Análisis hidrológico .....	62
3.6. Precipitaciones máximas 24 horas-mensual:.....	63
3.6.1. Estaciones meteorológicas cerca al área de estudio: .....	64
3.6.2. Precipitaciones picos de los años de 24 horas-anual: .....	68

3.7. Cálculo de lluvias máximas, intensidades máximas y curva IDF por el método de Gumbel que se ajusta a Smirnov – kolmogorov .....	70
3.7.1. Estación Yanahuanca .....	71
3.7.2. Estación 12 de octubre .....	88
3.7.3. Estación Cerro de Pasco .....	105
3.8. Procedimiento para hallar el caudal: .....	123
3.8.1. Precipitaciones mínimas y máximas .....	123
3.8.2. Área total de la cuenca: .....	123
3.8.3. Infiltración y evaporación mensual de Senamhi: .....	123
3.8.4. Caudal máximo y mínimo: .....	124
3.8.5. Caudales máximos para tiempo de retorno de 10, 25, 50,100 y 500 años de retorno ...	128
3.9. Métodos de distribución probabilística: .....	129
3.9.1. Caudal de diseño con métodos de distribución de ajuste: .....	135
3.9.2. Cálculo de caudal-método de Mach Matt.....	136
3.10 Alternativa de solución: .....	137
IV. Conclusiones: .....	141
V. Recomendaciones:.....	142
VI. Bibliografía: .....	143
VII. ANEXOS.....	145



## INDICE DE CUADROS

CUADRO 1: ÍNDICES DE SINUOSIDAD PARA RÍOS .....	10
CUADRO 2: DENOMINACIÓN DE LA CUENCA SEGÚN SU ÁREA .....	14
CUADRO 3: TENDENCIAS DE CUENCAS SEGÚN KC .....	17
CUADRO 4: COEFICIENTES DE CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN .....	45
CUADRO 5: OPERACIÓN DE VARIABLES .....	54
CUADRO 6: VÍA DE ACCESO AL RIO CHAUIHUARANGA .....	60
CUADRO 7: POBLACIÓN AFECTADA .....	61
CUADRO 8: ESTACIONES METEOROLÓGICAS DEL SENAMHI.....	64
CUADRO 9: PRECIPITACIÓN (MM) DE LA ESTACIÓN YANAHUANCA (COTA: 3150 MSNM).....	64
CUADRO 10: PRECIPITACIÓN (MM) DE LA ESTACIÓN 12 DE OCTUBRE (COTA: 3848 MSNM).....	65
CUADRO 11: PRECIPITACIÓN (MM) DE LA ESTACIÓN CERRO DE PASCO (COTA: 4260 MSNM) .....	65
CUADRO 12: PRECIPITACIONES PICOS DE CADA AÑO DE LA ESTACIÓN YANAHUANCA. ....	68
CUADRO 13: PRECIPITACIONES PICOS DE CADA AÑO DE LA ESTACIÓN 12 OCTUBRE .....	68
CUADRO 14: PRECIPITACIONES PICOS DE CADA AÑO DE LA ESTACIÓN CERRO DE PASCO .....	68
CUADRO 15: LLUVIAS MÁXIMAS DE LA ESTACIÓN YANAHUANCA .....	71
CUADRO 16: INTENSIDADES DE LA ESTACIÓN YANAHUANCA .....	71
CUADRO 17: PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV - KOLMOGOROV).....	72
CUADRO 18: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 5 MINUTOS.....	73
CUADRO 19: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 5 MINUTOS ...	73
CUADRO 20: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 10 MINUTOS .....	74
CUADRO 21: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 10 MINUTOS .	74
CUADRO 22: HISTOGRAMA DE INTENSIDAD VERSUS PROBABILIDAD PARA UN TIEMPO DE 10 MINUTOS .....	74
CUADRO 23: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 30 MINUTOS .....	75
CUADRO 24: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 30 MINUTOS .	75
CUADRO 25: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS .....	76
CUADRO 26: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS .	76
CUADRO 27: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 120 MINUTOS.....	77
CUADRO 28: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 120 MINUTOS	77
CUADRO 29: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 150 MINUTOS.....	78
CUADRO 30: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 150 MINUTOS	78
CUADRO 31: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 200 MINUTOS .....	79
CUADRO 32: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 200 MINUTOS	79
CUADRO 33: HISTOGRAMA DE INTENSIDAD VERSUS PROBABILIDAD PARA UN TIEMPO DE 200 MINUTOS.....	79
CUADRO 34: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 220 MINUTOS .....	80
CUADRO 35: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 220 MINUTOS	80
CUADRO 36: DELTA MÁXIMOS DE WEIBULL .....	81

CUADRO 37: RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE GUMBEL PARA CADA TIEMPO .....	81
CUADRO 38: INTENSIDADES CON EL TIEMPO DE RETORNO DE LA ESTACIÓN DE YANAHUANCA.....	82
CUADRO 39: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS .....	83
CUADRO 40: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.....	83
CUADRO 41: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS .....	84
CUADRO 42: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS.....	84
CUADRO 43: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS .....	85
CUADRO 44: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.....	85
CUADRO 45: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS .....	86
CUADRO 46: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.....	86
CUADRO 47: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS .....	87
CUADRO 48: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS.....	87
CUADRO 49: LLUVIAS MÁXIMAS DE LA ESTACIÓN 12 DE OCTUBRE .....	88
CUADRO 50: INTENSIDADES DE LA ESTACIÓN 12 DE OCTUBRE .....	89
CUADRO 51: PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV - KOLMOGOROV).....	89
CUADRO 52: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 5 MINUTOS.....	90
CUADRO 53: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 5 MINUTOS ...	90
CUADRO 54: HISTOGRAMA DE INTENSIDAD VERSUS PROBABILIDAD PARA UN TIEMPO DE 5 MINUTOS.....	91
CUADRO 55: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 10 MINUTOS.....	91
CUADRO 56: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 5 MINUTOS ...	92
CUADRO 57: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 30 MINUTOS.....	92
CUADRO 58: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 30 MINUTOS .	93
CUADRO 59: HISTOGRAMA DE INTENSIDAD VERSUS PROBABILIDAD PARA UN TIEMPO DE 30 MINUTOS.....	93
CUADRO 60: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS.....	93
CUADRO 61: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS .	94
CUADRO 62: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 120 MINUTOS.....	94
CUADRO 63: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 120 MINUTOS	95
CUADRO 64: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 150 MINUTOS.....	95
CUADRO 65: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 150 MINUTOS	96
CUADRO 66: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 200 MINUTOS.....	96
CUADRO 67: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 200 MINUTOS	97
CUADRO 68: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 220 MINUTOS.....	97
CUADRO 69: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 220 MINUTOS	98
CUADRO 70: HISTOGRAMA DE INTENSIDAD VERSUS PROBABILIDAD PARA UN TIEMPO DE 220 MINUTOS.....	98
CUADRO 71: DELTA MÁXIMOS DE WEIBULL .....	98
CUADRO 72: RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE GUMBEL PARA CADA TIEMPO .....	99
CUADRO 73: INTENSIDADES CON EL TIEMPO DE RETORNO DE LA ESTACIÓN DE 12 OCTUBRE.....	99
CUADRO 74: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS .....	100

CUADRO 75: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.....	100
CUADRO 76: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS .....	101
CUADRO 77: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.....	101
CUADRO 78: INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS .....	102
CUADRO 79: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS .....	102
CUADRO 80: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.....	102
CUADRO 81: INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS .....	103
CUADRO 82: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS .....	103
CUADRO 83: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.....	103
CUADRO 84: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS .....	104
CUADRO 85: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS.....	105
CUADRO 86: LLUVIAS MÁXIMAS DE LA ESTACIÓN CERRO PASCO .....	105
CUADRO 87: INTENSIDADES DE LA ESTACIÓN CERRO PASCO .....	106
CUADRO 88: PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV - KOLMOGOROV).....	106
CUADRO 89: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 5 MINUTOS.....	107
CUADRO 90: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 5 MINUTOS .	108
CUADRO 91: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 10 MINUTOS .....	109
CUADRO 92: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 10 MINUTOS	109
CUADRO 93: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 30 MINUTOS .....	110
CUADRO 94: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 30 MINUTOS	110
CUADRO 95: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS.....	111
CUADRO 96: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 60 MINUTOS	111
CUADRO 97: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 120 MINUTOS .....	112
CUADRO 98: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 120 MINUTOS	112
.....	112
CUADRO 99: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 150 MINUTOS.....	113
CUADRO 100: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 150 MINUTOS	113
.....	113
CUADRO 101: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 200 MINUTOS.....	114
CUADRO 102: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 200 MINUTOS	114
.....	114
CUADRO 103: AJUSTE SEGÚN GUMBEL CON UNA INTENSIDAD EN 220 MINUTOS.....	115
CUADRO 104: RELACIÓN DEL MODELO EMPÍRICO Y MODELO TEÓRICO PARA UNA INTENSIDAD EN 220 MINUTOS	115
.....	115
CUADRO 105: DELTA MÁXIMOS DE WEIBULL .....	116
CUADRO 106: RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE GUMBEL PARA CADA TIEMPO.....	116
CUADRO 107: INTENSIDADES CON EL TIEMPO DE RETORNO DE LA ESTACIÓN DE CERRO DE PASCO .....	117
CUADRO 108: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.....	117

CUADRO 109: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.....	118
CUADRO 110: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS.....	119
CUADRO 111: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS.....	119
CUADRO 112: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.....	120
CUADRO 113: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.....	120
CUADRO 114: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.....	121
CUADRO 115: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.....	121
CUADRO 116: RIESGO DE FALLA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS:.....	122
CUADRO 117: INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS.....	122
CUADRO 118: INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS.....	122
CUADRO 119: PRECIPITACIONES (MM) MÍNIMAS POR ALTITUDES.....	123
CUADRO 120: PRECIPITACIONES (MM) MÁXIMAS POR ALTITUDES.....	123
CUADRO 121: ÁREA (KM <sup>2</sup> ) DE LA CUENCA.....	123
CUADRO 122: EVAPORACIÓN E INFILTRACIÓN MENSUAL (MM).....	123
CUADRO 123: CAUDAL MÁXIMO Y MÍNIMO MENSUAL (M <sup>3</sup> ) DEL RÍO CHAUPIHUARANGA.....	124
CUADRO 124: EVALUACIÓN DE FALLA.....	125
CUADRO 125: CAUDALES PARA LA CUENCA DE LA ESTACIÓN YANAHUANCA (3150 M.S.N.M.).....	125
CUADRO 126: CAUDALES PARA LA CUENCA DE LA ESTACIÓN 12 DE OCTUBRE (3848 M.S.N.M.).....	126
CUADRO 127: CAUDALES PARA LA CUENCA DE LA ESTACIÓN CERRO DE PASCO (4260 M.S.N.M.).....	126
CUADRO 128: CAUDALES TOTALES PARA LAS ALTITUDES DE (3150 M.S.N.M. - 4260 M.S.N.M.).....	127
CUADRO 129: CAUDALES PARA LOS DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.....	129
CUADRO 130: AÑO DE RETORNO ANALIZADO.....	130
CUADRO 131: CAUDALES DE MÁXIMOS PARA LOS TRES MÉTODOS DE AJUSTE.....	130
CUADRO 132: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS.....	130
CUADRO 133: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL.....	131
CUADRO 134: TIEMPO DE RETORNO CON PROBABILIDADES.....	132
CUADRO 135: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA DISTRIBUCIÓN DE PEARSON III.....	132
CUADRO 136: TIEMPO DE RETORNO CON PROBABILIDADES.....	133
CUADRO 137: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA DISTRIBUCIÓN DE LOG NORMAL DE DOS PARÁMETROS.....	134
CUADRO 138: TIEMPO DE RETORNO CON PROBABILIDADES.....	135
CUADRO 139: RESULTADOS DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	135
CUADRO 140: TIEMPO DE CONCENTRACIÓN POR KIRPICH.....	136

## INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: FORMACIÓN DE LAS TERRAZAS FLUVIALES .....	6
FIGURA 2: CLASIFICACIÓN DE LOS RÍOS POR SU FORMA. ....	10
FIGURA 3: TIPOS DE CURVAS HIPSOMÉTRICAS .....	19
FIGURA 4: REPRESENTACIÓN DE TÉRMINOS DE LA ECUACIÓN DE ENERGÍA PARA EL HEC-RAS.....	38
FIGURA 5: HEC – RAS MÉTODO DE SUBDIVISIÓN DE CAUDALES.....	40
FIGURA 6: MÉTODO DE SUBDIVISIÓN DE CAUDALES HEC – 2. ....	40
FIGURA 7: EJEMPLO DE COMO LA CANTIDAD DE ENERGÍA ES CALCULADO .....	42
FIGURA 8: DIAGRAMA DE ENERGÍA VS ELEVACIÓN DE SUPERFICIE DE AGUA.....	46
FIGURA 9: APLICACIÓN DEL PRINCIPIO DEL MOMENTO.....	49
FIGURA 10: ÁREA DE ESTUDIO DISTRITO DE YANAHUANCA .....	56
FIGURA 11: UBICACIÓN DEL RIO CHAUIHUARANGA.....	58
FIGURA 12: RÍO CHAUIHURANGA.....	59
FIGURA 13: VÍA DE ACCESO AL RIO CHAUIHUARANGA.....	60
FIGURA 14: CALIDAD DEL AGUA DEL RIO CHAUIHUARANGA.....	62
FIGURA 15: SUBCUENCA DE CHAUIHUARANGA.....	63
FIGURA 16: CALCULO DEL CAUDAL EN EL SOFTWARE HIDROESTA POR EL MÉTODO DE MAC MATH.....	136
FIGURA 19: VISTA DEL MARGEN IZQUIERDO Y DERECHO DE LA RIBERA DEL RIO, CERCA DE LA CARRETERA...	160
FIGURA 20: VISTA DEL MARGEN IZQUIERDO Y DERECHO DE LA RIBERA DEL RIO, CERCA DEL ÁREA URBANA..	161
FIGURA 21: VISTA DEL MARGEN IZQUIERDO Y DERECHO DE LA RIBERA DEL RIO, CERCA DEL ÁREA URBANA..	161
FIGURA 22: VISTA DEL MARGEN IZQUIERDO Y DERECHO DE LA RIBERA DEL RIO, CERCA DEL ÁREA URBANA..	162

## INTRODUCCIÓN

Yanahuanca es un distrito ubicado en la provincia de Daniel Alcides Carrión, en el departamento de Pasco, dicho lugar tiene gran potencial de inundación en épocas de avenidas producto del aumento del caudal, es decir, a causa de las inmensas precipitaciones que el río Chaupihuaranga recibe no tiene la capacidad de soportar el cauce. Esto ocasiona el desborde del río y afecta a los pobladores que moran en los márgenes de dicho río, por esta problemática se plantea elaborar un mapa de inundación y diseñar defensas ribereñas en las zonas críticas para reducir el riesgo de inundación, asimismo pérdidas de vidas y pérdidas económicas.

Los registros históricos de precipitaciones máximas de cinco años fueron de tres estaciones cercanas al área de estudio de la sub cuenca Chaupihuaranga que son Yanahuanca, Cerro de Pasco y 12 de octubre, se obtuvieron del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), asimismo se recolectó la cantidad de pobladores que habitan en márgenes del río y la información necesaria para llevar a cabo este proyecto de investigación.

Para el desarrollo de la tesis se plantearon los siguientes capítulos:

Capítulo I: Los antecedentes de la investigación, la investigación bibliográfica, es decir, la teoría que respalda la investigación, hipótesis, operación de variables, objetivos y población afectada.

Capitulo II, III: El marco metodológico que se va a emplear, los cálculos hidráulicos e hidrológicos, asimismo la modelación con el software Hec – Ras y el diseño de la defensa ribereña.

Capitulo IV, V, VI: Discusión de la investigación, conclusiones y sugerencias.

## **I. MARCO TEÓRICO**

### **1.1 Antecedentes**

#### **1.1.1. Internacionales**

**Rodríguez Vásquez, H(2012)**, publica una Tesis de Investigación en el Grado de Maestro en Ingeniería Civil, que tuvo como objetivo general Elaborar un documento que integre acciones estructurales y no estructurales para el control y manejo de inundaciones en zonas urbanas, lo cual concluye que se observó que las inundaciones no son un fenómeno reciente y es un hecho que se ha visto incrementado el impacto de estos fenómenos, debido principalmente al crecimiento de la población de manera descontrolada. A pesar que se ha visto un incremento en la cantidad de desastres provocados por inundación, ya no se tienen grandes cantidades de pérdidas de vidas humanas, esto se puede atribuir a las acciones preventivas que se han implementado de manera exitosa.

**Pérez Jara, J (2011)**, publica una Tesis de Investigación en el Grado de Título Profesional de Ingeniería Civil, que tuvo como objetivo general es cuantificar el nivel de riesgo en la zona de estudio, calculado como una combinación de niveles de amenaza o peligro y vulnerabilidad. Como amenaza, se consideró el nivel de inundación generado por las crecidas posibles de ocurrir ante ciertos escenarios climáticos futuros, definidos por el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC), lo cual concluye que Este estudio logró cumplir con los objetivos planteados. Se ha estimado la magnitud y extensión de las inundaciones asociadas a distintos períodos de retorno, tanto para la condición climática actual como para los escenarios futuros A2 y B2, y se han presentado como mapas. De forma paralela se desarrolló un mapa de vulnerabilidad de la zona afectada por inundaciones, en función del uso de suelo en el sector. Finalmente se confeccionaron mapas de riesgo de inundación, superponiendo los mapas de peligro de inundación y el de vulnerabilidad.

**Cruz Acosta, E. (2014)**, publica una Tesis de Investigación en el Grado de Título Profesional de Ingeniería Civil, que tuvo como objetivo general determinar y analizar el grado de vulnerabilidad social, así como conocer la capacidad de la población frente al problema de las inundaciones en el municipio de Poza Rica y que sirva de base para otros estudios como ordenamiento territorial, ordenamiento ecológico e impacto ambiental, lo cual concluye que El análisis de la Vulnerabilidad Social se refiere a la obtención de un determinado nivel de vulnerabilidad y la definición de sus atributos en coordenadas espaciales y temporales específicas. Este análisis es utilizado desde hace mucho tiempo como una herramienta para la gestión del riesgo. La elaboración de atlas de riesgos no debe limitarse a proporcionar información sobre los peligros, sino también de las vidas y propiedades expuestas.

**Ibarra Martínez, L. (2016)**, publica una Tesis de Investigación en el Grado de Master en desarrollo Regional, que tuvo como objetivo general analizar la vulnerabilidad social asociada a eventos hidrometeorológicos y climáticos, dentro de los cuales se inscribe el cambio climático, y sus causas subyacentes a nivel comunitario, tomando como caso de estudio a la colonia 3 de octubre de la ciudad de Tijuana, lo cual concluye que Como se vio al inicio, México presenta fenómenos naturales de alto potencial destructivo que provocan daños importantes a nivel social, económico y ambiental cuando se combinan con entornos vulnerables sobrepoblados y poblaciones expuestas. Tijuana no es una excepción, y bajando la escala hasta el nivel explorado, una colonia, es posible identificar los fenómenos naturales específicos que, sin ser necesariamente de alto potencial destructivo, si son frecuentes y van acumulando consecuencias y costos en las comunidades.

**Gonzales Velandia, J (2014)**, publica una Tesis de Investigación en el Grado de Maestro en Ingeniería Civil, que tuvo como objetivo general Realizar una caracterización del escenario de inundaciones en el marco del cambio de paradigma en la Gestión del Riesgo de Desastres que desde abril del año 2012 prescribe la Ley 1523 de 2012 para Colombia, lo cual concluye que Las inundaciones como otros tantos eventos amenazantes, son producto de la construcción social que se da ante la



incapacidad de adaptación que tienen las comunidades ante su entorno. Esto en condiciones de inundaciones recurrentes y que no son producto de eventos extremos como el colapso de un embalse y la ruptura de una estructura de protección.

### **1.1.2. Nacionales**

**Rodríguez & Vera (2016)**, publica una Tesis de Investigación en el Grado de Título Profesional de Ingeniería Civil, que tuvo como objetivo general determinar mediante modelación hidrológica e hidráulica de la quebrada del río cajas, el riesgo de inundación del campo deportivo de Huarichaca, ubicado en el margen derecho del río cajas. Los registros de precipitaciones de la Quebrada Colpa – Chirimoyo dados por la Autoridad Nacional del Agua (ANA), sirvió como base para aplicar la ley de distribución de frecuencias para valores extremos de Gumbel y con las curvas IDF se llegó a elaborar el Hietograma para un periodo de retorno de 50 años; El procesamiento de la información para el modelamiento hidrológico fue utilizando la extensión HEC-GeoHMS en ArcMap. A partir del servidor de la Nasa Alaska Satellite Facility se obtuvo el Modelo de Elevación Digital (DEM), lo que permitió delimitar la cuenca, obtener parámetros geomorfológicos y asignar el método del servicio de conservación de suelos (SCS), permitiéndonos obtener el modelo de entrada para el modelamiento en HEC-HMS.

**Palomino, G (2004)**, publica una tesis de investigación en el Grado de Título Profesional de Ingeniería Civil, que tiene como título “Zonificación de áreas inundables utilizando sistemas de información geográfica. Aplicación al tramo final del río chillón”. Universidad Nacional de Ingeniería. Tiene por objetivo realizar el análisis de comportamiento hídrico respectivo obtiene los mapas de amenaza de inundación que muestran mapas de inundación históricas, y que la planicie de inundación perteneciente al periodo de retorno de 100 años muestra áreas inundadas que no deberían ser ocupadas por edificaciones permanentes o de vital importancia como viviendas, centros educativos, centros de salud, centros

industriales, etc. Así por ejemplo se tiene que el área inundada para un caudal de 183 m<sup>3</sup>/seg con periodo de retorno de 100 años es de 192.28 Ha y para un caudal de 90 m<sup>3</sup>/seg con periodo de 5 años es de 48.80 Ha.

## **1.2 Investigación Bibliográfica**

### **1.2.1. Hidráulica fluvial y morfología:**

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

#### **1.2.1.1. Clasificación de ríos:**

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

##### **1.2.1.1.1. Clasificación por susceptibilidad a las inundaciones:**

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

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

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

El cauce menor, que en algunos casos es un cauce de estiaje, es ocupado por avenidas de bajo periodo de retorno. Cuando el periodo de retorno es mayor el

rio se desborda, con respecto al cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor o cauce de avenidas.

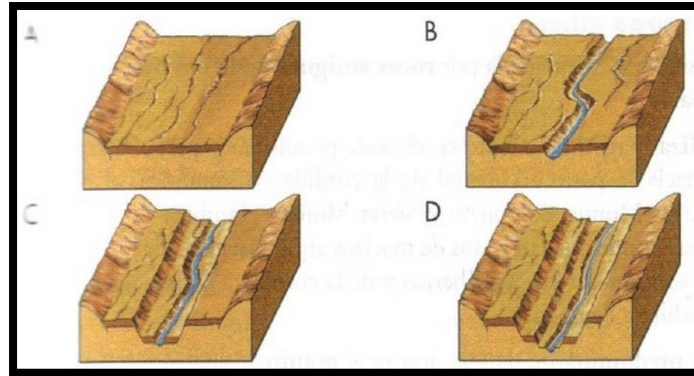


Figura 1: Formación de las terrazas fluviales

Fuente: Rocha, 1998

#### 1.2.1.1.2. Clasificación del río por su forma:

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

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

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

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

### **a) Ríos de cauce rectos**

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

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

### **b) Los ríos de cauces trenzados**

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

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

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

Una vista panorámica de un río entrelazado daría la impresión de ser rectilíneo, pero los brazos (canales) que lo constituyen suelen ser muy sinuosos. Los ríos

entrelazados aparecen en las corrientes que tienen grandes cantidades de sólidos de fondo, relativamente gruesos. En general, en los márgenes y en el lecho hay poca cantidad de limos y arcillas. Los ríos trenzados son marcadamente inestables y de comportamiento altamente impredecible. Aparecen con pendientes grandes, tienen pequeños calados (tirantes) y su ancho es grande. Pueden tener grandes cantidades de sólidos de fondo que excedan la capacidad de transporte de la corriente. El exceso de sólidos sedimenta y se forman islas transitorias y bancos inestables. El río se subdivide en varios brazos muy sinuosos que rodean los bancos que se forman.

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

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

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

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

### **c) Los ríos de cauces meándricos.**

La tendencia a formar meandros es característica de los ríos aluviales, es por eso que se dice que son serpenteantes. Es decir que tienen una tendencia natural a no seguir un curso rectilíneo, lo que constituye una expresión de su inestabilidad. La aparición de meandros significa necesariamente un aumento del recorrido fluvial

lo que implica la disminución de la pendiente y de la velocidad media de la corriente.

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

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

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

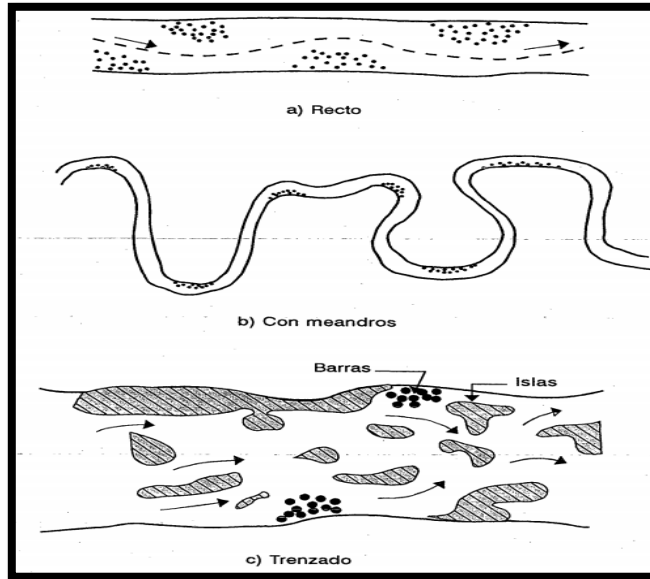


Figura 2: Clasificación de los ríos por su forma.

Fuente: Rocha, 1998

#### 1.2.1.2. Sinuosidad hidráulica:

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

Cuadro 1: Índices de sinuosidad para ríos

Tipo de canal	Índice de sinuosidad
Rectilíneo	1 - 1.2
Transicional	1.2 - 1.5
Regular	1.5 - 1.7
Irregular	1.7 - 2.1

Fuente: Schummm 1963

### **1.2.2. Cuenca hidrográfica:**

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

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

#### **1.2.2.1. Funciones de una cuenca:**

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

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

**Función Ecológica:** Provee diversidad de espacios a través de los cuales se completa el ciclo hidrológico, en donde a su vez, se llevan a cabo interacciones entre las características de la calidad física y química del agua. Además, provee de hábitat para la flora y fauna que constituyen los elementos biológicos del ecosistema y que se encuentran en interacción directa con el agua.



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

**Función Ambiental:** Las cuencas hidrográficas, constituyen verdaderos sumideros de Dióxido de Carbono (CO<sub>2</sub>), regulan la recarga hídrica y los ciclos bio-geoquímicos, albergan bancos de germoplasma y contribuyen a conservar la biodiversidad.

### **1.2.3. Parámetros morfométricos de la cuenca:**

Es el estudio cuantitativo de las características físicas (fisiográficas) de una cuenca hidrográfica, y se utiliza para analizar la red de drenaje, las pendientes y la forma de una cuenca a partir del cálculo de valores numéricos. Dentro de este contexto es importante señalar que las mediciones deben ser realizadas sobre un mapa con suficiente información hidrográfica y topográfica. (Bardales, 2008).

Así pues, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es de gran utilidad práctica, pues con base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde existe poca información: bien sea que fallen datos, bien que haya carencia total de información de registros hidrológicos, siempre que exista cierta semejanza geomorfológica y climática de las zonas en cuestión (Juela, 2011).

Estudiar el recurso hídrico de una cuenca es un problema complejo que requiere del conocimiento de muchas características de la cuenca, algunas de las cuales son difíciles de expresar mediante parámetros o índices que son

muy útiles en el estudio de una cuenca y permitir una comparación con otras cuencas mediante el establecimiento de condiciones de analogía.

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

#### **1.2.3.1. Parámetros de forma**

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

Los principales factores de forma son:

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

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

- Cuenca Grande

Es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área, cauce). Una cuenca para fines prácticos se considera grande, cuando el área es mayor de 250 km<sup>2</sup>.

- Cuenca Pequeña

Es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varía desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que, para propósitos prácticos, se considera 250 km<sup>2</sup>. (Villon, 2011).

Cuadro 2: Denominación de la cuenca según su área

ÁREA DE LA CUENCA (A), KM <sup>2</sup>	
Cuenca Grande	$A > 250 \text{ km}^2$
Cuenca Pequeña	$A \leq 250 \text{ km}^2$

Fuente: Villon 2011

- b) Perímetro:** Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma irregular y se obtiene una vez delimitada la cuenca. Se mide en Km y para su cálculo también se utiliza diferente software. Es importante porque en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca.
- c) Longitud Axial:** Esta medida se considera como la longitud en línea recta, desde el punto o parte más alta de la cuenca (cabecera de la cuenca) hasta el punto de desembocadura del río, a un caudal mayor, o punto más bajo de la cuenca.
- d) Longitud del Cauce:** La longitud del cauce de un río es la distancia entre la desembocadura y el nacimiento, (su recorrido de inicio a fin).

e) **Ancho Promedio (Ap):** Corresponde al área de la cuenca, relacionada con su longitud axial, y se expresa como:

$$A_p = A / L_a$$

Donde:

$A_p$  = Ancho promedio (Km)

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

$L_a$  = Longitud Axial (Km).

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

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

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

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

Donde:

$Ff$  = Factor de forma

$B$  = Ancho promedio de la cuenca (Km)

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

$L$  = Longitud mayor del cauce (Km).

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

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

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

$$Kc = \frac{\textit{perimetro de la cuenca}}{\textit{perimetro de un circulo de igual area}}$$

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

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

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

Donde:

K= Índice de compacidad.

0.28 = Valor constante.

P = Perímetro de cuenca (Km).

A = Área de cuenca (Km<sup>2</sup>).

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

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

Cuadro 3:  
cuencas según  $K_c$

Tendencias de

INDICE DE COMPACIDAD	TENDENCIA DE CUENCA
$K_c \leq 1$	Redondeada
$K_c > 1$	Alargada

Fuente: villon 2011

#### 1.2.3.2. Parámetros de relieve

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

- a) **Pendiente media del cauce ( $S_c$ ):** Es un parámetro muy importante, en el estudio del recurso hídrico, ya que se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.
- b) **Pendiente media de la Cuenca:** La pendiente media del terreno es un parámetro esencial, pues da un índice de la velocidad media de la

escorrentía y su poder de arrastre y de la erosión sobre la cuenca, está relacionada con la infiltración, con el escurrimiento superficial, con la contribución de agua subterránea a la corriente y con la duración del escurrimiento.

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

Donde:

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

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

c) **Curva Hipsométrica:** La curva hipsométrica es la representación gráfica de la variación altitudinal de una cuenca, y se obtiene a partir de un plano topográfico tomándose los valores en porcentajes del área que están por debajo de una determinada altura, que inicialmente serán la del punto más bajo de la cuenca e irá aumentando de acuerdo a los valores de las cotas de la curva de nivel que encierra las franjas de terreno por ellas definidas y el punto de salida que es generalmente el sitio más bajo de la cuenca (Villón, 2011).

Se divide en tres zonas:

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

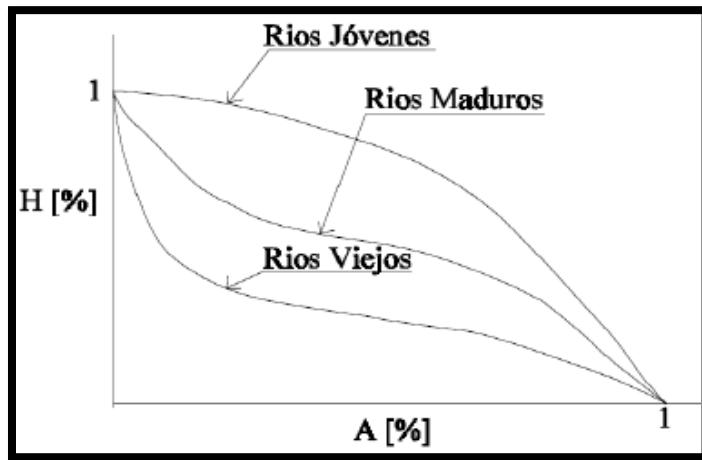


Figura 3: Tipos de curvas hipsométricas

Fuente: Villon, 2011.

#### 1.2.4. Hidrología:

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

Define también el ciclo Hidrológico como un fenómeno bien complejo por la gran cantidad de variables que intervienen. Para simplificar y entender el problema, los hidrólogos han introducido el concepto de sistema para entender el ciclo Hidrológico y de esta manera lograr su aplicación práctica en la solución de problemas de ingeniería hidráulica. Una creciente o



avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales; al hidrólogo le interesa estudiar el caudal, creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasías, bocatomas, alcantarillas, etc.), y para estructuras de regulación (embalses).

Se define periodo de retorno  $T$ , como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud  $x$  puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a  $x$ , ocurre una vez en  $T$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$  es igual  $1/T$  en  $T$  casos (Villón, 2011).

#### **1.2.4.1. Análisis de frecuencia**

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

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

Según Chow (1994) desde el punto de vista práctico, el análisis de frecuencia es sólo un procedimiento para ajustar los datos hidrológicos a un modelo matemático de distribución de probabilidades. Para efectuar dicho análisis tres suposiciones están implícitas:

- Los datos analizados describen eventos aleatorios.
- Los procesos naturales son estacionarios con respecto al tiempo.

- Los parámetros de la población pueden ser estimados desde la muestra.

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

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

#### **1.2.4.2. Modelos y procesos hidrológicos.**

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

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

Cualquier fenómeno que esté sometido a cambios, particularmente con respecto al tiempo, es llamado un proceso. Como prácticamente todos los fenómenos hidrológicos cambian con el tiempo pueden ser llamados procesos hidrológicos. Si la oportunidad de ocurrencia de las variables envueltas en tal proceso es ignorada y el modelo se considera que sigue una ley de certeza, pero ninguna ley de probabilidad, el proceso y el modelo son descritos como determinísticos. De otra forma, si la oportunidad de ocurrencia de la variable es tomada en consideración y el concepto de

probabilidad es introducido en la formulación del modelo, el proceso y el modelo son descritos como estocásticos o probabilísticos (Chow, 1994).

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

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

#### **1.2.4.3. Período de retorno.**

Villón (2011), define al periodo de retorno, como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud  $X$  puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a  $X$ , ocurre una vez en  $T$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$ , es igual  $1$  en  $T$  casos, es decir:

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

Donde:

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

$T$ : Periodo de retorno.

De esta manera, cuando la variable aleatoria representa un evento máximo anual, el período de retorno es el valor esperado del número de años que transcurren hasta que ocurra un evento de magnitud igual o superior que la de un evento predefinido como crítico o de diseño. El término es desafortunado, puesto que su uso conduce al profano a concluir que hay  $T$

años entre tales magnitudes de eventos, cuando en efecto la probabilidad de tal magnitud en cualquier período sigue siendo T-1, independiente que ocurra tal evento en el año anterior o en un año reciente (Rivano, 2004).

#### **1.2.4.4. Procedimiento de análisis**

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

- Verificar la confiabilidad de los datos hidrológicos.
- Suponer ciertos modelos probabilísticos.
- Estimar los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidades de cada modelo elegido

#### **1.2.4.5. Análisis de confiabilidad de datos hidrológicos**

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

#### **1.2.4.6. Modelos de distribución de probabilidades**

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

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

### **Distribución Normal**

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

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

Donde:

X: Variable independiente.

$\mu$ : Parámetro de posición, igual a la media de la variable x.

$\sigma$ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de la variable x.

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

Si la variable x, se estandariza de la forma:

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

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

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

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

Donde:

$X$ : Variable independiente.

$\mu$ : Parámetro de posición, igual a la media.

$\sigma$ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar.

### **Distribución Log-normal**

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

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

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

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

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

- Estimación de parámetros, método de momentos

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

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

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

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

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

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

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

### **Distribución Log Pearson tipo III**

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

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

Donde:

$X_0$ = parámetro de posición

$\beta$ = parámetro de escala

$\gamma$ = parámetro de forma.

$\Gamma(x)$ = función gamma completa

- Proceso de cálculo

Para el cálculo de los parámetros de la serie de datos:  $x_1, x_2, \dots, x_n$ .

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

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

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

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

- Estimación de parámetros, método de momentos

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

$$\gamma = \frac{4}{C_{S \ln x}^2}$$
$$\beta = \frac{C_{S \ln x}(S_{\ln x})}{2}$$
$$x_0 = \bar{X}_{\ln x} - \frac{2S_{\ln x}}{C_{S \ln x}}$$

### **Prueba de bondad de ajuste**

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

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



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

### **Prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov**

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

$$\Delta = \text{Max}|F(x) - P(x)|$$

Donde:

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

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

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

El estadístico tiene su función de distribución de probabilidades.

