

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DEL NIVEL DE RIESGO DE INUNDACIÓN POR LA QUEBRADA
TUMBILLAN EN LA LOCALIDAD DE BELLAVISTA VIEJO DE LA PROVINCIA DE JAÉN,
REGIÓN CAJAMARCA.”**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

BACH. RONALD IVAN PAREDES DELGADO

Asesor:

DR. ING. JOSÉ ANTONIO CORONEL DELGADO

CAJAMARCA – PERÚ

- 2023 -

AGRADECIMIENTO

A Dios, quien estuvo en todo momento conmigo y a mi familia, que me dio la fortaleza, dedicación y voluntad para poder cumplir mis metas trazadas.

A mi asesor, el Dr.Ing. José Antonio Coronel Delgado por sus consejos, enseñanzas, y su desinteresada ayuda en el proceso de desarrollo de esta investigación.

A los miembros del jurado al Dr. Ing. Luis Andrés León Chávez, M. Cs. Ing. Marco Antonio Silva Silva, Dr. Ing. Luis Vásquez Ramírez, por el tiempo que se dan para evaluarme en esta tesis.

Al Ingeniero Miller Montalván Paredes, por su apoyo y contribución a la ejecución de esta investigación.

DEDICATORIA

A mis padres, Luz Mery y Rómulo por su apoyo, consejos y amor incondicional durante todo el lapso de mi carrera profesional.

A mis hermanos Paul y Paola, por ser un gran motor y motivo en mi vida, ya que unidos apoyándonos hemos logrado triunfar poco a poco.

A mi abuelita Elva, por la inspiración que me da de seguir adelante.

A mis tíos Rosa, Richard y Ricardo, que desde el cielo velan por mi salud y la de mi familia.

INDICE

AGRADECIMIENTO	i
DEDICATORIA	ii
INDICE DE TABLAS	v
INDICE DE FIGURAS.	vii
RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
CAPITULO I. INTRODUCCION	11
1.1.PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	11
1.2.FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	13
1.3.JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	13
1.4.ALCANCES Y DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	14
1.5.OBJETIVOS.	14
1.5.1.OBJETIVO GENERAL.....	14
1.5.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
1.6.HIPÓTESIS GENERAL.....	14
CAPITULO II. MARCO TEORICO	14
2.1.ANTECEDENTES TEÓRICOS.	15
2.1.1.ANTECEDENTES INTERNACIONALES.	15
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	16
2.1.3.ANTECEDENTES LOCALES.....	16
2.2.BASES TEÓRICAS.	17
2.2.1.CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.....	17
2.2.2.ESTUDIO HIDROLÓGICO.	18
2.2.3.PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA.	19
2.2.4.ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO.	29
2.2.5.PERIODO DE RETORNO.	34
2.2.6.TORMENTA DE DISEÑO.....	43
2.2.7.MODELO PRECIPITACIÓN-ESCORRENTIA.	63
2.2.8.TRÁNSITO DE AVENIDAS.	67
2.2.9.INUNDACIONES.	80
2.2.10.ESTIMACIÓN DEL PELIGRO, LA VULNERABILIDAD Y EL RIESGO.	82
2.3.DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	96
CAPITULO III.MATERIALES Y METODOS.	98
3.1.UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.	98

3.2.TIPO DE INVESTIGACIÓN.	99
3.3.MATERIALES Y EQUIPOS.....	99
3.4.METODOLOGÍA PARA EVALUAR EL NIVEL DE RIESGO POR INUNDACIÓN.	100
3.5.PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.	100
3.6.CARACTERIZACIÓN DE LA QUEBRADA TUMBILLAN.	100
CAPITULO IV. ANALISIS Y DISCUSION DE LOS RESULTADOS.	101
4.1.PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA.....	101
4.2.MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.....	105
4.2.1.ANÁLISIS DE FRECUENCIAS.	108
4.2.2.CÁLCULO DE INTENSIDADES MÁXIMAS.....	110
4.2.3.AJUSTE A UN MODELO GENERALIZADO DE CURVA IDF.	112
4.3.MODELAMIENTO HIDRÁULICO.....	114
4.4.ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD.	120
4.4.1.ESTIMACIÓN TOTAL DE LA VULNERABILIDAD.	124
4.5.ESTIMACIÓN DEL PELIGRO DE INUNDACIÓN.	124
4.5.1.PELIGRO PARA EL NIVEL DE INTENSIDAD DE INUNDACIÓN.....	124
4.5.2.ESTIMACIÓN DEL NIVEL DE PELIGRO TOTAL.	126
4.6.ESTIMACIÓN DEL NIVEL DE RIESGO.	126
CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	127
5.1.CONCLUSIONES.....	127
5.2.RECOMENDACIONES.....	127
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	128
ANEXOS.	130
ANEXO 1. FOTOGRAFÍAS DEL TRABAJO REALIZADO EN CAMPO.	130
ANEXO 2. PROCESAMIENTO DE DATOS HIDROLÓGICOS.	134
ANEXO 3. PROCESAMIENTO DEL MODELO HIDRAULICO.	150
ANEXO 4. MAPAS.....	157
ANEXO 5. ENCUESTA A POBLADORES DE LA LOCALIDAD BELLAVISTA VIEJO.	159
ANEXO 6. CARACTERISTICAS GENERALES, GEOLOGICAS Y TIPO DE SUELO DE LA LOCALIDAD.....	164
ANEXO 7. PLANOS.	165

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de cuencas por superficie.	20
Tabla 2. Índice de compacidad – Forma de la cuenca.....	21
Tabla 3. Valores del factor de forma.	22
Tabla 4. Clasificación de la cuenca por pendiente.	27
Tabla 5. Valores de masividad.	27
Tabla 6. Valores de periodo de Retorno T(años).	34
Tabla 7. Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	35
Tabla 8. Valores críticos de $\Delta 0$ del estadístico Smirnov – Kolmogorov.....	42
Tabla 9. Coeficientes de duración entre 48 horas y una hora.	46
Tabla 10. Fórmulas para el cálculo de tiempo de concentración.	53
Tabla 11. Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas en el método SCS.	57
Tabla 12. Número de curva para áreas urbanas, $I_a = 0.2S$	59
Tabla 13. Número de curva para tierras agrícolas cultivadas, $I_a = 0.2S$	60
Tabla 14. Número de curva para otras tierras agrícolas, $I_a = 0.2S$	61
Tabla 15. Número de curva para pastizales áridos y semiáridos, $I_a = 0.2S$	62
Tabla 16. Valores de los parámetros de Snyder calculados por calibración con el modelo HEC-1	66
Tabla 17. Valores de coeficientes de rugosidad “ η ” de Manning.	72
Tabla 18. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante Cowan.	73
Tabla 19. Coeficientes de escorrentía método racional.	77
Tabla 20. Estrato, descripción y valor de las zonas de peligro.	83
Tabla 21. Niveles de Intensidad para inundaciones pluviales.	84
Tabla 22. Rangos de intensidad para inundaciones pluviales.	85
Tabla 23. Periodos de retorno según categoría.	85
Tabla 24. Rangos de frecuencia de inundaciones fluviales.	85
Tabla 25. Matriz de peligro.....	86
Tabla 26. Rangos del Nivel de Peligrosidad.	86
Tabla 27. Vulnerabilidad física.	87
Tabla 28. Vulnerabilidad económica.....	88
Tabla 29. Vulnerabilidad social.	89
Tabla 30. Vulnerabilidad educativa.....	89
Tabla 31. Vulnerabilidad cultural e ideológica.	90
Tabla 32. Vulnerabilidad política institucional.	91
Tabla 33. Vulnerabilidad científica y tecnológica.....	92
Tabla 34. Estrato, descripción y valor de la vulnerabilidad.....	93
Tabla 35. Matriz de peligro y vulnerabilidad.....	95
Tabla 36. Parámetros de forma de la cuenca Tumbillan.	102
Tabla 37. Distribución altimétrica de la cuenca de la quebrada Tumbillan.	103
Tabla 38. Parámetros de relieve de la cuenca Tumbillan.	104
Tabla 39. Medidas de los lados del rectángulo equivalente de la cuenca Tumbillan.....	104
Tabla 40. Parámetros relativos de la cuenca de la quebrada Tumbillan.....	105
Tabla 41. Datos de precipitaciones máximas de 24 de cada año histórico.	106

Tabla 42. Datos de precipitaciones máximas de 24 amplificadas de cada año histórico.	107
Tabla 43. Valores delta teórico.	108
Tabla 44. Resumen de los test de Kolmogorov.	109
Tabla 45. Datos de parámetros estadísticos de los datos de precipitación máxima.	110
Tabla 46. Precipitaciones máximas 24 horas para diversos periodos de retorno.	110
Tabla 47. Intensidades máximas (mm/hr).	111
Tabla 48. Resultados del análisis de regresión múltiple lineal.	113
Tabla 49. Cálculo del Tiempo de concentración.	114
Tabla 50. Caudal máximo para Tr: 200 años.	115
Tabla 51. Coeficientes para hidrograma unitarios adimensionales de la SCS.	115
Tabla 52. Valores de hidrograma unitario adimensional de la SCS.	116
Tabla 53. Nivel de Vulnerabilidad Física.	120
Tabla 54. Nivel de vulnerabilidad económica.	121
Tabla 55. Nivel de vulnerabilidad Social.	121
Tabla 56. Nivel de vulnerabilidad Educativa.	122
Tabla 57. Nivel de Vulnerabilidad Cultural e ideológica.	122
Tabla 58. Nivel de Vulnerabilidad Política Institucional.	123
Tabla 59. Nivel de Vulnerabilidad Científica y Tecnológica.	123
Tabla 60. Nivel de vulnerabilidad total.	124
Tabla 61. Nivel de intensidad para inundaciones fluviales.	125
Tabla 62. Determinación del nivel de peligro por intensidad.	125
Tabla 63. Estratificación del nivel de peligro total.	126
Tabla 64. Nivel de riesgo de inundación.	126
Tabla 65. Datos de las precipitaciones máximas en 24 horas de la Estación Jaén.	134
Tabla 66. Lluvias máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno.	135
Tabla 67. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Normal.	136
Tabla 68. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Normal 2 parámetros.	137
Tabla 69. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Normal 3 parámetros.	138
Tabla 70. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Gamma 2 parámetros.	139
Tabla 71. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Gamma 3 parámetros.	140
Tabla 72. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Pearson tipo III.	141
Tabla 73. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Gumbel.	142
Tabla 74. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Gumbel.	143
Tabla 75. Cuadro de ecuación de curvas IDF.	144
Tabla 76. Parámetros regresión múltiple.	149
Tabla 77. Datos generales de la localidad.	164
Tabla 78. Datos del Peligro ya ocurrido.	165
Tabla 79. Ficha técnica de las características del suelo en Bellavista Viejo.	165

INDICE DE FIGURAS.

Figura 1. Ejemplo de SIG, se puede deducir información de la topografía terrestre.	18
Figura 2. Ejemplo de curva Hipsométrica.	23
Figura 3. Transformación de una cuenca a rectángulo equivalente.	25
Figura 4. Grafica de precipitación acumulada en la Estación Jaén.	31
Figura 5. Ejemplo Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.	45
Figura 6. Perfiles de lluvia de la US SCS (NRSC)	48
Figura 7. Perfil I de lluvia del SCS (NRCS)	49
Figura 8. Perfil IA de lluvia del SCS (NRCS)	49
Figura 9. Perfil II de lluvia del SCS (NRCS)	50
Figura 10. Perfil III de lluvia del SCS (NRCS).	50
Figura 11. Mapa de perfiles de lluvia en US.	51
Figura 12. Ejemplo de Hietograma de diseño.	54
Figura 13. Esquema del modelo conceptual del CN	55
Figura 14. Hidrograma Unitario de Snyder estándar.	65
Figura 15. Coordenadas del Hidrograma Unitario Sintético Snyder.	66
Figura 16. Esquema de un sistema hidrológico agregado.	68
Figura 17. Tramo de un cauce para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant.	70
Figura 18. Sección típica de una llanura inundada.	80
Figura 19. Mapa de causas y efectos.	82
Figura 20. Ubicación satelital de la localidad Bellavista Viejo.	98
Figura 21. Ubicación satelital de la Estación Jaén.	99
Figura 22. Delimitación de la cuenca de la quebrada Tumbillán.	101
Figura 23. Área y perímetro de la cuenca de la quebrada Tumbillán.	102
Figura 24. Curva Hipsométrica de la Cuenca Tumbillán.	103
Figura 25. Rectángulo equivalente de la cuenca de la quebrada Tumbillán.	104
Figura 26. Grafica del perfil longitudinal de la cuenca Tumbillán.	105
Figura 27. Datos de precipitaciones máximas de la estación Jaén.	105
Figura 28. Grafica de los datos de precipitaciones máximas amplificadas de la estación Jaén.	108
Figura 29. Curvas Intensidad, duración y Frecuencia (IDF).	112
Figura 30. Grafica de hidrograma unitario adimensional de la SCS.	117
Figura 31. Modelo digital de elevaciones ingresado en RAS MAPPER.	118
Figura 32. Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Mapa de tirantes en m.	119
Figura 33. Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Mapa de velocidades en m/seg.	119
Figura 34. Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Mapa de altura de cota de agua en m.	120
Figura 35. Tabla de tirantes máximos(m)	125
Figura 36. Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo.	130
Figura 37. Levantamiento topográfico del cauce aguas arriba.	130
Figura 38. Encuesta realizada a los pobladores de la localidad Bellavista Viejo.	131

Figura 39. Zonas erosionadas por la fuerza hidrodinámica del agua y viviendas cercas en peligro muy alto.	131
Figura 40. Entrada a la localidad Bellavista viejo y alrededor, viviendas construidas con adobe principalmente.	132
Figura 41. Planicies de inundación margen izquierda, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.	132
Figura 42. Planicies de inundación margen derecho, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.	133
Figura 43. Configuración de unidades del Software HEC RAS 6.3.1.	150
Figura 44. Ingreso de terreno en el módulo RAS MAPPER.	150
Figura 45. Selección del archivo TIFF para ingresar terreno.	151
Figura 46. Ventana de creación de nuevo terreno en RAS MAPPER.	151
Figura 47. Modelo digital de elevaciones ingresado en RAS MAPPER.	152
Figura 48. Configuración del mallado 2D en el terreno generado.	152
Figura 49. Detalle de la configuración del área de mallado y Manning seleccionado.	153
Figura 50. Asignación de las condiciones de contorno en la geometría generada.	153
Figura 51. Número de Manning asignado de acuerdo con el uso de suelo y los valores usados.	154
Figura 52. Valor del Número de Manning asignado de acuerdo con el uso de suelo.	154
Figura 53. Ingreso de la data del hidrograma en la sección de flujo inestable al HEC RAS.	155
Figura 54. Ingreso de la configuración para el computado de la modelación.	155
Figura 55. Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Movimiento de las partículas en el flujo.	156
Figura 56. Mapa de cobertura vegetal de la región Cajamarca.	157
Figura 57. Mapa de suelos del Perú.	158

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo principal evaluar y estimar el nivel de riesgo por inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad de Bellavista viejo, investigación que se desarrolló desde los meses de enero a octubre del 2022, la recolección de datos se hizo mediante fichas técnicas, encuestas realizadas a los pobladores de la localidad e información obtenida del SENAHMI. Para determinar las zonas de riesgo de inundación se realizó un modelamiento hidrológico con la data de precipitaciones máximas en 24 horas obtenidas del SENAHMI, así se obtuvo un hidrograma unitario para un tiempo de retorno de 200 años y posteriormente un modelamiento hidráulico bidimensional para flujo no permanente en cauce natural de la quebrada Tumbillán en un tramo de 1000m, utilizando el software HEC-RAS 6.3.1. Con este se determinó los tirantes máximos alcanzados por la quebrada y también las velocidades del flujo, se dedujo que las áreas más vulnerables ante una inundación son las que están al margen izquierdo de la quebrada, de las cuales, las más cercanas son parcelas agrícolas y las siguientes corresponden a las viviendas de la localidad, donde los tirantes de agua alcanzan alturas mayores a 1,50m. En esta zona la quebrada se desborda por casi toda la localidad. Para poder determinar el peligro de inundación se evaluó en función de la frecuencia de inundación, la intensidad, y características geológicas de la localidad, la que presentó un peligro muy alto, asimismo se evaluó la vulnerabilidad de la localidad mediante encuestas realizadas a 30 viviendas. El grado de vulnerabilidad fue alto. Finalmente se determinó el nivel de riesgo de inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad de Bellavista Viejo, obtenidas con la matriz de doble entrada de peligro y vulnerabilidad, la cual también resultó muy alto.

Palabras Clave: Modelamiento Hidráulico, Matriz de doble entrada Vulnerabilidad, Inundación, Precipitación máxima, HEC-RAS 6.3.1.

ABSTRACT

The main objective of this investigation is to evaluate and estimate the level of risk due to flooding by the Tumbillán stream in the town of Bellavista Viejo, an investigation that was carried out from January to October 2022, data collection was done through technical sheets, surveys carried out on the inhabitants of the locality and information obtained from SENAHMI. To determine the flood risk zones, a hydrological modeling was carried out with the maximum rainfall data in 24 hours obtained from SENAHMI, thus obtaining a unit hydrograph for a return time of 200 years and later a two-dimensional hydraulic modeling for non-permanent flow in the natural bed of the Tumbillán stream in a 1000m section, using the HEC-RAS 6.3.1 software. With this, the maximum depths reached by the ravine and also the flow speeds were determined, it was deduced that the most vulnerable areas in the event of a flood are those that are on the left bank of the ravine, of which the closest are agricultural plots and the following correspond to the houses of the locality, where the water cables reach heights greater than 1.50m. In this area the stream overflows through almost the entire town. In order to determine the danger of flooding, it was evaluated based on the frequency of flooding, intensity, and geological characteristics of the locality, which presented a very high danger, also the vulnerability of the locality was evaluated through surveys carried out on 30 homes. The degree of vulnerability was high. Finally, the level of flood risk was determined by the Tumbillán stream in the town of Bellavista Viejo, obtained with the double entry hazard and vulnerability matrix, which was also very high.

Keywords: Hydraulic Modeling, Vulnerability double entry matrix, Flooding, Maximum precipitation, HEC-RAS 6.3.1.

CAPITULO I. INTRODUCCION

1.1.Planteamiento del problema

El Perú es un país que se encuentra ubicado geográficamente en la zona conocida como Cinturón de fuego del Pacífico, dichas zonas corren el riesgo de sufrir fenómenos de origen naturales como terremotos, sismos, tsunamis, erupciones volcánicas debido a que están sobre placas tectónicas que están en constante fricción, lo que ocasiona que se acumule demasiada energía que al ser liberada produce los distintos fenómenos de origen natural ya mencionados. Y como consecuencia de estos, se pueden producir otros fenómenos naturales como inundaciones, sequías, deslizamientos, incendios forestales, etc.

Nuestro país es muy diverso respecto a sus características tanto geográficas, geológicas, hidrológicas, hidrometeorológicas, etc. Dado esto, todos los años en todo el país ocurren fenómenos naturales, de los cuales los más comunes son los deslizamientos e inundaciones debido a las grandes precipitaciones pluviales que ocurren en las zonas más elevadas y profundas del Perú. Al conocer esta realidad que todos los años se produce, las autoridades hacen gestiones de mitigación y prevención de riesgos y desastres. En los últimos años se han creado muchas metodologías y nuevos conocimientos que ayuden a reconocer y describir tanto el peligro, vulnerabilidad y riesgo de cada área geográfica expuesta a un fenómeno de origen natural. Guerrero Díaz (2022) menciona en su estudio “Los niveles de riesgos no solo dependen de los fenómenos de origen natural, sino de los niveles de vulnerabilidad de los centros urbanos y/o rurales”. En la actualidad existen entidades públicas que actúan de inmediato en respuesta frente a un desastre de origen natural, como por ejemplo INDECI Y CENEPRED.

La localidad de Bellavista Viejo se encuentra en el piso ecológico Rupa Rupa, por lo que presenta un clima propio de ceja de selva, cálido con temperaturas de 34° a 36°C, siendo la época más calurosa entre los meses de mayo a octubre. La topografía de Bellavista Viejo es ondulada con un relieve cubierto de valles donde se cultiva arroz y cacao, que es al mismo tiempo la principal actividad económica de esta localidad. En los meses en los que no hay lluvia, el caudal de la quebrada Tumbillán se mantiene constante y se logra irrigar todos los valles de la localidad; por el contrario, en los meses de lluvia que son entre noviembre y abril, el nivel de flujo de la Quebrada Tumbillán aumenta cuantiosamente, generando un riesgo de inundación en la localidad Bellavista Viejo.

Durante los meses de lluvias en las partes altas de la cuenca de la quebrada Tumbillán, y teniendo en cuenta la fuerte pendiente del relieve y la intensidad de las precipitaciones, el flujo del agua de la quebrada aumenta su nivel y con ello aumenta el riesgo de inundación tanto de viviendas como de zonas agrícolas aledañas.

Los pobladores de la localidad de Bellavista Viejo viven expuestos al peligro de inundación y el carecer de un sistema de protección, control o respuesta inmediata frente a estos desastres, los vuelve vulnerables, por esto el objetivo de evaluar el nivel de riesgo de inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad Bellavista Viejo.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el nivel de riesgo de inundación en la localidad de Bellavista Viejo, provincia de Jaén, frente a una máxima avenida de las aguas de la quebrada Tumbillán, producto de una extrema precipitación?

1.3. Justificación de la investigación

En la última década, la cuenca de la quebrada Tumbillán ha tenido cambios a nivel de su estructura morfológica, ocasionado principalmente por la expansión urbana, rural y la actividad agrícola. La tala desenfadada de los bosques de cuenca, el cambio de uso de suelo y los asentamientos humanos, generan que la conducta del escurrimiento natural cambie, causando sedimentación en las partes bajas de cuenca, que ante las intensas precipitaciones generarían desbordes e inundaciones por parte de la quebrada, por eso el interés de un estudio detallado, del saber que sucede en la localidad Bellavista Viejo, que durante años ha estado expuesta a este riesgo, peor aún sin contar con un plan de prevención y mitigación ante la ocurrencia de este fenómeno natural.

La actividad principal de la localidad de Bellavista Viejo es la agricultura. Siembran extensos valles de arroz y cacao a riberas de la quebrada Tumbillán, de la que toman el flujo hídrico para el riego de estos. Ante el riesgo de inundación habría cosechas destruidas y terrenos degradados, lo que generaría pérdidas cuantiosas de inversión, afectando a muchas familias de la localidad que se dedican a esta actividad.

La localidad de Bellavista Viejo carece de estudios y proyectos de investigación respecto de temas de inundación. Al no existir una cultura de prevención, es indispensable un estudio con todas las herramientas modernas que en la actualidad existen para que se determine la situación actual de riesgo por inundación que afronta la localidad, como un aporte a la cultura local, que le permita decidir a las autoridades que acciones a futuro tomar.

Una inundación generaría cuantiosas pérdidas materiales, si es que la población y las autoridades locales desconocen el nivel de riesgo de desastre por inundación que afrontan y las posibles consecuencias. He ahí la importancia de esta investigación como introducción a la cultura de reconocimiento y prevención de riesgos en la localidad de Bellavista Viejo.

1.4. Alcances y delimitación de la investigación

En esta investigación se busca evaluar el nivel de riesgo de inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad Bellavista Viejo, mediante un modelamiento hidráulico bidimensional en el software HEC RAS, con la finalidad de generar el mapa de inundación y asimismo identificar las zonas más vulnerables de la localidad Bellavista Viejo ante un evento de máxima avenida por parte de la quebrada Tumbillán y al mismo tiempo cuantificar el peligro y la vulnerabilidad de la localidad Bellavista Viejo.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

- Determinar el nivel de riesgo de inundación por la Quebrada Tumbillán en la localidad de Bellavista Viejo, de la provincia de Jaén, región Cajamarca.

1.5.2. Objetivos específicos

- Sistematizar la información cartográfica y topográfica de la localidad Bellavista Viejo y quebrada Tumbillán.
- Determinar el grado de vulnerabilidad que existe en la localidad de Bellavista viejo, provincia de Jaén, región Cajamarca.
- Elaborar un modelamiento hidráulico bidimensional con la ayuda del software HEC-RAS, para un flujo no permanente en el cauce de la quebrada Tumbillán, para sectorizar zonas inundables.

1.6. Hipótesis General

- El nivel de riesgo de inundación en la localidad de Bellavista Viejo, frente a una máxima avenida de las aguas de la Quebrada Tumbillán, es muy alto.

CAPITULO II. MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes teóricos

2.1.1. Antecedentes internacionales

En el año 2018, Giuseppe Esaú Lucas Vera de la Universidad de Guayaquil, realizó la tesis titulada “Análisis del riesgo por inundación en la localidad de Roblecito, cantón Urdaneta: propuesta de medidas de mitigación” cuyo objetivo de este trabajo fue analizar el riesgo de inundación en la localidad de Roblecito y proponer medidas correctivas para disminuir los potenciales daños que se producirían, la primera etapa fue la determinación de la vulnerabilidad global para lo cual se estudiaron 7 tipos de vulnerabilidad: ambiental, física, económica, social, educativa, cultural y científica. En la segunda etapa se realizó un análisis a nivel de microcuenca mediante mapas de: elevación, pendiente, curvatura, TWI, SPI, número de curva y distancia al río, para determinar el grado de amenaza, posteriormente con el uso de sistemas de información geográfica se generaron los mapas de vulnerabilidad y amenaza para determinar el riesgo. Los resultados mostraron altos niveles de vulnerabilidad en gran parte del área de estudio mientras que la amenaza fue caracterizada como muy alta, en base a estos cálculos se determinó que la mayor parte del poblado se encuentra expuesto a un riesgo alto y muy alto por inundación por lo cual se proponen medidas de prevención, mitigación y respuesta.

En el año 2020, las estudiantes Angie Carolina Sánchez Mahecha y Jesmi Karina Barrera Guzmán, de la Universidad de Cundinamarca realizaron la tesis titulada “Análisis Del Riesgo Por Inundación En El Rio Tunjuelito En La Localidad De Bosa, Bogotá D.C”. El objetivo principal del proyecto fue determinar las zonas con mayor riesgo de inundación en el río Tunjuelito tramo que recorre la localidad de Bosa, por eso se utilizó el Software especializado ArcGis 10.5, el cual les permitió la obtención de mapas que son indispensables y serán base para generar herramientas de planeación que permitan de forma ágil y precisa la toma de decisiones para la creación de obras para la mitigación de las amenazas y de riesgos, y que a su vez también admitan la actualización inmediata de la información, teniendo en cuenta las condiciones cambiantes. Este proyecto describió la información apoyada en un análisis generado por medio de información geográfica y que emplea herramientas desarrolladas en el software ArcGIS 10.5, mediante la obtención de metodologías para la identificación de la amenaza, riesgo y vulnerabilidad de inundación en la localidad de Bosa, con el fin de establecer herramientas para la mitigación de riesgos y amenazas en la localidad.

2.1.2. Antecedentes nacionales

En el año 2020, Adán Gerardo Mostacero Plasencia de la Universidad Privada del Norte realizó la tesis de investigación: El propósito de esta investigación fue determinar el riesgo de inundación en el área urbana del distrito de Chilete, provincia de Contumazá y región Cajamarca. Se llevó a cabo una investigación descriptiva no experimental en la que se eligió la quebrada de Huertas como población y se utilizaron fichas de registro de datos para recopilar información. Se descubrió que la subcuenca de la quebrada de Huertas tiene un área de 100,784 km² y se clasifica como pequeña, con un perímetro de 42,333 km. una tasa de esorrentía de 0,52, un coeficiente de forma de 0,72 y un índice de Gravelius de 1,3201. En la zona de riesgo, se encontró un nivel alto de vulnerabilidad del 56%. Los factores que están influyendo directamente en la vulnerabilidad incluyen el material de las viviendas, la ubicación de las casas, la vulnerabilidad de la población, la falta de conocimientos y las construcciones en el cauce del canal.

En el año 2021, Ángel Ricardo Goicochea Cueva de la Universidad Nacional de Cajamarca, realizó El objetivo de la tesis de investigación "Estimación del nivel de riesgo por inundación de la quebrada Cruz Blanca para la Zona Urbana –Cajamarca,2020" fue estimar el nivel de riesgo por inundación de la zona urbana adyacente al cauce de la quebrada Cruz Blanca. Los hallazgos de la investigación muestran que el área de estudio tiene un alto nivel global de riesgo por inundación, cuyo valor es de 0.0337. Además, el área afectada tiene una superficie de 48.4 hectáreas, de las cuales 16.1 hectáreas son calles, 31.4 hectáreas son viviendas (628 unidades entre uso residencial y comercial), 0.45 hectáreas son lotes sin construcción, 0.17 hectáreas son áreas de recreación (parques y losa También se demuestra que la población carece de capacitación en gestión de riesgos y que se ocupan áreas muy cercanas al cauce sin medidas de mitigación, lo que aumenta la vulnerabilidad y el peligro. La investigación actual concluye que debido al alto nivel de riesgo por inundación en la zona de estudio, existe una probabilidad alta de ocurrencias perjudiciales y pérdidas económicas en caso de inundación, lo que afecta directamente a la población que vive en esta zona de la ciudad.

2.1.3. Antecedentes locales

En el año 2017, Geiner Becerra Huallama de la Universidad Nacional de Cajamarca realizó la tesis de investigación: "Evaluación del riesgo, en el sector el Parral de la ciudad de Jaén, ante el

peligro de inundación" tuvo como objetivo determinar el nivel de riesgo en el sector el Parral ante una inundación, como resultados se delimitó la cuenca del río Amojú, luego se definieron los "Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca Hidrográfica", continuó con el levantamiento topográfico en el sector El Parral, respecto a la información pluviográfica se obtuvo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. (SENAMHI), esta información pluviográfica incluye la banda más crítica de 28 años de información (1964-1991) de la Estación Jaén, el análisis de estas 28 bandas pluviográficas dio como resultado las intensidades máximas para diferentes periodos estándar de duración, se realizó la modelación y ajuste al modelo de Variable Extrema Gumbel, el cual obtuvo las intensidades máximas, luego se realizó la simulación del modelo de acuerdo al periodo consecutivo de años (N), el tiempo de retorno (Tr) y la incertidumbre de diseño (J), para los diferentes periodos de duración, se calculó el caudal máximo, luego se realizó la modelación hidráulica utilizando la información topográfica e hidrológica, mediante el software HEC-RAS, obteniendo como resultado niveles máximos de agua en cada sección, de tal manera que cada sección se trabaja conjuntamente con la planta del sector El Parral, marcando las áreas de inundación. Para el estudio de vulnerabilidad se utilizaron encuestas, auto-observación y otros métodos para encontrar y describir las zonas inundables. En cuanto al nivel de riesgo al que estábamos expuestos, utilizamos la matriz de doble entrada que nos proporcionó el CENEPRED. Utilizamos nuestro nivel de peligro y nuestro nivel de exposición para calcular el nivel de riesgo.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Cartografía y topografía

- **Cartografía**

Cartografía es la disciplina que se ocupa de la concepción, producción, difusión y estudio de los mapas. También se conoce como un conjunto de técnicas o un arte de elaborar de mapas. El mapa cartográfico es la representación gráfica, dibujada a escala y generalmente en una superficie plana, de las características (geográficas, geológicas o geopolíticas) de un área de la Tierra. (Comisión Nacional del agua, Mexico,2011)

longitud o mayor área de drenaje.

- **Los afluentes:**

Ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub-cuenca.

- **Relieve de cuenca:**

Consta de los valles principales y secundarios, con las formas de relieve mayores y menores y la red fluvial que conforma una cuenca.

b) Tipo de cuencas

- **Exorreicas:**

Drenan sus aguas a un sistema mayor de drenaje o al mar.

- **Endorreicas:**

Sus aguas drenan hacia lagos, lagunas o salares que no tienen comunicación fluvial al mar.

- **Arreicas**

Las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje.

2.2.3. Parámetros geomorfológicos de la Cuenca hidrográfica

Los parámetros geomorfológicos intentan describir las características de una cuenca en cuanto a su forma y el comportamiento hidrológico de esta unidad de territorio, determinar la influencia que tiene esta respecto a las precipitaciones, condicionando el volumen de escurrimiento y la velocidad de respuesta. (Jildibrán Nuñez,2017; William Gamez,2009).

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

-Parámetros de forma.

-Parámetros de relieve.

-Parámetros relativos a la red hidrográfica.

2.2.3.1. Parámetros de forma

a) Tamaño de la cuenca

El tamaño de la cuenca se determina por la superficie comprendida dentro del límite o divisoria de aguas; esta influye en el potencial del volumen de escurrimiento, proporcionado por la tormenta que cubre el área completa. El área de la cuenca es el elemento básico para el cálculo de las

otras características físicas, se expresa en km² (Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorrelli y Pedro Fernández,2011)

Tabla 1. Clasificación de cuencas por superficie.

Tamaño de la cuenca (km ²)	Descripción
Menos de 25	Muy pequeña
De 25 a 250	Pequeña
De 250 a 500	Intermedia pequeña
De 500 a 2500	Intermedia grande
De 2500 a 5000	Grande
De 5000 a más	Muy grande

Fuente: Jildibrán Nuñez et al. (2017)

b) Perímetro (P)

El perímetro de la cuenca (P), está definido por la longitud de la línea de división de aguas y que se conoce como el “parte aguas”, la unidad de medida es en km. El perímetro es de importancia porque junto con el área se describe aproximadamente la forma de la cuenca. (Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorrelli y Pedro Fernández,2011).

c) Longitud del río principal (L)

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta un punto fijo de interés, expresado en unidades de longitud. (Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorrelli y Pedro Fernández,2011).

d) Ancho promedio de la cuenca

Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud del cauce principal, es decir: (Ven Te Chow, 1994)

$$Ap = \frac{A}{L} \dots \dots (1)$$

Ap: Ancho promedio de la cuenca (km). A: Área de la cuenca (km²).

L: Longitud del cauce principal (km)

e) Índice de compacidad (Coeficiente de Gravelius)

Relaciona el perímetro de la cuenca con el perímetro de otra cuenca teórica circular de la misma superficie, se expresa por la siguiente formula: (Ven Te Chow, 1994)

$$Cg = 0.2821 * \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (2)$$

Dónde:

Cg: Coeficiente de Gravelius

P: Perímetro de la cuenca en Km

A: Superficie de la cuenca en Km

La forma de la cuenca se considera, según la Tabla N°02.

Tabla 2. Índice de compacidad – Forma de la cuenca.

Índice Cg	Forma de la cuenca
1.00 - 1.25	Redonda
1.26 - 1.50	Ovalada
1.51 - 1.75	Oblonga a rectangular

Fuente: Ven Te Chow (1994)

f) Factor de forma

El Factor de Forma (Ff), es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca, en tanto la forma de la cuenca hidrográfica afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo. (Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorrelli y Pedro Fernandez,2011).

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

Ff = Factor de forma.

A = Área de la cuenca (km)

L= Longitud de cauce principal de cuenca.

Tabla 3. Valores del factor de forma.

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

Fuente: Jildibrán Nuñez y otros (2017)

g) Relación de elongación

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

$$Re = \frac{1.1284 \cdot \sqrt{A}}{L} \dots\dots\dots(4)$$

Re: Relación de Elongación

.A: Área de la cuenca

L: Longitud de cauce principal de la cuenca.

Si Re varía entre 0.60 y 1.00; la cuenca presenta una amplia variedad de climas y geologías. Re Está fuertemente correlacionado con el relieve de la cuenca, por lo tanto, valores cercanos a la unidad son típicos de regiones con relieve bajo, Re que varía de 0.60 a 0.80 está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciadas del terreno. (Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorrelli y Pedro Fernandez,2011).

