



ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES DEL AFLUENTE UBICADO EN LA CUENCA URBANA OESTE DE LA CIUDAD DE JULIACA, CON MODELOS DE FLUJO BIDIMENSIONAL PERMANENTE Y UNIDIMENSIONAL NO PERMANENTE

Línea de investigación:

**Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y
geotecnia**

Tesis para optar el grado académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor:

Martínez Ramos, Hernán Pedro

Asesor:

Trancón Peña, Imelda Iraida
(ORCID: 0000-0002-3688-1650)

Jurado:

Zambrano Cabanillas, Abel Walter

Collins Camones, José Carlos

Romero Ríos, David

Lima - Perú

2023

Reporte de Análisis de Similitud

Archivo:

[1A MARTINEZ RAMOS HERNÁN PEDRO DOCTORADO 2022.docx](#)

Fecha del Análisis:

1/08/2022

Analizado por:

Astete Llerena, Johnny Tomas

Correo del analista:

jastete@unfv.edu.pe

Porcentaje:

5 %

Título:

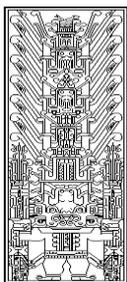
“EVALUACION DE LA CAPACIDAD DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES DEL AFLUENTE UBICADO EN LA CUENCA URBANA OESTE DE LA CIUDAD DE JULIACA, CON MODELOS DE FLUJO BIDIMENSIONAL PERMANENTE Y UNIDIMENSIONAL NO PERMANENTE”

Enlace:

<https://secure.arkund.com/old/view/136037007-429831-261103#DcY7CsJAFEDRvUx9kffNvMIWJIUEISIMk1Lcu4FTnG/7nG29q6CKGproгна00IFhgil2peOCFz4IIZQUMsii0y+DooRSyiingsqNds73MV9zfxz7s61yk3AZfUn3yihx+/OB>



DRA. MIRIAM LILIANA FLORES CORONADO
JEFA DE GRADOS Y GESTIÓN DEL EGRESADO



ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

“EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES DEL AFLUENTE UBICADO EN LA CUENCA URBANA OESTE DE LA CIUDAD DE JULIACA, CON MODELOS DE FLUJO BIDIMENSIONAL PERMANENTE Y UNIDIMENSIONAL NO PERMANENTE”

Línea de Investigación:

Desarrollo urbano-rural, Catastro, Prevención de riesgos, Hidráulica y geotecnia

Tesis para optar el Grado Académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor:

Martínez Ramos, Hernán Pedro

Asesora:

Trancón Peña, Imelda Iraida

ORCID: 0000-0002-3688-1650

Jurado:

Zambrano Cabanillas, Abel Walter

Collins Camones, José Carlos

Romero Ríos, David

Lima – Perú

2023

ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Planteamiento del problema.	1
1.2	Descripción del problema.....	3
1.3	Formulación del problema.	8
1.4	Antecedentes	9
1.5	Justificación de la investigación.....	20
1.6	Limitaciones de la investigación.	24
1.7	Objetivos.	24
1.8	Hipótesis.....	25
II.	MARCO TEÓRICO	26
2.1	Aspectos hidrológicos	26
2.1.1	Análisis de consistencia de series hidrometereológicas.....	26
2.1.1.1	Datos dudosos	26
2.1.1.2	Saltos	27
2.1.2	Función de frecuencia y de probabilidad	29
2.1.3	Función de probabilidad teórica.....	30
2.1.4	Distribuciones de probabilidad para variables hidrológicas	31
2.1.4.1	Distribución normal o distribución normal de dos parámetros	31
2.1.4.2	Distribución log normal de dos parámetros	32

2.1.4.3	Distribución log normal de tres parámetros	33
2.1.4.4	Distribución Gumbel o extremo tipo I	34
2.1.4.5	Distribución log Pearson tipo III.....	35
2.1.5	Pruebas de bondad de ajuste.....	37
2.1.6	Análisis de frecuencias.....	40
2.1.6.1	Distribución normal.....	40
2.1.6.2	Distribución log normal de dos parámetros	41
2.1.6.3	Distribución log normal de tres parámetros	41
2.1.6.4	Distribución Gumbel o extremo tipo I	42
2.1.6.5	Distribución log Pearson tipo III.....	42
2.1.7	Tormentas de diseño (Hietogramas)	43
2.1.7.1	Curvas Intensidad-duración-frecuencia (IDF)	43
2.1.7.2	Normalización de datos	48
2.1.8	Infiltraciones.....	48
2.1.9	Hidrogramas	51
2.1.10	Tiempo de concentración	51
2.1.11	Tiempo de retorno	53
2.2	Aspectos hidráulicos.	54
2.2.1	Leyes de conservación	54
2.2.1.1	Ley de conservación de masa.....	54
2.2.1.1.1	Ley de conservación de moméntum.....	58

2.2.2	Fuerzas que intervienen en el estudio de movimiento de fluidos	60
2.2.2.1	Ley de conservación de energía	65
2.2.3	Modelo Lagrangiano y Euleriano en el movimiento de fluidos.....	67
2.2.4	Tipos de fluido	67
2.2.4.1	Gases (fluidos Compresibles) y líquidos (fluidos incompresibles)...	68
2.2.4.2	Fluidos Newtonianos y no Newtonianos.....	68
2.2.4.3	Fluido ideal, fluido viscoso y fluido real	70
2.2.5	Tipos de flujo	73
2.2.5.1	Flujo unidimensional, flujo bidimensional, flujo tridimensional	73
2.2.5.2	Flujo rotacional y flujo irrotacional	79
2.2.5.3	Flujo permanente y no permanente	80
2.2.5.4	Flujo uniforme y flujo no uniforme	81
2.2.5.5	Flujo laminar y flujo turbulento	82
2.2.5.6	Flujo crítico, flujo subcrítico y flujo supercrítico	86
2.2.6	Ecuaciones a utilizar.....	88
2.2.6.1	Fórmulas de Chezy y Manning	88
2.2.6.2	Ecuación de Saint Venant	90
2.3	Marco Filosófico	93
III.	MÉTODO	94
3.1	Tipo de investigación	94
3.2	Población y muestra	94

3.3	Operacionalización de variables.....	97
3.4	Instrumentos.....	98
3.5	Procedimiento.....	99
3.6	Análisis de Datos.....	100
3.6.1	Análisis de datos dudosos	102
3.6.2	Análisis de saltos.....	102
3.6.3	Corrección de registro de datos.....	103
IV.	RESULTADOS	105
4.1	Determinación de la precipitación proyectada.....	105
4.1.1	Distribución de probabilidades.....	105
4.1.2	Pruebas de Bondad de Ajuste.....	108
4.1.3	Precipitación máxima proyectada.....	109
4.1.4	Tormenta de diseño	110
4.1.5	Curvas intensidad, duración y frecuencia	110
4.1.6	Tiempo de retorno	111
4.1.7	Curva IDF e Hietogramas normalizadas	112
4.2	Determinación de infiltraciones	114
4.2.1	Determinación de infiltraciones - método de SCS.....	114
4.2.2	Determinación de infiltraciones - método de Horton.....	115
4.2.3	Caracterización del uso de suelos - actual y futuro.....	116
4.3	Determinación del caudal de diseño.....	118

4.3.1	Tiempo de concentración	119
4.3.2	Caudales de diseño proyectados.....	122
4.4	Determinación de tirantes.....	129
4.4.1	Modelo bidimensional.....	129
	Levantamiento topográfico	129
	Valores de rugosidad en zona de estudio	135
	Escorrentía en flujo bidimensional	135
4.4.2	Modelo unidimensional.....	140
	Característica del afluente.....	141
	Evaluación hidráulica.....	142
V.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	149
VI.	CONCLUSIONES.....	151
VII.	RECOMENDACIONES	153
VIII.	REFERENCIAS	154
IX.	ANEXOS	157

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Modelo de flujo unidimensional no permanente.	7
Figura 2 Modelo de flujo bidimensional, permanente	7
Figura 3 Función de frecuencia y función de probabilidad	29
Figura 4 Mapa para determinar parámetros método IILA-UNI-SENAMHI	45
Figura 5 Volumen de control para ley de conservación de masa.	55
Figura 6 Volumen de control para ley de conservación de moméntum	59
Figura 7 Fluidos Newtonianos y no Newtonianos	69
Figura 8 Fuerzas que actúan en un fluido ideal	70
Figura 9 Fuerzas que actúan en un fluido viscoso.	71
Figura 10 Fuerzas que actúan en un fluido real	72
Figura 11 Distribución de velocidades en un canal rectangular	74
Figura 12 Distribución de velocidades en diferentes secciones	74
Figura 13 Distribución de velocidades en curva de 180°	75
Figura 14 Imagen de un flujo bidimensional	78
Figura 15 Imagen de flujo tridimensional	79
Figura 16 Flujo laminar en tuberías.	82
Figura 17 Flujo laminar en canales	82
Figura 18 Flujo turbulento tuberías	83
Figura 19 Flujo turbulento canales	84
Figura 20 Energía específica	86
Figura 21 Cuenca de la zona oeste, con el afluente. (población)	95
Figura 22 Zona final de la cuenca urbana de la zona Oeste (muestra)	96
Figura 23 Precipitaciones máximas anuales, estación SENAMHI.	101
Figura 24 Precipitaciones máximas anuales, estación CORPAC.	101

Figura 25 Precipitaciones máximas anuales corregidas – SENAMHI	104
Figura 26 Precipitaciones máximas anuales corregidas – CORPAC	104
Figura 27 Función distribución normal – SENAMHI	106
Figura 28 Función distribución log normal de dos parámetros SENAMHI	106
Figura 29 Función distribución log normal de tres parámetros SENAMHI	107
Figura 30 Función distribución tipo Gumbel SENAMHI	107
Figura 31 Función distribución tipo log Pearson tipo III SENAMHI	108
Figura 32 Precipitación proyectada, con periodos de retorno método MTC	109
Figura 33 Curvas IDF – IILA-SENAMHI -UNI	110
Figura 34 Precipitaciones proyectadas, método IILA-SENAMHI-UNI	111
Figura 35 Curvas IDF, con datos normalizados TR 25 y 50 años	112
Figura 36 Hietograma normalizado, TR 25 y 50 años	113
Figura 37 Infiltración acumulada método CSC-calle de tierra	114
Figura 38 Infiltración acumulada método CSC-calle pavimentada	114
Figura 39 Infiltración acumulada método Horton -calle de tierra	115
Figura 40 Infiltración acumulada método Horton -calle pavimentada	116
Figura 41 Ubicación de subcuencas para caracterización del suelo	117
Figura 42 Recorridos del agua por subcuencas, hasta llegar al afluente	121
Figura 43 Esquema de modelado en software HEC HMS.	123
Figura 44 Hidrograma en subcuenca 01 proyectada TR 25 años	124
Figura 45 Hidrograma subcuenca 02 proyectada TR 25 años	124
Figura 46 Hidrograma subcuenca 03 TR 25 años	125
Figura 47 Hidrograma subcuenca 04 TR 25 años	125
Figura 48 Hidrograma subcuenca 05 TR 25 años	126
Figura 49 Hidrograma subcuenca 06 TR 25 años	126

Figura 50 Hidrograma subcuenca 07 TR 25 años	127
Figura 51 Hidrograma subcuenca 08 TR 25 años	127
Figura 52 Hidrograma subcuenca 09 TR 23 años	128
Figura 53 Hidrograma subcuenca 10 TR 25 años	128
Figura 54 Equipo de georreferenciación GPS diferencial.	129
Figura 55 Equipo de dron, para levantamiento topográfico	130
Figura 56 Final del efluente con agua estancada.	131
Figura 57 Imagen DEM de la zona de estudio	132
Figura 58 Curvas de nivel de la imagen DEM a cada 0.25 m	133
Figura 59 Enmallado para simulación bidimensional	134
Figura 60 Zona de inundación a 01 hora	136
Figura 61 Zonas de inundación 2 horas	136
Figura 62 Zonas de inundación 3 horas	137
Figura 63 Zonas de inundación a 4 horas	137
Figura 64 Zonas de inundación a 5 horas	138
Figura 65 Zonas de inundación a 6 horas	138
Figura 66 Sección típica de diseño	140
Figura 67 Niveles máximo de agua	143
Figura 68 Tirantes de agua máximos a lo largo del afluente	144
Figura 69 Caudales en estación 0+00	145
Figura 70 Tirantes máximos de agua estación. 0+00, uso de suelo futuro.	145
Figura 71 Tirantes máximos de agua en estación. 0+00, con mejoras	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores Kn para prueba de datos dudosos	27
Tabla 2 Nivel de significación del estadístico Kolmogorov Smirnov	39
Tabla 3 Parámetros de método IILA-UNI-SENAMHI (tabla 1)	46
Tabla 4 Parámetros de método IILA-UNI-SENAMHI (tabla 2)	47
Tabla 5 Condición de humedad antecedente	49
Tabla 6 Clasificación hidrológica por grupo de suelos	49
Tabla 7 Número de curva por uso de suelos agrícola, suburbana y urbana	50
Tabla 8 Operacionalización de variables independientes.	97
Tabla 9 Operacionalización de variables dependientes	97
Tabla 10 Variables intervinientes	97
Tabla 11 Tabla de precipitaciones máximas aceptadas	102
Tabla 12 Prueba de Estadísticos T y F, datos SENAMHI	102
Tabla 13 Prueba de Estadísticos T y F, datos CORPAC	103
Tabla 14 Pruebas de Bondad de Ajuste estación SENAMHI	108
Tabla 15 Precipitación máxima proyectada estación SENAMHI	109
Tabla 16 Cálculo del tiempo de retorno	111
Tabla 17 Coeficientes utilizados en la fórmula de Horton	115
Tabla 18 Caracterización del suelo, con infiltraciones - situación actual	118
Tabla 19 Caracterización del suelo, con infiltraciones - situación proyectada	118
Tabla 20 Tiempo de concentración método Kirpich - situación proyectada.	119
Tabla 21 Tiempo de concentración método SCS - situación proyectada.	119
Tabla 22 Tiempo de concentración promedio situación proyectada	120
Tabla 23 Caudales máximo subcuencas, TR 25 años, situación actual y futura	122
Tabla 24 Calculo de rugosidad compuesta de sección típica	141

Tabla 25 Características del afluyente**141**

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Umbral de dato dudosos en unidades logarítmicas	26
Ecuación 2 Precipitación máxima aceptada	27
Ecuación 3 Valor de T de Student	28
Ecuación 4 Valor F de Fisher	28
Ecuación 5 Corrección de datos inconsistentes	28
Ecuación 6 Probabilidad teórica California	30
Ecuación 7 Probabilidad teórica Weibull	30
Ecuación 8 Probabilidad teórica Hazen	30
Ecuación 9 Diferencia de distribución de probabilidades	30
Ecuación 10 Función de densidad distribución normal	31
Ecuación 11 Función de probabilidad distribución normal	32
Ecuación 12 Función densidad distribución log normal de dos parámetros	33
Ecuación 13 Función probabilidad distribución log normal dos parámetros.	33
Ecuación 14 Función densidad distribución log normal de tres parámetros	34
Ecuación 15 Función probabilidad distribución log normal tres parámetros	34
Ecuación 16 Función densidad distribución Gumbel	35
Ecuación 17 Función probabilidad distribución Gumbel	35
Ecuación 18 Función densidad distribución log Pearson tipo III	36
Ecuación 19 Función probabilidad distribución log Pearson tipo III	37
Ecuación 20 Factor de frecuencia distribución normal	40
Ecuación 21 Factor de frecuencia distribución log normal de dos parámetros	41
Ecuación 22 Factor de frecuencia distribución log normal de tres parámetros	41
Ecuación 23 Factor de frecuencia distribución Gumbel	42
Ecuación 24 Factor de frecuencia distribución log Pearson tipo III	42

Ecuación 25 Intensidad de lluvia para $t < 3$ horas	44
Ecuación 26 Intensidad de lluvia para $3 > t > 24$ horas	44
Ecuación 27 Tiempo de concentración método Kirpich	52
Ecuación 28 Tiempo de concentración método SCS	52
Ecuación 29 Ecuación de tiempo de retardo.	53
Ecuación 30 Tiempo de retorno	53
Ecuación 31 Densidad	55
Ecuación 32 Diferencial de masa	55
Ecuación 33 Conservación de masa en un volumen de control	55
Ecuación 34 Diferencia de volumen que sale de un volumen de control	56
Ecuación 35 Ley conservación de masa, integrales de volumen y de superficie	56
Ecuación 36 Ley de conservación de masa igualado a cero.	56
Ecuación 37 Ley de conservación de masa con integrales triples	56
Ecuación 38 Ley de conservación de masa en diferenciales	57
Ecuación 39 Vector de velocidades en tres dimensiones	57
Ecuación 40 Operador nabla	57
Ecuación 41 Ecuación de continuidad para flujo no permanente	57
Ecuación 42 Ecuación de continuidad para flujo permanente	58
Ecuación 43 Ecuación de moméntum	58
Ecuación 44 Cambio de moméntum respecto al tiempo	58
Ecuación 45 Fuerzas inerciales en forma integral	58
Ecuación 46 Segunda ley de Newton	59
Ecuación 47 Ley de conservación de moméntum	59
Ecuación 48 Fuerzas inerciales	61
Ecuación 49 Fuerzas gravitacionales	61

Ecuación 50 Forma diferencial de fuerza gravitacional	61
Ecuación 51 Forma integral de fuerza gravitacional	61
Ecuación 52 Presión en un punto	62
Ecuación 53 Fuerza por presión	62
Ecuación 54 Fuerza por viscosidad	63
Ecuación 55 Fuerza por fricción	63
Ecuación 56 Forma integral de fuerzas superficiales	63
Ecuación 57 Forma integral de fuerzas volumétricas y superficiales	63
Ecuación 58 Ley de conservación de moméntun en forma integral	63
Ecuación 59 Ley de conservación de moméntum en forma diferencial	64
Ecuación 60 Ecuación de Navier Stokes	64
Ecuación 61 Ecuación de Euler	64
Ecuación 62 Ecuación de moméntum en eje x	64
Ecuación 63 Ecuación de moméntum en eje y	64
Ecuación 64 Ecuación de moméntum en eje z	65
Ecuación 65 Ley de conservación de energía	65
Ecuación 66 Primera ley de termodinámica	66
Ecuación 67 Ley de conservación de energía en forma integral	66
Ecuación 68 Ley de viscosidad de Newton	68
Ecuación 69 Número de Reynolds	69
Ecuación 70 Vector velocidad en tres dimensiones.	75
Ecuación 71 Caudal en forma integral para un flujo tridimensional	76
Ecuación 72 Aceleración para un flujo no permanente	76
Ecuación 73 Aceleración para un flujo tridimensional.	76
Ecuación 74 Velocidad para un flujo unidimensional no permanente	77

Ecuación 75 Aceleración para un flujo unidimensional no permanente	77
Ecuación 76 Velocidad para un flujo unidimensional permanente	77
Ecuación 77 Velocidad para un flujo bidimensional no permanente	78
Ecuación 78 Aceleración para un flujo bidimensional no permanente	78
Ecuación 79 Velocidad para un flujo tridimensional no permanente	79
Ecuación 80 Aceleración para un flujo tridimensional no permanente.	79
Ecuación 81 Flujo rotacional	80
Ecuación 82 Derivada de velocidad para flujo permanente	80
Ecuación 83 Derivada de caudal para flujo permanente	80
Ecuación 84 Derivada de velocidad para un flujo no permanente	80
Ecuación 85 Derivada de caudal para un flujo no permanente	81
Ecuación 86 Derivada de velocidad para flujo uniforme	81
Ecuación 87 Derivada de caudal para flujo uniforme	81
Ecuación 88 Derivada de velocidad para flujo no uniforme	81
Ecuación 89 Derivada de caudal para flujo no uniforme	81
Ecuación 90 Tensión o esfuerzo tractivo	84
Ecuación 91 Numero de Reynols para tuberías	85
Ecuación 92 Numero de Reynols para canales	85
Ecuación 93 Energía específica	86
Ecuación 94 Energía específica para sección rectangular	86
Ecuación 95 Diferencial de energía específica respecto al tirante	87
Ecuación 96 Tirante crítico para un canal rectangular	87
Ecuación 97 Tirante crítico para cualquier sección	87
Ecuación 98 Número de Froude	88
Ecuación 99 Velocidad en canales con fórmula de Chezy	89

Ecuación 100 Velocidad en canales con fórmula de Manning	89
Ecuación 101 Ecuación de continuidad flujo bidimensional no permanente.	90
Ecuación 102 Ecuación de continuidad flujo unidimensional no permanente.	90
Ecuación 103 Ecuación de continuidad flujo bidimensional permanente.	90
Ecuación 104 Ecuación energía flujo bidimensional no permanente en x	91
Ecuación 105 Ecuación energía flujo bidimensional no permanente, en y	91
Ecuación 106 Ecuación energía flujo unidimensional no permanente.	91
Ecuación 107 Ecuación energía flujo bidimensional permanente en x	91
Ecuación 108 Ecuación energía flujo bidimensional permanente en y	91

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A Precipitaciones Máximas Anuales – Estación Juliaca – SENAMHI ...	157
Anexo B Precipitaciones máximas anuales – estación Juliaca - CORPAC	159
Anexo C Consistencia de datos SENAMHI.....	161
Anexo D Consistencia de datos CORPAC	162
Anexo E Corrección de datos estación SENAMHI.....	163
Anexo F Distribución Normal –SENAMHI – Datos Corregidos.....	164
Anexo G Distribución log normal de dos parámetros –SENAMHI.....	165
Anexo H Distribución log normal de tres parámetros –SENAMHI	166
Anexo I Distribución tipo Gumbel –SENAMHI	167
Anexo J Distribución Log Pearson tipo III–SENAMHI	168
Anexo K Cuadro intensidad, duración y frecuencia	169
Anexo L Normalización de datos método de bloques alternos – TR 25 años.....	170
Anexo M Normalización de datos método de bloques alternos – TR 50 años....	171
Anexo N Valores hidrogramas, subcuencas TR 25 años, uso suelo actual	172
Anexo O Valores hidrogramas, subcuencas TR 25 años, uso suelo proyectado	175

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se plantea evaluar la capacidad de drenaje de aguas pluviales, del afluente ubicado en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, considerando que tiene un crecimiento urbano importante, lo que incrementa zonas impermeables y por ende disminuye la capacidad de infiltración del suelo, generando mayores volúmenes de agua a drenar. La investigación tiene un enfoque cuantitativo, diseño no experimental y de tipo aplicada, contando con información de precipitaciones máximas diarias obtenidas de la Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial Sociedad Anónima (CORPAC) y el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). Entre los hallazgos, se obtuvo una precipitación proyectada para un tiempo de retorno de 25 años de 63.74 mm/día; una infiltración de 38.22 mm/día, en calles de tierra y de 5.83 mm/día en calles pavimentadas; un caudal a la salida del afluente de 5.00 m³/s y de 8.10 m³/s en condición de uso actual y futuro del suelo respectivamente. Los tirantes calculados en el afluente, considerando la recuperación natural del cauce son, de 1.48 m y de 1.85 m, en condición de uso actual y futuro del suelo respectivamente. La conclusión más relevante es, con la recuperación de la sección natural del cauce, (ancho= 4.00 m y alto= 1.50 m), no se produciría desbordamiento, pero para la situación futura, con el incremento de calles pavimentadas y más viviendas, sí se producirá desbordamiento del cauce, entre las progresivas 0+00 a la 2+800, debiendo mejorar las condiciones hidráulicas del afluente, por lo que se plantea como solución la optimización de la capacidad hidráulica del afluente, esto se logra con el revestimiento con concreto pulido en toda la sección, aguas arriba de la salida del afluente, reduciendo la rugosidad de 0.023 a 0.016.