SI  $\Delta_0$  es un valor crítico para un nivel de significación  $\alpha$ , se tiene que:

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

### 1.2.5. Método de determinación de eventos máximos de caudales

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

Villón (2011) dice: en general se derivan del método racional, tienen una gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores ya que el proceso de escurrimiento es muy complejo para resumirlo en una fórmula de tipo directo en la que intervienen el área de la cuenca y el coeficiente de escurrimiento, entre estos métodos encontramos: Método racional, Método Mac Math, Método Burkli – Zieger.

- **Métodos Históricos:** Consisten en investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse. En realidad, los métodos históricos, aunque permiten conocer las características de una gran avenida ocurrida muchos años atrás, no permiten prever la proporción de una avenida mayor a la máxima conocida, aun cuando existen muchas posibilidades de que esta se presente. Este método tiene que vencer dos grandes dificultades para poder suministrar información útil:

La carencia e insuficiencia de datos (registros históricos), el cálculo de la avenida a partir de los datos recabados referidos generalmente a niveles y no a gastos.

Para enfrentar la segunda dificultad, se utilizan los llamados métodos directos o hidráulicos, que se describen más adelante (Chereque, 1989).

- **Métodos de Correlación Hidrológica:** Se aplica cuando no se cuenta con dos datos: Hidrométricos (tirantes máximos hidráulicos) y pluviométricos; en este caso se aplica la correlación con los datos de máximos caudales de una cuenca vecina o próxima, cuyas características en sus aspectos topográficos, geológicos suelos, tipos de cobertura, parámetros morfométricos sean similares a la cuenca en estudio (Chereque, 1989).
- **Métodos Hidráulicos:** La aplicación de estos métodos (utilizan fórmulas de Hidráulica), no deben obviarse, aunque no cuentan con metodología hidrológica, mayormente permiten obtener información bastante útil, sobre todo para fijar con precisión la altura de niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y permite conocer el gasto máximo instantáneo. Este considera la observación y medición de las características de una sección estable del río, es decir donde no exista demasiados desplazamientos, caso de paredes laterales sólidas o fijas conformadas por: roca, buena cobertura vegetal, rellenos de huaycos, etc. Para determinar la máxima descarga, la altura de esta se determina por la huellas o rastros dejados en las paredes de la caja del río. Para su cálculo se aplica generalmente la fórmula de Manning-Strichler.
- **Métodos Estadísticos Probabilísticos:** Consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima, a partir de un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación, mediante su probable distribución en diversos periodos retorno, siendo las más utilizadas las distribuciones Gumbel o de valores extremos, log-Pearson tipo III, Log normal.
- **Métodos Hidrológicos:** Tienen como objetivo la representación matemática del proceso o formación de la avenida. Se estiman

precipitaciones pluviométricas de duración y periodo de retorno determinado, se calcula el escurrimiento que se genera en un punto de la corriente estudiada, hasta establecer o dibujar el probable hidrograma. Reproducen la forma aceptable el fenómeno, en base a parámetros como precipitaciones máximas y características físicas de la cuenca. Existen ventajas al extrapolar algunas de sus variables, por la irregularidad de las lluvias en la cuenca, y determinar las pérdidas por infiltración, que pueden distorsionar al estimar las avenidas a partir de las lluvias. Entre los métodos hidrológicos sobresalen:

- Método de hidrograma unitario, que comprende los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos.
  
- Método de isócronas (racional).

#### **1.2.6. Curva intensidad - duración - frecuencia (I-D-F)**

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

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

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

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

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

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

#### - Aplicación de las Curvas IDF

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

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

Para el caso de tormentas de diseño que no cuenten con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden

ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Rivano, 2004) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

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

Donde:

Pd = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P24h = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

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

### **1.2.7. Tiempo de concentración**

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

#### **KIRPISH (1940)**

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

Donde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos

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

S=Pendiente media de la cuenca, m/m

## CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942)

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

Donde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos

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

H=Desnivel de altitud, m.

### MODELO

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

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

### Clasificación de modelos:

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

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

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

#### **1.2.8. Modelos hidráulicos**

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

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

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

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



## **SIMULACIÓN**

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

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

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

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

### **1.2.9. Uso del modelo Hec-Ras en el control de inundaciones**

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

El HEC – RAS es capaz de realizar el cálculo del perfil dimensional de espejos de agua para flujos laminares gradualmente variados en canales

naturales o contruidos. Regímenes de perfiles de flujo de agua subcríticos, supercrítico y mixtos; pueden ser calculados. Los tópicos en discusión en esta sección incluyen: ecuaciones para cálculo de perfiles básicos; cálculo de subdivisión secciones transversales en los canales de conducción; coeficiente "n" de Manning compuesto para canales de sección variable; coeficiente de velocidad de carga; evaluación de pérdida por fricción; pérdidas por contracción y expansión; procedimientos de cálculo; determinación de la profundidad critica; aplicación de la ecuación de momento.

### **Ecuaciones para el cálculo de secciones**

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

$$y_2 + z_2 + \frac{(v_2^2)a_2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{(v_1^2)a_1}{2g} + h_e$$

Dónde:

$y_1, y_2$  = Tirantes de sección transversal

$z_1, z_2$  = Cota del terreno.

$v_1, v_2$  = Velocidades promedios

$a_1, a_2$  = Coeficientes de velocidad de carga

$g$  = Gravedad

$h_e$  = Carga de pérdida de energía.

Un diagrama donde se muestra los componentes de la ecuación de energía.

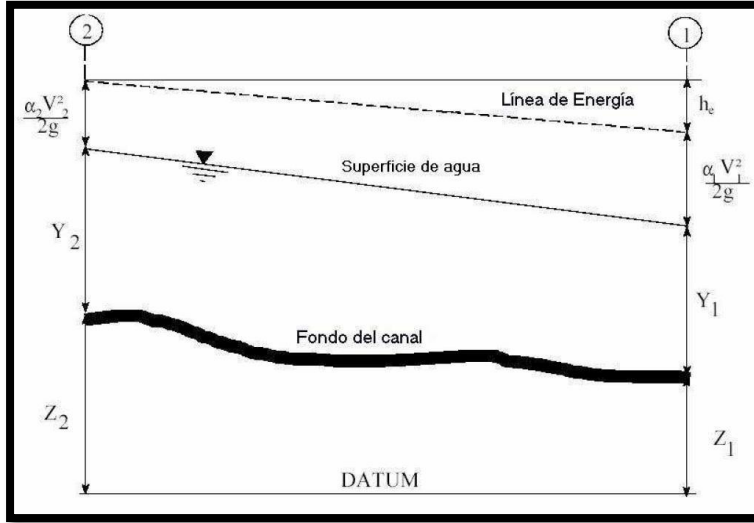


Figura 4: Representación de términos de la ecuación de energía para el Hec-Ras.

Fuente: manual del Hec- Ras

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

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

Donde:

L: Longitud de descarga de energía

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

C: Coeficiente de pérdidas por expansión y contracción

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

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

Donde:

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

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

### **Subdivisión de la sección transversal y cálculo de la conductividad:**

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

$$Q = K S f^{0.5}$$
$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3}$$

Donde:

K: Conductividad para cada subdivisión

$n$ : Coeficiente de Manning para cada subdivisión

A: Área mojada para cada subdivisión

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

El programa suma todos los incrementos en los bordes para obtener una capacidad de transporte para el borde izquierdo y derecho. El caudal del

canal central es contabilizado como un elemento del caudal simple. El caudal total para una sección es obtenido sumando las 3 subdivisiones de caudales (izquierda, el canal y derecha).

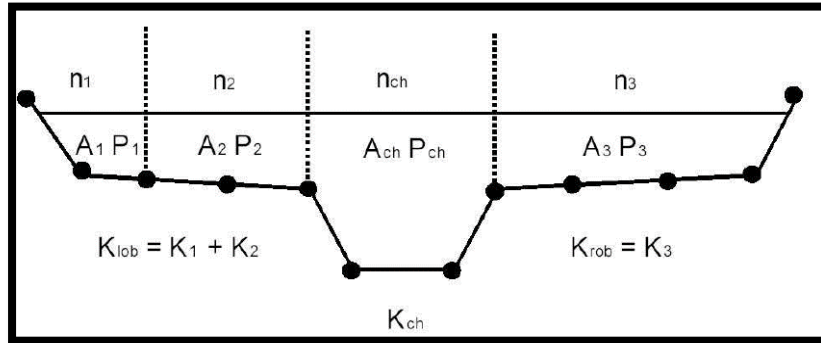


Figura 5: HEC – RAS Método de subdivisión de caudales.

Fuente: manual del Hec-Ras

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

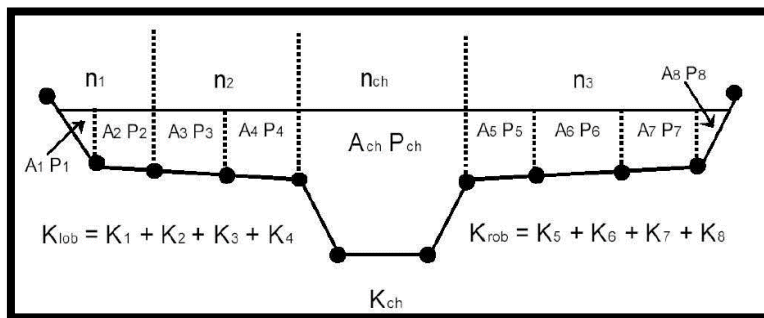


Figura 6: Método de subdivisión de caudales HEC – 2.

Fuente: manual del Hec-Ras

### **Coefficiente de rugosidad compuesto en el canal principal:**

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

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

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

Donde:

$n_c$  = Coeficiente de rugosidad compuesto o equivalente

$P$  = Perímetro mojado del canal central completo.

$P_i$  = Perímetro mojado de la subdivisión  $i$ .

$n_i$  = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión  $i$ .

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

### **Evaluación de la Carga Media Energética Cinética**

Debido a que el programa HEC – RAS es un programa de perfiles de espejos de agua de una dimensión, solo una superficie de agua y una cantidad de energía son calculadas en cada sección. Para un tirante de agua determinado, la cantidad de energía es obtenida calculando un flujo de carga de energía de las 3 subsecciones de una sección (borde izquierdo, canal central y borde derecho). La figura N°9 nos muestra como la cantidad de energía podría ser obtenida en una sección con canal central y en el borde derecho (sin área en el borde izquierdo).

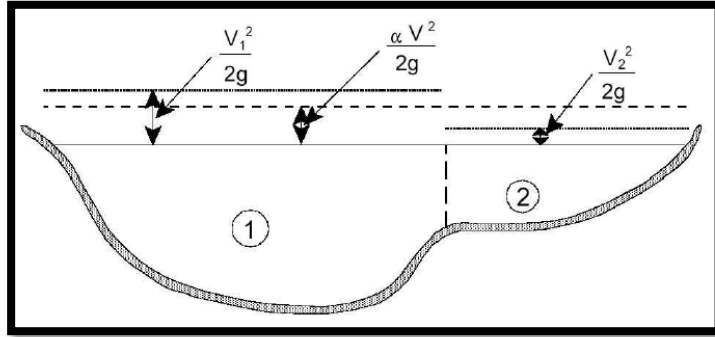


Figura 7: Ejemplo de cómo la cantidad de energía es calculado

Fuente: manual del Hec-Ras

V1= Velocidad para sub-área 1

V2= Velocidad para sub-área 2

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

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

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

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

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

En general:

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2}{Q \bar{V}^2}$$

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

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

Donde:

$A_t$  = Area total de flujo de la seccion.

$K_t$  = Conductividad total de la sección transversal.

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

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

### **Evaluación de las Pérdidas por Fricción**

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

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

$$S_f = \left( \frac{Q}{K} \right)^2$$

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



*Ecuación Promedio de Conductividades:*

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

*Ecuación Pendientes de Fricción:*

$$S_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

*Ecuación de la Media Geométrica de la Pendiente de Fricción:*

$$S_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}}$$

*Ecuación de la Media Armónica de la Pendiente de Fricción:*

$$S_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}}$$

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

### **Evaluación de las Pérdidas por Contracción y Expansión:**

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

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Donde:

C: Coeficiente de contracción y/o expansión

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

Cuadro 4: Coeficientes de contracción y expansión

	<b>Contracción</b>	<b>Expansión</b>
Sin transición	0	0
Transición gradual	0.1	0.3
Sección Típica de puentes	0.3	0.5
Transición abrupta	0.6	0.8

Fuente: manual del Hec-Ras

### **Determinación del tirante crítico**

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

1. El régimen de flujo supercrítico ha sido especificado.
2. El cálculo del tirante crítico ha sido requerida por el usuario.
3. El tirante crítico es una condición de borde, por lo que debe ser calculado.
4. El chequeo del número de Froude para un perfil supercrítico, indica que el tirante crítico debe ser determinado para verificar el régimen de flujo asociado con la cota balanceada.

5. El programa no puede balancear la ecuación de energía dentro de la tolerancia especificada antes de obtener el número máximo de iteraciones.

La energía total para una sección transversal está definida por:

$$H = WS + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

Donde:

$H$  = Carga total de energía

$WS$  = Cota de espejo de agua

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

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

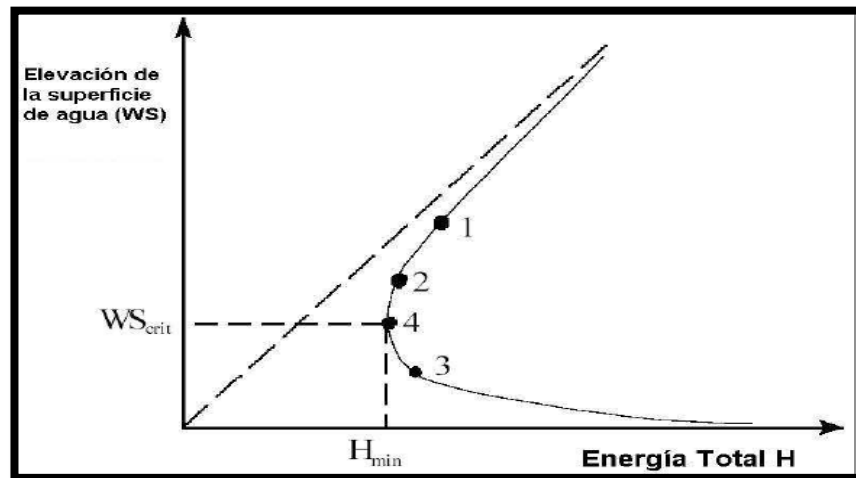


Figura 8: Diagrama de energía VS elevación de superficie de agua.

Fuente: manual del Hec-Ras

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

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

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

#### **Aplicación de la ecuación de Momento.**

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

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

Dentro del HEC – RAS, la ecuación de momento puede ser aplicada para los siguientes problemas específicos: ocurrencia de saltos hidráulicos, bajo flujo hidráulico en puentes y cruces de ríos. Para entender, la ecuación de

momento es usada para resolver cada uno de estos tres problemas, una derivación de la ecuación se muestra.

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

Fuerza = Masa \* Aceleración (cambio en momento)

$$\sum F_x = ma$$

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

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Qp\Delta V_x$$

Donde:

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

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

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

Q = Caudal.

p = Densidad del agua.

$\Delta V_x$  = Cambio de velocidad de 2 a 1 en la dirección "x".

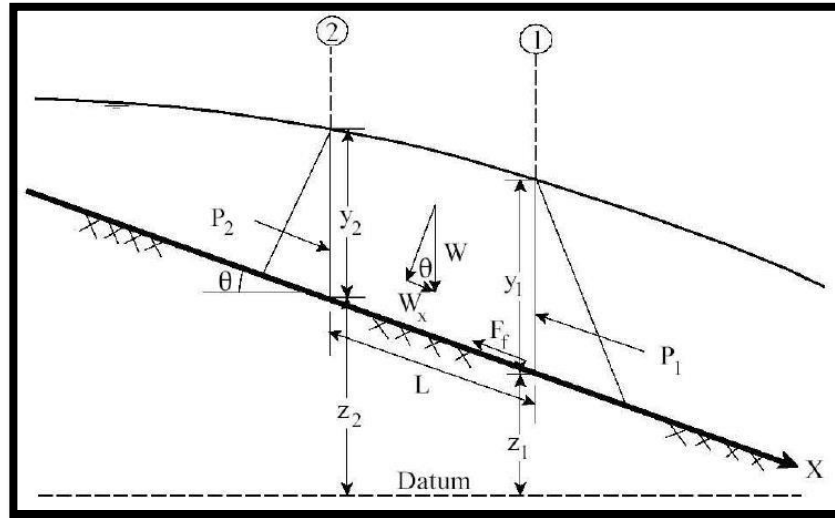


Figura 9: Aplicación del principio del momento

Fuente: manual del Hec-Ras

#### Definición de términos básicos:

**Cuenca:** una cuenca es una depresión en la superficie de la tierra, un valle rodeado de alturas.

**Cuenca hidrográfica:** el término cuenca hidrográfica tiene un sentido más amplio, siendo una parte de la superficie terrestre cuyas aguas fluyen hacia un mismo río o lago. Es decir, las cuencas hidrográficas son áreas de terreno naturales que recogen y almacenan agua de un terreno específico, vertiendo micro y meso cuencas en una macro cuenca o río principal. Es decir, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua.

**Micro cuenca:** La micro cuenca es donde se localizan los nacedores de agua y las zonas de reserva. Esta es la parte más frágil de la cuenca, siendo pues una zona de captación de aguas.

**Meso cuenca:** en la meso cuenca tiende a aumentar la pendiente de los suelos y además se incrementa el caudal de las aguas, siendo pues los conectores entre la micro y macro cuencas

**Macro cuenca:** en la macro cuenca la pendiente de los suelos baja drásticamente, se presentan depósitos de sedimentos en el lecho del río y este se desborda, siendo pues, el elemento principal de una cuenca, pues allí desembocan las partes medias y altas.

**Parteaguas o divortium aquarum:** Es la línea imaginaria que delimita una cuenca. Está formado por los puntos de mayor nivel topográficos y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo.

**Superficie de cuenca:** se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, la cual se obtiene después de delimitar la cuenca.

**Cuenca pequeña:** para fines prácticos se considera cuando el área delimitada de dicha cuenca es menor que 250km<sup>2</sup>.

**Cuenca grande:** Para fines prácticos se considera cuando el área delimitada de la cuenca es mayor que 250km<sup>2</sup>.

**Perímetro de cuenca:** se refiere al borde de la forma delimitada de la cuenca proyectada en un plano horizontal.

**Factor de forma de una cuenca (f):** expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud.

**Índice de compacidad (k):** expresa la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca.

**Rectángulo equivalente:** es una transformación geométrica, que permite representar la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo.

**Índice de pendiente:** es una ponderación que se establece entre pendientes y el tramo recorrido por el río.

**Pendiente de la cuenca:** es un parámetro muy importante, y está relacionada con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Además, es uno de los factores que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de lluvia.

**Perfil longitudinal de un curso de agua:** es la proyección horizontal de la longitud de un cauce versus su altitud.

**Pendiente del cauce:** es el cociente, que resulta de dividir el desnivel de los extremos de un tramo.

**Red de drenaje:** se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella.

**Orden de las corrientes:** es la clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca.

**Densidad de corriente:** es la relación entre el número de corrientes y el área drenada.

**Densidad de drenaje:** relaciona la longitud de las corrientes, por unidad de área.

**Precipitación:** es toda forma de humedad que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo

**Tormenta:** es el conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación



meteorológica y de características bien definidas.

**Intensidad:** en un estudio de tormenta se refiere a, la cantidad de agua caída por unidad de tiempo.

**Duración:** en un estudio de tormenta se refiere al tiempo que transcurre entre el comienzo y fin de una tormenta.

**Frecuencia:** en un estudio de tormenta se refiere al número de veces que se repite una tormenta.

**Periodo de retorno:** también llamado período de recurrencia, el período de retorno es un concepto estadístico que intenta proporcionar una idea de hasta qué punto un suceso puede considerarse raro en un estudio de tormenta se refiere al intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento x, puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio.

**Infiltración:** Es un proceso por el cual el agua se transfiere desde la superficie del terreno hacia las profundidades. Depende de la morfología y composición del terreno.

**Escorrentía:** Es el proceso superficial por el cual el agua fluye por la superficie del terreno hacia los cauces y el mar.

**Senamhi:** El servicio nacional de meteorología e hidrología del Perú (senamhi) brinda información sobre el pronóstico del tiempo en el Perú, así como asesoría y estudios científicos en las áreas de hidrología, meteorología, agro meteorología y asuntos ambientales.

### 1.3. Hipótesis

#### **1.3.1. Hipótesis general:**

Al determinar el comportamiento hidráulico e hidrológico del río Chaupihuaranga, permitirá reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.

#### **1.3.2. Hipótesis específicas:**

- Al determinar las zonas vulnerables del río Chaupihuaranga, permitirá reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.
- Al determinar los niveles máximos que alcanzaría el caudal con los tiempos de retorno 10, 25, 50, 100 y 500 años, permitirá reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.
- Al elaborar el mapa de riesgo por inundaciones, permitirá reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.
- Al determinar la mejor alternativa de solución, permitirá reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.

#### 1.4. Operación de Variables

Cuadro 5: Operación de variables

<b>Variable</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Sub indicadores</b>	<b>Índice</b>	<b>Instrumentación</b>
<p><b><u>Variable independiente</u></b> Comportamiento hidráulico e hidrológico</p>	Zonas vulnerables	Exposición Fragilidad Resilencia	Muy altos Altos Medio bajos	SENHAMI INGEMMET Manual de evaluación de riesgo. CENEPRED
	Tiempo de retorno	Tiempo de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años	Tirante de hidráulico Caudal precipitación	Manual de hidráulica e hidrología. Ajustes estadísticos
	Mapa de riesgo	Vulnerabilidad física geografía	Muy altos Altos Medio bajos	Manual de evaluación de riesgo. CENEPRED
<p><b><u>Variable dependiente</u></b> Reducción de riesgo por inundación</p>	Alternativa de solución	Tirante hidráulico Caudal precipitación	tipo de estructura de reducción de riesgo	Manual de hidráulica e hidrología.

Fuente: Elaboración propia

## 1.5. Objetivo

### 1.5.1. Objetivo General

Analizar el comportamiento hidráulico e hidrológico del río Chaupihuaranga, para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.

### 1.5.2. Objetivo Especifico

- Determinar las zonas vulnerables del río Chaupihuaranga, para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.
- Determinar los niveles máximos que alcanzaría el caudal con los tiempos de retorno 10, 25, 50, 100 y 500 años, para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.
- Elaborar mapa de riesgo inundaciones, para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.
- Determinar la mejor alternativa de solución, para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.

### 1.6. Población

Se ha considerado como población al área de influencia directa e indirecta, en la franja más susceptible a inundaciones del río Chaupihuaranga. Contando con 1600 m que está en riesgo de inundación.

### 1.7. Muestra

Se va a analizar 1600 m de la franja riverseña del río Chaupihuaranga que recorre todo el casco urbano del Distrito de Yanahuanca

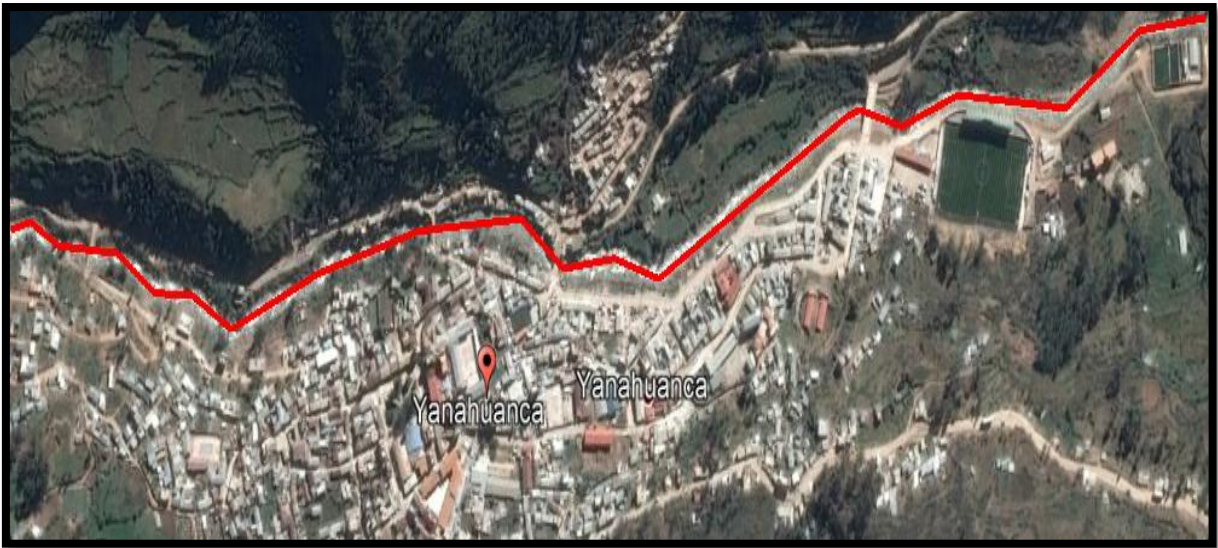


Figura 10: Área de estudio Distrito de Yanahuanca

## II. MARCO METODOLOGICO

### 2.1 Métodos

#### **Nivel y tipo de investigación:**

**De acuerdo a la orientación es Aplicada**, porque se desarrolla y profundiza el estudio Hidrológico e Hidráulico del río Chaupihuaranga, a través de la aplicación de teorías en Hidrología, Hidráulica Fluvial y del software Hec-Ras, para calcular el comportamiento Hidráulico del río Chaupihuaranga, en diferentes periodos de retorno.

**De acuerdo a su enfoque es Cuantitativo**, porque se van a desarrollar cálculos estadísticos, todos los datos de la variable son numéricos y calculados.

**De acuerdo al tipo es Descriptivo**, porque se va a describir las causas de la zona crítica del río, analizando meteorológicamente, el tiempo de retorno, hidrológicamente, modelando el río con el Hec – Ras, para así prevenir en el futuro una inundación y evitar un desastre en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.

#### **Diseño de la investigación:**

**El diseño de esta investigación No Experimental**, porque solo se van a desarrollar cálculos estadísticos aplicando las teorías ya mencionadas, lo cual no se va manipular deliberada mente la variable independiente con ningún tipo de ensayos mecánicos.

**De acuerdo con la direccionalidad es Prospectiva**, se estudia la causa en el presente de las avenidas más críticas, los que están propenso al desborde del río Chaupihuaranga. Para en el futuro su protección del casco urbano del Distrito de Yanahuanca y así evitar la inundación.

**De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos Prolectiva**, la recolección va ser primaria mediante libros, fuentes de internet o investigaciones ya relacionadas.

De acuerdo con la evolución del fenómeno estudiado es Transversal, el análisis y/o estudio como: levantamiento topográfico, datos meteorológicos, los datos se realiza una sola vez en el momento más crítico.

### III.EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO DEL RIO CHAUPIHUARANGA

#### 3.1. Ubicación geográfica:

Los trazos abarcan el área que se encuentra comprendida en las coordenadas UTM 10.4925 S 76.5159 W. El cual se enmarca dentro de los límites de la Región de Pasco.

La subcuenca del río Chaupihuaranga, adyacente al distrito de Yanahuanca se encuentra localizada en la parte central del Perú, sobre la vertiente del río Chaupihuaranga en la región de Pasco.

Distrito : Yanahuanca  
Provincia : Daniel Alcides Carrion  
Departamento : Pasco

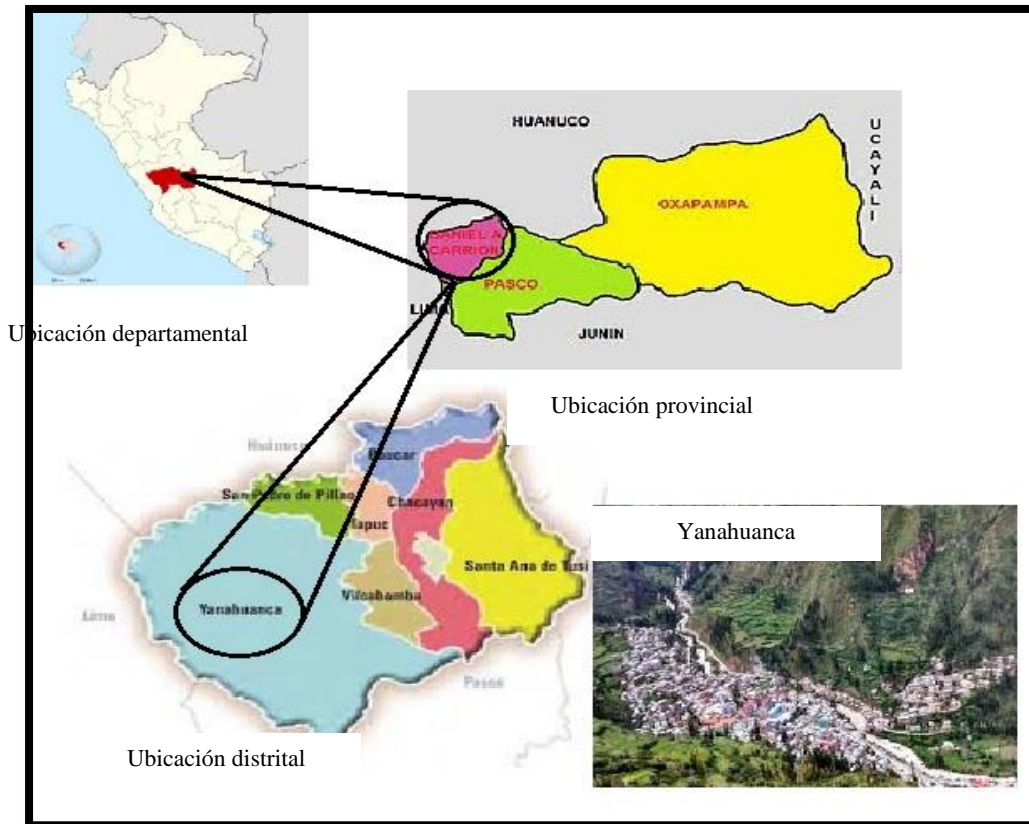


Figura 11: ubicación del rio Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración Propia



Figura 12: Río Chaupihuranga

Fuente: Elaboración Propia

### **3.2. Acceso a la zona de estudio:**

Yanahuanca está conectado con Lima por la carretera central hasta Cerro de Pasco con un recorrido de 370 km de carretera asfaltada, y de Cerro de Pasco a Yanahuanca con 64 km de carretera no asfaltada, pero en regulares condiciones.

Frente a Yanahuanca pasa la carretera que partiendo de Huánuco y pasando por Ambo se prolongará hacia la costa norte vía Oyón a Lima. Es una nueva ruta de salida a la capital de la República, para todos los pueblos de los departamentos de Pasco y Huánuco; así como también para los de la provincia de Junín. Yanahuanca está conectada con esta carretera por un hermoso puente de cal y piedra. Asimismo, existe teléfono fijo y señal de telefonía móvil, así como tv y radio.



Cuadro 6: Vía de acceso al río Chaupihuaranga

TRAMO	TIPO	VEHICULO	DISTANCIA	TIEMPO
Huánuco – Ambo	Carretera Asfaltada	Camioneta	20 km	45 min
Ambo – Yanahuanca	Carretera afirmada	Camioneta	68.5 km	2.1hr
<b>TOTAL</b>			88.5 km	2 hr 55 min

Fuente: Elaboración Propia

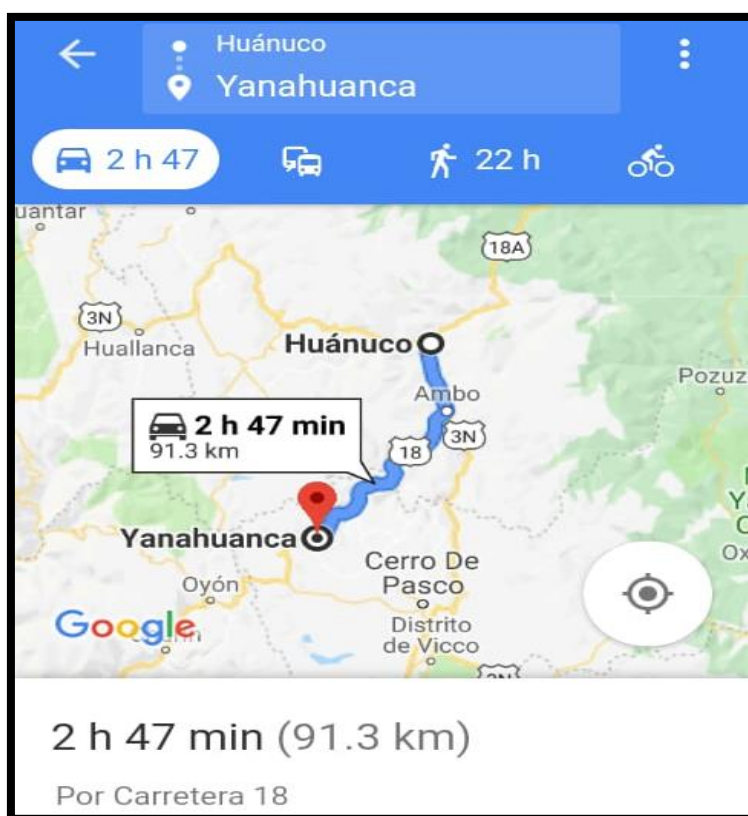


Figura 13: Vía de acceso al río Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3. Población afectada:

Dentro del área de influencia está asentada la población en los márgenes del río Chaupihuaranga con total de población 270 habitantes, pertenecientes al distrito de Yanahuanca, Provincia de Daniel Alcides Carrión, departamento de Pasco. Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) la provincia tiene una tasa de crecimiento promedio anual de 1.87%.

Una de las principales actividades económicas del distrito es la agricultura, dándose la producción de maíz, papa, trigo, Abas, olluco, y otros en la parte baja (granadilla palta entre otros), y en la parte media se realiza el cultivo de distintas clases de hortalizas, yacon, etc.

La ganadería es otra de las actividades prioritarias del distrito, en las zonas baja, media y alta los campesinos del distrito de Yanahuanca se dedican a la crianza de los animales domésticos, como ganado vacuno, ovino, porcino y aves. En las zonas altas las comunidades campesinas se dedican a la crianza y pastoreo de camélidos, ganado caprino y equino.

Cuadro 7: Población afectada

PERIODO	AÑO	YANAHUANCA
0	2019	380
1	2020	387
2	2021	394
3	2022	402
4	2023	409
5	2024	417
6	2025	425
7	2026	433
8	2027	441
9	2028	449
10	2029	457

Fuente: Elaboración Propia

### **3.4. Calidad de agua:**

En este proyecto no se realizó el estudio de análisis de la calidad de agua, dado que el recurso hídrico del río Chaupihuaranga, en algunas localidades se viene utilizando desde muchos años en el sector agropecuario y animales menores, mediante canales rústicos proveídos por motobombas.



Figura 14: Calidad del agua del río Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración Propia

### **3.5. Análisis hidrológico**

Hidrográficamente la cuenca de estudio pertenece a la vertiente del Atlántico, cuenca de Ucayali, tiene como cuenca mayor la cuenca del río Huallaga, como sub cuencas al río Chaupihuaranga.

El río Chaupihuaranga tiene sus orígenes al sur de la cordillera de Oyón en la laguna Huariacocha. En su nacimiento se llama río Ranracancha, luego toma la denominación de río Blanco y posteriormente río Chaupihuaranga hasta unirse con el río Huariaca, en Ambo y a partir de esa se denomina río Huallaga.

Los afluentes del río Chaupihuaranga son los ríos: San Juan Baños Rabí, huarautambo, Chipipata (Yanahuanca); Jatunragra, Chinchachaca, Julishancay, Ushugoya (Tapuc); Jatunragra, Paucar, Chacachinche, (Paucar); y pampanía, Condorgaga (Santa Ana de Tusi).