2.2.3.2. Parámetros de relieve

El relieve es la diferencia de elevación entre dos puntos de referencia. Este ejerce una gran influencia sobre el hidrograma de escorrentía de una cuenca. Una mayor pendiente propiciara un menor tiempo de concentración. Los parámetros más utilizados para caracterizar el relieve son: la curva de pendiente media, el análisis hipsométrico, pendiente del cauce, etc. (Jildibrán Nuñez, 2017)

a) Curva Hipsométrica

Es una curva que indica el porcentaje existente de área de la superficie o en kilómetros cuadrados de una cuenta, la cual se encuentra por en el nivel superior de una cota de nivel determinada. Esta curva ofrece datos como elevaciones o altitudes, de la cuenca. (Jildibrán Nuñez, 2017)

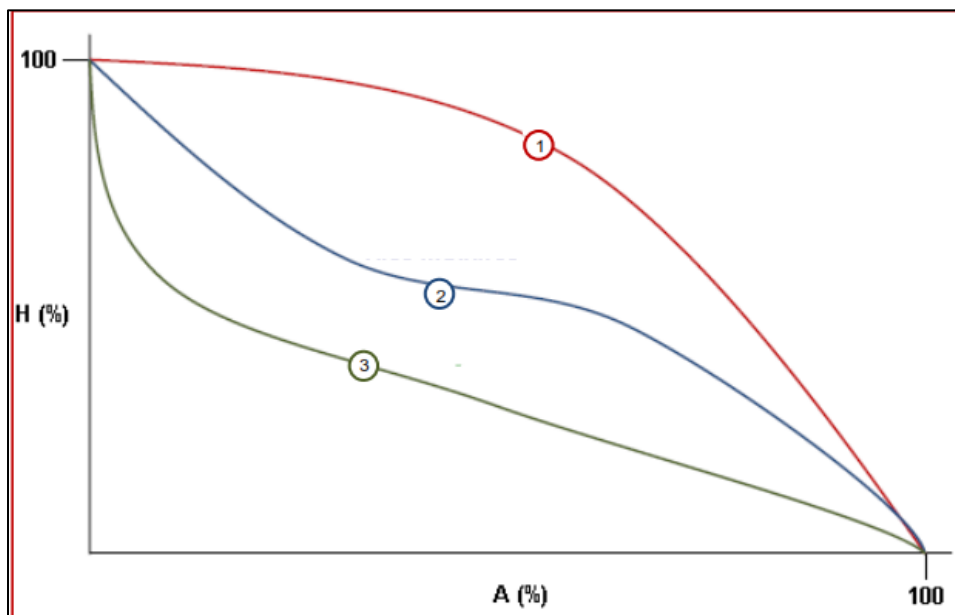


Figura 2. Ejemplo de curva Hipsométrica.

Fuente: Jildibrán Nuñez et.al (2017)

Donde:

Curva 1: Representa una cuenca con gran potencial erosivo (Fase de juventud)

Curva 2: Es una cuenca en equilibrio. (Fase de madurez)

Curva 3: Es una cuenca sedimentaria (Fase de vejez)

b) Elevación media

Se denomina elevación mediana de una cuenca hidrográfica aquella que determina la cota de la curva de nivel que divide la cuenca en dos zonas de igual área; es decir, la elevación correspondiente al 50% del área total. Gráficamente la elevación media de la cuenca se obtiene, entrando con el 50% del área en el eje X, trazando una perpendicular por el punto hasta interceptar a la curva hipsométrica. Luego por este punto trazar una horizontal hasta cortar el eje Y. (Ven Te Chow, 1994)

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

$$Em = \frac{\sum h_i * A_i}{A} \dots\dots\dots(5)$$

Ai: Áreas comprendidas entre curvas de nivel consecutivas.

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

A: Área total de la cuenca.

c) Rectángulo Equivalente

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad o índice de Gravelius), igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica) e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. En este rectángulo, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curva de nivel. (Máximo Villon, 2002) (Ver figura 3).

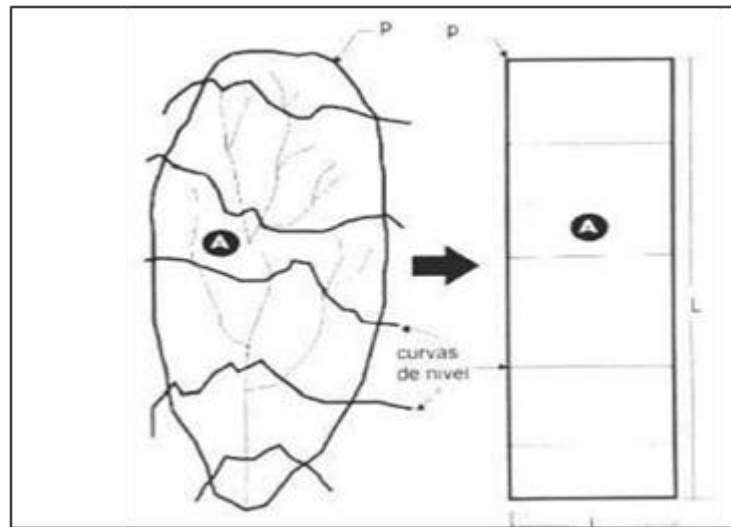


Figura 3. Transformación de una cuenca a rectángulo equivalente.

Fuente: Máximo Villon (2002)

El lado mayor del rectángulo equivalente se toma como:

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

El lado menor del rectángulo equivalente se toma como:

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

Lm: Longitud del lado mayor del rectángulo.

l: Longitud del lado menor del rectángulo.

Cg: Coeficiente de Gravelius.

A: Área de la cuenca (km²)

d) Índice de pendiente

Es una ponderación que se establece entre las pendientes y el tramo recorrido por el río. Con este valor se puede establecer el tipo de granulometría que se encuentra en el cauce. Además, expresa en cierto modo, el relieve de la cuenca. Se obtiene utilizando el rectángulo equivalente. (Máximo Villon,2002). La Ecuación es la siguiente.

$$Ip = \sum_{i=2}^n \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})} * \frac{1}{\sqrt{L_m}} \dots\dots(8)$$

Ip: Índice de pendiente

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

ai: Cotas de las n curvas de nivel consideradas.

β_i : Fracción de la superficie total de la cuenca, comprendida entre las cotas ai – ai-1

L: Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente.

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_t} \dots\dots(9)$$

e) Pendiente de la cuenca

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas. (Máximo Villon,2002).

Se define con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{H}{L} \dots\dots(10)$$

Donde:

S = Pendiente media de la cuenca.

H = Desnivel total (Cota de la parte más alta – Cota en la estación de aforo) en km.

L = Lado mayor del rectángulo equivalente, en km.

Sugerencia: Este criterio no proporciona, un valor significativo de la pendiente de la cuenca, pero puede tomarse como una aproximación.

Tabla 4. Clasificación de la cuenca por pendiente.

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

Fuente: William Gamez (2009).

f) Coeficiente de Fourier o coeficiente de masividad

Es un coeficiente relacionado con la erosión en la cuenca, permite diferenciar netamente cuencas de igual altura media y relieve diferentes, aun cuando no es suficiente para caracterizar la proclividad a la erosión en una cuenca, ya que da valores iguales en el caso de cuencas diferenciadas como es el caso en el que la altura media y superficie aumenten proporcionalmente. (Ven Te Chow, 1994). Se representa por:

$$T = \frac{Em}{A} \dots\dots(11)$$

Donde:

Em: Altura media de la cuenca en Km²

A: Superficie de la cuenca en Km²

Tabla 5. Valores de masividad.

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

Fuente: Jildibrán Núñez (2017).

2.2.3.3. Parámetros Relativos

a) Tipo de corriente

Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca.

Así una cuenca puede ser efímera, intermitente o perenne.

- Una corriente efímera, es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.
- Una corriente intermitente, lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.
- La corriente perenne, contiene agua todo el tiempo, ya que aun en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

Fuente: (Máximo Villon,2002 y William Gamez,2009)

b) Numero de orden de cauce

Es un número que tiene relación estrecha con el número de ramificaciones de la red de drenaje. A mayor número de orden, es mayor el potencial erosivo, mayor el transporte de sedimentos y por tanto mayor también el componente de escorrentía directa que en otra cuenca de similar área. El número de orden de una cuenca es muy vulnerable a sufrir el efecto de escala, la misma que es necesario especificar siempre. (Ven Te Chow, 1994)

Sistema de Strahler:

- Todos los cauces serán tributarios, aun cuando las nacientes sean ríos principales.
- El río en este sistema no mantiene el mismo orden en toda su extensión.
- El orden de una cuenca hidrográfica está dado por el número de orden del cauce principal. Esto implica atribuir mayor orden al río principal, considerando esta designación en toda su longitud, desde la salida de la cuenca hasta sus nacientes.

c) Densidad de drenaje

Esta característica proporciona una información más real, ya que se expresa como la longitud

de las corrientes por unidad de área. La densidad de drenajes, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, valores bajos, indican suelos duros, pocos erosionables o muy permeables y coberturas vegetales densas. (Máximo Villon,2002)

Se representa como:

$$D_d = \frac{L}{A} \dots\dots(12)$$

Donde:

D_d = Densidad de drenaje

L = Longitud total de las corrientes perennes o intermitentes en km.

A = Área total de la cuenca, en km²

d) **Pendiente media del cauce**

La pendiente del cauce tiene influencia sobre la velocidad de flujo, y en la duración de subida o en la duración total de las avenidas, juega un papel importante en la forma del hidrograma. Indica el aspecto de la variación de algunas características físicas, químicas y biológicas de las aguas. (Jildibrán Nuñez et al.,2017)

Método de los valores extremos

Para determinar la pendiente media del Cauce (S), es necesario conocer la diferencia de nivel entre la cabecera del cauce y su desembocadura (ΔH), o cualquier otro punto o sección considerada, y la longitud de la corriente (L).

$$S = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots (13)$$

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

L: Longitud del cauce principal (km).

ΔH : Diferencia de nivel entre la cabecera del cauce y la desembocadura del mismo.

2.2.4. Análisis Pluviométrico

2.2.4.1. La precipitación

La precipitación, es toda forma de humedad que, originándose en las nubes, llega hasta la

superficie del suelo; de acuerdo a esta definición, la precipitación puede ser en forma de:

-Lluvia

-Granizada

-Garua

-Nevadas

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua. (Maximo Villon,2002).

Las precipitaciones se pueden identificar según su intensidad.

-Lluvia ligera, para tasas de caída de hasta 2.5 mm/h

-Lluvia mediana o moderada, desde 2.5 hasta 7.6 mm/h

-Lluvia intensa o fuerte, por encima de 7.6 mm/h Fuente: (Jildibrán Nuñez,2017).

2.2.4.2. Análisis de consistencia

Consiste en realizar un análisis de la información disponible con métodos gráficos y estadísticos, determinando si dicha información es confiable. Permite detectar, cuantificar, corregir y eliminar los errores sistemáticos de la no homogeneidad e inconsistencia de una serie de datos pluviométricos, generados por causas humanas y/o naturales en las estaciones meteorológicas (Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez,2011)

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

2.2.4.2.1. Método Visual de Hidrogramas

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

Con estos gráficos se analiza visualmente la información, con el fin de comprobar tendencias y cambios en la serie de tiempo, analizando la consistencia que podría existir en la serie histórica, indicar los períodos en los cuales la información es inconsistente, presentando valores muy altos o valores muy bajos, saltos y/o tendencias, los mismos que deberán comprobarse, si son fenómenos naturales que efectivamente han ocurrido, o si son producto de errores sistemáticos. (Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez,2011)

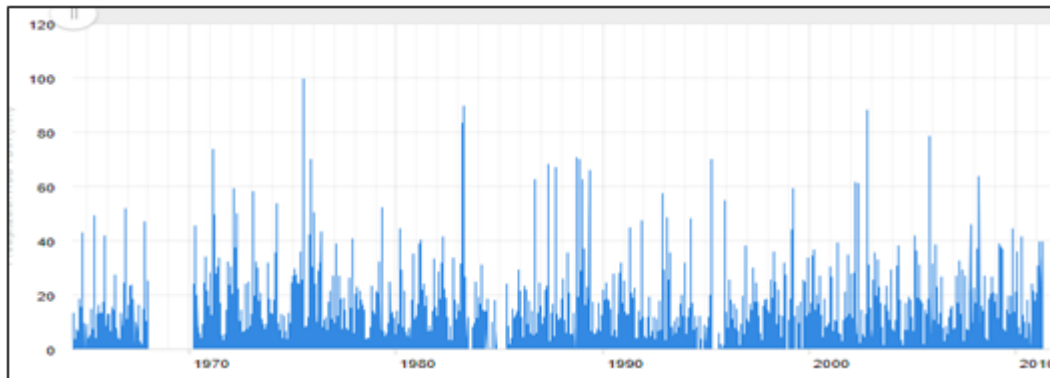


Figura 4. Grafica de precipitación acumulada en la Estación Jaén.

Fuente: SENAHMI.

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

-Cuando se tienen estaciones vecinas, se comparan los gráficos de las series históricas, y se observa cuál período varía notoriamente uno con respecto al otro.

-Cuando se tiene una sola estación, ésta se divide en varios períodos y se compara con la información de campo obtenida.

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

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

2.2.4.2.2. Análisis de curva doble masa

Este análisis se utiliza para determinar la consistencia del registro pluviométrico de una estación y la confiabilidad de la misma, analizando la consistencia en lo relacionado a errores, que pueden producirse durante la obtención de los datos.

El método de la curva de doble masa compara la precipitación anual acumulada de una estación, con la precipitación acumulada media para varias estaciones, basándose que esta no es muy sensible a cambios, debido a que los errores se compensan. (Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez,2011; Máximo Villon, 2011)

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

Los registros a corregir serán, por lo general, los más antiguos y se harán en base a los registros más recientes, ya que se considera que los datos de los últimos años son realizados con una mejor técnica que la empleada en sus predecesores. (Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez,2011; Máximo Villon, 2011)

2.2.4.2.3. Análisis de Saltos consistencia de la media

La consistencia en la media se realiza mediante la prueba estadística "t" de Students, para comprobar si los valores medios de las submuestras son estadísticamente iguales o diferentes con una probabilidad del 95% o 5% de nivel de significancia. Si los parámetros de la media de los períodos considerados en el análisis son iguales estadísticamente, entonces no se corrige la información, de lo contrario debe corregirse. (Jildibrán Nuñez et al.,2017; Máximo Villon,2011).

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

$$t_c = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{(n_1 - 1) * s_1^2 + (n_2 - 1) * s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} * \left[\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right] \right]^{\frac{1}{2}}} \dots\dots(14)$$

Donde:

n_1 y n_2 : Numero de datos en los dos periodos de datos.

x_1 y x_2 : La media de cada periodo de datos.

S_1 y S_2 : Desviación estándar de los periodos.

2.2.4.3. Estimación de datos faltantes

Existen muchas estaciones meteorológicas a lo largo de todo el Perú, pero en muchas veces dichas estaciones carecen de información sobre precipitaciones pluviales diarias, por lo cual es necesario estimar datos faltantes utilizando métodos, para poder tener data completa y consistente para fines cualquiera. (Jildibran Nuñez,2017).

Estos son los siguientes:

2.2.4.3.1. Método de regresión lineal

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

$$y = a + bx \dots\dots (15)$$

Donde:

y = Precipitación estimada.

x = Precipitación de la estación patrón o estación cercana.

a, b = Constantes de la regresión lineal.

Para el uso de este método se debe tener en cuenta el coeficiente de correlación (R), ya que si no existe una correlación buena puede llevar a la generación de información inconsistente, que empeorará la incorporación de datos estadísticos no representativos de la realidad. En términos hidrológicos, se considera aceptable un valor de $R = \{-0.80, 0.80\}$. (Maximo Villon,2011; Jildibran Nuñez,2017).

2.2.4.3.2. Método por regresiones múltiples

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

$$y = a + bX_1 + cX_2 + \dots + nX_n \dots\dots (16)$$

Donde:

y = Precipitación estimada.

$X_1, 2, \dots, n$ = Precipitación en estaciones con información completa.

a, b, c, ..., n = Constantes en regresión.

2.2.5. Periodo de retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “Tr” años, se le denomina Período de Retorno “Tr”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años. (MTC Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje ,2008)

Según (MTC Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje ,2008)

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \dots(17)$$

Donde:

n: Vida útil de la obra

R: Riesgo de falla admisible

T: Período de retorno.

Tabla 6. Valores de periodo de Retorno T(años).

Riesgo admisible	Vida útil de las obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: MTC (2008)

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

Tipo de Obra	Riesgo Admisible (%) (**)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes.	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas.	35
Drenaje de plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Fuente: MTC (2008).

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

Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación. (**) - Vida Útil considerado (n)

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

Fuente: (MTC, Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje ,2008)

2.2.5.1. Análisis de frecuencia

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. (MTC Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje ,2008)

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

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

2.2.5.1.1. Distribución Normal

La función densidad de probabilidad normal se define con la expresión:

$$\frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \dots\dots\dots (18)$$

f(x) = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente.

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

2.2.5.1.2. Distribución Log Normal 2 Parámetros

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2s^2}} \cdot dx \dots\dots\dots(19)$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución. Si la variable x de la ecuación (18) se reemplaza por una función y=f(x), tal que y=log(x), la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, N(Y, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a y = log x, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \frac{\log x_i}{n} \dots\dots\dots(20)$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \dots \dots \dots (21)$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada. Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = \frac{a}{S_y^3}$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \dots \dots \dots (22)$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada.

2.2.5.1.3. Distribución Log Normal 3 parámetros

La función densidad de x se expresa con la siguiente expresión:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{(2\pi) S_y}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{S_y} \right)^2} \dots \dots \dots (23)$$

Para $x > x_0$ Donde:

X_0 : parámetro de posición

U_y : parámetro de escala o media

S_y^2 : parámetro de forma o varianza

$$x_0 = \frac{x_1 * x_n - x^2_{mediana}}{x_1 + x_n - x^2_{mediana}} \dots \dots \dots (24)$$

Cuando:

$x_1 + x_n - x_2$ mediana > 0 , x_0 Representa el límite inferior y μ_y y σ se estiman como la media y desviación de $y_i = \ln(x_i - x_0)$

$x_1 * x_n - x_2$ mediana < 0 , x_0 Representa el límite superior y μ_y y σ se estiman como la media y desviación de $y_i = \ln(x_i - x_0)$.

La mediana se calcula como:

$$n = \text{par} \rightarrow x_{\text{mediana}} = \left(x_{n/2} + x_{\frac{n}{2}+1}\right) \dots \dots \dots (25)$$

$$n = \text{impar} \rightarrow x_{\text{mediana}} = \left(x_{n+1/2}\right) \dots \dots \dots (26)$$

2.2.5.1.4. Distribución gamma 2 parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \tau(\gamma)} \dots \dots \dots (27)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$
 Dónde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala.

2.2.5.1.5. Distribución gamma 3 parámetros

La función de densidad es:

$$F(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \tau(\gamma)} \dots \dots \dots (28)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$-\infty < x_0 < \infty$ $0 < \beta < \infty$
 $0 < \gamma < \infty$ Donde:
 x_0 : origen de la variable
 x : parámetro de posición
 γ : parámetro de forma.

2.2.5.1.6. Distribución Log Pearson Tipo III

$$f(x) = \frac{(lnx-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(lnx-x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \tau(\gamma)} \dots\dots\dots (29)$$

Válido para: $x_0 \leq x < \infty$
 $-\infty < x_0 < \infty$ $0 < \beta < \infty$
 $0 < \gamma < \infty$ Dónde:
 X_0 : parámetro de posición
 γ : parámetro de forma.
 β : parámetro de escala.

2.2.5.1.7. Distribución Gumbel

La función de distribución probabilística que mejor describe las características muestrales de una variable anual extrema, es el Modelo EV1 o de Gumbel (MTC, 2008), dada por siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots (30)$$

$$\bar{X} = \beta + 0.45S \dots\dots\dots (31)$$

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \dots\dots\dots (32)$$

Las ecuaciones (31) y (32), relacionan los parámetros del modelo con la media \bar{X} y desviación estándar S de la muestra, según el método de momentos.

Donde:

$F(x < X)$: Probabilidad acumulada de que cualquier evento x será menor que determinado evento X.

Donde:

x : Magnitud de la variable aleatoria.

α : Parámetro de escala del modelo.

β : Parámetro de posición del modelo.

\bar{x} : Promedio de los datos observados.

S : Desviación estándar de la muestra.

Según Ven Te Chow (1994), la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + ks_x \dots \dots \dots (33)$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

2.2.5.1.8. Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots \dots \dots (34)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^y} \dots \dots \dots (35)$$

Para:

$$-\infty < x < \infty$$

$$0 \leq \alpha < \infty$$

$$-\infty < \mu < \infty$$

2.2.5.2. Prueba de bondad de ajuste

La prueba de bondad de ajuste es una prueba de hipótesis que se usa para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida. (MTC,2008)

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, las cuales se detallan a continuación.

2.2.5.2.1. Prueba χ^2

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales. Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico.

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i} \dots\dots\dots (36)$$

Dónde:

θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i .

ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, 3, \dots, k$$

Asimismo;

$F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i . $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq \chi^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

El valor de $\chi^2_{1-\alpha, k-1-m}$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2 . Cabe recalcar que la prueba del χ^2 , desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal. (MTC, 2008).

2.2.5.2.2. Prueba Kolmogorov– Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste. (MTC,2008)

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

$$D = \text{máx.} / F_o(x_m) - F(x_m) \dots\dots(37)$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla N° 08). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m / (n+1) \dots\dots (38)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Francisco Aparicio, 1992)

Tabla 8. Valores críticos de Δ_0 del estadístico Smirnov – Kolmogorov.

TAMAÑO MUESTRAL	NIVEL DE SIGNIFICACIÓN			
	0.20	0.10	0.05	0.01
N	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

Fuente: Máximo Villon (2011)

Ventajas y limitaciones:

-No requiere un conocimiento a priori de la función de distribución de distribución teórica.

Es aplicable a distribuciones de datos no agrupados, es decir, no se requiere hacer intervalos de clase.

2.2.6. Tormenta de diseño

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. (MTC,2008)

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas. (MTC,2008)

- **Importancia del análisis de tormentas**

El análisis de tormentas, está íntimamente relacionado con los cálculos o estudios previos, al diseño de obras de ingeniería hidráulica, como son:

- Estudio de drenaje.
- Determinaciones de caudales máximo, que deben pasar por el aliviadero de una represa, para impedir inundaciones.
- Determinación de luz de un puente.
- Conservación de suelos.
- Cálculo de diámetro de alcantarillas.

Las dimensiones de estas obras, dependen principalmente de la magnitud que las tormentas tengan, y de la frecuencia o periodo de retorno, esto a su vez determina el coeficiente de seguridad que se de a la obra, o a los años de vida probable de la misma. (Máximo Villon,2002)

2.2.6.1. Curvas Intensidad – duración – frecuencia

Para cualquier estudio de hidrológico con fines de diseño de alguna obra de arte, se tiene que conocer 3 parámetros que identifican a las precipitaciones máximas, que son: intensidad, duración y frecuencia.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. (Jildibrán Nuñez, 2017; Ven Te Chow, 1994; MTC, 2008)

Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{Td} \dots (39)$$

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

Las curvas IDF son la representación gráfica de la relación que existe entre la intensidad de lluvia, la duración y la frecuencia o período de retorno, donde para cada período de retorno se tiene una curva diferente. Las Curvas IDF se obtienen de unir puntos representativos de la intensidad máxima en diferentes intervalos de duración, correspondientes a una misma frecuencia o período de retorno. La intensidad media de lluvia disminuye a medida que se incrementa la duración de la tormenta. (Ven Te Chow, 1994)

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. (Jildibrán Nuñez et al., 2017)

Según (Jildibrán Nuñez et al., 2017), uno de los problemas más recurrentes para determinar las intensidades máximas de precipitación, es la falta de disponibilidad de pluviógrafos en las

estaciones meteorológicas, que son los instrumentos que proporcionan datos con intervalos de tiempo adecuados a las necesidades de diseño. Lo que se utiliza normalmente son pluviómetros, que miden las alturas totales para intervalos grandes, generalmente 24 horas, asumiendo que el comportamiento de la intensidad en ese intervalo de tiempo es constante.

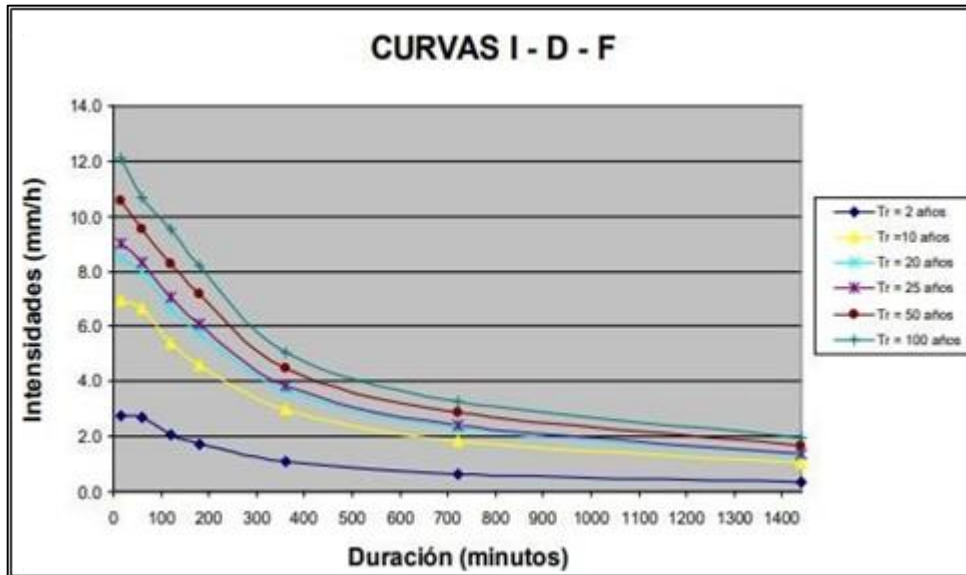


Figura 5. Ejemplo Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.

Fuente: MTC (2008)

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general es el siguiente:

$$I = \frac{a}{D+b} \dots \dots \dots (40)$$

Donde I es la intensidad de lluvia de diseño, D es la duración y a, b y m son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno, asimismo para su determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal.

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (Tc) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida. (MTC,2008)

Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla 09 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información. (MTC, 2008)

Tabla 9. Coeficientes de duración entre 48 horas y una hora.

Duración de la precipitación en Horas	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: MTC (2008)

Para graficar las curvas Intensidad – Duración- Frecuencia, se puede seguir el procedimiento siguiente:

Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.

- Ordenar de mayor a menor.
- Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
- Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
- Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración

a) Método De Dick Peschke

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. (MTC,2008)

La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots (41)$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm).

d = duración en minutos.

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n} \dots (42)$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h).

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio.

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min).

Fuente: MTC (2008)

b) Método general de Frederich Bell

El modelo de Frederich Bell permite calcular la lluvia máxima asociada a un periodo de retorno y una duración de tormenta, usando como valor índice la lluvia de una hora de duración y 10 años de periodo de retorno.

La expresión es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21 \log_e T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10} \dots\dots\dots(43)$$

Donde:

t : Duración en minutos.

T: Periodo de retorno en años.

$P_{\bar{t}}^T$ Precipitación caída en t minutos con periodo de retorno de T años.

P_{60}^{10} Precipitación caída en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años.

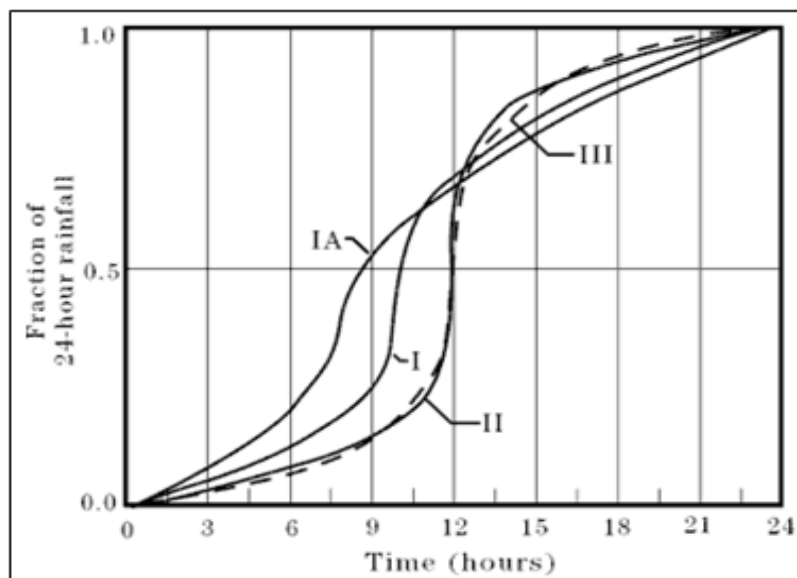
Relación válida para duraciones de lluvia (t) comprendidas entre 5 y 120 minutos y periodos de retorno entre 2 y 100 años.

Fuente: MTC (2008).

c) Método perfiles de lluvia del SCS US

Es una técnica estándar propuesta por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS, actualmente NRCS) de los Estados Unidos. Considera distribuciones sintéticas adimensionales de precipitación correspondientes a diferentes tipos (I, IA, II y III), asociados a diversas condiciones climatológicas dentro del territorio americano.

El procedimiento a seguir para determinar, mediante este método, las intensidades máximas asociadas a diferentes duraciones de lluvia y un cierto periodo de retorno, puede resumirse en lo siguiente:



**Figura 6. Perfiles de lluvia de la US SCS (NRSC).
Fuente: Manuel García (2020).**

```

// HydroCAD Rainfall table
// Copyright (c) 2007 HydroCAD Software Solutions LLC
// For details see Rainfall.txt

Name=Type I 24-hr Tabular
timeunits=hours
depthunits=inches
duration=24
comment=Type II 24-hour tabular mass curve TR-20 2/92
smoothing=false
depth=.0000 .0017 .0035 .0052 .0070 .0087 .0105 .0122 .0139 .0157 .0174
depth=.0192 .0210 .0227 .0245 .0262 .0280 .0297 .0315 .0332 .0350 .0368
depth=.0386 .0404 .0423 .0442 .0461 .0480 .0500 .0520 .0540 .0561 .0582
depth=.0603 .0625 .0647 .0669 .0691 .0714 .0737 .0760 .0784 .0807 .0831
depth=.0855 .0878 .0902 .0926 .0951 .0975 .1000 .1024 .1049 .1073 .1098
depth=.1123 .1148 .1174 .1199 .1225 .1250 .1276 .1303 .1332 .1361 .1391
depth=.1423 .1456 .1489 .1524 .1560 .1597 .1633 .1671 .1708 .1746 .1784
depth=.1823 .1861 .1901 .1940 .1982 .2027 .2077 .2132 .2190 .2252 .2318
depth=.2388 .2462 .2540 .2623 .2714 .2812 .2917 .3030 .3194 .3454 .3878
depth=.4632 .5150 .5322 .5476 .5612 .5730 .5830 .5919 .6003 .6083 .6159
depth=.6230 .6298 .6365 .6430 .6493 .6555 .6615 .6674 .6731 .6786 .6840
depth=.6892 .6944 .6995 .7044 .7092 .7140 .7186 .7232 .7276 .7320 .7362
depth=.7404 .7444 .7484 .7523 .7560 .7596 .7632 .7667 .7700 .7733 .7766
depth=.7798 .7830 .7862 .7894 .7926 .7958 .7989 .8020 .8051 .8082 .8112
depth=.8142 .8173 .8202 .8232 .8262 .8291 .8320 .8349 .8378 .8406 .8434
depth=.8462 .8490 .8518 .8546 .8573 .8600 .8627 .8654 .8680 .8706 .8733
depth=.8758 .8784 .8810 .8835 .8860 .8885 .8910 .8934 .8958 .8982 .9006
depth=.9030 .9054 .9077 .9100 .9123 .9146 .9168 .9190 .9212 .9234 .9256
depth=.9278 .9299 .9320 .9341 .9362 .9382 .9402 .9423 .9442 .9462 .9482
depth=.9501 .9520 .9539 .9558 .9576 .9594 .9613 .9630 .9648 .9666 .9683
depth=.9700 .9717 .9734 .9750 .9766 .9783 .9798 .9814 .9830 .9845 .9860
depth=.9875 .9890 .9904 .9918 .9933 .9946 .9960 .9974 .9987 1.0000

```

Figura 7. Perfil I de lluvia del SCS (NRCS).

Fuente: Manuel García (2020).

```

// HydroCAD Rainfall table
// Copyright (c) 2005 HydroCAD Software Solutions LLC
// For details see Rainfall.txt

name=Type IA 24-hr Tabular
timeunits=hours
depthunits=inches
duration=24
comment=Type IA 24-hour tabular mass curve 1982
smoothing=false
depth= 0.0000 0.0100 0.0220 0.0360 0.0510
depth= 0.0670 0.0830 0.0990 0.1160 0.1350
depth= 0.1560 0.1790 0.2040 0.2330 0.2680
depth= 0.3100 0.4250 0.4800 0.5200 0.5500
depth= 0.5770 0.6010 0.6230 0.6440 0.6640
depth= 0.6830 0.7010 0.7190 0.7360 0.7530
depth= 0.7690 0.7850 0.8000 0.8150 0.8300
depth= 0.8440 0.8580 0.8710 0.8840 0.8960
depth= 0.9080 0.9200 0.9320 0.9440 0.9560
depth= 0.9670 0.9780 0.9890 1.000

```

Figura 8. Perfil IA de lluvia del SCS (NRCS).

Fuente: Manuel García (2020).


```
// HydroCAD Rainfall table
// Copyright (c) 2005 HydroCAD Software Solutions LLC
// For details see Rainfall.txt

name=Type II 24-hr Tabular
timeunits=hours
depthunits=inches
duration=24
comment=Type II 24-hour tabular mass curve 1982
smoothing=false
depth=.0000 .0010 .0020 .0030 .0041 .0051 .0062 .0072 .0083 .0094
depth=.0105 .0116 .0127 .0138 .0150 .0161 .0173 .0184 .0196 .0208
depth=.0220 .0232 .0244 .0257 .0269 .0281 .0294 .0306 .0319 .0332
depth=.0345 .0358 .0371 .0384 .0398 .0411 .0425 .0439 .0452 .0466
depth=.0480 .0494 .0508 .0523 .0538 .0553 .0568 .0583 .0598 .0614
depth=.0630 .0646 .0662 .0679 .0696 .0712 .0730 .0747 .0764 .0782
depth=.0800 .0818 .0836 .0855 .0874 .0892 .0912 .0931 .0950 .0970
depth=.0990 .1010 .1030 .1051 .1072 .1093 .1114 .1135 .1156 .1178
depth=.1200 .1222 .1246 .1270 .1296 .1322 .1350 .1379 .1408 .1438
depth=.1470 .1502 .1534 .1566 .1598 .1630 .1663 .1697 .1733 .1771
depth=.1810 .1851 .1895 .1941 .1989 .2040 .2094 .2152 .2214 .2280
depth=.2350 .2427 .2513 .2609 .2715 .2830 .3068 .3544 .4308 .5679
depth=.6630 .6820 .6986 .7130 .7252 .7350 .7434 .7514 .7588 .7656
depth=.7720 .7780 .7836 .7890 .7942 .7990 .8036 .8080 .8122 .8162
depth=.8200 .8237 .8273 .8308 .8342 .8376 .8409 .8442 .8474 .8505
depth=.8535 .8565 .8594 .8622 .8649 .8676 .8702 .8728 .8753 .8777
depth=.8800 .8823 .8845 .8868 .8890 .8912 .8934 .8955 .8976 .8997
depth=.9018 .9038 .9058 .9078 .9097 .9117 .9136 .9155 .9173 .9192
depth=.9210 .9228 .9245 .9263 .9280 .9297 .9313 .9330 .9346 .9362
depth=.9377 .9393 .9408 .9423 .9438 .9452 .9466 .9480 .9493 .9507
depth=.9520 .9533 .9546 .9559 .9572 .9584 .9597 .9610 .9622 .9635
depth=.9647 .9660 .9672 .9685 .9697 .9709 .9722 .9734 .9746 .9758
depth=.9770 .9782 .9794 .9806 .9818 .9829 .9841 .9853 .9864 .9876
depth=.9887 .9899 .9910 .9922 .9933 .9944 .9956 .9967 .9978 .9989
depth=1.000
```

Figura 9. Perfil II de lluvia del SCS (NRCS).