Palabras clave: drenaje, precipitación, infiltración, caudal, tirante.

ABSTRACT

In the present research work, it is proposed to evaluate the drainage capacity of rainwater, of the tributary located in the western urban basin of the city of Juliaca, considering that it has an important urban growth, which increases impermeable areas and therefore it decreases the infiltration capacity of the soil, generating greater volumes of water to be drained. The research has a quantitative approach, and a non-experimental design, and of an applied type, with information on maximum daily rainfall obtained from CORPAC and SENAMHI. Among the findings, a projected precipitation was obtained for a return time of 25 years of 63.74 mm/day; an infiltration of 38.22 mm/day in dirt streets and 5.83 mm/day in paved streets; a flow at the outlet of the tributary of 5.00 m³/s and 8.10 m³/s in conditions of current and future land use, respectively; depth of water in the tributary, considering the natural recovery of the channel, of 1.48 m and 1.85 m, in the condition of current and future use of the land, respectively. The most relevant conclusion is about land use and with the recovery of the natural section of the channel, (width = 4.00 m and height = 1.50 m), there would be no overflow, but for the future situation, with the increase of streets paved and more houses, there will be an overflow of the channel, between progressives 0+00 to 2+800, having to improve the hydraulic conditions of the tributary, this is achieved with the coating with polished concrete in the entire upstream of the outlet of the tributary, reducing the roughness from 0.023 to 0.016.

Keywords: drainage, precipitation, infiltration, flow, depth.

I. INTRODUCCIÓN

Las inundaciones son desastres naturales, que ocasiona ocupaciones masivas del agua de zonas que se encontraban secas. Los factores que desembocan en una inundación pueden ser ascenso temporal del nivel de un río, lago o mar; cuando se producen como consecuencia de las fuertes precipitaciones concentradas en una zona particular y se llama inundaciones pluviales el cual se produce por una elevada concentración de lluvia, hace que el terreno se sature y el agua excedente se empiece a acumular, lo que puede durar horas o días, hasta que comienza a evaporarse y el terreno se recupera. Esto sucede si no se tiene un sistema adecuado de drenaje.

Dichas inundaciones, son situaciones que se pueden controlar a través de una cultura provisoria, por ello, es de interés, abordar problemas de drenaje urbano en zonas donde la magnitud de precipitación es alta y en ciudades que tienen un crecimiento urbano importante, como es el caso de la zona urbana oeste de la ciudad de Juliaca Perú, conllevando al incremento de las áreas impermeables y disminuyendo la capacidad de infiltración al subsuelo.

Abordar los problemas de drenaje urbano, tienen como objetivo anticipar, evaluar y planificar acciones futuras, para evitar que el incremento de los caudales y por ende los niveles de agua, llamados tirantes, produzcan inundaciones, afectando a la población en general y a actividades de industria, comercio y transporte.

1.1 Planteamiento del problema.

En el desarrollo de la civilización humana, el hombre que pasa del estado de nómada o recolector al estado sedimentario o productor ve el recurso hídrico un medio para satisfacer sus necesidades, como por ejemplo la necesidad de lluvia para su consumo y para el cultivo de sus alimentos, pero a su vez, debe cuidarse de este, por ejemplo, en los casos de crecidas de ríos, por efectos de tormentas importantes, el cual puede afectar a sus cultivos e inclusive a sus viviendas.

Con el tiempo, estos asentamientos empezaron a concentrarse en grupos más grandes, formando las primeras ciudades, estas ciudades inicialmente afrontaban problemas de abastecer sus servicios básicos, como agua potable para consumo, desagüe para evacuar el agua servida y energía eléctrica, pero conforme fueron creciendo, se tuvieron otras necesidades, como es el caso de comunicaciones, transporte, recreación, contaminación, etc.

Conforme continuó el crecimiento urbano, se añadió otra necesidad, el cual era evacuar las aguas provenientes de lluvias, considerando que este crecimiento urbano y la pavimentación de calles para el transporte, incrementaba zonas impermeables y el agua proveniente de la precipitación ya no se infiltraba, lo que originaba problemas de anegamiento e inundaciones, al no tener un sistema de drenaje pluvial para evacuar el agua proveniente de las precipitaciones.

Actualmente las principales ciudades del mundo, invierten grandes cantidades de dinero para mejorar su infraestructura de drenaje pluvial, como ejemplo tenemos al área metropolitana de Tokio, que en el año 1990, tenía aproximadamente 85,000 viviendas afectadas por inundación y bajaron a aproximadamente a 5,000 viviendas afectadas con la construcción de su sistema de drenaje, conformado por tanques subterráneos con túneles colectores y emisores con una longitud aproximada de 6.30 km, teniendo el túnel emisor un diámetro de 10 m. (Japan Video Topics, 2017)

En nuestro continente, tenemos a la ciudad de México, el que tiene un sistema de drenaje importante con un emisor tipo túnel de 50 km con un diámetro de 6.50 m el cual actualmente está quedando insuficiente por la expansión urbana. (konvideoful, 2015)

En el sur de nuestro país, se está dando un crecimiento importante de las principales ciudades, pero estas no cuentan con un sistema adecuado de drenaje pluvial e inclusive las viviendas se construyen en los cauces, sin respetar el espacio requerido por el afluente, es así que es noticia de desbordes e inundaciones en los meses de enero, febrero y marzo en ciudades

como Arequipa, Moquegua, Tacna y Juliaca, originando daños materiales a infraestructura pública como pistas y veredas, así como perjuicios económicos en la población que se dedica al comercio y e inclusive fallecimiento de personas.

Específicamente en la ciudad de Juliaca, los problemas de drenaje pluvial, son graves y no han sido abordados de manera directa, registrándose precipitaciones de gran magnitud entre los meses de enero a marzo y el crecimiento urbano en los alrededores, disminuye la capacidad de infiltración del suelo, considerando que ha futuro se tendrá más calles pavimentadas y más densificación de zonas urbanas, por lo que se tendrá mayores volúmenes de agua para evacuar, a lo que se suma la falta de infraestructura de drenaje, originándose inundaciones de gran magnitud, afectando a la población en general, a su economía, medio ambiente, salud y a las actividades de comercio, industria y transporte. (Cari, 2019).

La presente investigación, justamente aborda el problema de drenaje pluvial, con el propósito de determinar una precipitación proyectada, así como la infiltración de acuerdo al uso actual y futuro del suelo, valores que se requieren, para determinar la precipitación efectiva, el cual producirá el escurrimiento, con lo cual se modela el comportamiento del flujo desde una perspectiva de espacio y tiempo, es así que se está utilizando modelos bidimensionales y unidimensionales, relacionados con el espacio y modelos permanentes y no permanentes, relacionado con el tiempo, esto para proponer la solución técnica y económica adecuada, del afluente de la cuenca urbana de la zona oeste de la ciudad de Juliaca.

1.2 Descripción del problema.

En la profesión de Ingeniería Civil, dentro de una de sus áreas de acción, está el de diseñar estructuras hidráulicas, pudiendo ser de: Almacenamiento y regulación, (presas), captación y conducción de agua (bocatomas, canales y tuberías), estructuras de protección ante

eventos hidrológicos extremos, como el caso de precipitaciones (muros de encauzamiento, drenajes pluviales, etc). (Campos, 2010, p. 7)

Específicamente en el tema de drenaje pluvial, las calles pasan a formar parte del sistema de drenaje de aguas de lluvia, a través de sus cunetas, que se construyen al costado de la vereda, las aguas provenientes de las cunetas desembocan en sumideros, los cuales usualmente están en las intersecciones de calles, el agua proveniente de los sumideros, son concentrados en buzones, los cuales también tienen función de inspección y limpieza, de los buzones se tienen redes colectoras, las que transportan el agua hasta los afluentes pluviales, los cuales pueden ser canales de evacuación naturales (ríos, riachuelos, arroyos) o canales de evacuación artificiales creado por el hombre, hasta llegar a un efluente y su disposición final.

De lo indicado anteriormente, el crecimiento urbano afecta la capacidad de infiltración del suelo, ya que el volumen de agua que se infiltraba ahora debe ser evacuado hasta un afluente pluvial. Por otro lado, en problemas de drenaje pluvial, se requiere determinar la precipitación proyectada, haciendo uso de la teoría estadística. Para hallar estos valores, se hace uso de datos históricos de precipitación, los cuales son registrados por entidades responsables. (Campos, 2010, p. 66)

En el Perú, las entidades responsables, de obtener la información meteorológica, son SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú) y de CORPAC (Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial), estos datos registrados, deben ser analizados para determinar si son consistentes, utilizando los parámetros estadísticos de media y desviación estándar, para poder ser utilizados en la determinación de precipitaciones proyectadas.

También en el Perú se tiene el Reglamento Nacional de Edificaciones, publicado por el Ministerio de Vivienda y Construcción, siendo parte de este, la norma CE 040 Drenaje Pluvial,

en el cual se presenta el Anexo de Hidrología, indicando una metodología para determinar la precipitación de diseño, con la elaboración de curvas de Intensidad Duración y Frecuencia, propuesto del “Estudio de la hidrología del Perú” (IILA SENAMHI-UNI 1983), el cual fue realizado en convenio con la Cooperación Técnica del Instituto Italo-Latino Americano, Servicio Nacional de Meteorología e Hidráulica y la Universidad Nacional de Ingeniería, cuya metodología establecida puede ser usado para los problemas de drenaje; así mismo, se tiene el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, el cual plantea en el Capítulo III Hidrología, la metodología para seleccionar el periodo de retorno, el análisis estadístico de los datos hidrológicos, las pruebas de bondad de ajuste, la determinación de la tormenta de diseño, los tiempos de concentración y los hietogramas de diseño, con el uso del método de bloques alternos, para la elaboración de hidrogramas de caudales de diseño de los sistemas de drenaje.

En los problemas de drenaje urbano es de especial interés, conocer la precipitación efectiva, que sería la precipitación total menos la infiltración del suelo, ya que esta precipitación efectiva es la que producirá un escurrimiento superficial; existen varias metodologías para hallar la precipitación efectiva, siendo las más utilizadas la metodología del número de curva SCS, desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de USA, también existe el método de Horton, para determinar la cantidad de infiltración y por diferencia hallar la precipitación efectiva. Por lo que es necesario determinar la precipitación efectiva con ambos métodos y tomar las decisiones que garanticen un valor adecuado.

Para diseñar los sistemas de drenaje pluvial, se hace uso de modelos topográficos, modelos hidrológicos y modelos hidráulicos, y cada uno de estos modelos se divide a su vez en modelo matemático y modelo numérico.

Dependiendo de las condiciones establecidas en el modelo matemático, se desarrolla el modelo numérico, para posteriormente implementarse un modelo de cálculo, el cual por la complejidad podría recurrir al cálculo computacional o a un modelo físico a escala.

Para un entendimiento adecuado de la hidráulica y plantear un modelo hidráulico, se deben conocer las Leyes de Conservación que rigen el estudio del movimiento de los fluidos, tanto en el espacio como en el tiempo y las fuerzas que actúan en un fluido en movimiento, ya que estos conceptos son la base teórica para desarrollar las ecuaciones de los modelos matemáticos a utilizar.

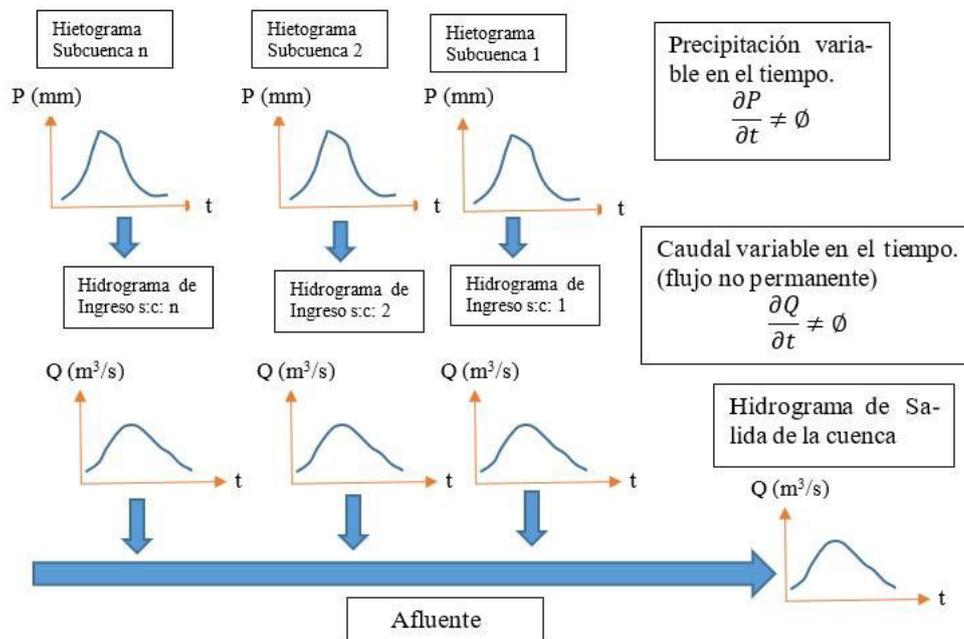
Estos modelos matemáticos, hacen uso de un elemento diferencial, al que usualmente se le denomina volumen de control y considerando que el fenómeno físico establece que, lo que suceda en un elemento pequeño, debe ser igual a lo que suceda en un elemento mucho más grande, se obtienen fórmulas o ecuaciones que, pueden ser bastante complejas, que no son muy prácticos en su uso o ecuaciones muy simples, que no son aplicables a determinados problemas.

Existen varios modelos hidráulicos, siendo dos de estos, el modelo hidráulico de flujo bidimensional permanente y flujo unidimensional no permanente, que son los modelos que se plantean utilizar, para determinar los tirantes de agua en el afluente de estudio. Se ha escogido estos dos modelos de flujo, considerando lograr una complejidad media de los modelos a utilizar, esto es que en el modelo bidimensional permanente, si bien tiene el componente de dirección del flujo en dos direcciones, lo que complica el modelo, pero a su vez, el caudal no cambia en el tiempo lo que simplifica el modelo, mientras que en el modelo unidimensional no permanente, se tiene el análisis en una dirección lo que simplifica el modelo, pero el caudal cambia en el tiempo, lo que complica el modelo.

A continuación, presentamos la esquematización de los modelos de flujo:

Figura 1

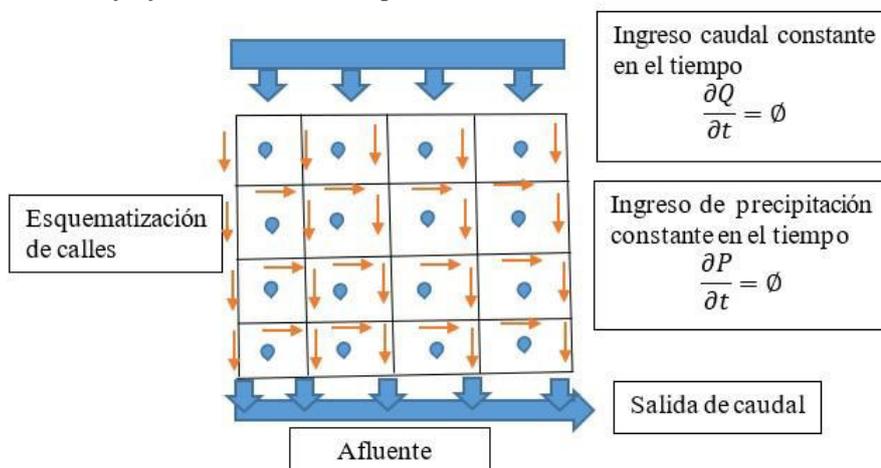
Modelo de flujo unidimensional no permanente.



Nota. La figura, representa el esquema de modelo de flujo unidimensional, en el cual la precipitación (Hietogramas), se transforma en caudal (Hidrogramas), para subcuencas con características similares de uso de suelos, y estas son agregadas al afluyente, hasta obtener un hidrograma de salida. Se presenta a continuación el esquema del modelo de flujo dimensional.

Figura 2

Modelo de flujo bidimensional, permanente



Nota. La figura representa el esquema de Modelo de flujo bidimensional, en el cual el caudal es agregado, por un sector de la cuenca urbana, y también es distribuido con la precipitación en toda la zona urbana, cuya cantidad es constante en el tiempo, hasta llegar al afluente

Con el uso de estos modelos de flujo, se plantea responder interrogantes o problemas relacionados al drenaje pluvial, como son: ¿Cuánto será el caudal que pase por el afluente a futuro?, ¿Cuál será el nivel de aguas en el afluente?, ¿Dónde están las zonas más vulnerables a que se produzcan inundaciones? ¿Qué acciones de mejora se puede realizar en el afluente?, etc.

1.3 Formulación del problema.

Problema general.

¿Cuál es la capacidad de drenaje de aguas pluviales, del afluente ubicado en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con modelos de flujo bidimensional permanente y unidimensional no permanente?

Problemas específicos

¿Cuánto será la precipitación proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con la metodología IILA-SENAMHI-UNI del RNE y del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC?

¿Cuánto será la infiltración actual y proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con la metodología del número de curva SCS y de Horton?

¿Cuál modelo de flujo representa mejor el comportamiento, del drenaje pluvial, en el afluente ubicado en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca??

1.4 Antecedentes

Se presentan, cinco investigaciones que fueron desarrolladas para optar el grado de doctor, que sirvieron para consolidar los conceptos hidráulicos del Marco Teórico, así como para realizar la contrastación de hipótesis, de los cuales tres son de universidades de España, una de Cuba y una de Argentina; así mismo se presenta una reseña histórica de la evolución de la hidrología e hidráulica.

Fraga (2015) desarrolló la tesis: Modelo Dual 1D/2D, para el cálculo de drenaje urbano: Modelo numérico y evaluación experimental. Tesis para Optar Grado de Doctor. Universidad de Coruña.

Esta tesis comprendió, el desarrollo y validación de un modelo numérico de drenaje urbano, para que pueda ser empleado como herramienta para el análisis, gestión y diseño de infraestructuras de drenaje.

En base a ello, esta tesis estableció tres objetivos principales:

El primero de los objetivos consistió en, desarrollar un modelo numérico capaz de simular el drenaje dual en cuencas urbanas, considerando como drenaje dual por tener dos sistemas, el sistema mayor, que corresponde a la superficie y el sistema menor, que corresponde a la red de colectores. El modelo de flujo en superficie calcula la transformación de lluvia-escoorrentía, los tirantes y velocidades resultantes en la superficie, aplicando el modelo matemático bidimensional, en cambio el modelo de flujo en colectores, determina los caudales y tirantes en la red de drenaje, aplicando el modelo unidimensional. También plantea el intercambio de masa entre la superficie de la cuenca y la red de drenaje, al que le denomina acoplamiento mediante la formulación de orificio y vertedero.

El segundo objetivo consistió en, validar el modelo numérico de drenaje dual, para ello se plantearon una serie de ensayos sobre un modelo físico de un segmento de calle a escala

real, construido en el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Innovación Tecnológica en Edificación en Ingeniería Civil de la Universidad de Coruña.