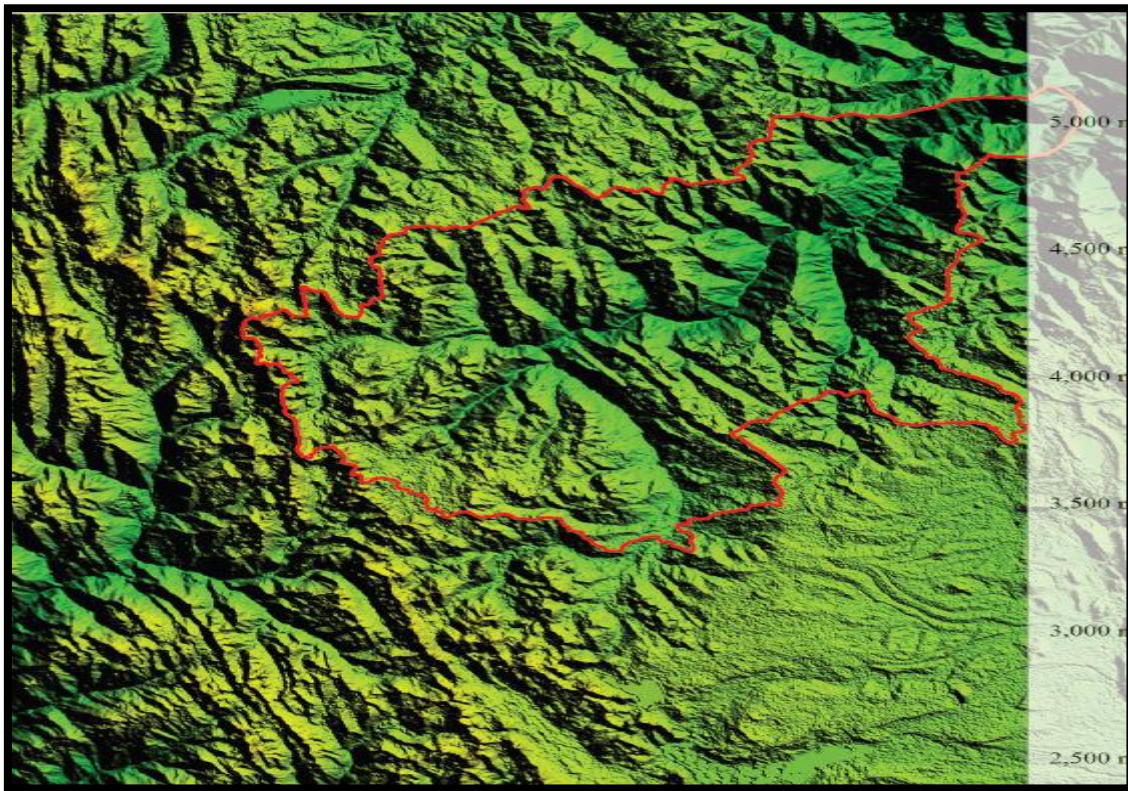


Figura 15: Subcuenca de Chaupihuaranga.

Fuente: Elaboración Propia

### 3.6. Precipitaciones máximas 24 horas-mensual:

En el presente se va utilizar la información pluviométrica de la estación Yanahuanca, Cerro de Pasco y 12 de octubre registrada por el SENAMHI del periodo 2014 – 2018

porque son los más cercanos a la zona de Estudio que cuenta información más detallada y características geomorfológicas similares.

### **Complementación de la Información**

La información de precipitación total mensual dentro del periodo 5 años de las tres estaciones se tomó de la página de SENAMHI.

#### 3.6.1. Estaciones meteorológicas cerca al área de estudio:

Cuadro 8: Estaciones meteorológicas del Senamhi

ESTACIÓN	TIPO	LATITUD	LONGITUD	COTA
Yanahuanca	Convencional	10° 29' 22.57"	76° 30' 46.26"	3150 msnm
12 de octubre	Convencional	10° 36' 23.09"	76° 31' 45.37"	3848 msnm
Cerro de Pasco	Convencional	10° 41' 37"	76° 15' 1"	4260 msnm

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 9: Precipitación (mm) de la estación Yanahuanca (cota: 3150 msnm)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2018	19.8	19.9	21.1	32.6	12.7	7.1	3.8	1.7	12	11.9	10.5	14.5
2017	19.9	12.3	20.1	16.1	10.8	5.3	6.1	5.6	18.5	11.8	12.1	15.1
2016	12	12.4	12.1	10.7	2.8	4.2	6.1	7.8	10.5	12.5	7.1	12
2015	23.3	15	19.9	14	14.7	4.1	6	7	11	12	8	13
2014	13.1	17.2	13.1	8.1	10.1	5.9	7.8	4.3	12	10.1	15.8	18.2
PROMEDIO	17.62	15.36	17.26	16.3	10.22	5.32	5.96	5.28	12.8	11.66	10.7	14.56
MAXIMO	23.3	19.9	21.1	32.6	14.7	7.1	7.8	7.8	18.5	12.5	15.8	18.2
MINIMO	12	12.3	12.1	8.1	2.8	4.1	3.8	1.7	10.5	10.1	7.1	12

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 10: Precipitación (mm) de la estación 12 de octubre (cota: 3848 msnm)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2018	26.3	32.1	20.5	13.5	6.4	8	9	6	5	21	22	15
2017	18	14	16	10	12.5	8.9	9.4	4.9	5.3	19.3	16.2	18.2
2016	24.1	11.6	12.7	10	640.1	3.3	4.3	7.4	6.9	22	10	16
2015	16.8	17	4.5	8.6	7.2	3.1	2.9	7	4	17	5.8	12
2014	17	16	12	13	11	6	5.3	6	3	20	23.4	33.8
PROMEDIO	20.44	18.14	13.14	11.02	135.44	5.86	6.18	6.26	4.84	19.86	15.48	19
MAXIMO	26.3	32.1	20.5	13.5	640.1	8.9	9.4	7.4	6.9	22	23.4	33.8
MINIMO	16.8	11.6	4.5	8.6	6.4	3.1	2.9	4.9	3	17	5.8	12

Fuente: Elaboración Propia

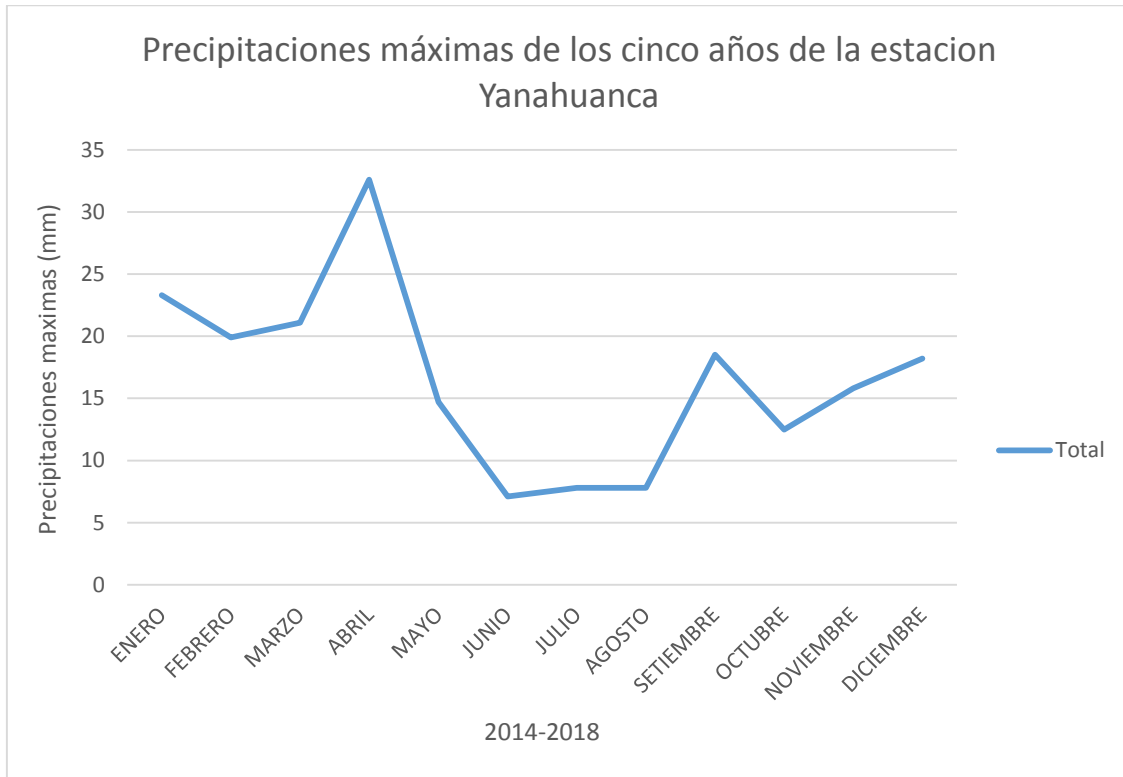
Cuadro 11: Precipitación (mm) de la estación Cerro de Pasco (cota: 4260 msnm)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2018	13	11	17	19	7	2.1	3	5	25	30	11	50
2017	14.5	20.7	15	14	7.2	2	6.5	4	11	13.7	15.5	10
2016	18	14.8	13.5	12.4	8.2	7.1	3.7	10	9	16	7.4	16
2015	12	7.5	12	14.2	6.8	9	9	5.4	12.5	13.3	25.1	15.4
2014	14	13.2	20	21	7.3	10	7	1.8	20.6	12	16	22.5
PROMEDIO	14.3	13.44	15.5	16.12	7.3	6.04	5.84	5.24	15.62	17	15	22.78
MAXIMO	18	20.7	20	21	8.2	10	9	10	25	30	25.1	50
MINIMO	12	7.5	12	12.4	6.8	2	3	1.8	9	12	7.4	10

Fuente: Elaboración Propia



Gráfico 1: Histograma de precipitaciones de los 5 años de datos históricos del SENAMHI de la estación Yanahuanca.



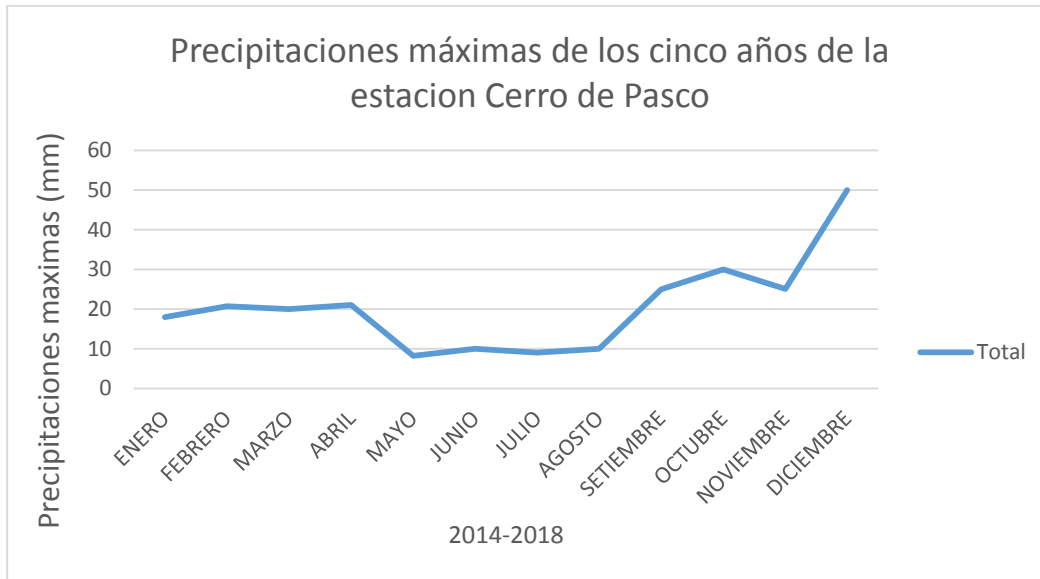
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 2: Histograma de precipitaciones de los 5 años de datos históricos del SENAMHI de la estación 12 de octubre.



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 3: Histograma de precipitaciones de los 5 años de datos históricos del SENAMHI de la estación Cerro de Pasco.



Fuente: Elaboración Propia



### 3.6.2. Precipitaciones picos de los años de 24 horas-anual:

Cuadro 12: Precipitaciones picos de cada año de la estación Yanahuanca.

ESTACIÓN YANAHUANCA	
AÑO	PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 Hrs. (mm)
2018	32.6
2017	20.1
2016	12.5
2015	23.3
2014	18.2

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 13: Precipitaciones picos de cada año de la estación 12 octubre

ESTACIÓN 12 DE OCTUBRE	
AÑO	PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 Hrs. (mm)
2018	32.1
2017	19.3
2016	640.1
2015	17
2014	33.8

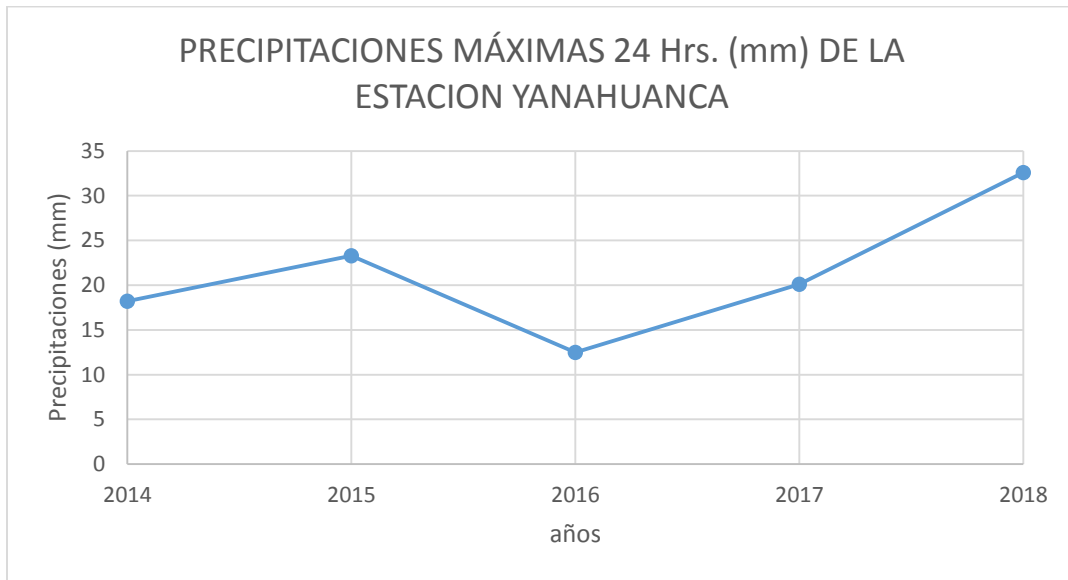
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 14: Precipitaciones picos de cada año de la estación Cerro de Pasco

ESTACION CERRO DE PASCO	
AÑO	PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 Hrs. (mm)
2018	50
2017	20.7
2016	18
2015	25.1
2014	22.5

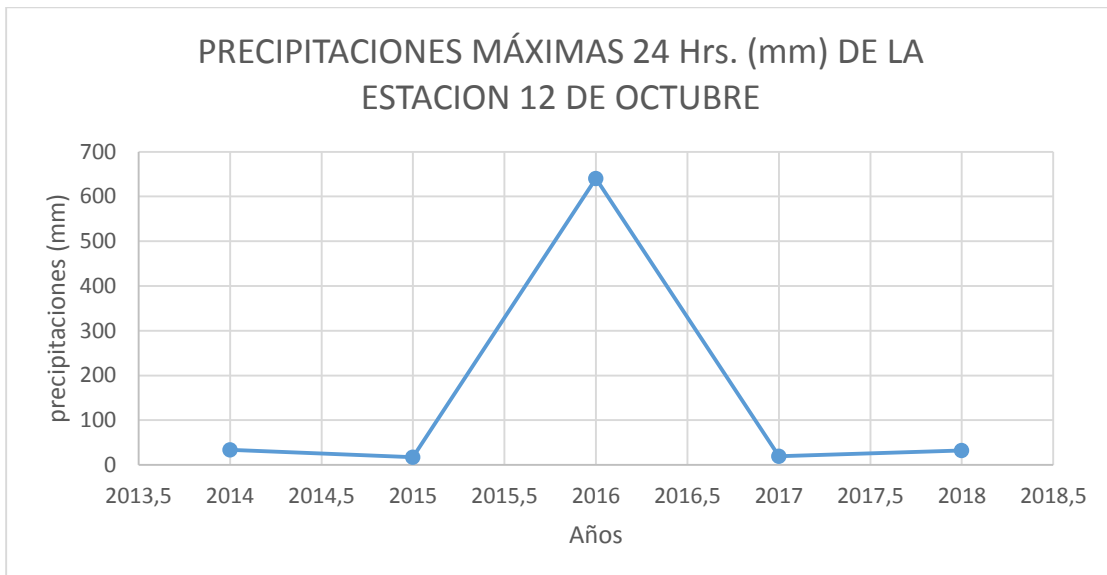
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 4: Precipitaciones picos de cada año de la estación Yanahuanca



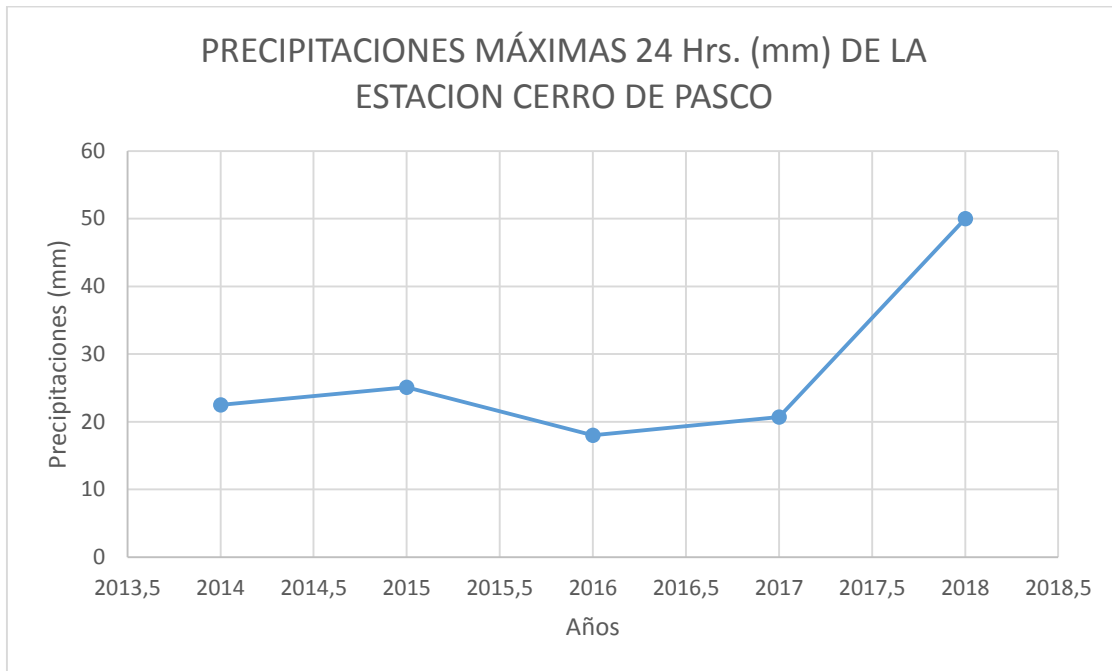
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 5: Precipitaciones picos de cada año de la estación 12 de octubre



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 6: Precipitaciones picos de cada año de la estación de Cerro de Pasco



Fuente: Elaboración Propia

### 3.7. Cálculo de lluvias máximas, intensidades máximas y curva IDF por el método de Gumbel que se ajusta a Smirnov – kolmogorov

En vista de no contar con datos de fluviógrafos, solo se tiene precipitación máxima de 24 horas, para periodos de 10, 25, 50, 100 y 500 años se ha generado de la siguiente manera.

Aplicando la fórmula de Dick Peschke para hallar las lluvias máximas

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

### 3.7.1. Estación Yanahuanca

Cuadro 15: Lluvias máximas de la estación Yanahuanca

<b>LLUVIAS MÁXIMAS DE LA ESTACION YANAHUANCA</b>									
<b>DURACIONES EN MINUTOS</b>									
<b>AÑO</b>	<b>PMAX 24 Hrs</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
2018	32.6	7.914	9.411	12.385	14.729	17.515	18.520	19.901	20.381
2017	20.1	4.879	5.802	7.636	9.081	10.799	11.419	12.271	12.566
2016	12.5	3.034	0.876	0.333	0.150	0.081	0.046	0.028	0.018
2015	23.3	5.656	6.726	8.852	10.527	12.519	13.237	14.224	14.567
2014	18.2	4.418	5.254	6.915	8.223	9.779	10.340	11.111	11.379
Promedio	21.34	5.180	5.614	7.224	8.542	10.139	10.712	11.507	11.782
Desviación estándar	7.419	1.801	3.093	4.389	5.316	6.360	6.741	7.252	7.431

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 16: Intensidades de la estación Yanahuanca

<b>INTENSIDADES DE LA ESTACION YANAHUANCA</b>									
<b>DURACIONES EN MINUTOS</b>									
<b>AÑO</b>	<b>PMAX 24 Hrs</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
2018	32.6	94.962	56.465	24.771	14.729	8.758	7.408	5.970	5.559
2017	20.1	58.550	34.814	15.273	9.081	5.400	4.568	3.681	3.427
2016	12.5	36.412	5.256	0.666	0.150	0.040	0.018	0.008	0.005
2015	23.3	67.872	40.357	17.704	10.527	6.259	5.295	4.267	3.973
2014	18.2	53.016	31.523	13.829	8.223	4.889	4.136	3.333	3.103
Promedio	21.34	62.162	33.683	14.4484	8.542001	5.069303	4.284946	3.45208	3.2133
Desviación estándar	7.4191	21.6115	18.5581	8.7775	5.3157	3.1801	2.6963	2.1755	2.0267

Fuente: Elaboración Propia

**PARA EL MODELO MATEMÁTICO DE GUMBEL**  
**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV - KOLMOGOROV)**

Cuadro 17: Prueba de bondad de ajuste (Smirnov - Kolmogorov)

m	5	10	30	60	120	150	200	220
1	94.962	56.465	24.771	14.729	8.758	7.408	5.970	5.559
2	67.872	40.357	17.704	10.527	6.259	5.295	4.267	3.973
3	58.550	34.814	15.273	9.081	5.400	4.568	3.681	3.427
4	53.016	31.523	13.829	8.223	4.889	4.136	3.333	3.103
5	36.412	5.256	0.666	0.150	0.040	0.018	0.008	0.005

Fuente: Elaboración propia

ANÁLISIS PARA CADA DURACIÓN

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

**Estimación de parámetros:**

$$u = \bar{x} - 0.45 s$$

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

**S:** Desviación estándar

$\bar{x}$  = promedio

**Para 5 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	62.1624
S	21.6115
$\alpha$	16.85
C	0.5772156649
u	52.44

Cuadro 18: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 5 minutos

m	I 5mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	94.962	0.200	0.8000	0.9230	0.12
2	67.872	0.400	0.6000	0.6702	0.07
3	58.550	0.600	0.4000	0.4987	0.10
4	53.016	0.800	0.2000	0.3805	0.18
5	36.412	1.000	0.0000	0.0751	0.08

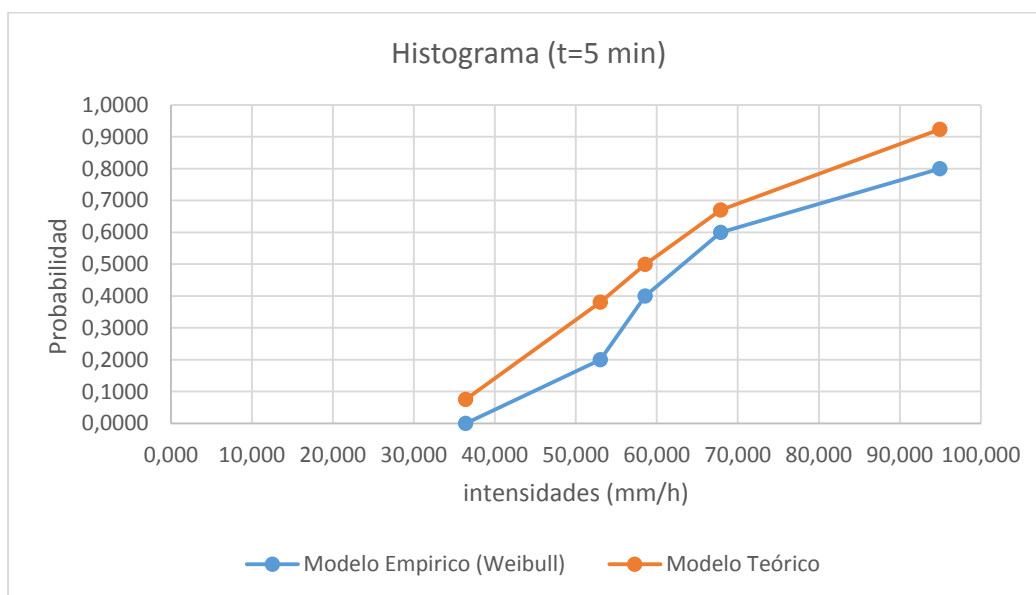
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 19: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 5 minutos

I 5	Modelo Empírico (Weibull)	Modelo Teórico
94.962	0.8000	0.9230
67.872	0.6000	0.6702
58.550	0.4000	0.4987
53.016	0.2000	0.3805
36.412	0.0000	0.0751

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 7: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 5 minutos



Fuente: Elaboración propia

**Para 10 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	33.6830
S	18.5581
$\alpha$	14.47
C	0.5772156649
u	25.33

Cuadro 20: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 10 minutos

m	I 10 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	56.465	0.200	0.8000	0.8902	0.09
2	40.357	0.400	0.6000	0.7018	0.10
3	34.814	0.600	0.4000	0.5949	0.19
4	31.523	0.800	0.2000	0.5211	0.32
5	5.256	1.000	0.0000	0.0182	0.02

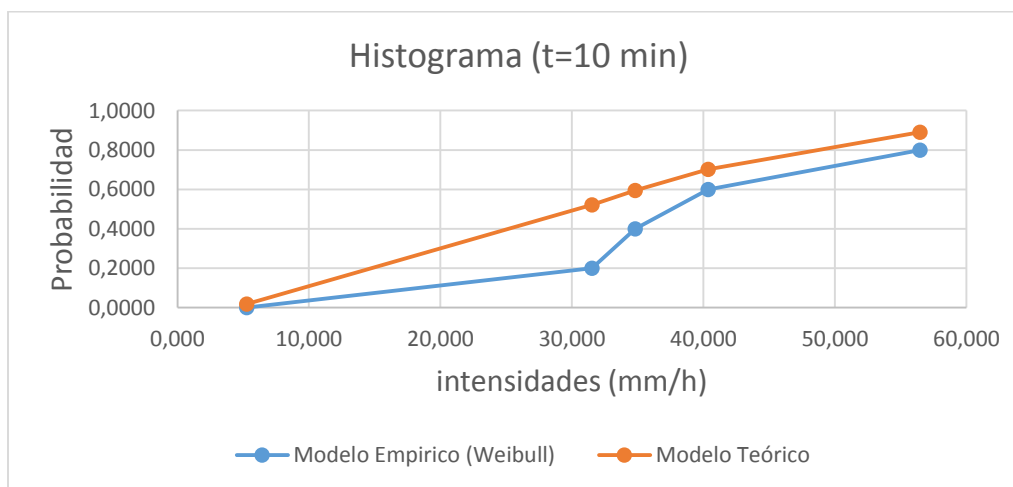
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 21: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 10 minutos

I 10	Modelo Empírico (Weibull)	Modelo Teórico
56.465	0.8000	0.8902
40.357	0.6000	0.7018
34.814	0.4000	0.5949
31.523	0.2000	0.5211
5.256	0.0000	0.0182

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 22: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 10 minutos



Fuente: Elaboración propia

Para 30 minutos  
Números de datos  
N = 5

Donde:

Promedio(X)	14.4484
S	8.7775
$\alpha$	6.84
C	0.5772156649
u	10.50

Cuadro 23: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 30 minutos

m	I 30 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	24.771	0.200	0.8000	0.8831	0.08
2	17.704	0.400	0.6000	0.7054	0.11
3	15.273	0.600	0.4000	0.6079	0.21
4	13.829	0.800	0.2000	0.5408	0.34
5	0.666	1.000	0.0000	0.0149	0.01

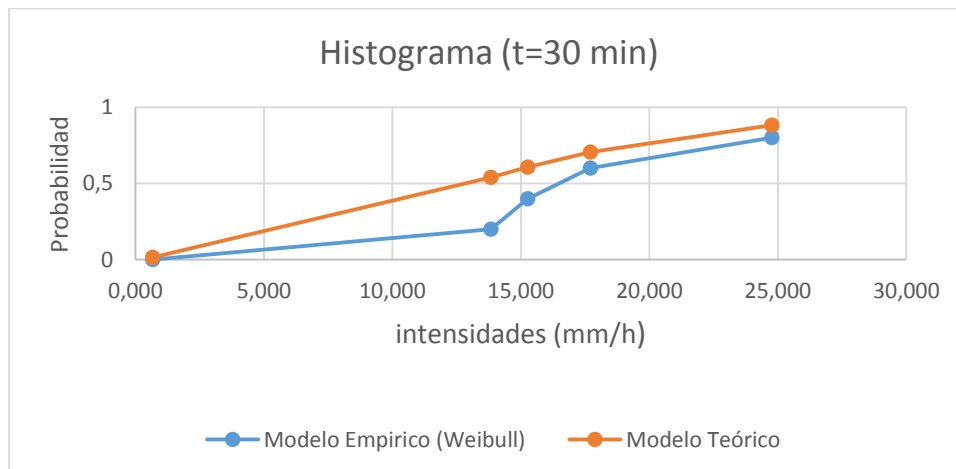
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 24: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 30 minutos

I 30	Modelo Empírico (Weibull)	Modelo Teórico
24.771	0.8	0.88314666
17.704	0.6	0.7054317
15.273	0.4	0.6078701
13.829	0.2	0.54080497
0.666	0	0.0148922

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 8: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 30 minutos





Fuente: Elaboración propia

Para 60 minutos

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	8.5420
S	5.3157
$\alpha$	4.14
C	0.5772156649
u	6.15

Cuadro 25: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 60 minutos

m	I 60 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	14.729	0.200	0.8000	0.8814	0.08
2	10.527	0.400	0.6000	0.7062	0.11
3	9.081	0.600	0.4000	0.6108	0.21
4	8.223	0.800	0.2000	0.5453	0.35
5	0.150	1.000	0.0000	0.0142	0.01

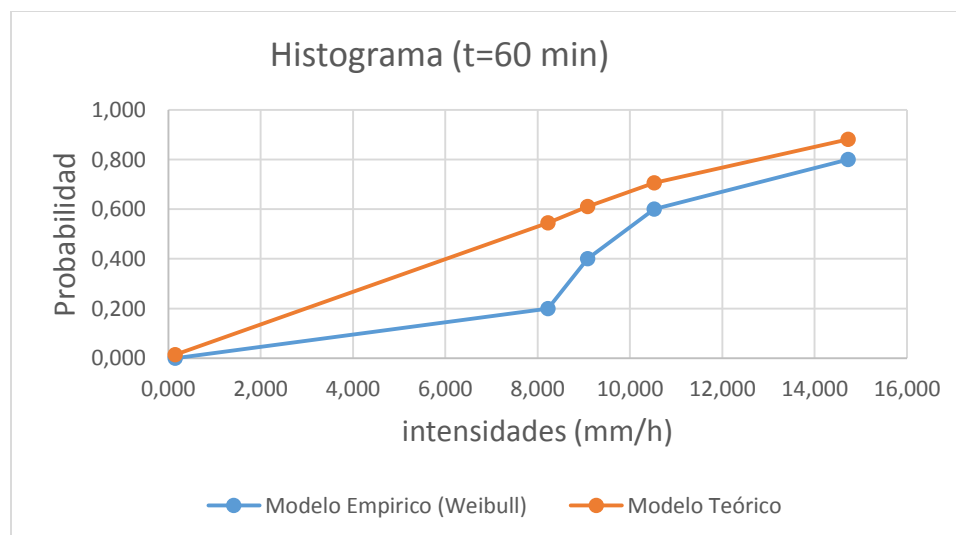
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 26: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 60 minutos

I 60 mm	Modelo Empírico (Weibull)	Modelo Teórico
14.729	0.800	0.88142683
10.527	0.600	0.70621784
9.081	0.400	0.61078387
8.223	0.200	0.54527635
0.150	0.000	0.01422899

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 9: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 60 minutos



Fuente: Elaboración propia

**Para 120 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	5.0693
S	3.1801
$\alpha$	2.48
C	0.5772156649
u	3.64

Cuadro 27: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 120 minutos

m	I 120 mm	P(X>X)		F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
		Weibull	1- P(X>X)		
1	8.758	0.200	0.8000	0.8809	0.08
2	6.259	0.400	0.6000	0.7065	0.11
3	5.400	0.600	0.4000	0.6117	0.21
4	4.889	0.800	0.2000	0.5467	0.35
5	0.040	1.000	0.0000	0.0140	0.01

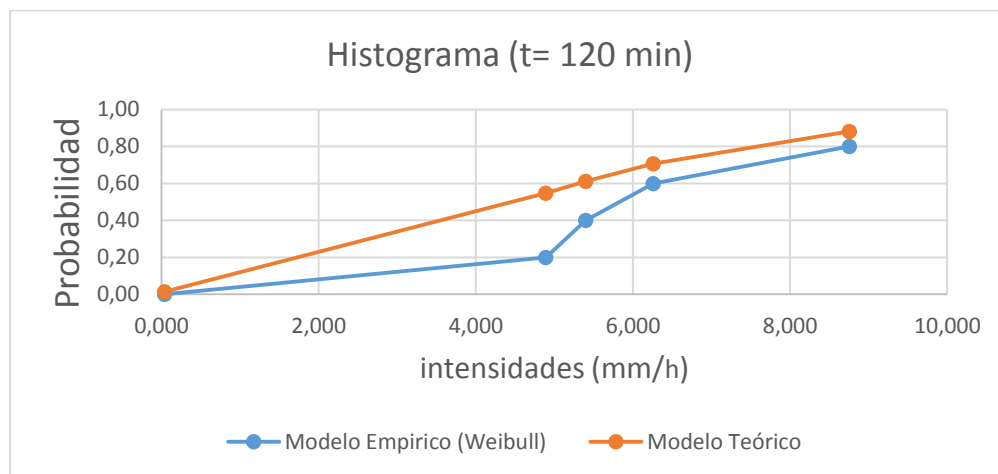
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 28: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 120 minutos

I 120 mm	Modelo Empírico (Weibull)	Modelo Teórico
8.758	0.80	0.88085447
6.259	0.60	0.70647266
5.400	0.40	0.61173497
4.889	0.20	0.54673732
0.040	0.00	0.01401918

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 10: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 120 minutos



Fuente: Elaboración propia

**Para 150 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	4.2849
S	2.6963
$\alpha$	2.10
C	0.5772156649
u	3.07

Cuadro 29: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 150 minutos

m	I 150 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	7.408	0.200	0.8000	0.8806	0.08
2	5.295	0.400	0.6000	0.7066	0.11
3	4.568	0.600	0.4000	0.6121	0.21
4	4.136	0.800	0.2000	0.5473	0.35
5	0.018	1.000	0.0000	0.0139	0.01

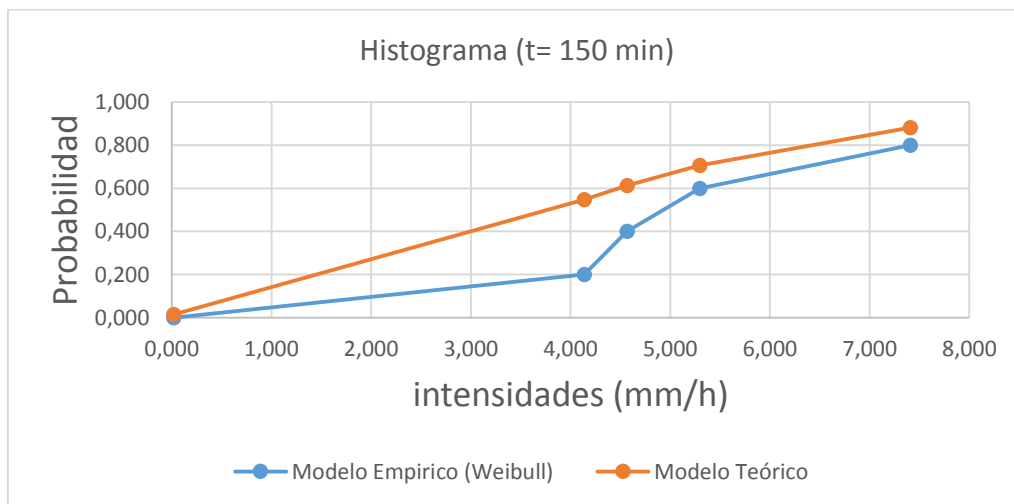
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 30: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 150 minutos

I 120 mm	Modelo Empírico (Weibull)	Modelo Teórico
7.408	0.800	0.88063691
5.295	0.600	0.70656865
4.568	0.400	0.61209412
4.136	0.200	0.54728919
0.018	0.000	0.01394079

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 11: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 150 minutos



Fuente: Elaboración propia

**Para 200 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	3.4521
S	2.6963
$\alpha$	2.10
C	0.5772156649
u	2.24

Cuadro 31: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 200 minutos

m	I 200 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	5.970	0.200	0.8000	0.8441	0.04
2	4.267	0.400	0.6000	0.6832	0.08
3	3.681	0.600	0.4000	0.6044	0.20
4	3.333	0.800	0.2000	0.5520	0.35
5	0.008	1.000	0.0000	0.0556	0.06

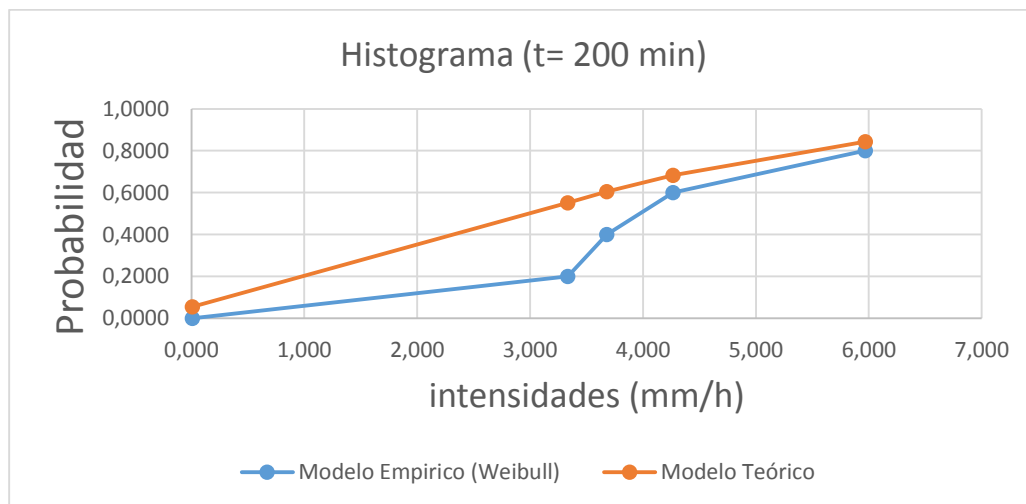
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 32: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 200 minutos

I 200 mm	Modelo Empírico (Weibull)	Modelo Teórico
5.970	0.8000	0.84410106
4.267	0.6000	0.68315129
3.681	0.4000	0.60438757
3.333	0.2000	0.5520169
0.008	0.0000	0.05563741

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 33: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 200 minutos



Fuente: Elaboración propia

**Para 220 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	3.2133
S	2.0267
$\alpha$	1.58
C	0.5772156649
u	2.30

Cuadro 34: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 220 minutos

m	I 220 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	5.559	0.200	0.8000	0.8805	0.08
2	3.973	0.400	0.6000	0.7066	0.11
3	3.427	0.600	0.4000	0.6124	0.21
4	3.103	0.800	0.2000	0.5477	0.35
5	0.005	1.000	0.0000	0.0139	0.01

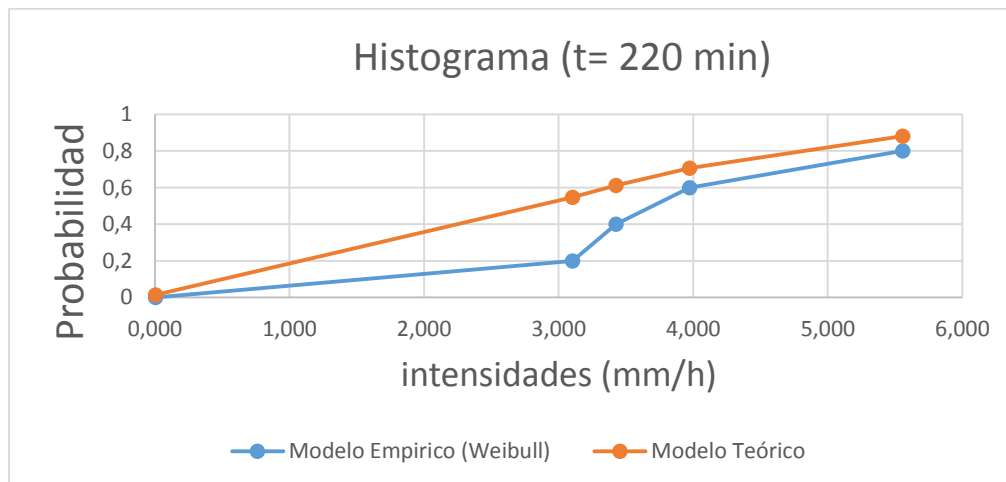
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 35: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 220 minutos

I 220 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
5.559	0.8	0.88047216
3.973	0.6	0.70664102
3.427	0.4	0.61236523
3.103	0.2	0.54770583
0.005	0	0.01388192

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 12: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 220 minutos



Fuente: Elaboración propia

Cuadro 36: Delta máximos de Weibull

<b>DURACIÓN DE INTENSIDAD</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
Weibull ( $\Delta$ c max)	0.1805	0.32	0.34	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35

Fuente: Elaboración propia

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{N}}$$

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{5}} = 0.608$$

Por lo tanto, se ajusta al modelo de GUMBEL

Como  $\Delta$  c max  $<$   $\Delta_0$  , entonces los datos se ajustan al modelo de GUMBEL

Cuadro 37: Resumen de los parámetros de Gumbel para cada tiempo

<b>Parámetro</b>	<b>5 min Max</b>	<b>10min Max</b>	<b>30min Max</b>	<b>60min Max</b>	<b>120 min Max</b>	<b>150 min Max</b>	<b>200 min Max</b>	<b>220 min Max</b>
Promedio	62.1623664	33.6830	14.4484	8.5420	5.0693	4.2849	3.4521	3.2133
Desv. Est.	21.6115	18.5581	8.7775	5.3157	3.1801	2.6963	2.1755	2.0267
$\alpha$	16.85	14.47	6.84	4.14	2.48	2.10	2.10	1.58
u	52.44	25.33	10.50	6.15	3.64	3.07	2.24	2.30

Fuente: Elaboración propia

### **Cálculo de la intensidad para un tiempo de retorno de T años**

Como la información analizada se ajusta al Modelo Gumbel, vamos a usar las siguientes expresiones para hallar las intensidades que necesitamos.