Fuente: Manuel García (2020).

```
// HydroCAD Rainfall table
// Copyright (c) 2007 HydroCAD Software Solutions LLC
// For details see Rainfall.txt

Name=Type III 24-hr Tabular
timeunits=hours
depthunits=inches
duration=24
comment=Type III 24-hour tabular mass curve 1992
smoothing=false
depth=.0000 .0010 .0020 .0030 .0040 .0050 .0060 .0070 .0080 .0090 .0100
depth=.0110 .0120 .0130 .0140 .0150 .0160 .0170 .0180 .0190 .0200 .0210
depth=.0220 .0231 .0241 .0252 .0263 .0274 .0285 .0296 .0308 .0319 .0331
depth=.0343 .0355 .0367 .0379 .0392 .0404 .0417 .0430 .0443 .0456 .0470
depth=.0483 .0497 .0511 .0525 .0539 .0553 .0567 .0582 .0597 .0612 .0627
depth=.0642 .0657 .0673 .0688 .0704 .0720 .0736 .0753 .0770 .0788 .0806
depth=.0825 .0844 .0864 .0884 .0905 .0926 .0948 .0970 .0993 .1016 .1040
depth=.1064 .1089 .1114 .1140 .1167 .1194 .1223 .1253 .1284 .1317 .1350
depth=.1385 .1421 .1458 .1496 .1535 .1575 .1617 .1659 .1703 .1748 .1794
depth=.1842 .1890 .1940 .1993 .2048 .2105 .2165 .2227 .2292 .2359 .2428
depth=.2500 .2578 .2664 .2760 .2866 .2980 .3143 .3394 .3733 .4166 .5000
depth=.5840 .6267 .6606 .6857 .7020 .7134 .7240 .7336 .7422 .7500 .7572
depth=.7641 .7708 .7773 .7835 .7895 .7952 .8007 .8060 .8110 .8158 .8206
depth=.8252 .8297 .8341 .8383 .8425 .8465 .8504 .8543 .8579 .8615 .8650
depth=.8683 .8716 .8747 .8777 .8806 .8833 .8860 .8886 .8911 .8936 .8960
depth=.8984 .9007 .9030 .9052 .9074 .9095 .9116 .9136 .9156 .9175 .9194
depth=.9212 .9230 .9247 .9264 .9280 .9296 .9312 .9327 .9343 .9358 .9373
depth=.9388 .9403 .9418 .9433 .9447 .9461 .9475 .9489 .9503 .9517 .9530
depth=.9544 .9557 .9570 .9583 .9596 .9609 .9621 .9634 .9646 .9658 .9670
depth=.9682 .9694 .9706 .9718 .9729 .9741 .9752 .9764 .9775 .9786 .9797
depth=.9808 .9818 .9829 .9839 .9850 .9860 .9870 .9880 .9890 .9900 .9909
depth=.9919 .9928 .9938 .9947 .9956 .9965 .9974 .9983 .9991 1.000
```

Figura 10. Perfil III de lluvia del SCS (NRCS).

Fuente: Manuel García (2020).



Figura 11. Mapa de perfiles de lluvia en US.

Fuente: Manuel García (2020).

Nota:

Según el SCS actualmente NRCS, el tipo de perfil de Lluvia a nivel de toda Sudamérica es el Perfil II, de acuerdo a estudios hidrológicos y estadísticos en todas las estaciones pluviométricas y pluviográficas a nivel de Sudamérica.

2.2.6.2. Tiempo de Concentración

Este parámetro, llamado también tiempo de equilibrio, es el tiempo que toma la partícula, hidráulicamente más lejana, en viajar hasta en punto emisor. Para ello se supone que el tiempo de duración de la lluvia es de por lo menos igual al tiempo de concentración y que se distribuye uniformemente en toda la cuenca. Este parámetro tiene estrecha relación con el volumen máximo y con el tiempo de recesión de la cuenca, tiempos de concentración muy cortos tienen volúmenes máximos intensos y recesiones muy rápidas, en cambio los tiempos de concentración más largos determinan volumen máximo más atenuado y recesiones mucho más sostenidas. (Ven Te Chow, 1994).

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su

pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área. (Ven Te Chow, y otros,1994)

Existen muchas fórmulas empíricas para estimar el tiempo de concentración de la cuenca, siendo una de las más completas la siguiente:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{P_c} \right)^{3/4} \dots\dots\dots(44)$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración en horas.

L: Longitud del cauce principal en Km.

Pc: Pendiente media del cauce principal de la cuenca.

Existen ecuaciones comunes para calcular el tiempo de concentración, y estas se muestran en la tabla 10.

Tabla 10. Fórmulas para el cálculo de tiempo de concentración.

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

Fuente: MTC (2008).

2.2.6.3. Hietograma de Diseño

Un hietograma es la distribución temporal de la intensidad o de la profundidad de una precipitación a lo largo de la duración de una tormenta. La tormenta de diseño es un elemento determinante en la estimación de hidrogramas de crecidas, su distribución temporal de las tormentas intensas es requerida como dato de entrada en los modelos de simulación precipitación–escorrentía. (Jildibrán Nuñez,2017; MTC,2008).

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas. Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (MTC,2008).

2.2.6.3.1. Método del bloque alternativo

El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$. (Jildibrán Nuñez,2017; MTC,2008)

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

Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño (MTC,2008; Jildibrán Nuñez, 2017).

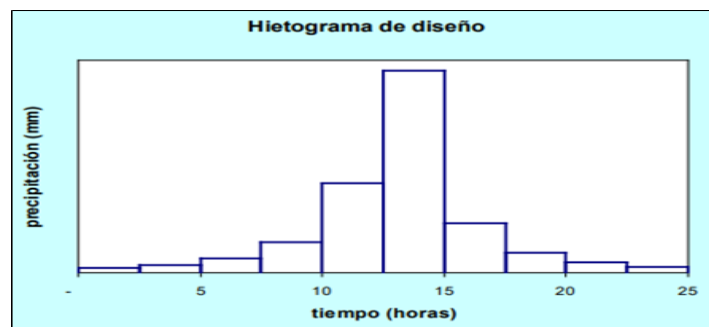


Figura 12. Ejemplo de Hietograma de diseño.

Fuente: MTC (2008)

2.2.6.3.2. Precipitación total y efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. (MTC,2008; Jildibrán Núñez, 2017).

2.2.6.3.2.1.Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Se requiere conocimiento del tipo y uso de suelo de la cuenca en estudio y registro de la precipitación total. (MTC,2008; Jildibrán Núñez,2017)

Según Victoriano Martínez (1999), “Este modelo formula la ecuación precipitación-escorrentía a partir de un balance, en el que la precipitación total del evento P se reparte en tres componentes: la cantidad de lluvia efectiva o escorrentía directa P_e , la retención inicial o umbral de escorrentía, que satura la capa más superficial del suelo I_a y la infiltración que se produce a partir del umbral de escorrentía F_a ”.

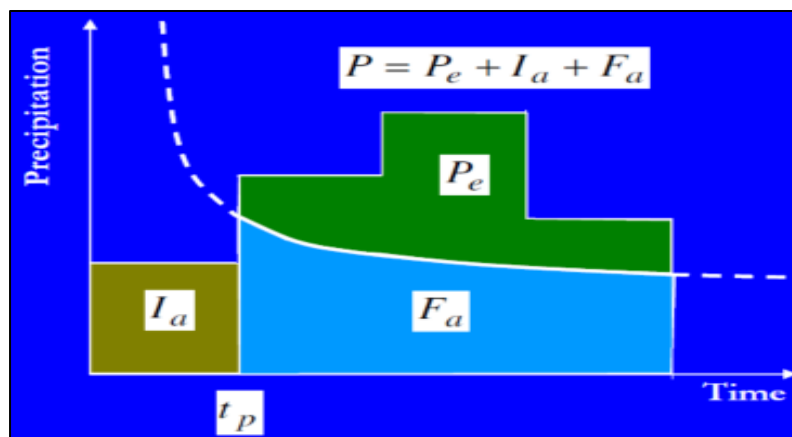


Figura 13. Esquema del modelo conceptual del CN.

Fuente: Victoriano Martínez (1999)

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

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots\dots\dots(45)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \dots\dots\dots(46)$$

Se obtiene la fórmula de la precipitación efectiva o exceso.

$$P_e = \frac{P - I_a^2}{P - I_a + S} \dots\dots\dots(47)$$

- P_e : Exceso de precipitación acumulada en el tiempo t.
- P : Precipitaciones acumuladas (profundidad) en el tiempo t.
- I_a : Abstracción inicial (pérdida inicial).
- S : Retención máximo potencial, medida de la capacidad de una cuenca.

La Abstracción inicial I_a se atribuye a la interceptación, infiltración y almacenamiento en depresión que ocurren antes de que inicie el proceso de escorrentía superficial. Estos parámetros varían ampliamente con el tipo de vegetación, fuerza del viento, morfología de la cuenca, etc., lo que hace difícil su determinación con precisión, USDA SCS, del resultado obtenido para muchas cuencas experimentales pequeñas, propuso una relación empírica entre la retención inicial I_a y la máxima retención posible S . (Jildibrán Nuñez y otros,2017).

$$I_a = \lambda * S \dots\dots\dots (48)$$

Donde λ es el coeficiente de retención inicial. De todos los experimentos realizados por el SCS, se determinó que este coeficiente se encuentra dentro del rango de 0.095 a 0.38, por lo que el SCS recomienda un valor de $\lambda = 0.2$, siempre que no se disponga de una relación de más garantía. Los estudios empíricos realizados por el SCS, relacionaron la máxima infiltración potencial con un parámetro de referencia, denominado número de curva, CN, valores que se encuentran dentro del rango de 0 a 100. El valor de S puede variar desde 0 para una superficie suave e impermeable, hasta el ∞ para un suelo de gran espesor formado por gravas. (Ven Te Chow,1994; Jildibrán Nuñez,2017; MTC,2008).

$$S = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots(49)$$

Para una cuenca que se compone de varios tipos de suelo y usos del suelo, un CN compuesto se determina mediante el método de ponderación de áreas. (Jildibrán Nuñez y otros,2017)

$$CN_{comp} = \frac{\sum A_i * CN_i}{A_i} \dots\dots\dots (50)$$

Un Valor de CN de 100 representa una capacidad máxima de retención S igual a cero (superficies de agua) esto es un terreno impermeable. Un CN de 0 representa una capacidad de retención infinita, esto es un terreno permeable e insaturable. (Jildibrán Nuñez,2017)

a. Parámetros de modelo

- **Condición de humedad antecedente**

La selección de un número de curva (CN) depende de las condiciones de humedad antecedentes y del tipo de cubierta vegetal, este es un factor importante que se debe tener en cuenta, se analizan tres situaciones en función de la precipitación en los cinco días precedentes al evento estudiado y el estado de la vegetación (período de crecimiento o período de reposo). (Ven Te Chow,1994; Jildibrán Nuñez,2017; Máximo Villon,2011).

Tabla 11. Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas en el método SCS.

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

Fuente: Máximo Villon (2011)

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

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

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

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

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)} \dots\dots\dots(51)$$

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)} \dots\dots\dots(52)$$

• **Tipo de suelo hidrológico**

Los números de curva del SCS, se han tabulado en base al tipo de suelo y uso del mismo. Para determinar el tipo de suelo hidrológico, se debe tener en cuenta el tipo de suelo mediante el cual se fijan las condiciones de infiltración sub-superficial, la cobertura vegetal, ya que estas ejercen una fuerte influencia en la escorrentía directa. El método del Número de Curva del SCS, establece cuatro tipos o grupos de suelo (A, B, C y D), según la descripción. (MTC,2008; Jildibrán Nuñez y otros,2017).

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

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

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

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

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

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

Los valores del número de curva obtenidos de las tablas para la condición II de humedad son apropiados para pendientes de hasta el 5%; cuando el método se aplica a pendientes mayores se debe realizar un ajuste en función de la pendiente. (Victoriano Martinez,1999; Jildibrán Nuñez,2017)

$$CN(IIS) = \frac{CN(III)-CN(II)}{3} * [1 - 2 * e^{(-13.86*Sm)}] + CN(II) \dots\dots\dots(53)$$

Donde:

CN(IIS): Numero de curva modificado por pendiente en condición II de humedad.

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

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

Sm : Pendiente media de la cuenca.

Tabla 12. Número de curva para áreas urbanas, Ia = 0.2S.

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

1/8 ha o menos (casas) 1/4 ha	38	61	75	83	87
1/3 ha 1/2 ha	30	57	72	81	86
1 ha	25	54	70	80	85
2 ha	20	51	68	79	84
Desarrollo las zonas urbanas					
Áreas graduadas recientemente (áreas permeables solamente, sin vegetación).	12	46	65	77	82
Tierras en reposo (CN se determina usando los tipos de cobertura).		77	86	91	94

Fuente: Tomas Alfaro y Juan Bardalez (2010)

Tabla 13. Número de curva para tierras agrícolas cultivadas, $I_a = 0.2S$.

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

Fuente: Tomas Alfaro y Juan Bardalez (2010)

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

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

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

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

Tabla 14. Número de curva para otras tierras agrícolas, Ia = 0.2S.

Descripción de la cobertura	Condición hidrológica	Número de curva por grupos hidrológicos de suelos			
		A	B	C	D
Tipo de cobertura y condición hidrológica					
Pastos, praderas, o rangos - forraje para buriles ³	Pobre	6 8	79	86	89
	Regular	4 9	69	79	84
	Bueno	3 9	61	74	80
Pradera - pasto continuo, protegido del pastoreo y generalmente segado para heno.	-----	3 0	58	71	78
Mezcla de maleza y mala hierba ⁴	Pobre	4 8	67	77	83
	Regular	3 5	56	70	77
	Bueno	3 0	48	65	73
Bosque - combinación de hierba (huerto o plantación forestal) ⁵ .	Pobre	5	73	82	86
	Regular	7	65	76	82
	Bueno	4 5 3 2	58	72	79
Bosques ⁶	Pobre		66	77	83
	Regular	3 6	60	73	79
	Bueno	3 0	55	70	77
Granjas - edificios, calles, calzadas, y muchos de los alrededores.	-----	5 9	74	82	86

Fuente: Tomas Alfaro y Juan Bardalez (2010)

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

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

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

(6): Pobre: manto del bosque, árboles pequeños y matorrales son destruidos por el pastoreo intensivo o la quema regular. Regular: Bosques se rozan pero no quemadas, hojarasca de bosque cubre el suelo. Bueno: Bosque están protegidos por el pastoreo y la hojarasca y matorrales cubren adecuadamente el suelo.

Tabla 15. Número de curva para pastizales áridos y semiáridos, $I_a = 0.2S$.

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

Fuente: Tomas Alfaro y Juan Bardalez (2010)

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

(8) : CN han sido desarrollados exclusivamente para arbusto del desierto.

2.2.7. Modelo Precipitación-Escorrentía

Según Jildibrán Nuñez (2017), “Generalmente la mayoría de cuencas del Perú carece de estaciones hidrométricas, que nos permitan conocer los datos de aforo de los ríos en diversos períodos, o los datos que se tienen son muy cortos para realizar estimaciones para diversos tiempos de retorno”.

Ante la falta de datos hidrométricos, se recurre a los datos de precipitación como datos de entrada a los modelos precipitación-escorrentía. Inicialmente se determina la lluvia efectiva, luego se procede a transformar esa lluvia efectiva en escorrentía o caudal. Esta transformación puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. (MTC,2008; Jildibrán Nuñez,2017).

El método más usado en el campo de la Ingeniería es el Hidrograma unitario, introducido por Sherman en los años 1932. La síntesis del hidrograma unitario se basa en la obtención de un parámetro temporal, a partir de las propiedades geomorfológicas de la cuenca fácilmente observables en los modelos digitales, con las que se relaciona mediante expresiones experimentales. El hidrograma unitario de una cuenca, se define como la escorrentía superficial resultante de una lluvia neta de 1 mm, repartida uniformemente sobre dicha cuenca y con una distribución constante a lo largo de un determinado intervalo de tiempo. (MTC,2008; Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez,2011).

2.2.7.1. Hidrograma unitario sintético de Snyder

Los hidrogramas unitarios sintéticos se desarrollan en base al modelo precipitación-escorrentía, permitiéndonos generar Hidrogramas de avenidas máximas para una lluvia de duración y una profundidad unitaria, utilizando las características físicas y morfológicas de la cuenca en interés. (MTC,2008; Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez,2011).

Snyder mediante el análisis de las condiciones de escurrimiento de un número de cuencas, desarrolló ecuaciones que definen las características del hidrograma unitario sin el uso del modelo conceptual. Las ecuaciones se han desarrollado para calcular el pico y la base del hidrograma unitario. Se definen también empíricamente el ancho del HU al 50% y al 75% del caudal pico. Este método permite desarrollar el análisis hidrológico, determinar el caudal máximo para cuencas grandes, con áreas de 30 a 30,000 km². (MTC,2008; Jildibrán Nuñez,2017; Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez,2011; Ven Te Chow,1994).

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

$$t_p = 5.5t_r \dots\dots (54)$$

t_p : Tiempo de retardo de la cuenca.

t_r : Tiempo de duración de lluvia.

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

$$T_p = C_1 * C_t * (L * L_c)^{0.3} \dots\dots(55)$$

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

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

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

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

$$q_p = \frac{2.75 * C_p * A}{t_p} \dots\dots\dots (56)$$

q_p : Caudal pico del hidrograma unitario por mm de lluvia neta (m³/S/cm).

A : Área de la cuenca en kilómetros cuadrados.

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

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

$$C_t = \frac{0.6}{\sqrt{S_m}} \dots\dots\dots (57)$$

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

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

$$T_b = 3 + \frac{t_p}{8} \dots\dots\dots(58)$$

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

$$t_p = \frac{L^{0.8} * (S+1)^{0.7}}{1900 * S_m^{0.5}} \dots\dots (59)$$

Según Ven Te Chow et al. (1994). “El tiempo base en horas del hidrograma unitario, puede

determinarse utilizando el hecho, que el área bajo el hidrograma unitario es equivalente a una escurrentía directa de 1 cm³. Suponiendo una forma triangular para el hidrograma unitario, el tiempo base puede estimarse:

$$T_b = \frac{C_3}{q_p} \dots \dots \dots (60)$$

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

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

$$W = C_w * q_p^{-1.081} \dots \dots \dots (61)$$

C_w : 1.22 para un ancho del 75% y 2.14 para un ancho de 50%. (Jildibrán Nuñez y otros,2017).

Usualmente un tercio de este ancho se distribuye antes del momento en que ocurre el pico del hidrograma unitario y dos tercios después de dicho pico. (Sergio Fattorelli y Pedro Fernández,2011; Ven Te Chow,1994)

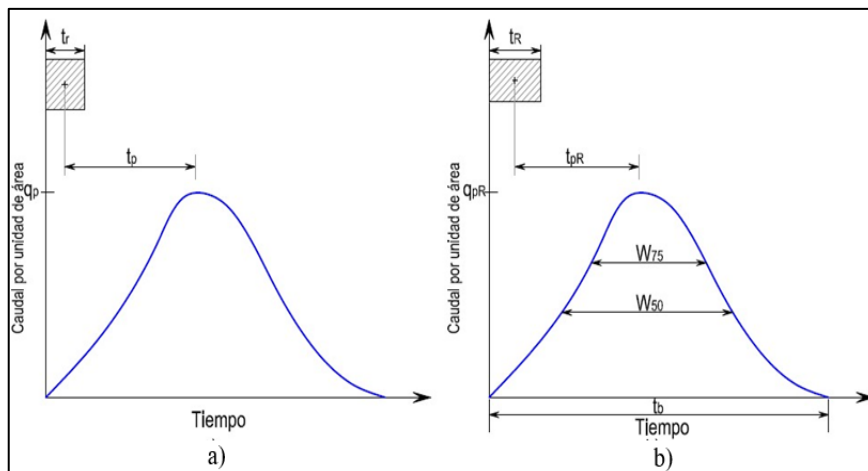


Figura 14. Hidrograma Unitario de Snyder estándar ($t_p = 5.5t_r$); b) Hidrograma Unitario requerido ($t_p = 5.5t_r$).

Fuente: Ven Te Chow (1994)

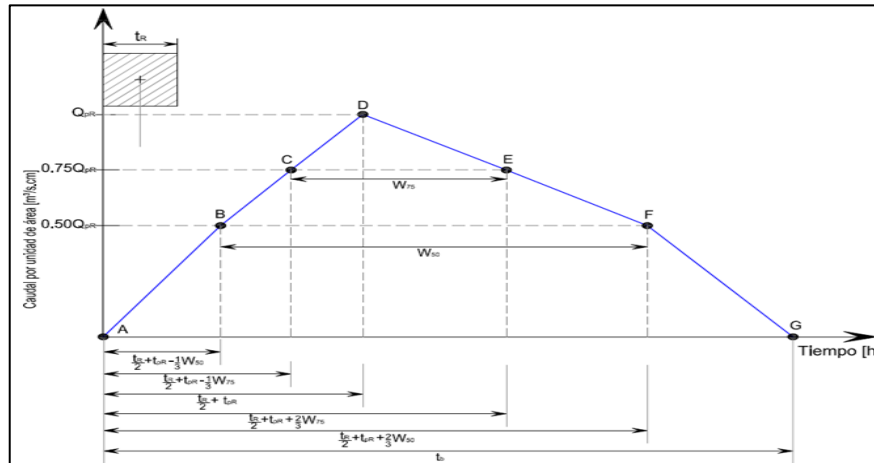


Figura 15. Coordenadas del Hidrograma Unitario Sintético Snyder.

Fuente: Sergio Fattorelli y Pedro Fernández (2011)

Tabla 16. Valores de los parámetros de Snyder calculados por calibración con el modelo HEC-1

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

Fuente: Sergio Fattorelli y Pedro Fernández (2011).

2.2.7.2. Hidrogramas de escorrentía directa

Definido el hidrograma unitario, este nos servirá para determinar los hidrogramas de escorrentía directa, correspondiente a una tormenta simple de igual duración y una precipitación efectiva. Los hidrogramas de precipitación efectiva sumado a los HU, mediante la convolución de hidrogramas nos permiten determinar los caudales para avenidas máximas. Se inicia con un desfase porque $P_{ei} = 0$. (Ven Te Chow, 1994; Sergio Fattorelli y Pedro Fernández, 2011; Jildibrán Nuñez, 2017)

$$Q_{\max} = \sum P_{ei} * HU_i \dots \dots \dots (62)$$

2.2.8. Tránsito de avenidas

Es un procedimiento matemático para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo (Hidrograma de Avenidas), cuando este se propaga o transita por el tramo de un río, en uno o más puntos a lo largo de este cauce. Este procedimiento permite obtener la forma del hidrograma en distintas secciones transversales a lo largo de un cauce a partir de un hidrograma de entrada. (Jildibrán Nuñez,2017; Ven Te Chow,1994).

Según Ven Te Chow (1994) “Para predecir las variaciones temporales y espaciales de una onda de avenida a través de un tramo del río; o para determinar el hidrograma de salida de una cuenca sobre la que se presenta una tormenta, se emplean los procedimientos de tránsito de avenidas, los cuales se dividen en dos categorías:

- Métodos Hidrológicos. (o de Almacenamiento.)
- Métodos Hidráulicos. (o flujo distribuido)

2.2.8.1.Métodos Hidrológicos

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

En un sistema hidrológico el caudal se calcula en función del tiempo únicamente en un lugar particular, utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno a más puntos aguas arriba. Estos métodos, de simple utilización, se usan normalmente integrados a modelos de precipitación–escorrentía. El software requerido es el HEC-HMS, su exactitud es aceptable si no existen condiciones como remansos que invalidan su uso. (Ven Te Chow,1994; Jildibrán Nuñez,2017)

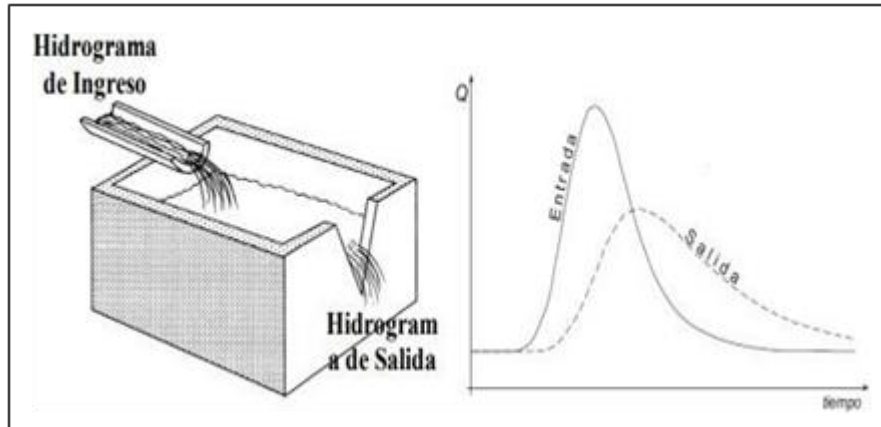


Figura 16. Esquema de un sistema hidrológico agregado.

Fuente: Ven Te Chow et al. (1994)

2.2.8.2. Métodos Hidráulicos

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

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

Los métodos hidráulicos utilizan la ecuación de conservación de la masa y de conservación de cantidad de movimiento (ecuaciones de Saint-Venant) para describir el flujo de agua en un cauce. Las ecuaciones mencionadas comúnmente se resuelven con esquemas de diferencia finitas, con el método de las características o el método del elemento finito. (Ven Te Chow, 1994; Jildibrán Nuñez, 2017).

La modelación hidráulica permite realizar una estimación más confiable de las áreas de inundación para diferentes caudales, y avenidas máximas, el software que es utilizado para simular eso se llama HEC-RAS.

2.2.8.2.1. Ecuaciones de Saint-Venant

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

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

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

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = Q_e \dots\dots\dots(63)$$

Donde:

t : tiempo

x : Espacio a lo largo del cauce.

A : Área de la sección transversal.

Q_e : Caudal de entrada lateral distribuido a lo largo de x.

Ecuación del momento del fluido:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \delta \left(\frac{\partial y}{\partial x} + S_f - S_0 \right) = 0 \dots\dots\dots(64)$$

Donde:

V : Velocidad.

δ : Constante de aceleración de la gravedad.

y: Elevación de la superficie de agua.

S_f : Pendiente longitudinal de fricción.

S_0 : Pendiente longitudinal de Cauce.

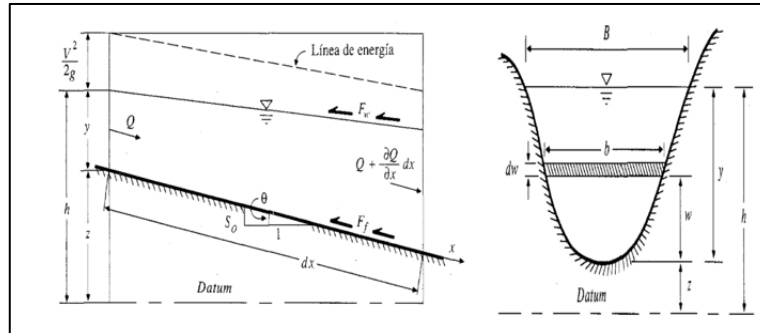


Figura 17. Tramo de un cauce para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant.

Fuente: Ven Te Chow et al. (1994).

Las ecuaciones de Saint-Venant para tránsito distribuido constituyen un sistema de ecuaciones diferenciales parciales con dos variables independientes x y t , y dos variables dependientes y y Q , cuyas ecuaciones no se pueden solucionar fácilmente por métodos analíticos excepto en algunos casos especiales simples. Son ecuaciones diferenciales parciales que en general, deben resolverse utilizando métodos numéricos. (Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez, 2011; Ven Te Chow, 1994; Jildibrán Nuñez, 2017).

El método más usado es el método de diferencias finitas, existe gran cantidad de esquemas numéricos del tipo explícito e implícito. En este método se formula ecuaciones de diferencias finitas utilizando las ecuaciones diferenciales parciales originales de continuidad y de momentum. Se obtienen entonces soluciones para el caudal y la elevación de la superficie del agua para tiempos y distancias incrementándose a lo largo de la corriente o río. (Sergio Fattorelli y Pedro Fernandez, 2011; Ven Te Chow, 1994; Jildibrán Nuñez, 2017).

2.2.8.3. Modelo Hidráulico HEC-RAS

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

RAS es capaz de representar perfiles de superficie de agua en flujo estable, simulación del flujo inestable, transporte de sedimentos y análisis de la calidad del agua. HEC-RAS puede calcular perfiles de agua en 1D para flujo variado gradualmente estable. Perfiles de flujo sub crítico, supercrítico, y una combinación de ambos. (Máximo Villón,2011; US Army Corps of Engineers,2016; Jildibrán Nuñez,2017).

2.2.8.3.1. Ecuaciones del flujo no permanente

Los cauces naturales generalmente se rigen por el flujo no permanente, donde se describe el proceso distribuido, consecuencia que el caudal, la velocidad y la altura de agua varía con el espacio (en las secciones transversales). (Máximo Villón, 2011; MTC, 2008; Jildibrán Nuñez,2017; US Army Corps of Engineers, 2016).

Para este tipo de flujo HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant, las cuales se basan sobre leyes físicas que gobiernan el flujo en corrientes, que son referidas al principio de conservación de la masa (continuidad) y principio de conservación de Momentum. (Máximo Villón, 2011; MTC, 2008; Jildibrán Nuñez,2017; US Army Corps of Engineers, 2016).

2.2.8.3.2. Parámetros hidráulicos de diseño

a. Secciones transversales

En cada sección transversal del cauce del río se definen los parámetros hidráulicos de diseño, como los bancos, fondo del río, caudal de diseño, coeficiente de Manning ya sea para la llanura de inundación y para el cauce. (Máximo Villón, 2011; Jildibrán Nuñez,2017; US Army Corps of Engineers, 2016).

b. Coeficiente de rugosidad (n de Manning)

El coeficiente de rugosidad representa el efecto de resistencia al flujo de las superficies del fondo, paredes del cauce y llanuras de inundación. El valor “n” de Manning es variable y depende de un gran número de factores como rugosidad superficial del cauce, vegetación presente en el cauce y llanuras de inundación, irregularidades del cauce, alineación del cauce, erosión y sedimentación, obstrucciones, tamaño y forma del cauce, estación y descarga, cambio temporal, temperatura, material en suspensión y carga de fondo. (Ven Te Chow,1994; Jildibrán Nuñez,2017; US Army Corps of Engineers, 2016).

Cowan desarrolló un procedimiento para determinar el coeficiente de Manning teniendo en cuenta diversos parámetros de la geometría del cauce. (Ven Te Chow,1994; Jildibrán

Nuñez,2017; US Army Corps of Engineers, 2016).

$$\eta = (\eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3) * m_5 \dots\dots\dots(65)$$

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

Tabla 17. Valores de coeficientes de rugosidad “η” de Manning.

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

ramas			
• Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0.100	0.120	0.160
F) Cursos de agua importantes (Ancho superior, a nivel de inundación, mayor que 30 m). Los valores de n son menores que los de los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen menor resistencia efectiva.			
1) Sección regular sin rocas y arbustos	0.025		0.060
2) Sección irregular y áspera	0.035	-	0.100

Fuente: Ven Te Chow (1994)

Tabla 18. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante Cowan.

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	η_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	η_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	η_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	η_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	η_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Ven Te Chow (1994)

2.2.8.3.3. Estabilidad del modelo para el flujo no permanente

Uno de los problemas presentes en un modelo de régimen variado es lograr la estabilidad de este, este modelo está sujeto a inestabilidades, consistente en errores numéricos que pueden crecer hasta el punto que la solución empieza a oscilar incontroladamente o hasta que los errores se hacen tan grandes que el cálculo no puede continuar. Es de suma importancia que al finalizar la simulación se detecte los posibles errores, se puede lograr realizando una inspección gráfica de los resultados de la simulación, para detectar la existencia de oscilaciones en las elevaciones de la superficie del agua y/o en los gastos calculados. (Jildibrán Nuñez,2017; US Army Corps of Engineers, 2016).

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

- Espaciamiento entre secciones transversales, Δx
- Intervalo de tiempo de simulación, Δt
- Factor de Peso θ
- Número de iteraciones
- Tolerancia de la solución

2.2.8.3.4. Espaciamiento entre secciones transversales Δx

El espaciamiento entre secciones es una variable determinante en la modelación de un flujo de cauces naturales, a menos distancia entre secciones mayor estabilidad del modelo, a costa de más tiempo de simulación. Para determinar la distancia entre secciones se debe tener en cuenta la naturaleza de la zona de estudio, las secciones deben tomarse de tal manera que puedan caracterizar los principales cambios geométricos en el tramo de estudio. Otro criterio a tomar en cuenta es la escala de trabajo. (US Army Corps of Engineers, 2016; Jildibrán Nuñez,2017).

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

$$\Delta X_m \leq \frac{C \cdot T_p}{20} \dots\dots\dots(66)$$

Donde:

ΔX_m : Espaciamiento de la sección transversal (m).

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

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

$$C = \sqrt{\delta D} \dots\dots(67)$$

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

$$\Delta X_m \leq \frac{0.15D}{S_0} \dots\dots\dots(68)$$

D : Profundidad promedio del canal.

S₀ : Pendiente promedio.

2.2.8.3.5. Intervalo de tiempo de simulación.

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

$$C_r = V_w * \frac{\Delta t}{\Delta X} \leq 1 \dots\dots\dots(69)$$

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

$$V_w = \frac{3}{2} * V \dots\dots\dots(70)$$

V_w : La velocidad de la onda de inundación.

V : Velocidad media del flujo.

La condición de Courant suele ser una condición bastante restrictiva. Si T_p es el tiempo pico del hidrograma de avenida, generalmente se sugiere que se cumpla la condición. (Jildibrán Nuñez y otros,2017)

$$\Delta t \leq \frac{T_0}{20} \dots\dots\dots(71)$$

2.2.8.3.6. Factor de peso

El factor de ponderación determina la estabilidad del modelo para valores entre $0.50 < \theta \leq 1.00$. El manual del modelo HEC-RAS acepta valores comprendido entre $0.60 < \theta \leq 1.00$, donde establece que un valor de 0.6 proporciona una solución más precisa de las ecuaciones, pero es

más susceptible de inestabilidad, y que un valor de 1.0 proporciona mayor estabilidad a la solución, pero puede no ser tan preciso. (US Army Corps of Engineers, 2016; Jildibrán Nuñez, 2017)

2.2.8.4. Estimación de caudales

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial. (MTC, 2008)

A continuación, se presentan algunas metodologías:

2.2.8.4.1. Método IILA

Son escasas las estaciones que ofrecen información automatizada de registros pluviales, por lo que existe bastante dispersión en los datos. Con el método IILA, la intensidad de lluvia que tiene una duración t (en horas). (MTC, 2008)

Para un periodo de retorno T (en años), es:

$$I_{t,T} = a(1+K \log T) t^{n-1} \dots\dots (72)$$

Y la precipitación tiene la siguiente relación:

$$P_{t,T} = a(1+K \log T) t^n \dots\dots\dots (73)$$

Según la metodología empleada las fórmulas son válidas para $3 \leq t \leq 24$ horas.

2.2.8.4.2. Método Racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coeficiente escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Considerar que la duración de precipitación es igual al tiempo de concentración. Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ km}^2$ (MTC, 2008). La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$Q = 0.278CIA \dots \dots \dots (74)$$

Donde:

Q= Descarga máxima de diseño (m³/s)

C= Coeficiente de escorrentía.

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

A= Área de la cuenca (km²)

Tabla 19. Coeficientes de escorrentía método racional.

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6
	Semipermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Permeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
Cultivos	Impermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Semipermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Permeable	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45
	Semipermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Permeable	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Semipermeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
	Permeable	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Semipermeable	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25
	Permeable	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

Fuente. (MTC,2008)

2.2.8.4.3. Método Racional Modificado.

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991), permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de 51 drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (T_c) de entre 0.25 y 24 horas. (MTC ,2008)

La fórmula es la siguiente:

$$Q = 0.287CIAK \dots (75)$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³ /s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

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

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

a. Tiempo de concentración (T_c).

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75} \dots\dots\dots(76)$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

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

b. Coeficiente de uniformidad (K)

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14} \dots\dots\dots(77)$$

Dónde:

T_c= Tiempo de concentración (horas).

c. Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A)

$$k_A = 1 - \log_{10} \frac{A}{15} \dots\dots\dots(78).$$

Donde:

A: Area en km².

d. Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = k_A * P_d \dots\dots (79)$$

Donde:

k_A : Factor reductor.

P_d : Precipitación máxima diaria (mm).

e. Intensidad de precipitación (I)

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \dots\dots\dots(80)$$

Donde:

P : Precipitación máxima corregida
(mm)

T_c : Tiempo de concentración (horas)

f. Coeficiente de Escorrentía (C)

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23P_o)}{(P_d + 11 * P_o) * (P_d + 11 * P_o)} \dots\dots\dots(81)$$

Donde:

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

P_o : Umbral de escorrentía =
(5000/CN)-50 CN: Número de curva.

2.2.9. Inundaciones

Se producen cuando las lluvias intensas o continuas sobrepasan la capacidad de campo del suelo, el volumen máximo de transporte del río es superado y el cauce principal se desborda e inunda los terrenos circundantes. (CENEPRED,2014).