El tercer objetivo correspondió al análisis de sensibilidad e incertidumbre del modelo numérico. Para ello se modelizó, una cuenca urbana en una localidad de Fene, con el modelo numérico de drenaje; la influencia de cada parámetro se analizó con un análisis de sensibilidad global mediante la metodología de estimación de incertidumbre generalizada (GLUE), se calibró el modelo y se determinaron los intervalos de confianza de los resultados calculados.

Como resultado de este trabajo, se ha desarrollado y validado un modelo numérico para el cálculo del drenaje urbano dual, formado por el acoplamiento de un modelo de flujo en la superficie y un modelo de flujo en la red de colectores; la aplicación del modelo de flujo en superficie, señaló la limitación del uso de coeficientes de rugosidad constantes, en flujos con tirantes pequeños, estableciendo que por debajo de un determinado tirante aumenta de manera significativa el valor de fricción, que debe ser correctamente cuantificado para reproducir de forma adecuada los flujos que habitualmente tienen lugar en drenaje urbano.

La instrumentación de un modelo físico de calle a escala real, para la validación del modelo numérico, puso de manifiesto la dificultad de la monitorización de los procesos de drenaje urbano por la variabilidad y sobre todo los órdenes de magnitud de las variables físicas como tirantes y caudales de forma no intrusiva.

El análisis de sensibilidad de la cuenca de Fene, confirmó la utilidad de este tipo de análisis para identificar los parámetros con mayor impacto en los resultados del modelo, estableciendo que, los hidrogramas calculados por el modelo a la salida de la red de colectores muestran un buen ajuste a las medidas experimentales, estableciendo que la punta de los hidrogramas se reprodujo correctamente en los eventos con mayor precipitación, no siendo así las predicciones del modelo en los eventos con menor volumen de lluvia.

Da Silva (2015) desarrolló la tesis: Estrategia para el diseño de redes de drenaje pluvial empleando la modelación matemática, para su aplicación en la ciudad de Luanda. Tesis para Optar Grado de Doctor. Instituto Superior Politécnico José Antonio Echevarría. La Habana Cuba.

Esta tesis, aborda el problema del diseño y verificación de redes de drenaje pluvial para evitar inundaciones localizadas en cuencas urbanas.

Permite establecer una nueva visión, basada en el uso de modelos computacionales de simulación, articulados a una base de datos espaciales y temporales, para el diseño y verificación de redes de drenaje pluvial urbano.

La tesis establece, una propuesta de desarrollo y aplicación de una estrategia que integre modelos digitales de terreno, modelos hidrológicos temporales de la lluvia local y modelos matemáticos hidráulicos, para solucionar los problemas de diseño y verificación de redes de drenaje pluvial, y que sirva de punto de partida, para que los especialistas actualicen sus criterios en cuanto al diseño y racionalización de este tipo de infraestructuras, incidiendo mucho más en los modelos digitales de terreno.

La definición precisa de criterios para la valoración y representación espacial, de la peligrosidad por inundaciones pluviales en calles, es un aspecto novedoso del trabajo y de aplicación inmediata en los proyectos de diseño, análisis y verificación de sistemas de drenaje pluvial urbano aplicados a la ciudad de Luanda.

Aragón (2013) desarrolló la tesis: Modelación numérica integrada de los procesos hidráulicos en el drenaje urbano. Tesis para optar Grado de Doctor. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

El desarrollo de este trabajo, enmarca su objetivo en el desarrollo de un modelo numérico que permita calcular de forma integrada o acoplada las variables hidráulicas como tirante,

caudal y velocidad, en cada uno de los elementos que conforman el drenaje urbano, empleando las técnicas numéricas más adecuadas en cada uno.

El trabajo establece principalmente los siguientes objetivos:

- Determinar los tirantes y las velocidades en la superficie urbana, mediante un modelo numérico en dos dimensiones.
- Desarrollar un modelo numérico en una dimensión, para el cálculo de flujo en lámina libre y flujo en presión, simultáneamente en conductos cerrados.
- Desarrollar las formulaciones más adecuadas que, permitan estimar los caudales de intercambio en los elementos de captación como fuentes y sumideros, entre el sistema de drenaje mayor y el sistema de drenaje menor.

En esta tesis, se construyó un modelo numérico, que permite calcular de forma integrada el proceso hidráulico, en cada uno de los elementos del drenaje urbano se realizó una propuesta de discretización y aproximación, para tener un nivel de precisión aceptable, utilizando el modelo bidimensional, para los casos de superficie con tirantes poco profundas, como es el caso de las calles, estableciendo los esquemas numéricos unidimensionales y bidimensionales aplicando volúmenes finitos.

Para la implementación del cálculo de flujo mixto, como es flujo en lámina libre y flujo en presión, estableció que, por la naturaleza de los mismos, los resultados fueron similares, sin embargo, los modelos de una ecuación son más sencillos de implementar y demandan menos tiempo de cálculo, en cambio en flujo bidimensional, son más complejos de implementar y computacionalmente demandantes.

En cuanto a la estimación de los caudales de intercambio, la metodología Flumen y la formulación orificio/vertedero establece que, la primera es aplicable solamente en los sumideros, cuando no existe influencia de la carga hidráulica en el sistema de drenaje menor y en caso con influencia de la carga piezométrica, esta misma metodología fue modificada a través de un factor de reducción de caudales, para poder emplearla en los sumideros. La segunda metodología se emplea, sobre todo, cuando la reja no ha sido caracterizada, o para las fuentes. La validación de la entrada de flujo, fue validada con datos de laboratorio obteniéndose resultados aceptables.

Pedraza (2007) desarrolló la tesis: Efectos de escala sobre la simulación del flujo de agua superficial en áreas urbanas, usando modelos basados en onda cinemática. Tesis para Optar Grado de Doctor. Universidad Nacional de Córdoba. Colombia.

En esta tesis se propone un procedimiento de agregación espacial de esquemas de modelación y parámetros, para la simulación del flujo de agua superficial en cuencas urbanas, este procedimiento permite pasar de una segmentación de cuenca detallada (escala de detalle) a otra más simple (escala agregada), conservando una similitud hidrológica entre escalas. Se basa en reemplazar cada subcuenca compleja por un único plano equivalente, manteniendo constante el almacenamiento de equilibrio a través de la variación de la rugosidad efectiva y verificando el equilibrio cinemático completo.

Estableció que el procedimiento de agregación presentado en esta Tesis es aplicable a cuencas urbanas pequeñas, en las cuales el efecto del flujo superficial predomina sobre el efecto del flujo en cauces.

Por otra parte, la relación de similitud, obtenida en las cuencas experimentales consideradas, no es universal. Si bien estas cuencas presentan características de tamaño, pendiente, impermeabilidad y rugosidad de escala de detalle considerablemente diferentes, la generalidad

de aplicación de dicha expresión, debe estar restringida a cuencas comparables a las estudiadas: cuencas urbanas pequeñas con sistema de drenaje dual, con superficies de hasta 200 ha, densidades de cunetas y de conductos mayores a 200 m/ha y 50 m/ha, respectivamente, pendientes superficiales entre 0.4% y 3.0% e impermeabilidades mayores al 40%, sujetas a lluvias similares y dentro del rango de escalas investigado.

Fe Marquéz (2005) desarrolló la tesis: Aplicación del método de volúmenes finitos a la resolución numérica de aguas someras, con incorporación de los esfuerzos debidos a la turbulencia. Tesis para Optar Grado de Doctor. Universidad de Coruña. España.

Recuerda que en las aplicaciones ingenieriles, normalmente no hay necesidad de conocer todos los detalles de un flujo, sino solo algunas propiedades, como son el caudal que circula por un canal, la distribución de velocidades en una sección o la concentración de una sustancia en un determinado volumen y que para estos casos existe una aproximación mucho menos costosa en uso de recursos y que produce resultados suficientes a los requerimientos de precisión, siendo estas las ecuaciones de Reynolds, que se obtienen mediante el promedio temporal de las ecuaciones de Navier-Stokes (Reynolds Averaged Navier-Stokes), siendo la aproximación RANS escogida en esta tesis.

Indica que, el promedio temporal de las variables produce unos términos de tensión, conocidos como tensiones de Reynolds, el cálculo de estas tensiones, puede realizarse mediante la estimación de una viscosidad turbulenta, para lo que se necesita un modelo de turbulencia teniendo en cuenta el movimiento de las partículas del fluido en las tres direcciones espaciales y en el caso de fluidos en superficie libre, por ejemplo, ríos o canales, esta superficie representa una frontera junto con el fondo y el contorno lateral, siendo este planteamiento adecuado para la representación de la realidad tridimensional, pero el grado de complejidad de los modelos 3D puede resultar inabordable, incluso para dominios relativamente sencillos, y en el extremo

opuesto se encuentran los modelos en una dimensión, aplicado a determinados fenómenos, como por ejemplo el movimiento del fluido en un canal o en una tubería, resultan suficientes y en el caso de flujo a superficie libre estará determinada por el valor del tirante. Las ecuaciones aplicadas a estos casos se simplifican enormemente, lo que conlleva un gran ahorro en tiempo de cálculo y almacenamiento de información.

El problema radica ahora en que, en la mayor parte de los casos, estos modelos se separan mucho de la realidad que se trata de representar, pues no permiten tomar en consideración, por ejemplo, el efecto de un cambio de dirección o una sección asimétrica, sin embargo, existe un gran número de fenómenos en los que el movimiento del fluido ocurre fundamentalmente en dos dimensiones, por ejemplo cuando el desplazamiento de las partículas es prácticamente paralelo al fondo, esto hace de los modelos 2D una opción interesante pues suponen un ahorro muy considerable, en comparación con los modelos 3D, y permiten una aproximación a la realidad mucho mayor que la conseguida con los modelos 1D.

En la tesis se estableció que el modelo se comporta bien en el avance de un frente de onda sobre suelo seco horizontal, pero que el reducido valor de la viscosidad, el modelo hidrodinámico disminuye notablemente su estabilidad, recomendando continuar la búsqueda de fórmulas que permitan esta reducción.

Estableció que la discretización en triángulos tiene la ventaja de la adaptabilidad a dominios irregulares, pero produce algunos problemas de discretización. Por ello se propone la utilización de volúmenes Finitos, obtenidos a partir de mallas formadas por cuadriláteros, así como mallas mixtas, con triángulos y cuadriláteros.

Indica que en general, los resultados del módulo hidrodinámico son satisfactorios, habida cuenta de que se trata de un modelo de turbulencia, considerando la complejidad del fenómeno estudiado y la dispersión de los resultados experimentales, pero propone continuar el trabajo de mejora del modelo de turbulencia.

Otros datos históricos

En cuanto al aspecto hidrológico e hidráulico, se sabe que el primero en describir correctamente el ciclo hidrológico fue el filósofo griego Teofastro (372-287 a.c.) y sobre este estudio el arquitecto e ingeniero Romano Marco Vitruvio, quien vivió en la época de Cristo estableció el concepto general que hoy día se utiliza en hidrología, el cual es que la escorrentía superficial y subterránea derivan principalmente de la lluvia y el descongelamiento de la nieve.

Durante el renacimiento, que es el periodo de transición entre la Edad Media y los inicios de la Edad Moderna, tenemos a Leonardo da Vinci (1,452-1,519), que a través de experimentos en diferentes ríos, estableció la teoría de distribución de velocidades en los ríos, y lo describió de la siguiente manera: "Del agua con peso, profundidad, ancho y declive (pendiente) uniformes, aquella porción más rápida es cercana a la superficie, esto ocurre porque el agua que está más arriba es contigua al aire, el cual ofrece una resistencia pequeña porque es más liviano que el agua; el agua que está debajo es contigua a la tierra, la cual presenta una gran resistencia por permanecer inamovible y más pesada que el agua". (Chow V. T., 1994, p. 15) .

Isaac Newton (1,642-1,727), contribuyó al estudio de las matemáticas, de la física clásica y de la mecánica de fluidos; en el campo de las matemáticas con la creación del cálculo diferencial e integral, en la mecánica clásica estableció las tres primeras leyes de la mecánica clásica y en la mecánica de fluidos planteó la Ley de Viscosidad de los Fluidos, el cual es aplicado a los flujos laminares.

El conocimiento de la Mecánica de Fluidos, ahora denominada Hidrodinámica, florecieron por los siglos XVIII; se conocieron nuevos principios hidráulicos como la atribuida a Daniel Bernoulli (1,700-1,782), y Leonhard Euler (1,707-1,783), en el caso de Bernoulli su análisis teórico matemático fue realizado considerando un modelo matemático unidimensional con un fluido ideal, incompresible y en régimen permanente y en el caso de Euler fue un modelo matemático más amplio que se podía aplicar a modelos de flujo unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales para un fluido ideal, incompresible y en régimen permanente,

Fue Claude –Louis Navier (1,785-1,836) y George Gabriel Stokes (1,819-1,903), que agregan al modelo matemático de Euler el componente de resistencia al flujo por efectos de viscosidad, teniendo en cuenta la ley de viscosidad de Newton, es decir que involucren fluidos Newtonianos, llamándose a estas expresiones las ecuaciones de Navier-Stokes que es un modelo hidráulico tridimensional ampliamente conocido para flujos laminares.

Es de interés en la ingeniería hidráulica los flujos turbulentos, por lo que al modelo anterior se le adaptó a esta ecuación un modelo de turbulencia, planteando finalmente la ecuación de Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS).

Los modelos de Leonard Euler y de Navier-Stokes, son expresiones matemáticas de ecuaciones diferenciales parciales no lineales, por lo que su solución analítica aún no se ha desarrollado, es por ello que se recurre a los modelos numéricos, teniendo en la actualidad los siguientes modelos numéricos: Modelo de las características, modelos de diferencias finitas, modelos de volúmenes finitos y modelos de elementos finitos.

Existen también la participación de diferentes investigadores como son William Froude (1,810 – 1,879), el que relacionó las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales sobre un fluido en movimiento, estableciendo los tipos de regímenes de flujo, el que es calculado con el valor adimensional denominado Numero de Froude. La participación de Osborne Reynolds

(1,842-1,912) el que relaciona las fuerzas inerciales y las fuerzas viscosas presentes en un fluido en movimiento, estableciendo la diferencia entre un flujo laminar y un flujo turbulento, el que es determinado por el número adimensional denominado Número de Reynolds.

Los aportes al estudio de modelos de movimiento de los fluidos en flujos unidimensionales permanentes, considerando los efectos de fricción entre el fluido y el conducto tuvo el aporte de Antoine de Chezy (1,718-1,798), para flujos a superficie libre, es decir en canales, el cual posteriormente es adaptado por Robert Manning (1,816-1,897) y fue Ludwig Prandtl (1,875-1,953) con flujos a presión o flujo en tuberías, siendo Prandtl considerado el fundador de la Hidráulica Moderna.

Un modelo hidráulico matemático para flujos unidimensionales no permanentes y no uniformes a superficie libre fue el planteado por Jean Claude Barré de Saint-Venant (1,797-1,886), el cual toma en cuentas la Ley de Conservación de Masa y la Ley de Conservación de Moméntum.

Obviamente existe el aporte de diferentes investigadores a la mecánica de fluidos y a la hidráulica, habiendo solo nombrado a los más importantes para este trabajo.

A partir de esta base teórica, el cálculo se desarrollaba con el auxilio de calculadoras mecánicas primitivas, pero teniendo la limitante de que los modelos matemáticos que representan el movimiento de los fluidos son ecuaciones diferenciales parciales no lineales, los cuales no pueden solucionarse de manera analítica directa si no se tenía que recurrir a métodos numéricos para su solución, pero requerían un alto consumo de recursos de cálculo y de tiempo, el cual no era práctico en su uso.

Con el desarrollo de las computadoras digitales por los años de 1,950, es cuando los esfuerzos de solucionar los problemas de movimiento de fluidos utilizando estos dispositivos

se desarrolla, es así que hay un gran avance en el desarrollo de los Métodos Numéricos estableciendo procedimientos de discretización más eficientes de las ecuaciones diferenciales y con ello la elaboración de modelos de cálculo computacionales.

Existen varios investigadores que desarrollan modelos numéricos, siendo E.J. Fromm en el año de 1,963, uno de los primeros en presentar un método numérico computacional para solucionar las ecuaciones de Navier-Stokes para un flujo no permanente, incompresible y viscoso, iniciando una nueva rama de estudio denominado Dinámica de Fluido Computacional (DFC). En el año de 1972, cuando Patankar y Spalding, presentan una formulación implícita en términos de velocidad y presión, dando origen a algoritmos más eficientes computacionalmente para mejorar el esfuerzo del proceso iterativo.

En la década del año 80 hasta la fecha, se tiene un gran avance en el desarrollo de modelos de cálculo computacional (softwares), aplicado a problemas de hidráulica tanto en modelos unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales, creándose programas de cálculo para aplicaciones específicas siendo algunos softwares libres, es decir no hay que pagar por el uso de estos.

Un modelo de cálculo computacional fue el desarrollado por Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers, llamado HEC-RAS, el cual permite cálculos en modelos hidráulicos de flujos a presión atmosférica (ríos o canales), para modelos matemáticos unidimensionales y bidimensionales, tanto para flujos permanentes como para flujos no permanentes, utilizando el modelo numérico de diferencias finitas para el modelo unidimensional y el modelo numérico de elementos finitos para el modelo bidimensional; en ambos casos utiliza las fórmulas de Saint Venant; existe también otro modelo de cálculo computacional llamado IBER, desarrollado por la Universidad de Cataluña, y el instituto Flumen, el cual permite

calcular modelos hidráulicos de flujos a presión atmosférica para modelos matemáticos bidimensionales, utilizando el modelo numérico de volúmenes finitos y las fórmulas de Saint Venant.

1.5 Justificación de la investigación

La ciudad de Juliaca, actualmente tiene un crecimiento poblacional importante, lo que conlleva a un incremento de sus zonas urbanas, siendo la zona oeste, el que presenta un crecimiento importante, debido a que, en esta zona, se encuentra la carretera que sale a la ciudad de Arequipa. Este crecimiento poblacional, tiene como consecuencia que la capacidad de infiltración del suelo disminuya, esto al incrementarse las áreas impermeables, con la construcción de viviendas, calles y parques con concreto. Esto trae consigo el problema que en los meses de mayor precipitación, los cuales son enero, febrero y marzo, se tiene un volumen importante de agua que no se infiltra y provoca anegamientos, los cuales afectan a la población y a sus actividades de comercio y transporte, al demorar su infiltración y esorrentía a través de redes colectoras, hasta llegar a un afluente, siendo este último el que se quiere evaluar, para determinar su capacidad hidráulica y si es vulnerable a inundaciones ante un evento extremo de precipitación.

Así mismo tenemos las siguientes referencias, que justifican la presente investigación:

Frag, (2015, p. 11) indicó respecto al crecimiento de la población urbana ha incrementado de manera importante la impermeabilidad de las cuencas hidrográficas, así como los caudales pico, como consecuencia del incremento de los asentamientos humanos durante los últimos años y una gestión ineficaz de las aguas de esorrentía de las cuencas urbanas, tiene im-

portantes consecuencias para la población como para el medio ambiente, teniendo las herramientas de modelos numéricos como una opción para la planificación de sistema de drenaje urbano, textualmente indica:

El aumento de la población urbana, así como la tendencia a modelos de asentamiento con una mayor dispersión, ha incrementado de manera importante la impermeabilidad de las cuencas hidrográficas durante los últimos años. La urbanización de una cuenca tiene dos efectos inmediatos en el drenaje de la misma. Por una parte, la reducción en la extensión de áreas permeables reduce la cantidad de agua que se infiltra en el terreno, lo que resulta en un aumento de los volúmenes de escorrentía que deben ser gestionados. Por otra parte, se reduce la laminación de las avenidas al disminuir la fricción con la superficie, incrementando las puntas de caudal y reduciendo los tiempos de concentración... El impacto económico y medioambiental que suponen estas deficiencias agudiza la necesidad de desarrollar herramientas que permitan comprender y predecir el conjunto de procesos que tienen lugar en los sistemas de drenaje. Dentro de estas herramientas, los modelos numéricos constituyen una excelente opción para el análisis y planificación de sistemas urbanos de drenaje. Dichos modelos permiten tanto el estudio de sistemas ya existentes como el análisis de alternativas para su mejora o para la evaluación del efecto generado por futuros cambios en las condiciones de urbanización y climáticas.

Da Silva (2015, p. 2) indica la necesidad de establecer una estrategia, para el diseño de redes de drenaje pluvial, empleando una correcta selección de modelos digitales de terreno, modelos hidrológicos y modelos hidráulicos, textualmente indica.

Este marco poblacional es muy pertinente para un nuevo diseño del sistema de drenaje pluvial de la ciudad, en la medida que es conocido que el estado actual de la infraestructura de drenaje pluvial de la ciudad ha sido diseñado para una población mucho menor que la actual. A pesar de los esfuerzos, es preciso actuar con rapidez y de manera

concertada para garantizar la operatividad de la ciudad...Las consecuencias de la ausencia de sistema de drenaje pluvial adecuado y de estrategias para el diseño de redes de drenaje pluvial, utilizando las herramientas de la modelación matemática son notablemente visibles en Luanda, trayendo como consecuencia: gran deterioro de las vías urbanas, estancamiento de agua en numerosos tramos de las vías, contaminación del suelo, contaminación de aguas superficiales y subterráneas, una alta polución atmosférica, así como evidentes efectos asociados a la erosión del suelo.