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

$$F_{(x)} = P(X < x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Despejando  $x$ :

$$x = u - \alpha(\ln(-\ln(1 - \frac{1}{T})))$$

$T$ : tiempo de retorno

$(u, \alpha)$  para metros de la distribución de Gumbel

Cuadro 38: Intensidades con el tiempo de retorno de la estación de Yanahuanca

TR (Años)	10	25	50	100	500
TIEMPO (min)	INTENSIDADES				
	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
5	90.358	106.335	118.188	129.954	157.142
10	57.895	71.615	81.793	91.897	115.243
30	25.900	32.389	37.203	41.982	53.024
60	15.477	19.407	22.323	25.217	31.904
120	9.218	11.569	13.313	15.045	19.045
150	7.803	9.796	11.275	12.743	16.135
200	6.970	8.963	10.442	11.910	15.302
220	5.857	7.356	8.467	9.571	12.120

Fuente: Elaboración Propia

**Elección de periodo de retorno por riesgo de falla**

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

Para un tiempo de retorno de 10 años con una vida útil ( $n$ ) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 39: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 10 años

T	n	R
<b>10</b>	40	0.985

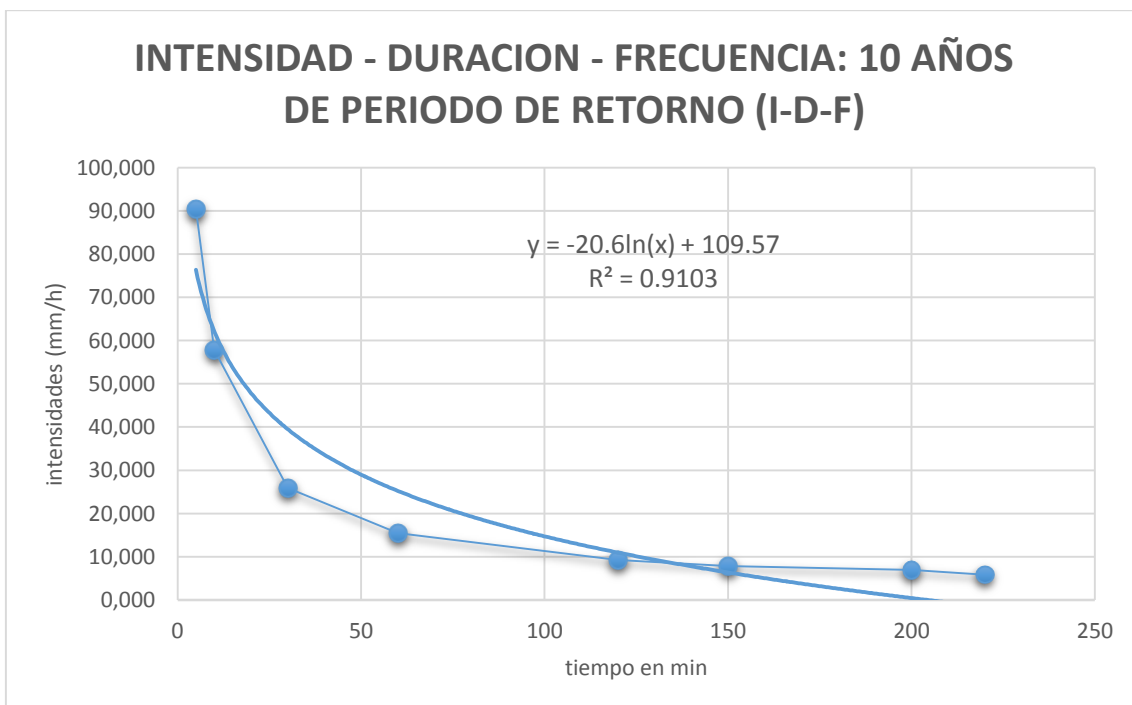
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 40: Intensidades para un periodo de retorno de 10 años

Tiempo minutos	Intensidad(mm/h)
5	90.358
10	57.895
30	25.900
60	15.477
120	9.218
150	7.803
200	6.970
220	5.857

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 13: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 10 años





Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 25 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 41: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 25 años

T	n	R
25	40	0.805

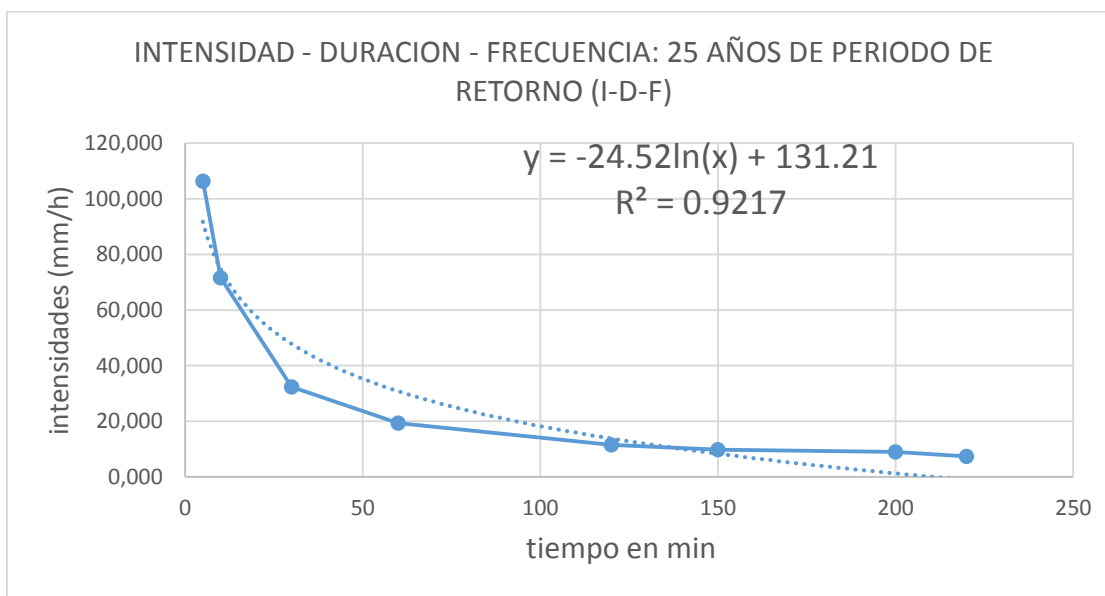
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 42: Intensidades para un periodo de retorno de 25 años

Tiempo	Intensidad
5	106.335
10	71.615
30	32.389
60	19.407
120	11.569
150	9.796
200	8.963
220	7.356

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 14: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 25 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 50 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 43: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 50 años

T	n	R
50	40	0.554

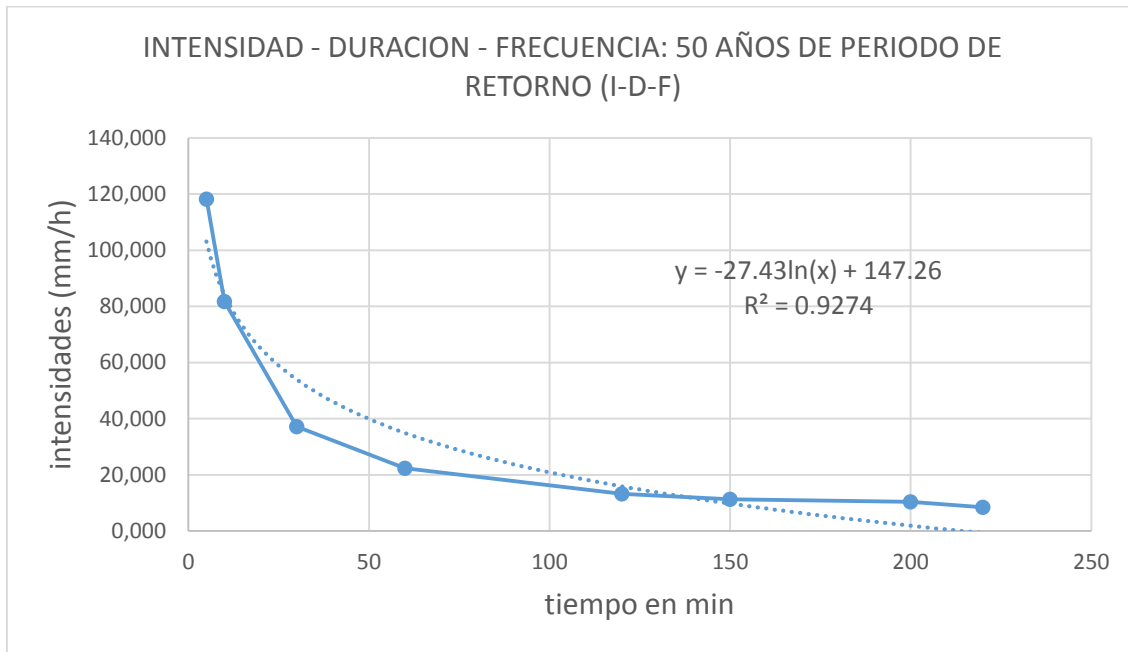
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 44: Intensidades para un periodo de retorno de 50 años

Tiempo	Intensidad
5	118.188
10	81.793
30	37.203
60	22.323
120	13.313
150	11.275
200	10.442
220	8.467

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 15: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 50 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 100 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 45: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 100 años

T	n	R
100	40	0.331

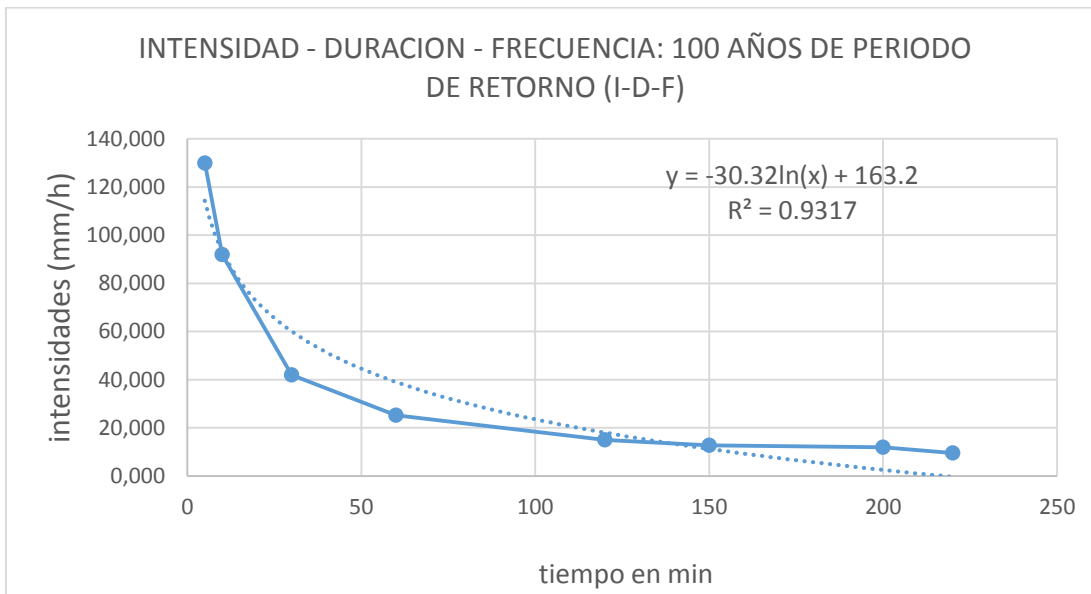
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 46: Intensidades para un periodo de retorno de 50 años

Tiempo	Intensidad
5	129.954
10	91.897
30	41.982
60	25.217
120	15.045
150	12.743
200	11.910
220	9.571

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 16: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 100 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 500 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 47: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 500 años

T	n	R
500	40	0.077

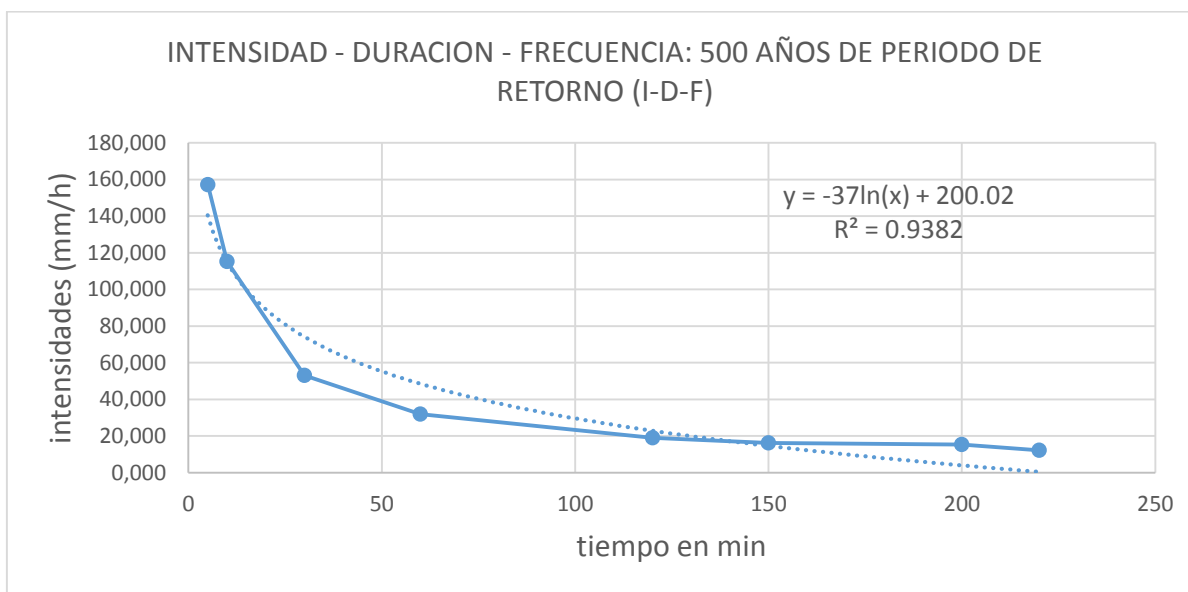
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 48: Intensidades para un periodo de retorno de 500 años

Tiempo	Intensidad
5	157.142
10	115.243
30	53.024
60	31.904
120	19.045
150	16.135
200	15.302
220	12.120

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 17: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 500 años



Fuente: Elaboración Propia

### 3.7.2. Estación 12 de octubre

Cuadro 49: Lluvias máximas de la estación 12 de octubre

## LLUVIAS MÁXIMAS DE LA ESTACION 12 DE OCTUBRE

AÑO	P MAX 24 Hrs	DURACIONES EN MINUTOS							
		5	10	30	60	120	150	200	220
2018	32.1	7.792	9.266	12.195	14.503	17.247	18.236	19.596	20.069
2017	19.3	4.685	5.571	7.332	8.720	10.370	10.965	11.782	12.066
2016	640.1	155.382	44.855	17.041	7.699	4.137	2.350	1.435	0.897
2015	17	4.127	4.907	6.459	7.681	9.134	9.658	10.378	10.628
2014	33.8	8.205	9.757	12.841	15.271	18.160	19.202	20.634	21.132
Promedio	148.46	36.038	14.871	11.174	10.775	11.809	12.082	12.765	12.958
Desviación estándar	274.937	66.740	16.899	4.337	3.787	5.874	6.899	7.804	8.202

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 50: Intensidades de la estación 12 de octubre

<b>INTENSIDADES DE LA ESTACION 12 DE OCTUBRE</b>									
<b>DURACIONES EN MINUTOS</b>									
<b>AÑO</b>	<b>PMAX 24 Hrs</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
2018	32.1	93.506	55.599	24.391	14.503	8.623	7.295	5.879	5.473
2017	19.3	56.220	33.429	14.665	8.720	5.185	4.386	3.535	3.291
2016	640.1	1864.580	269.129	34.082	7.699	2.068	0.940	0.430	0.245
2015	17	49.520	29.445	12.917	7.681	4.567	3.863	3.113	2.899
2014	33.8	98.458	58.543	25.682	15.271	9.080	7.681	6.190	5.763
Promedio	148.46	432.457	89.229	22.347	10.775	5.905	4.833	3.830	3.534
Desviación estándar	274.9366	800.8767	101.3958	8.6740	3.7871	2.9368	2.7598	2.3413	2.2368

Fuente: Elaboración Propia

**PARA EL MODELO MATEMÁTICO DE GUMBEL**  
**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV - KOLMOGOROV)**

Cuadro 51: Prueba de bondad de ajuste (Smirnov - Kolmogorov)

<b>m</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
1	1864.580	269.129	34.082	15.271	9.080	7.681	6.190	5.763
2	98.458	58.543	25.682	14.503	8.623	7.295	5.879	5.473
3	93.506	55.599	24.391	8.720	5.185	4.386	3.535	3.291
4	56.220	33.429	14.665	7.699	4.567	3.863	3.113	2.899
5	49.520	29.445	12.917	7.681	2.068	0.940	0.430	0.245

Fuente: Elaboración Propia

**ANÁLISIS PARA CADA DURACIÓN**

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

**Estimación de parámetros:**

$$u = \bar{x} - 0.45 s$$

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

**S:** Desviación estándar

$\bar{x}$  = promedio

**Para 5 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	432.4567
S	800.8767
$\alpha$	624.46
C	0.5772156649
u	72.06

Cuadro 52: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 5 minutos

m	I 5mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	1864.580	0.200	0.8000	0.9449	0.14
2	98.458	0.400	0.6000	0.3834	0.22
3	93.506	0.600	0.4000	0.3805	0.02
4	56.220	0.800	0.2000	0.3585	0.16
5	49.520	1.000	0.0000	0.3546	0.35

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 53: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 5 minutos

I 5mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
1864.580	0.8000	0.9449
98.458	0.6000	0.3834
93.506	0.4000	0.3805
56.220	0.2000	0.3585

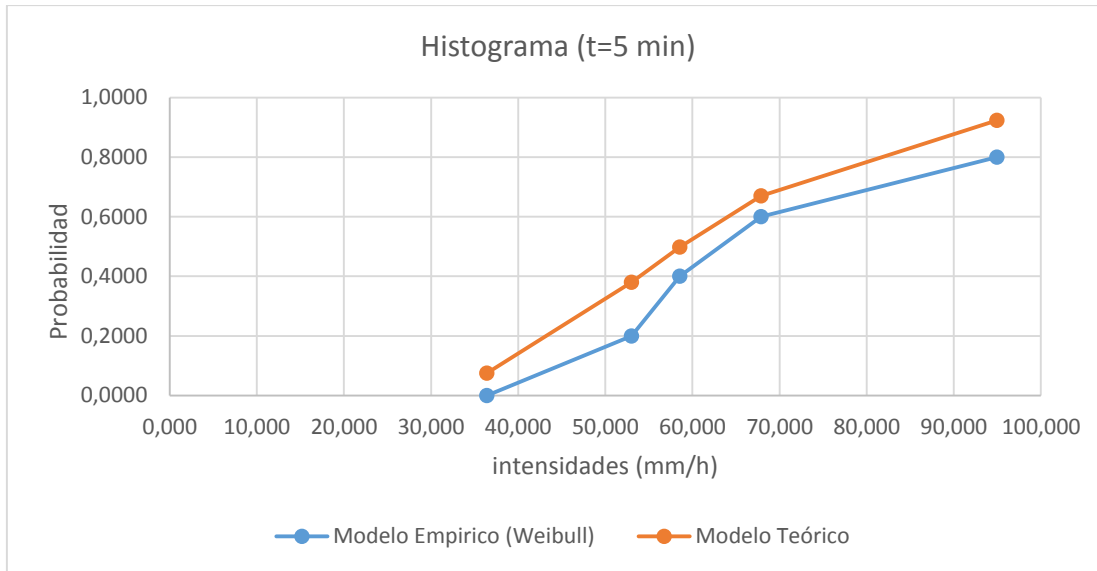
49.520

0.0000

0.3546

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 54: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 5 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 10 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	89.2289
S	101.3958
$\alpha$	79.06
C	0.5772156649
u	43.60

Cuadro 55: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 10 minutos

m	I 10 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	269.129	0.200	0.8000	0.9439	0.14
2	58.543	0.400	0.6000	0.4370	0.16
3	55.599	0.600	0.4000	0.4235	0.02
4	33.429	0.800	0.2000	0.3207	0.12
5	29.445	1.000	0.0000	0.3024	0.30

Fuente: Elaboración Propia

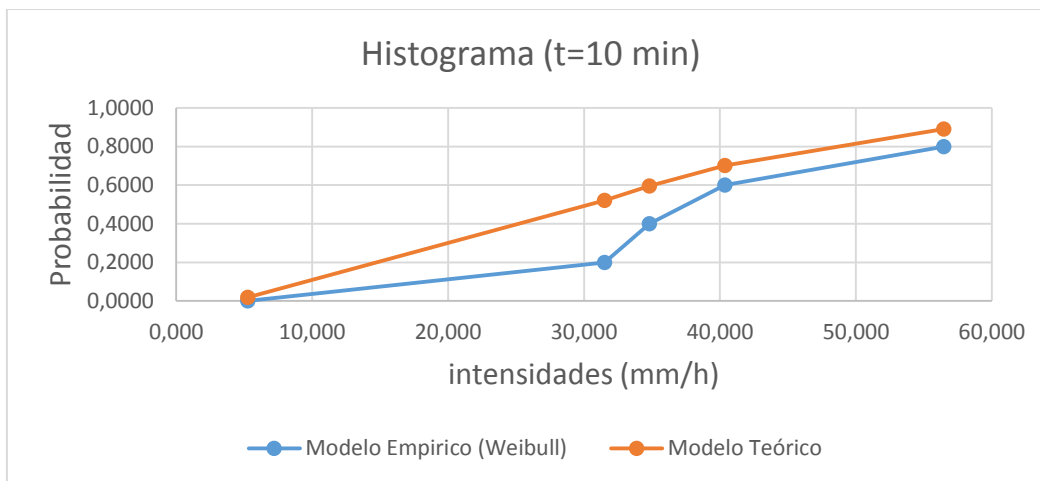


Cuadro 56: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 5 minutos

<b>I 10 mm</b>	<b>Modelo empírico (Weibull)</b>	<b>Modelo Teórico</b>
269.129	0.8000	0.9439
58.543	0.6000	0.4370
55.599	0.4000	0.4235
33.429	0.2000	0.3207
29.445	0.0000	0.3024

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 18: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 10 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 30 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	22.3475
S	8.6740
$\alpha$	6.76
C	0.5772156649
u	18.44

Cuadro 57: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 30 minutos

<b>m</b>	<b>I 30 mm</b>	<b>P(X&gt;X) Weibull</b>	<b>1- P(X&gt;X)</b>	<b>F(X &lt; X)</b>	<b> 1-P(X&lt;x) - F(X &lt; X) </b>
1	34.082	0.200	0.8000	0.9057	0.11
2	25.682	0.400	0.6000	0.7097	0.11
3	24.391	0.600	0.4000	0.6603	0.26
4	14.665	0.800	0.2000	0.1740	0.03
5	12.917	1.000	0.0000	0.1039	0.10

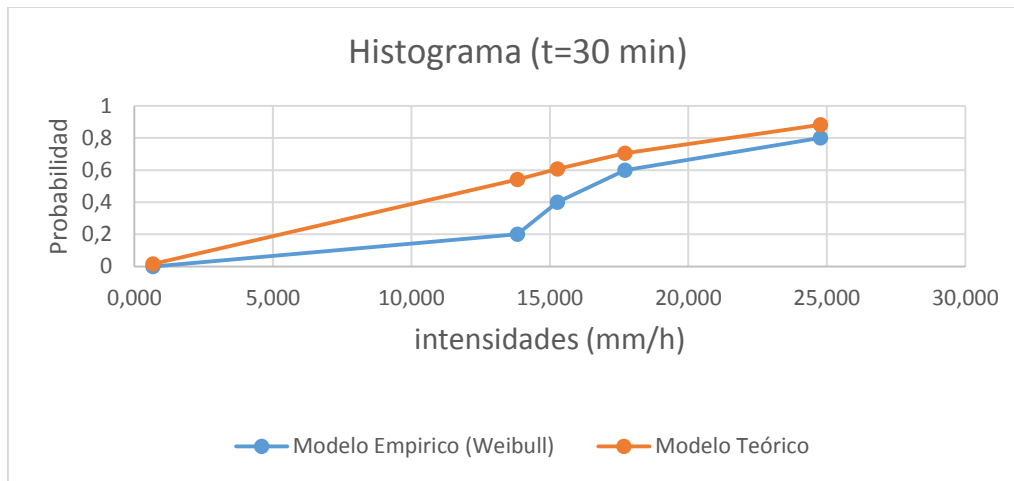
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 58: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 30 minutos

I 30 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
34.082	0.800	0.90570
25.682	0.600	0.70969
24.391	0.400	0.66027
14.665	0.200	0.17402
12.917	0.000	0.10392

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 59: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 30 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 60 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	10.7747
S	3.7871
$\alpha$	2.95
C	0.5772156649
u	9.07

Cuadro 60: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 60 minutos

m	I 60 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	15.271	0.200	0.8000	0.8847	0.08
2	14.503	0.400	0.6000	0.8531	0.25
3	8.720	0.600	0.4000	0.3243	0.08
4	7.699	0.800	0.2000	0.2037	0.00
5	7.681	1.000	0.0000	0.2017	0.20

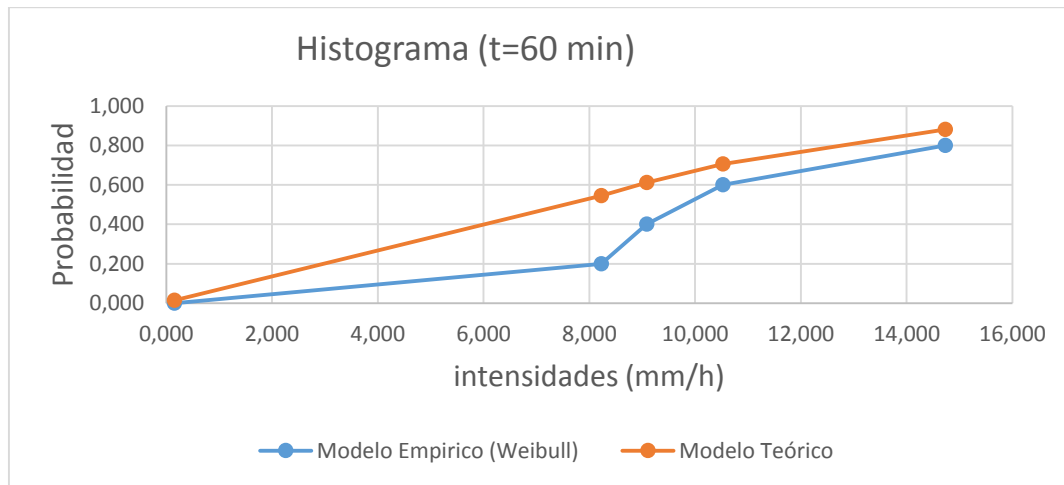
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 61: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 60 minutos

I 60 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
14.729	0.800	0.88142683
10.527	0.600	0.70621784
9.081	0.400	0.61078387
8.223	0.200	0.54527635
0.150	0.000	0.01422899

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 19: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 60 minutos



Fuente: Elaboración Propia

Para 120 minutos  
Números de datos  
N = 5

Donde:

Promedio(X)	5.9047
S	2.9368
$\alpha$	2.29
C	0.5772156649
u	4.58

Cuadro 62: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 120 minutos

m	I 120 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	9.080	0.200	0.8000	0.8691	0.07
2	8.623	0.400	0.6000	0.8426	0.24
3	5.185	0.600	0.4000	0.4635	0.06
4	4.567	0.800	0.2000	0.3653	0.17
5	2.068	1.000	0.0000	0.0498	0.05

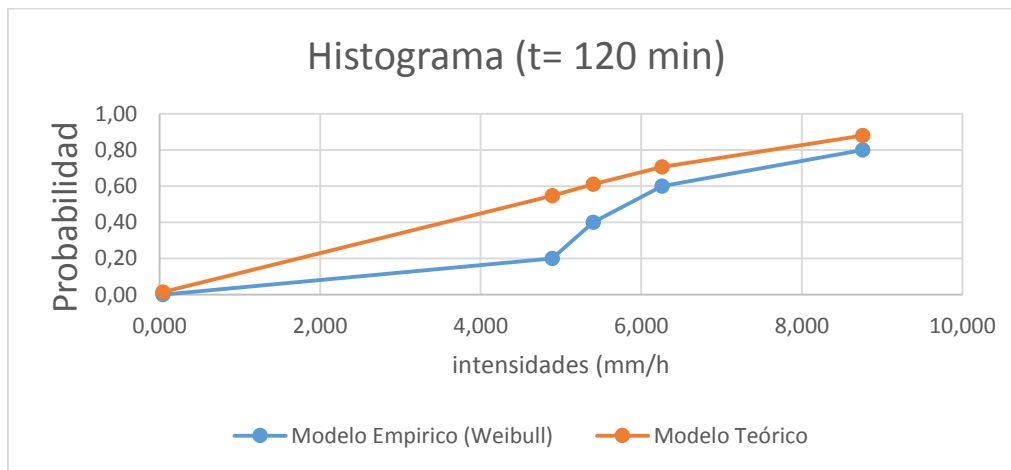
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 63: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 120 minutos

I 120 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
9.080	0.80	0.86907832
8.623	0.60	0.84257461
5.185	0.40	0.46350477
4.567	0.20	0.36527454
2.068	0.00	0.0498478

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 20: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 120 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 150 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	4.8329
S	2.7598
$\alpha$	2.15
C	0.5772156649
u	3.59

Cuadro 64: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 150 minutos

m	I 150 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	7.681	0.200	0.8000	0.8612	0.06
2	7.295	0.400	0.6000	0.8362	0.24
3	4.386	0.600	0.4000	0.5010	0.10
4	3.863	0.800	0.2000	0.4143	0.21
5	0.940	1.000	0.0000	0.0325	0.03

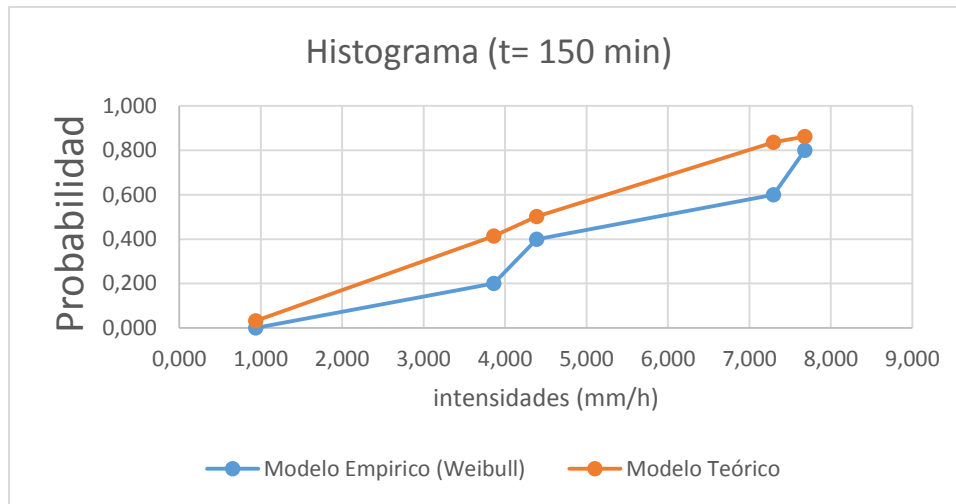
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 65: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 150 minutos

<b>I 150 mm</b>	<b>Modelo empírico (Weibull)</b>	<b>Modelo Teórico</b>
7.681	0.800	0.8612
7.295	0.600	0.8362
4.386	0.400	0.5010
3.863	0.200	0.4143
0.940	0.000	0.0325

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 21: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 150 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 200 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	3.8295
S	2.7598
$\alpha$	2.15
C	0.5772156649
u	2.59