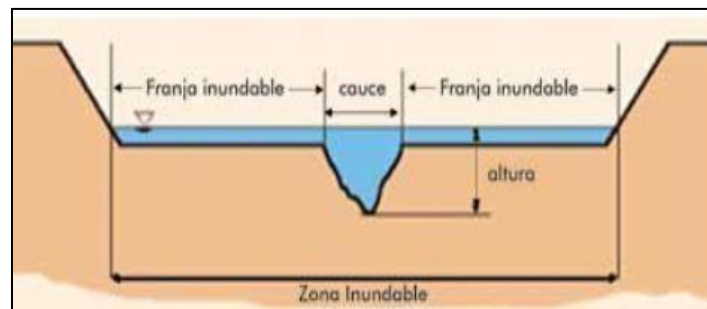


Figura 18. Sección típica de una llanura inundada.

Fuente: CENEPRED (2014)

2.2.9.1. Tipos de inundación

Las inundaciones se pueden ser producidas por aspectos fluviales o pluviales. Las inundaciones fluviales, son las inundaciones cuyo origen es generado por el agua desbordada de los ríos quedando expuestas a la superficie de un terreno determinado. Se diferencian de las inundaciones pluviales estas pueden ser originadas por lluvias ocurridas en cualquier parte de la cuenca desbordando al río y afectando el terreno cercano. Mientras que las inundaciones pluviales son producidas por el exceso de lluvia que cae en un terreno ya saturado, se genera la inundación debido a que el terreno comienza a acumularse grandes cantidades de agua hasta que comienza a evaporarse y secar el terreno para ser utilizado. (CENEPRED, 2014).

2.2.9.1.1. Inundaciones dinámicas o rápidas

Se producen en ríos cuyas cuencas presentan fuertes pendientes, por efecto de las lluvias intensas. Las crecidas de los ríos son repentinas de corta duración. Son las que producen los mayores daños en la población e infraestructura, debido a que el tiempo de reacción es casi nulo. Por ejemplo: los ríos de la cuenca del Océano Pacífico. (CENEPRED,2014)

2.2.9.1.2. Inundaciones estáticas o lentas

Generalmente se producen cuando las lluvias son persistentes y generalizadas, producen un aumento paulatino del caudal del río hasta superar su capacidad máxima de transporte, por lo que el río se desborda, inundando áreas planas cercanas al mismo, a estas áreas se les denomina llanuras de inundación. (CENEPRED,2014).

2.2.9.2. Zonas inundables

Son el resultado de lluvias fuertes o continuas que sobrepasan la capacidad de absorción del suelo y la capacidad de carga de los ríos, riachuelos y áreas costeras. El desarrollo de actividades urbanas en zonas inadecuadas ocasiona el aumento de la altura y la extensión de las llanuras de inundación. (CENEPRED,2014)

2.2.9.2.1. Inundaciones en el Perú

Las inundaciones en el país suelen ocurrir entre los meses de noviembre a mayo, debido a precipitaciones de gran intensidad que ocurren en la zona Andina del país. Como se sabe en los Andes nacen la mayoría de ríos que su curso hidrográfico es hacia la cuenca del Pacífico, tenemos como ejemplo: El Río Santa, Rímac, La Leche, Piura, etc. y aquellos ríos importantes que su curso es hacia la cuenca del Atlántico como: Río Marañón, Chinchipe, Huallaga, Utcubamba, etc.

Al aumentar su caudal estos ríos generan grandes pérdidas económicas, sociales y materiales. El fenómeno del niño tiene una gran influencia en el país ya que en la zona costera produce que muchos ríos aumenten demasiado su caudal, así como lo ocurrido en el año 2017. El estado tiene que instaurar políticas de prevención ante el peligro y riesgo, para evitar pérdidas humanas y materiales.

2.2.9.2.2. Causas de las inundaciones

Las causas de las inundaciones pueden ser muy diversas pero el daño es directamente proporcional a sus causas. Dependiendo de la magnitud de las inundaciones son el daño que se pudiera generar ocasionando consecuencias graves dentro de las causas se destacan.

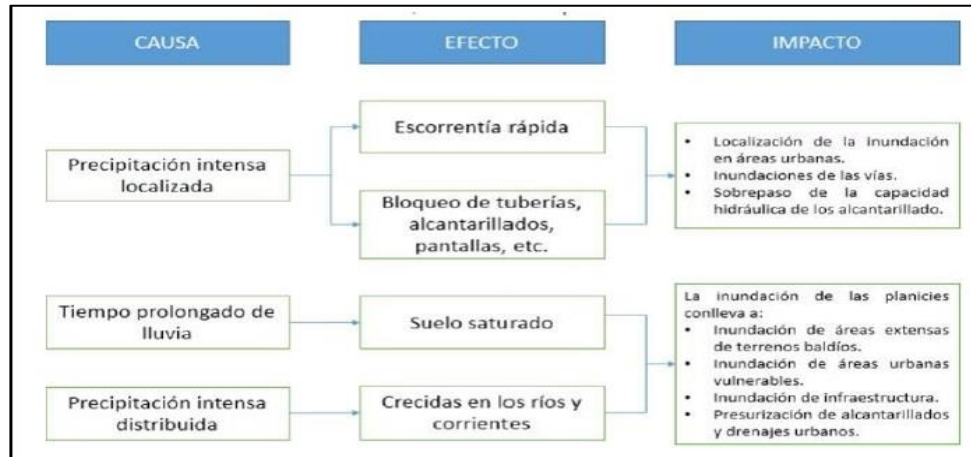


Figura 19. Mapa de causas y efectos.

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.9.2.2.1. Identificación y caracterización de la inundación

- Pendiente del terreno.
- Descripción del fenómeno.
- Magnitud (tamaño), intensidad, geometría, forma y propiedades físicas relevantes.
- Análisis de las crecidas o avenidas máximas.
- Tiempo de recurrencia de las avenidas.
- Intensidad de precipitaciones en la zona, reportes, etc.

Fuente: CENEPRED (2014)

2.2.10. Estimación del peligro, la vulnerabilidad y el riesgo

En una situación de exposición al riesgo en un medio urbano, intervienen dos componentes principales: el fenómeno natural potencialmente dañino (la amenaza) y la sociedad amenazada susceptible de sufrir los daños (la sociedad vulnerable). Consideramos el término sociedad en su acepción más amplia, es decir, incluyendo al conjunto de los individuos, pero también a las estructuras dentro de las cuales evolucionan y el funcionamiento de las diferentes redes que establecen. La amenaza y la sociedad.

La noción de riesgo en una zona urbana, se genera entonces por la acción de un evento Probable sobre un sistema más o menos deteriorado, a la interface entre el fenómeno amenazante dañino y la vulnerabilidad de los elementos expuestos.

La pareja conformada por el peligro y la vulnerabilidad que equivalen al estado de un Sistema

(la ciudad o sociedad urbana), en una situación particular (expuesta a una amenaza), da al riesgo un aspecto multidimensional (sistema complejo).

Los factores de vulnerabilidad pertenecen a campos diversos (naturales, materiales, sociales, funcionales, en materia de decisiones, etc.) e influyen no solamente considerándolos Individualmente, sino también en interacción los unos con los otros, conformando así un Sistema. (CENEPRED, 2014).

2.2.10.1. Peligro

El peligro, es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural o inducido por la actividad del hombre, potencialmente dañino, de una magnitud dada, en una zona o localidad conocida, que puede afectar un área poblada, infraestructura física y/o el medio ambiente. (CENEPRED, 2014).

Tabla 20. Estrato, descripción y valor de las zonas de peligro.

ESTRATO/NIVEL	DESCRIPCION O CARACTERISTICAS	VALOR
PB (Peligro Bajo)	Terrenos planos o con poca pendiente, roca y suelo compacto y seco, con alta capacidad portante. Terrenos altos no inundables, alejados de barrancos o cerros deleznable. No amenazados por peligros, como actividad volcánica, maremotos, etc. Distancia mayor a 500 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	1 < de 25%
PM (Peligro Medio)	Suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. De 300 a 500 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	2 De 26% a 50%
PA (Peligro Alto)	Sectores donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas. Sectores que son inundados a baja velocidad y permanecen bajo agua por varios días. Ocurrencia parcial de la licuación y suelos expansivos. De 150 a 300 m. desde el lugar del peligro tecnológico	3 De 51% a 75%
PMA (Peligro Muy Alto)	Áreas amenazadas por flujos piroclásticos o lava. Fondos de quebrada que nacen de la cumbre de volcanes activos y sus zonas de deposición afectables por flujos de lodo. Sectores amenazados por deslizamientos o inundaciones a gran velocidad, con gran fuerza hidrodinámica y poder erosivo. Sectores amenazados por otros peligros: maremoto, heladas, etc. Suelos con alta probabilidad de ocurrencia de licuación generalizada o suelos colapsales en grandes proporciones. Menor de 150 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	4 De 76% a 100%

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.1.1. Criterios para determinar el nivel o grado de peligrosidad ante una inundación

El peligro está en función de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y de su intensidad. La intensidad a su vez se puede definir en función de la profundidad y la velocidad del agua, así como de la duración de las inundaciones. (INDECI, 2011)

$$\text{Peligro por inundación} = f(\text{Intensidad} \times \text{Probabilidad de ocurrencia})$$

Donde:

$$\text{Intensidad} = f(\text{profundidad de agua, duración, velocidad})$$

$$\text{Probabilidad} = f(\text{precipitaciones, eventos desencadenantes (tormentas), cambios climáticos}).$$

2.2.10.1.2. Criterios recomendados para determinar el nivel de intensidad

Los criterios recomendados para evaluar la intensidad de las inundaciones son diferentes en dependencia del tipo de inundación. Para inundaciones estáticas se considera la profundidad o altura del flujo. Mientras que para inundaciones dinámicas se recomienda utilizar el producto de la velocidad por la profundidad del flujo. (INDECI, 2011)

Los umbrales entre los niveles de intensidad muy alta, alta, media y baja, han sido definidos considerando la peligrosidad que una determinada columna de agua puede significar para la infraestructura o las viviendas y la vida de los pobladores. (INDECI, 2011)

Tabla 21. Niveles de Intensidad para inundaciones pluviales.

Niveles de intensidad	Profundidad del flujo (H) (m) (inundaciones estáticas)	Profundidad x velocidad del flujo (m ² /s) (inundaciones dinámicas)
Muy alta	$H > 1.5 \text{ m}$	$H*V > 1.5 \text{ m}$
Alta	$0.5 \text{ m} < H < 1.5 \text{ m}$	$0.5 \text{ m} < H*V < 1.5 \text{ m}$
Media	$0.25 \text{ m} < H < 0.5 \text{ m}$	$0.25 \text{ m} < H*V < 0.5 \text{ m}$
Baja	$< 0.25 \text{ m}$	$H*V < 0.25 \text{ m}$

Fuente: INDECI (2011)

Tabla 22. Rangos de intensidad para inundaciones pluviales.

Nivel de Intensidad	Rangos
Muy alta	$0,750 < NI \leq 1.00$
Alta	$0,50 < NI \leq 0,75$
Media	$0,25 < NI \leq 0,50$
Baja	$0 < NI \leq 0,25$

Fuente: INDECI (2011)

NI: Nivel de intensidad.

2.2.10.1.3. Criterios recomendados para la evaluación de la frecuencia, o periodo de retorno de la inundación fluvial

La frecuencia o recurrencia de inundaciones o cada cuanto se inunda una determinada zona dependerá esencialmente de la frecuencia de precipitaciones excepcionalmente fuertes (INDECI, 2011).

Tabla 23. Periodos de retorno según categoría.

Niveles de Intensidad	Período de retorno en años (Tr)
Muy alta	$1 < T < 5$ años
Alta	$5 < T < 15$ años
Media	$15 < T < 50$ años
Baja	$50 < T < 200$ años o más

Fuente: INDECI (2011)

Tabla 24. Rangos de frecuencia de inundaciones fluviales.

Frecuencia	Rangos
Muy alta	$0,750 < F \leq 1.00$
Alta	$0,50 < F \leq 0,75$
Media	$0,25 < F \leq 0,50$
Baja	$0 < F \leq 0,25$

Fuente: INDECI (2011).

F: Frecuencia.

2.2.10.1.4. Determinación del nivel de peligrosidad

Los niveles de peligro por inundación de un área dada, resultan de la relación entre frecuencia de las inundaciones y su intensidad (es decir su profundidad, o el producto de la profundidad por la velocidad). Representándose gráficamente en la siguiente matriz: (Los valores numéricos de intensidad son para inundaciones estáticas) (INDECI, 2011)

Tabla 25. Matriz de peligro.

Intensidad	Muy Alta	Peligro Medio 0,25	Peligro Alto 0,5	Peligro Muy Alto 0,75	Peligro Muy Alto 1
	Alta	Peligro Bajo 0,19	Peligro Medio 0,38	Peligro Alto 0,56	Peligro Muy Alto 0,75
	Media	Peligro Bajo 0,13	Peligro Medio 0,25	Peligro Medio 0,38	Peligro Alto 0,5
	Baja	Peligro Bajo 0,06	Peligro Bajo 0,13	Peligro Bajo 0,19	Peligro Medio 0,25
		Baja	Medio	Alto	Muy Alto
Frecuencia(años)					

Fuente: INDECI (2011)

Tabla 26. Rangos del Nivel de Peligrosidad.

Nivel de Peligrosidad	Rangos
Muy alta	$0,750 < NP \leq 1.00$
Alta	$0,50 < NP \leq 0,75$
Media	$0,25 < NP \leq 0,50$
Baja	$0 < NP \leq 0,25$

Fuente: (INDECI, 2011)

NP: Nivel de Peligrosidad

2.2.10.2. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad es la susceptibilidad de la población, sus bienes o sus actividades sociales y económicas de sufrir daños por acción de un peligro o una amenaza. (INDECI, 2011).

Según CENEPRED, (2014). Los indicadores de vulnerabilidad son parámetro general donde se consideran los aspectos sociales, económicos y ambientales los mismos se detallan a continuación:

2.2.10.2.1. Vulnerabilidad física

Está relacionada con la calidad o tipo de material utilizado y el tipo de construcción de las viviendas, establecimientos económicos (comerciales e industriales) y de servicios (salud, educación, sede de instituciones públicas), e infraestructura socioeconómica (central hidroeléctrica, carretera, puente y canales de riego), para asimilar los efectos del peligro. (CENEPRED,2014).

Tabla 27. Vulnerabilidad física.

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Material de construcción utilizada en viviendas	Estructura sismo resistente con adecuada técnica constructiva (de concreto o acero)	Estructura de concreto, acero o madera, sin adecuada técnica constructiva	Estructuras de adobe, piedra o madera, sin refuerzos estructurales	Estructuras de adobe, caña y otros de menor resistencia, en estado precario
Localización de viviendas (*)	Muy alejada > 5 Km	Medianamente cerca 1 – 5 Km	Cercana 0.2 – 1 Km	Muy cercana 0.2 – 0 Km
Características geológicas, calidad y tipo de suelo	Zonas sin fallas ni fracturas, suelos con buenas características geotécnicas	Zona ligeramente fracturada, suelos de mediana capacidad portante	Zona medianamente fracturada, suelos con baja capacidad portante	Zona muy fracturada, fallada, suelos colapsables (relleno, mapa freática alta con turba, material inorgánico, etc.)
Leyes existentes	Con leyes estrictamente cumplidas	Con leyes medianamente cumplidas	Con leyes sin cumplimiento	Sin ley

VB (Vulnerabilidad Baja)

VM (Vulnerabilidad Media)

VA (Vulnerabilidad Alta)

VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.2.2. Vulnerabilidad Económica

Constituye el acceso que tiene la población de un determinado centro poblado a los activos económicos (Tierra, Infraestructura, servicios y empleo asalariado, entre otros), que se refleja en la capacidad para hacer frente a un Desastre.

Está determinada, fundamentalmente, por el nivel de ingreso o la capacidad para satisfacer las necesidades básicas por parte de la población, la misma que puede observarse en un determinado centro poblado, con la información estadística disponible en los Mapas de Pobreza que han elaborado las Instituciones Públicas. (CENEPRED, 2014)

Tabla 28. Vulnerabilidad económica.

Variable	Nivel de vulnerabilidad			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Actividad Económica	Alta productividad y Recursos bien distribuidos. Productos para el comercio exterior o fuera de la localidad	Medianamente productiva y distribución regular de los recursos. Productos para el comercio interior, a nivel local.	Escasamente productiva y distribución deficiente de los recursos. Productos para el autoconsumo.	Sin productividad y nula distribución de recursos.
Acceso al mercado laboral	Oferta laboral > Demanda	Oferta laboral = Demanda	Oferta laboral < Demanda	No hay Oferta Laboral.
Nivel de ingresos	Alto nivel de ingresos	Suficientes niveles de ingresos	Nivel de ingresos que cubre necesidades básicas	Ingresos inferiores para cubrir necesidades básicas.
Situación de pobreza o Desarrollo Humano	Población sin pobreza	Población con menor porcentaje pobreza	Población con pobreza mediana	Población con pobreza total o extrema

VB (Vulnerabilidad Baja)

VM (Vulnerabilidad Media)

VA (Vulnerabilidad Alta)

VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.2.3. Vulnerabilidad social

Se analiza a partir del nivel de organización y participación que tiene una colectividad, para prevenir y responder ante situaciones de emergencia. (CENEPRED, 2014).

Tabla 29. Vulnerabilidad social.

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Nivel de Organización	Población totalmente organizada.	Población organizada	Población escasamente organizada	Población no organizada.
Participación de la población en los trabajos comunales	Participación total	Participación de la mayoría.	Mínima Participación	Nula participación
Grado de relación entre las instituciones y organizaciones locales.	Fuerte relación	medianamente relacionados	Débil relación	No existe
Tipo de integración entre las organizaciones e Institucionales locales.	Integración total.	Integración parcial	Baja integración	No existe integración

VB (Vulnerabilidad Baja)

VM (Vulnerabilidad Media)

VA (Vulnerabilidad Alta)

VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.2.4. Vulnerabilidad educativa

Se refiere a una adecuada implementación de las estructuras curriculares, en los diferentes niveles de la educación formal, con la inclusión de temas relacionados a la prevención y atención de desastres, orientado a preparar (para las emergencias) y educar (crear una cultura de prevención) a los estudiantes con un efecto multiplicador en la sociedad. (CENEPRED,2014)

Tabla 30. Vulnerabilidad educativa.

VARIABLES	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Programas educativos formales (Prevención y Atención de Desastres - PAD).	Desarrollo permanente de temas relacionados con prevención de desastres	Desarrollo con regular permanencia sobre temas de prevención de desastres	Insuficiente desarrollo de temas sobre prevención de desastres	No están incluidos los temas de PAD en el desarrollo de programas educativos.

Programas de Capacitación (educación no formal) de la población en PAD.	La totalidad de la población está capacitada y preparada ante un desastre	La mayoría de la población se encuentra capacitada y preparada.	La población está escasamente capacitada y preparada.	no está capacitada ni preparada la totalidad de la población
Campañas de difusión (TV, radio y prensa) sobre PAD.	Difusión masiva y frecuente	Difusión masiva y poco frecuente	Escasa difusión	No hay difusión
Alcance de los programas educativos sobre grupos estratégicos	Cobertura total	Cobertura mayoritaria	Cobertura insuficiente menos de la mitad de la población objetivo.	Cobertura deslocalizada

VB (Vulnerabilidad Baja)

VM (Vulnerabilidad Media)

VA (Vulnerabilidad Alta)

VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.2.5. Vulnerabilidad cultural e ideológica

Está referida a la percepción que tiene el individuo o grupo humano sobre sí mismo, como sociedad o colectividad, el cual determina sus reacciones ante la ocurrencia de un peligro de origen natural o tecnológico y estará influenciado según su nivel de conocimiento, creencia, costumbre, actitud, temor, mitos, etc.

El desarrollo histórico de nuestros pueblos ha determinado la presencia de un conjunto de valores que les son propios y que marcan la pauta de las relaciones mutuas, entre la solidaridad y el individualismo, así mismo el avance tecnológico, a través de la televisión y la informática, viene influyendo en la conducta y comportamiento de las personas. (CENEPRED,2014).

Tabla 31. Vulnerabilidad cultural e ideológica.

Variable	Nivel de vulnerabilidad			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Conocimiento sobre la ocurrencia de desastres	Conocimiento total de la población sobre las causas y consecuencias de los desastres	La mayoría de la población tiene conocimientos sobre las causas y consecuencias de los desastres	Escaso conocimiento de la población sobre las causas y consecuencias de los desastres	Desconocimiento total de la población sobre las causas y consecuencias de los desastres

Percepción de la población sobre los desastres	La totalidad de la población tiene una percepción real sobre la ocurrencia de desastres	La mayoría de la población tiene una percepción real de la ocurrencia de los desastres.	La minoría de la población tiene una percepción realista y más místico y religioso.	Percepción totalmente irreal – místico – religioso
Actitud frente a la ocurrencia de desastres	Actitud altamente previsor	Actitud parcialmente previsor	Actitud escasamente previsor	Actitud fatalista, conformista y con desidia.

VB (Vulnerabilidad Baja)

VM (Vulnerabilidad Media)

VA (Vulnerabilidad Alta)

VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.2.6. Vulnerabilidad política e institucional

Define el grado de autonomía y el nivel de decisión política que puede tener las instituciones públicas existentes en un centro poblado o una comunidad, para una mejor gestión de los desastres. La misma que está ligada con el fortalecimiento y la capacidad institucional para cumplir en forma eficiente con sus funciones, entre los cuales está el de prevención y atención de desastres o defensa civil, a través de los Comités de Defensa Civil (CDC), en los niveles Regional, Provincial y Distrital. (CENEPRED,2014).

Tabla 32. Vulnerabilidad política institucional.

Variable	Nivel de vulnerabilidad			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Autonomía local	Total autonomía	Autonomía parcial	Escasa autonomía	No existe autonomía
Liderazgo político	Aceptación y respaldo total	Aceptación y respaldo parcial.	Aceptación y respaldo Minoritario.	No hay aceptación ni respaldo
Participación ciudadana	Participación total	Participación mayoritaria	Participación minoritaria	No hay participación
Coordinación de acciones entre autoridades locales y funcionamiento del CDC	Permanente coordinación y activación del CDC	Coordinaciones esporádicas	Escasa coordinación	No hay coordinación inexistencia CDC

VB (Vulnerabilidad Baja)

VM (Vulnerabilidad Media)

VA (Vulnerabilidad Alta)

VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.2.7. Vulnerabilidad científica y tecnológica

Es el nivel de conocimiento científico y tecnológico que la población debe tener sobre los peligros de origen natural y tecnológico, especialmente los existentes en el centro poblado de residencia. (CENEPRED,2014).

Así mismo, sobre el acceso a la información y el uso de técnicas para ofrecer mayor seguridad a la población frente a los riesgos.

La comunidad debe estar informada, por ejemplo, sobre la necesidad de que en las construcciones deben considerarse las normas sismo resistentes; de ejecutar obras de defensas ribereñas, descolmatación del río o sistemas de alerta, vigilancia, monitoreo y difusión, para evitar el colapso de las viviendas e inundaciones, minimizando o reduciendo el riesgo. (CENEPRED,2014).

Tabla 33.Vulnerabilidad científica y tecnológica.

VARIABLE	Nivel de vulnerabilidad			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Existencia de trabajos de investigación sobre Desastres naturales en la localidad	La totalidad de los peligros naturales fueron estudiados	La mayoría de los peligros naturales fueron estudiados	Existen pocos estudios de los peligros naturales	No existen estudios de ningún tipo de los peligros.
Existencia de Instrumentos para medición (sensores) de fenómenos completos.	Población totalmente instrumentada	Población parcialmente instrumentada	Población con escasos instrumentos	Población sin instrumentos
Conocimiento sobre la existencia de estudios	Conocimiento total de los estudios existentes	Conocimiento parcial de los estudios	Mínimo conocimiento de los estudios existentes	No tienen conocimiento de los estudios
La Población cumple las conclusiones y recomendaciones	La totalidad de la población cumplen las conclusiones y recomendaciones	La mayoría de la población cumple las conclusiones y recomendaciones	Se cumple en mínima proporción las conclusiones y recomendaciones	No cumplen las conclusiones y recomendaciones

VB (Vulnerabilidad Baja)

VM (Vulnerabilidad Media)

VA (Vulnerabilidad Alta)

VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.2.8. Estratificación de la vulnerabilidad

La vulnerabilidad puede estratificarse en cuatro niveles: bajo, medio, alto y muy alto, cuyas características y su valor correspondiente se detallan en la tabla siguiente:

Tabla 34. Estrato, descripción y valor de la vulnerabilidad.

Estrato/nivel	Descripción /características	Valor
VB (Vulnerabilidad Baja)	Viviendas asentadas en terrenos seguros, con material noble o sismo resistente, en buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso medio y alto, con estudios y cultura de prevención, con cobertura de los servicios básicos, con buen nivel de organización, participación total-y articulación entre las instituciones y organizaciones existentes.	1 < de 25%
VM (Vulnerabilidad Media)	Viviendas asentadas en suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. Con material noble, en regular y buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso económico medio, cultura de prevención en desarrollo, con cobertura parcial de los servicios básicos, con facilidades de acceso para atención de emergencia. Población organizada, con participación de la mayoría, medianamente relacionados e integración parcial entre las instituciones y organizaciones existentes.	2 De 26% a 50%
VA (Vulnerabilidad Alta)	Viviendas asentadas en zonas donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas, con material precario, en mal y regular estado de construcción, con procesos de hacinamiento y tugurización en marcha. Población con escasos recursos económicos, sin conocimientos y cultura de prevención, cobertura parcial de servicios básicos, accesibilidad limitada para atención de emergencia; así como con una escasa organización, mínima participación, débil relación y una baja integración entre las instituciones y organizaciones existentes.	3 De 51% a 75%
VMA (Vulnerabilidad Muy Alta)	Viviendas asentadas en zonas de suelos con alta probabilidad de ocurrencia de licuación generalizada o suelos colapsables en grandes proporciones, de materiales precarios en mal estado de construcción, con procesos acelerados de hacinamiento y tugurización. Población de escasos recursos económicos, sin cultura de prevención, inexistencia de servicios básicos y accesibilidad limitada para atención de emergencias; así como una nula organización, participación y relación entre las instituciones y organizaciones existentes.	4 De 76% a 100%

Fuente: CENEPRED (2014).

2.2.10.3. Riesgo

El riesgo es la probabilidad de que la población y sus medios de vida sufran daños y pérdidas a consecuencia de su condición de vulnerabilidad y el impacto de un peligro. (INDECI,2011).

2.2.10.3.1. Cálculo del riesgo.

Una vez identificada y descrita cada una de las vulnerabilidades de la zona, se procederá a determinar su valor total, tomando como referencia la estratificación porcentual y de acuerdo a los pasos siguientes:

En primer lugar, se determinará el valor por cada tipo de vulnerabilidad, el mismo que dependerá del número se establecerá una separación entre la vulnerabilidad física (VF) y el resto de las vulnerabilidades (VR), con la finalidad de determinar la vulnerabilidad total la VT será:

$$VT = \frac{VF+VR}{2} \dots\dots\dots (82)$$

Donde el resto de vulnerabilidades (VR) será:

$$VR = \frac{VAE+VE+VF+Ved+VCI+VCT}{N} \dots\dots\dots (83)$$

Donde N es el número de vulnerabilidades; entonces tendremos que:

En segundo lugar, tendremos que la vulnerabilidad total (VT) será:

$$VT = \frac{VA+VE+VF+VPI+Ved+VCI+VCT}{N} \dots\dots\dots (84)$$

Una vez identificado los peligros (P) a la que está expuesta el sector y realizado el análisis de vulnerabilidad (V), se procede a una evaluación conjunta, para calcular el riesgo (R), es decir estimar la probabilidad de pérdidas y daños esperados (personas, bienes materiales, recursos económicos) ante la ocurrencia de un fenómeno de origen natural o tecnológico. (CENEPRED,2014)

El cálculo del riesgo corresponde a un análisis y una combinación de datos teóricos y empíricos con respecto a la probabilidad del peligro identificado, es decir la fuerza e intensidad de ocurrencia; así como el análisis de vulnerabilidad o la capacidad de resistencia de los elementos expuestos al peligro (población, viviendas, infraestructura, etc.), dentro de una determinada área geográfica. (CENEPRED,2014).

Existen diversos criterios o métodos para el cálculo del riesgo, pero el método más usado y recomendado es el método descriptivo.

El criterio descriptivo, se basa en el uso de una matriz de doble entrada: “Matriz de Peligro y Vulnerabilidad” (Tabla 35). Para tal efecto, se requiere que previamente se hayan determinado

los niveles de probabilidad (porcentaje) de ocurrencia del peligro identificado y del análisis de vulnerabilidad, respectivamente. (CENEPRED,2014)

Con ambos porcentajes, se interrelaciona, por un lado (vertical), el valor y nivel estimado del peligro; y por otro (horizontal) el nivel de vulnerabilidad promedio determinado. En la intersección de ambos valores se podrá estimar el nivel de riesgo esperados. (CENEPRED,2014)

Tabla 35.Matriz de peligro y vulnerabilidad.

Peligro Muy Alto	Riesgo Alto	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Alto	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Medio	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto
Peligro Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Alto
	Vulnerabilidad Baja	Vulnerabilidad Media	Vulnerabilidad Alta	Vulnerabilidad Muy Alta

Fuente: CENEPRED (2014)

Descripción:

Riesgo Bajo (< de 25%)

Riesgo Medio (26% al 50%)

Riesgo Alto (51% al 75%)

Riesgo Muy Alto (76% al 100%)

Fuente: CENEPRED (2014).

2.3. Definición de términos básicos

a) Desastre

Interrupción grave en el funcionamiento de una comunidad causando grandes pérdidas a nivel humano, material o ambiental, suficientes para que la comunidad afectada no pueda salir adelante por sus propios medios, necesitando apoyo externo. Los desastres se clasifican de acuerdo a su origen (natural o tecnológico). (INDECI, 2011).

b) Mitigación

Reducción de los efectos de un desastre, principalmente disminuyendo la vulnerabilidad. Las medidas de prevención que se toman a nivel de ingeniería, dictado de normas legales, la planificación y otros, están orientadas a la protección de vidas humanas, de bienes materiales y de producción contra desastres de origen natural, biológicos y tecnológicos. (INDECI, 2011).

c) Emergencia

Estado de daños sobre la vida, el patrimonio y el medio ambiente ocasionados por la ocurrencia de un fenómeno natural o tecnológico que altera el normal desenvolvimiento de las actividades de la zona afectada. (INDECI, 2006)

d) Área de Inundación

Zonas inundadas de áreas habitacionales en distintos tiempos de retorno del caudal mostrando daño de zona urbana en estudio. (Ven Te Chow, 1994)

e) Avenidas máximas

Es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio, puede aumentar en tales proporciones que el cauce del río puede resultar insuficiente para contenerlo, provocando el desbordamiento.

f) Modelación Hidráulica

Es una simulación de situaciones reales que se producen en un cauce generalmente cuando se presenta fenómenos de avenidas, y prevén su comportamiento.

g) Secciones transversales

La sección transversal es un corte vertical normal al alineamiento horizontal o eje de un cauce, el cual permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el lecho.

h) Modelación Hidrológica

Los modelos hidrológicos intentan representar los diferentes procesos que se dan dentro de un espacio (generalmente una cuenca) y que transforman, en principio, una precipitación en escorrentía.

i) Hietogramas de precipitación

Es un gráfico de forma escalonada que representa la variación de la intensidad de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas. (Máximo Villón, 2011).

j) Red de drenaje

Son las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella.

k) Defensa civil

Conjunto de medidas permanentes destinadas a prevenir, reducir, atender, velar y reparar los daños a las personas y bienes, que pudieran causar o causen los desastres y calamidades. (INDECI, 2006)

l) Peligro inminente

Se define como Peligro Inminente a la situación creada por un fenómeno de origen natural u ocasionado por la acción del hombre, que haya generado, en un lugar determinado, un nivel de deterioro acumulativo debido a su desarrollo y evolución, o cuya potencial ocurrencia es altamente probable en el corto plazo. (INDECI, 2006)

CAPITULO III.MATERIALES Y METODOS

3.1. Ubicación del área de estudio

La presente investigación se desarrollará enfocada en evaluar el nivel de riesgo de inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad Bellavista Viejo, el Distrito de Bellavista, Provincia Jaén, Región Cajamarca, debido a las máximas avenidas.

Con coordenadas: UTM WGS84-ZONA 17S. E: 757193,32 - N: 9372564,12.

Z: 421m.s.n.m.

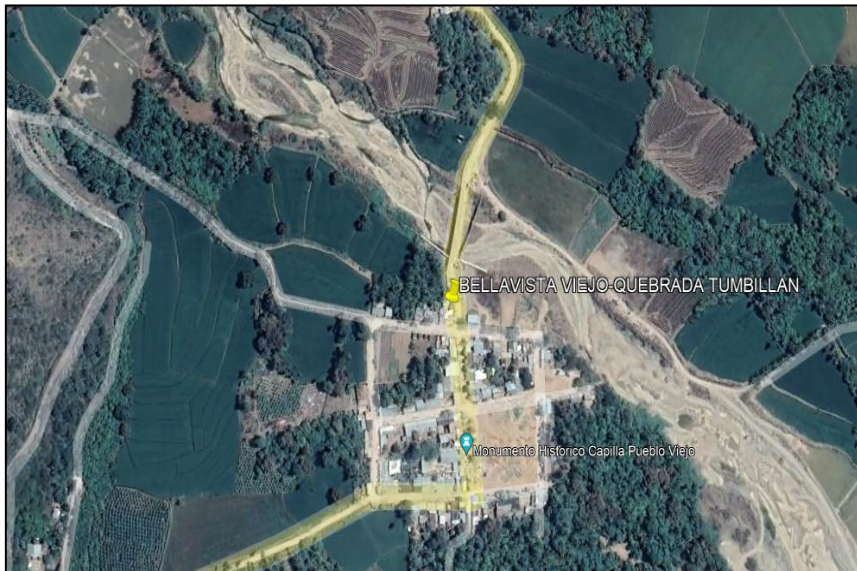


Figura 20. Ubicación satelital de la localidad Bellavista Viejo.

Fuente: Google Earth.

Ubicación de la estación meteorológica Jaén

La estación meteorológica Jaén se encuentra a 12 km de la localidad Bellavista Viejo y es la única estación que influye a nivel de la cuenca de la quebrada Tumbillán. Con coordenadas UTM WGS84-Zona 17S.

E: 748977.60m, N: 9372848.49, Z: 706m



Figura 21. Ubicación satelital de la Estación Jaén.

Fuente: Google Earth.

3.2. Tipo de investigación

Es descriptiva y según su finalidad es aplicada. De enfoque cuantitativo. Su diseño es no experimental ya que no se manipula ninguna variable. Las variables se describieron tal y como están en el ambiente natural.

3.3. Materiales y equipos

Materiales.

- Información pluviométrica de datos de la estación de Jaén, que son las precipitaciones máximas en 24 horas de los últimos 25 años.
- Terreno ubicado con el satélite ALTOS-PASAR.
- Mapa de la Carta Nacional Geográfica (12-f), a escala 1/100000, con equidistancias de curvas de nivel cada 50.00m, obtenido de la página GeoGps.com, para poder delimitar nuestra cuenca principal.
- Ficha técnica de las características geológicas, calidad y tipo del suelo del área en investigación.
- Fichas y encuestas para la población.

Equipos.

- Estación Total: Leica TS06 (01 unidad).
- Mira topográfica: Prismas (03 unidades).
- Wincha: Stanley – 50metros (01 unidad).
- Cámara fotográfica: Celular Redmi 9C (01 unidad).

3.4. Metodología para evaluar el nivel de riesgo por inundación

Se utilizó la metodología propuesta por el Centro Nacional de Estimación, prevención y reducción de riesgos de Desastre CENEPRED e INDECI, para la evaluación de riesgo por inundaciones pluviales.

3.5. Procedimiento para el análisis de la información

El procedimiento para el análisis de información es el siguiente.

- Se pasó a delimitar la cuenca de la quebrada Tumbillán mediante Carta Nacional en el ArcGIS 10.8, para poder calcular todos los parámetros geomorfológicos de la cuenca Tumbillán.
- Se hizo el análisis de frecuencia de los datos pluviométricos obtenidos del SENAHMI de la estación Jaén, mediante el software Hidroesta para hallar las intensidades máximas por hora y hallar el caudal e hidrograma de la quebrada para cierto periodo de retorno.
- Se hizo levantamiento topográfico de la localidad Bellavista viejo y quebrada Tumbillán, para modelarlo bidimensional hidráulicamente mediante el software Hec-Ras 6.1, con el hidrograma calculado.
- Mediante entrevista y encuestas, utilizaremos la metodología dada por el INDECI y CENEPRED, para poder hallar el nivel de riesgo ante una inundación.

3.6. Caracterización de la quebrada Tumbillán

- Cruza la localidad Bellavista viejo por el lado izquierdo.
- Tiene un ancho promedio de 55 metros en el área urbana.
- Su tramo es lineal y de forma natural.