Aragón (2013, p. 158) indico respecto al sistema de drenaje pluvial, por el crecimiento poblacional, queda insuficiente, provocando inundaciones ocasionando daños materiales e incluso pérdidas humanas, requiriéndose la necesidad de contar con herramientas numéricas para reproducir dichos eventos, textualmente indica:

Las áreas urbanas se pueden clasificar desde el punto de vista económico como: públicas y privadas y desde el punto de vista hidrológico como: permeables e impermeables. De forma general, entre las zonas impermeables encontramos: edificaciones (viviendas, hospitales, escuelas, oficinas, etc.), calles, áreas deportivas, etc. Por otra parte, entre las zonas permeables se encuentran: parques, jardines, zonas interiores, zonas sin edificar, etc. Entre las diversas superficies, podemos identificar áreas verdes (parques, jardines, áreas interiores) y áreas grises (áreas deportivas, pavimentos, etc.). Cuando se presenta un evento de lluvia en una zona urbana después de que ocurren algunos o parte de los procesos hidrológicos de interceptión, evapotranspiración, infiltración y llenado de depresiones, el escurrimiento seguirá los gradientes topográficos del terreno natural o artificial hasta alcanzar las calles. Así, en función del valor de los calados, en primer lugar, se puede inundar la calzada generando interrupciones parciales o totales del tránsito de vehículos y en segundo lugar, alcanzar las aceras entorpeciendo el movimiento de las personas.

Pedraza (2007, p. 1.1) indico respecto al modelo numérico desarrollado,

El aumento de la capacidad de almacenamiento y velocidad de cálculo de las computadoras facilitó el desarrollo de métodos numéricos para resolver las ecuaciones diferenciales que gobiernan el flujo de agua, bajo condiciones que no podían ser resueltas en forma analítica. Surgieron así los modelos cinemático, difusivo e hidrodinámico para la propagación de ondas de crecida del flujo de agua superficial Los modelos matemáticos se incorporaron rápidamente a la práctica ingenieril, debido a su flexibilidad para representar distintas condiciones de funcionamiento de una cuenca, en forma ágil y a bajo costo.

Fe Marquéz (2005, p. 6) indicó respecto al modelo unidimensional y bidimensional.

En el extremo opuesto se encuentran los modelos en una dimensión. Para determinados fenómenos, como el movimiento del fluido en una tubería, resultan suficientes. La superficie libre, si la hay, estará determinada por el valor de la variable calado (h). Las ecuaciones aplicadas a estos casos se simplifican enormemente, lo que conlleva un gran ahorro en tiempo de cálculo y almacenamiento de información. El problema radica ahora en que, en la mayor parte de los casos, estos modelos se separan mucho de la realidad que se trata de representar pues no permiten tomar en consideración, por ejemplo, el efecto de un cambio de dirección o una sección asimétrica. --- Sin embargo, existe un gran número de fenómenos en los que el movimiento del fluido ocurre fundamentalmente en dos dimensiones, por ejemplo, cuando el desplazamiento de las partículas es prácticamente paralelo al fondo. Esto hace de los modelos 2D una opción interesante pues suponen un ahorro muy considerable, en comparación con los 3D, y permiten una aproximación a la realidad mucho mayor que la conseguida con los modelos 1D”.

Con lo que se justificaría del uso de modelos de flujo bidimensional y unidimensional, aplicado a problemas de drenaje urbano.

Así mismo, el desarrollo de esta tesis servirá a estudiantes e Ingenieros Civiles, para acentuar sus conocimientos de los modelos hidráulicos y su aplicabilidad en problemas hidráulicos en sistemas de drenaje urbano.

1.6 Limitaciones de la investigación.

En la presente investigación se estudian dos modelos de flujo, uno para un flujo bidimensional y el otro para un flujo unidimensional, en ambos casos para un régimen sub crítico, por lo que el modelo de onda es del tipo difusivo, al tener números de Froude menores a 1. No se plantea el estudio en régimen supercrítico, considerando que la aplicación final será en el afluente de la ciudad de Juliaca, el cual tiene una pendiente bastante baja, lo que origina un flujo sub crítico.

Para el flujo bidimensional se usó el modelo hidrológico distribuido y para el flujo unidimensional se usó el modelo hidrológico semi distribuido.

Para el modelo hidráulico unidimensional no permanente y bidimensional permanente, se usó el programa HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center y River Analisis System), el cual es un software de uso libre. En el caso del modelo hidráulico unidimensional, se basó en una onda dinámica del tipo difusivo, con flujo no permanente, mientras que, en el modelo hidráulico bidimensional, se basó en un flujo permanente.

Se evaluó, solo el afluente de la cuenca de la zona oeste de Juliaca, en el cual actualmente no existen redes colectoras de drenaje de aguas pluviales, que lleguen a este afluente.

1.7 Objetivos.

Objetivo General.

Determinar la capacidad de drenaje de aguas pluviales del afluente ubicado en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con modelos de flujo bidimensional permanente y unidimensional no permanente.

Objetivo Específicos.

- Determinar la precipitación proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con la metodología IILA-SENAMHI-UNI del RNE y del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.
- Determinar la infiltración actual y proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con la metodología del número de curva SCS y de Horton.
- Construir los modelos de flujo, para representar el comportamiento del drenaje pluvial del afluente, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca.

1.8 Hipótesis

Hipótesis general

La capacidad del drenaje de aguas pluviales del afluente, evaluado con modelos de flujo bidimensional permanente y unidimensional no permanente, de la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, presenta zonas vulnerables a inundaciones ante un evento extremo de precipitación.

Hipótesis específicas

- La precipitación proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con la metodología IILA-SENAMHI-UNI del RNE, presenta valores de precipitación menores que la establecida por el Manual de Hidrología y Drenaje del MTC.
- La infiltración actual y proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con el uso de la metodología del número de curva CSC, presenta valores de infiltración menores que la determinada por el criterio de e Horton.
- El modelo de flujo unidimensional no permanente, representa mejor el comportamiento del drenaje pluvial del afluente en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca.

II. MARCO TEÓRICO

El marco teórico se ha ordenado en función a los objetivos específicos que se quieren lograr en la presente investigación, motivo por el cual inicialmente se presenta el marco teórico respecto a aspectos hidrológicos para determinar la precipitación, infiltración y caudales de diseño y luego los aspectos hidráulicos para determinar los tirantes en el afluente.

2.1 Aspectos hidrológicos

“Los datos recopilados, solo representan una información en bruto, pero si éstos se organizan y analizan de forma adecuada, proporcionan al hidrólogo una herramienta de gran utilidad, que le permite tomar decisiones en el diseño de estructuras hidráulicas”. (Villón, 2004, p. 11)

2.1.1 Análisis de consistencia de series hidrometereológicas

El análisis de consistencia, establece determinar la calidad de información, la cual por algún motivo presenta datos dudosos, saltos y tendencias.

2.1.1.1 *Datos dudosos*

Los datos dudosos, son valores muy altos o muy bajos, que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante, motivo por el cual, conviene eliminar dichos datos, porque no se tiene la garantía de su valor verdadero. Para determinar los datos dudosos, emplearemos el método de Water Resources Council, el cual presenta la siguiente ecuación de frecuencia, para detectar datos dudosos, con la siguiente ecuación (Chow, 1994, p. 415):

$$y_H = \bar{y} + k_n * S \quad (1)$$

Ecuación 1 Umbral de dato dudosos en unidades logarítmicas

Donde:

y_H = Umbral de dato dudosos en unidades logarítmicas.

K_n = Valores para la prueba de datos dudosos (ver tabla)

S = Desviación estándar

Siendo la precipitación máxima aceptada:

$$P_H = 10^{y_H} \quad (2)$$

Ecuación 2 Precipitación máxima aceptada

Tabla 1

Valores K_n para prueba de datos dudosos

Valores K_n para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: U. S. Water Resources Council, 1981. Esta tabla contiene valores de K_n de un lado con un nivel de significancia del 10% para la distribución normal.

2.1.1.2 Saltos

Los saltos están asociados a una serie de datos registrados, en los cuales se aprecia visualmente un desliz, de presentarse visualmente este salto, es necesario analizar estadísticamente los parámetros de media y desviación estándar, para asegurar que el salto es significativo. La evaluación estadística, puede realizarse directamente en Excel, a continuación, mostraremos las fórmulas empleadas para dicho análisis, en donde se debe determinar el T de Student (t_c), que evalúa el valor promedio y la F de Fisher (F_c), que evalúa el valor la desviación estándar, de la serie de datos. (Villón, 2004, p. 306)

$$tc = \frac{(\bar{x}_1 - \bar{x}_2)}{S_{\bar{d}}} \quad (3)$$

Ecuación 3 Valor de T de Student

Donde:

$$S_{\bar{d}} = S_p \left[\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$S_p = \left[\frac{(n_1 - 1)S_1^2 + (n_2 - 1)S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

y

$$F_c = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)}, \quad \text{si } S_1^2(x) > S_2^2(x) \quad (4)$$

$$F_c = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)}, \quad \text{si } S_2^2(x) > S_1^2(x)$$

Ecuación 4 Valor F de Fisher

Estos valores deben ser comparados con el T y F de tablas, los cuales, se presentan en el anexo.

Si el valor T calculado es mayor que el T de tablas y/o el F calculado es mayor que el F de tablas, significa que el salto es significativo y los datos deben corregirse, con la siguiente expresión: (Villón, 2004, p. 318)

$$X'_{(t)} = \frac{x_t - \bar{x}_1}{S_1(x)} \cdot S_2(x) + \bar{x}_2 \quad (5)$$

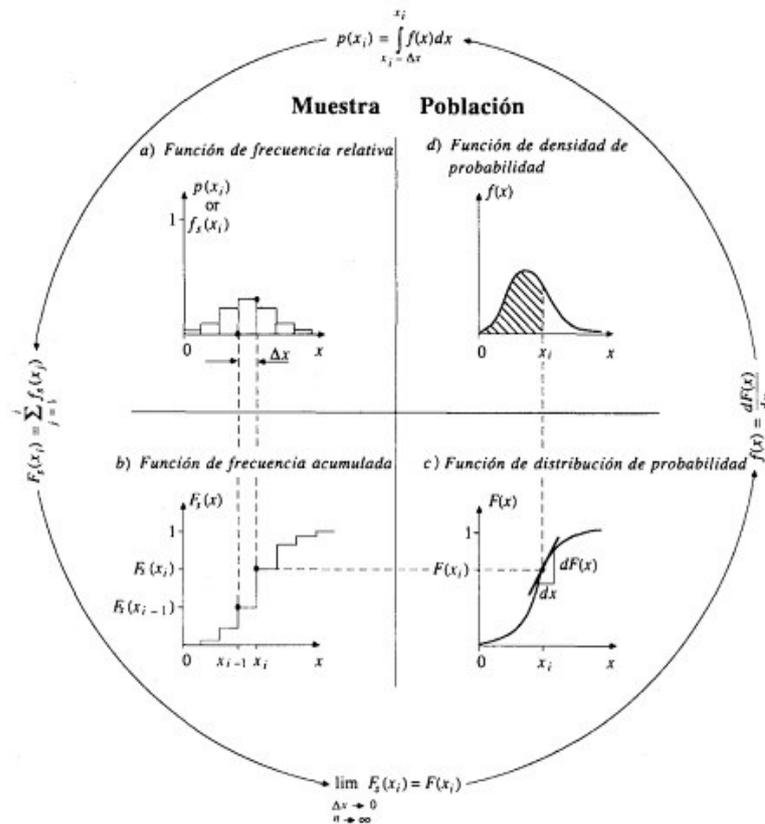
Ecuación 5 Corrección de datos inconsistentes

2.1.2 Función de frecuencia y de probabilidad

Luego de haber analizado la consistencia de las series hidrometeorológicas y de ser necesario su corrección o eliminación de datos dudosos, se procede a determinar la mejor distribución de frecuencias, a los que se ajustan dichos datos hidrometeorológicos, para poder predecir un evento futuro.

Figura 3

Función de frecuencia y función de probabilidad



Nota. Se muestran dos tipos de función de frecuencias para datos poblacionales, la función de densidad de probabilidad y la función de distribución de probabilidad. De la función de densidad de probabilidad ($f(x)$), se obtiene la función de distribución de probabilidad ($F(x)$), que es la integral de la función de densidad. (Chow, 1994, p. 366)

2.1.3 Función de probabilidad teórica

Existe una serie de fórmulas de la probabilidad teórica y se han propuesto numerosos métodos empíricos. Si n es el total de valores y m es el rango de un valor en una lista ordenada de menor a mayor ($m=1$ para el valor menor) la probabilidad de excedencia se puede obtener por medio de las siguientes expresiones (Chow, 1994, p. 406):

$$\text{California} \quad P(x) = \frac{m}{n} \quad (6)$$

Ecuación 6 Probabilidad teórica California

$$\text{Weibull} \quad P(x) = \frac{m}{n+1} \quad (7)$$

Ecuación 7 Probabilidad teórica Weibull

$$\text{Hazen} \quad P(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (8)$$

Ecuación 8 Probabilidad teórica Hazen

Siendo la expresión de Weibull, un término medio con la mejor justificación estadística y es la más utilizada. (Chow, 1994, p. 407)

Esta distribución debe graficarse, conjuntamente con la función de distribución de probabilidad, para determinar visualmente como se ajustan estas dos funciones (Villón, 2004, p. 172).

Para un cálculo más analítico, se debe determinar la máxima diferencia entre la función de distribución de probabilidad obtenida con los datos y de la función de la probabilidad teórica. (Villón, 2004, p. 181)

$$\Delta = \max(P_o(x) - P(x)) \quad (9)$$

Ecuación 9 Diferencia de distribución de probabilidades

Donde:

Δ : Máxima diferencia entre la función de distribución de probabilidad y la función de probabilidad teórica.

$P_o(x)$: Función de distribución de probabilidades de la muestra.

$P(x)$: Función de probabilidades teórica.

2.1.4 Distribuciones de probabilidad para variables hidrológicas

A continuación, se muestran una cantidad de distribuciones de probabilidad comúnmente utilizadas para variables hidrológicas, siendo estas:

- 1.- Distribución normal o distribución de dos parámetros o de Gauss.
- 2.- Distribución log normal de dos parámetros,
- 3.- Distribución log normal de tres parámetros,
- 4.- Distribución Gumbel o extremo tipo I,
- 5.- Distribución de log Pearson tipo III.

2.1.4.1 *Distribución normal o distribución normal de dos parámetros*

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos, tiene amplia aplicación por ejemplo a los datos transformados que siguen la distribución normal. (Villón, 2004, p. 197)

La función de densidad está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \frac{-1(x-\mu)^2}{2\sigma^2} \quad -\infty < x < \infty \quad (10)$$

Ecuación 10 Función de densidad distribución normal

Los dos parámetros de la distribución son la media o promedio μ y desviación estándar σ para los cuales \bar{x} (media) y s (desviación estándar) son derivados de los datos.

Donde:

μ : Media o promedio

σ : Desviación estándar de la muestra

Función de distribución de probabilidad:

Es la integración de la función de densidad:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (11)$$

Ecuación 11 Función de probabilidad distribución normal

Nota. - Esta función ya viene establecida en Excel, por lo que su cálculo se hace de manera sencilla.

2.1.4.2 *Distribución log normal de dos parámetros*

Esta distribución es muy usada para el cálculo de valores extremos por ejemplo caudales máximos, caudales mínimos, precipitaciones máximas, precipitaciones mínimas. Tiene la ventaja que $X > 0$ y que la transformación a logaritmo, tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores. Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media. (Villón, 2004, p. 210)

Función de densidad de probabilidad:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(y - \mu_y)^2}{\sigma_y^2} \right] \quad x > 0 \quad (12)$$

Ecuación 12 Función densidad distribución log normal de dos parámetros

$$y = \ln x$$

Donde:

μ_y : <media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado s_y .

Función de distribución de probabilidades

Es la integración de la función de densidad:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_y} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2} dx \quad (13)$$

Ecuación 13 Función probabilidad distribución log normal dos parámetros.

2.1.4.3 *Distribución log normal de tres parámetros*

Esta difiere de la distribución log-normal de 2 parámetros por la introducción de un parámetro, X_0 , el cual es un parámetro de posición, dado por el valor mínimo, máximo y mediana de la serie de datos. (MTC, 2001, p. 27)

Función de densidad de probabilidad:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(y - \mu_y)^2}{\sigma_y^2} \right] \quad x > 0 \quad (14)$$

Ecuación 14 Función densidad distribución log normal de tres parámetros

$$y = \ln (x - x_0)$$

$$x_0 = \frac{x_1 x_n - x_{mediana}^2}{x_1 + x_n - 2x_{mediana}}$$

Donde:

μ_y : Media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado s_y .

X_0 : Parámetro de posición.

Función de distribución de probabilidades:

Es la integración de la función de densidad:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_y} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2} dx \quad (15)$$

Ecuación 15 Función probabilidad distribución log normal tres parámetros

2.1.4.4 *Distribución Gumbel o extremo tipo I*

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológica es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos). (Chow, 1994, p. 387)

Función de densidad de probabilidad:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{(-y - e^{-y})} \quad (16)$$

Ecuación 16 Función densidad distribución Gumbel

La variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = \frac{x - \beta}{\alpha}$$

Estimación de parámetros

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

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

donde \bar{x} y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

Función de distribución de probabilidad:

La función acumulada reducida de Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (17)$$

Ecuación 17 Función probabilidad distribución Gumbel

2.1.4.5 *Distribución log Pearson tipo III*

Esta es la distribución estándar para el análisis de frecuencias de crecientes máximas anuales en Estados Unidos y en nuestro medio. (Villón, 2004, p. 242)

Función de densidad de probabilidad:

La función densidad, está dado por la siguiente formula:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (18)$$

Ecuación 18 Función densidad distribución log Pearson tipo III

Para: $x_0 \leq x < \infty$, $-\infty < x_0 < \infty$, $0 < \beta < \infty$, $0 < \gamma < \infty$

Dónde:

x_0 = parámetro de posición.

β = parámetro de escala.

γ = parámetro de forma.

$\Gamma(\gamma)$ = función gamma completa.

Cálculo de parámetros con las siguientes ecuaciones:

Media

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

Desviación estándar

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

Sesgo

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

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\gamma = \frac{4}{C_{S \ln x}^2}$$

$$\beta = \frac{C_{S \ln x} S_{\ln x}}{2}$$

$$x_0 = \bar{X}_{\ln x} - \frac{2S_{\ln x}}{C_{S \ln x}}$$

La función de probabilidad acumulada es:

$$G(y) = \int_0^y \frac{y^{\gamma-1} e^{-y}}{\Gamma(\gamma)} \quad (19)$$

Ecuación 19 Función probabilidad distribución log Pearson tipo III

2.1.5 Pruebas de bondad de ajuste

Se utiliza para determinar lo bien que se ajusta un conjunto de datos a otros valores de datos esperados. Existen varias pruebas con las que se puedan estimar la distribución que más se ajusta a una distribución esperada. En nuestro caso utilizaremos el método de la prueba de Kolmogorov Smirnov (K-S). Esta prueba se utiliza para determinar si los datos de la serie se ajustan a una distribución normal, comparando dos de ellas, una proveniente de la función de distribución de probabilidad obtenida con los datos y otra de la función de la probabilidad teórica. (MTC, 2001, p. 32)

$$\Delta = \max(Po(x) - P(x)).$$

Donde:

Δ : Máxima diferencia entre las funciones de probabilidad.

$Po(x)$: Función de distribución de probabilidades de la muestra

$P(x)$: Función de probabilidades teórica.

Aplicación:

Se fija el nivel de significación α , valores de 0.05.

Se determina el nivel de significación $\Delta\alpha$ de la prueba; debe ser obtenido de tablas en función de α y N, donde N es el número de datos de la muestra. (Tamaño muestral)

Condicionantes.

Si $\Delta < \Delta\alpha$, el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

$\Delta \geq \Delta\alpha$, el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

Dicho de otra manera, si el valor calculado Δ es menor que el $\Delta\alpha$, los datos se ajustan a la distribución escogida con el grado de significación de α .

Valores críticos de Δ_0 del estadístico Kolmogorov Smirnov Δ , para valores de N y nivel de significación α .

Se muestra a continuación la tabla de significación del estadístico Kolmogorov Smirnov-

Tabla 2*Nivel de significación del estadístico Kolmogorov Smirnov*

Tamaño Muestral	Nivel de significación α				
	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
1	0.900	0.950	0.975	0.990	0.995
2	0.683	0.776	0.842	0.900	0.929
3	0.565	0.636	0.708	0.785	0.829
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734
5	0.447	0.509	0.563	0.627	0.669
6	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576
8	0.358	0.410	0.454	0.507	0.542
9	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513
10	0.323	0.369	0.409	0.456	0.489
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.296	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
16	0.258	0.295	0.327	0.366	0.392
17	0.250	0.286	0.318	0.355	0.381
18	0.244	0.279	0.309	0.346	0.371
19	0.237	0.271	0.301	0.337	0.361
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352
21	0.225	0.259	0.287	0.321	0.344
22	0.221	0.253	0.281	0.314	0.337
23	0.216	0.247	0.275	0.307	0.330
24	0.212	0.242	0.269	0.301	0.323
25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
26	0.204	0.233	0.259	0.290	0.310
27	0.200	0.229	0.254	0.284	0.305
28	0.197	0.225	0.250	0.279	0.300
29	0.193	0.221	0.246	0.275	0.295
30	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
31	0.187	0.214	0.238	0.266	0.285
32	0.184	0.211	0.234	0.262	0.281
33	0.182	0.208	0.231	0.258	0.276
34	0.179	0.215	0.227	0.254	0.273
35	0.177	0.202	0.224	0.251	0.269
N > 35	1.07 / (N ^{0.5})	1.22 / (N ^{0.5})	1.36 / (N ^{0.5})	1.63 / (N ^{0.5})	1.73 / (N ^{0.5})

2.1.6 Análisis de frecuencias

Los sistemas hidrológicos son afectados por eventos extremos, como tormentas severas, crecientes máximos, etc.