Cuadro 66: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 200 minutos

<b>m</b>	<b>I 200 mm</b>	<b>P(X&gt;X) Weibull</b>	<b>1- P(X&gt;X)</b>	<b>F(X &lt; X)</b>	<b> 1-P(X&lt;x) - F(X &lt; X) </b>
1	6.190	0.200	0.8000	0.8291	0.03
2	5.879	0.400	0.6000	0.8052	0.21
3	3.535	0.600	0.4000	0.5252	0.13
4	3.113	0.800	0.2000	0.4569	0.26
5	0.430	1.000	0.0000	0.0655	0.07

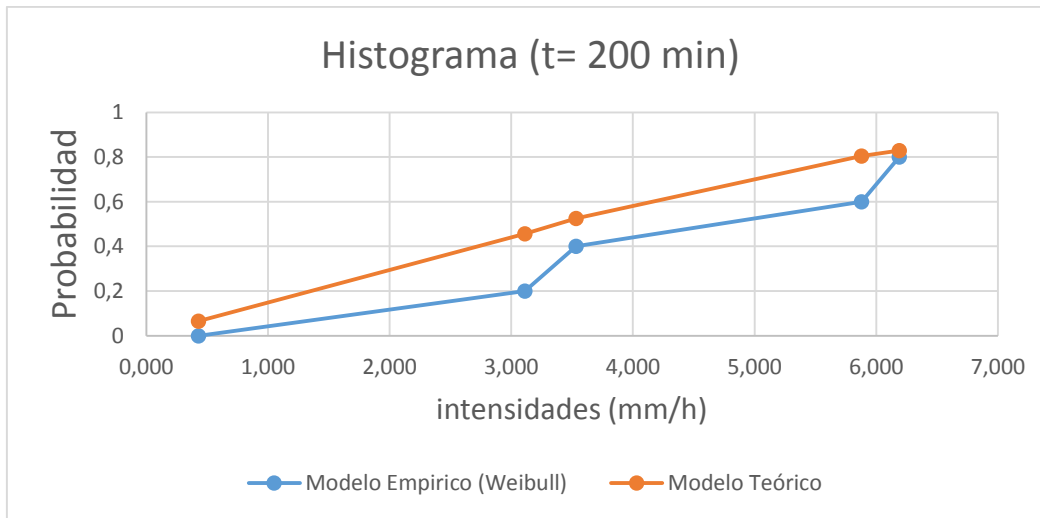
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 67: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 200 minutos

I 200 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
6.190	0.8	0.8291
5.879	0.6	0.8052
3.535	0.4	0.5252
3.113	0.2	0.4569
0.430	0	0.0655

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 22: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 200 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 220 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	3.5341
S	2.2368
$\alpha$	1.74
C	0.5772156649
u	2.53

Cuadro 68: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 220 minutos

m	I 220 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	5.763	0.200	0.8000	0.8552	0.06
2	5.473	0.400	0.6000	0.8314	0.23
3	3.291	0.600	0.4000	0.5244	0.12
4	2.899	0.800	0.2000	0.4456	0.25
5	0.245	1.000	0.0000	0.0247	0.02

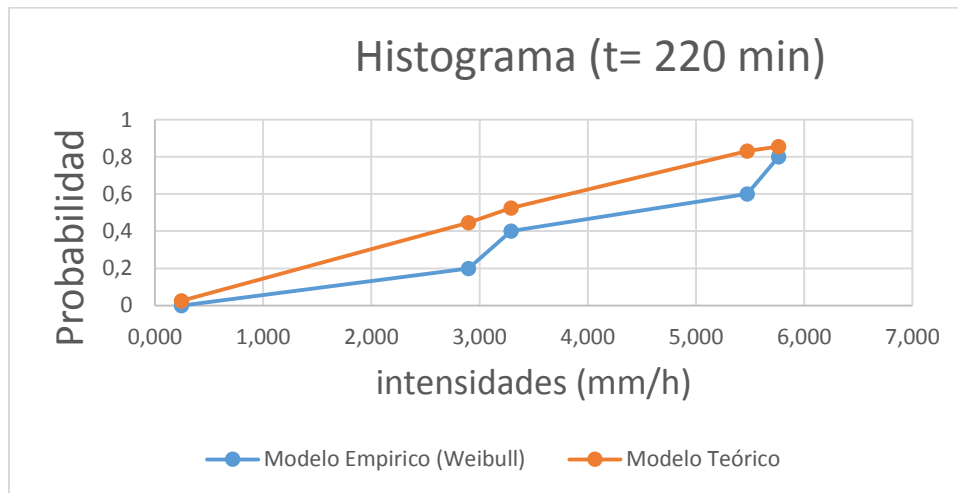
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 69: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 220 minutos

<b>I 220 mm</b>	<b>Modelo empírico (Weibull)</b>	<b>Modelo Teórico</b>
5.763	0.8	0.85520
5.473	0.6	0.83135
3.291	0.4	0.52437
2.899	0.2	0.44560
0.245	0	0.02467

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 70: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 220 minutos



Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 71: Delta máximos de Weibull

<b>DURACION DE INTENSIDAD</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
Weibull ( $\Delta c \max$ )	0.35	0.30	0.26	0.25	0.24	0.24	0.26	0.25

Fuente: Elaboración Propia

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{N}}$$

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{5}} = 0.608$$

Por lo tanto, se ajusta al modelo de GUMBEL

Como  $\Delta c \max < \Delta o$  , entonces los datos se ajustan al modelo de GUMBEL

Cuadro 72: Resumen de los parámetros de Gumbel para cada tiempo

Parámetro	5 min Max	10min Max	30min Max	60min Max	120 min Max	150 min Max	200 min Max	220 min Max
Promedio	432.457	89.2289	22.3475	10.7747	5.9047	4.8329	3.8295	3.5341
Desv. Est.	800.877	101.396	8.6740	3.7871	2.9368	2.7598	2.3413	2.2368
$\alpha$	624.46	79.06	6.76	2.95	2.29	2.15	2.15	1.74
u	72.06	43.60	18.44	9.07	4.58	3.59	2.59	2.53

Fuente: Elaboración Propia

### Cálculo de la intensidad para un tiempo de retorno de T años

Como la información analizada se ajusta al Modelo Gumbel, vamos a usar las siguientes expresiones para hallar las intensidades que necesitamos.

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

$$F(x) = P(X < x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Despejando x:

$$x = u - \alpha(\ln(-\ln(1 - \frac{1}{T})))$$

T: tiempo de retorno

(u,  $\alpha$ ) para metros de la distribución de Gumbel

Cuadro 73: Intensidades con el tiempo de retorno de la estación de 12 octubre

TR (Años)	10	25	50	100	500
TIEMPO (min)	INTENSIDADES				



	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
5	1477.325	2069.417	2508.664	2944.669	3952.208
10	221.515	296.478	352.089	407.290	534.850
30	33.664	40.077	44.834	49.556	60.469
60	15.716	18.515	20.592	22.654	27.419
120	9.736	11.908	13.518	15.117	18.812
150	8.433	10.474	11.987	13.490	16.962
200	7.430	9.470	10.984	12.486	15.958
220	6.452	8.106	9.333	10.551	13.364

Fuente: Elaboración Propia

### Elección de periodo de retorno por riesgo de falla

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

Para un tiempo de retorno de 10 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 74: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 10 años

T	n	R
10	40	0.985

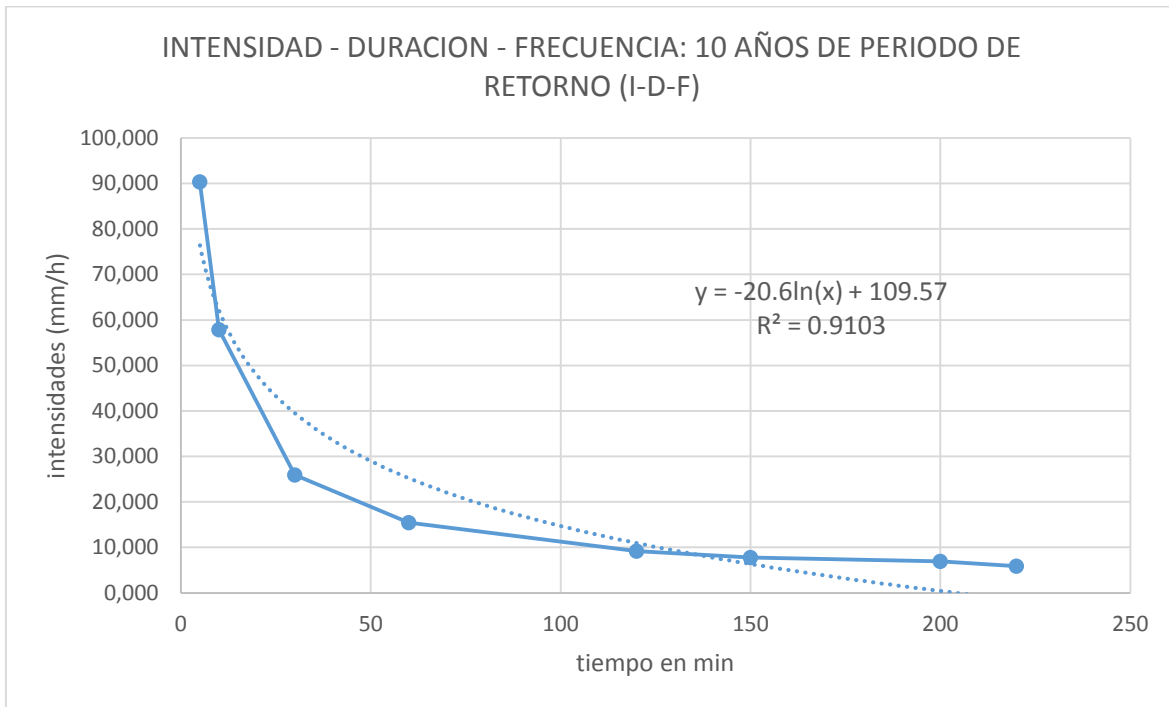
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 75: Intensidades para un periodo de retorno de 10 años

Tiempo	Intensidad
5	1477.325
10	221.515
30	33.664
60	15.716
120	9.736
150	8.433
200	7.430
220	6.452

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 23: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 10 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 25 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 76: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 25 años

T	n	R
25	40	0.805

Fuente: Elaboración Propia

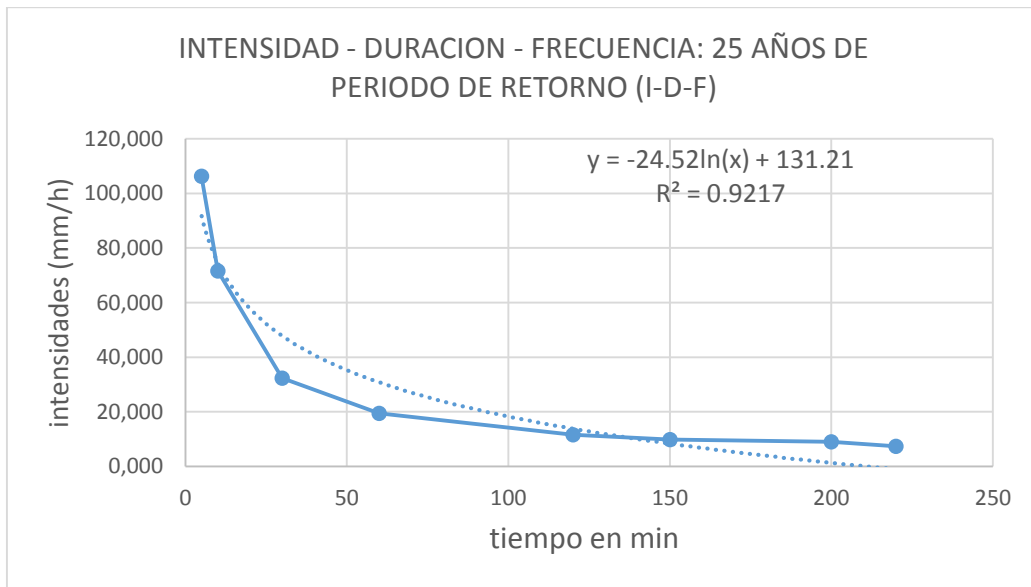
Cuadro 77: Intensidades para un periodo de retorno de 10 años

Tiempo	Intensidad
5	2069.417
10	296.478

30	40.077
60	18.515
120	11.908
150	10.474
200	9.470
220	8.106

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 78: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 25 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 50 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 79: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 50 años

T	n	R
50	40	0.554

Fuente: Elaboración Propia

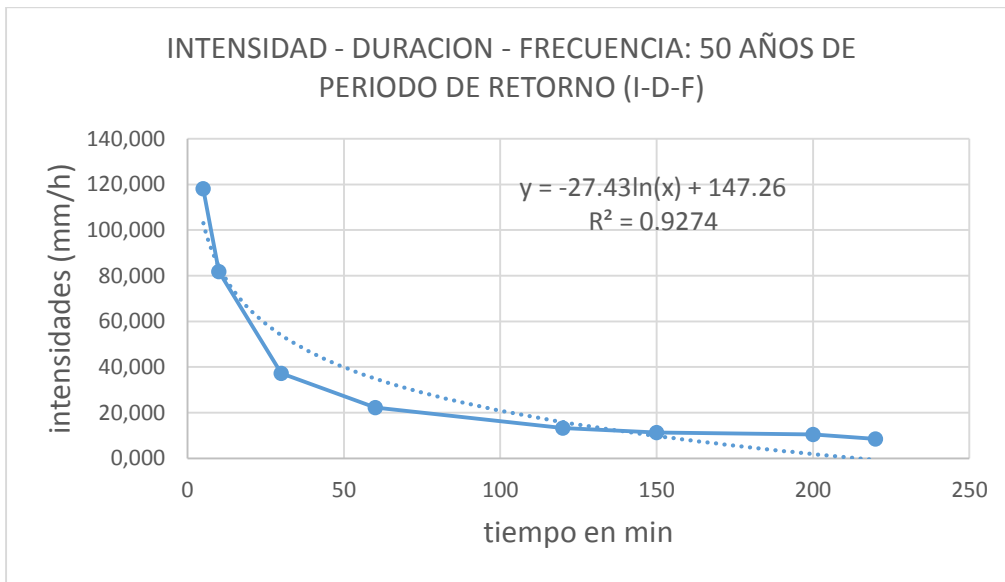
Cuadro 80: Intensidades para un periodo de retorno de 50 años

Tiempo	Intensidad
5	2508.664

10	352.089
30	44.834
60	20.592
120	13.518
150	11.987
200	10.984
220	9.333

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 81: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 50 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 100 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 82: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 100 años

T	n	R
100	40	0.331

Fuente: Elaboración Propia

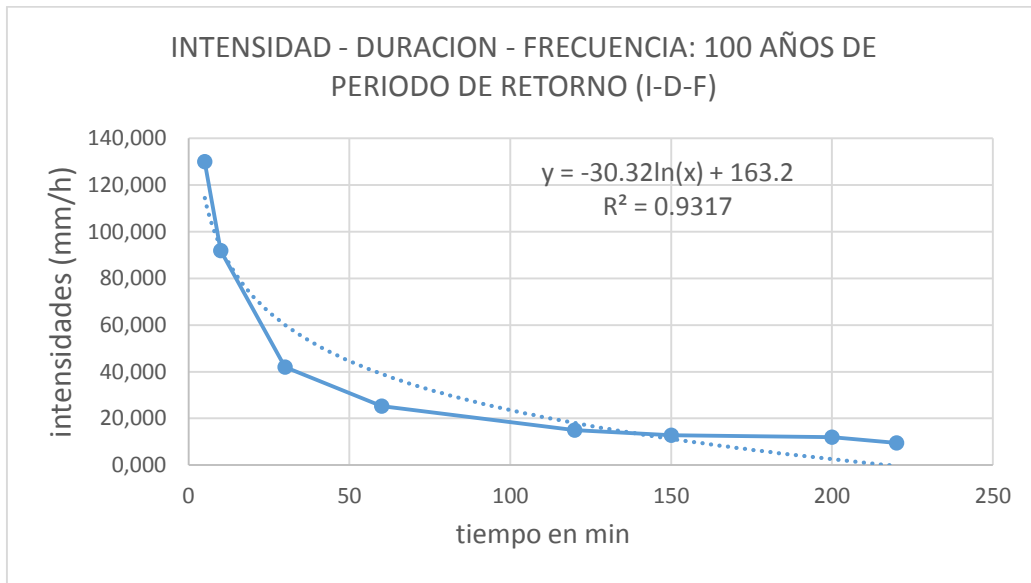
Cuadro 83: Intensidades para un periodo de retorno de 100 años

Tiempo	Intensidad
--------	------------

5	2944.669
10	407.290
30	49.556
60	22.654
120	15.117
150	13.490
200	12.486
220	10.551

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 24: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 100 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 500 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 84: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 100 años

T	n	R
500	40	0.077

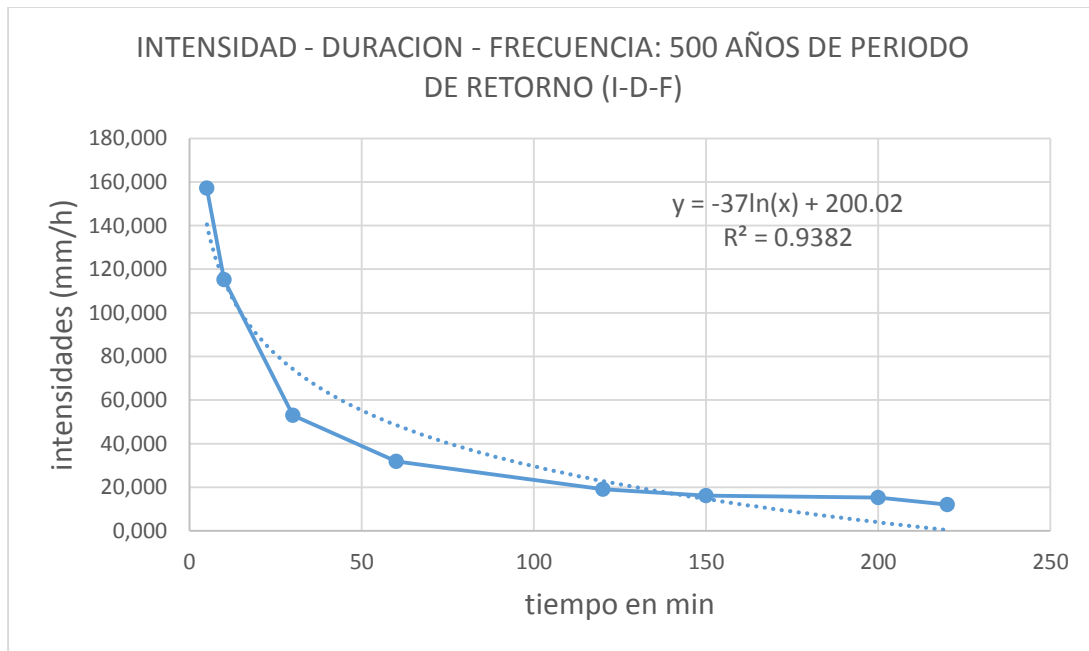
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 85: Intensidades para un periodo de retorno de 500 años

Tiempo	Intensidad
5	3952.208
10	534.850
30	60.469
60	27.419
120	18.812
150	16.962
200	15.958
220	13.364

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 25: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 500 años



Fuente: Elaboración Propia

### 3.7.3. Estación Cerro de Pasco

Cuadro 86: Lluvias máximas de la estación Cerro Pasco

---

## LLUVIAS MÁXIMAS DE LA ESTACION CERRO DE PASCO

---

<b>DURACIONES EN MINUTOS</b>									
<b>AÑO</b>	<b>PMAX 24 Hrs</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
2018	50	12.137	14.434	18.996	22.590	26.864	28.405	30.524	31.260
2017	20.7	5.025	5.976	7.864	9.352	11.122	11.760	12.637	12.942
2016	18	4.369	1.261	0.479	0.217	0.116	0.066	0.040	0.025
2015	25.1	6.093	7.246	9.536	11.340	13.486	14.260	15.323	15.692
2014	22.5	5.462	6.495	8.548	10.166	12.089	12.782	13.736	14.067
Promedio	27.26	6.617	7.082	9.085	10.733	12.735	13.455	14.452	14.797
Desviación estándar	12.9732	3.1492	4.7308	6.6005	7.9653	9.5191	10.0841	10.8462	11.1131

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 87: Intensidades de la estación Cerro Pasco

<b>INTENSIDADES DE LA ESTACION CERRO DE PASCO</b>									
<b>DURACIONES EN MINUTOS</b>									
<b>AÑO</b>	<b>PMAX 24 Hrs</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
2018	50	145.648	86.603	37.992	22.590	13.432	11.362	9.157	8.525
2017	20.7	60.298	35.853	15.729	9.352	5.561	4.704	3.791	3.530
2016	18	52.433	7.568	0.958	0.217	0.058	0.026	0.012	0.007
2015	25.1	73.115	43.474	19.072	11.340	6.743	5.704	4.597	4.280
2014	22.5	65.541	38.971	17.096	10.166	6.044	5.113	4.121	3.836
Promedio	27.26	79.40703	42.49394	18.16940	10.73291	6.36771	5.38188	4.33556	4.0356
Desviación estándar	12.9732	37.7902	28.3851	13.2010	7.9653	4.7595	4.0336	3.2539	3.0308

Fuente: Elaboración Propia

**PARA EL MODELO MATEMÁTICO DE GUMBEL**  
**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE (SMIRNOV - KOLMOGOROV)**

Cuadro 88: Prueba de bondad de ajuste (Smirnov - Kolmogorov)

<b>m</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
1	145.648	86.603	37.992	22.590	13.432	11.362	9.157	8.525

2	73.115	43.474	19.072	11.340	6.743	5.704	4.597	4.280
3	65.541	38.971	17.096	10.166	6.044	5.113	4.121	3.836
4	60.298	35.853	15.729	9.352	5.561	4.704	3.791	3.530
5	52.433	7.568	0.958	0.217	0.058	0.026	0.012	0.007

Fuente: Elaboración Propia

### ANÁLISIS PARA CADA DURACIÓN

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

#### Estimación de parámetros:

$$u = \bar{x} - 0.45 s$$

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

S: Desviación estándar

$\bar{x}$  = promedio

#### Para 5 minutos

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	79.4070
S	37.7902
$\alpha$	29.47
C	0.5772156649
u	62.40

Cuadro 89: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 5 minutos

m	I 5mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	145.648	0.200	0.8000	0.9424	0.14
2	73.115	0.400	0.6000	0.4990	0.10
3	65.541	0.600	0.4000	0.4070	0.01
4	60.298	0.800	0.2000	0.3416	0.14



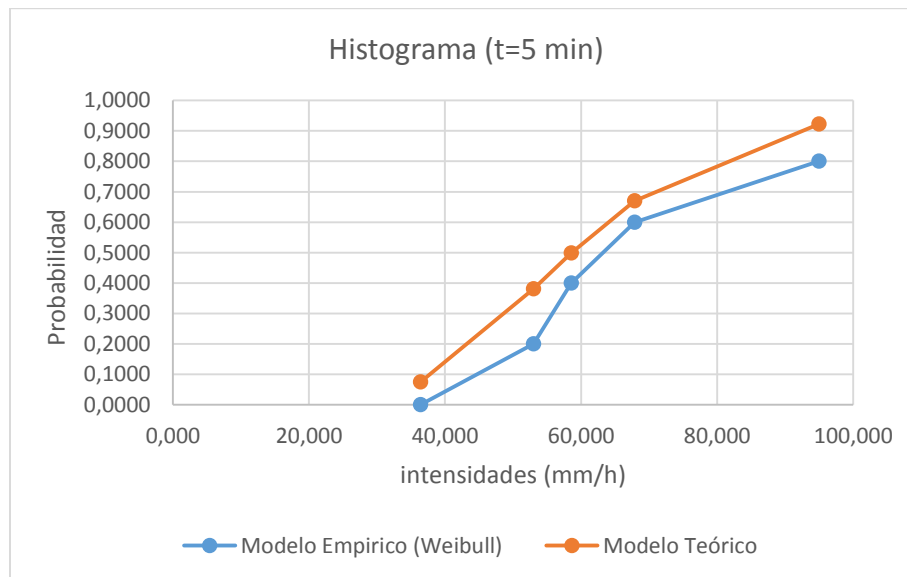
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 90: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 5 minutos

I 5mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
145.648	0.8000	0.9424
73.115	0.6000	0.4990
65.541	0.4000	0.4070
60.298	0.2000	0.3416
52.433	0.0000	0.2460

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 26: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 5 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 10 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	42.4939
S	28.3851
$\alpha$	22.13
C	0.5772156649

u	29.72
---	-------

Cuadro 91: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 10 minutos

m	I 10 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	86.603	0.200	0.8000	0.9263	0.13
2	43.474	0.400	0.6000	0.5844	0.02
3	38.971	0.600	0.4000	0.5177	0.12
4	35.853	0.800	0.2000	0.4686	0.27
5	7.568	1.000	0.0000	0.0658	0.07

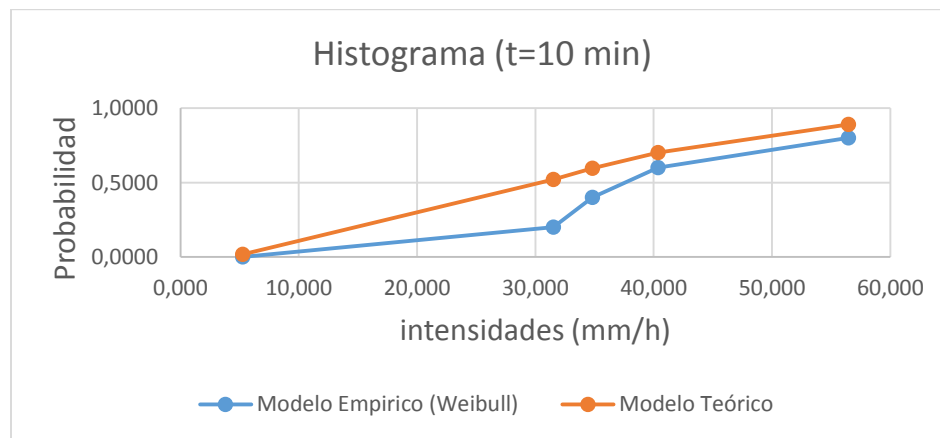
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 92: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 10 minutos

I 10 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
86.603	0.8000	0.9263
43.474	0.6000	0.5844
38.971	0.4000	0.5177
35.853	0.2000	0.4686
7.568	0.0000	0.0658

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 27: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 10 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 30 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	18.1694
S	13.2010
α	10.29
C	0.5772156649
u	12.23

Cuadro 93: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 30 minutos

m	I 30 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	37.992	0.200	0.8000	0.9214	0.12
2	19.072	0.400	0.6000	0.5979	0.00
3	17.096	0.600	0.4000	0.5362	0.14
4	15.729	0.800	0.2000	0.4908	0.29
5	0.958	1.000	0.0000	0.0503	0.05

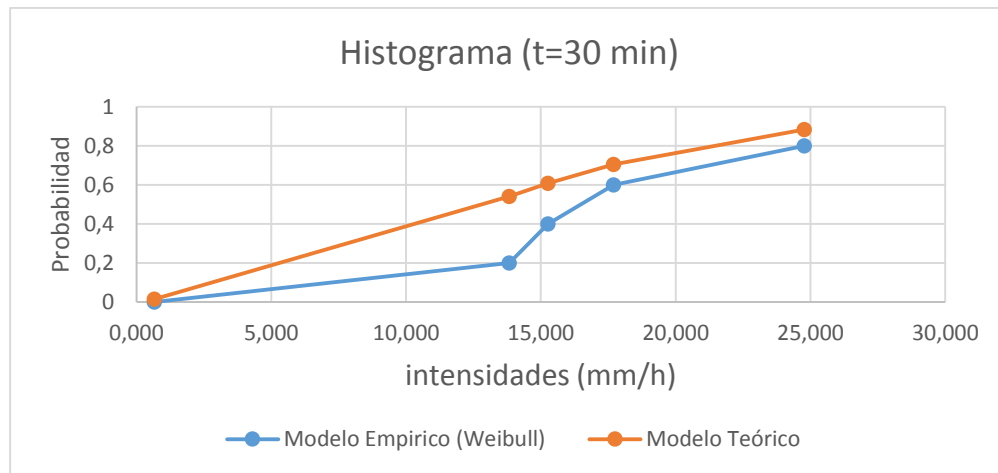
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 94: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 30 minutos

I 30 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
37.992	0.8	0.92141445
19.072	0.6	0.59787596
17.096	0.4	0.53622212
15.729	0.2	0.49077497
0.958	0	0.05033481

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 28: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 30 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 60 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	10.7329
S	7.9653
$\alpha$	6.21
C	0.5772156649
u	7.15

Cuadro 95:Ajuste según Gumbel con una intensidad en 60 minutos

m	I 60 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	22.590	0.200	0.8000	0.9201	0.12
2	11.340	0.400	0.6000	0.6010	0.00
3	10.166	0.600	0.4000	0.5405	0.14
4	9.352	0.800	0.2000	0.4959	0.30
5	0.217	1.000	0.0000	0.0472	0.05

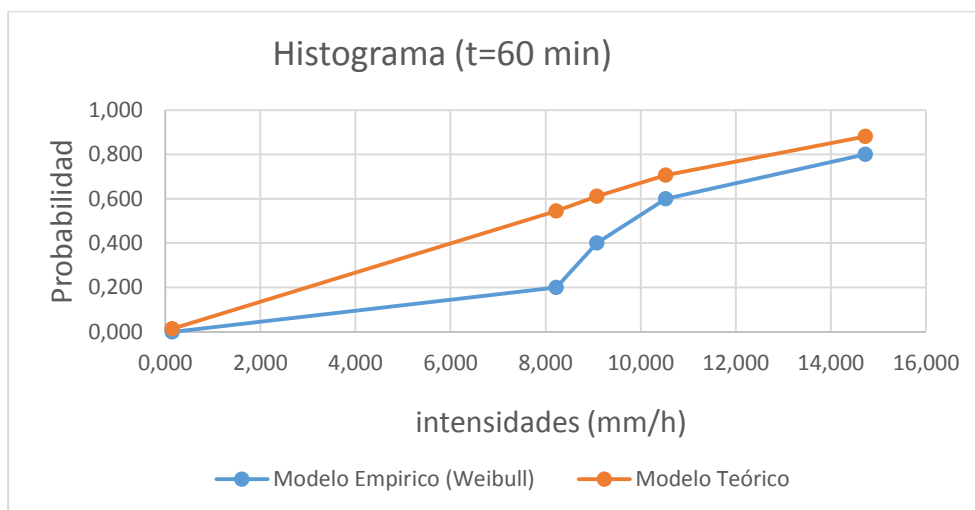
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 96: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 60 minutos

I 60 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
22.590	0.800	0.92014955
11.340	0.600	0.60097546
10.166	0.400	0.54052132
9.352	0.200	0.49594423
0.217	0.000	0.04721436

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 29:Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 60 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 120 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	6.3677
S	4.7595
α	3.71
C	0.5772156649
u	4.23

Cuadro 97: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 120 minutos

m	I 120 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	13.432	0.200	0.8000	0.9197	0.12
2	6.743	0.400	0.6000	0.6020	0.00
3	6.044	0.600	0.4000	0.5419	0.14
4	5.561	0.800	0.2000	0.4976	0.30
5	0.058	1.000	0.0000	0.0462	0.05

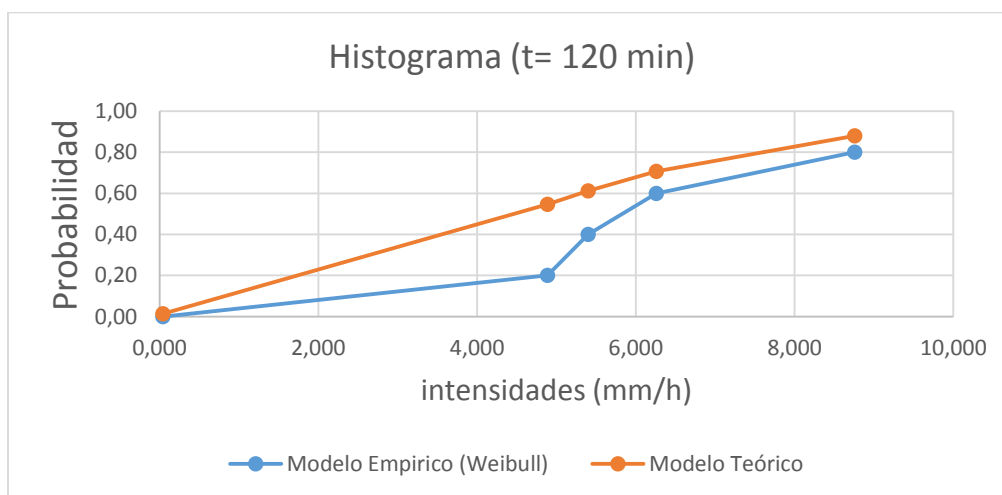
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 98: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 120 minutos

I 120 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
13.432	0.80	0.91972275
6.743	0.60	0.60199176
6.044	0.40	0.54193391
5.561	0.20	0.49764496
0.058	0.00	0.04622546

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 30: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 120 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 150 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	5.3819
S	4.0336
$\alpha$	3.15
C	0.5772156649

Cuadro 99: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 150 minutos

m	I 150 mm	P(X>X)		F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
		Weibull	1- P(X>X)		
1	11.362	0.200	0.8000	0.9196	0.12
2	5.704	0.400	0.6000	0.6024	0.00
3	5.113	0.600	0.4000	0.5425	0.14
4	4.704	0.800	0.2000	0.4983	0.30
5	0.026	1.000	0.0000	0.0459	0.05

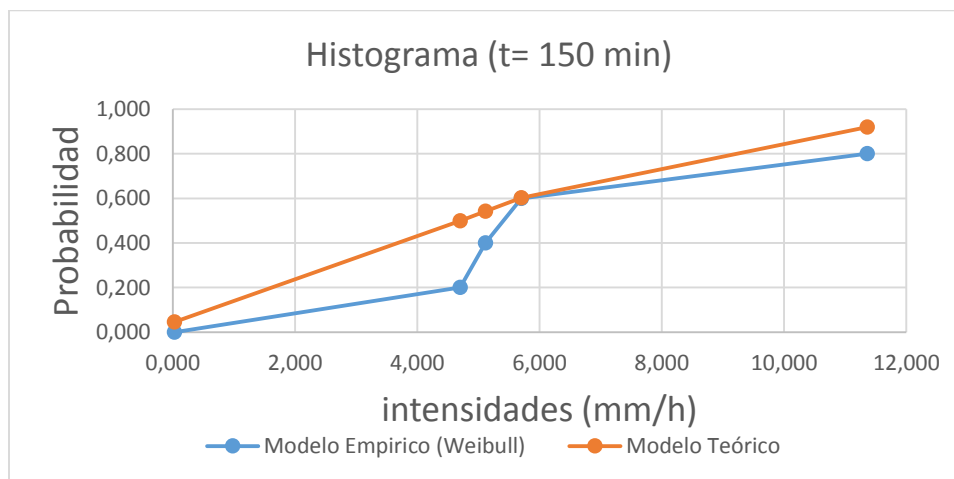
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 100: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 150 minutos

I 150 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
11.362	0.800	0.91955976
5.704	0.600	0.60237611
5.113	0.400	0.5424685
4.704	0.200	0.49828888
0.026	0.000	0.04585583

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 31: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 150 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 200 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	4.3356
S	4.0336
$\alpha$	3.15

C	0.5772156649
u	2.52

Cuadro 101: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 200 minutos

m	I 200 mm	P(X>X) Weibull	1- P(X>X)	F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
1	9.157	0.200	0.8000	0.8858	0.09
2	4.597	0.400	0.6000	0.5965	0.00
3	4.121	0.600	0.4000	0.5481	0.15
4	3.791	0.800	0.2000	0.5129	0.31
5	0.012	1.000	0.0000	0.1086	0.11

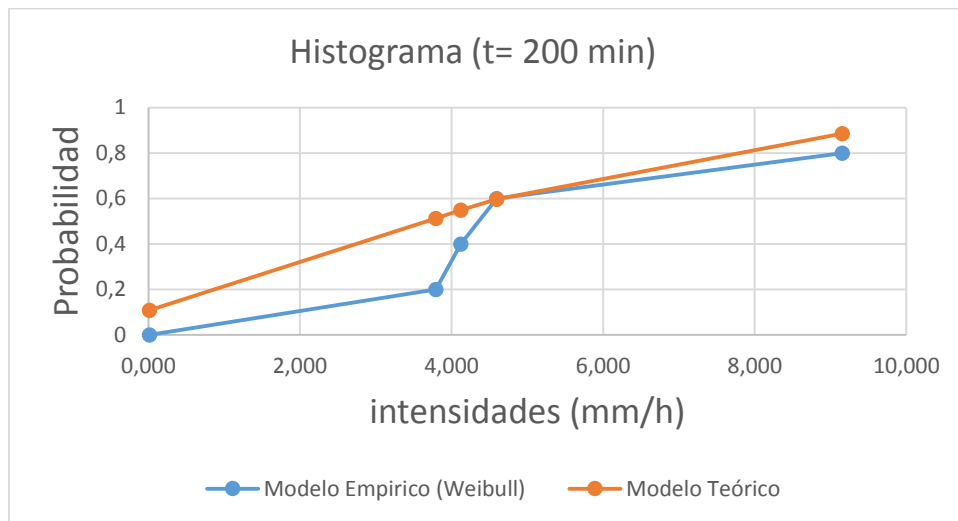
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 102: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 200 minutos

I 200 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
9.157	0.8	0.88584
4.597	0.6	0.59646
4.121	0.4	0.54815
3.791	0.2	0.51291
0.012	0	0.10860

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 32: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 200 minutos



Fuente: Elaboración Propia

**Para 220 minutos**

Números de datos

N = 5

Donde:

Promedio(X)	4.0356
S	3.0308

$\alpha$	2.36
C	0.5772156649
u	2.67

Cuadro 103: Ajuste según Gumbel con una intensidad en 220 minutos

m	I 220 mm	P(X>X)		F(X < X)	1-P(X<x) - F(X < X)
		Weibull	1- P(X>X)		
1	8.525	0.200	0.8000	0.9194	0.12
2	4.280	0.400	0.6000	0.6027	0.00
3	3.836	0.600	0.4000	0.5429	0.14
4	3.530	0.800	0.2000	0.4988	0.30
5	0.007	1.000	0.0000	0.0456	0.05

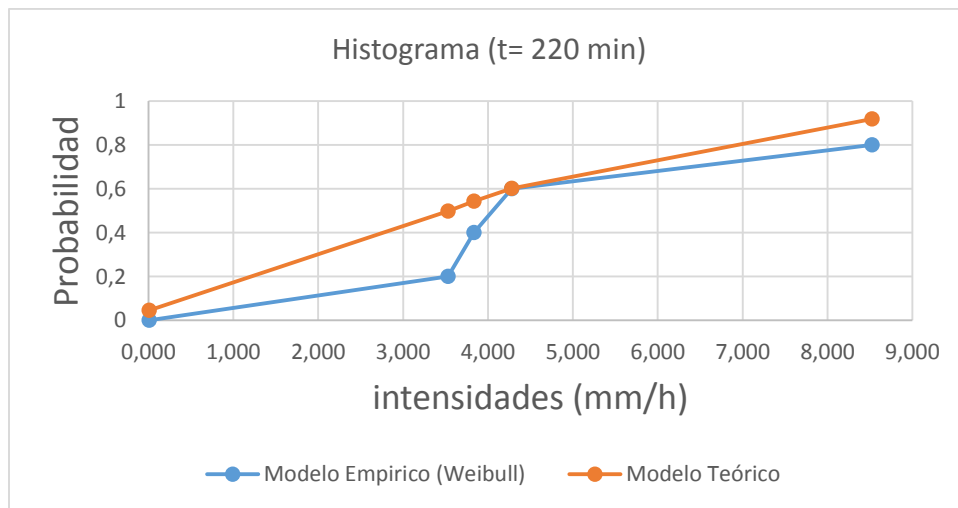
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 104: Relación del modelo empírico y modelo teórico para una intensidad en 220 minutos

I 220 mm	Modelo empírico (Weibull)	Modelo Teórico
8.525	0.8	0.91944
4.280	0.6	0.60267
3.836	0.4	0.54287
3.530	0.2	0.49878
0.007	0	0.04558

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 33: Histograma de intensidad versus probabilidad para un tiempo de 220 minutos



Fuente: Elaboración Propia



Cuadro 105: Delta máximos de Weibull

<b>DURACIÓN DE INTENSIDAD</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>60</b>	<b>120</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>220</b>
Weibull ( $\Delta$ c max)	0.25	0.27	0.29	0.30	0.30	0.30	0.31	0.30

Fuente: Elaboración Propia

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{N}}$$

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{5}} = 0.608$$

Por lo tanto, se ajusta al modelo de GUMBEL

Como  $\Delta$  c max  $<$   $\Delta_0$  , entonces los datos se ajustan al modelo de GUMBEL

Cuadro 106:Resumen de los parámetros de Gumbel para cada tiempo

<b>Parámetro</b>	<b>5 min Max</b>	<b>10min Max</b>	<b>30min Max</b>	<b>60min Max</b>	<b>120 min Max</b>	<b>150 min Max</b>	<b>200 min Max</b>	<b>220 min Max</b>
Promedio	79.407	42.494	18.169	10.733	6.368	5.382	4.336	4.036
Desv. Est.	37.790	28.385	13.201	7.965	4.760	4.034	3.254	3.031
$\alpha$	29.47	22.13	10.29	6.21	3.71	3.15	3.15	2.36
u	62.40	29.72	12.23	7.15	4.23	3.57	2.52	2.67

Fuente: Elaboración Propia

### Cálculo de la intensidad para un tiempo de retorno de T años

Como la información analizada se ajusta al Modelo Gumbel, vamos a usar las siguientes expresiones para hallar las intensidades que necesitamos.