CAPITULO IV. ANALISIS Y DISCUSION DE LOS RESULTADOS

4.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca

a) Delimitación de cuenca

Para la delimitación y cálculo de los parámetros de la cuenca Tumbillán, se utilizó el modelo de elevación digital del satélite Alos Palsar, con una resolución espacial de 12.5m. y se procesó con ayuda del software ArcGIS 10.8.

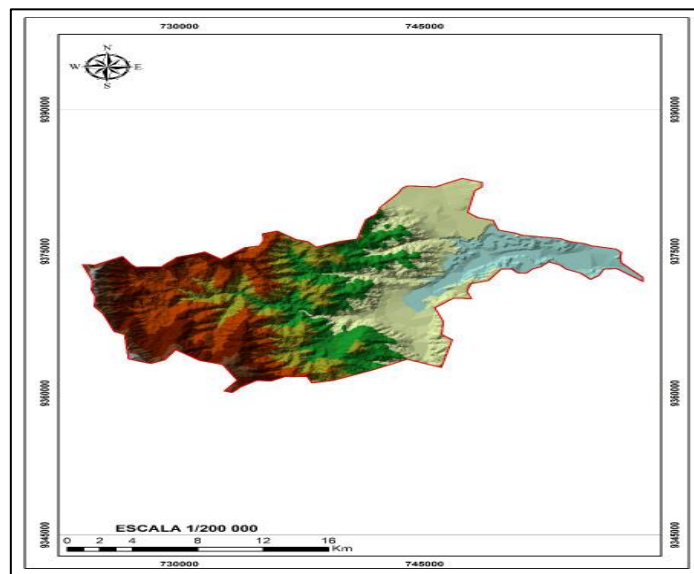


Figura 22. Delimitación de la cuenca de la quebrada Tumbillán.

b) Parámetros de forma

La cuenca de la quebrada Tumbillán presenta un área de 345.03 km² y se extiende desde una cota mínima 400 m hasta una máxima de 3141.51 msnm, constituye toda la superficie que recibe la precipitación, de la cual se drenara a las aguas de la quebrada Tumbillán.

La cuenca presenta un perímetro de 111.16km.

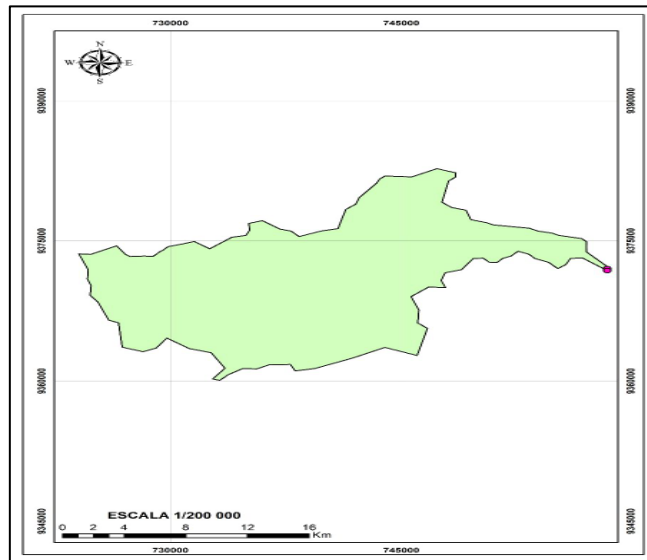


Figura 23. Área y perímetro de la cuenca de la quebrada Tumbillán.

De los parámetros de área y perímetro, se calculan otros parámetros que ayudan a caracterizar nuestra cuenca

Tabla 36. Parámetros de forma de la cuenca Tumbillán.

Factor de Forma	0.19
Longitud principal de cauce	42.16km
Coefficiente de Gravelius	1.69

La Tabla 36 muestra los parámetros de forma de la cuenca de la quebrada Tumbillán, según el valor del Coeficiente de Gravelius, se determina que la cuenca es de "Forma oblonga a rectangular" según tabla 02, y el factor forma determina una cuenca muy alargada, según tabla 03.

c) Parámetros de relieve

Con ayuda del software ArcGIS, se pudo obtener la distribución altimétrica de la cuenca de la quebrada Tumbillán y de esos datos obtener los parámetros de relieve que caracterizan a la cuenca Tumbillán.

Tabla 37. Distribución altimétrica de la cuenca de la quebrada Tumbillán.

AREA (Km2)	MIN	MAX	PROMEDIO	ACUMULADO	% ACUMULADO
26.05	400.00	631.19	515.59	345.03	100.00
57.20	631.44	785.04	708.24	318.98	92.45
28.40	785.41	928.07	856.74	261.78	75.87
29.85	930.43	1085.41	1007.92	233.38	67.64
27.55	1086.72	1257.32	1172.02	203.53	58.99
23.76	1258.49	1448.56	1353.52	175.98	51.01
27.80	1450.00	1637.49	1543.74	152.23	44.12
25.80	1638.68	1830.79	1734.74	124.42	36.06
34.34	1831.93	2033.26	1932.59	98.62	28.58
29.80	2036.55	2246.73	2141.64	64.28	18.63
22.96	2248.16	2506.21	2377.19	34.49	10.00
11.53	2508.36	3141.51	2824.94	11.53	3.34
345.03					

Con estos datos altimétricos, se obtiene la gráfica de curva Hipsométrica.

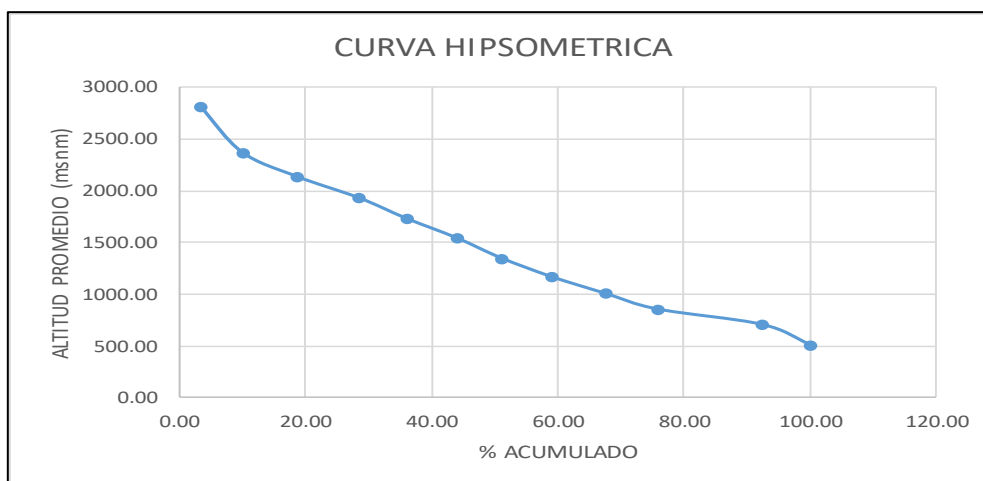


Figura 24. Curva Hipsométrica de la Cuenca Tumbillán.

La Figura 24, muestra una representación gráfica del relieve de la cuenca de la quebrada Tumbillán, indica el porcentaje de área de la cuenca que existe por encima de una cota determinada. Según la Figura 2, la curva Hipsométrica es una curva 2, que se encuentra en equilibrio, en una fase de madurez.

Se obtienen los siguientes parámetros de relieve.

Tabla 38. Parámetros de relieve de la cuenca Tumbillán.

Elevación Media	1385 msnm
Altura Media	985 msnm
Pendiente de la cuenca	5.60 %
Índice de pendiente	6.40

Otro parámetro de relieve es el rectángulo equivalente y se obtiene:

Tabla 39. Medidas de los lados del rectángulo equivalente de la cuenca Tumbillán.

Rectángulo equivalente	
Lado mayor	48.95km
Lado menor	7.05km

En la gráfica tenemos:

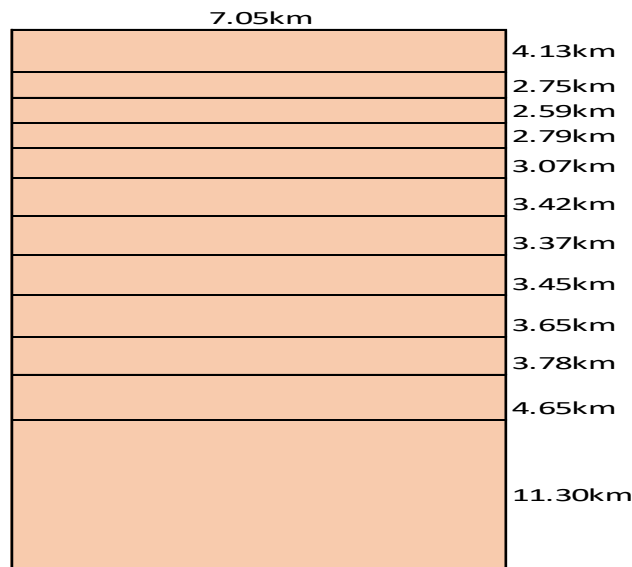


Figura 25. Rectángulo equivalente de la cuenca de la quebrada Tumbillán.

La figura 25, nos representa gráficamente el rectángulo equivalente, que es una transformación geométrica de la cuenca de la quebrada Tumbillán, para hallar el lado mayor y menor, se utilizan las ecuaciones (6) y (7), respectivamente, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curva de nivel. La sumatoria de las distancias verticales del rectángulo equivalente, nos da la longitud del lado mayor.

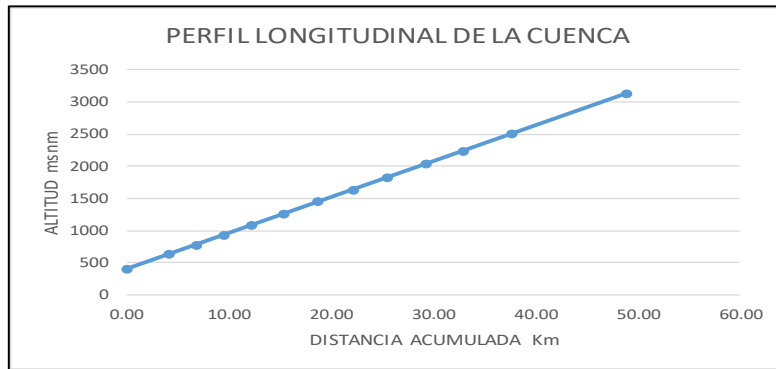


Figura 26. Grafica del perfil longitudinal de la cuenca Tumbillán.

La Figura 26, muestra el Perfil Longitudinal de la cuenca de la quebrada Tumbillán, el cual podemos ver la pendiente del cauce la que se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento.

d) Parámetros relativos

Los parámetros relativos que describen la red hidrográfica, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 40. Parámetros relativos de la cuenca de la quebrada Tumbillán.

Densidad de drenaje	0.12/km
Pendiente del cauce	6.50%
Numero de orden	3

4.2. Modelamiento Hidrológico

La información meteorológica e hidrológica utilizada para evaluar el nivel de riesgo de inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad Bellavista Viejo es el siguiente:

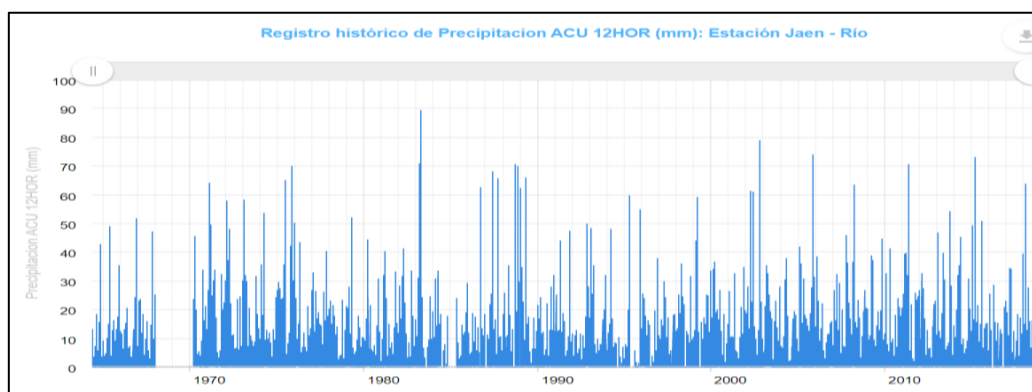


Figura 27. Datos de precipitaciones máximas de la estación Jaén.

Fuente: SENAHMI.

Ajuste a una distribución de probabilidad teórica

Se solicito información de datos de máximas precipitaciones en 24 horas al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAHMI). Los datos abarcan una data histórica de 35 años (1984-2018).

Para poder determinar la distribución que más se ajusta a los datos presentes, se utilizó el software Hidroesta y se ordenaron los datos de precipitaciones máximas anuales de cada año histórico y luego se amplificaron por el factor 1.13 y esos nuevos datos de precipitaciones máximas se ingresan al Hidroesta para constatar a que distribución teórica se ajusta más.

Tabla 41. Datos de precipitaciones máximas de 24 de cada año histórico.

AÑO	Pmáx
1984	33.50
1985	29.30
1986	62.60
1987	68.20
1988	70.80
1989	66.00
1990	32.00
1991	47.50
1992	57.40
1993	48.50
1994	48.20
1995	70.00
1996	38.00
1997	30.00
1998	36.00
1999	59.20
2000	36.60
2001	39.10
2002	88.00
2003	35.60
2004	38.10
2005	78.50
2006	38.70
2007	45.90
2008	63.70
2009	44.60
2010	41.50
2011	39.80
2012	32.60
2013	54.40
2014	45.30

2015	73.00
2016	28.60
2017	39.60
2018	63.80

Fuente: SENAHMI

Según la (WMO), la Organización Meteorológica Mundial, con sus siglas en inglés, recomienda que a los valores que se tenga del registro histórico, los valores de precipitaciones máximas en 24horas, que proporciona el SENAHMI oficialmente sean amplificadas multiplicándolos por un factor de 1.13.

Entonces prosiguiendo con multiplicar cada valor de mi registro histórico de precipitaciones máximas de 24horas de la Estación Jaén, se obtienen los siguientes valores amplificados, como se ve en la tabla 42.

Tabla 42. Datos de precipitaciones máximas de 24 amplificadas de cada año histórico.

AÑO	Pmáx Amp
1984	37.86
1985	33.11
1986	70.74
1987	77.07
1988	80.00
1989	74.58
1990	36.16
1991	53.68
1992	64.86
1993	54.81
1994	54.47
1995	79.10
1996	42.94
1997	33.90
1998	40.68
1999	66.90
2000	41.36
2001	44.18
2002	99.44
2003	40.23
2004	43.05
2005	88.71
2006	43.73
2007	51.87
2008	71.98
2009	50.40

2010	46.90
2011	44.97
2012	36.84
2013	61.47
2014	51.19
2015	82.49
2016	32.32
2017	44.75
2018	72.09

Fuente: SENAHMI

Gráficamente se representa las precipitaciones máximas en 24 horas amplificadas en la siguiente figura.

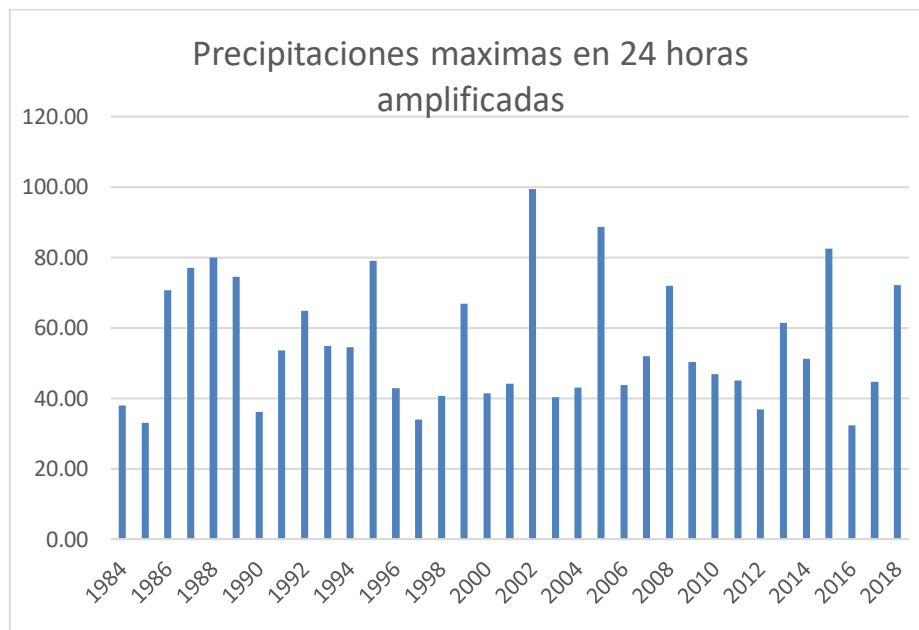


Figura 28. Grafica de los datos de precipitaciones máximas amplificadas de la estación Jaén.

4.2.1. Análisis de frecuencias

Al introducir los datos de precipitaciones en el Hidroesta, para cada distribución teórica, se obtienen los siguientes valores delta teóricos.

Tabla 43. Valores delta teórico.

Orden(N)	Pp(Max 24 hr – (x)	Normal	Log N 2 param.	Log N 3 param.	Gamma 2 param.	Gamma 3 param.	Log Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel
1	32.32	0.0683	0.0289	0.0040	0.0377	0.0464	0.0209	0.0225	0.0139
2	33.11	0.0483	0.0104	0.0139	0.0188	0.0281	0.0028	0.0037	0.0348
3	33.90	0.0287	0.0071	0.0302	0.0005	0.0104	0.0142	0.0141	0.0537
4	36.16	0.0269	0.0008	0.0170	0.0041	0.0153	0.0055	0.0079	0.0439
5	36.84	0.0076	0.0169	0.0304	0.0132	0.0016	0.0208	0.0239	0.0570

6	37.86	0.0068	0.0262	0.0350	0.0243	0.0122	0.0285	0.0329	0.0600
7	40.23	0.0002	0.0061	0.0027	0.0089	0.0037	0.0042	0.0112	0.0198
8	40.68	0.0210	0.0241	0.0183	0.0278	0.0152	0.0213	0.0288	0.0334
9	41.36	0.0380	0.0369	0.0276	0.0420	0.0294	0.0328	0.0410	0.0394
10	42.94	0.0393	0.0282	0.0111	0.0366	0.0241	0.0213	0.0306	0.0148
11	43.05	0.0651	0.0533	0.0357	0.0619	0.0495	0.0462	0.0556	0.0388
12	43.73	0.0809	0.0648	0.0442	0.0749	0.0626	0.0566	0.0664	0.0438
13	44.18	0.1006	0.0817	0.0591	0.0926	0.0805	0.0727	0.0827	0.0563
14	44.75	0.1180	0.0956	0.0708	0.1076	0.0958	0.0858	0.0960	0.0652
15	44.97	0.1416	0.1179	0.0921	0.1302	0.1185	0.1076	0.1179	0.0854
16	46.90	0.1325	0.0977	0.0657	0.1133	0.1026	0.0849	0.0956	0.0502
17	50.40	0.0882	0.0374	0.0009	0.0570	0.0489	0.0217	0.0316	0.0279
18	51.19	0.0990	0.0455	0.0067	0.0656	0.0582	0.0295	0.0390	0.0220
19	51.87	0.1120	0.0566	0.0176	0.0770	0.0702	0.0404	0.0495	0.0123
20	53.68	0.1001	0.0407	0.0022	0.0615	0.0564	0.0245	0.0325	0.0299
21	54.47	0.1103	0.0499	0.0119	0.0706	0.0663	0.0339	0.0413	0.0207
22	54.81	0.1306	0.0698	0.0321	0.0904	0.0865	0.0539	0.0611	0.0006
23	61.47	0.0121	0.0421	0.0680	0.0269	0.0247	0.0534	0.0512	0.0967
24	64.86	0.0292	0.0729	0.0910	0.0623	0.0575	0.0807	0.0809	0.1149
25	66.90	0.0399	0.0761	0.0896	0.0683	0.0624	0.0819	0.0832	0.1103
26	70.74	0.0775	0.0987	0.1044	0.0962	0.0888	0.1008	0.1039	0.1191
27	71.98	0.0685	0.0851	0.0885	0.0841	0.0764	0.0861	0.0896	0.1014
28	72.09	0.0424	0.0586	0.0618	0.0577	0.0500	0.0595	0.0630	0.0745
29	74.58	0.0487	0.0561	0.0553	0.0580	0.0499	0.0551	0.0594	0.0646
30	77.07	0.0504	0.0502	0.0460	0.0544	0.0461	0.0476	0.0523	0.0522
31	79.10	0.0433	0.0379	0.0315	0.0436	0.0355	0.0342	0.0392	0.0353
32	80.00	0.0238	0.0164	0.0092	0.0227	0.0147	0.0123	0.0174	0.0120
33	82.49	0.0161	0.0041	0.0051	0.0116	0.0040	0.0010	0.0043	0.0046
34	88.71	0.0229	0.0053	0.0067	0.0142	0.0080	0.0011	0.0041	0.0105
35	99.44	0.0205	0.0054	0.0065	0.0131	0.0095	0.0008	0.0036	0.0141

La siguiente tabla muestra el resumen de los test de Kolmogorov, a menor delta teórico obtenido, mejor distribución, todo esto calculado con el software Hidroesta.

Tabla 44. Resumen de los test de Kolmogorov.

Delta	Distribución de probabilidad.							
	Normal	Log Normal 2P	Log Normal 3P	Gamma 2P	Gamma 3P	Log Pearson 3P	Gumbel	Log Gumbel
Δ teórico	0.1416	0.1179	0.1044	0.1302	0.1185	0.1077	0.1179	0.1191
Δ tabular	0.2299	0.2299	0.2299	0.2299	0.2299	0.2299	0.2299	0.2299
Decisión	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta

Muestras estadísticas

La siguiente tabla muestra los parámetros estadísticos de los datos de precipitación máxima, obtenidos con el software Hidroesta.

Tabla 45. Datos de parámetros estadísticos de los datos de precipitación máxima.

N	35
Pp min.	32.32
Pp máx.	99.44
Pp prom.	55.71
Desv.Estandar.	18.23
Coficiente Variacion.	0.33
Coficiente de Sesgo.	0.57
Coficiente Curtosis.	2.68

De la tabla 44, las distribuciones de probabilidad Normal, Log normal 2 parámetros, Log normal 3 parámetros, Gamma 2 parámetros, Gamma 3 parámetros, Pearson Tipo III y Gumbel y Log Gumbel son aceptadas por el test de Kolmogorov. Para la elección de con cual distribución se trabajó se escoge el que tiene el menor delta calculado o teórico, en este caso la distribución Log Normal 3 parámetros con delta teórico 0.1044.

Se halló las precipitaciones máximas en 24 horas para los periodos de tiempos de retorno: 2, 10, 15, 25, 50, 100 y 200 años.

4.2.2. Cálculo de intensidades máximas

Tabla 46. Precipitaciones máximas 24 horas para diversos periodos de retorno.

Estación	Altitud	Distribución	Periodo tiempo de retorno						
			2	10	15	25	50	100	200
Jaén	710 m.s.n.m	Log Normal 3P	51.46	80.35	87.49	96.64	109.44	122.77	136.70

En el siguiente cuadro se muestra las precipitaciones máximas de cada periodo de retorno distribuidas, al introducir nuestros datos históricos al software Hidroesta 2.0.

Ya con los siguientes datos de precipitaciones máximas para cada periodo de tiempo de retorno, se pueden hallar las precipitaciones máximas e intensidades para diferentes duraciones y poder graficar nuestras curvas I D F.

Con las siguientes precipitaciones máximas en 24 horas, para calcular las intensidades máximas, se halló las lluvias máximas para cierto tiempo de duración, con la fórmula de Dick Peschke.

Para obtener las intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno, se utilizó la ecuación matemática (39).

Tabla 47. Intensidades máximas (mm/hr)

Duración (Horas)	Duración (min)	Periodo de Retorno (Años)						
		2.00	10.00	15.00	25.00	50.00	100.00	200.00
		Intensidad (mm/hr)						
0.08	5	149.90	234.06	254.85	281.51	318.79	357.62	398.20
0.17	10	89.13	139.17	151.54	167.39	189.56	212.64	236.77
0.25	15	65.76	102.68	111.80	123.49	139.85	156.89	174.69
0.33	20	53.00	82.75	90.10	99.53	112.71	126.44	140.79
0.42	25	44.83	70.00	76.22	84.19	95.34	106.95	119.09
0.50	30	39.10	61.05	66.48	73.43	83.16	93.29	103.87
0.58	35	34.83	54.39	59.22	65.41	74.08	83.10	92.53
0.67	40	31.51	49.20	53.58	59.18	67.02	75.18	83.71
0.75	45	28.85	45.04	49.05	54.18	61.35	68.82	76.63
0.83	50	26.66	41.62	45.32	50.06	56.69	63.60	70.81
0.92	55	24.82	38.75	42.19	46.61	52.78	59.21	65.93
1.00	60	23.25	36.30	39.53	43.66	49.45	55.47	61.76
2.00	120	13.82	21.59	23.50	25.96	29.40	32.98	36.72
3.00	180	10.20	15.93	17.34	19.15	21.69	24.33	27.09
4.00	240	8.22	12.83	13.98	15.44	17.48	19.61	21.84
5.00	300	6.95	10.86	11.82	13.06	14.79	16.59	18.47
6.00	360	6.06	9.47	10.31	11.39	12.90	14.47	16.11
7.00	420	5.40	8.44	9.19	10.15	11.49	12.89	14.35
8.00	480	4.89	7.63	8.31	9.18	10.39	11.66	12.98
9.00	540	4.47	6.99	7.61	8.40	9.52	10.67	11.89
10.00	600	4.13	6.46	7.03	7.76	8.79	9.86	10.98
11.00	660	3.85	6.01	6.54	7.23	8.19	9.18	10.23
12.00	720	3.61	5.63	6.13	6.77	7.67	8.60	9.58
13.00	780	3.40	5.30	5.77	6.38	7.22	8.10	9.02
14.00	840	3.21	5.02	5.46	6.03	6.83	7.66	8.53
15.00	900	3.05	4.76	5.19	5.73	6.49	7.28	8.10
16.00	960	2.91	4.54	4.94	5.46	6.18	6.93	7.72
17.00	1020	2.78	4.34	4.72	5.22	5.91	6.63	7.38
18.00	1080	2.66	4.15	4.52	5.00	5.66	6.35	7.07
19.00	1140	2.55	3.99	4.34	4.80	5.43	6.10	6.79
20.00	1200	2.46	3.84	4.18	4.62	5.23	5.86	6.53
21.00	1260	2.37	3.70	4.03	4.45	5.04	5.65	6.30
22.00	1320	2.29	3.57	3.89	4.30	4.87	5.46	6.08
23.00	1380	2.21	3.46	3.76	4.16	4.71	5.28	5.88
24.00	1440	2.14	3.35	3.65	4.03	4.56	5.12	5.70

Graficamos las curvas de intensidad duración y período de retorno de las intensidades máximas.

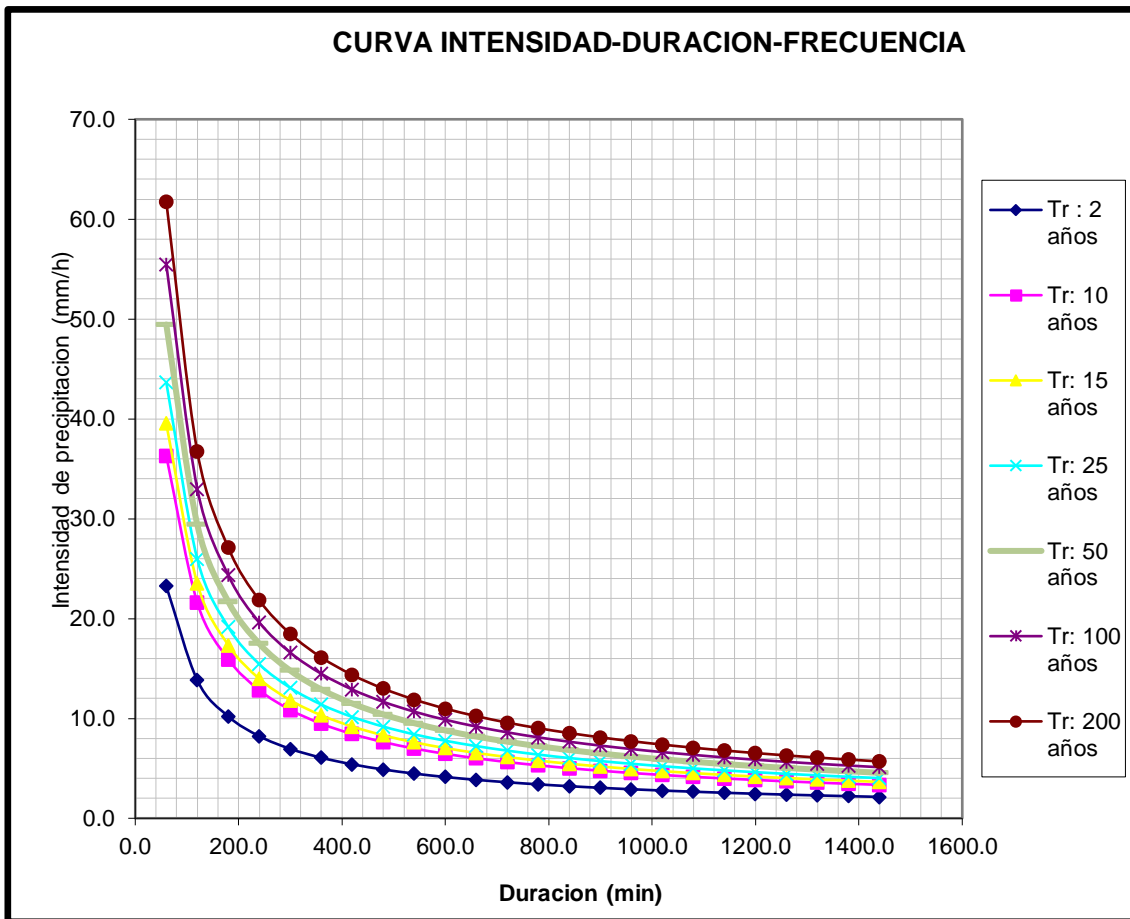


Figura 29. Curvas Intensidad, duración y Frecuencia (IDF).

4.2.3. Ajuste a un modelo generalizado de curva IDF

El modelo de ecuación IDF que utilizaremos es el modelo por regresión potencial múltiple.

$$I_{max} = K * T^a * D^{-b} \dots\dots\dots(85)$$

Donde:

I máx.: Intensidad máxima, en mm/hr

K, a, b : Parámetro característicos de la zona de estudio.

T : Periodo de retorno, en años

D : Duración de la precipitación, en minutos

Con los datos de la tabla 44, para obtener la ecuación matemática de la intensidad, con la ayuda de una hoja Excel y el software Hidroesta, se ajustó a un modelo de regresión lineal múltiple, obteniendo los valores de los coeficientes requeridos en la ecuación (85).

Tabla 48. Resultados del análisis de regresión múltiple lineal.

Constante	2.6673
Coefficiente de correlación múltiple R	0.9995
Coefficiente de correlación múltiple R ²	0.9989
Coeficientes x	0.2082
	-0.7500

Se obtiene la ecuación matemática representativa de la intensidad.

$$K = 10^{2.6673} = 464.8721$$

Entonces obtenemos:

$$I_{\text{máx}} = K * T^a * D^{-b} = 464.8721 * T^{0.2082} * D^{-0.7500}$$

$$I = \frac{464.8721 * T^{0.2082}}{D^{0.7500}} \dots\dots(86)$$

Donde:

$$a = 0.2082$$

$$b = 0.7500$$

$$K = 464.8721$$

$$T = \text{Años}$$

$$D = \text{minutos.}$$

4.3. Modelamiento Hidráulico

El presente trabajo de investigación está enfocado en evaluar el nivel de riesgo de inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad de Bellavista viejo, realizando un modelamiento hidráulico utilizando un modelamiento bidimensional con Hec Ras.

a) Cálculo del tiempo de concentración

Utilizamos la fórmula de Témez para el cálculo del tiempo de concentración:

$$T_c = 0.3 \times \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.75} \dots\dots\dots(87)$$

Donde:

Tc : Tiempo de concentración (Horas)

L : Longitud del cauce(km)

S : Pendiente media (m/m)

Tabla 49. Cálculo del Tiempo de concentración.

Longitud(km)	42.16km
S(m/m)	0.06
Tc	497.1 minutos
Tc	8.29 hr

b) Caudal de diseño

Utilizamos el método racional modificado para calcular el caudal de diseño con la ecuación (75).

$$Q = 0.287CIAK$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad máxima para ese tiempo.

A: Área en km²

K: Coeficiente de uniformidad.

Nuestros parámetros obtenidos, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 50. Caudal máximo para Tr: 200 años.

Tr (años)	Área (Km2)	C	I (mm/hr)	K	Q (m3/s)
200	345.03	0.37	12.48	1.50	662.37

c) Construcción del Hidrograma unitario adimensional de la SCS

Para construir el hidrograma triangular hacemos uso del tiempo de concentración y caudal de diseño.

$$T_c = 8.29 \text{hr.}$$

$$\text{Tiempo pico } T_p: \sqrt{t_c} + 0.6t_c = 7.85 \text{hr.}$$

Tabla 51. Coeficientes para hidrograma unitarios adimensionales de la SCS.

t/tp	q/qu
0.0	0.000
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.160
0.4	0.280
0.5	0.430
0.6	0.600
0.8	0.890
1.0	1.000
1.2	0.920
1.4	0.750
1.6	0.560
1.8	0.420
2.0	0.320
2.2	0.240
2.4	0.180
2.6	0.130
2.8	0.098
3.0	0.075
3.5	0.036
4.0	0.018
4.5	0.009
5.0	0.004

Entonces al multiplicar cada coeficiente por el tiempo pico y el caudal pico se obtiene la siguiente tabla.

Tabla 52. Valores de hidrograma unitario adimensional de la SCS.

Tiempo(horas)	Caudal(q)
0	0.00
1	9.94
2	49.68
2	105.98
3	185.46
4	284.82
5	397.42
6	589.51
8	662.37
9	609.38
11	496.78
13	370.93
14	278.20
16	211.96
17	158.97
19	119.23
20	86.11
22	64.91
24	49.68
27	23.85
31	11.92
35	5.96
39	2.65

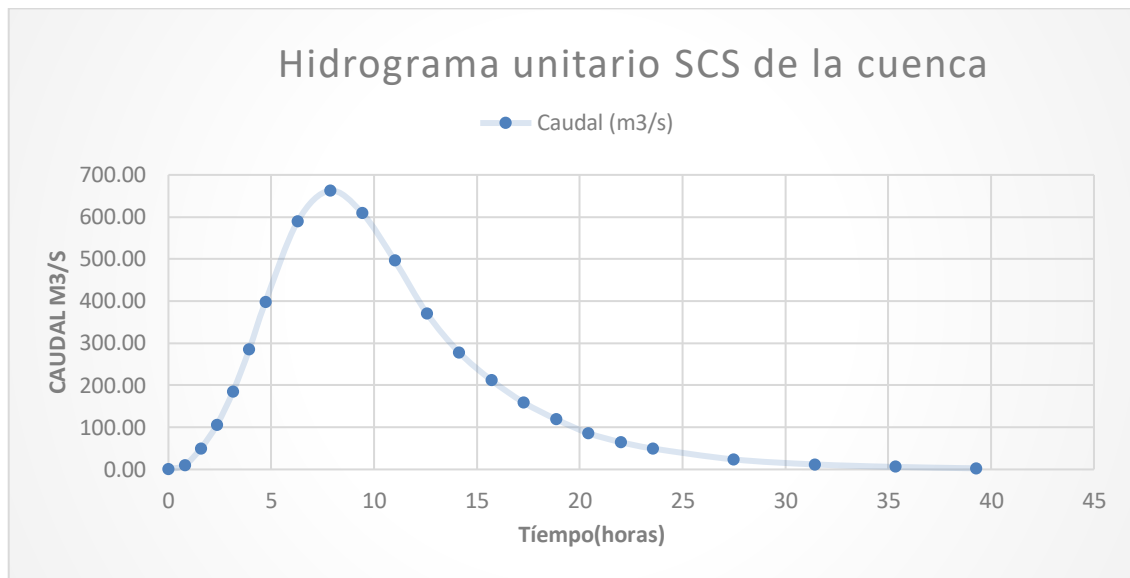


Figura 30. Grafica de hidrograma unitario adimensional de la SCS.