La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionado con su frecuencia de ocurrencia, es decir a eventos muy severos ocurre con menor frecuencia que eventos más moderados. (Chow, 1994, p. 391)

En los proyectos hidráulicos, se debe determinar estos eventos máximos, para lo cual se plantea la metodología de Factores de Frecuencia. (Chow, 1994, p. 400)

A continuación, se muestran los factores de frecuencia de las distribuciones de probabilidad comúnmente utilizadas para variables hidrológicas, siendo estas:

- 1.- Distribución normal o distribución de dos Parámetros,
- 2.- Distribución log normal de dos parámetros,
- 3.- Distribución log normal de tres parámetros,
- 4.- Distribución Gumbel o extremo tipo I,
- 5.- Distribución de log Pearson tipo III.

2.1.6.1 *Distribución normal*

Para calcular diversas magnitudes para periodos de retorno específicos, es decir calcular un X_T dado para un valor de T , se tiene:

$$X_T = \mu + K_T \sigma \quad (20)$$

Ecuación 20 Factor de frecuencia distribución normal

$$K_T = z$$

$$z = - \left(w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \right)$$

Cuando: $0 < p \leq 0.5$ $p = (1/T_R)$

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{1-p^2} \right) \right]^{1/2}$$

2.1.6.2 Distribución log normal de dos parámetros

Para calcular diversas magnitudes para periodos de retorno específicos, es decir calcular un X_T dado para un valor de T.

$$X_T = e^{\mu_y + K_T \sigma_y} \quad (21)$$

Ecuación 21 Factor de frecuencia distribución log normal de dos parámetros

$$K_T = z$$

$$z = - \left(w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \right)$$

Cuando: $0 < p \leq 0.5$:

$$p = (1/T_R)$$

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{1-p^2} \right) \right]^{1/2}$$

2.1.6.3 Distribución log normal de tres parámetros

Para calcular diversas magnitudes para periodos de retorno específicos, es decir calcular un X_T dado para un valor de T.

$$X_T = x_0 + e^{\mu_y + K_T \sigma_y} \quad (22)$$

Ecuación 22 Factor de frecuencia distribución log normal de tres parámetros

$$K_T = \left(w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \right)$$

$$p = (1/T_R)$$

Cuando: $0 < p \leq 0.5$:

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{1/2}$$

2.1.6.4 Distribución Gumbel o extremo tipo I

$$X_T = \mu + K_T \sigma \quad (23)$$

Ecuación 23 Factor de frecuencia distribución Gumbel

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$$

2.1.6.5 Distribución log Pearson tipo III

Depende del periodo de retorno T y del coeficiente de asimetría C_s . Cuando $C_s = 0$ el factor de frecuencia es igual a la variable normal estándar z . Cuando $C_s \neq 0$, K_T se aproxima por Kite (1977) como:

$$Yt = u + Kt * \sigma \quad (24)$$

Ecuación 24 Factor de frecuencia distribución log Pearson tipo III

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{1/2}$$

$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$$

Dónde:

$$k = \frac{C_s}{6}$$

$$z = w - (2.515517 + 0.802853 * w + 0.010328 * W^2) / (1 + 1.432788 * w + 0.189269 * W^2 + 0.001308 * w^3)$$

$$X_p = \text{Exp}(Y_t)$$

2.1.7 Tormentas de diseño (Hietogramas)

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 y se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. (Villón, 2002, p. 86)

Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto (por ejemplo, en mm de lluvia) y mediante un hietograma de diseño, que relacione la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. (tiempo-precipitación). (Chow, 1994, p. 455)

Para determinar el tiempo de duración de una tormenta, es necesario contar con información obtenida por pluviógrafos, pero al no tener esta información, se deberá estimar un valor apropiado de acuerdo a entrevistas con personas que viven en la zona. (Chow, 1994, p. 484)

2.1.7.1 *Curvas Intensidad-duración-frecuencia (IDF)*

Las curvas intensidad – duración – frecuencia, es un elemento de diseño, que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno. Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros obtenidos de pluviógrafos 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. Con los valores seleccionados, se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración. (Villón, 2002, p. 91)

En zonas donde no se cuenta con registros obtenido por pluviógrafos, se utiliza la metodología propuesta por IILA-UNI-SENAMHI, el cual será empleado en nuestro caso. Este método puede ser empleado directamente cuando no se cuenta con ningún registro de lluvias, pero cuando se tiene algún tipo de registro de lluvias como el caso de pluviómetros, estas curvas IDF, deben ser normalizadas a los valores de registro que se tienen. (VIVIENDAD, 2021, p. 23)

Curva IILA-UNI-SENAMHI

En el marco de un convenio de cooperación entre el Instituto Ítalo Latinoamericano – IILA, el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología –SENAMHI- y la Universidad Nacional de Ingeniería –UNI- en 1983, se desarrollaron una familia de curvas de intensidad–duración–frecuencia, para las distintas regiones del Perú, que tiene la siguiente formulación (VIVIENDAD, 2021, p. 30):

Para $t \leq 3$ horas

$$i(t, T) = a (1 + k \text{Log}T) * (t + b)^{n-1} \quad (25)$$

Ecuación 25 Intensidad de lluvia para $t < 3$ horas

Para $3 > t \geq 24$ horas

$$i(t, T) = a (1 + k \text{Log}T) * t^{n-1} \quad (26)$$

Ecuación 26 Intensidad de lluvia para $3 > t > 24$ horas

Dónde:

i	:	Intensidad de lluvia (mm/h)
a	:	Parámetro de intensidad (mm)
k	:	Parámetro de frecuencia (adimensional).
b	:	Parámetro (hora).
n	:	Parámetro duración (adimensional)
t	:	Duración (hora)
T	:	Tiempo de retorno.

Figura 4

Mapa para determinar parámetros método IILA-UNI-SENAMHI

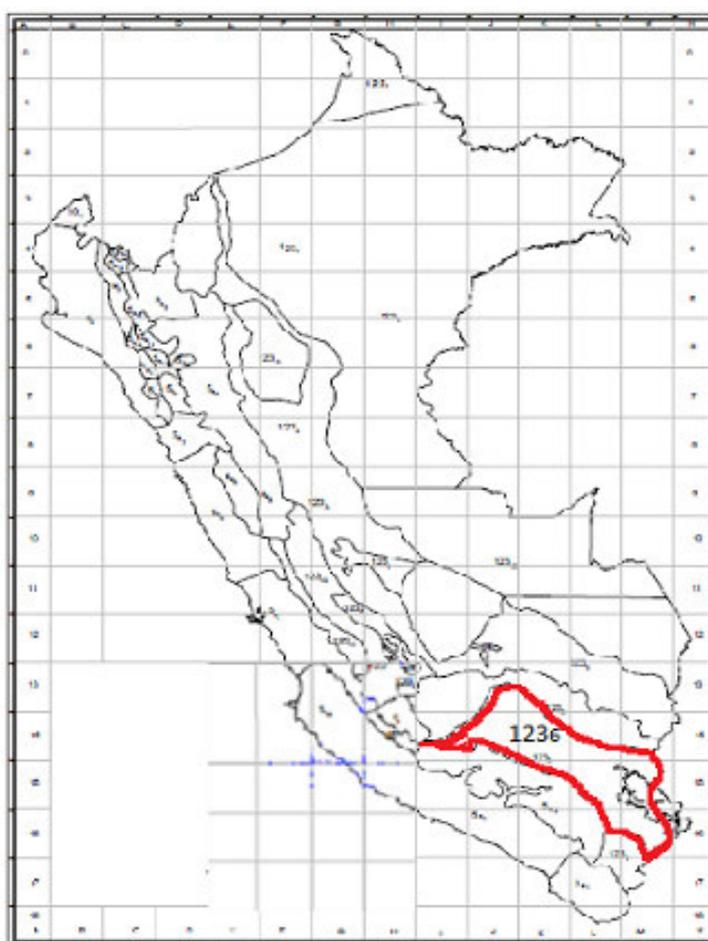


Gráfico 4 Mapa del Perú – Zona de Proyecto 1236

Nota. La región del Altiplano corresponde a la zona 1236, para los cual se determinan sus parámetros de acuerdo a las siguientes tablas:

Tabla 3*Parámetros de método IILA-UNI-SENAMHI (tabla 1)*

TABLA 1

ZONA	K'_g	Sub zona	ϵ_g	
123	0.553	123 ₁	85.0	v
		123 ₂	75.0	
		123 ₃	100-0.022 Y	
		123 ₄	70-0.019 Y	
		123 ₅	24.0	
		123 ₆	30.5	
		123 ₇	-2+0.006 Y	
		123 ₈	26.6	
		123 ₉	23.3	
		123 ₁₀	6+0.005 Y	
		123 ₁₁	1+0.005 Y	
		123 ₁₂	75.0	
		123 ₁₃	70.0	
4		4 ₁	20.0	
5a		5a ₁	-7.6+0.006 Y	Y>2300
		5a ₂	32-0.177 Dc	
		5a ₃	-13+0.010 Y	Y>2300
		5a ₄		
		5a ₅		
		5a ₆		
		5a ₇		
		5a ₈		
		5a ₉		
		5a ₁₀		
		5a ₁₁		
		5a ₁₂		
		5a ₁₃		
		5a ₁₄		
5b		5b ₁		
		5b ₂		
		5b ₃		
		5b ₄		
		5b ₅		
6		6 ₁		
9		9 ₁		
		9 ₂		
		9 ₃		
10		10 ₁		

Cuadro 8- Subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas y valores de los parámetros K'_g y ϵ_g que definen la distribución de Probabilidades en cada punto de éstas:

Tabla 4*Parámetros de método IILA-UNI-SENAMHI (tabla 2)*

TABLA 2

Sub zona	Estación	Nº Total de	Valor	Valor
		Estaciones	de n	de a
123 ₁	321 385	2	0.357	32.2
123 ₃	384 787 805	3	0.405	37.82-0.0083 Y
123 ₁₃	244 193	2	0.432	
123 ₅	850 903	2	0.353	9.2
123 _B	840 913 918 958	4	0.380	11.0
123 _B	654 674 679 709 713 714 732 745 752	9	0.232	14.0
123 ₉	769	1	0.242	12.1
123 ₁₀	446 557 594 653 672 696 708 711 712 715 717 724 757 773	14	0.254	3.01+0.0025 Y
123 ₁₁	508 667 719 750 771	5	0.286	0.46+0.0023 Y
5a ₂	935 968	2	0.301	14.1 - 0.078 Dc
5a ₅	559	1	0.303	-2.6+0.0031 Y
5a ₁₀	248	1	0.434	5.80+0.00009 Y

Cuadro 9- Valores de los parámetros a y n que juntamente con K', definen la curva de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas

2.1.7.2 Normalización de datos

Esta normalización se debe realizar ya que se ha calculado los valores de las precipitaciones proyectadas a un tiempo de retorno, pero estos valores no han sido considerados en las curvas IDF determinados por la metodología IILA-SENAMHI-UNI, por lo que estas curvas IDF deben ser normalizadas a estos valores de precipitación hallados para un tiempo de retorno. Luego a estos Hietogramas deber realizarse la normalización, utilizando el criterio de BLOQUES ALTERNOS, y tener los Hietogramas normalizados. Si se desea con estos Hietogramas normalizados se puede hallar las curvas IDF normalizadas (MTC, 2001, p. 41)

2.1.8 Infiltraciones

Si se emplea el Método Racional, este valor está representado por C (coeficiente de escorrentía). Si empleamos Hietogramas, debemos determinar la Precipitación en exceso o precipitación efectiva, el cual produce escorrentía, en este caso se puede utilizar el método de Numero de Curva, método desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS). El nombre del método deriva de una serie de curvas, cada una de las cuales lleva el numero N , que varían de 1 a 100. Donde $N= 100$, indica que toda la lluvia escurre y $N= 1$, indica que toda la lluvia se infiltra. Por lo que los números de curvas, representan coeficientes de escorrentía y su valor se halla de la caracterización del terreno. Para determinar el Número de Curva, se debe tener en cuenta los antecedentes de humedad, la calidad del tipo de suelo al que se denomina grupo hidrológico del suelo y al uso de la tierra. En cuanto a los antecedentes de humedad se clasifican en tres tipos, el cual depende de las lluvias antecedentes en cinco días. (Villón, Hidrología, 2002, p. 263)

Se muestra el cuadro de condición de humedad.

Tabla 5*Condición de humedad antecedente*

Condición de humedad antecedente (AMC)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (cm)	
	Estación seca	Estación de crecimiento
I (seca)	menor de 1.3	menor de 3.5
II (media)	1.3 a 2.5	3.5 a 5
III (húmeda)	más de 2.5	más de 5

La calidad del tipo de suelo, se divide en cuatro, se muestra a continuación:

Tabla 6*Clasificación hidrológica por grupo de suelos*

Grupo de suelos	Descripción
A Infiltración entre 7.62 - 11.43 m/hr	Son suelos que tienen altas tasas de infiltración (bajo potencial de escurrimiento) aún cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas o gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
B Infiltración entre 3.81 - 7.62 mm/hr	Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua.
C Infiltración entre 1.27 - 3.81 m/hr	Son suelos que tienen bajas tasas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua.
D Infiltración entre 0 - 1.27 m/hr	Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están formados mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua.

Los valores del número de curva se muestran a continuación:

Tabla 7

Número de curva por uso de suelos agrícola, suburbana y urbana

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

Modelo de Horton

Otro método para determinar infiltraciones, es el modelo de Horton (1939), que propuso en base a diferentes observaciones experimentales las siguientes ecuaciones: (ILLUDAS, 1974)

$$f(t) = f(c) + (f(o) - f(b)) * e^{-tk}$$

$$F(t) = f(c) * t + \frac{f(o) - f(c)}{k} (1 - e^{-tk})$$

Donde:

$f(t)$ = Es la tasa de infiltración en mm/hora o pulg/hora

$F(t)$ = Es la infiltración acumulada en mm/hora o pulg/hora

$f(c)$ = Tasa de infiltración constante final en mm/hora o pulg/hora

$f(o)$ =Tasa de infiltración inicial en mm/hora o pulg/hora

k = parámetro de forma.

Los valores de $f(c)$, $f(o)$ y k , son establecidas por diferentes observaciones experimentales, como lo establece en el boletín 58 del estado de Illinois, el cual es “The Illinois Urban Drainage Area Simulator”. (ILLUDAS)

2.1.9 Hidrogramas

Los hidrogramas son curvas que representan la variación del caudal en el tiempo y son obtenidos de un hietograma de tormenta. Para su cálculo se puede hacer uso de hidrogramas unitarios, ya que determina el volumen de escorrentía de 1 unidad de precipitación, como 1 cm o 1 mm. Para determinar el hidrograma, se requiere el tiempo de viaje de una gota de agua por la cuenca, hasta el punto de interés, a este tiempo se le conoce como tiempo de concentración, y es definido por la forma, tamaño, pendiente y longitud de la cuenca. (Linsley, 1977, p. 193)

Para la determinación de los hidrogramas, se realizó con la utilización del software de uso público Hec-Hms.

“Con el modelo Hec-Hms, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de una precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos” (Villón, 2007, p. 11)

2.1.10 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración, es el tiempo que dura una gota de agua, en trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el punto de evacuación final, que en nuestro caso sería el afluente de estudio. (Villón, 2002, p. 198)

Existen varios métodos, siendo los más utilizados el de Kirpich y de SCS, los cuales se muestran a continuación: (MTC, 2001, p. 39)

$$t_c = 0.001947 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (27)$$

Ecuación 27 Tiempo de concentración método Kirpich

Donde:

t_c = tiempo de concentración en minutos

L = longitud del cauce principal en metros

S = Pendiente del cauce en m/m

$$t_c = \frac{0.0136L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{S^{0.5}} \quad (28)$$

Ecuación 28 Tiempo de concentración método SCS

Donde:

t_c = tiempo de concentración en minutos

L = longitud del cauce principal en metros

S = Pendiente del cauce en m/m

CN = Numero de curva.

El tiempo de retardo, es el tiempo comprendido entre el centro de gravedad del hietograma y el centro de gravedad del hidrograma

El tiempo de retardo se calcula multiplicando 0.6 por el tiempo de concentración.

$$Tr = 0.6 * Tc \quad (29)$$

Ecuación 29 Ecuación de tiempo de retardo.

2.1.11 Tiempo de retorno

El tiempo de retorno, es el tiempo a futuro en años, en el que se asume, que un evento hidrológico se presente. Para su determinación, se considera el riesgo de falla admisible y la vida útil de la estructura. (MTC, 2001, p. 23)

Se presenta a continuación la fórmula para determinar el tiempo de retorno.

$$TR = \frac{1}{1 - (1 - R)^{\frac{1}{n}}} \quad (0)$$

Ecuación 30 Tiempo de retorno

Donde:

TR = Tiempo de retorno en años.

R = Riesgo de falla admisible en %

n = Vida útil de la estructura.

2.2 Aspectos hidráulicos.

En la construcción de modelos matemáticos de flujo, se hace uso de un elemento diferencial, al que usualmente se denomina volumen de control, el cual está supeditado a las leyes que gobiernan el movimiento de los fluidos, así como a las fuerzas que intervienen en el movimiento. Este modelo representado en un elemento diferencial también debe de cumplir las leyes en un volumen mucho más grande, como por ejemplo en flujo de agua en un canal. Estos modelos matemáticos de flujo son también corroborados, con modelos hidráulicos físicos a escala, con el objetivo de verificar el comportamiento en estructuras hidráulicas de mayores dimensiones. Previamente a la construcción de los modelos matemáticos de flujo, se debe conocer los conceptos que se indican a continuación. (Shames, 1995, p. 120)

2.2.1 Leyes de conservación

Las leyes de conservación que rigen el movimiento de fluidos son tres:

- Ley de conservación de masa,
- Ley de conservación de moméntum,
- Ley de conservación de energía.

2.2.1.1 *Ley de conservación de masa.*

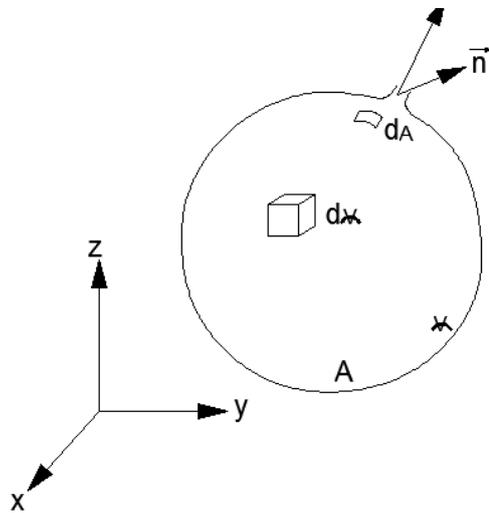
La ley de conservación de masa indica: “El cambio másico en un volumen de control, es igual al flujo másico que sale de dicho volumen de control”. (Streeter, 1987, p. 94)

Interpretando este concepto, la masa de agua que sale, es la misma cantidad de masa de agua que se reduce en un volumen de control. Para mayor interpretación, imaginaremos un globo con agua, del cual está saliendo una cantidad de agua por la boquilla, en un diferencial de tiempo.

Veamos la Figura 5:

Figura 5

Volumen de control para ley de conservación de masa.



Estableceremos la expresión matemática, de la masa que se reduce en el volumen de control, expresado en diferenciales:

Sabemos que la densidad es:

$$\rho = \frac{dm}{dV} \quad (31)$$

Ecuación 31 Densidad

Por lo que:

$$dm = \rho * dV \quad (32)$$

Ecuación 32 Diferencial de masa

Como estamos expresando la masa en función al volumen, para determinar el total de masa que se reduce se utiliza la integral triple, (volumen) y se tiene una parte de la expresión matemática de la fórmula de conservación de masa.

$$\iiint_{vc} \rho dV = \text{Cambio masico en el volumen de control} \quad (33)$$

Ecuación 33 Conservación de masa en un volumen de control

Seguidamente estableceremos la expresión matemática, de la masa que sale por la boquilla del volumen de control, por lo que podemos deducir el volumen que sale es igual a la velocidad de salida en la boquilla, multiplicado por el área de la boquilla y por una cantidad de tiempo.

$$dV = \vec{V} \cdot \vec{n} dA dt \quad (34)$$

Ecuación 34 Diferencia de volumen que sale de un volumen de control

En la expresión anterior, se tiene el diferencial de área, por lo que para determinar la masa total que sale, se multiplica por la densidad y se utiliza la integral doble, (área), y se tiene la otra expresión matemática de la fórmula de conservación de masa.

Establecido los conceptos anteriores, el enunciado de la ley de conservación de masa, y poniendo el signo negativo porque la masa disminuye, tenemos:

$$\iiint_{vc} \rho dV = - \iint_{sc} \rho \vec{V} \cdot \vec{n} dA dt \quad (35)$$

Ecuación 35 Ley conservación de masa, integrales de volumen y de superficie

Ordenando términos, tendríamos:

$$\frac{1}{dt} \iiint_{vc} \rho dV + \iint_{sc} \rho \vec{V} \cdot \vec{n} dA = 0 \quad (36)$$

Ecuación 36 Ley de conservación de masa igualado a cero.