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

$$F(x) = P(X < x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Despejando  $x$ :

$$x = u - \alpha(\ln(-\ln(1 - \frac{1}{T})))$$

$T$ : tiempo de retorno

$(u, \alpha)$  para metros de la distribución de Gumbel

Cuadro 107: Intensidades con el tiempo de retorno de la estación de Cerro de Pasco

TR (Años)	10	25	50	100	500
TIEMPO (min)	INTENSIDADES				
	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
5	128.710	156.649	177.375	197.948	245.490
10	79.527	100.512	116.080	131.533	167.243
30	35.392	45.152	52.392	59.579	76.186
60	21.125	27.014	31.382	35.719	45.739
120	12.577	16.096	18.706	21.298	27.285
150	10.644	13.626	15.839	18.035	23.109
200	9.598	12.580	14.792	16.988	22.063
220	7.990	10.231	11.893	13.543	17.356

Fuente: Elaboración Propia

### Elección de periodo de retorno por riesgo de falla

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

Para un tiempo de retorno de 10 años con una vida útil ( $n$ ) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 108: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 10 años

T	n	R
10	40	0.985

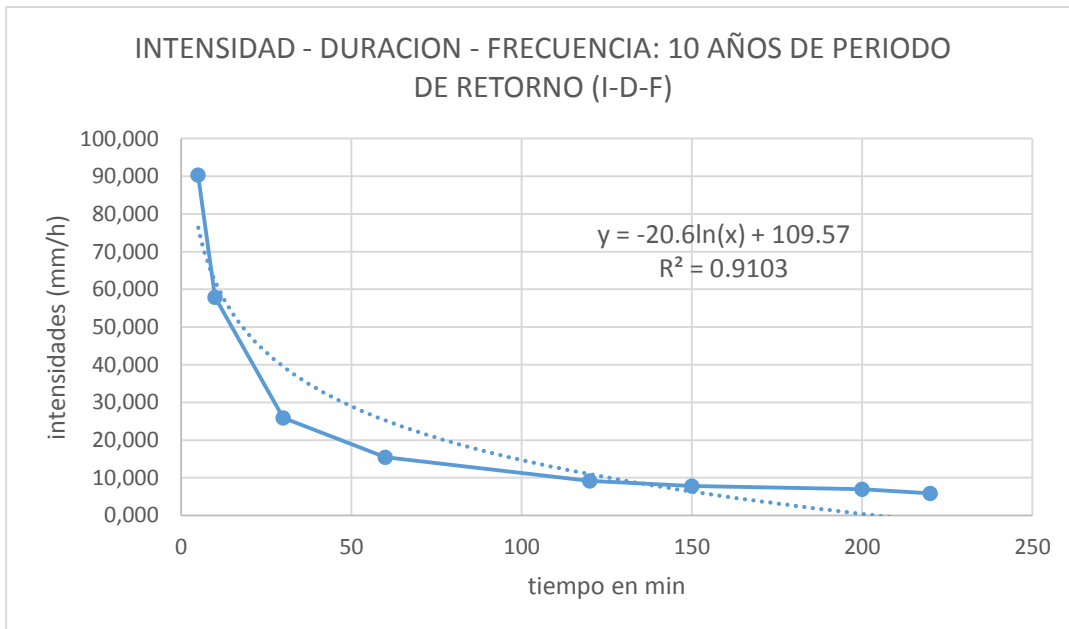
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 109: Intensidades para un periodo de retorno de 10 años

Tiempo	Intensidad
5	128.710
10	79.527
30	35.392
60	21.125
120	12.577
150	10.644
200	9.598
220	7.990

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 34: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 10 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 25 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 110: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 25 años

T	n	R
25	40	0.805

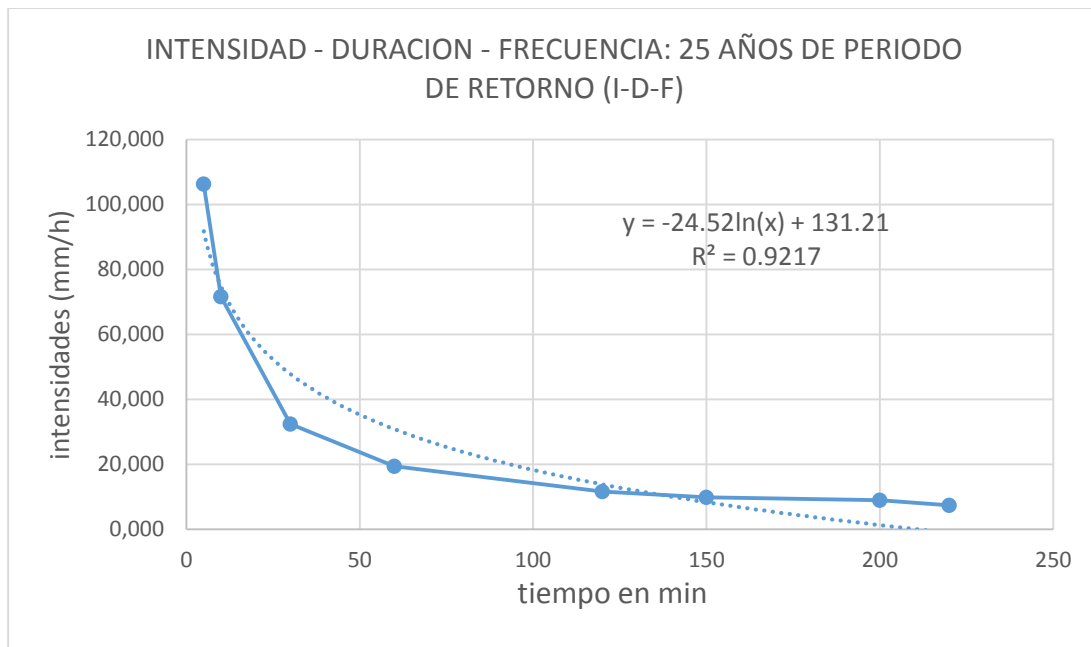
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 111: Intensidades para un periodo de retorno de 25 años

Tiempo	Intensidad
5	156.649
10	100.512
30	45.152
60	27.014
120	16.096
150	13.626
200	12.580
220	10.231

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 35: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 25 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 50 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 112: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 50 años

T	n	R
50	40	0.554

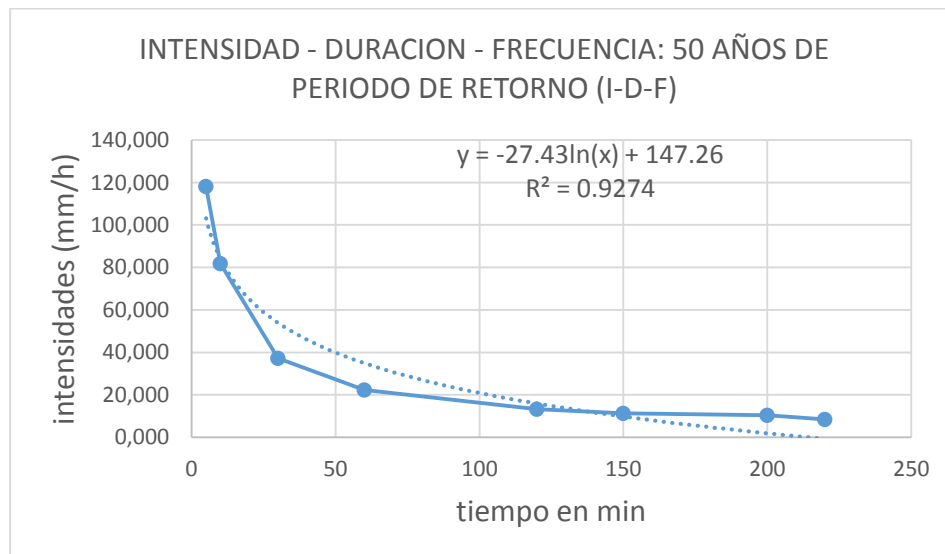
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 113: Intensidades para un periodo de retorno de 50 años

Tiempo	Intensidad
5	177.375
10	116.080
30	52.392
60	31.382
120	18.706
150	15.839
200	14.792
220	11.893

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 36: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 50 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 100 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 114: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 100 años

T	n	R
100	40	0.331

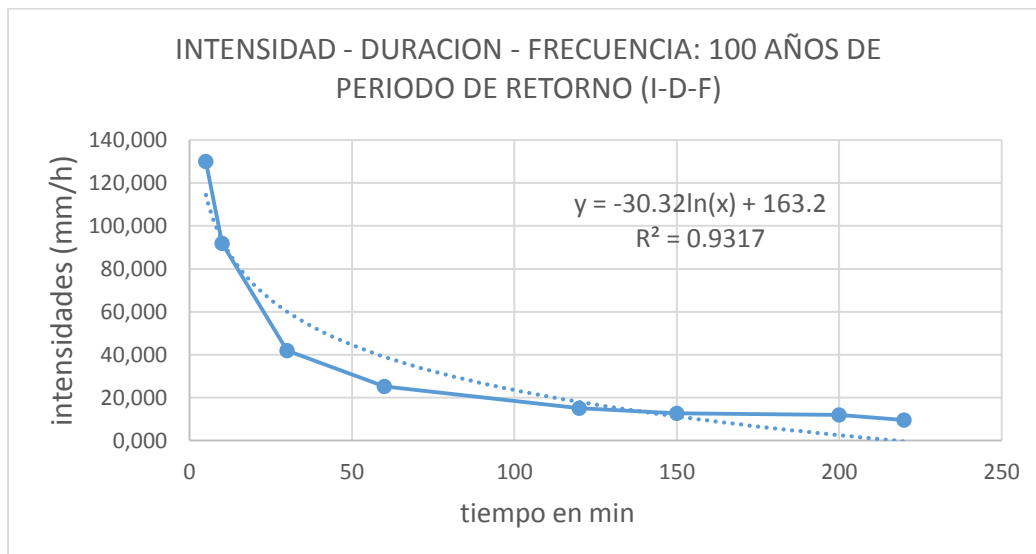
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 115: Intensidades para un periodo de retorno de 100 años

Tiempo	Intensidad
5	197.948
10	131.533
30	59.579
60	35.719
120	21.298
150	18.035
200	16.988
220	13.543

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 37: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 100 años



Fuente: Elaboración Propia

Para un tiempo de retorno de 100 años con una vida útil (n) de 40 años para una defensa ribereña.

Cuadro 116: Riesgo de falla para un periodo de retorno de 500 años:

T	n	R
500	40	0.077

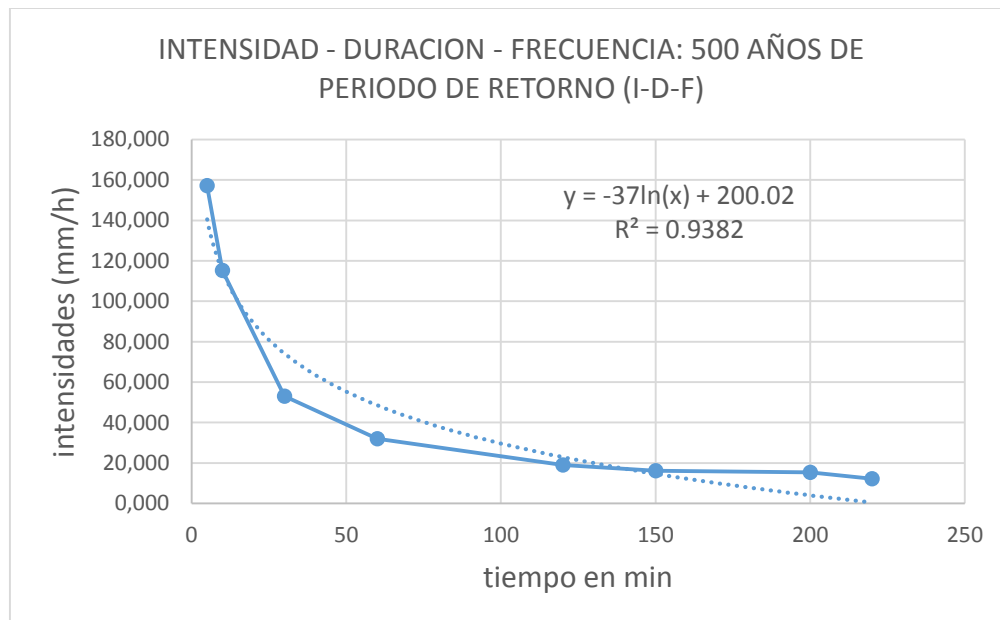
Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 117: Intensidades para un periodo de retorno de 500 años

Tiempo	Intensidad
5	245.490
10	167.243
30	76.186
60	45.739
120	27.285
150	23.109
200	22.063
220	17.356

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 118: Intensidad - duración - frecuencia para un periodo de retorno de 500 años



Fuente: Elaboración Propia

### 3.8. Procedimiento para hallar el caudal:

#### 3.8.1. Precipitaciones mínimas y máximas

Cuadro 119: Precipitaciones (mm) mínimas por altitudes

ALTITUD (msnm)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
3000 a 4000 más de	12	11.6	4.5	8.1	2.8	3.1	2.9	1.7	3	10.1	5.8	12
4000	12	7.5	12	12.4	6.8	2	3	1.8	9	12	7.4	10

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 120: Precipitaciones (mm) máximas por altitudes

ALTITUD (msnm)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
3000 a 4000 más de	26.3	32.1	21.1	32.6	640.1	8.9	9.4	7.8	18.5	22	23.4	33.8
4000	18	20.7	20	21	8.2	10	9	10	25	30	25.1	50

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.8.2. Área total de la cuenca:

Cuadro 121: Área (km<sup>2</sup>) de la cuenca

CUENCA	ÁREA TOTAL (Km <sup>2</sup> )	ÁREA DE 3000 a 4000 msnm (Km <sup>2</sup> )	ÁREA DE más de 4000 msnm (Km <sup>2</sup> )
CHAUPUHUARANGA	789.77	236.93	552.84

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.8.3. Infiltración y evaporación mensual de Senamhi:

Cuadro 122: Evaporación e infiltración mensual (mm)

ALTITUD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
800 a 1000	15	15	15	15	6	6	6	6	6	15	15	15
1000 a 1800	15	15	15	15	6	6	6	6	6	15	15	15

Fuente: Elaboración Propia



- Tiempo de escurrimiento de la cuenca ( $T_o$ ) = 1 mes (2592000 segundos)
- Escorrentía ( $E_s$ ) =  $P_p - (E_o + I_n)$
- Volumen de agua ( $V_o$ ) =  $A_c * E_s$
- Caudal ( $Q$ ) =  $\frac{V_o}{T_o}$

Dónde:

$E_s$ = Escorrentía (L/m<sup>2</sup>)

$P_p$ = Precipitación (mm)

$E_o$ = Evaporación (mm)

$I_n$ = Infiltración

$V_o$ =Volumen de agua (L)

$A_c$ = Área de la cuenca (m<sup>2</sup>)

$Q$ =Caudal (l/seg)

$T_o$ = Tiempo de escurrimiento de la cuenca (seg.)

Con Todos estos factores se obtienen los siguientes valores de caudal mínimo mensual (lps) del Río Chaupihuaranga.

#### 3.8.4. Caudal máximo y mínimo:

El caudal se halla por meses con los datos de precipitación máxima de las tres estaciones de meteorológicas.

Cuadro 123: Caudal máximo y mínimo mensual (m<sup>3</sup>) del río Chaupihuaranga

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
MAXIMO	39.73	52.80	37.90	53.60	648.30	18.90	18.40	17.80	43.50	52.00	48.50	83.80
MINIMO	19.43	19.10	13.30	20.50	9.60	5.10	5.90	3.50	12.00	22.10	13.20	22.00

Fuente: Elaboración Propia

## ANÁLISIS DE TIEMPO DE RETORNO DE LOS MÁXIMOS CAUDALES

### METODO DE DISTRIBUCIÓN DE VALOR EXTREMO TIPO I

Riesgo de falla:

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

R: riesgo de falla

T: Periodo de retorno

n: Vida útil

Cuadro 124: Evaluación de falla

T	n	R
500	40	0.077

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 125: Caudales para la cuenca de la estación Yanahuanca (3150 m.s.n.m)

AÑO	PRECIPITACION MÁXIMA ANUAL (mm)	AREA DE LA CUENCA (Km <sup>2</sup> )	CAUDAL MÁXIMO (m <sup>3</sup> /s)
2018	32.60	236.93	2.98
2017	20.10	236.93	1.84
2016	12.50	236.93	1.14
2015	23.30	236.93	2.13
2014	18.20	236.93	1.66
PROM	21.34	236.93	1.95
MAX	32.60	236.93	2.98
MIN	12.50	236.93	1.14

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 126: Caudales para la cuenca de la estación 12 de octubre (3848 m.s.n.m.)

AÑO	PRECIPITACION MÁXIMA ANUAL (mm)	ÁREA DE LA CUENCA (Km <sup>2</sup> )	CAUDAL MÁXIMO (m <sup>3</sup> /s)
2018	32.1	236.93	2.93
2017	19.3	236.93	1.76
2016	640.1	236.93	58.51
2015	17	236.93	1.55
2014	33.8	236.93	3.09
PROM	148.46	236.93	13.57
MAX	640.1	236.93	58.51
MIN	17	236.93	1.55

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 127: Caudales para la cuenca de la estación Cerro de Pasco (4260 m.s.n.m.)

AÑO	PRECIPITACION MÁXIMA ANUAL (mm)	ÁREA DE LA CUENCA (Km <sup>2</sup> )	CAUDAL MÁXIMO (m <sup>3</sup> /s)
2018	50	552.84	10.66
2017	20.7	552.84	4.42
2016	18	552.84	3.84
2015	25.1	552.84	5.35
2014	22.5	552.84	4.80
PROM	27.26	552.84	5.81
MAX	50	552.84	10.66
MIN	18	552.84	3.84

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 128: Caudales totales para las altitudes de (315o m.s.n.m. - 4260 m.s.n.m.)

AÑO	CAUDAL MÁXIMO (m3/s)
2018	16.58
2017	8.02
2016	63.49
2015	9.04
2014	9.55
PROM	21.34
MAX	63.49
MIN	7.85
DESV	23.8081

Fuente: Elaboración Propia

### MODELO DE PROBABILIDAD GUMBEL

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

**Estimación de parámetros:**

$$u = \bar{x} - 0.45 s$$

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

**S:** Desviación estándar

$\bar{x}$  = promedio

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{125.97-10.6217}{18.5636}\right)}}$$

$$F(x) = 0.998$$

### ECUACION DE LA VARIABLE REDUCIDA

$$y_T = -\ln\left(\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right)$$

$$y_T = -\ln\left(\ln\left(\frac{500}{500-1}\right)\right)$$

$$y_T = 6.21$$

### CÁLCULO DE PARÁMETROS

#### Media Aritmética

$$\bar{X} = 21.34$$

#### Variación Estándar

$$s = 23.8081$$

#### Coefficiente Alfa

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * 23.8081 = 18.56$$

#### Moda

$$u = 21.34 - 0.45 * 23.8081 = 10.63$$

### ECUACIÓN DE VALOR EXTREMO

$$X_T = u + \alpha Y_T$$

$$X_T = 10.63 + 18.56 * 6.21 = 125.887 \text{ m}^3/\text{s}$$

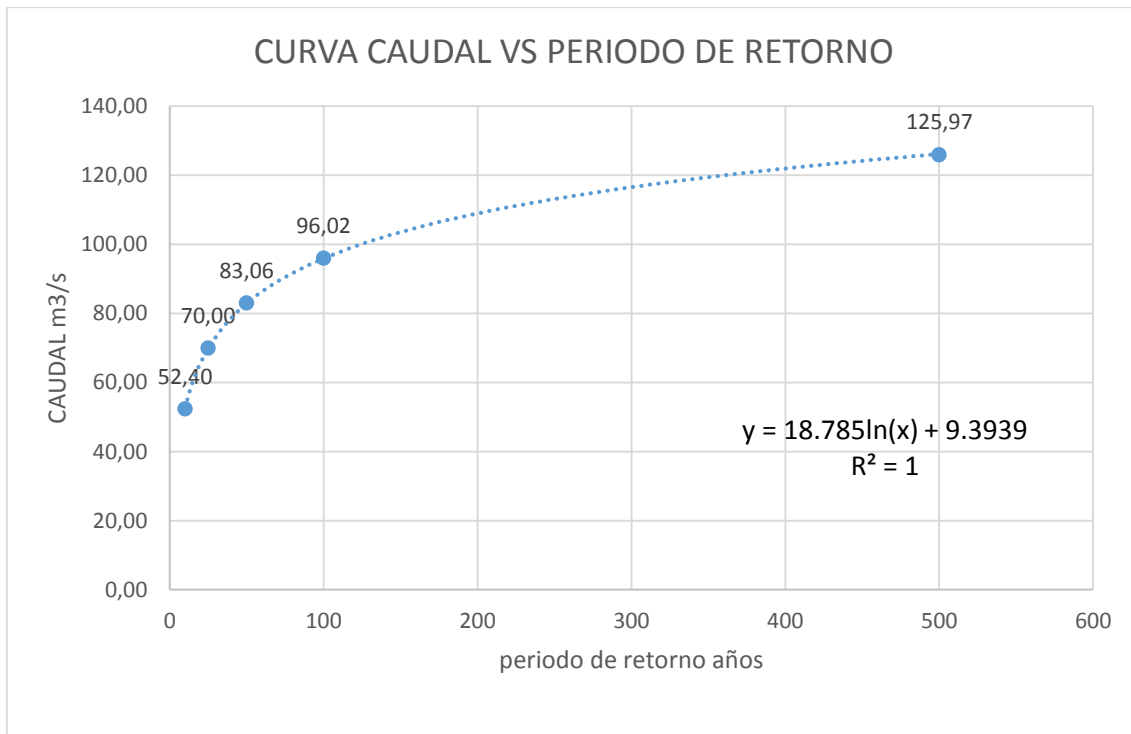
3.8.5. Caudales máximos para tiempo de retorno de 10, 25, 50,100 y 500 años de retorno

Cuadro 129: Caudales para los diferentes periodos de retorno

TABULACIÓN		
T (AÑOS)	Yt	Q (m³/S)
10	2.25	52.40
25	3.20	70.00
50	3.90	83.06
100	4.60	96.02
500	6.21	125.97

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 38: Caudal vs periodo de retorno



Fuente: Elaboración Propia

### 3.9. Métodos de distribución probabilística:

- Gumbel o Extremo Tipo I

- Distribución log - Pearson III o Gama de tres parámetros
- Log normal de 2 parámetros

Cuadro 130: Año de retorno analizado

Tiempo de Retorno ( $T_R$ )	500
Año de Inicio de Medición	2014

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 131: Caudales de máximos para los tres métodos de ajuste

Año	Caudal ( $Q_x$ )	$(Q_x - Q_p)^2$	$(Q_x - Q_p)^3$	$\ln(Q_x)$	$\frac{(\ln(Q_x) - \ln(Q_y))^2}{Q_y^2}$	$(\ln(Q_x) - \ln(Q_y))^3$
2014	9.55	139	-1639	2.26	0.20	-0.09
2015	9.04	151	-1861	2.20	0.25	-0.12
2016	63.49	1777	74894	4.15	2.10	3.05
2017	8.04	177	-2353	2.08	0.38	-0.23
2018	16.58	23	-108	2.81	0.01	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 132: Parámetros estadísticos

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS			
Media (QX)	Desv. Estándar	Coef. Asimetría	Coef. Variación
QX	SX	CS	Cv
21.340	23.805	2.129	1.115
QY	SY	CSY	CvY
2.700	0.857	1.724	0.318

Fuente: Elaboración Propia

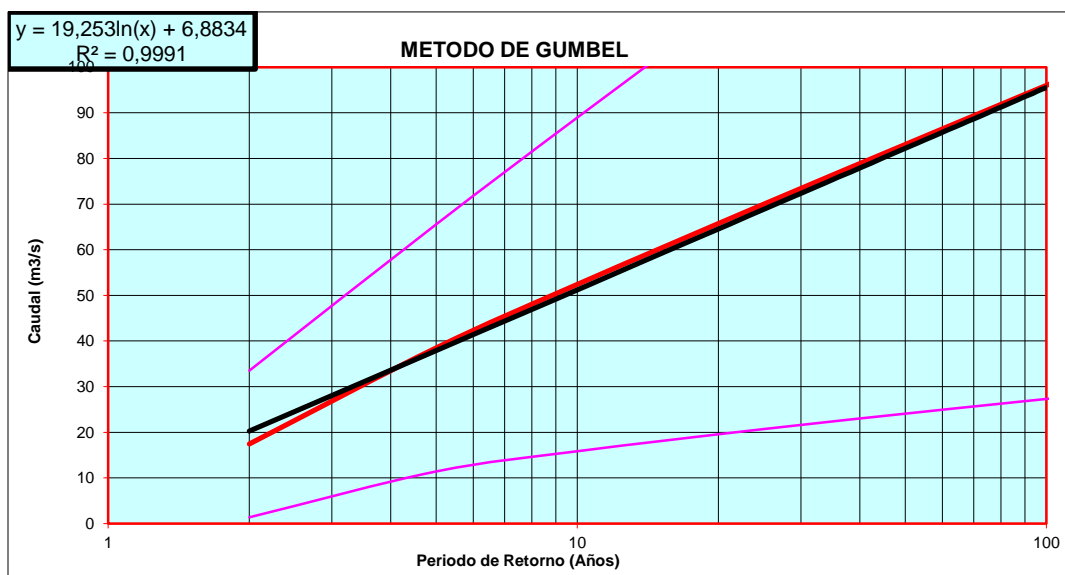
## DISTRIBUCION DE GUMBEL O EXTREMA TIPO I

Cuadro 133: Parámetros estadísticos para la distribución de Gumbel

Parámetros Estadísticos	
Campo Normal	
N =	5
QX =	21.34
SX =	23.80
CS =	2.13
Cv =	1.12
Campo Transformado	
QY =	2.70
SY =	0.86
CSY =	1.72
CvY =	0.32
K1 =	TR/(TR - 1)
K1 =	1.00
Ln(Ln(K1)) =	-6.21
KT =	4.39
QESP =	QX + KT SX
<b>QESP =</b>	<b>125.95</b>
intervalo de Confianza	
	34.54      217.37

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 39: Método Gumbel



Fuente: Elaboración Propia



Cuadro 134: Tiempo de retorno con probabilidades

TR (Años)	Probabilidad	Ln Ln TR/(TR -1)	KT	QESP	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
10	0.1000	-2.250	1.30	52.40	15.84	88.95
25	0.0400	-3.199	2.04	69.99	20.70	119.29
50	0.0200	-3.902	2.59	83.05	24.07	142.03
100	0.0100	-4.600	3.14	96.01	27.30	164.72
500	0.0020	-6.214	4.39	125.95	34.54	217.37

Fuente: Elaboración Propia

### DISTRIBUCION LOG - PEARSON III O GAMA DE TRES PARÁMETROS

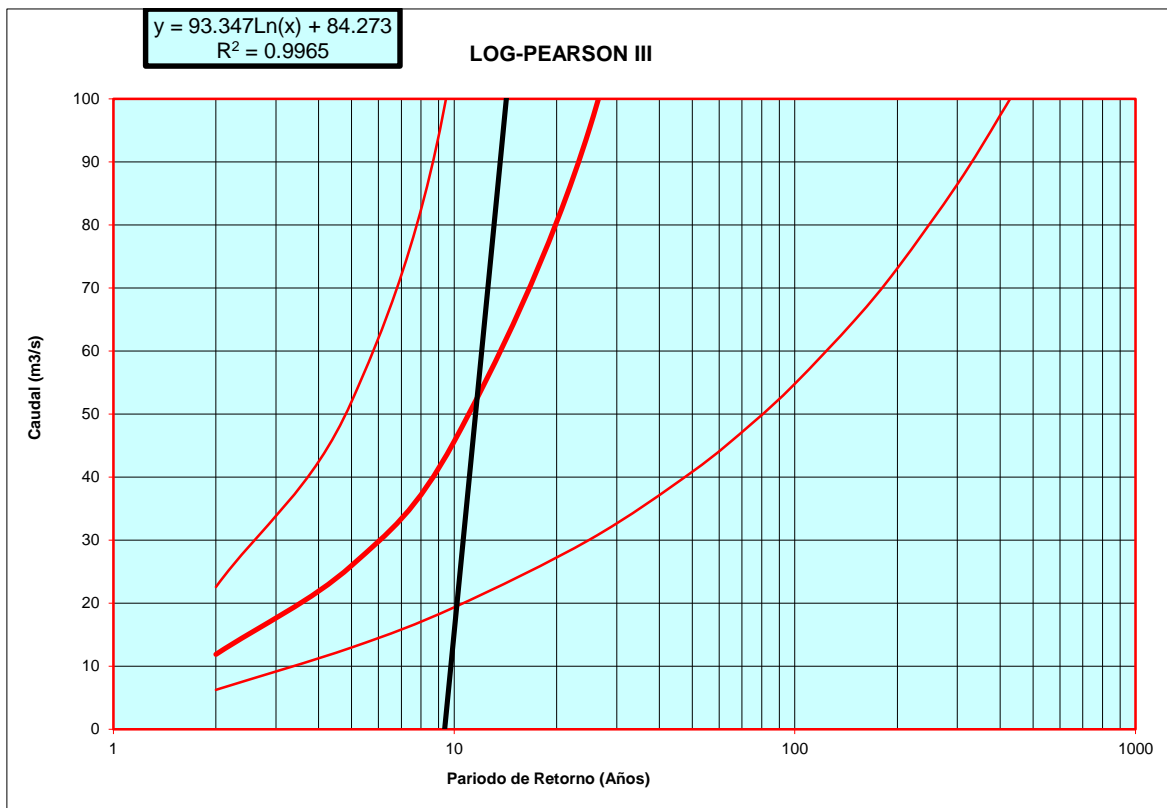
Cuadro 135: Parámetros estadísticos para la distribución de Pearson III

Parámetros Estadísticos	
Campo Normal	
N =	5
CS =	2.129
Cv =	1.115
Campo Transformado	
QY =	2.700
SY =	0.857
CSY =	1.724
K =	$F'(1-1/TR)$
K = F'	0.998
Z =	2.878
Z2-1=	7.284
Z3-6Z=	6.573
CS/6 =	0.287
KT =	4.999
QESP =	$\text{Exp}(QY + KT SY)$
<b>QESP =</b>	<b>1082.573375</b>
Intervalo de Confianza	
106.683	10985.512
Factor de Frecuencia	

$$K_T = Z + (Z^2-1) (C_s/6) + (1/3) (Z^3 - 6Z) (C_s/6)^2 - (Z^2-1) (C_s/6)^3 + Z (C_s/6)^4 + (1/3) (C_s/6)^5$$

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 40: Distribución Logaritmo - Pearson III



Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 136: Tiempo de retorno con probabilidades

TR (Años)	Probabilidad	Z	KT	QESP	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
10	0.1000	1.2816	1.3066	45.6344	19.3355	107.7033
25	0.0400	1.7507	2.1662	95.3665	30.0828	302.3249
50	0.0200	2.0537	2.8160	166.4776	40.8322	678.7477
100	0.0100	2.3263	3.4683	291.2449	54.7999	1547.8789
500	0.0020	2.8782	4.9995	1082.5734	106.6828	10985.5117

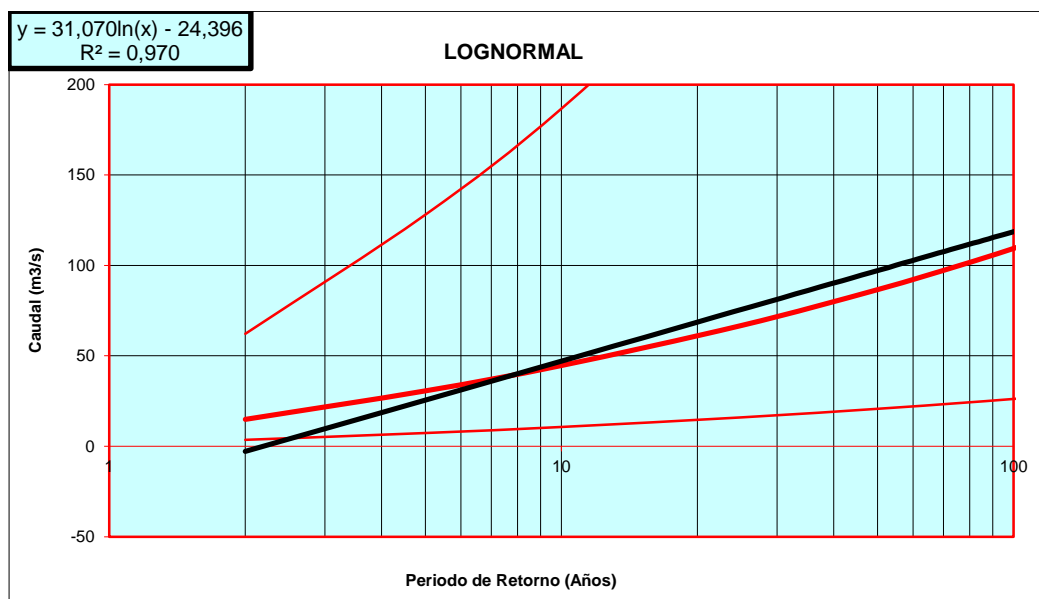
Fuente: Elaboración Propia

## DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL DE DOS PARÁMETROS

Cuadro 137: Parámetros estadísticos para la distribución de Log normal de dos parámetros

Parámetros Estadísticos	
Campo Normal	
N =	5
QX =	21.34
SX =	23.80
CS =	2.13
Cv =	1.12
Campo Transformado	
QY =	2.70
SY =	0.86
CSY =	1.72
CvY =	0.32
K =	$F'(1-1/TR)$
K = $F'$	0.998
K =	2.88
QESP =	$\text{Exp}(QY + K SY)$
QESP =	175.60
Intervalo de Confianza	
	42.01                      733.94

Gráfico 41: Distribución Log Normal



Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 138: Tiempo de retorno con probabilidades

TR (Años)	Probabilidad	F'(1- 1/TR)	K = Z	QESP	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
10	0.1000	0.900	1.2816	44.67	10.69	186.69
25	0.0400	0.960	1.7507	66.78	15.98	279.13
50	0.0200	0.980	2.0537	86.60	20.72	361.96
100	0.0100	0.990	2.3263	109.40	26.18	457.27
500	0.0020	0.998	2.8782	175.60	42.01	733.94

Fuente: Elaboración Propia

### 3.9.1. Caudal de diseño con métodos de distribución de ajuste:

Cuadro 139: Resultados del caudal de diseño

RESULTADOS CAUDAL DE DISEÑO		
MÉTODO	R <sup>2</sup>	Q(m <sup>3</sup> /s)
LOG NORMAL	0.970	175.597
GUMBEL	0.999	125.954
LOG PEARSON	0.672	1082.573
<b>MEJOR AJUSTE</b>	<b>0.99912</b>	<b>126</b>

(\*) .- R = Coeficiente de Correlación

Fuente: Elaboración Propia

Después del análisis realizado se opta por escoger un caudal de diseño de **126 m<sup>3</sup>/s** por tener el mejor ajuste.