Ahora procedemos a ingresar estos datos de hidrogramas al software HEC-RAS, la información del terreno, coeficientes de rugosidad y elevaciones, para el respectivo modelamiento hidráulico.

4.3.1. Procedimiento del modelamiento Hidráulico

Para el presente modelamiento utilizamos como insumos principales los siguientes:

- El modelo digital del terreno (MDT) el cual se obtuvo con las curvas de nivel obtenidas en el levantamiento topográfico.
- Hidrograma de diseño del estudio hidrológico realizado para la presente tesis.

a) Data topográfica

Iniciamos con el modelo digital del terreno (MDT) el cual nos da una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel del mar y nos va a permitir caracterizar el relieve de nuestra área de estudio, en este caso la localidad de Bellavista viejo.

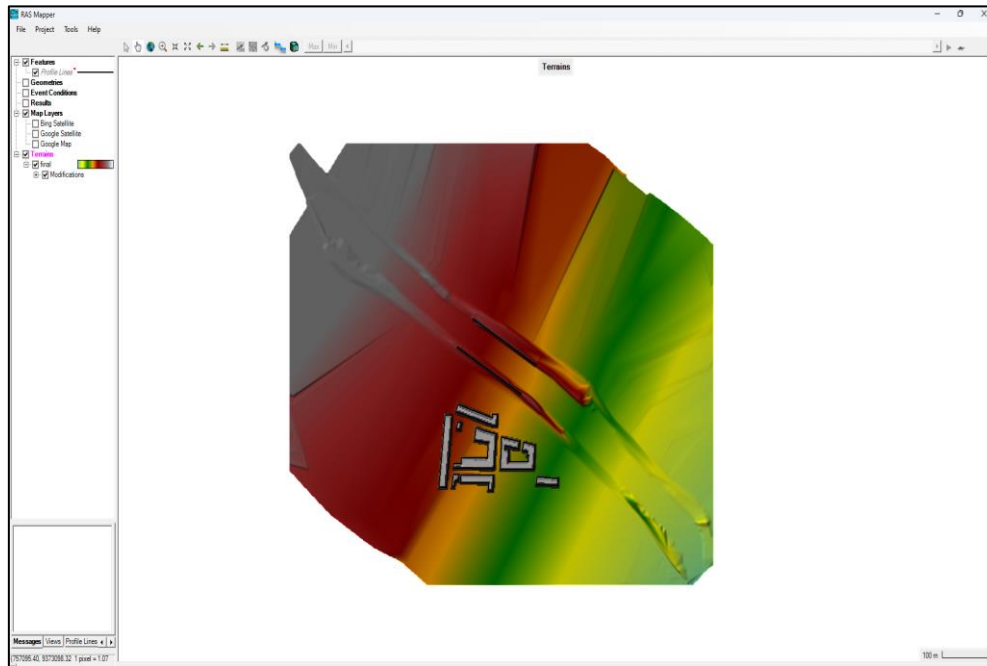


Figura 31. Modelo digital de elevaciones ingresado en RAS MAPPER.

En las simulaciones los errores de convergencia son mínimos y siempre están localizados por lo que se han analizado detalladamente cada uno y se ha comprobado que no son influyentes en la solución. Esto es debido a que todos se producen en los instantes iniciales del cálculo, alcanzando una solución estable según avanza la simulación.

Adicionalmente, se obtienen como resultados los mapas de tirantes, velocidades y cotas máximas de cada una de las simulaciones que se muestran en las siguientes figuras.

En el resultado podemos comparar las zonas críticas con el análisis realizado con el plano de las direcciones de flujo, dándonos resultados similares.

Los resultados que podemos obtener en el modelamiento son alturas de tirante de agua, velocidades y altura de cota de agua en formato .tif los cuales nos servirán para la elaboración de mapas de peligrosidad.

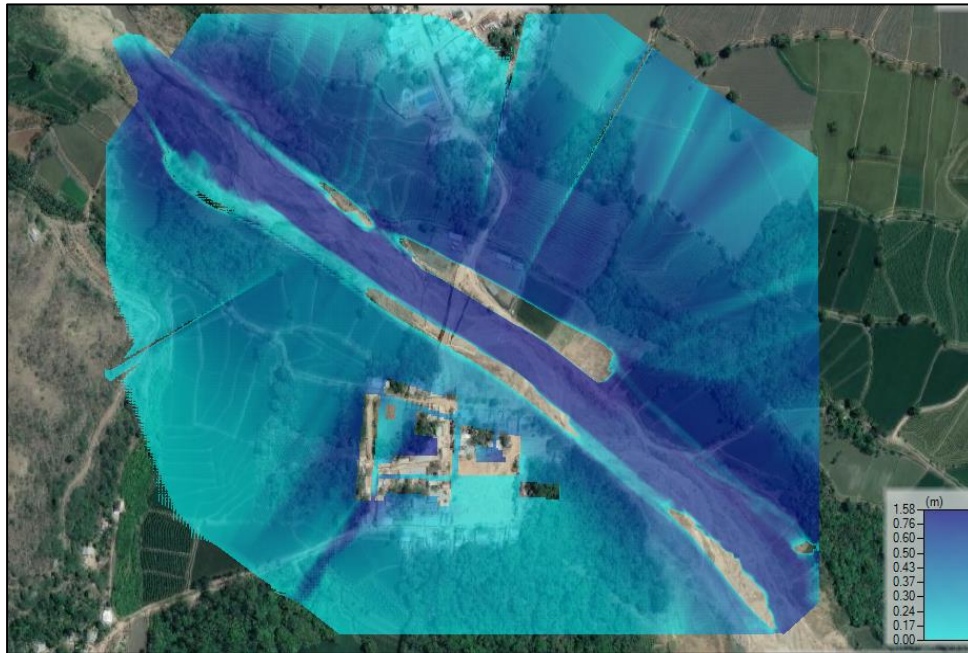


Figura 32.Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Mapa de tirantes en m.

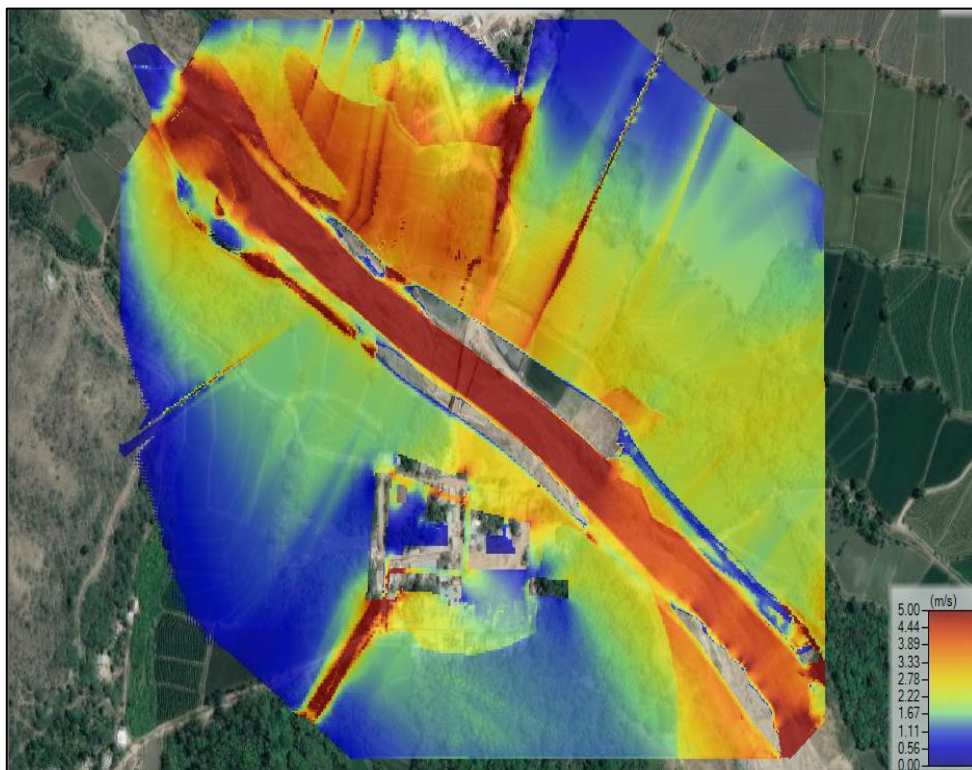


Figura 33.Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Mapa de velocidades en m/seg.



Figura 34. Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Mapa de altura de cota de agua en m.

4.4. Estimación de la vulnerabilidad

Se recolectaron los datos de las encuestas y fichas técnicas, ya que, mediante metodología del INDECI, se analizaron la vulnerabilidad y nivel de peligro.

a) Vulnerabilidad Física

Tabla 53. Nivel de Vulnerabilidad Física.

Variable	Nivel de vulnerabilidad (%)
Material de construcción utilizada en las viviendas de la zona de estudio.	87
Localización de viviendas frente al peligro.	100
Características geológicas, calidad y tipo de suelo	75
Cumplimiento con la normativa vigente y las normas de construcción	100

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 53 se muestra el resultado obtenido de las variables analizadas para una vulnerabilidad Física la cual nos da un promedio de 90.5%.

b) Vulnerabilidad Económica

Tabla 54. Nivel de vulnerabilidad económica.

Variable	Nivel de Vulnerabilidad (%)
Actividad Económica	50
Acceso al mercado laboral	75
Nivel de ingresos	65
Condición de pobreza	65

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 54 se muestra el resultado obtenido de las variables analizadas para una vulnerabilidad económica la cual nos da un promedio de 63.75%.

c) Vulnerabilidad Social

Tabla 55. Nivel de vulnerabilidad Social.

Variable	Nivel de Vulnerabilidad (%)
Nivel de Organización	75
Participación de la localidad en los trabajos comunales	75
Grado de relación entre instituciones públicas y organizaciones locales	75
Tipo de integración entre las organizaciones e instituciones locales.	75

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 55 se muestra el resultado obtenido de las variables analizadas para una vulnerabilidad social la cual nos da un promedio de 75%. Cual nos muestra que existe una localidad escasamente organizada, en la cual hay una mínima participación y también una débil relación entre la localidad y su gobierno distrital.

d) Vulnerabilidad Educativa

Tabla 56. Nivel de vulnerabilidad Educativa.

VARIABLES.	Nivel de Vulnerabilidad (%)
Programas educativos formales sobre PAD (Prevención y atención en desastres)	75
Programas de capacitación (PAD).	90
Alcance de los programas educativos sobre grupos estratégicos (PAD).	100
Campañas de difusión (TV, radio y prensa) sobre PAD.	100

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 56 se muestra el resultado obtenido de las variables analizadas para una vulnerabilidad educativa la cual nos da un promedio de 91.25%.

e) Vulnerabilidad cultural e ideológica

Tabla 57. Nivel de Vulnerabilidad Cultural e ideológica.

VARIABLES	Nivel de Vulnerabilidad (%)
Conocimiento sobre la ocurrencia de desastres.	75
Percepción de la población sobre los desastres.	70
Actitud frente a la ocurrencia de desastres.	75

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 57 se muestra el resultado obtenido de las variables analizadas para una vulnerabilidad cultural e ideológica la cual nos da un promedio de 73.30%.

f) Vulnerabilidad Política Institucional

Tabla 58. Nivel de Vulnerabilidad Política Institucional.

Variables	Nivel de Vulnerabilidad (%)
Autonomía Local.	75
Liderazgo Político.	75
Participación Ciudadana.	75
Coordinación de acciones entre autoridades locales y funcionamiento del CDC	75

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 58 se muestra el resultado de que la población presente una escasa autonomía frente a las instituciones públicas, las cual aceptan, pero una minoría respalda. Obteniendo así un 75% de vulnerabilidad Política Institucional.

g) Vulnerabilidad Científica y tecnológica

Tabla 59. Nivel de Vulnerabilidad Científica y Tecnológica.

Variables.	Nivel de Vulnerabilidad (%)
Existencia de estudios sobre desastres naturales en la localidad.	75
Existencia de instrumentos de medición para estudio de fenómenos naturales.	100
Conocimientos sobre algún estudio en la localidad.	75
La localidad cumple con las conclusiones y recomendaciones.	100

Fuente: Elaboración propia.

En la 61 se observa que existe poco conocimiento científico y tecnológico de la población sobre el peligro de inundación, así mismo, no existe ningún instrumento para medir información, obteniendo un promedio de los factores estudiados, una vulnerabilidad científica y tecnológica: 87.50%.

4.4.1. Estimación total de la vulnerabilidad

Tabla 60. Nivel de vulnerabilidad total.

Tipo	Nivel de Vulnerabilidad				TOTAL
	VB	VM	VA	VMA	
	<25%	26 a 50%	51 a 75%	76 a 100%	
Física				90.5	90.5
Económica			63.75		63.75
Social			75		75
Educativa				91.25	91.25
Cultural e ideológica			73.3		73.3
Política e Institucional			75		75
Científica y Técnica				87.5	87.5
Nivel de Vulnerabilidad total	79.40%				

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 60 se presenta un nivel de vulnerabilidad de 79.40% que presenta la población frente al peligro de inundación, la cual representa el promedio de las diversas vulnerabilidades estudiadas según INDECI en la población, por consiguiente, se clasifica en una vulnerabilidad muy alta ya que se encuentra en el rango de 76% a 100% de acuerdo a la Tabla 34.

4.5. Estimación del peligro de inundación

4.5.1. Peligro para el nivel de intensidad de inundación

Según el INDECI Lima 2011, la recomendación para evaluar la intensidad de inundación depende del tipo de inundación. Para inundaciones fluviales estáticas, se considera la profundidad o altura de flujo; mientras que para la inundación dinámica se recomienda utilizar el producto de la velocidad por la profundidad de flujo.

Tabla 61. Nivel de intensidad para inundaciones fluviales.

Nivel de Intensidad	Profundidad del flujo en inundaciones fluviales estáticas.
Muy alta	$H > 1.5\text{m}$
Alta	$0.5\text{m} < H \leq 1.5\text{m}$
Media	$0.25\text{m} < H \leq 0.5\text{m}$
Baja	$H < 0.25\text{m}$

Fuente: INDECI (2011)

Por lo tanto, según cálculos del software de modelación Hidráulica Hec Ras 6.3.1 mostrados en la figura 35.

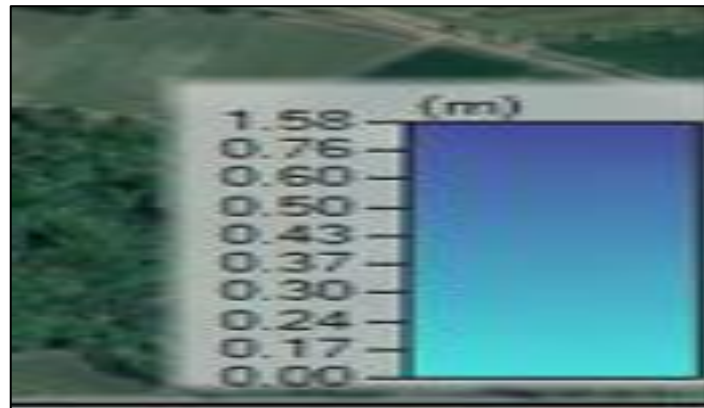


Figura 35. Tabla de tirantes máximos(m)

Fuente: Hec Ras 6.3.1.

Según la tabla de Hec Ras 6.3.1 modelando hidráulicamente, se obtienen tirantes máximos de 1.58m para un flujo no permanente de periodo de retorno de 200 años.

Tabla 62. Determinación del nivel de peligro por intensidad.

Descripción	Rango	Rango calculado	Nivel
Profundidad del río	$H < 1.5\text{m}$	1.58m	Muy alto
Tipo de inundación fluvial.	Estática		
Nivel de intensidad fluvial.		$1.58\text{m} > 1.5\text{m}$	Muy alto

Fuente: Elaboración propia.

4.5.2. Estimación del nivel de peligro total

Con la recopilación de información y el estudio detallado en la zona de investigación, mediante fichas técnicas, se describe que la localidad de Bellavista Viejo está ante un peligro de inundación muy alto por la quebrada Tumbillán, teniendo un valor de 100%

Tabla 63. Estratificación del nivel de peligro total.

Nivel	Rango	Valor
Peligro muy alto (PMA)	75% - 100%	100%

Fuente: Elaboración propia.

4.6. Estimación del nivel de riesgo

Tabla 64. Nivel de riesgo de inundación.

Descripción.	Rango (%)	Rango Calculado (%)	Nivel
Nivel de peligro de inundación.	75-100	100	Muy Alto
Grado de Vulnerabilidad.	75-100	79.40	Muy Alto
Nivel de riesgo por inundación.		79.40	Muy Alto

Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente tabla 64, en donde se puede presentar un riesgo muy alto ante el peligro de inundación con 79.40% en la localidad de Bellavista Viejo, se usó el criterio descriptivo, por lo cual se utilizó una matriz de doble entrada o “Matriz de Peligro y Vulnerabilidad, que se detalla en la Tabla 35, por consecuencia con el nivel determinado del Peligro ya identificado y el cálculo de vulnerabilidad, utilizando estos porcentajes, se halló el nivel de riesgo por inundación frente al peligro de inundación en dicha localidad.

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- El nivel de riesgo de inundación en la localidad Bellavista Viejo frente a una máxima avenida de las aguas de la quebrada Tumbillán es muy alto.
- El grado de vulnerabilidad de la localidad de Bellavista Viejo es muy alto.
- En Bellavista Viejo, de acuerdo con los resultados del modelamiento hidráulico bidimensional de la quebrada Tumbillán se concluye que las áreas más vulnerables a inundaciones son las que se encuentran en el margen izquierdo de la quebrada, que abarca parcelas agrícolas y la localidad misma, en donde el flujo de agua alcanza tirantes máximos mayores a 0.90m.
- En el margen derecho de la quebrada, según el modelamiento hidráulico bidimensional se inundan áreas agrícolas y algunos accesos a ellas.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda en la actualidad, para facilitar el desarrollo de estudios hidrológicos, se recopile información digitalizada, veraz y gratuita que proporcionan entes nacionales como (ANA, SENAHMI), y de entes internacionales como la del satélite ALOS PALSAR, que transmiten, procesan y distribuyen datos de teledetección a todo el mundo gratuitamente.
- Se sugiere que, para estudios de modelación hidráulica en cauces grandes, se utilizó el software IBER, debido a que tiene características de una mejor adaptación del proceso de mallado, esto permite modelos más rápidos para una misma precisión en el cauce, esto genera que el análisis bidimensional te muestre una mejor visualización de las zonas de inundación.
- Para futuros estudios hidrológicos en cualquier parte del país, lo ideal sería conseguir datos pluviográficos, con el fin que al hacer el respectivo modelamiento hidrológico, los resultados obtenidos sean más precisos, ya que un pluviógrafo registra de una manera más exacta la cantidad de lluvia caída en un periodo determinado, he así saber la distribución real de lluvia en la cuenca.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Angie Sánchez; Jesmi Barrera (2020). “Análisis Del Riesgo Por Inundación En El Rio Tunjuelito En La Localidad De Bosa, Bogotá D.C”. [Tesis para optar título profesional]. Universidad de Cundinamarca.

Alfaro Abanto, T; Bardález Reátegui, J. 2010. Tratamiento de cauce del rio para el control de inundaciones en la cuenca Chancay Lambayeque. Lambayeque, Perú. Autoridad Nacional Del Agua. 131 p.

Aparicio Mijares, FJ. 1992. Fundamentos De Hidrología De Superficie. 1 ed. México, Limusa. 152 p.

Bautista S Juan. (2019). “Elementos de hidrología apuntes cátedra Hidráulica Aplicada, Modulo Hidrología”. ELEMENTOS DE HIDROLOGÍA Apuntes Cátedra Hidráulica Aplicada. Modulo Hidrología.

Becerra G, Geiner (2017). “Evaluación del riesgo, en el sector el Parral de la ciudad de Jaén, ante el peligro de inundación” [Tesis para optar título profesional]. Universidad Nacional de Cajamarca.

CENEPRED (Centro Nacional de Estimación, Prevención Y Reducción del Riesgo de Desastres – CENEPRED, 2013). Manual de Conocimientos Básicos para Comité de Defensa Civil y Oficinas de Defensa Civil. Versión 5. Lima, Pe. P 146.

CHEREQUE, Wendor. 1989. Hidrología para estudiantes de Ingeniería civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 1989.

Chow, V; Maidment, DR; Mays, LW. 1994. Hidrología Aplicada. 1 ed. Santa Fe de Bogotá, Colombia, Mc Graw-Hill. 584 p.

Fattorelli, S; Fernández, PC. 2011. Diseño Hidrológico. 2 ed. Zaragoza, España. Fernandez-Dorca. 531 p

GARCIA NARANJO, Manuel. Curvas Intensidad Duración Frecuencia (Material gráfico proyectable) 1er Ed. Lima (2021), 36 diapositivas, Método basado en los perfiles de lluvia de la SCS;18.

Gámez Morales, WR. 2009. Texto Básico De Hidrología. 1 ed. Managua, Nicaragua, Editronic. 150 p.

Goicochea C, Ángel (2021). “Estimación del nivel de riesgo por inundación de la quebrada

Cruz Blanca para la zona urbana - Cajamarca, 2020” [Tesis para optar título profesional]. Universidad Nacional de Cajamarca.

INDECI (Instituto nacional de defensa civil, PE). 2006. Manual básico para la estimación del riesgo. Lima, Pe. P 146.

INDECI Lima, 2011. Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales. Editorial Litigraf E.I.R.L., Lima, Perú.

Lucas V, Giuseppe (2018). "Análisis del riesgo por inundación en la localidad de Roblecito, cantón Urdaneta: propuesta de medidas de mitigación”, [Tesis para optar título profesional]. Universidad de Guayaquil.

Martínez Álvarez, V. 1999. Simulación y comprobación experimental de la escorrentía superficial en pequeñas cuencas no aforadas mediante modelos distribuidos implementados sobre SIG. Madrid, España, Escuela Técnica Superior De Ingenieros Agrónomos. 442 p.

Mondragón D, Erikson (2013) “Evaluación del nivel de riesgo de inundación. por el río Amaju en la parte baja de la ciudad de Jaén. [Tesis para optar título profesional]. Universidad Nacional de Cajamarca.

MTC (Ministerio de transportes y comunicaciones). 2008. Manual De Hidrología, Hidráulica Y Drenaje. 1 ed. Lima, Perú, Macro. 222 p

Nuñez S, Jildibrán (2017). “Identificación de zonas urbanas propensas a riesgos por inundación ante máximas avenidas del río Utcubamba en el centro poblado Naranjitos, Amazonas” [Tesis para optar título profesional]. Universidad Nacional de Cajamarca.

ROCHA, Arturo. 1998. Introducción a la hidráulica Fluvial. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 1998.

Témez, J. 1978. Calculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. Dirección General de Carreteras. Madrid. España. 111 p.

US Army Corps of Engineers. 2016. HEC-RAS River Analysis System. User's Manual Versión 5.0. EEUU.

Villón Bejar, M. 2005. Hidroesta Manual del Usuario. 2 ed. Lima, Perú, Villón. Villón Bejar, M. 2011. Hidrología. 3 ed. Lima, Perú, Villón.

Villón Bejar, M. 2011. Hidrología Estadística. 3 ed. Lima, Perú, Villón. Villón, M. 2002. Hidrología. Editorial Villón., Lima, Perú.

ANEXOS

ANEXO 1. FOTOGRAFÍAS DEL TRABAJO REALIZADO EN CAMPO



Figura 36. Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo.



Figura 37. Levantamiento topográfico del cauce aguas arriba.



Figura 38. Encuesta realizada a los pobladores de la localidad Bellavista Viejo.



Figura 39. Zonas erosionadas por la fuerza hidrodinámica del agua y viviendas cercas en peligro muy alto.



Figura 40.Entrada a la localidad Bellavista viejo y alrededores, viviendas construidas con adobe principalmente.



Figura 41.Planicies de inundación margen izquierda, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.



Figura 42. Planicies de inundación margen derecho, tomadas en cuenta para determinar el coeficiente de Manning.

ANEXO 2. PROCESAMIENTO DE DATOS HIDROLÓGICOS

Tabla 65. Datos de las precipitaciones máximas en 24 horas de la Estación Jaén.

ESTACION JAEN - Pp máxima 24 h													
AÑO	ENE	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Pmax
1984	5.60	31.00	14.50	33.50	18.50	7.60	12.30	8.00	21.30	18.00	11.90	6.20	33.50
1985	4.80	7.30	22.30	16.40	24.00	8.70	4.10	14.70	11.40	12.50	10.00	29.30	29.30
1986	12.00	4.60	13.50	18.90	9.10	17.60	6.00	13.90	9.60	62.60	13.50	18.50	62.60
1987	27.00	12.00	21.80	23.50	68.20	2.90	16.60	5.50	12.10	67.00	11.40	6.00	68.20
1988	25.80	15.20	10.90	35.50	20.60	5.50	13.30	6.00	8.60	70.80	70.00	29.00	70.80
1989	62.50	37.00	22.80	18.50	66.00	6.70	17.50	1.50	7.40	17.20	6.50	12.60	66.00
1990	21.70	18.20	24.30	12.50	17.60	6.20	27.70	7.20	13.10	28.00	25.00	32.00	32.00
1991	25.30	10.00	12.90	44.90	20.90	18.90	22.70	4.10	6.00	14.00	47.50	11.80	47.50
1992	4.70	9.30	12.00	19.10	4.90	11.80	3.70	11.00	6.70	17.60	57.40	29.40	57.40
1993	4.90	48.50	35.50	8.00	8.20	10.30	6.50	12.00	16.80	12.00	20.00	32.00	48.50
1994	5.50	12.00	48.20	23.30	7.20	12.40	8.20	5.97	12.20	9.92	2.00	9.00	48.20
1995	8.00	12.00	20.00	70.00	13.18	15.15	15.12	6.00	2.00	1.50	55.00	48.00	70.00
1996	7.90	25.70	18.00	11.20	16.50	14.70	0.50	6.70	13.70	19.80	18.40	38.00	38.00
1997	11.00	16.70	14.40	30.00	24.40	16.90	17.40	6.00	3.50	16.00	18.60	6.60	30.00
1998	14.40	25.40	18.80	36.00	24.80	22.00	12.60	4.50	12.40	31.70	11.20	2.60	36.00
1999	13.00	44.20	59.20	12.20	27.54	15.80	17.40	5.60	25.40	25.00	12.20	33.60	59.20
2000	17.20	34.40	36.60	19.00	20.00	16.60	27.00	9.00	18.60	9.60	8.40	30.20	36.60
2001	26.6	10.4	10.8	10.40	39.10	5.80	5.40	4.80	21.00	11.80	35.00	27.80	39.10
2002	18.9	28	13.5	61.50	61.20	4.00	14.30	1.50	13.00	88.00	31.00	15.10	88.00
2003	7.8	35.6	13.7	32.80	25.20	23.00	8.00	16.20	16.00	23.20	10.60	29.10	35.60
2004	7.5	6.8	19.7	30.60	38.10	18.00	2.40	7.20	17.00	19.40	18.20	12.00	38.10
2005	6.5	42	36.2	31.00	10.20	18.30	1.90	14.50	18.70	27.90	78.50	31.50	78.50
2006	18.5	38.7	23	9.40	13.50	26.50	1.30	8.50	5.60	11.70	15.50	16.00	38.70
2007	7.6	27	32.5	29.00	29.30	13.00	27.20	7.50	7.20	45.90	38.90	22.60	45.90
2008	17	37.2	63.7	10.20	15.80	26.90	17.40	3.40	18.40	26.70	20.60	20.60	63.70
2009	20.5	11.5	38.8	37.60	10.30	7.50	14.60	19.50	13.00	44.60	13.80	21.20	44.60
2010	16.6	35.8	5.5	41.50	12.50	10.00	4.00	18.30	9.60	24.00	21.50	20.60	41.50
2011	25.9	39.5	34.7	39.80	13.31	13.55	12.11	9.04	28.79	14.17	38.03	24.77	39.80
2012	23.80	32.60	22.50	27.50	6.00	13.00	6.40	6.80	5.20	22.00	23.20	11.50	32.60
2013	5.80	47.00	10.30	18.80	39.90	30.70	6.20	7.40	8.50	54.40	0.70	14.40	54.40
2014	11.80	20.00	32.00	35.60	45.30	8.00	10.00	6.50	6.50	9.40	30.80	20.50	45.30
2015	49.50	16.60	73.00	15.60	21.60	4.00	51.00	7.00	6.00	13.60	15.00	15.40	73.00
2016	25.60	14.50	2.20	28.60	12.50	9.20	15.40	13.20	11.60	21.30	14.20	23.00	28.60
2017	19.20	11.20	34.60	26.80	1.50	12.80	9.40	18.50	2.00	17.40	15.00	39.60	39.60
2018	15.20	63.80	5.50	27.80	16.00	6.80	16.30	9.40	21.50	12.80	6.40	15.70	63.80

Fuente: SENAHMI.

Tabla 66.Lluvias máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno.

Duración (Min)	Precipitación en 24 horas (mm)						
	51.46	80.35	87.49	96.64	109.44	122.77	136.70
	Periodo de Retorno (Años)						
	2	10	15	25	50	100	200
	Precipitación (mm)						
5	12.49	19.50	21.24	23.46	26.57	29.80	33.18
10	14.86	23.20	25.26	27.90	31.59	35.44	39.46
15	16.44	25.67	27.95	30.87	34.96	39.22	43.67
20	17.67	27.58	30.03	33.18	37.57	42.15	46.93
25	18.68	29.17	31.76	35.08	39.73	44.56	49.62
30	19.55	30.53	33.24	36.72	41.58	46.64	51.93
35	20.32	31.73	34.54	38.16	43.21	48.48	53.98
40	21.01	32.80	35.72	39.45	44.68	50.12	55.81
45	21.64	33.78	36.79	40.63	46.01	51.62	57.48
50	22.21	34.68	37.77	41.72	47.24	53.00	59.01
55	22.75	35.52	38.68	42.72	48.38	54.27	60.43
60	23.25	36.30	39.53	43.66	49.45	55.47	61.76
120	27.65	43.17	47.01	51.92	58.80	65.96	73.45
180	30.60	47.78	52.02	57.46	65.07	73.00	81.28
240	32.88	51.34	55.90	61.75	69.93	78.44	87.34
300	34.77	54.28	59.11	65.29	73.94	82.94	92.35
360	36.39	56.82	61.86	68.33	77.39	86.81	96.66
420	37.82	59.05	64.30	71.02	80.43	90.22	100.46
480	39.10	61.05	66.48	73.43	83.16	93.29	103.87
540	40.27	62.88	68.46	75.62	85.64	96.07	106.97
600	41.34	64.56	70.29	77.64	87.93	98.64	109.83
660	42.34	66.11	71.99	79.52	90.05	101.02	112.48
720	43.27	67.57	73.57	81.26	92.03	103.24	114.95
780	44.15	68.93	75.06	82.91	93.89	105.32	117.27
840	44.97	70.22	76.46	84.46	95.64	107.29	119.47
900	45.76	71.44	77.79	85.93	97.31	109.16	121.55
960	46.50	72.60	79.06	87.32	98.89	110.94	123.52
1020	47.21	73.71	80.26	88.66	100.40	112.63	125.41
1080	47.89	74.77	81.42	89.93	101.85	114.25	127.21
1140	48.54	75.79	82.53	91.16	103.23	115.81	128.94
1200	49.17	76.77	83.59	92.33	104.56	117.30	130.61
1260	49.77	77.71	84.62	93.47	105.85	118.74	132.21
1320	50.35	78.62	85.61	94.56	107.09	120.13	133.76
1380	50.92	79.50	86.56	95.62	108.28	121.47	135.25
1440	51.46	80.35	87.49	96.64	109.44	122.77	136.70

Tabla 67. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Normal.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom lineal	Delta
1	32.32	0.0278	0.0961	0.0973	0.0683
2	33.11	0.0556	0.1039	0.1051	0.0483
3	33.90	0.0833	0.1121	0.1133	0.0287
4	36.16	0.1111	0.1380	0.1393	0.0269
5	36.84	0.1389	0.1465	0.1478	0.0076
6	37.86	0.1667	0.1599	0.1612	0.0068
7	40.23	0.1944	0.1942	0.1955	0.0002
8	40.68	0.2222	0.2012	0.2025	0.0210
9	41.36	0.2500	0.2120	0.2133	0.0380
10	42.94	0.2778	0.2385	0.2397	0.0393
11	43.05	0.3056	0.2405	0.2417	0.0651
12	43.73	0.3333	0.2524	0.2536	0.0809
13	44.18	0.3611	0.2605	0.2617	0.1006
14	44.75	0.3889	0.2709	0.2720	0.1180
15	44.97	0.4167	0.2751	0.2761	0.1416
16	46.90	0.4444	0.3119	0.3129	0.1325
17	50.40	0.4722	0.3841	0.3847	0.0882
18	51.19	0.5000	0.4010	0.4016	0.0990
19	51.87	0.5278	0.4157	0.4162	0.1120
20	53.68	0.5556	0.4554	0.4557	0.1001
21	54.47	0.5833	0.4730	0.4731	0.1103
22	54.81	0.6111	0.4805	0.4806	0.1306
23	61.47	0.6389	0.6268	0.6261	0.0121
24	64.86	0.6667	0.6958	0.6949	0.0292
25	66.90	0.6944	0.7344	0.7332	0.0399
26	70.74	0.7222	0.7997	0.7984	0.0775
27	71.98	0.7500	0.8185	0.8172	0.0685
28	72.09	0.7778	0.8202	0.8189	0.0424
29	74.58	0.8056	0.8543	0.8530	0.0487
30	77.07	0.8333	0.8837	0.8824	0.0504
31	79.10	0.8611	0.9044	0.9032	0.0433
32	80.00	0.8889	0.9127	0.9115	0.0238
33	82.49	0.9167	0.9327	0.9317	0.0161
34	88.71	0.9444	0.9674	0.9666	0.0229
35	99.44	0.9722	0.9927	0.9924	0.0205

Tabla 68. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Normal 2 parámetros.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom lineal	Delta
1	32.32	0.0278	0.0567	0.0618	0.0289
2	33.11	0.0556	0.0660	0.0715	0.0104
3	33.9	0.0833	0.0762	0.0821	0.0071
4	36.16	0.1111	0.1104	0.1169	0.0008
5	36.84	0.1389	0.1219	0.1286	0.0169
6	37.86	0.1667	0.1404	0.1472	0.0262
7	40.23	0.1944	0.1883	0.1950	0.0061
8	40.68	0.2222	0.1981	0.2047	0.0241
9	41.36	0.2500	0.2131	0.2196	0.0369
10	42.94	0.2778	0.2496	0.2556	0.0282
11	43.05	0.3056	0.2523	0.2582	0.0533
12	43.73	0.3333	0.2685	0.2742	0.0648
13	44.18	0.3611	0.2794	0.2849	0.0817
14	44.75	0.3889	0.2932	0.2984	0.0956
15	44.97	0.4167	0.2988	0.3039	0.1179
16	46.90	0.4444	0.3467	0.3507	0.0977
17	50.40	0.4722	0.4348	0.4366	0.0374
18	51.19	0.5000	0.4545	0.4557	0.0455
19	51.87	0.5278	0.4712	0.4720	0.0566
20	53.68	0.5556	0.5148	0.5144	0.0407
21	54.47	0.5833	0.5334	0.5325	0.0499
22	54.81	0.6111	0.5413	0.5402	0.0698
23	61.47	0.6389	0.6810	0.6763	0.0421
24	64.86	0.6667	0.7395	0.7337	0.0729
25	66.90	0.6944	0.7705	0.7643	0.0761
26	70.74	0.7222	0.8209	0.8142	0.0987
27	71.98	0.7500	0.8351	0.8283	0.0851
28	72.09	0.7778	0.8364	0.8296	0.0586
29	74.58	0.8056	0.8617	0.8549	0.0561
30	77.07	0.8333	0.8835	0.8769	0.0502
31	79.10	0.8611	0.8990	0.8926	0.0379
32	80.00	0.8889	0.9053	0.8990	0.0164
33	82.49	0.9167	0.9207	0.9148	0.0041
34	88.71	0.9444	0.9497	0.9448	0.0053
35	99.44	0.9722	0.9776	0.9745	0.0054