Aplicando el teorema de la divergencia o teorema de gauss, el cual transforma integrales dobles a integrales triples, tendríamos.

$$\frac{1}{dt} \iiint_{vc} \rho dV + \iiint_{vc} \rho \nabla \cdot \vec{V} dV = 0 \quad (37)$$

Ecuación 37 Ley de conservación de masa con integrales triples

Siendo esta, la expresión de forma integral, de la ley de conservación de masa.

Notemos que tenemos ambas expresiones en términos de volumen, por lo que podemos simplificar para un volumen unitario, quedando:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \nabla \cdot \vec{V} = 0 \quad (38)$$

Ecuación 38 Ley de conservación de masa en diferenciales

Estableciendo el término de velocidad como:

$$\vec{V} = u_{(x,y,z,t)} \vec{i} + v_{(x,y,z,t)} \vec{j} + w_{(x,y,z,t)} \vec{k} \quad (39)$$

Ecuación 39 Vector de velocidades en tres dimensiones

Y el operador nabla (Δ), tiene la siguiente expresión.

$$\Delta = \frac{\partial}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial}{\partial z} \vec{k} \quad (40)$$

Ecuación 40 Operador nabla

La ecuación de continuidad se puede expresar:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = 0 \quad (41)$$

Ecuación 41 Ecuación de continuidad para flujo no permanente

Si consideramos un fluido incompresible, es decir que la densidad es constante, que es el caso de estudio, tendríamos que la ecuación de continuidad sería de la forma siguiente:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (42)$$

Ecuación 42 Ecuación de continuidad para flujo permanente**2.2.1.1.1 Ley de conservación de moméntum**

La ley de Conservación de moméntum establece: “El cambio de moméntum respecto al tiempo en un volumen de control, debe ser igual a la sumatoria de fuerzas que actúan en dicho volumen de control” (Streeter, 1987, p. 96)

Sabemos que, el moméntum es el producto de la masa por la velocidad.

$$\text{Moméntum} = m \vec{V} \quad (43)$$

Ecuación 43 Ecuación de moméntum

En la primera parte de la ley de conservación de moméntum indica, el cambio de moméntum respecto al tiempo en un volumen de control, expresando dicho concepto en una formulación matemática, y haciendo uso de la ecuación 2, sabiendo también que el cambio de la velocidad respecto al tiempo, representa la aceleración, se puede escribirse de la siguiente manera:

$$m \frac{d\vec{V}}{dt} = \rho dV \frac{d\vec{V}}{dt} = m \vec{a} \quad (44)$$

Ecuación 44 Cambio de moméntum respecto al tiempo

Esta expresión representa las fuerzas inerciales asociadas ha dicho volumen de control, en forma integral se puede expresar:

$$\iiint_{vc} \rho \frac{d\vec{V}}{dt} dV \quad (45)$$

Ecuación 45 Fuerzas inerciales en forma integral

Incorporando el término de sumatoria de fuerzas, se tendría la segunda ley de Newton, el cual expresa la ecuación de movimiento, donde la sumatoria de fuerzas es igual a la masa por la aceleración,

$$m \frac{d\vec{V}}{dt} = m \vec{a} = \sum F \quad (46)$$

Ecuación 46 Segunda ley de Newton

Que es la representación de la segunda ley de Newton, representando esta expresión las fuerzas inerciales, asociadas ha dicho volumen de control.

Podemos expresar la ley de conservación de moméntum, considerando los tipos de fuerzas volumétricas y fuerzas superficiales, esta ecuación podría expresarse como:

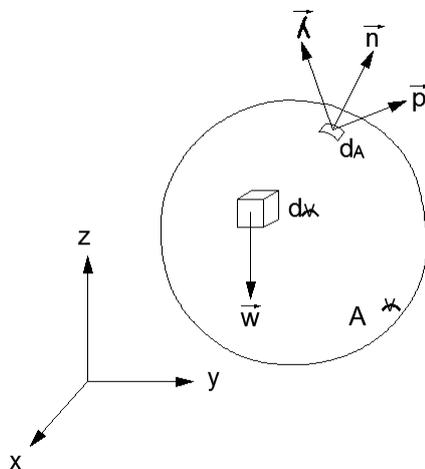
$$m \frac{d\vec{V}}{dt} = \sum F_V + \sum F_S \quad (47)$$

Ecuación 47 Ley de conservación de moméntum

Para determinar las demás fuerzas nos apoyaremos en el siguiente volumen de control.

Figura 6

Volumen de control para ley de conservación de moméntum



En cuanto a la sumatoria de fuerzas que actúan en dicho volumen de control, tenemos fuerzas volumétricas, que corresponde al peso e inercia y las fuerzas superficiales que corresponde a la presión, viscosidad, fricción y deformación.

2.2.2 Fuerzas que intervienen en el estudio de movimiento de fluidos

Las fuerzas que intervienen en el estudio de los fluidos se pueden clasificar en dos:

- 1.- Fuerzas volumétricas o másicas o fuerzas conservativas.
- 2.- Fuerzas superficiales o no conservativas.

Fuerzas másicas o fuerzas volumétricas o fuerzas conservativas

Como su nombre lo indica, son fuerzas que están asociadas a la masa, se tienen dos fuerzas:

- 1.- Inercia,
- 2.- Peso o fuerza gravitacional.

Las fuerzas másicas o fuerzas volumétricas están asociadas a las fuerzas de inercia (Fuerza=masa*aceleración) y la fuerza gravitacional de peso (Peso=masa*gravedad), y es donde la masa se encuentra presente, por ello también se les denomina fuerzas másicas, y como la masa está en función al volumen (masa=densidad*volumen), también se les denomina fuerzas volumétricas.

Inercia

La inercia en mecánica establece que es una medida de dificultad para cambiar el estado de la materia de reposo a movimiento o viceversa de un cuerpo.

La inercia mecánica depende de la cantidad de masa por la aceleración producida, y esto corresponde a la segunda ley de Newton.

$$F = m * \vec{a} \quad (48)$$

Ecuación 48 Fuerzas inerciales

Fuerzas Gravitacionales o peso

El peso es la fuerza de atracción gravitatoria que ejerce la Tierra sobre los cuerpos que hay sobre ella y está dirigida siempre hacia el suelo.

En la mayoría de los casos prácticos se puede suponer que la gravedad tiene un valor constante cuyo valor es 9.81 m/s^2

Para el peso solo se cambia la aceleración por la gravedad.

$$W = m * \vec{g} \quad (49)$$

Ecuación 49 Fuerzas gravitacionales

Para la ley de conservación de moméntum establecería la siguiente relación.

$$dw = dm * \vec{g} = \rho \vec{g} dV \quad (50)$$

Ecuación 50 Forma diferencial de fuerza gravitacional

E integrando.

$$W = \iiint_{v_c} \rho \vec{g} dV \quad (51)$$

Ecuación 51 Forma integral de fuerza gravitacional

Fuerzas superficiales o fuerzas no conservativas

Como su nombre lo dice son fuerzas que se aplican a superficies y dentro de estas tenemos:

- 1.- Fuerzas debidas a la presión,
- 2.- Fuerzas debidas a la viscosidad y/o fricción,

3.- Fuerzas debidas a la deformación.

Fuerzas debidas a la presión

Se define como presión la a fuerza normal por unidad de superficie, de ahí su nombre de fuerzas superficiales.

Presión en un punto, está definido por el peso específico por profundidad.

$$P = \gamma * h \quad (52)$$

Ecuación 52 Presión en un punto

Y la fuerza por presión esta defino por la presión por el área:

$$F = P * A \quad (53)$$

Ecuación 53 Fuerza por presión

Las unidades de presión dependen del sistema de unidades y pueden ser en N/m² (Pascal), Kg-fuerza/cm², libras/pulgada² (PSI), bares, metros de columna de agua, mm de Mercurio, atmosferas, etc.

Fuerzas debidas a la viscosidad y fricción

El movimiento de un fluido por un conducto va inevitablemente acompañado de una pérdida paulatina de energía, debido a la oposición al movimiento por las fuerzas viscosas y de fricción de las paredes del conducto y de ahí que se le domina también fuerzas no conservativas.

Existen fluidos con mayor viscosidad que otros y estos presentan mayor resistencia a fluir que los que tienen menor viscosidad.

Las experiencias han demostrado que esta fuerza aplicada al fluido es directamente proporcional al área de aplicación de la fuerza, a la velocidad con que se deforma o fluye y a un factor denominado viscosidad, e inversamente proporcional a su espesor o altura.

(54)

$$F = \mu \frac{AV}{h}$$

Ecuación 54 Fuerza por viscosidad

En cuanto a la fricción se refiere al rozamiento que se produce entre el fluido y el área superficial del conducto que contiene a dicho fluido, el que también presenta una resistencia al movimiento del fluido, para su determinación se hace uso de un esfuerzo tangencial al que se le denomina tensión tractiva o esfuerzo tractivo multiplicado por la superficie de contacto.

$$F = \tau_o * \text{superficie de contacto} = \lambda * A \quad (55)$$

Ecuación 55 Fuerza por fricción

Para la ley de conservación de moméntum establecería la siguiente relación.

$$\Sigma F_s = - \iint_{sc} P \cdot \vec{n} \, dA + \iint_{sc} \vec{\lambda} \cdot \vec{n} \, dA \quad (56)$$

Ecuación 56 Forma integral de fuerzas superficiales

Escribiendo todos los términos:

$$\iiint_{vc} \rho \frac{d\vec{v}}{dt} dV = \iiint_{vc} \rho \vec{g} dV - \iint_{sc} P \cdot \vec{n} \, dA + \iint_{sc} \vec{\lambda} \cdot \vec{n} \, dA \quad (57)$$

Ecuación 57 Forma integral de fuerzas volumétricas y superficiales

Aplicando el teorema de la divergencia o teorema de gauss, para transformar integrales dobles a integrales triples, y aplicando tensores para los esfuerzos cortantes, tendríamos.

$$\iiint_{vc} \rho \frac{d\vec{v}}{dt} dV = \iiint_{vc} \rho \vec{g} dV - \iiint_{vc} \nabla \cdot P \, dV + \iiint_{vc} \nabla \cdot \tau_{i,j,k} \, dV \quad (58)$$

Ecuación 58 Ley de conservación de moméntun en forma integral

Como todos los términos están referidos al volumen de control, podemos simplificar y tendríamos:

$$\rho \frac{d\vec{V}}{dt} = \rho \vec{g} - \nabla \cdot P + \nabla \cdot \tau_{i,j,k} \quad (59)$$

Ecuación 59 Ley de conservación de moméntum en forma diferencial

La derivada indicada en la primera expresión es la derivada total, y expresando los tensores en modo vectorial y utilizando la viscosidad dinámica, tenemos:

$$\rho \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \rho(\vec{V} \cdot \nabla)\vec{V} = \rho \vec{g} - \nabla \cdot P + \mu \left(\frac{1}{3} \nabla(\nabla \cdot \vec{V}) + \nabla^2 \vec{V} \right) \quad (60)$$

Ecuación 60 Ecuación de Navier Stokes

Para fluidos de viscosidad nula o viscosidad muy baja, es decir cuando $\mu = 0$ o es despreciable, las ecuaciones resultantes se denominan ecuaciones de Euler que se utilizan en el estudio de fluidos compresibles y en ondas de choque: (Streeter, 1987, p. 324)

$$\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + (\mathbf{v} \cdot \nabla)(\mathbf{v}) + \frac{1}{\rho} \nabla P = \mathbf{g} \quad (61)$$

Ecuación 61 Ecuación de Euler

Por otra parte, si se considera un fluido viscoso pero incompresible, entonces la ρ puede ser considerada constante (como en un líquido) y las ecuaciones resultan ser: (Shames, 1995, p. 403)

$$\rho \left(\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} \right) = \mu \left[\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \right] - \frac{\partial P}{\partial x} + \rho g_x \quad (62)$$

Ecuación 62 Ecuación de moméntum en eje x

$$\rho \left(\frac{\partial v_y}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) = \mu \left[\frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2} \right] - \frac{\partial P}{\partial y} + \rho g_y \quad (63)$$

Ecuación 63 Ecuación de moméntum en eje y

$$\rho \left(\frac{\partial v_z}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = \mu \left[\frac{\partial^2 v_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} \right] - \frac{\partial P}{\partial z} + \rho g_z \quad (64)$$

Ecuación 64 Ecuación de moméntum en eje z

Este conjunto de ecuaciones es conocido como la ecuación de Navier Stokes.

Fuerzas debidas a la deformación

Este tipo de fuerzas se origina en fluidos en movimiento y en circunstancias que exista un cambio de forma del fluido o un cambio de forma del conducto por donde se traslada el fluido, lo que origina que se presenten presiones laterales por dicha deformación.

La incorporación de estas fuerzas en el volumen de control está supeditada al caso de estudio.

2.2.2.1 Ley de conservación de energía

La ley de conservación de energía está asociado a la primera ley de termodinámica, el cual establece que: “La transferencia de calor en un volumen de control es igual al cambio de energía más la sumatoria del trabajo de las fuerzas no conservativas en dicho volumen de control”. (Streeter, 1987, p. 95)

En este enunciado se puede expresar con la siguiente fórmula:

$$Q = \Delta E + \sum_{F.N.C.} W \quad (65)$$

Ecuación 65 Ley de conservación de energía

Se define la energía, a la capacidad que tienen los cuerpos para desarrollar cierto trabajo.

El trabajo se produce cuando una fuerza moviliza un cuerpo liberando energía. El trabajo es igual a la fuerza multiplicada por la distancia.

Relacionando la energía con el trabajo, podríamos expresar que el cambio de energía es igual a la sumatoria de los trabajos realizados por las fuerzas conservativas.

Se podría establecer la primera ley de termodinámica como: La transferencia de calor de un volumen de control, es igual a la sumatoria de trabajo de fuerzas conservativas más el trabajo de las fuerzas no conservativas:

$$Q = \sum_{F.C} W + \sum_{F.N.C.} W \quad (66)$$

Ecuación 66 Primera ley de termodinámica

Las fuerzas conservativas, son las que están asociados a la masa o el volumen, siendo estas la Inercia y el peso debido a la gravedad.

Las fuerzas no conservativas están asociados a la superficie y son debidas a la presión, a la fricción y a la deformación.

Los tipos de energía son varios, pero para nuestro caso son la energía cinética y la energía potencia; estando asociada la energía cinética a la inercia y la energía potencial al peso.

Para determinar la expresión en integrales, multiplicamos las fuerzas por la distancia (ds).

$$Q = \left(\iiint_{vc} \rho \frac{d\vec{V}}{dt} dV \right) ds + \left(\iiint_{vc} \rho \vec{g} dV \right) ds + \left(\iint_{sc} P \cdot \vec{n} dA \right) ds + \left(\iint_{sc} \vec{\lambda} \cdot \vec{n} dA \right) ds \quad (67)$$

Ecuación 67 Ley de conservación de energía en forma integral

En el caso de movimiento de fluidos el valor del calor (Q), es bastante pequeño por lo que este valor puede ser despreciado e igualado a cero, llamando se a esto un proceso adiabático.

Cabe señalar que con la ley de conservación de energía se obtiene la ecuación de Bernoulli, el cual también es posible obtenerlo con la ley de conservación de momento, el cual es más utilizado, por lo que esta ley no está muy difundida para problemas hidráulicos.

2.2.3 Modelo Lagrangiano y Euleriano en el movimiento de fluidos

Existen dos formas de analizar el movimiento de un cuerpo y específicamente de un fluido, estos son el modelo Lagrangiano y el modelo Euleriano.

Enfoque Lagrangiano, estudia el movimiento de una partícula fluida y como esta se desplaza en todo el medio fluido por ejemplo en un tubo de corriente; es decir en el enfoque Lagrangiano se sigue a la partícula por el espacio, el cual está en función de la velocidad y del tiempo. Enfoque Euleriano, estudia el movimiento de una partícula en una región determinada, no siguiendo a la partícula por el espacio, es decir en el enfoque Euleriano estudia una propiedad del fluido, que estará en función del vector posición y del tiempo, es decir en el espacio y tiempo. Esta región de estudio se suele definir como un volumen de control fijo, esto es ventajoso para la mecánica de fluidos, considerando que uno puede determinar varias propiedades del fluido en dicha región, como es la densidad, velocidad, aceleración, caudal, presión, energía, cantidad de movimiento, etc. (Munson, 2004, p. 147)

La mayoría de softwares de dinámica de flujo computacional, usan el enfoque Euleriano como son el HEC-RAS, SWMM, IBER, etc, es decir se basan en la creación de un volumen de control en el que se aplican las leyes del movimiento, las fuerzas que actúan y las condiciones de frontera, analizando las propiedades del fluido o del flujo que entra y sale.

2.2.4 Tipos de fluido

Existen varias clasificaciones, dentro de las cuales nombraremos las siguientes:

- Gases y líquidos
- Fluidos Newtonianos y no Newtonianos

- Fluidos ideales, viscosos y reales.

2.2.4.1 Gases (fluidos Compresibles) y líquidos (fluidos incompresibles)

Ambos tipos de fluidos, tienen la propiedad de no tener forma propia y que estos fluyen al aplicarles fuerzas externas. Los líquidos y los gases son diferentes entre sí, pero juntos conforman lo que se conoce como fluidos, denominados así por su capacidad de fluir o escurrir.

La diferencia está en la llamada compresibilidad. Para el caso de los gases estos pueden ser comprimidos reduciendo su volumen. Por lo tanto: Los gases son compresibles fácilmente ante fuerzas externas, Los líquidos son difíciles de comprimir, se requeriría fuerzas externas importantes, por lo que se considera prácticamente incompresibles. (Dominguez, 1999, p. 17)

En nuestro modelo hidráulico, se utilizará un fluido incompresible, por lo que representa que la densidad se mantendrá constante en el tiempo y en espacio.

2.2.4.2 Fluidos Newtonianos y no Newtonianos

En los fluidos Newtonianos, hay una relación lineal entre la magnitud del esfuerzo cortante y la rapidez de deformación. (Streeter, 1987, p. 4)

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (68)$$

Ecuación 68 Ley de viscosidad de Newton

Donde

τ = Esfuerzo tangencial debido al efecto de viscosidad Newton/m².

μ = viscosidad dinámica Newton x segundo/ m² o Pascal x segundo.

$\frac{du}{dy}$ = es la rapidez de deformación, esto es la razón de cambio de la velocidad respecto

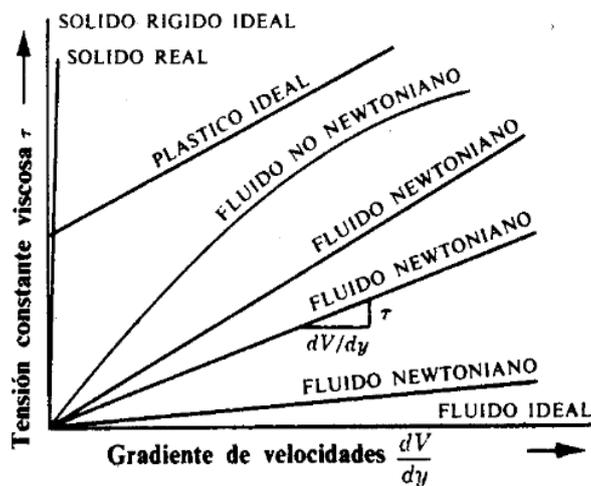
a la profundidad o espesor, también se le conoce como gradiente de velocidad.

A la ecuación mostrada se le conoce como la ley de viscosidad de Newton.

En los fluidos no Newtonianos hay una relación no lineal entre la rapidez de deformación o gradiente de velocidad y la magnitud del esfuerzo cortante o tensión constante de viscosidad. (Streeter, 1987, p. 5)

Figura 7

Fluidos Newtonianos y no Newtonianos



Para el caso específico del agua, cuando este se mueve con una velocidad bastante baja, se produce un tipo de flujo llamado laminar y conforme va aumentando la velocidad llega a pasar a flujo llamado turbulento.: (Rocha, 2007, p. 52)

El agua en condiciones de flujo laminar se comporta como un fluido Newtoniano y cuando está en condiciones de flujo turbulento deja de comportarse como fluido Newtoniano. El parámetro que establece si un fluido es laminar o turbulento es el Número de Reynolds, cuya expresión matemática

$$R_e = \frac{\rho \cdot V \cdot R}{\mu} \quad (69)$$

Ecuación 69 Número de Reynolds

Donde:

ρ = Densidad en kg/m^3

μ = viscosidad dinámica en Newton x segundo/ m² o Pascal x segundo

V= Velocidad media en m/s

R= Radio hidráulico (Área entre perímetro mojado) en m

Para nuestro modelo se hará uso de un fluido no newtoniano, considerando que el flujo será turbulento.

2.2.4.3 *Fluido ideal, fluido viscoso y fluido real*

Esta clasificación se ha establecido considerando las fuerzas que intervienen en un fluido en el desarrollo del movimiento, con las que se elaboran las fórmulas utilizadas en la mecánica de fluidos.