### 3.9.2. Cálculo de caudal-método de Mach Matt

$$Q = 0.0091 C * I * A^{\frac{4}{5}} * S^{\frac{1}{5}}$$

Q= Caudal, I= Intensidad máxima, S=Pendiente

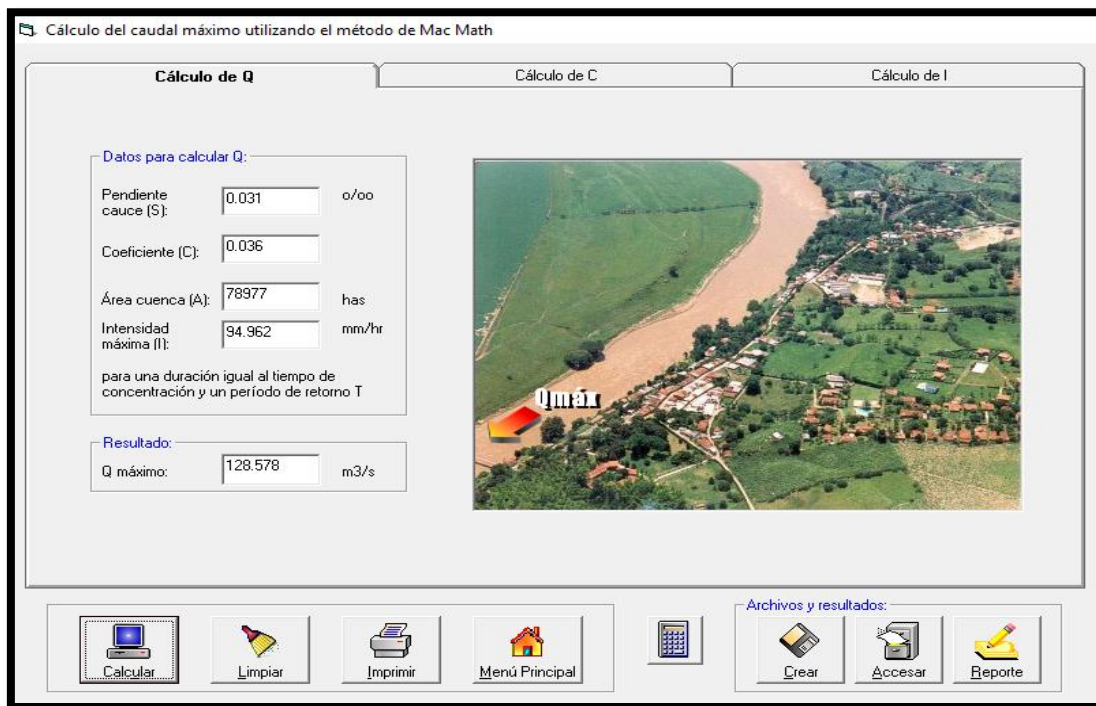


Figura 16: Calculo del caudal en el Software HidroEsta por el método de Mac Math

Fuente: Elaboración propia

### Tiempo de concentración:

Cuadro 140: Tiempo de concentración por Kirpich

Formula de Kirpich	
<b>Tc =</b>	<b>0.06628 (L<sup>0.77</sup>)(Sk<sup>-0.385</sup>)</b>
L = 18.32	Longitud del cauce (Km)
H = 300.00	Diferencia de cotas extremas (m)
Sk = 0.0310	Pendiente media cauce principal (manning)
<b>Tc = 2.3694</b>	<b>horas</b>

Fuente: Elaboración propia

### 3.10 Alternativa de solución:

Tipos de Defensas ribereñas a aplicarse

Entre los tipos de obras que se han seleccionado, se tiene los tipos flexible.

a.- Obras de Tipo Flexible: Muros de Gaviones

Son paralelepípedos rectangulares contruidos a base de un tejido de alambre de acero, el cual lleva tratamientos especiales de protección como la galvanización y la plastificación. Se colocan a pie de obra desarmados y luego de piedra de canto rodado o piedra chancada con determinado tamaño y peso específico, este material permite emplear sistemas constructivos sencillos, flexibles, versátiles, económicos y que puedan integrarse extremadamente valida desde el punto de vista técnico para construir muros de contención en cualquier ambiente, clima y estación. Tales estructuras son eficientes, no necesitando mano de obra especializada o medio mecánicos particulares, a menudo las piedras para el relleno se encuentran en las cercanías. Tiene la ventaja de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia.

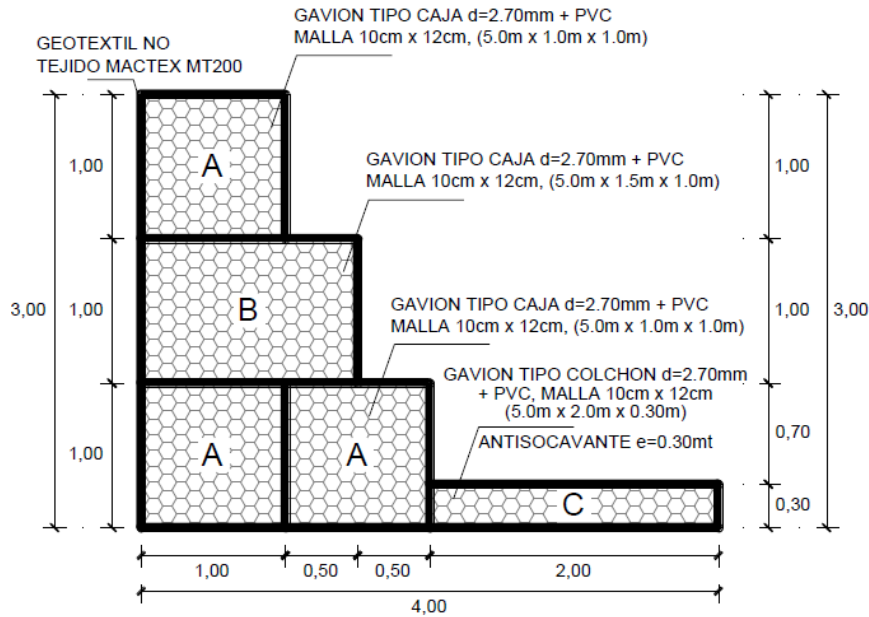
- **Muros de Contención.** - Los muros de Gaviones están diseñados para mantener una diferencia en los niveles de suelo en sus dos lados constituyendo un grupo importante de elementos de soporte y protección cuando se localiza en lechos de ríos.
- **Conservación de Suelos.** - La erosión hídrica acelerada es considerada sumamente perjudicial para los suelos, pues debido a este fenómeno, grandes superficies de suelos fértiles se pierden; ya que el material sólido que se desprende en las partes media y alta de la cuenca provoca el azolvamiento de la infraestructura hidráulica, eléctrica, agrícola y de comunicaciones que existe en la parte baja.
- **Control de Ríos.** - En ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evitar erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes, además el gavión controla crecientes protegiendo valles y poblaciones contra inundaciones.
- **Apoyo y Protección de Puentes.** - En los estribos de puentes, se pueden utilizar gaviones tipo caja, tipo saco y tipo colchón combinados o individualmente, logrando gran resistencia a las cargas previstas.

**Gavión Tipo Caja.** - Son paralelepípedos regulares de dimensiones variadas, pero con altura de 1.0 m a 0.50 m; conformados por una malla metálica tejida a doble torsión para ser rellenos en obra con piedra de dureza y peso apropiado,

**Gavión Tipo Colchón.** - Son aquellos cuya altura fluctúa entre 0.17 m – 0.30 m y de Áreas variables. Son construidos en forma aplanada para ser utilizados como revestimiento antierosivo, antisocavante para uso hidráulico y como base – zócalo (Mejorador de capacidad portante) en la conformación de muros y taludes. Debido a que los colchones están generalmente ubicados en contacto con el agua, con sólidos que arrastran los ríos y sedimentos en general, estos deben tener características tales que les permitan resistir las exigencias físicas y mecánicas como son el impacto, la tracción y la abrasión.

**Gavión Tipo Saco.** -Son generalmente de forma cilíndrica siendo sus dimensiones variables ya que se conforman para obras de emergencia o de aplicación en lugares de difícil acceso. Se arman generalmente fuera de la obra y se depositan en su lugar mediante el uso de maquinaria de izaje. A través de los bordes libres se inserta en las mallas un alambre más grueso para reforzar las extremidades y permitir el ensamblaje del elemento.

Gráfico N° 1: Muro con gaviones proyectado.



**COMENTARIO:**

Las intensidades máximas para 5, 10, 30, 60, 120, 150, 200,220 minutos de las tres estaciones cercanas a la sub cuenca fueron evaluadas por el método probabilístico de Gumbel o extremo tipo I, asimismo fueron analizadas por la prueba de bondad de ajuste de Smirnov –Kolmogorov dando como resultado que todos los deltas máximos eran menores al delta tabular (0.608) por lo tanto se ajustan al modelo de Gumbel.

Los histogramas de intensidad versus probabilidad para los tiempos de 10, 30, 60, 120, 150, 200,220 minutos de las tres estaciones cercanas a la sub cuenca arrojan datos muy cercanos, debido a que existe relación del modelo empírico y modelo teórico.

La evaluación de la defensa ribereña se hizo con una vida útil de 40 años y con los periodos de retorno de 10, 25, 50,100 y 500 años logrando obtener los riesgos de falla de 98.5%, 80.5%, 55.4%,33.1% y 7.7% respectivamente, por tanto, se diseñará con 500 años de retorno.

Los caudales máximos para los años de retorno de 10, 25, 50,100 y 500 fueron obtenidos y se escogió el de 500 años de retorno porque tiene un caudal



máximo de 125.97 m<sup>3</sup>/s, un tirante crítico de 6.21 m y un riesgo de 7.7 % por lo que se optó realizar el diseño de la defensa ribereña con ese año.

Se utilizaron las distribuciones probabilísticas de Gumbel o Extremo Tipo I, distribución log - Pearson III o Gama de tres parámetro y log normal de 2 parámetros para evaluar los caudales máximos de los cinco años y encontrar en caudal de diseño máximo y realizar el diseño de la defensa ribereña dando como resultado el mejor ajuste Gumbel con 126 m<sup>3</sup>/s y con un coeficiente de correlación de 0.999. Asimismo se analizó el caudal con el programa HidroEsta por el método de Mac Math dando un resultado de 128.5 m<sup>3</sup>/s. Por otro lado, se obtuvo el tiempo de concentración por Kirpich dando un resultado de 2.30 horas.

#### IV. Conclusiones:

- Se determinó las zonas vulnerables del río Chaupihuaranga, para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca mediante el programa Hec-Ras para los tiempos de retorno 10, 25, 50, 100 y 500 años para dicho cálculo se utilizaron la intensidad máxima de 94.962 mm/h, pendiente del cauce 0.031, coeficiente de rugosidad de 0.036 y el área de la cuenca de 789.77 km<sup>2</sup> y el caudal máximo de diseño (ver el cuadro N°139), y el tirante crítico para un periodo de 500 años de retorno es de 6.22 m (ver el cuadro N°1 29) en lo largo del cauce hay desborde del río
- Se logró determinar los niveles máximos que alcanzará el caudal con los tiempos de retorno 10, 25, 50, 100 y 500 años con los registros de cinco años de precipitaciones máximas de las tres estaciones meteorológicas cerca de la subcuenca obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) cuya distribución se ajusta a la metodología de Gumbel. Asimismo, se obtuvo las intensidades máximas para los tiempos e retorno de 10,25,50,100 y 500 años para una duración de 150 minutos se obtuvieron 7.803,9.796, 11.275,12.43 y 16.135 mm/h respectivamente de la estación Yanahuanca, (ver el cuadro N° 38 ), 8.433,10.474,11.987, 13.49 y 16.962 mm/h respectivamente para la estación 12 de Octubre (ver el cuadro N° 73) y 10.644, 13.63, 15.839, 18.035, 23.109 mm/h para la estación Cerro de Pasco (ver cuadro N° 107 ), de esa forma reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca
- Se elaboró el mapa de riesgo de inundación con los datos obtenido e ingresados al software Hec- Ras y a analizados para un tiempo de retorno de 500 años, en donde nos arroja la progresiva de mayor tirante crítico y ubicar la defensa ribereña que se eligió diseñar un muro de concreto armado para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca.
- La mejor alternativa de solución, para reducir el riesgo por inundación en el casco urbano del Distrito de Yanahuanca es el diseño de un muro de concreto armado y/o muro de gaviones, cuya altura es de 3 m y los cálculos están especificados en la alternativa de solución se optó por este diseño, debido a que es un río con fuerte arrastre de rocas, la fuerza de empuje del agua es elevado y características del suelo.

## **V. Recomendaciones:**

- Se debería utilizar la información de precipitaciones de un pluviómetro activo dentro del área de estudio en la que se ejecuta la evaluación para que los cálculos sean más precisos y de esa forma disminuir el error al momento de elaborar un análisis profundo para dar soluciones que disminuyan el riesgo de inundación.
- Realizar simulacros ante inundaciones para que los pobladores estén preparados cuando este fenómeno se presente y de esa forma reducir el riesgo de pérdidas de vidas. Asimismo, los programas de sensibilización frente a este tipo de peligro deben ser promovidos por la municipalidad de Yanahuanca.
- A partir de los datos obtenidos del estudio se puede generar variedades de soluciones frente a este tipo de riesgo como la construcción de gaviones, muros de concretos armados, enrocados, entre otros.
- Reubicar a las personas que corren mayor peligro según el mapa de inundación elaborado por el software Hec-ras, asimismo se puede utilizar Hec-HMS para realizar la simulación de inundación. Por otro lado, la municipalidad del distrito debe evitar que sigan incrementando el número moradores en márgenes del río Chaupihuaranga para que no expongan sus vidas.

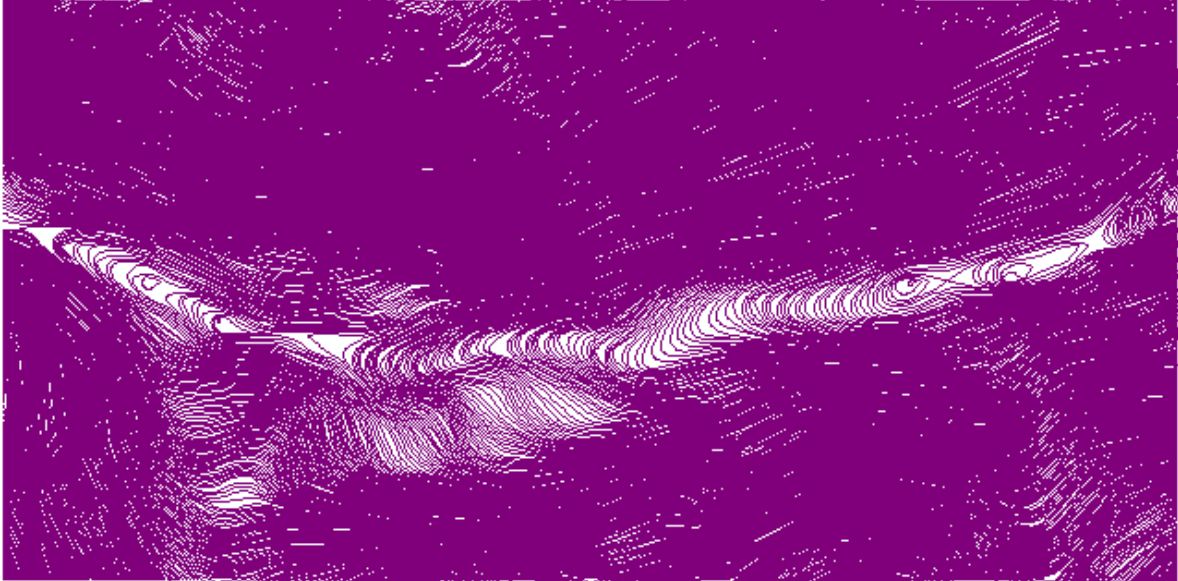
## VI. Bibliografía:

- Bruner, G. 2002. “HEC-RAS, river analysis system hydraulic reference manual”. US army Corps of engineers. Institute for water resources. Hydrologic Engineer Center (HEC).
- Cruz, E. 2014. “*Grado de vulnerabilidad social por inundación en el municipio de poza rica; Veracruz*” (Tesis de Pregrado). Universidad de Chile.
- Gonzales, J. 2014. “*Gestión del riesgo de desastres en las inundaciones de Colombia: una mirada crítica*”. (Tesis de Posgrado). Universidad Católica de Colombia.
- Ibarra, L. 2016. “*Vulnerabilidad social en Tijuana por eventos de tipo hidrometeorológico Caso de estudio: Colonia 3 de octubre*” (Tesis de Posgrado). El Colegio de la Frontera Norte.
- Ley 29664, Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres (SINAGERD) y su Reglamento DS N° 048-2011-PCM - RM N° 334-2012-PCM – Lineamientos técnicos del proceso de estimación del riesgo de desastres.
- Manual para la Evaluación de Riesgos Originados por Fenómenos Naturales – 2da Versión. Publicado por el Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED). Dirección de Gestión de Procesos (DGP) Subdirección de Normas y Lineamientos (SNL). CENEPRED, 2014.
- Ministerio de Economía y Finanzas (MEF), Dirección General de Programación Multianual, (DGPM). (2006). Conceptos asociados a la gestión del riesgo de desastres en la planificación e inversión para el desarrollo. Serie Sistema Nacional de Inversión Pública y la Gestión del Riesgo de Desastres. Lima: DGPM, MEF.

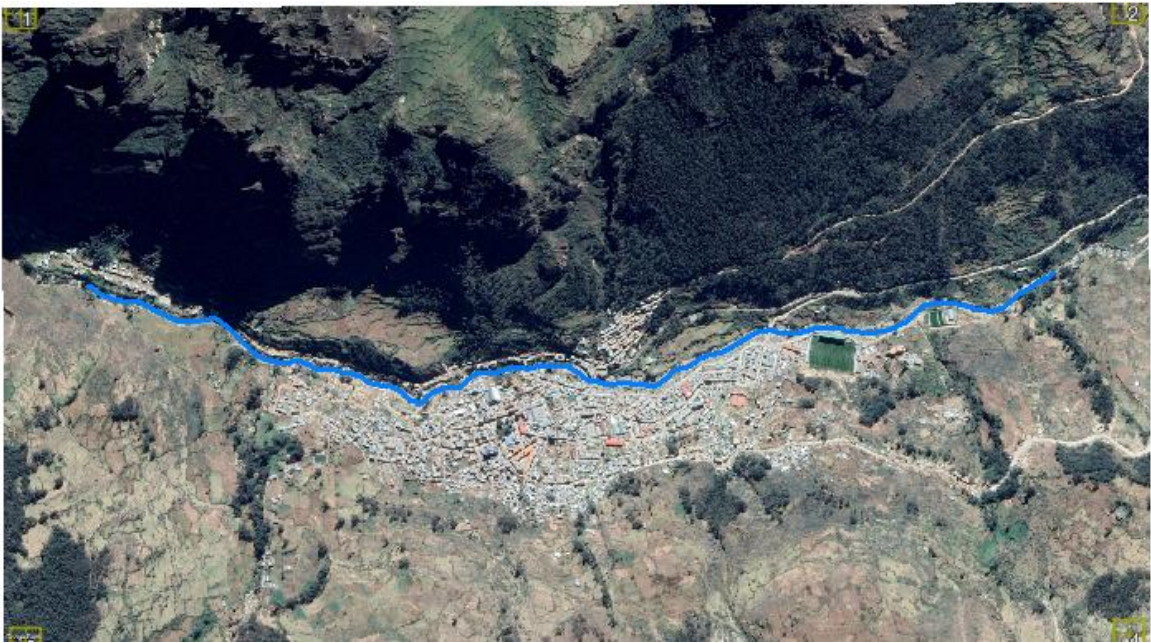
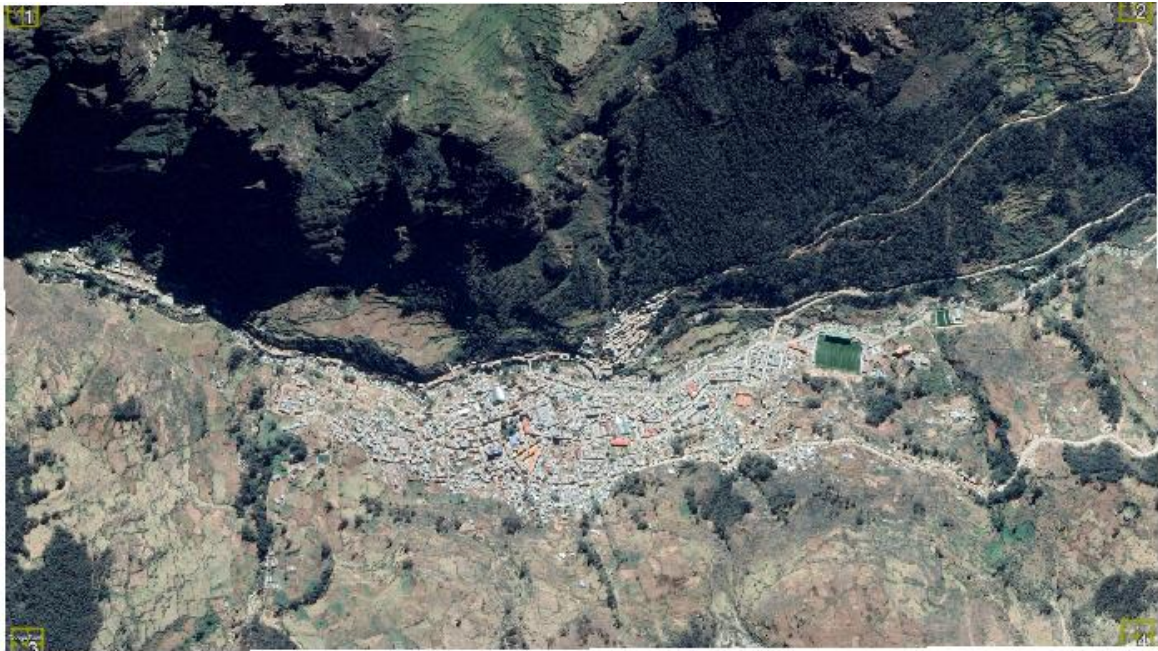
- Monsalve, G. 2000. Hidrología en la Ingeniería. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogotá-Colombia. 382 p.
- Palomino, G. 2004. “Zonificación de áreas inundables utilizando sistema de información geográfica, Aplicación al tramo final del río Chillón”. Tesis UNI. Lima – Perú.
- Pérez, J. 2011. “Riesgo de inundación producto del cambio climático caso de estudio: quebrada san ramón” (Tesis de Pregrado). Universidad de Chile.
- Rocha, A. 1998. “Hidráulica fluvial”. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima – Perú.
- Rodríguez, H. 2012. “Inundaciones en zonas urbanas. Medidas preventivas y correctivas, acciones estructurales y no estructurales”. (Tesis de Posgrado). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rodríguez & Vera. 2018. “Análisis hidrológico e hidráulico de la quebrada del río cajas ubicado junto al campo deportivo en el anexo de Huarichaca, distrito de Tayabamba, provincia de Pataz, Región La Libertad”. (Tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego.
- Sena. 1996. “Manual técnico para el manejo integral de cuencas hidrográficas”. Edición Sogamoso. Bogotá – Colombia.
- Villón, M. 2009. “HEC-RAS”. Edición Villon. Lima – Perú.

## VII. ANEXOS

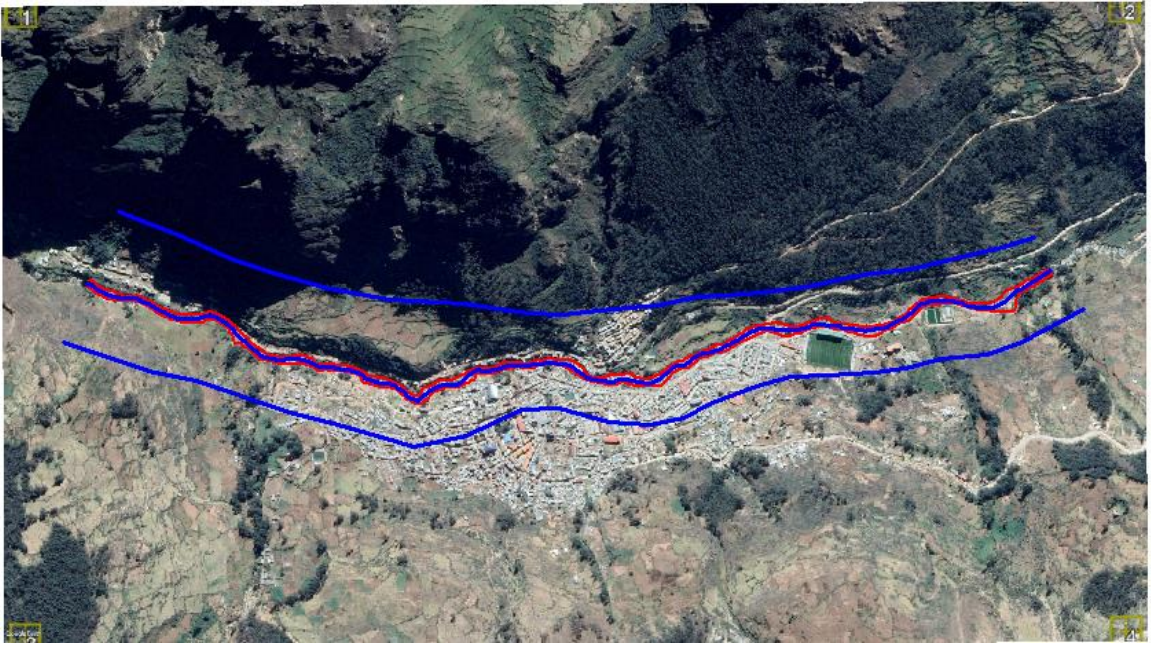
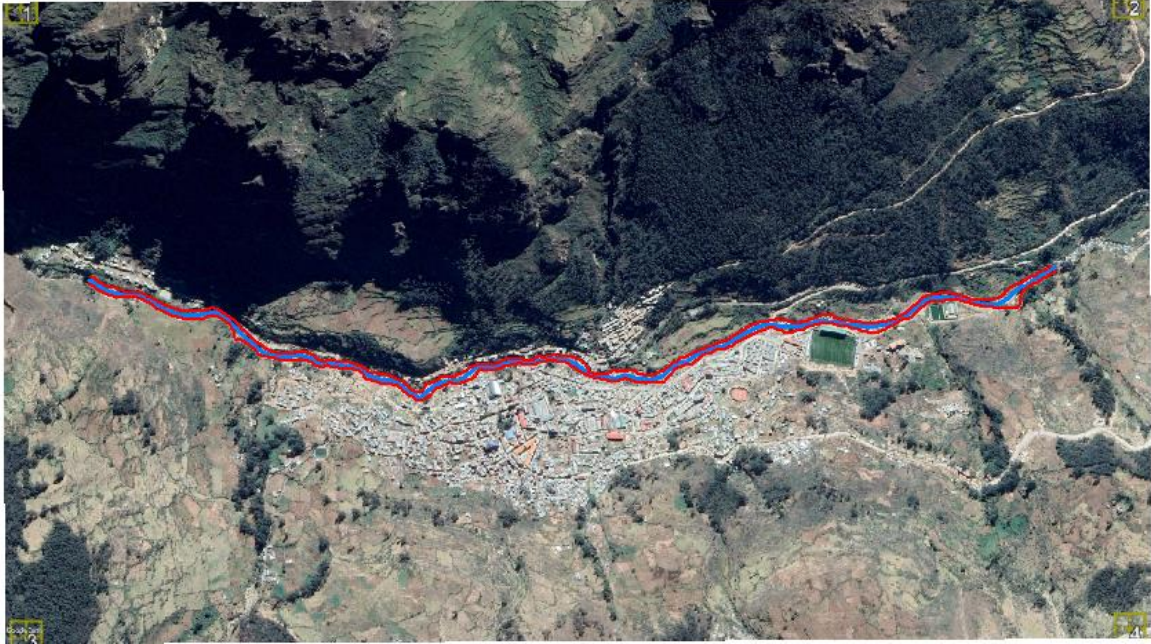
### Modelamiento en Hec Ras.



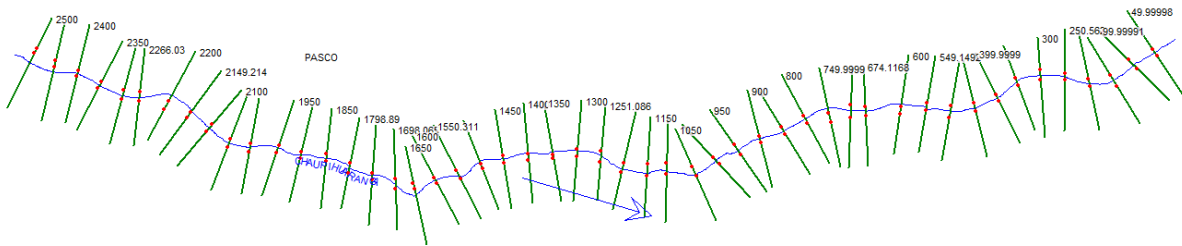
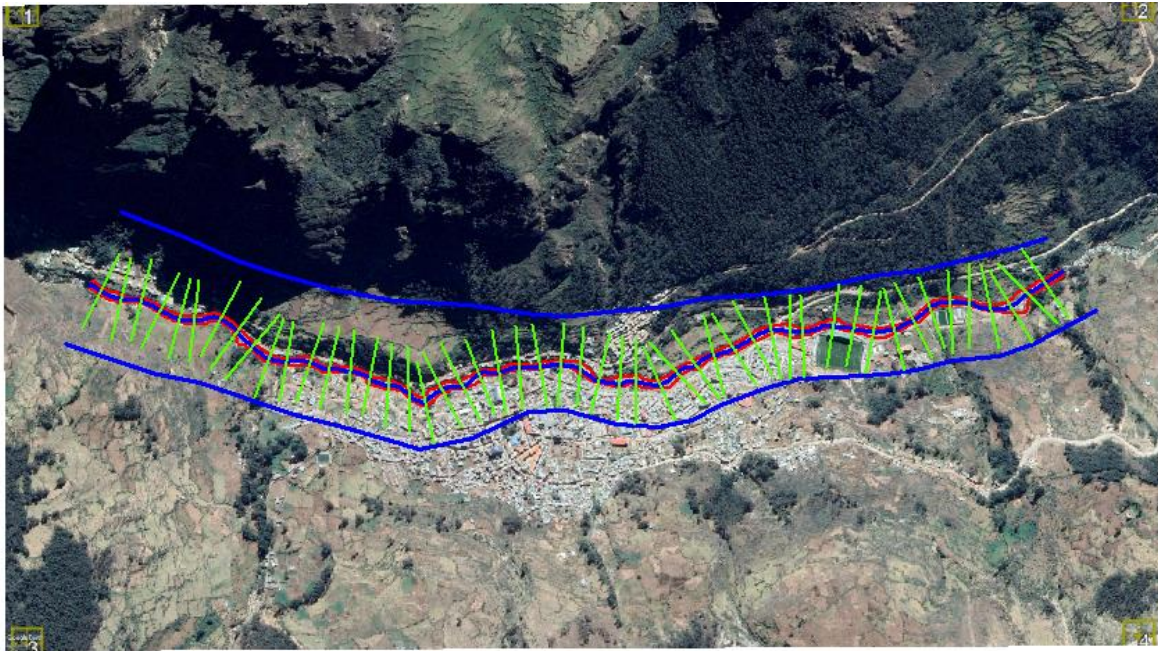