Tabla 69. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Normal 3 parámetros.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	(Z)	F(Z)	Delta
1	32.32	0.0278	-1.8552	0.0318	0.0040
2	33.11	0.0556	-1.7314	0.0417	0.0139
3	33.9	0.0833	-1.6149	0.0532	0.0302
4	36.16	0.1111	-1.3160	0.0941	0.0170
5	36.84	0.1389	-1.2346	0.1085	0.0304
6	37.86	0.1667	-1.1184	0.1317	0.0350
7	40.23	0.1944	-0.8715	0.1917	0.0027
8	40.68	0.2222	-0.8278	0.2039	0.0183
9	41.36	0.2500	-0.7640	0.2224	0.0276
10	42.94	0.2778	-0.6228	0.2667	0.0111
11	43.05	0.3056	-0.6131	0.2699	0.0357
12	43.73	0.3333	-0.5559	0.2891	0.0442
13	44.18	0.3611	-0.5186	0.3020	0.0591
14	44.75	0.3889	-0.4730	0.3181	0.0708
15	44.97	0.4167	-0.4551	0.3245	0.0921
16	46.90	0.4444	-0.3089	0.3787	0.0657
17	50.40	0.4722	-0.0675	0.4731	0.0009
18	51.19	0.5000	-0.0168	0.4933	0.0067
19	51.87	0.5278	0.0255	0.5102	0.0176
20	53.68	0.5556	0.1343	0.5534	0.0022
21	54.47	0.5833	0.1800	0.5714	0.0119
22	54.81	0.6111	0.1993	0.5790	0.0321
23	61.47	0.6389	0.5442	0.7069	0.0680
24	64.86	0.6667	0.6988	0.7577	0.0910
25	66.90	0.6944	0.7860	0.7841	0.0896
26	70.74	0.7222	0.9408	0.8266	0.1044
27	71.98	0.7500	0.9884	0.8385	0.0885
28	72.09	0.7778	0.9927	0.8396	0.0618
29	74.58	0.8056	1.0843	0.8609	0.0553
30	77.07	0.8333	1.1718	0.8794	0.0460
31	79.10	0.8611	1.2406	0.8926	0.0315
32	80.00	0.8889	1.2705	0.8980	0.0092
33	82.49	0.9167	1.3502	0.9115	0.0051
34	88.71	0.9444	1.5364	0.9378	0.0067
35	99.44	0.9722	1.8215	0.9657	0.0065

Tabla 70. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Gamma 2 parámetros.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	G(Y) ordinario	G(Y) mom lineal.	Delta
1	32.32	0.0278	0.0655	0.1769	0.0377
2	33.11	0.0556	0.0743	0.1887	0.0188
3	33.9	0.0833	0.0839	0.2006	0.0005
4	36.16	0.1111	0.1152	0.2361	0.0041
5	36.84	0.1389	0.1257	0.2471	0.0132
6	37.86	0.1667	0.1424	0.2638	0.0243
7	40.23	0.1944	0.1856	0.3035	0.0089
8	40.68	0.2222	0.1944	0.3112	0.0278
9	41.36	0.2500	0.2080	0.3227	0.0420
10	42.94	0.2778	0.2412	0.3498	0.0366
11	43.05	0.3056	0.2436	0.3518	0.0619
12	43.73	0.3333	0.2585	0.3634	0.0749
13	44.18	0.3611	0.2685	0.3712	0.0926
14	44.75	0.3889	0.2813	0.3809	0.1076
15	44.97	0.4167	0.2864	0.3848	0.1302
16	46.90	0.4444	0.3311	0.4176	0.1133
17	50.40	0.4722	0.4152	0.4766	0.0570
18	51.19	0.5000	0.4344	0.4896	0.0656
19	51.87	0.5278	0.4508	0.5007	0.0770
20	53.68	0.5556	0.4941	0.5298	0.0615
21	54.47	0.5833	0.5128	0.5423	0.0706
22	54.81	0.6111	0.5207	0.5476	0.0904
23	61.47	0.6389	0.6658	0.6449	0.0269
24	64.86	0.6667	0.7289	0.6890	0.0623
25	66.90	0.6944	0.7628	0.7135	0.0683
26	70.74	0.7222	0.8184	0.7561	0.0962
27	71.98	0.7500	0.8341	0.7688	0.0841
28	72.09	0.7778	0.8355	0.7699	0.0577
29	74.58	0.8056	0.8636	0.7936	0.0580
30	77.07	0.8333	0.8877	0.8154	0.0544
31	79.10	0.8611	0.9047	0.8318	0.0436
32	80.00	0.8889	0.9116	0.8387	0.0227
33	82.49	0.9167	0.9283	0.8565	0.0116
34	88.71	0.9444	0.9587	0.8938	0.0142
35	99.44	0.97222	0.9853	0.9387	0.0131

Tabla 71. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Gamma 3 parámetros.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	G(Y) ordinario	G(Y) mom lineal.	Delta
1	32.32	0.0278	0.0742	0.0574	0.0464
2	33.11	0.0556	0.0836	0.0689	0.0281
3	33.9	0.0833	0.0938	0.0814	0.0104
4	36.16	0.1111	0.1264	0.1220	0.0153
5	36.84	0.1389	0.1373	0.1355	0.0016
6	37.86	0.1667	0.1544	0.1566	0.0122
7	40.23	0.1944	0.1982	0.2095	0.0037
8	40.68	0.2222	0.2070	0.2201	0.0152
9	41.36	0.2500	0.2206	0.2361	0.0294
10	42.94	0.2778	0.2536	0.2742	0.0241
11	43.05	0.3056	0.2561	0.2770	0.0495
12	43.73	0.3333	0.2707	0.2935	0.0626
13	44.18	0.3611	0.2806	0.3047	0.0805
14	44.75	0.3889	0.2931	0.3186	0.0958
15	44.97	0.4167	0.2982	0.3241	0.1185
16	46.90	0.4444	0.3418	0.3715	0.1026
17	50.40	0.4722	0.4234	0.4560	0.0489
18	51.19	0.5000	0.4418	0.4745	0.0582
19	51.87	0.5278	0.4575	0.4901	0.0702
20	53.68	0.5556	0.4991	0.5307	0.0564
21	54.47	0.5833	0.5170	0.5479	0.0663
22	54.81	0.6111	0.5246	0.5552	0.0865
23	61.47	0.6389	0.6636	0.6832	0.0247
24	64.86	0.6667	0.7242	0.7370	0.0575
25	66.90	0.6944	0.7569	0.7657	0.0624
26	70.74	0.7222	0.8110	0.8129	0.0888
27	71.98	0.7500	0.8264	0.8264	0.0764
28	72.09	0.7778	0.8277	0.8276	0.0500
29	74.58	0.8056	0.8554	0.8519	0.0499
30	77.07	0.8333	0.8795	0.8732	0.0461
31	79.10	0.8611	0.8966	0.8886	0.0355
32	80.00	0.8889	0.9036	0.8949	0.0147
33	82.49	0.9167	0.9206	0.9106	0.0040
34	88.71	0.9444	0.9524	0.9409	0.0080
35	99.44	0.9722	0.9817	0.9720	0.0095

Tabla 72. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Pearson tipo III.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	G(Y) ordinario	G(Y) mom lineal.	Delta
1	32.32	0.0278	0.0487	0.0481	0.0209
2	33.11	0.0556	0.0584	0.0585	0.0028
3	33.9	0.0833	0.0691	0.0701	0.0142
4	36.16	0.1111	0.1056	0.1097	0.0055
5	36.84	0.1389	0.1181	0.1232	0.0208
6	37.86	0.1667	0.1382	0.1448	0.0285
7	40.23	0.1944	0.1903	0.2002	0.0042
8	40.68	0.2222	0.2009	0.2114	0.0213
9	41.36	0.2500	0.2172	0.2285	0.0328
10	42.94	0.2778	0.2565	0.2693	0.0213
11	43.05	0.3056	0.2594	0.2723	0.0462
12	43.73	0.3333	0.2767	0.2902	0.0566
13	44.18	0.3611	0.2884	0.3021	0.0727
14	44.75	0.3889	0.3031	0.3171	0.0858
15	44.97	0.4167	0.3090	0.3232	0.1076
16	46.90	0.4444	0.3595	0.3741	0.0849
17	50.40	0.4722	0.4505	0.4642	0.0217
18	51.19	0.5000	0.4705	0.4837	0.0295
19	51.87	0.5278	0.4874	0.5001	0.0404
20	53.68	0.5556	0.5310	0.5423	0.0245
21	54.47	0.5833	0.5495	0.5600	0.0339
22	54.81	0.6111	0.5573	0.5674	0.0539
23	61.47	0.6389	0.6923	0.6953	0.0534
24	64.86	0.6667	0.7474	0.7470	0.0807
25	66.90	0.6944	0.7763	0.7741	0.0819
26	70.74	0.7222	0.8230	0.8180	0.1008
27	71.98	0.7500	0.8361	0.8304	0.0861
28	72.09	0.7778	0.8373	0.8314	0.0595
29	74.58	0.8056	0.8607	0.8536	0.0551
30	77.07	0.8333	0.8809	0.8729	0.0476
31	79.10	0.8611	0.8953	0.8868	0.0342
32	80.00	0.8889	0.9012	0.8924	0.0123
33	82.49	0.9167	0.9157	0.9065	0.0010
34	88.71	0.9444	0.9433	0.9341	0.0011
35	99.44	0.9722	0.9715	0.9636	0.0008

Tabla 73. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Gumbel.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	G(Y) ordinario	G(Y) Mom lineal.	Delta
1	32.32	0.0278	0.0503	0.0631	0.0225
2	33.11	0.0556	0.0593	0.0730	0.0037
3	33.9	0.0833	0.0693	0.0838	0.0141
4	36.16	0.1111	0.1032	0.1194	0.0079
5	36.84	0.1389	0.1150	0.1314	0.0239
6	37.86	0.1667	0.1338	0.1505	0.0329
7	40.23	0.1944	0.1832	0.1998	0.0112
8	40.68	0.2222	0.1934	0.2098	0.0288
9	41.36	0.2500	0.2090	0.2251	0.0410
10	42.94	0.2778	0.2472	0.2622	0.0306
11	43.05	0.3056	0.2500	0.2649	0.0556
12	43.73	0.3333	0.2669	0.2813	0.0664
13	44.18	0.3611	0.2784	0.2923	0.0827
14	44.75	0.3889	0.2929	0.3062	0.0960
15	44.97	0.4167	0.2987	0.3118	0.1179
16	46.90	0.4444	0.3489	0.3598	0.0956
17	50.40	0.4722	0.4407	0.4471	0.0316
18	51.19	0.5000	0.4610	0.4664	0.0390
19	51.87	0.5278	0.4782	0.4828	0.0495
20	53.68	0.5556	0.5230	0.5253	0.0325
21	54.47	0.5833	0.5420	0.5434	0.0413
22	54.81	0.6111	0.5500	0.5510	0.0611
23	61.47	0.6389	0.6901	0.6851	0.0512
24	64.86	0.6667	0.7475	0.7407	0.0809
25	66.90	0.6944	0.7776	0.7701	0.0832
26	70.74	0.7222	0.8261	0.8179	0.1039
27	71.98	0.7500	0.8396	0.8313	0.0896
28	72.09	0.7778	0.8408	0.8325	0.0630
29	74.58	0.8056	0.8649	0.8567	0.0594
30	77.07	0.8333	0.8856	0.8776	0.0523
31	79.10	0.8611	0.9003	0.8926	0.0392
32	80.00	0.8889	0.9063	0.8986	0.0174
33	82.49	0.9167	0.9209	0.9137	0.0043
34	88.71	0.9444	0.9486	0.9427	0.0041
35	99.44	0.9722	0.9758	0.9720	0.0036

Tabla 74. Ajuste de precipitaciones a distribución de probabilidad Log Gumbel.

Orden	Pp(mm) Max 24 hr.	P(X)	G(Y) ordinario	G(Y) Mom lineal.	Delta
1	32.32	0.0278	0.0139	0.0242	0.0139
2	33.11	0.0556	0.0207	0.0336	0.0348
3	33.9	0.0833	0.0297	0.0450	0.0537
4	36.16	0.1111	0.0672	0.0885	0.0439
5	36.84	0.1389	0.0819	0.1045	0.0570
6	37.86	0.1667	0.1066	0.1306	0.0600
7	40.23	0.1944	0.1747	0.1990	0.0198
8	40.68	0.2222	0.1889	0.2129	0.0334
9	41.36	0.2500	0.2106	0.2340	0.0394
10	42.94	0.2778	0.2630	0.2841	0.0148
11	43.05	0.3056	0.2668	0.2877	0.0388
12	43.73	0.3333	0.2896	0.3092	0.0438
13	44.18	0.3611	0.3048	0.3235	0.0563
14	44.75	0.3889	0.3237	0.3412	0.0652
15	44.97	0.4167	0.3312	0.3483	0.0854
16	46.90	0.4444	0.3942	0.4069	0.0502
17	50.40	0.4722	0.5001	0.5051	0.0279
18	51.19	0.5000	0.5220	0.5254	0.0220
19	51.87	0.5278	0.5401	0.5422	0.0123
20	53.68	0.5556	0.5855	0.5845	0.0299
21	54.47	0.5833	0.6040	0.6017	0.0207
22	54.81	0.6111	0.6117	0.6089	0.0006
23	61.47	0.6389	0.7356	0.7261	0.0967
24	64.86	0.6667	0.7816	0.7704	0.1149
25	66.90	0.6944	0.8048	0.7931	0.1103
26	70.74	0.7222	0.8413	0.8292	0.1191
27	71.98	0.7500	0.8514	0.8392	0.1014
28	72.09	0.7778	0.8523	0.8401	0.0745
29	74.58	0.8056	0.8701	0.8581	0.0646
30	77.07	0.8333	0.8855	0.8737	0.0522
31	79.10	0.8611	0.8965	0.8849	0.0353
32	80.00	0.8889	0.9009	0.8895	0.0120
33	82.49	0.9167	0.9121	0.9010	0.0046
34	88.71	0.9444	0.9339	0.9241	0.0105
35	99.44	0.9722	0.9581	0.9502	0.0141

Tabla 75. Cuadro de ecuación de curvas IDF

Duración (min)	Tiempo de retorno(años)	Intensidad	a	b	k
		(mm/hr)	0.2082	-0.7510	464.8721
d	T	I	x3=Log(d)	x2=Log(T)	y=Log(I)
5	2.0	149.90	0.70	0.30	2.18
10	2.0	89.13	1.00	0.30	1.95
15	2.0	65.76	1.18	0.30	1.82
20	2.0	53.00	1.30	0.30	1.72
25	2.0	44.83	1.40	0.30	1.65
30	2.0	39.10	1.48	0.30	1.59
35	2.0	34.83	1.54	0.30	1.54
40	2.0	31.51	1.60	0.30	1.50
45	2.0	28.85	1.65	0.30	1.46
50	2.0	26.66	1.70	0.30	1.43
55	2.0	24.82	1.74	0.30	1.39
60	2.0	23.25	1.78	0.30	1.37
120	2.0	13.82	2.08	0.30	1.14
180	2.0	10.20	2.26	0.30	1.01
240	2.0	8.22	2.38	0.30	0.91
300	2.0	6.95	2.48	0.30	0.84
360	2.0	6.06	2.56	0.30	0.78
420	2.0	5.40	2.62	0.30	0.73
480	2.0	4.89	2.68	0.30	0.69
540	2.0	4.47	2.73	0.30	0.65
600	2.0	4.13	2.78	0.30	0.62
660	2.0	3.85	2.82	0.30	0.59
720	2.0	3.61	2.86	0.30	0.56
780	2.0	3.40	2.89	0.30	0.53
840	2.0	3.21	2.92	0.30	0.51
900	2.0	3.05	2.95	0.30	0.48
960	2.0	2.91	2.98	0.30	0.46
1020	2.0	2.78	3.01	0.30	0.44
1080	2.0	2.66	3.03	0.30	0.42
1140	2.0	2.55	3.06	0.30	0.41
1200	2.0	2.46	3.08	0.30	0.39
1260	2.0	2.37	3.10	0.30	0.37
1320	2.0	2.29	3.12	0.30	0.36
1380	2.0	2.21	3.14	0.30	0.35
1440	2.0	2.14	3.16	0.30	0.33
5	10.0	234.06	0.70	1.00	2.37
10	10.0	139.17	1.00	1.00	2.14
15	10.0	102.68	1.18	1.00	2.01
20	10.0	82.75	1.30	1.00	1.92
25	10.0	70.00	1.40	1.00	1.85
30	10.0	61.05	1.48	1.00	1.79
35	10.0	54.39	1.54	1.00	1.74
40	10.0	49.20	1.60	1.00	1.69

45	10.0	45.04	1.65	1.00	1.65
50	10.0	41.62	1.70	1.00	1.62
55	10.0	38.75	1.74	1.00	1.59
60	10.0	36.30	1.78	1.00	1.56
120	10.0	21.59	2.08	1.00	1.33
180	10.0	15.93	2.26	1.00	1.20
240	10.0	12.83	2.38	1.00	1.11
300	10.0	10.86	2.48	1.00	1.04
360	10.0	9.47	2.56	1.00	0.98
420	10.0	8.44	2.62	1.00	0.93
480	10.0	7.63	2.68	1.00	0.88
540	10.0	6.99	2.73	1.00	0.84
600	10.0	6.46	2.78	1.00	0.81
660	10.0	6.01	2.82	1.00	0.78
720	10.0	5.63	2.86	1.00	0.75
780	10.0	5.30	2.89	1.00	0.72
840	10.0	5.02	2.92	1.00	0.70
900	10.0	4.76	2.95	1.00	0.68
960	10.0	4.54	2.98	1.00	0.66
1020	10.0	4.34	3.01	1.00	0.64
1080	10.0	4.15	3.03	1.00	0.62
1140	10.0	3.99	3.06	1.00	0.60
1200	10.0	3.84	3.08	1.00	0.58
1260	10.0	3.70	3.10	1.00	0.57
1320	10.0	3.57	3.12	1.00	0.55
1380	10.0	3.46	3.14	1.00	0.54
1440	10.0	3.35	3.16	1.00	0.52
5	15.0	254.85	0.70	1.18	2.41
10	15.0	151.54	1.00	1.18	2.18
15	15.0	111.80	1.18	1.18	2.05
20	15.0	90.10	1.30	1.18	1.95
25	15.0	76.22	1.40	1.18	1.88
30	15.0	66.48	1.48	1.18	1.82
35	15.0	59.22	1.54	1.18	1.77
40	15.0	53.58	1.60	1.18	1.73
45	15.0	49.05	1.65	1.18	1.69
50	15.0	45.32	1.70	1.18	1.66
55	15.0	42.19	1.74	1.18	1.63
60	15.0	39.53	1.78	1.18	1.60
120	15.0	23.50	2.08	1.18	1.37
180	15.0	17.34	2.26	1.18	1.24
240	15.0	13.98	2.38	1.18	1.15
300	15.0	11.82	2.48	1.18	1.07
360	15.0	10.31	2.56	1.18	1.01
420	15.0	9.19	2.62	1.18	0.96
480	15.0	8.31	2.68	1.18	0.92
540	15.0	7.61	2.73	1.18	0.88

600	15.0	7.03	2.78	1.18	0.85
660	15.0	6.54	2.82	1.18	0.82
720	15.0	6.13	2.86	1.18	0.79
780	15.0	5.77	2.89	1.18	0.76
840	15.0	5.46	2.92	1.18	0.74
900	15.0	5.19	2.95	1.18	0.71
960	15.0	4.94	2.98	1.18	0.69
1020	15.0	4.72	3.01	1.18	0.67
1080	15.0	4.52	3.03	1.18	0.66
1140	15.0	4.34	3.06	1.18	0.64
1200	15.0	4.18	3.08	1.18	0.62
1260	15.0	4.03	3.10	1.18	0.61
1320	15.0	3.89	3.12	1.18	0.59
1380	15.0	3.76	3.14	1.18	0.58
1440	15.0	3.65	3.16	1.18	0.56
5	25.0	281.51	0.70	1.40	2.45
10	25.0	167.39	1.00	1.40	2.22
15	25.0	123.49	1.18	1.40	2.09
20	25.0	99.53	1.30	1.40	2.00
25	25.0	84.19	1.40	1.40	1.93
30	25.0	73.43	1.48	1.40	1.87
35	25.0	65.41	1.54	1.40	1.82
40	25.0	59.18	1.60	1.40	1.77
45	25.0	54.18	1.65	1.40	1.73
50	25.0	50.06	1.70	1.40	1.70
55	25.0	46.61	1.74	1.40	1.67
60	25.0	43.66	1.78	1.40	1.64
120	25.0	25.96	2.08	1.40	1.41
180	25.0	19.15	2.26	1.40	1.28
240	25.0	15.44	2.38	1.40	1.19
300	25.0	13.06	2.48	1.40	1.12
360	25.0	11.39	2.56	1.40	1.06
420	25.0	10.15	2.62	1.40	1.01
480	25.0	9.18	2.68	1.40	0.96
540	25.0	8.40	2.73	1.40	0.92
600	25.0	7.76	2.78	1.40	0.89
660	25.0	7.23	2.82	1.40	0.86
720	25.0	6.77	2.86	1.40	0.83
780	25.0	6.38	2.89	1.40	0.80
840	25.0	6.03	2.92	1.40	0.78
900	25.0	5.73	2.95	1.40	0.76
960	25.0	5.46	2.98	1.40	0.74
1020	25.0	5.22	3.01	1.40	0.72
1080	25.0	5.00	3.03	1.40	0.70
1140	25.0	4.80	3.06	1.40	0.68
1200	25.0	4.62	3.08	1.40	0.66
1260	25.0	4.45	3.10	1.40	0.65

1320	25.0	4.30	3.12	1.40	0.63
1380	25.0	4.16	3.14	1.40	0.62
1440	25.0	4.03	3.16	1.40	0.60
5	50.0	318.79	0.70	1.70	2.50
10	50.0	189.56	1.00	1.70	2.28
15	50.0	139.85	1.18	1.70	2.15
20	50.0	112.71	1.30	1.70	2.05
25	50.0	95.34	1.40	1.70	1.98
30	50.0	83.16	1.48	1.70	1.92
35	50.0	74.08	1.54	1.70	1.87
40	50.0	67.02	1.60	1.70	1.83
45	50.0	61.35	1.65	1.70	1.79
50	50.0	56.69	1.70	1.70	1.75
55	50.0	52.78	1.74	1.70	1.72
60	50.0	49.45	1.78	1.70	1.69
120	50.0	29.40	2.08	1.70	1.47
180	50.0	21.69	2.26	1.70	1.34
240	50.0	17.48	2.38	1.70	1.24
300	50.0	14.79	2.48	1.70	1.17
360	50.0	12.90	2.56	1.70	1.11
420	50.0	11.49	2.62	1.70	1.06
480	50.0	10.39	2.68	1.70	1.02
540	50.0	9.52	2.73	1.70	0.98
600	50.0	8.79	2.78	1.70	0.94
660	50.0	8.19	2.82	1.70	0.91
720	50.0	7.67	2.86	1.70	0.88
780	50.0	7.22	2.89	1.70	0.86
840	50.0	6.83	2.92	1.70	0.83
900	50.0	6.49	2.95	1.70	0.81
960	50.0	6.18	2.98	1.70	0.79
1020	50.0	5.91	3.01	1.70	0.77
1080	50.0	5.66	3.03	1.70	0.75
1140	50.0	5.43	3.06	1.70	0.74
1200	50.0	5.23	3.08	1.70	0.72
1260	50.0	5.04	3.10	1.70	0.70
1320	50.0	4.87	3.12	1.70	0.69
1380	50.0	4.71	3.14	1.70	0.67
1440	50.0	4.56	3.16	1.70	0.66
5	100.0	357.62	0.70	2.00	2.55
10	100.0	212.64	1.00	2.00	2.33
15	100.0	156.89	1.18	2.00	2.20
20	100.0	126.44	1.30	2.00	2.10
25	100.0	106.95	1.40	2.00	2.03
30	100.0	93.29	1.48	2.00	1.97
35	100.0	83.10	1.54	2.00	1.92
40	100.0	75.18	1.60	2.00	1.88
45	100.0	68.82	1.65	2.00	1.84

50	100.0	63.60	1.70	2.00	1.80
55	100.0	59.21	1.74	2.00	1.77
60	100.0	55.47	1.78	2.00	1.74
120	100.0	32.98	2.08	2.00	1.52
180	100.0	24.33	2.26	2.00	1.39
240	100.0	19.61	2.38	2.00	1.29
300	100.0	16.59	2.48	2.00	1.22
360	100.0	14.47	2.56	2.00	1.16
420	100.0	12.89	2.62	2.00	1.11
480	100.0	11.66	2.68	2.00	1.07
540	100.0	10.67	2.73	2.00	1.03
600	100.0	9.86	2.78	2.00	0.99
660	100.0	9.18	2.82	2.00	0.96
720	100.0	8.60	2.86	2.00	0.93
780	100.0	8.10	2.89	2.00	0.91
840	100.0	7.66	2.92	2.00	0.88
900	100.0	7.28	2.95	2.00	0.86
960	100.0	6.93	2.98	2.00	0.84
1020	100.0	6.63	3.01	2.00	0.82
1080	100.0	6.35	3.03	2.00	0.80
1140	100.0	6.10	3.06	2.00	0.78
1200	100.0	5.86	3.08	2.00	0.77
1260	100.0	5.65	3.10	2.00	0.75
1320	100.0	5.46	3.12	2.00	0.74
1380	100.0	5.28	3.14	2.00	0.72
1440	100.0	5.12	3.16	2.00	0.71
5	200.0	398.20	0.70	2.30	2.60
10	200.0	236.77	1.00	2.30	2.37
15	200.0	174.69	1.18	2.30	2.24
20	200.0	140.79	1.30	2.30	2.15
25	200.0	119.09	1.40	2.30	2.08
30	200.0	103.87	1.48	2.30	2.02
35	200.0	92.53	1.54	2.30	1.97
40	200.0	83.71	1.60	2.30	1.92
45	200.0	76.63	1.65	2.30	1.88
50	200.0	70.81	1.70	2.30	1.85
55	200.0	65.93	1.74	2.30	1.82
60	200.0	61.76	1.78	2.30	1.79
120	200.0	36.72	2.08	2.30	1.56
180	200.0	27.09	2.26	2.30	1.43
240	200.0	21.84	2.38	2.30	1.34
300	200.0	18.47	2.48	2.30	1.27
360	200.0	16.11	2.56	2.30	1.21
420	200.0	14.35	2.62	2.30	1.16
480	200.0	12.98	2.68	2.30	1.11
540	200.0	11.89	2.73	2.30	1.08
600	200.0	10.98	2.78	2.30	1.04

660	200.0	10.23	2.82	2.30	1.01
720	200.0	9.58	2.86	2.30	0.98
780	200.0	9.02	2.89	2.30	0.96
840	200.0	8.53	2.92	2.30	0.93
900	200.0	8.10	2.95	2.30	0.91
960	200.0	7.72	2.98	2.30	0.89
1020	200.0	7.38	3.01	2.30	0.87
1080	200.0	7.07	3.03	2.30	0.85
1140	200.0	6.79	3.06	2.30	0.83
1200	200.0	6.53	3.08	2.30	0.81
1260	200.0	6.30	3.10	2.30	0.80
1320	200.0	6.08	3.12	2.30	0.78
1380	200.0	5.88	3.14	2.30	0.77
1440	200.0	5.70	3.16	2.30	0.76

Tabla 76. Parametros regresión múltiple.

K:	464.8721
a:	0.2082
b:	-0.7500

$$I = \frac{464.8721 * T^{0.2082}}{D^{0.7500}}$$

ANEXO 3. PROCESAMIENTO DEL MODELO HIDRAULICO

Iniciamos el Programa HEC-RAS 6.3.1 y guardamos nuestro archivo en la carpeta deseada.

Luego modificamos las unidades en **Options > Unit System (US Customary / SI) > System Internacional (Metric System)**.

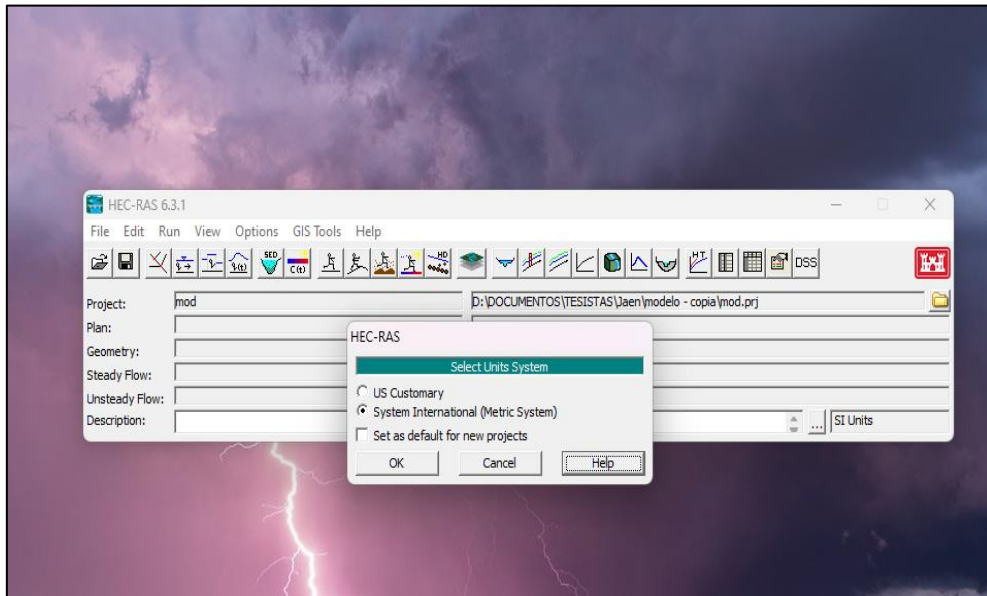


Figura 43. Configuración de unidades del Software HEC RAS 6.3.1.



Luego hacemos click en el ícono para abrir la herramienta **RAS MAPPER**. Seleccionamos el casillero de **Terrain**, luego hacemos click derecho en Terrain y le damos en **Create a New Terrain** y luego Click en **No**.

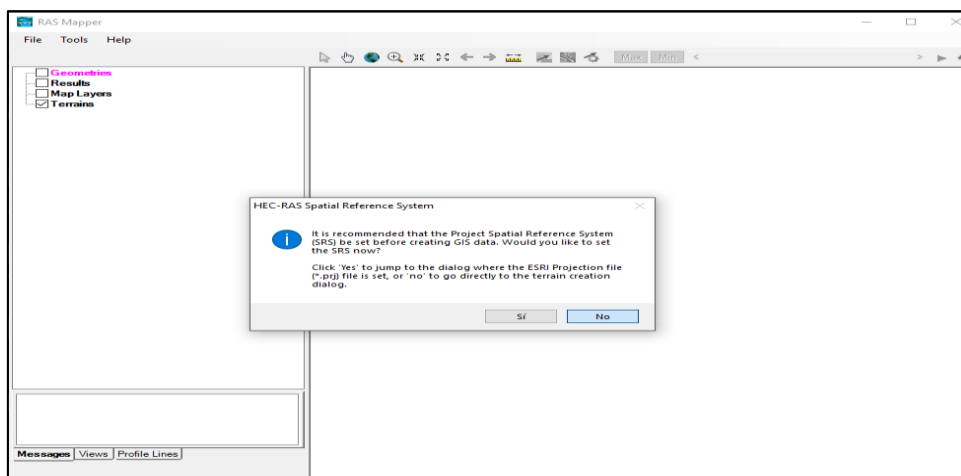


Figura 44. Ingreso de terreno en el módulo RAS MAPPER.

Hacemos click en el ícono “+” y seleccionamos nuestro Ráster creado previamente.

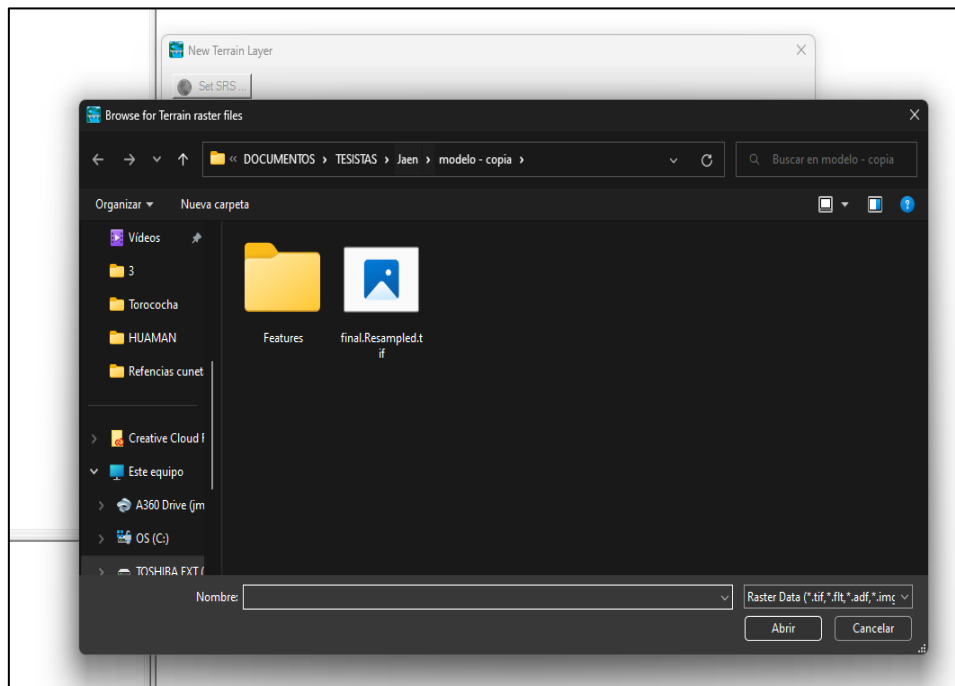


Figura 45.Selección del archivo TIFF para ingresar terreno.

Y definimos donde guardamos el archivo generado y le hacemos click en Create y luego en Close.

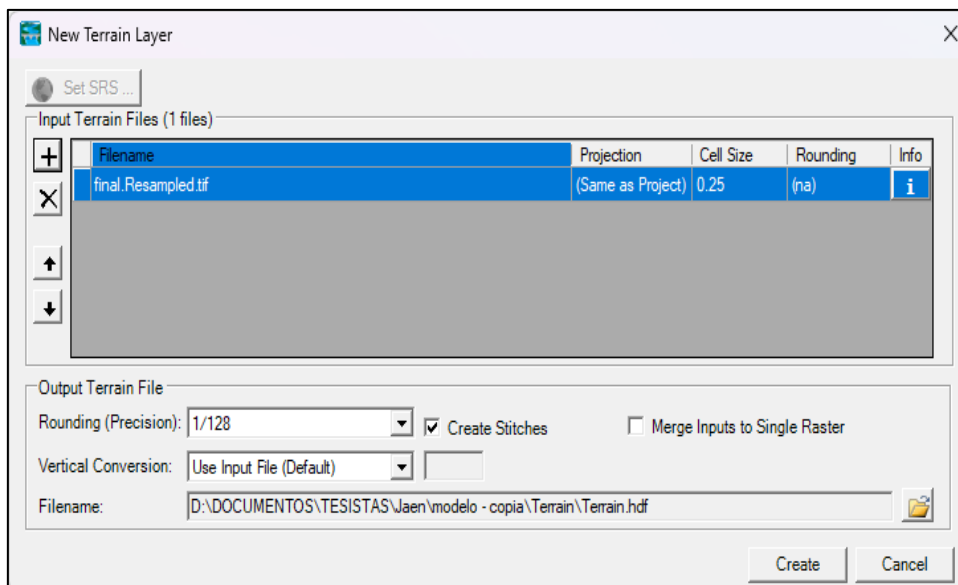



Figura 46.Ventana de creación de nuevo terreno en RAS MAPPER.

Hacemos click en  para poder visualizar el Raster exportado.

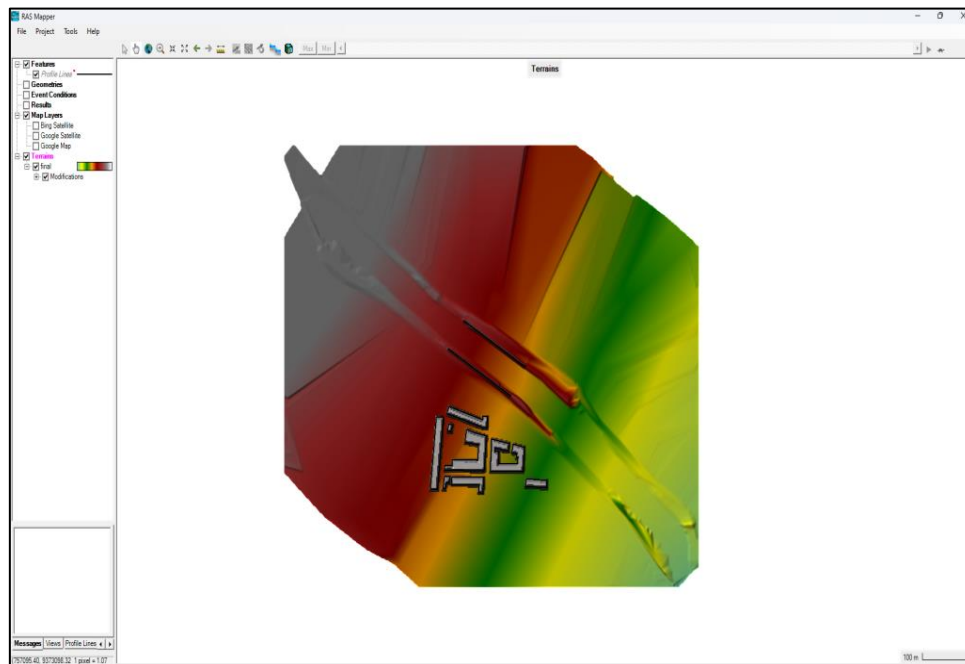


Figura 47. Modelo digital de elevaciones ingresado en RAS MAPPER.