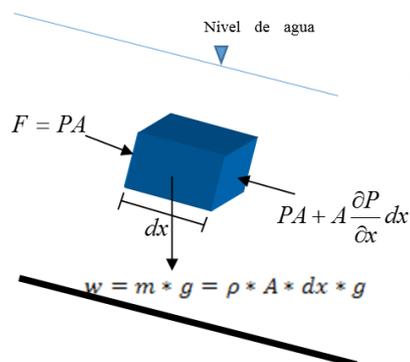
Fluido ideal

Es un fluido suponiendo que no tiene viscosidad y es indeformable, por lo que solo existen fuerzas por presión y gravedad (Streeter, 1987, p. 323).

Veamos las fuerzas que actúan sobre un volumen de control de forma de paralelepípedo, en un flujo unidimensional.

Figura 8

Fuerzas que actúan en un fluido ideal

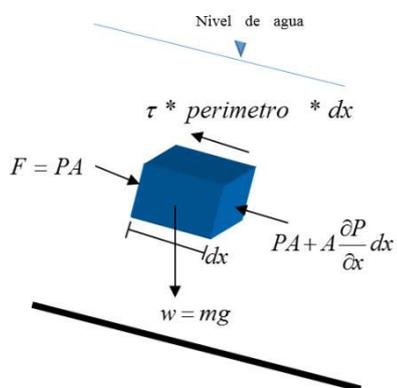


Fluido viscoso

Es un fluido mucho más cercano a la realidad y que comprende una resistencia a la acción de fluir debido a la viscosidad, pero se sigue considerando que es indeformable. Por lo que al modelo anterior hay que adicionarle una fuerza de resistencia originado por viscosidad, identificado como un esfuerzo cortante. (Munson, 2004, p. 310)

Figura 9

Fuerzas que actúan en un fluido viscoso



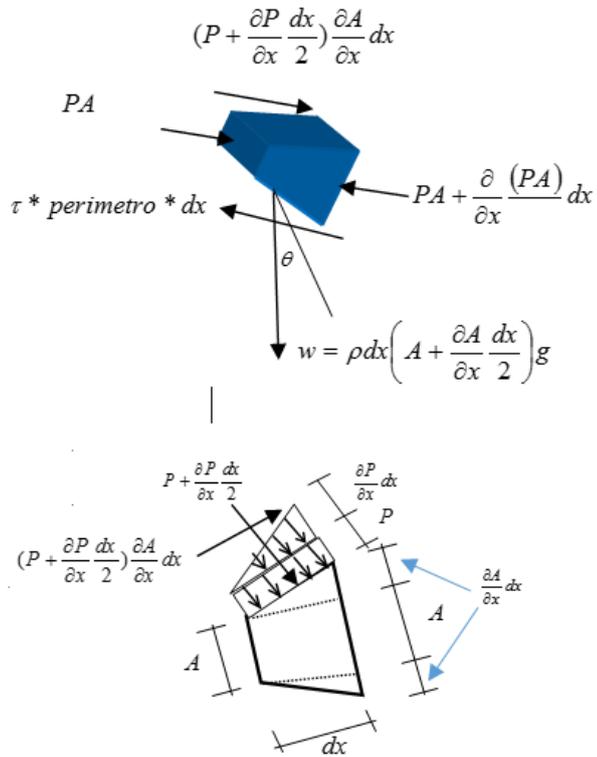
Fluido real

Es un fluido que tiene viscosidad y es deformable, por lo que se debe adicionar fuerzas que se generan por presiones laterales debidas a la deformación.

Se presenta a continuación, las fuerzas que actúan en un fluido real.

Figura 10

Fuerzas que actúan en un fluido real



Dónde:

F=Fuerza en Newtons

P=Presión en Newtons/m²

A=Área en m²

m=Masa en kg

g=Gravedad en m/s²

ρ =densidad en kg/m³

w=Peso en Newtons

$\frac{\partial(PA)}{\partial x} dx =$ Relación de cambio de la presión y del área respecto a la distancia. (Newtons/m²).

dx=Longitud del elemento en m.

τ =Esfuerzo cortante en (Newtons/m²).

$(P + \frac{\partial P}{\partial x} \frac{dx}{2}) \frac{\partial A}{\partial x} dx$ Fuerza originada por la deformación del volumen de control respecto a la distancia, en Newtons.

Para la construcción del modelo hidráulico, se desarrollará con un fluido real.

2.2.5 Tipos de flujo

Los tipos de flujos se pueden clasificar de distintas maneras, algunos de estos los describiremos y consideraremos su uso para desarrollar el modelo hidráulico.

- 1.- Flujo unidimensional, flujo bidimensional, flujo tridimensional,
- 2.- Flujo rotacional y no rotacional,
- 3.- Flujo a régimen permanente y flujo a régimen no permanente,
- 4.- Flujo a régimen uniforme y flujo régimen no uniforme,
- 5.- Flujo Laminar y flujo Turbulento
- 6.- Flujo crítico, subcrítico y supercrítico.

2.2.5.1 *Flujo unidimensional, flujo bidimensional, flujo tridimensional*

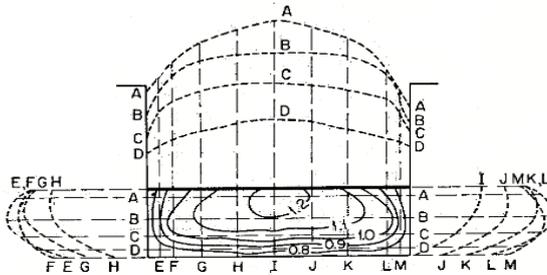
Al movimiento de un fluido, se le conoce como flujo y está asociado a la cantidad de fluido que está en movimiento, usualmente a la cantidad de fluido se le denomina caudal, que se expresa en unidad de volumen por segundo; otro valor importante es la velocidad en que se

mueve el fluido, el cual se expresa en unidad de longitud por segundo, y el caudal se determina multiplicando la velocidad por el área que ocupa dicho fluido, el área es expresada en unidades de superficie, es decir en metros cuadrados.

La velocidad en una sección de un canal o tubería no es igual en toda la sección, presentándose menores velocidades cercanas a la superficie de contacto y mayores velocidades cuanto más alejadas estén de esta, por lo que se tiene una distribución de velocidades en toda la sección. (Chow, 1994, p. 24)

Figura 11

Distribución de velocidades en un canal rectangular

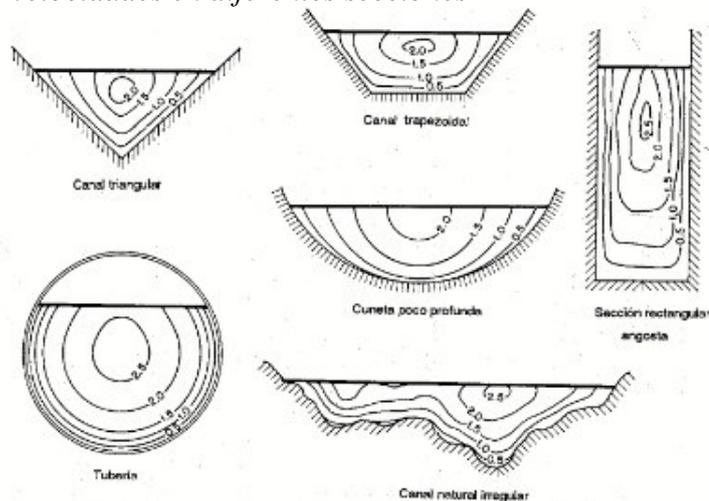


Fuente: Hidráulica de canales abiertos Ven te Chow

Nota. Distribución de velocidades en un canal rectangular con isoyetas de velocidades siendo el valor de 1 a la ubicación de la velocidad promedio.

Figura 12

Distribución de velocidades en diferentes secciones

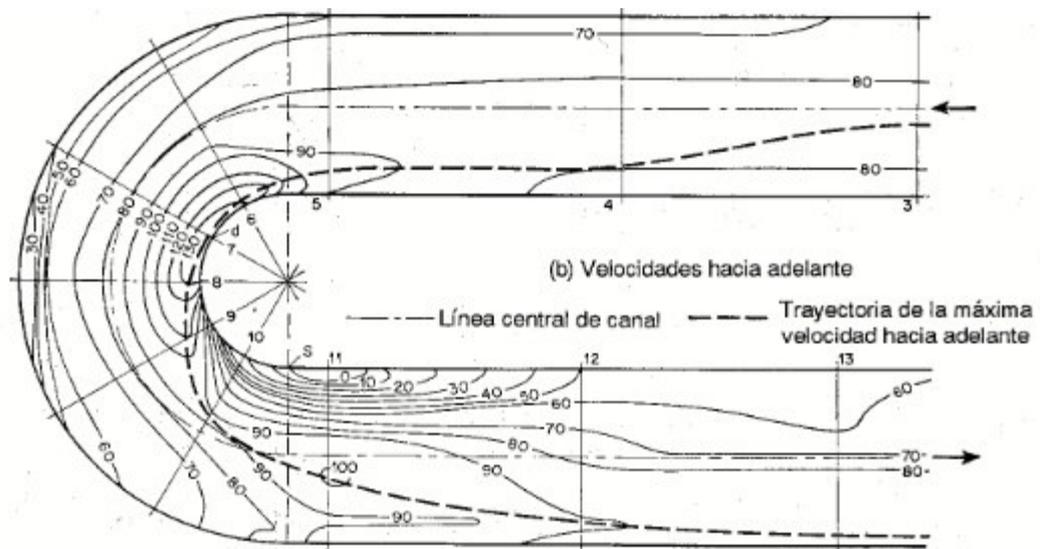


Fuente: Hidráulica de canales abiertos Ven te Chow

Nota. Distribución de velocidades en diferentes secciones, el valor 1 representa la velocidad promedio.

Figura 13

Distribución de velocidades en curva de 180°



Fuente: Hidráulica de canales abiertos Ven te Chow

Nota. Distribución de velocidades en planta, de una curva de 180°, las velocidades están en cm/s, siendo la velocidad promedio en la entrada de 0.78 cm/s.

Por lo tanto, corroboramos que en el movimiento del fluido se presenta diferentes velocidades, por lo que la expresión matemática de la velocidad instantánea se puede expresar como el siguiente vector:

$$\vec{v} = u(x, y, z, t) \vec{i} + v(x, y, z, t) \vec{j} + w(x, y, z, t) \vec{k} \quad (70)$$

Ecuación 70 Vector velocidad en tres dimensiones.

Y podríamos calcular el caudal que circula por una sección, como la siguiente integral:

$$Q = \iint_A \vec{V} \cdot \vec{n} * dA \quad (71)$$

Ecuación 71 Caudal en forma integral para un flujo tridimensional

Donde:

\vec{V} =Esta es una representación de la velocidad en el espacio y tiempo, con componentes en la dirección de x, y, z. y \vec{n} es el vector unitario normal a la superficie.

Es de interés para el presente estudio el componente inercial en el movimiento del fluido, el cual está asociado a la aceleración; en este sentido para su representación hacemos uso de la derivada total, el cual representa el cambio de la velocidad respecto al tiempo y al espacio. Su expresión general es:

$$\vec{a} = \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + (\vec{V} \cdot \nabla) \vec{V} \quad (72)$$

Ecuación 72 Aceleración para un flujo no permanente

Donde:

$$\vec{V} = u_{(x,y,z,t)} \vec{i} + v_{(x,y,z,t)} \vec{j} + w_{(x,y,z,t)} \vec{k}$$

$$\Delta = \frac{\partial}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial}{\partial z} \vec{k}$$

Operando los términos anteriores, tenemos:

$$\begin{aligned} \vec{a} = & \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) \vec{i} + \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) \vec{j} \\ & + \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) \vec{k} \end{aligned} \quad (73)$$

Ecuación 73 Aceleración para un flujo tridimensional.

Es sobre estas representaciones de velocidad y aceleración, es que se clasifican en flujo unidimensional, bidimensional y tridimensional.

Flujo unidimensional

En base a la descripción anterior, esta clasificación representaría una simplificación del movimiento real, estableciendo que el movimiento de un fluido es en un solo sentido, por lo general en “x”.

Bajo este esquema solo tendrá el componente de la velocidad en una dirección, esto es:

$$\vec{v} = u(x, t) \vec{i} \quad (74)$$

Ecuación 74 Velocidad para un flujo unidimensional no permanente

Y la aceleración se representaría por:

$$\vec{a} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} \quad (75)$$

Ecuación 75 Aceleración para un flujo unidimensional no permanente

Este modelo representa un cambio de la velocidad en el tiempo y también un cambio de la velocidad en el espacio unidimensional.

Observemos que en las fórmulas anteriores la velocidad solo cambia respecto a “x”, esto es porque se está utilizando una velocidad promedio, se halla dividiendo el caudal entre la sección hidráulica y se le puede representar a la velocidad promedio con la letra u o con V.

$$u = V = \frac{Q}{A} \quad (76)$$

Ecuación 76 Velocidad para un flujo unidimensional permanente

Aclaraciones:

Para los cambios de dirección, por ejemplo, una curva en un canal, la sobre elevación que se presenta por fuerzas centrífugas se calculan con la velocidad promedio del modelo unidimensional.

Para la construcción del modelo hidráulico unidimensional se hará uso de la ecuación anterior.

Flujo bidimensional

Es lógico entender que todas las partículas se mueven en el sentido del flujo, pero de manera errática donde la velocidad va a tener componentes en dirección de “x”, “y” y “z”, siendo z el componente vertical.

En un flujo bidimensional la velocidad se descompone en dos direcciones, por lo que la velocidad tendrá componentes en “x” y “y”.

$$\vec{v} = u(x, y, t) \vec{i} + v(x, y, t) \vec{j} \quad (77)$$

Ecuación 77 Velocidad para un flujo bidimensional no permanente

En cuanto al componente z, se supone que todas las partículas fluyen en planos paralelos, con una distribución de velocidades, pero para el presente modelo se toman las velocidades promediadas verticales en las direcciones “x” y “y”

La aceleración se expresa como:

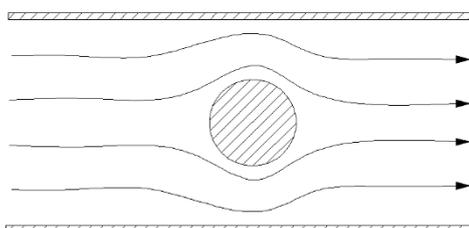
$$\vec{a} = \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right) \vec{i} + \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} \right) \vec{j} \quad (78)$$

Ecuación 78 Aceleración para un flujo bidimensional no permanente

El cual representa el cambio de la velocidad en el tiempo y en el espacio “x” y “y”.

Figura 14

Imagen de un flujo bidimensional



Flujo tridimensional

Es el flujo más general, en el cual la velocidad tiene tres componentes en direcciones perpendiculares y son en función de (x, y, z, t)

$$\vec{v} = u(x, y, z, t) \vec{i} + v(x, y, z, t) \vec{j} + w(x, y, z, t) \vec{k} \quad (79)$$

Ecuación 79 Velocidad para un flujo tridimensional no permanente

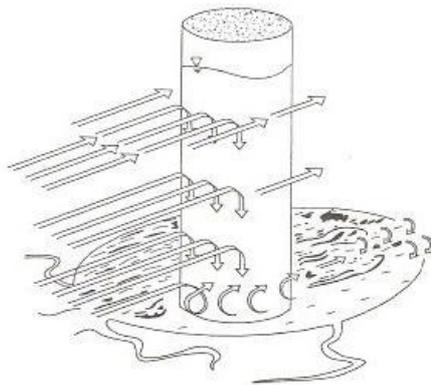
$$\begin{aligned} \vec{a} = & \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) \vec{i} + \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) \vec{j} \\ & + \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) \vec{k} \end{aligned} \quad (80)$$

Ecuación 80 Aceleración para un flujo tridimensional no permanente.

Para flujos tridimensionales, los métodos de análisis son en general matemáticamente complejos y no son de aplicación práctica en la ingeniería civil.

Figura 15

Imagen de flujo tridimensional



En la presente tesis no se considera el flujo tridimensional.

2.2.5.2 Flujo rotacional y flujo irrotacional

Si las partículas del flujo correspondiente a las líneas de corriente dentro de una región tienen rotación en torno a cualquier eje se llama flujo rotacional o flujo de vórtice, esto es:

$$\omega = \frac{1}{2} \nabla \times V \quad (81)$$

Ecuación 81 Flujo rotacional

En la ecuación anterior se tiene el producto vectorial del operador nábla y el vector velocidad.

Si se asume que en las líneas de corriente no se producirán rotaciones, se llama flujo irrotacional. Para nuestro modelo hidráulico se considera un flujo irrotacional.

2.2.5.3 *Flujo permanente y no permanente*

Se entiende por un flujo a régimen permanente, cuando no se presentan cambios de la velocidad con el transcurso del tiempo, en una sección dada. También se puede extender cuando cualquiera de las propiedades del fluido como densidad, presión, temperatura, energía, no cambian con el tiempo. (Sotelo, 1997, p. 97)

Eso es:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (82)$$

Ecuación 82 Derivada de velocidad para flujo permanente

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (83)$$

Ecuación 83 Derivada de caudal para flujo permanente

Un flujo a régimen no permanente es cuando las condiciones de velocidad u otra propiedad cambian con el tiempo, respecto a una sección dada.

$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0 \quad (84)$$

Ecuación 84 Derivada de velocidad para un flujo no permanente

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0 \quad (85)$$

Ecuación 85 Derivada de caudal para un flujo no permanente

Para nuestro análisis, desarrollaremos el modelo de flujo permanente en el modelo bi-dimensional y no permanente el modelo unidimensional.

2.2.5.4 *Flujo uniforme y flujo no uniforme*

Se entiende por un flujo uniforme cuando no se presenta cambios de velocidad en cualquier sección de un conducto (tubería o canal). El flujo uniforme ocurre cuando la velocidad es idénticamente el mismo para cualquier sección transversal, esto sucede cuando el conducto es prismático o sea no cambia de sección en su recorrido. (Giles, 1969, p. 71)

$$\frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (86)$$

Ecuación 86 Derivada de velocidad para flujo uniforme

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (87)$$

Ecuación 87 Derivada de caudal para flujo uniforme

Cuando se presentan cambios de sección en un conducto, se presentaría un cambio de velocidad, en caso de canales de presentarse un cambio de pendiente del fondo, también se produciría un cambio de velocidad, en estos casos el régimen de flujo es no uniforme y su expresión matemática sería:

$$\frac{\partial V}{\partial x} \neq 0 \quad (88)$$

Ecuación 88 Derivada de velocidad para flujo no uniforme

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \neq 0 \quad (89)$$

Ecuación 89 Derivada de caudal para flujo no uniforme

Para nuestro análisis, desarrollaremos el modelo de flujo no uniforme.

2.2.5.5 *Flujo laminar y flujo turbulento*

Flujo laminar

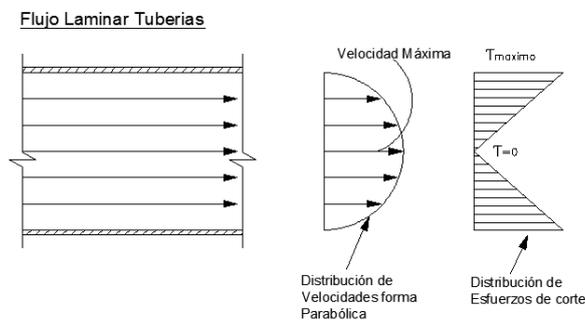
Las partículas del fluido se mueven a lo largo de trayectoria suaves en láminas o capas, deslizándose suavemente una capa sobre la otra. Para que sea flujo laminar la velocidad debe ser muy pequeña, por lo que este tipo de flujo se encuentra muy poco, se encuentra también en un flujo subterráneo.

También se produce un flujo Laminar cuando las fuerzas viscosas son más fuertes que las fuerzas inerciales.

La distribución de velocidades en flujos laminares es del tipo parabólico.

Figura 16

Flujo laminar en tuberías.

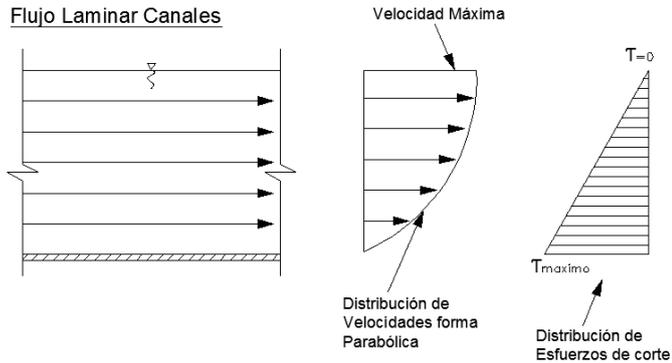


Nota. Se tiene una distribución de velocidades parabólica y la velocidad máxima en el medio del tubo y los esfuerzos cortantes máximos en las paredes del tubo.

Se presenta a continuación el flujo laminar en canales.

Figura 17

Flujo laminar en canales



Nota. Se tiene una distribución de velocidades parabólica y la velocidad máxima en la parte en contacto con la atmósfera y los esfuerzos cortantes máximos en el fondo del canal.