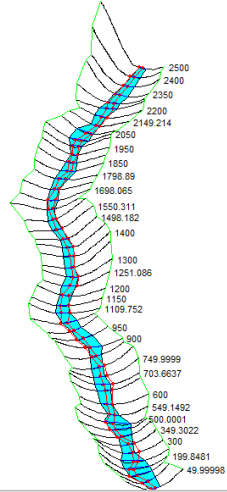









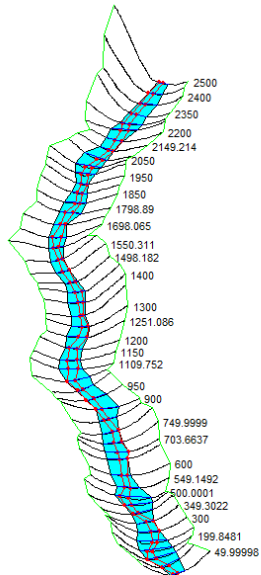
CHAUPIHUARANGA Plan: Plan 01 22/11/2019

Legend	
	WS T=25
	Ground
	Bank Sta

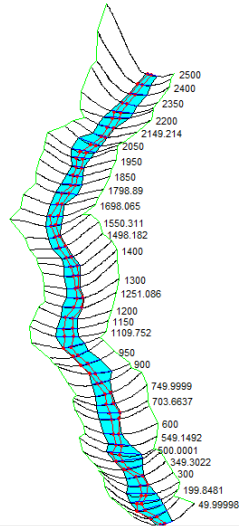


CHAUPIHUARANGA Plan: Plan 01 22/11/2019

Legend	
	WS T=50
	Ground
	Bank Sta

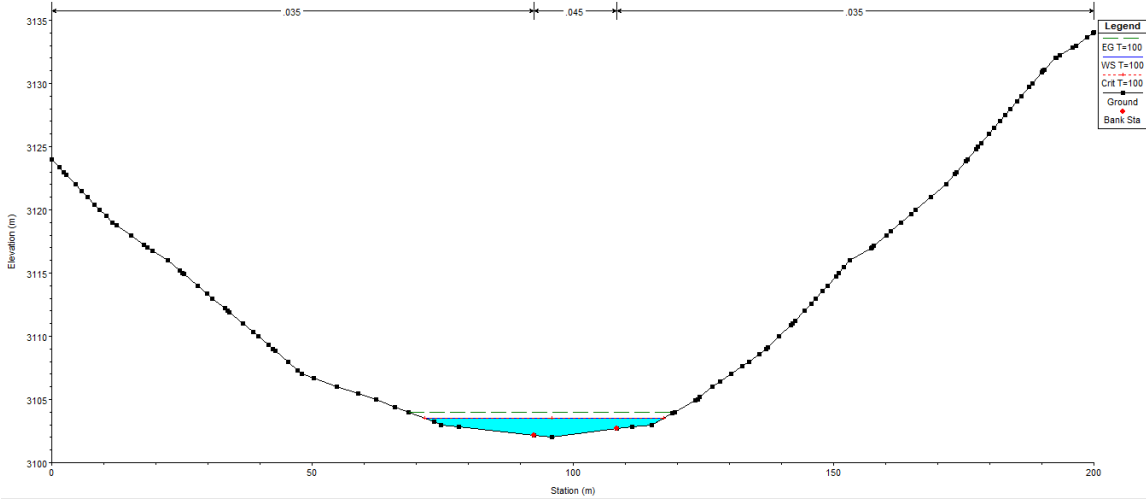


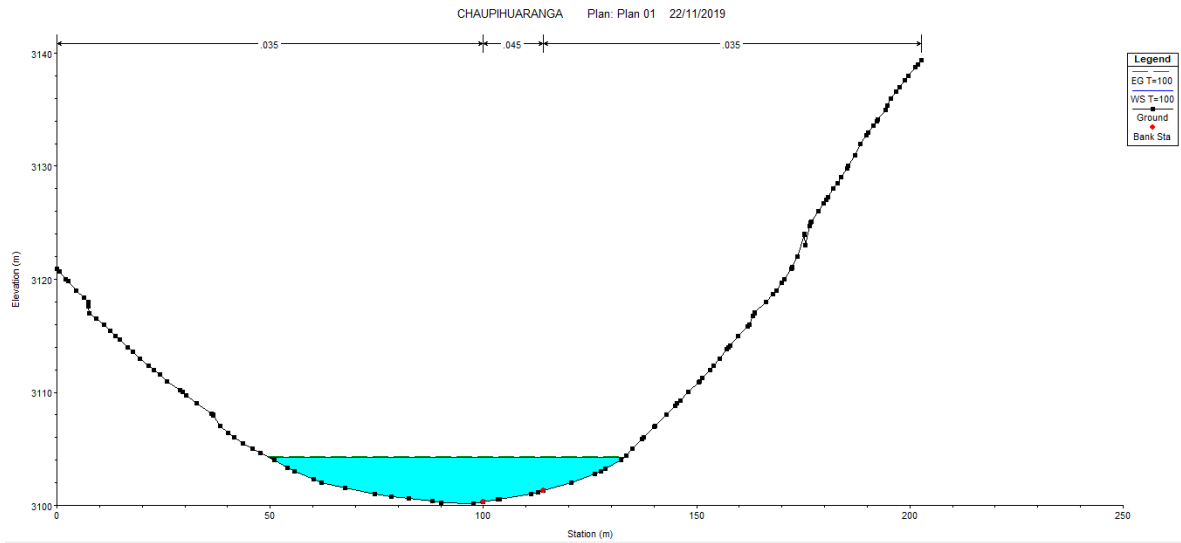
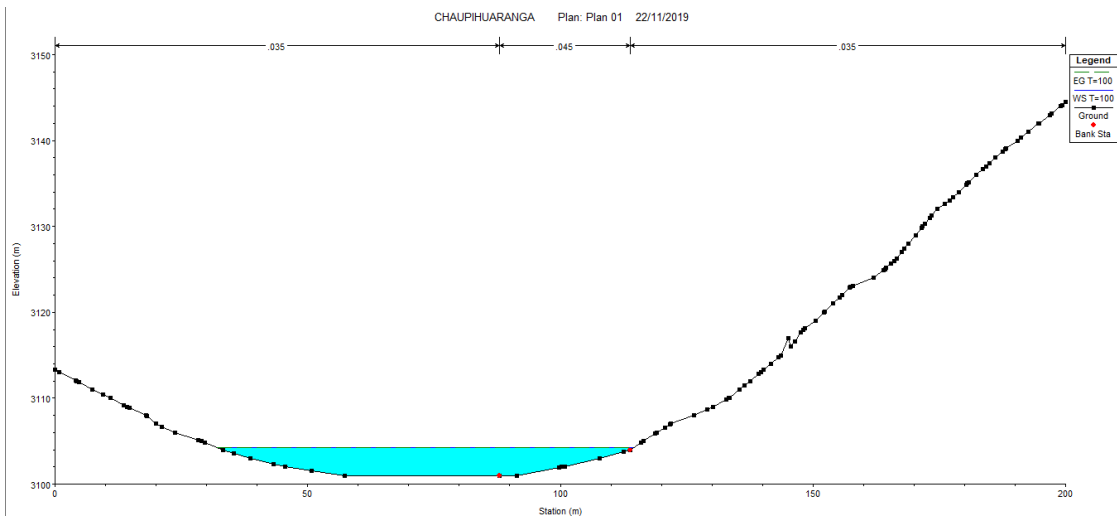
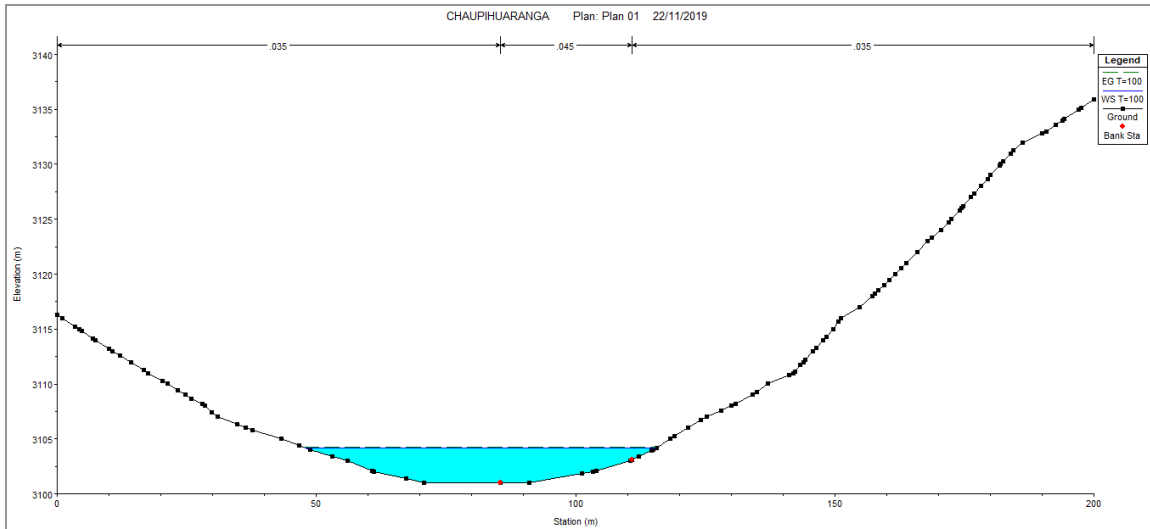
CHAUPIHUARANGA Plan: Plan 01 22/11/2019

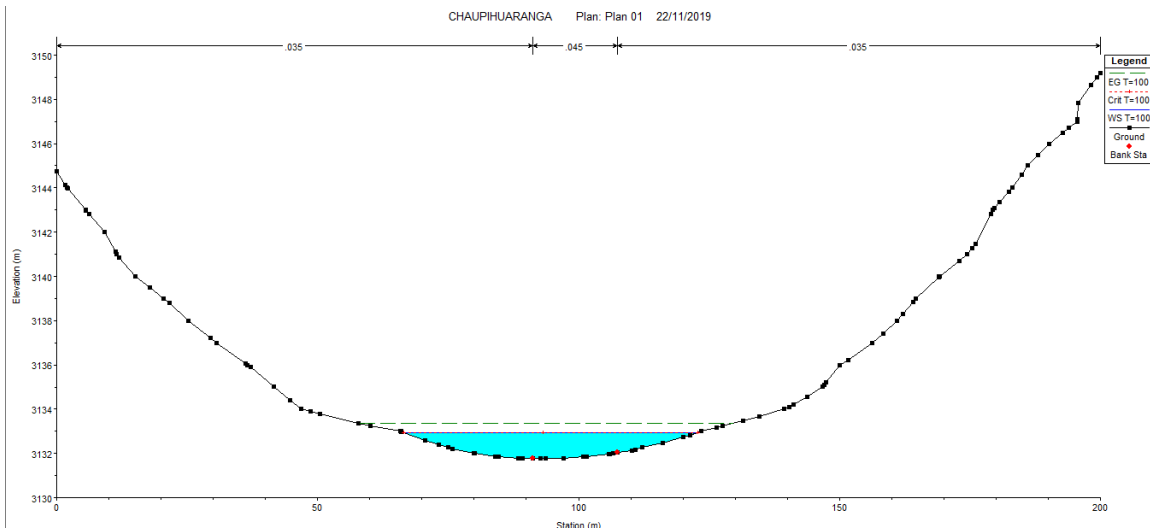
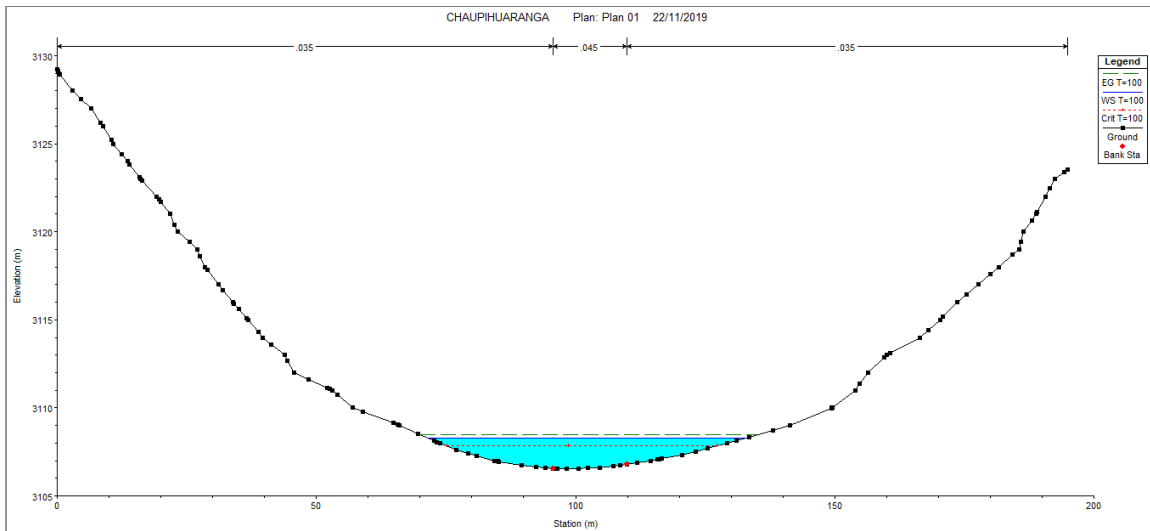
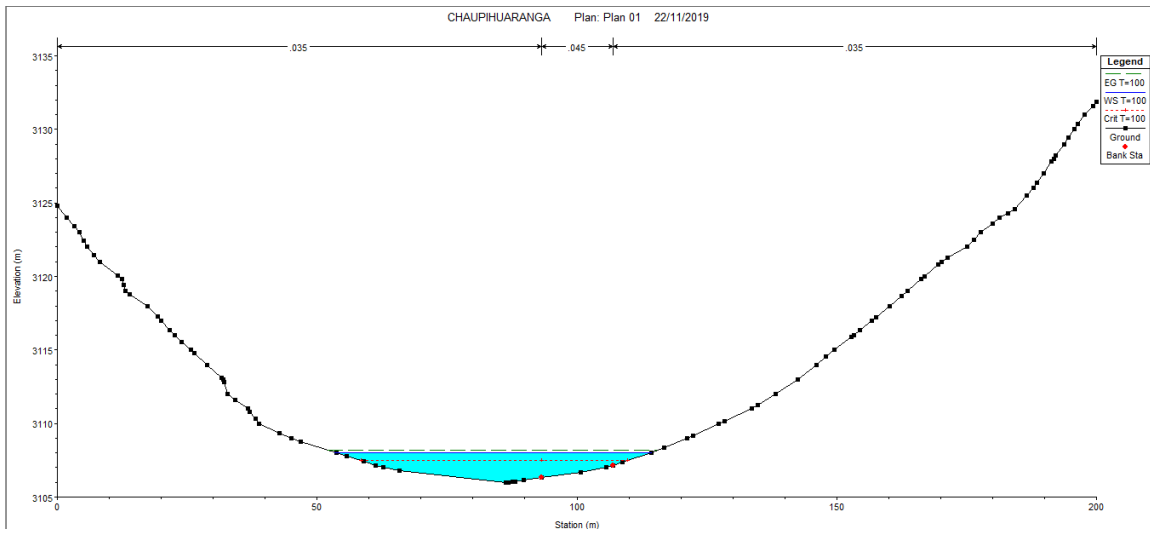


Legend	
	WS T=100
	Ground
	Bank Sta

CHAUPIHUARANGA Plan: Plan 01 22/11/2019

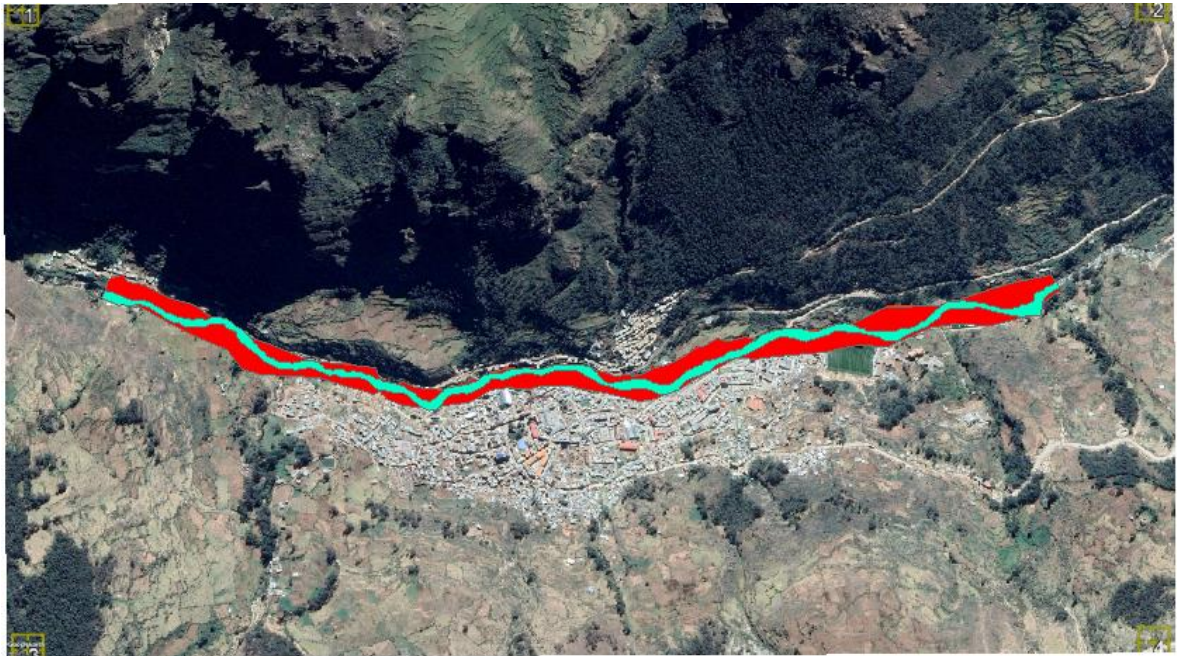




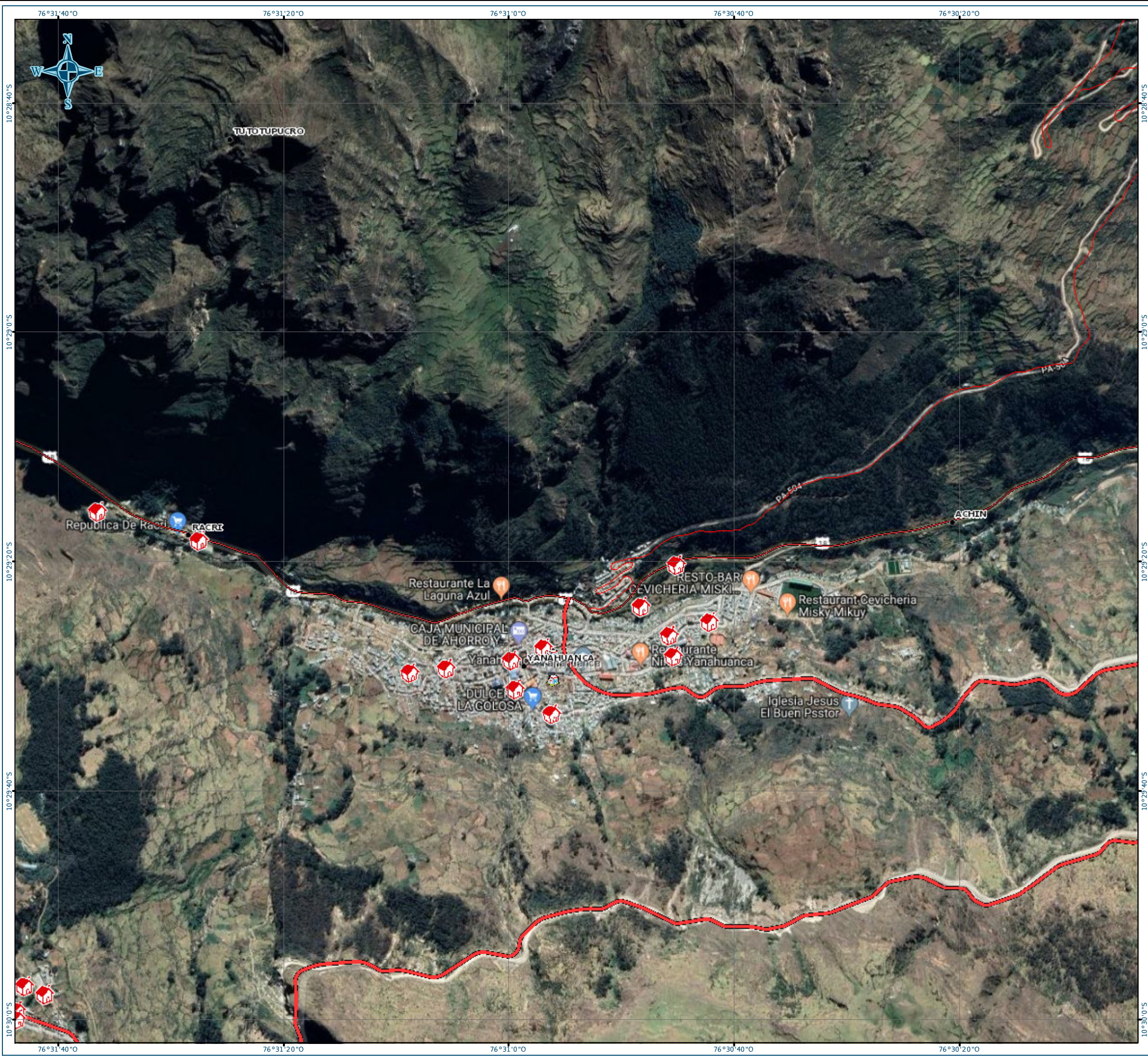












### MAPA DE UBICACION



### LEYENDA

- Centros Poblados
- 🏥 Establecimientos de Salud
- Instituciones Educativas**
- 🏠 Pública
- 🎓 Privada
- Transporte**
- ✈️ Aerodromo, aeropuerto, helipuerto
- 🚁 Potencial helipuerto
- 🚢 Desembarcadero / Embarcadero
- 🚢 Muelle
- 🚚 Multiboyas
- 🚗 Terminal terrestre
- ⚡ Red Ferroviaria

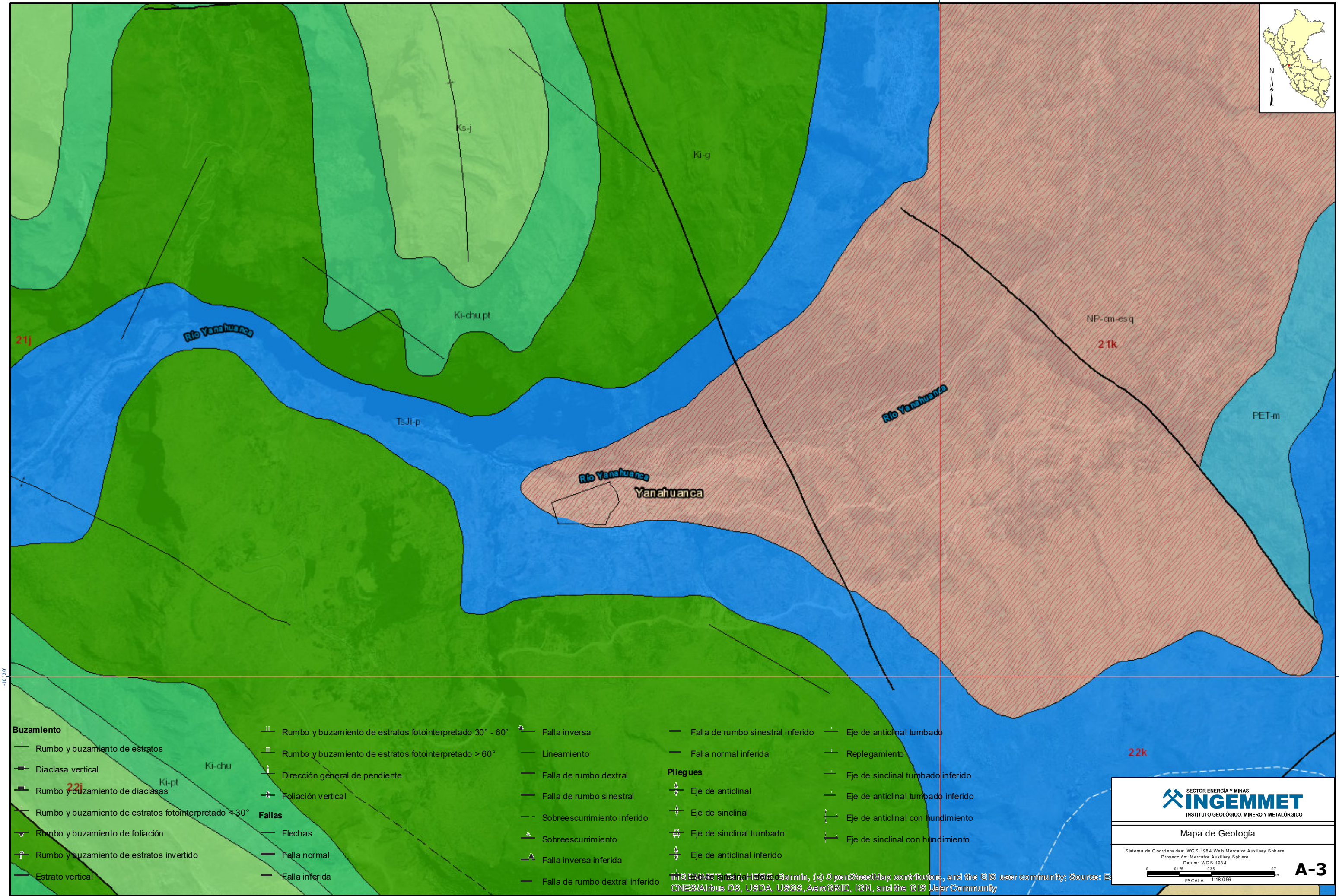
### REFERENCIA CARTOGRAFICA



Sistema de Coordenadas Geográficas  
Datum Horizontal de Referencia WGS84







**SECTOR ENERGÍA Y MINAS**  
**INGEMMET**  
INSTITUTO GEOLÓGICO, MINERO Y METALÚRGICO

Mapa de Geología

Sistema de Coordenadas: WGS 1984 Web Mercator Auxiliary Sphere  
Proyección: Mercator Auxiliary Sphere  
Datum: WGS 1984

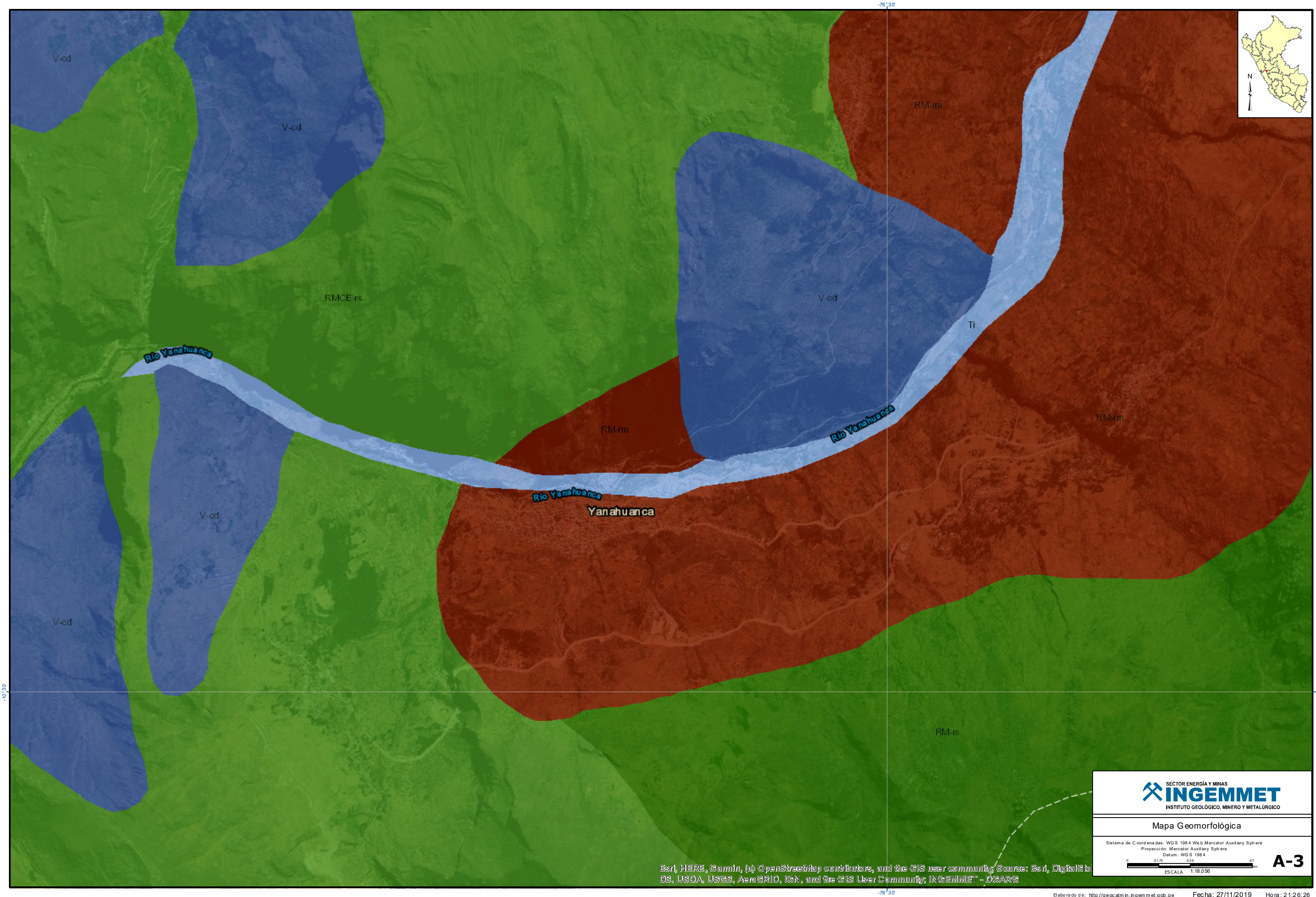
ESCALA 1:18.056

**A-3**

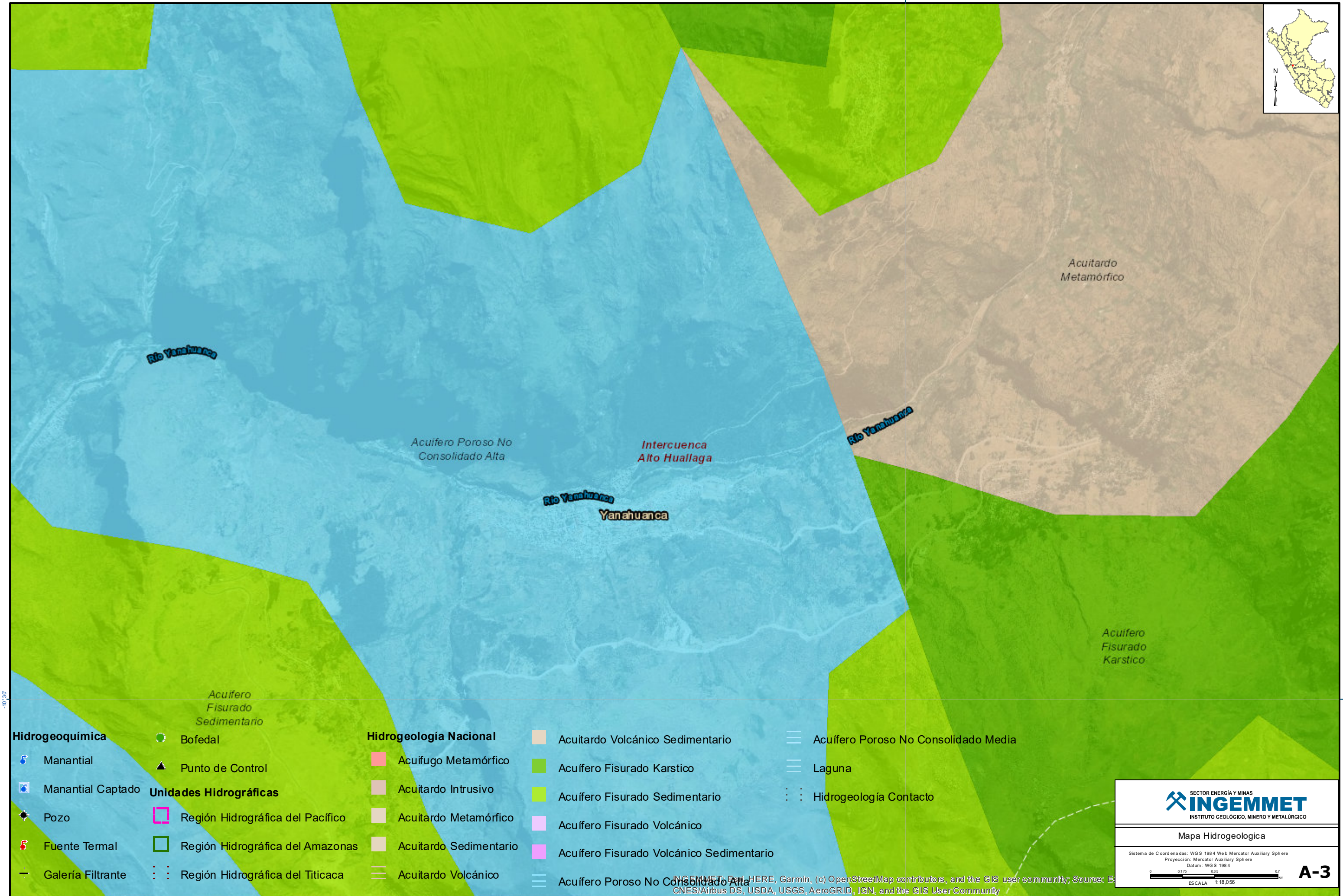
Elaborado de: <http://geocatmin.ingemmet.gob.pe> Fecha: 27/11/2019 Hora: 21:33:06

INGEMMET, HERE, Garmin, (c) OpenStreetMap contributors, and the GIS user community; Source: Esri, DeLorme, NAVTEQ, UNEP-Woodrow Wilson Foundation, USGS, AeroGRID, IGN, and the GIS User Community









- Hidrogeoquímica**
- Bofedal
  - Manantial
  - Manantial Captado
  - Pozo
  - Fuente Termal
  - Galería Filtrante
- Unidades Hidrográficas**
- Región Hidrográfica del Pacífico
  - Región Hidrográfica del Amazonas
  - Región Hidrográfica del Titicaca

- Hidrogeología Nacional**
- Acuífugo Metamórfico
  - Acuitardo Intrusivo
  - Acuitardo Metamórfico
  - Acuitardo Sedimentario
  - Acuitardo Volcánico

- Acuitardo Volcánico Sedimentario
- Acuífero Fisurado Karstico
- Acuífero Fisurado Sedimentario
- Acuífero Fisurado Volcánico
- Acuífero Fisurado Volcánico Sedimentario
- Acuífero Poroso No Consolidado Alta

- Acuífero Poroso No Consolidado Media
- Laguna
- Hidrogeología Contacto

**SECTOR ENERGÍA Y MINAS**  
**INGEMMET**  
INSTITUTO GEOLÓGICO, MINERO Y METALÚRGICO

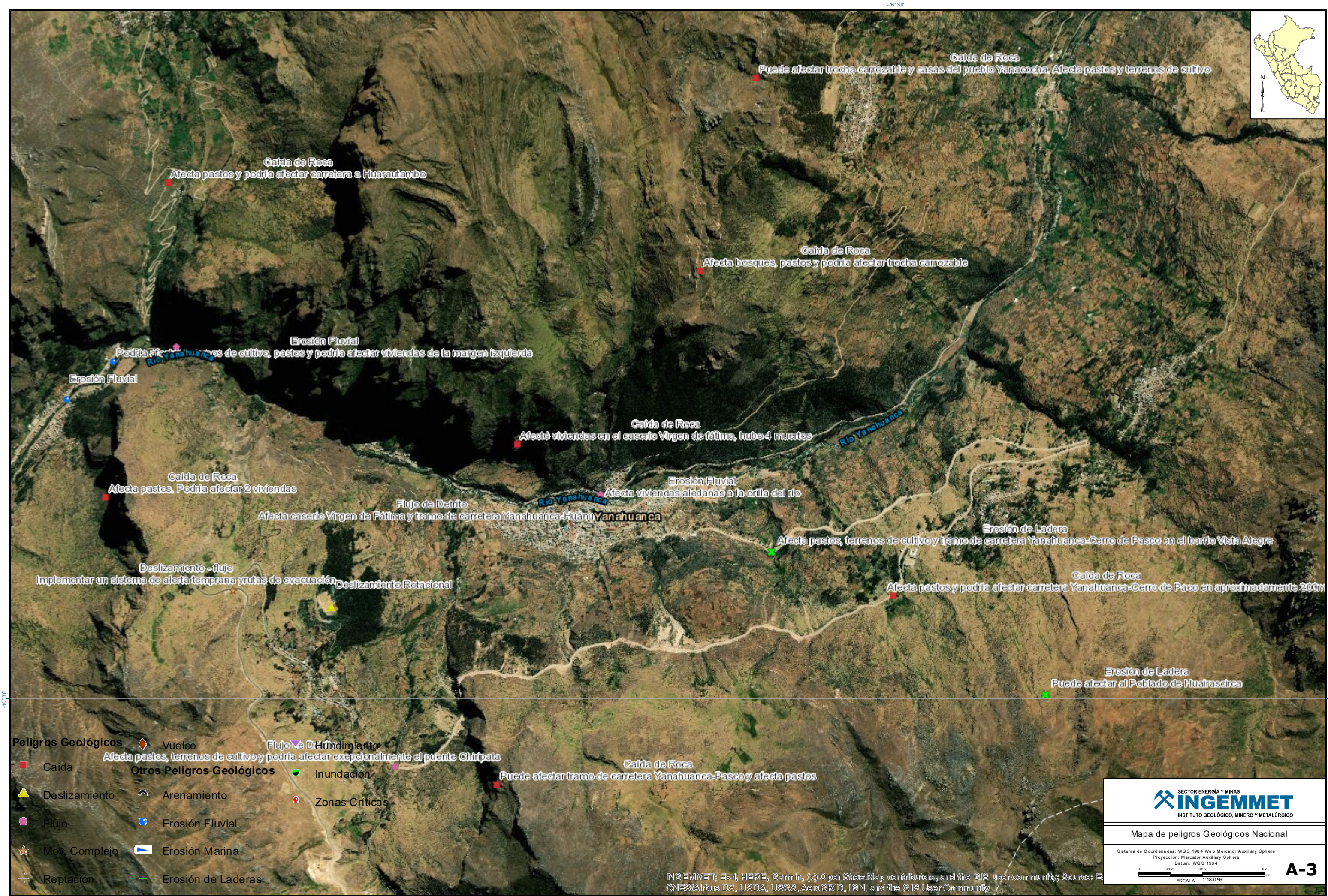
**Mapa Hidrogeológica**

Sistema de Coordenadas: WGS 1984 Web Mercator Auxiliary Sphere  
Proyección: Mercator Auxiliary Sphere  
Datum: WGS 1984

0 0.175 0.35 0.7  
ESCALA 1:18 056

**A-3**







**Panel fotográfico**



Figura 17: Vista del margen izquierdo y derecho de la ribera del río, cerca de la carretera



Figura 18: Vista del margen izquierdo y derecho de la ribera del rio, cerca del área urbana



Figura 19: Vista del margen izquierdo y derecho de la ribera del rio, cerca del área urbana.



Figura 20: Vista del margen izquierdo y derecho de la ribera del río, cerca del área urbana

## Planos