Con las últimas versiones del software podemos trabajar desde el módulo de RAS MAPPER, es decir desde ahí colocar el mallado y las condiciones de borde de ingreso y salida necesarias para luego ingresar en estas nuestra data hidrológica.

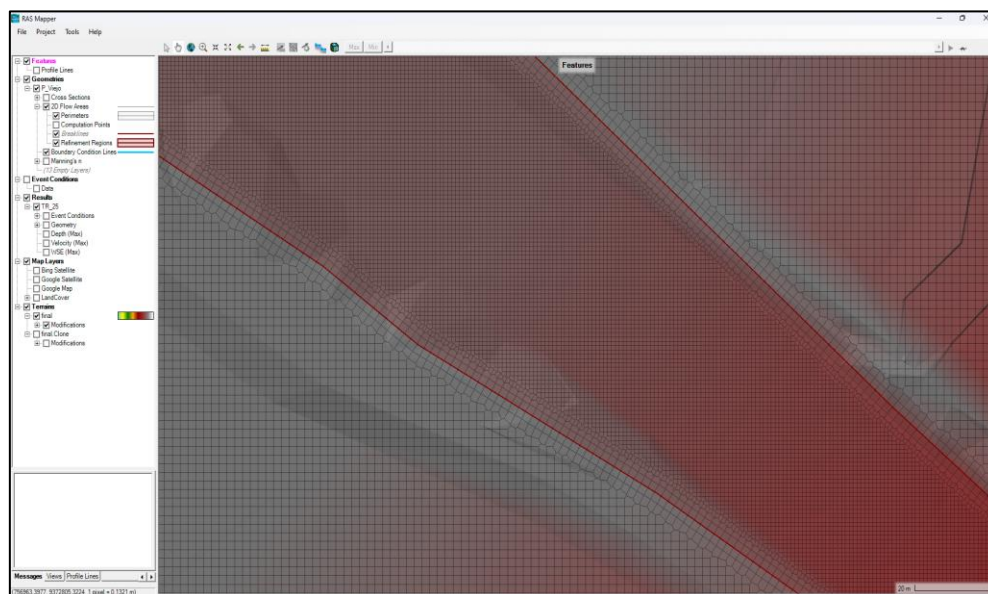


Figura 48. Configuración del mallado 2D en el terreno generado.

Se asignó un tamaño de malla menor a las vías de tránsito urbanas (1.5 m) y un tamaño dentro de las manzanas de mayor tamaño (9 m) y un Manning de 0.018 correspondiente a concreto en dichas áreas. A continuación, el cuadro donde se aprecian estos valores:

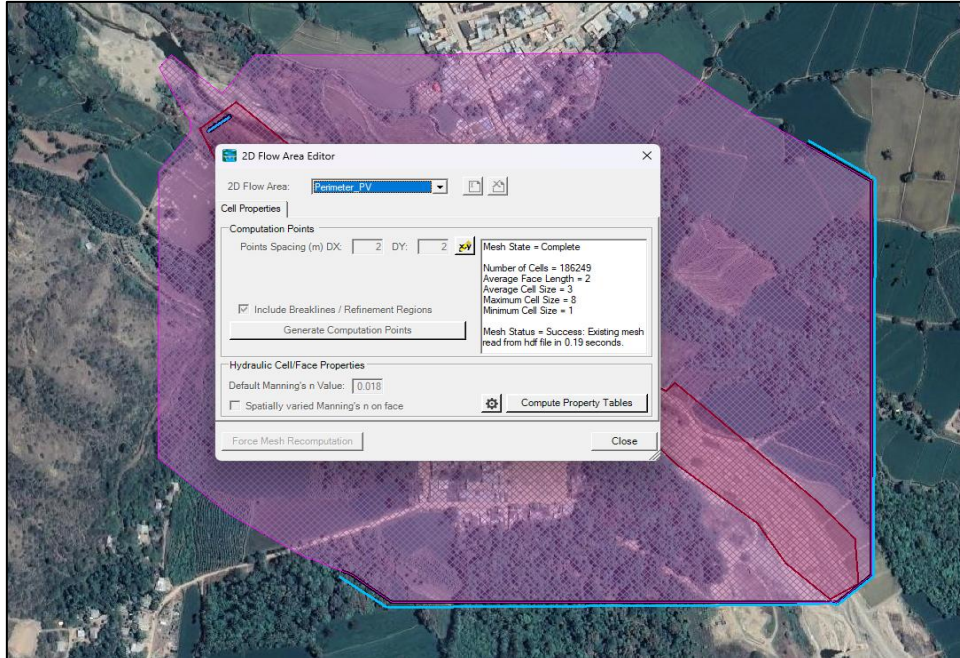


Figura 49. Detalle de la configuración del área de mallado y Manning seleccionado.

Asimismo, colocamos nuestras condiciones de borde de salida, en las zonas más bajas de nuestra área de estudio, se colocaron condiciones de borde en la zona este del área de estudio.

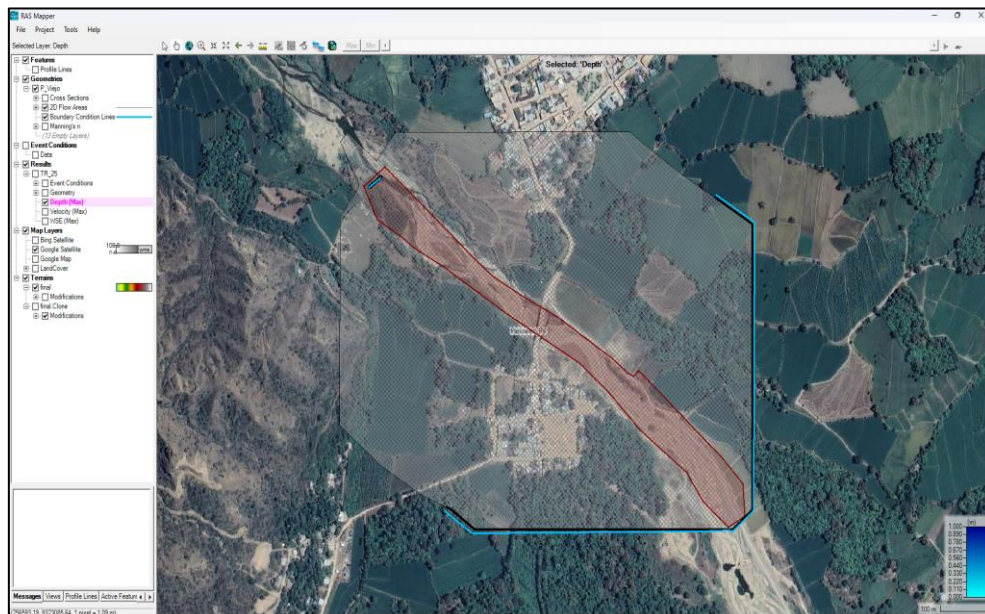


Figura 50. Asignación de las condiciones de contorno en la geometría generada.

También asignamos el número de Manning de acuerdo al uso del suelo que se tiene en el área de estudio.

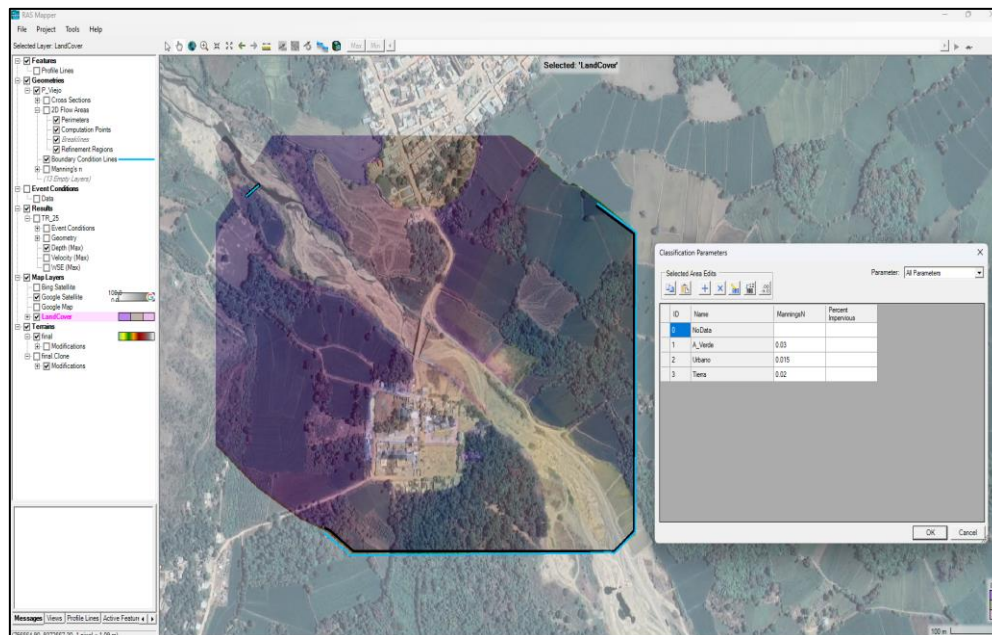


Figura 51. Número de Manning asignado de acuerdo con el uso de suelo y los valores usados.

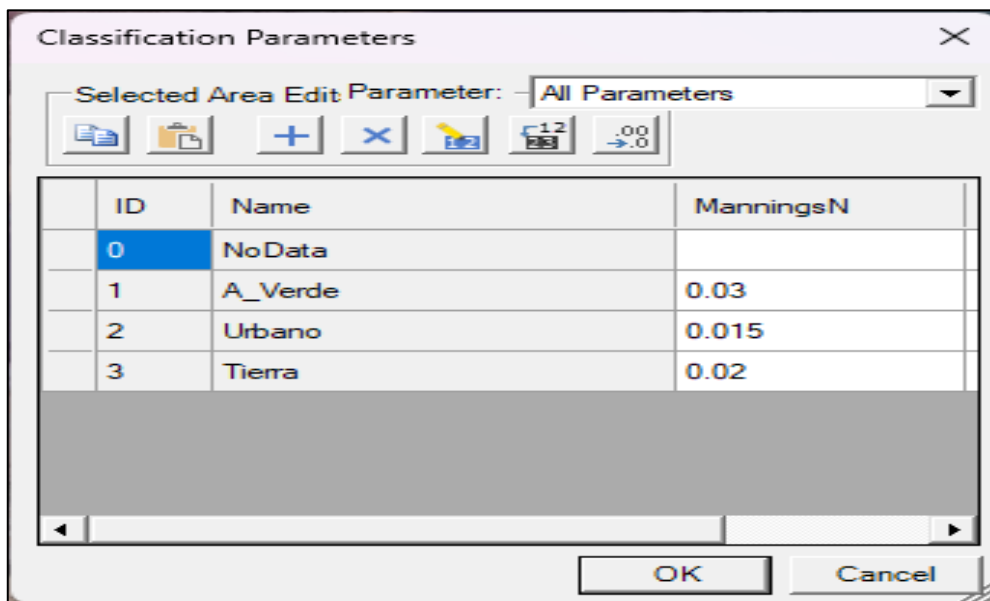


Figura 52. Valor del Número de Manning asignado de acuerdo con el uso de suelo.

a) Data Hidrológica

La data con la que se cuenta para este estudio es resultado del estudio hidrológico realizado, del cual el periodo de retorno asignado es el TR de 200 años. Se coloca los datos del hidrograma dados en la tabla 54.

Ingresamos a la pestaña Edit/Unsteady Flow data, agregamos nuestra data hidrológica, así como los datos de las condiciones de borde de salida. Luego guardamos nuestros datos de hidrograma.

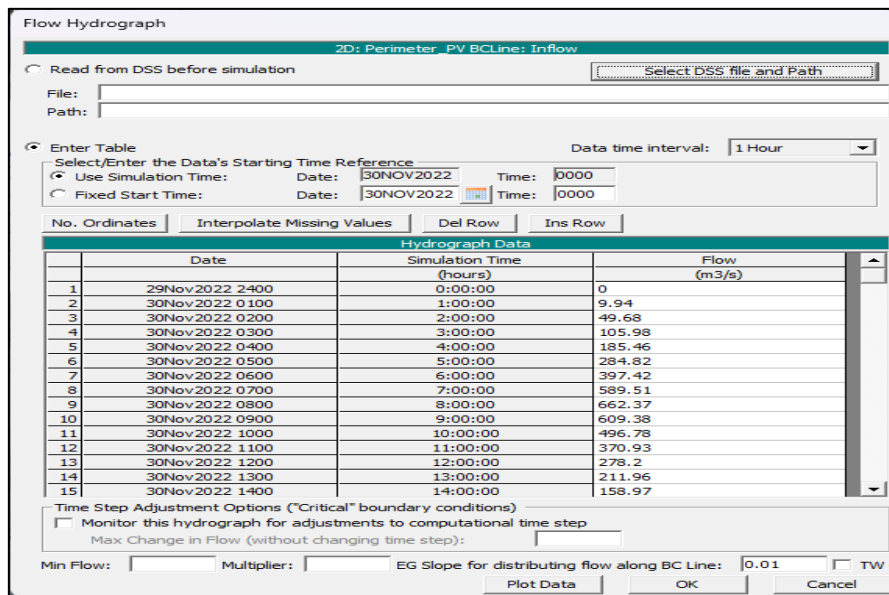


Figura 53. Ingreso de la data del hidrograma en la sección de flujo inestable al HEC RAS.

Ahora vamos a procesar todos los datos ingresados previamente al programa, vamos a **Run > Unsteady Flow Analysis** e indicamos al programa lo que nos va a procesar, el inicio y fin de los datos de precipitaciones y los intervalos, seguidamente guardamos nuestro Plan de trabajo y hacemos click en **Compute**.

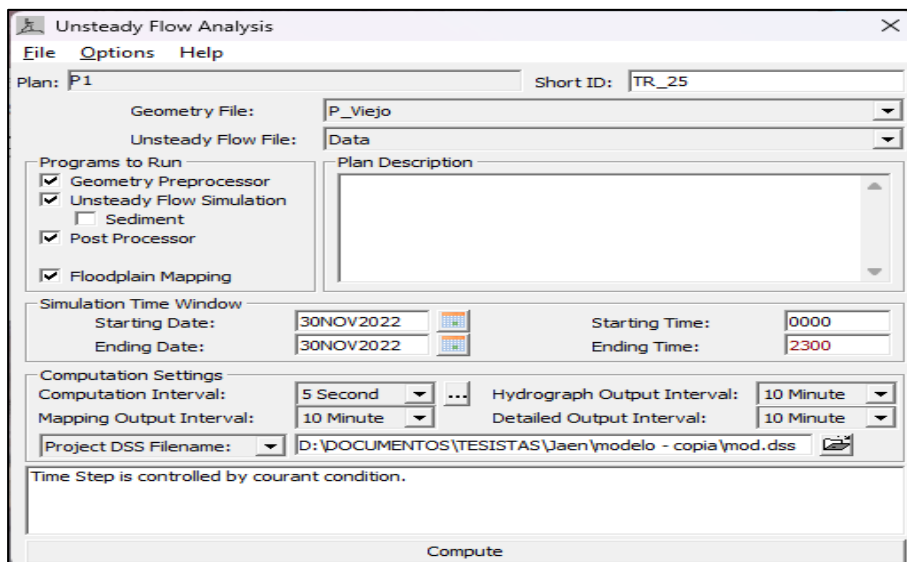


Figura 54. Ingreso de la configuración para el computado de la modelación.

b) Resultado de la modelación hidráulica

Tras las simulaciones realizadas, se comprueba que no se hayan producido errores y que los resultados sean satisfactorios

En las simulaciones los errores de convergencia son mínimos y siempre están localizados por lo que se han analizado detalladamente cada uno y se ha comprobado que no son influyentes en la solución. Esto es debido a que todos se producen en los instantes iniciales del cálculo, alcanzando una solución estable según avanza la simulación.

Adicionalmente, se obtienen como resultados los mapas de tirantes, velocidades y cotas máximas de cada una de las simulaciones que se muestran en las siguientes figuras.

En el resultado podemos comparar las zonas críticas con el análisis realizado con el plano de las direcciones de flujo, dándonos resultados similares.

Los resultados que podemos obtener en el modelamiento son alturas de tirante de agua, velocidades y altura de cota de agua en formato “tif”, los cuales nos servirán para la elaboración de mapas de peligrosidad.

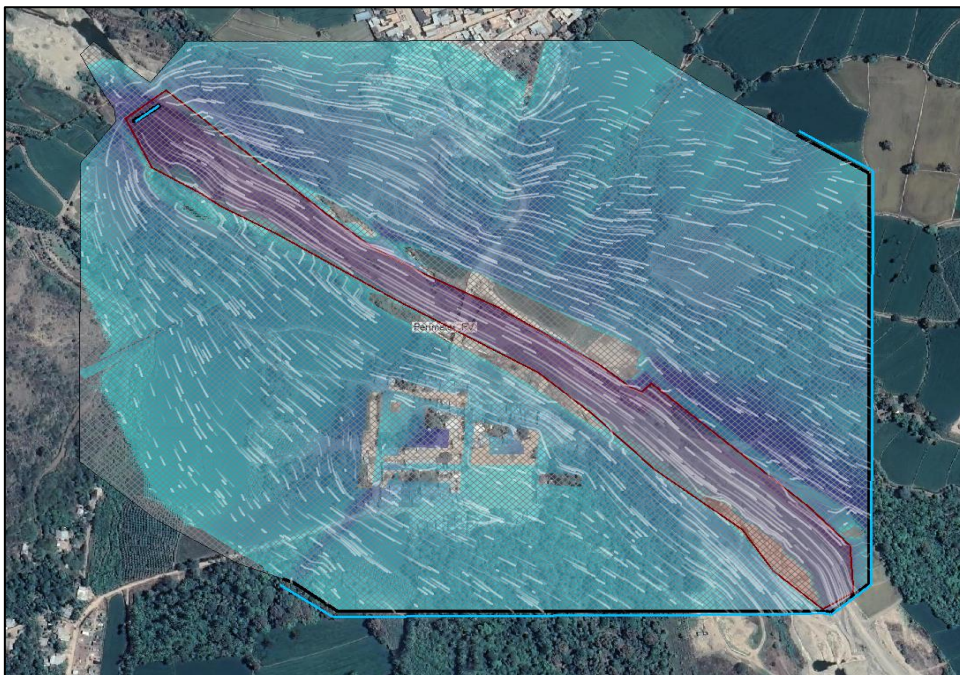


Figura 55. Resultado del modelo hidráulico en HECRAS-2D para un TR 200 años – Movimiento de las partículas en el flujo.

ANEXO 4. MAPAS

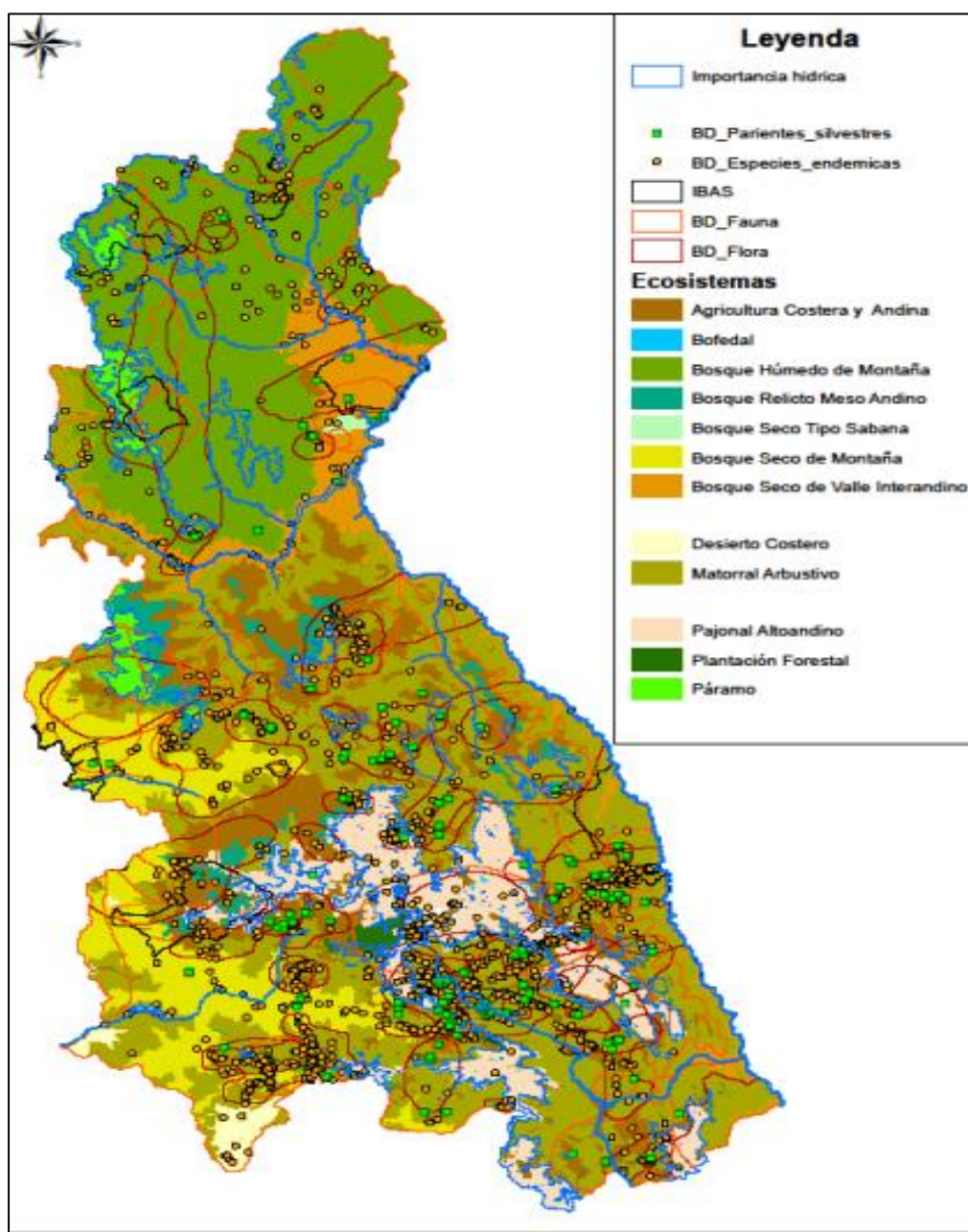


Figura 56. Mapa de cobertura vegetal de la región Cajamarca.

ANEXO 5. ENCUESTA A POBLADORES DE LA LOCALIDAD BELLAVISTA VIEJO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
Facultad de Ingeniería
Escuela Académica Profesional Ingeniería Civil-Sede Jaén



Tesis: “Evaluación del nivel de riesgo de inundación por la quebrada Tumbillán en la localidad Bellavista viejo de la provincia de Jaén, región Cajamarca”.

Evaluador: Bach. Ronald Ivan Paredes Delgado. Fecha:14/11/2022

Asesor: Dr.Ing. José Antonio Coronel Delgado. Lugar: Bellavista Viejo

Vulnerabilidad Física.

Material de Construcción

¿Qué tipos de materiales de construcción se usó y que calidad constructiva presenta?

- Adecuada técnica constructiva (de concreto y acero) ()
- Sin adecuada técnica constructiva (concreto, acero o madera) ()
- Sin refuerzos estructurales (adobe, piedra o madera) (26)
- En estado precario (adobe o cañas) (4)

Localización de vivienda

¿Qué distancia se encuentra la población frente al peligro?

- > 5 Km ()
- 1 – 5 Km ()
- 0.2 – 1Km ()
- 0.2 – 0 Km (30)

Características geológicas, calidad y tipo de suelo

¿Qué características geotécnicas tiene el terreno del área de estudio?

- Buenas características geotécnicas ()
- Suelos de mediana capacidad portante ()
- Suelos de baja capacidad portante (30)
- Suelos colapsables ()

Cumplimiento con la normativa técnica vigente en los procedimientos constructivos

¿Se aplicó las leyes y normativas técnicas vigentes en la ejecución de la vivienda?

- Con normativa vigente estrictamente cumplidas ()
- Con normativa vigente medianamente cumplidas ()
- Con normativa vigente sin cumplimiento ()
- Desconocimiento e incumplimiento con normativa vigente (30)

Vulnerabilidad Económica

Actividad Económica

¿Qué nivel de producción de recursos tienen los pobladores en la localidad?

- Altamente productiva ()
- Medianamente productiva (30)
- Escasamente productiva ()
- Sin producción ()

Acceso al mercado laboral

¿Cuál es la situación sobre la oferta laboral en la localidad?

- Con oferta laboras > demanda ()
- Oferta laboral =demanda ()
- Oferta laboral <demanda (30)
- Sin oferta laboral ()

Nivel de ingresos

¿Qué cantidad de ingreso mensual reciben?

- Alto nivel de ingresos ()
- Suficiente nivel de ingresos ()
- Ingreso que cubre las necesidades básicas (26)
- Nivel de ingreso menores que el salario básico (4)

Situación de pobreza

¿Qué nivel de pobreza tienen los pobladores?

- Población sin pobreza ()

- Población con poca pobreza ()
- Población con mediana pobreza (26)
- Población con pobreza total (4)

Vulnerabilidad Social

Nivel de organización

¿Cuál es el nivel de Organización de la población en la localidad?

- Población totalmente organizada. ()
- Población organizada ()
- Población escasamente organizada (30)
- Población no organizada. ()

Participación de la población en los trabajos comunales

¿Los habitantes de esta vivienda participan en trabajos comunales de la localidad?

- Participación total ()
- Participación de la mayoría ()
- Mínima participación (30)
- sin participación ()

Grado de relación entre las instituciones y organizaciones locales

¿Qué grado de relación existe entre la comunidad y las instituciones?

- Fuerte relación ()
- Medianamente relacionados ()
- Débil relación (30)
- No existe ()

Tipo de integración entre las organizaciones e Institucionales locales

¿Qué nivel de integración existe entre las organizaciones e instituciones locales?

- Integración total. ()
- Integración parcial ()
- Baja integración (30)
- No existe integración ()

Vulnerabilidad Educativa

Programas educativos formales.

¿Con qué frecuencia recibe la población programas de capacitación?

- Desarrollo permanente de temas ()
- Desarrollo con regular permanencia ()
- Insuficiente desarrollo de temas (30)
- No están incluidos los temas de PAD ()

Programas de Capacitación.

¿Qué porcentaje de la población está realmente capacitada?

- La totalidad está preparada ante desastres ()
- La mayoría de la población está preparada ()
- La población esta escasamente preparada (03)
- La población no está capacitada (27)

Programas educativos sobre grupos estratégicos.

¿Qué cantidad del área total recibe programas de capacitación?

- Cobertura total ()
- Cobertura mayoritaria ()
- Cobertura insuficiente ()
- Cobertura desfocalizada (30)

Vulnerabilidad cultural e ideológica

Conocimiento sobre la ocurrencia de desastres.

¿Qué cantidad de la población tiene conocimiento sobre la ocurrencia de desastres?

- Conocimiento total de la población ()
- Conocimiento de la mayoría ()
- Escasos conocimientos (30)
- Desconocimiento total ()

Percepción de la población sobre los desastres.

¿Qué percepción tienen los pobladores sobre los desastres?

- La totalidad ()
- La mayoría ()
- La minoría (28)
- Percepción totalmente irreal –místico – religioso (02)

Actitud frente a la ocurrencia de desastres.

¿Qué actitud presentara la población frente a los desastres?

- Actitud parcialmente previsoras ()
- Actitud escasamente previsoras (30)
- Actitud fatalista, conformista y con desidia. ()

Vulnerabilidad Política Institucional

Autonomía local.

¿Qué nivel de autonomía presenta las instituciones locales?

- Total, autonomía ()
- Autonomía parcial ()
- Escasa autonomía (30)
- No existe autonomía ()

Liderazgo político.

¿Qué cantidad de respaldo presenta la población frente a las instituciones?

- Aceptación y respaldo total ()
- Aceptación y respaldo parcial ()
- Aceptación y respaldo Minoritario (30)
- No hay aceptación ni respaldo ()

Participación ciudadana.

¿Qué nivel de participación tiene la población frente a un desastre?

- Participación total ()
- Participación mayoritaria ()
- Participación minoritaria (30)
- No hay participación ()

Vulnerabilidad Científica y Tecnológica

Existencia de trabajos de investigación.

¿Qué cantidad de peligros fueron estudiados en el sector?

- La totalidad de los peligros naturales fueron estudiados ()
- La mayoría de peligros fueron estudiadas ()
- Existen pocos estudios (30)
- No existen estudios ()

Participación de la población en los trabajos comunales.

¿Qué cantidad de instrumentos de medición existe?

- Totalmente instrumentada ()
- Parcialmente instrumentada ()
- Escasos instrumentos ()
- Sin instrumentos (30)

ANEXO 6. CARACTERISTICAS GENERALES, GEOLOGICAS Y TIPO DE SUELO DE LA LOCALIDAD

Identificación del peligro

Ubicación y descripción general

Tabla 77. Datos generales de la localidad.

Ubicación y Descripción General			
Región: Cajamarca	Provincia: Jaén	Distrito: Bellavista	Localidad: Bellavista Viejo
Servicios Básicos	Agua existe	Electricidad existe	Desagüe no existe

Peligros de mayor impacto

Tabla 78. Datos del Peligro ya ocurrido.

Peligro	Años de ocurrencia	Causas	Consecuencias
Inundación pluvial	Años del 2015, 2016 y 2017	Intensas lluvias por los largos días soleados, suelo poco impermeable, interperismo, falta de muros de muros de contención, desborde de la quebrada Tumbillán, Localidad ubicada solo a 2 metros de desnivel del cauce de la quebrada.	Viviendas inundadas, pérdidas de cosas materiales, pérdidas de sembríos de arroz, colapso de estructura de alero del puente viejo que es el acceso a la localidad, debido a la gran fuerza hidrodinámica de las aguas de la quebrada Tumbillán.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 79. Ficha técnica de las características del suelo en Bellavista Viejo.

Serie	Holoceno.
Unidades lito Estratigráficas	Depósitos aluviales y fluviales.
Clasificación SUCS	SP, MP, SM
Descripción del suelo.	Predominan arenas y limos poco consolidados, exentos a baja plasticidad.
Consistencia	De blando a medio.
Capacidad portante.	0.8 – 1.2 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

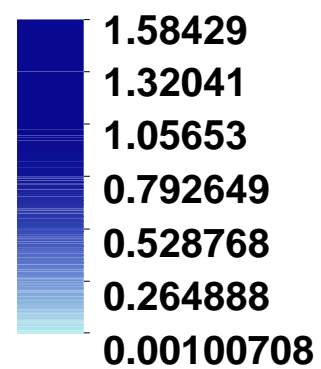
La localidad de Bellavista viejo está conformada por depósitos cuaternarios, mayormente depósitos fluvioaluviales y coluvio-aluviales, acumulados a lo largo de la quebrada.



ANEXO 7. PLANOS

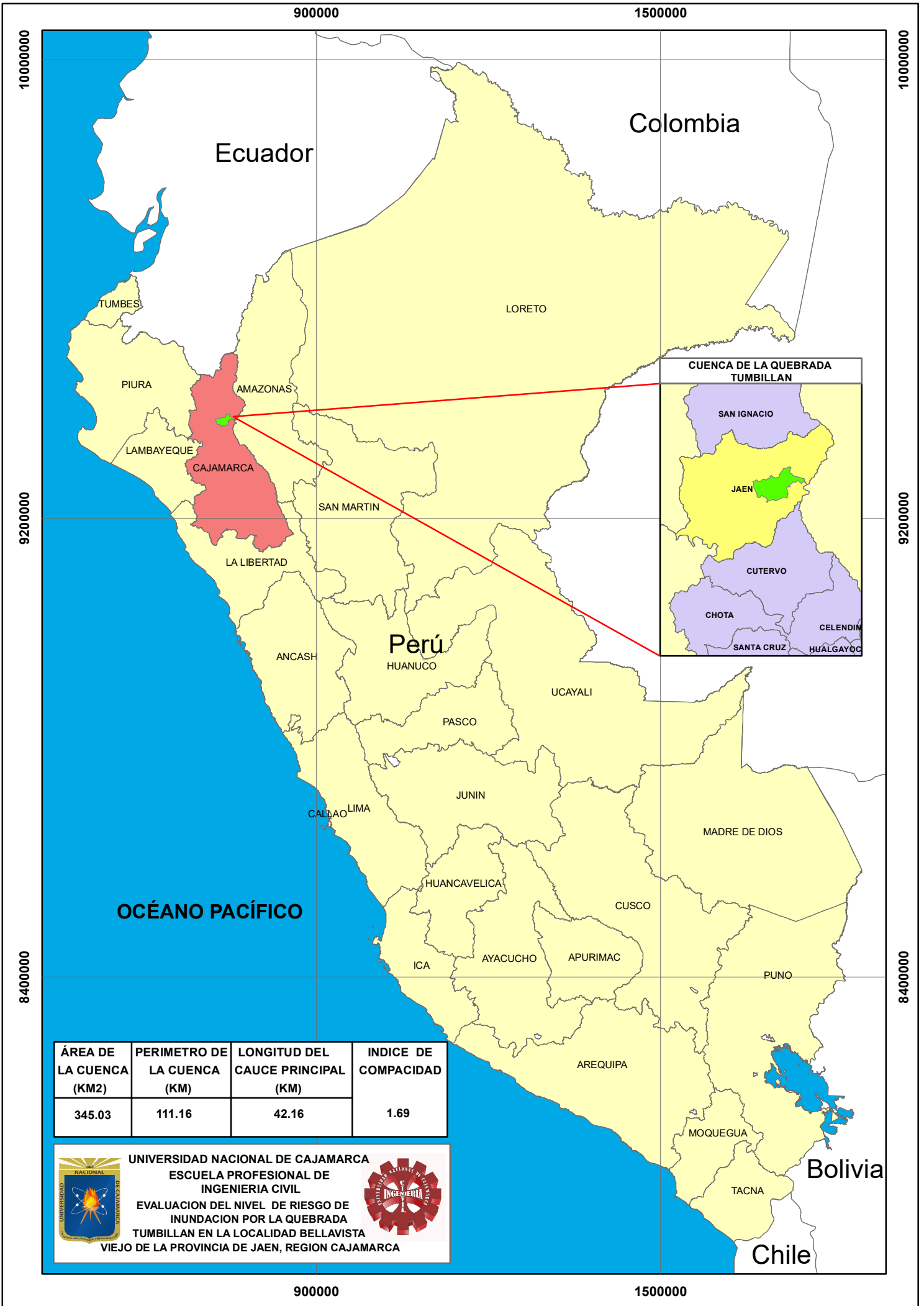
LAMINA 01-TIRANTES DE AGUA-TR 200 AÑOS.




Tirante Maximo(m)
Valor



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERIA E.A.P. INGENIERIA CIVIL 	
TESIS	"EVALUACION DEL NIVEL DE RIESGO DE INUNDACION POR LA QUEBRADA TUMBILLAN EN LA LOCALIDAD BELLAVISTA VIEJO DE LA PROVINCIA DE JAEN, REGION CAJAMARCA".
TESISTA	Bach. Ronald Ivan Paredes Delgado.
ASESOR	Dr.Ing. Jose Antonio Coronel Delgado.
FECHA	Noviembre 2022
ESCALA	Indicada
PLANO	Lamina 01



ÁREA DE LA CUENCA (KM2)	PERIMETRO DE LA CUENCA (KM)	LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (KM)	INDICE DE COMPACIDAD
345.03	111.16	42.16	1.69



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
EVALUACION DEL NIVEL DE RIESGO DE INUNDACION POR LA QUEBRADA TUMBILLAN EN LA LOCALIDAD BELLAVISTA VIEJO DE LA PROVINCIA DE JAEN, REGION CAJAMARCA