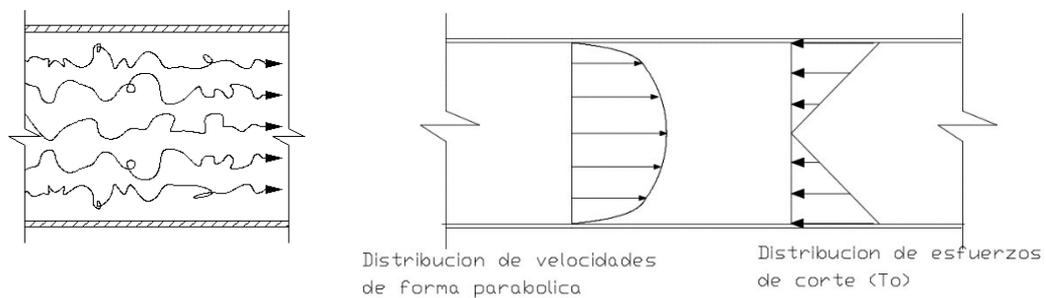
Flujo turbulento

Es cuando las partículas del fluido se mueven en forma errática y las fuerzas de inercia son más fuertes que las fuerzas viscosas.

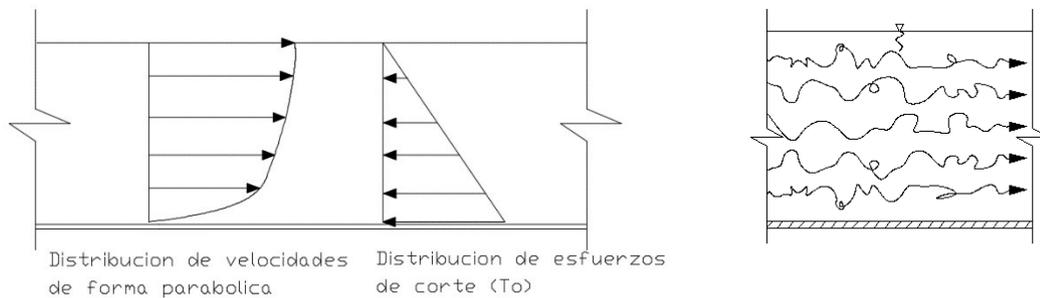
La distribución de velocidades tiene forma logarítmica.

Figura 18

Flujo turbulento tuberías



Nota. Se tiene una distribución de velocidades logarítmica y la velocidad máxima en el medio del tubo y los esfuerzos cortantes máximos en las paredes del tubo.

Figura 19*Flujo turbulento canales*

Nota. Se tiene una distribución de velocidades logarítmica y la velocidad máxima en la parte en contacto con la atmósfera y los esfuerzos cortantes máximos en el fondo del canal.

El esfuerzo de corte en la superficie de contacto, se le conoce también con tensión tractiva o esfuerzo tractivo, cuya expresión es:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot S \quad (90)$$

Ecuación 90 Tensión o esfuerzo tractivo

Donde:

To= Esfuerzo tractivo en Newtons/m²

γ = Peso específico del fluido Newton/m³

R = Radio hidráulico en m

S = Gradiente de energía m/m

El fluido adopte uno u otro tipo depende de 4 factores:

- 1.- De la velocidad media de circulación
- 2.- Del diámetro inferior de la tubería o radio hidráulico de la sección (canales)
- 3.- De la viscosidad del líquido (viscosidad cinemática)
- 4.- De la rugosidad de las paredes del tubo o del canal.

Para determinar en qué tipo de flujo se encuentra se utiliza el número de Reynolds, el cual relaciona las fuerzas inerciales y las fuerzas viscosas presente en el fluido.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (91)$$

Ecuación 91 Numero de Reynolds para tuberías

$$Re = \frac{V \cdot R}{\nu} \quad (92)$$

Ecuación 92 Numero de Reynolds para canales

Dónde:

Re= N° de Reynolds (adimensional).

V= Velocidad media de circulación en m/s.

D= Diámetro interior de la tubería en m.

ν = Viscosidad cinemática a la temperatura de servicio en m²/s.

R= Radio hidráulico=área / perímetro mojado en m.

Se dan algunos valores aproximados que diferencian entre flujo laminar y turbulento.

Tuberías

Canales

Re < 2000 flujo laminar

Re < 500 flujo laminar

2000 < Re < 10 000 transición

500 < Re < 2 500 transición

Re > 10 000 flujo turbulento

Re > 2 500 flujo turbulento

Para el modelo hidráulico, se tendrán flujos turbulentos.

2.2.5.6 Flujo crítico, flujo subcrítico y flujo supercrítico

Esta clasificación es utilizada en flujo de canales y se desarrolla considerando un valor denominado energía específica el cual está representado por el tirante o calado del canal más la energía cinética.

$$E_e = y + \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (93)$$

Ecuación 93 Energía específica

Podemos expresar el valor anterior considerando el caudal y una sección rectangular, sabiendo que velocidad es igual a caudal entre el área.

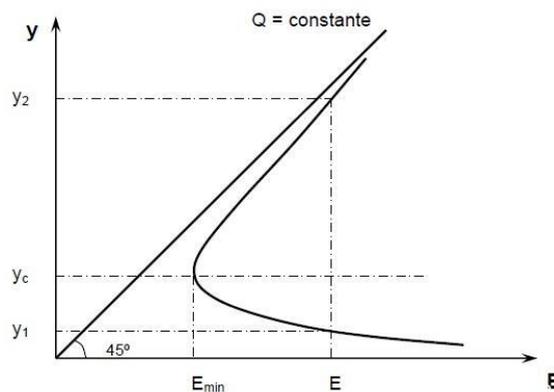
$$E_e = y + \frac{1}{2 \cdot g} \frac{Q^2}{B^2 \cdot y^2} \quad (94)$$

Ecuación 94 Energía específica para sección rectangular

Si graficamos dicha ecuación, se tendrá el siguiente gráfico:

Figura 20

Energía específica



Nota. La figura representa la energía en el flujo en un canal a diferentes tirantes.

Para determinar el punto de inflexión que correspondería el valor mínimo de la energía específica, derivaremos la ecuación, obteniendo la posición de un tirante, al que se le conoce como tirante crítico.

$$\frac{dE_e}{dy} = 1 - \frac{-2Q^2}{2 \cdot gB^2y^3} = 0 \quad (95)$$

Ecuación 95 Diferencial de energía específica respecto al tirante

Obteniendo el valor del tirante crítico.

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (96)$$

Ecuación 96 Tirante crítico para un canal rectangular

Para un caso más general, es decir un canal de cualquier forma, el tirante crítico se puede escribir como:

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot d^2}} \quad (97)$$

Ecuación 97 Tirante crítico para cualquier sección

Donde:

Y_{cr} = Tirante critico en m.

Q = Caudal en m^3/s .

G = Gravedad en m/s^2 .

B = Ancho del canal rectangular en m.

d = Área/espejo de agua en m.

Revisando el grafico anterior, se pueden dar tres casos:

Caso I, que el tirante en un canal sea igual al tirante crítico en este caso se denomina flujo crítico,

Caso II, que el tirante sea mayor que el tirante crítico, en este caso se denomina flujo subcrítico.

Caso III, que el tirante sea menor al tirante crítico, en este caso se denomina flujo supercrítico.

Existe un número adimensional llamado el número de Froude, el cual relaciona las fuerzas inerciales con las fuerzas gravitacionales y sirve para determinar en qué régimen se encuentra un flujo, su valor es:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} \quad (98)$$

Ecuación 98 Número de Froude

Donde:

$$d = \frac{\text{Area hidraulica}}{\text{Espejo de agua}}$$

Si $F=1$, es un flujo crítico, si el $F < 1$, se denomina flujo subcrítico y si $F > 1$, se le denomina flujo supercrítico.

Para desarrollar el modelo hidráulico utilizaremos un flujo subcrítico.

2.2.6 Ecuaciones a utilizar

2.2.6.1 Fórmulas de Chezy y Manning

La fórmula de Chezy (1775) representa la estimación de la pérdida de carga debida a la fricción. La fórmula se calculó originalmente para canales abiertos.

$$V = C\sqrt{R * S} \quad (99)$$

Ecuación 99 Velocidad en canales con fórmula de Chezy

Chezy supuso que el coeficiente C era una constante, pero luego comprobó que era una variable dependiente de la rugosidad, de la velocidad y del radio medio hidráulico (área mojada dividida por el perímetro mojado). Basándose en trabajos realizados a finales de siglo pasado, Robert Manning dio a conocer su famosa fórmula para flujo en lámina libre. Aunque esta fórmula fue originalmente concebida para el proyecto de canales abiertos, actualmente se utiliza también para conductos cerrados, del cual se desprende que $C=1/R^{1/6}$ (Streeter, 1987, p. 214)

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} * S^{1/2} \quad (100)$$

Ecuación 100 Velocidad en canales con fórmula de Manning

$$R = \frac{A}{P}$$

$$s = \frac{hf}{L}$$

Donde:

V= velocidad en m/s

n = valores de rugosidad de Manning

R = radio hidráulico en m.

S= gradiente de energía en m/m

A = área de la sección hidráulica en m²

P = perímetro mojado en m

2.2.6.2 Ecuación de Saint Venant

En un afluente los caudales provenientes de una tormenta hacen que los niveles de agua varíen con el tiempo y el espacio, es así que el agua se mueve en una onda la cual puede disiparse a lo que se le conoce como onda dinámica. Las ecuaciones que rigen el movimiento en canales de flujos no permanentes del agua son las ecuaciones de Saint-Venant, las cuales son utilizadas para flujos unidimensionales y bidimensionales. Estas ecuaciones tienen como origen la ley de conservación de masa y la ley de conservaciones de moméntum. A la ecuación que representa la ley de conservación de masa se le conoce como ecuación de continuidad y la ecuación que representa la ley de conservación de moméntum se le conoce como ecuación de energía. (Chow, 1994, p. 282)

Se presentan a continuación las ecuaciones de continuidad y de energía para un flujo bidimensional y unidimensional.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (101)$$

Ecuación 101 Ecuación de continuidad flujo bidimensional no permanente.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = 0 \quad (102)$$

Ecuación 102 Ecuación de continuidad flujo unidimensional no permanente.

$$\frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (103)$$

Ecuación 103 Ecuación de continuidad flujo bidimensional permanente.

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + u \frac{\partial(hu)}{\partial x} + gh \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} - gh \frac{\partial z_x}{\partial x} + gh \frac{\partial hf_x}{\partial x} = 0 \quad (104)$$

Ecuación 104 Ecuación energía flujo bidimensional no permanente en x

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + v \frac{\partial(hv)}{\partial y} + gh \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} - gh \frac{\partial z_y}{\partial y} + gh \frac{\partial hf_y}{\partial y} = 0 \quad (105)$$

Ecuación 105 Ecuación energía flujo bidimensional no permanente, en y

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + u \frac{\partial hu}{\partial x} + gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh \frac{\partial z_x}{\partial x} + gh \frac{\partial hf_x}{\partial x} = 0 \quad (106)$$

Ecuación 106 Ecuación energía flujo unidimensional no permanente.

$$u \frac{\partial(hu)}{\partial x} + gh \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} - gh \frac{\partial z_x}{\partial x} + gh \frac{\partial hf_x}{\partial x} = 0 \quad (107)$$

Ecuación 107 Ecuación energía flujo bidimensional permanente en x

$$v \frac{\partial(hv)}{\partial y} + gh \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} - gh \frac{\partial z_y}{\partial y} + gh \frac{\partial hf_y}{\partial y} = 0 \quad (108)$$

Ecuación 108 Ecuación energía flujo bidimensional permanente en y

Donde:

h = tirante en el canal en m

u = velocidad en dirección de x en m/s

v = velocidad en dirección de y en m/s

g = gravedad m/s²

z = elevación del fondo del canal en m

h_f = pérdida de energía en m (se aplica la ecuación de Manning).

2.3 Marco Filosófico

El agua es un elemento esencial para la vida, pero también puede ser una fuerza destructiva que causa inundaciones. Las inundaciones son fenómenos naturales o provocados por la actividad humana que consisten en la ocupación masiva de agua de zonas que normalmente están secas. Desde una perspectiva filosófica, el agua y el hombre tienen una relación compleja y ambivalente. Por un lado, el agua es fuente de vida, belleza, pureza y sabiduría. Muchas culturas antiguas veneraban al agua como un elemento sagrado, simbólico y místico. Por ejemplo, los griegos consideraban al agua como uno de los cuatro elementos básicos de la naturaleza, junto con el fuego, la tierra y el aire. También creían que el agua era el principio de todas las cosas, según la teoría de Tales de Mileto.

Por otro lado, el agua también puede ser un elemento de muerte, destrucción, contaminación y conflicto. El hombre ha alterado el ciclo natural del agua con sus acciones, como la deforestación, la urbanización, la agricultura intensiva, la industria y el cambio climático. Estas acciones han provocado un desequilibrio ecológico que ha aumentado la frecuencia e intensidad de las inundaciones. Además, el hombre ha sufrido las consecuencias negativas de las inundaciones, como pérdidas humanas, materiales, económicas y ambientales, también ha generado disputas por el acceso y el control del agua, que es un recurso escaso y vital

Por lo tanto, el agua y el hombre tienen una relación dialéctica, en la que se necesitan mutuamente, pero también se afectan negativamente. El hombre debe reflexionar sobre su papel como elemento que ocasiona inundaciones y buscar soluciones para prevenir y mitigar este problema. Asimismo, debe valorar y respetar al agua como un elemento de vida y armonía.

III. MÉTODO

3.1 Tipo de investigación

La presente investigación, tiene un enfoque cuantitativo, considerando que los resultados que se desean obtener son cuantificables, como es el caudal y tirante, para evaluar la capacidad de drenaje del afluente ubicado en la zona oeste de la ciudad de Juliaca.

Según el tipo de estudio, es aplicativo, considerando que hará uso de otros niveles de investigación, como es el descriptivo, al describir los modelos de flujo; correlacional, considerando que las precipitaciones efectivas originarán los caudales de escurrimiento pluvial, predictivo considerando que se predecirá un efecto en el futuro y aplicativo, teniendo como fin solucionar un problema específico de drenaje urbano.

Según el tipo de fuente, es documental, ya que se basa en una revisión de bibliografía, considerando que se hará uso de leyes y teorías aplicadas al movimiento de fluidos; así mismo se realizó recolección de información, al obtener datos de precipitaciones, cuya información es administrada por CORPAC (Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial), y SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú).

Según el diseño, la presente investigación se clasifica como no experimental longitudinal, ya que recolectaremos variables de precipitación en el tiempo, para evaluar diferentes resultados de acuerdo con los modelos de flujo a estudiar.

3.2 Población y muestra

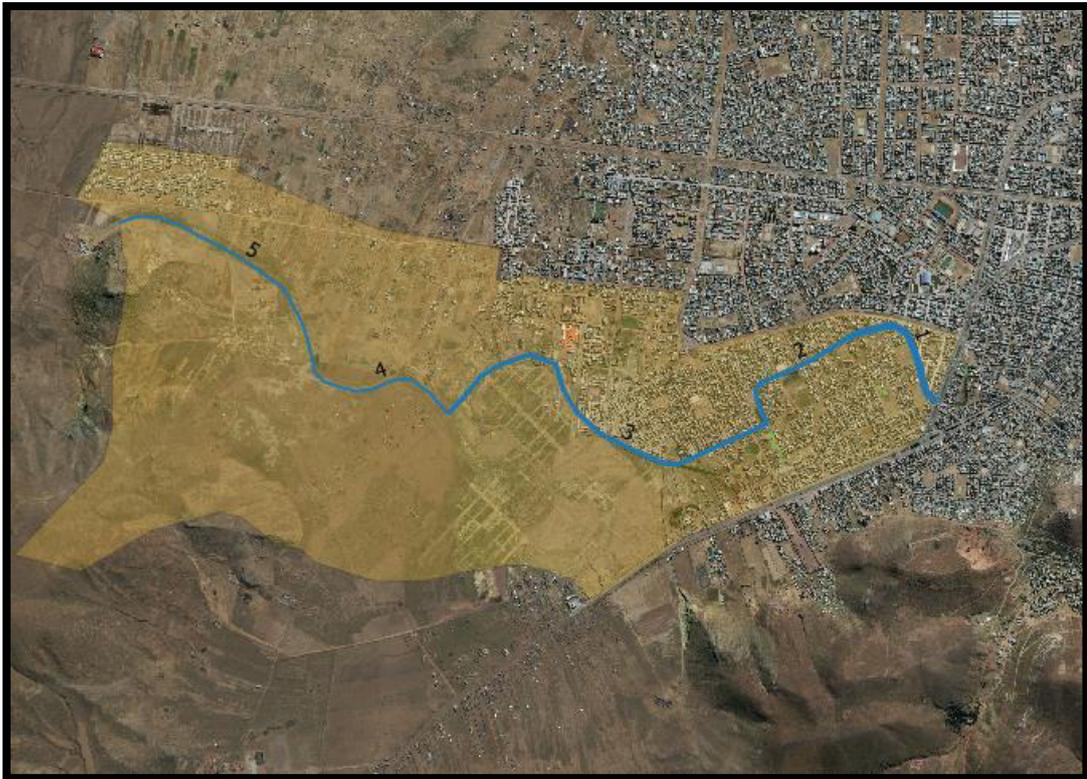
La población para la presente investigación está definida como la cuenca oeste de la ciudad de Juliaca, que pertenece a la provincia de San Román, departamento de Puno, país del Perú. La cuenca urbana y rural de la zona oeste de la ciudad de Juliaca, tiene un área aproximadamente de 6.4 km² cuya altura promedio sobre el nivel del mar es 3,825 m.s.n.m., con una precipitación promedio anual es de 615 mm, con mayores precipitaciones en los meses de

enero, febrero y marzo, existiendo un afluente natural, tipo riachuelo, de una longitud de aproximadamente 5.6 km, con pendiente promedio de 0.0005 m/m.

La muestra está definida, por las cuencas urbanas, que se ubican al final del efluente.

Figura 21

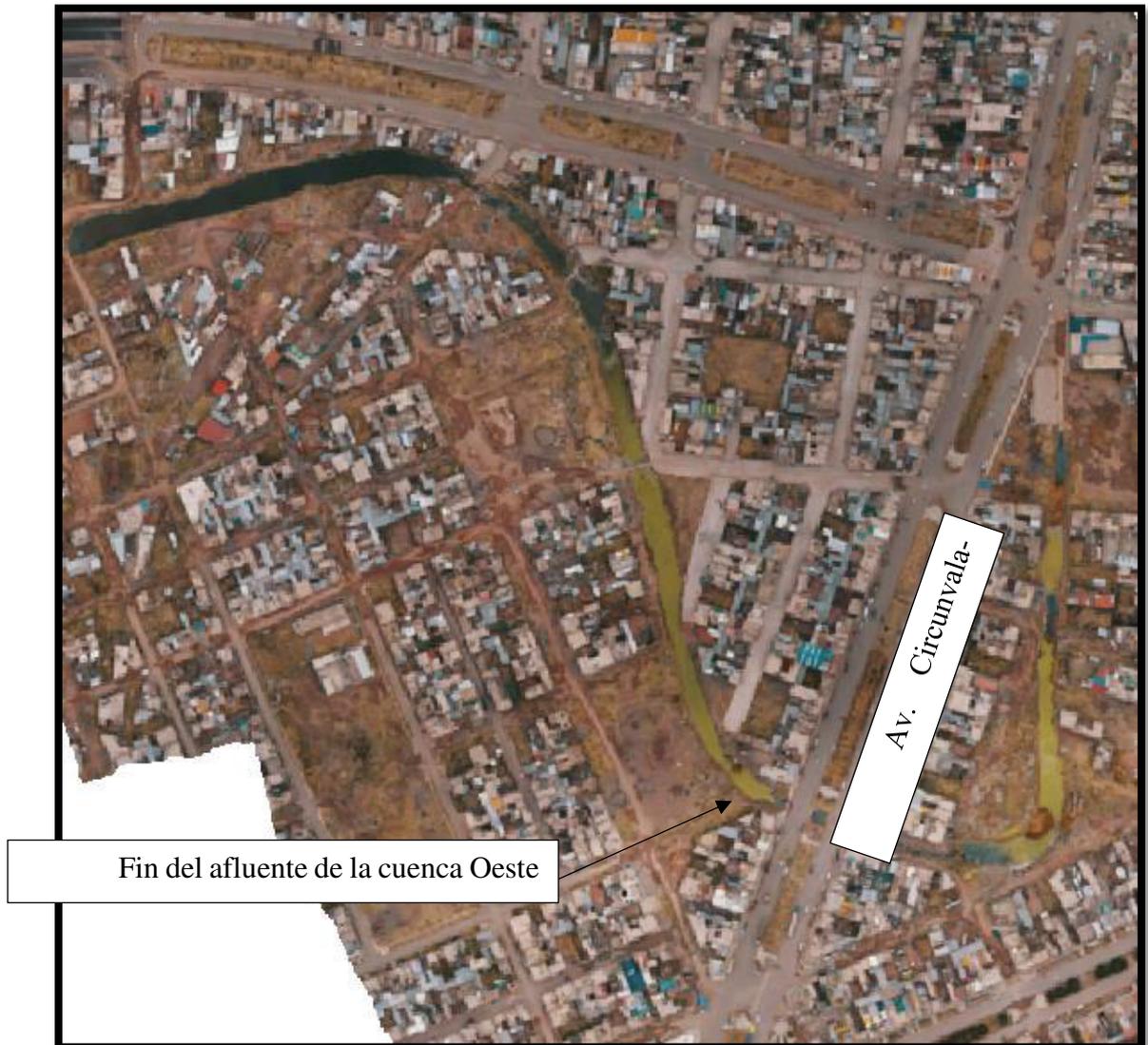
Cuenca de la zona oeste, con el afluente. (población)



Nota. Se muestra imagen de la cuenca oeste de Juliaca, del afluente y de las subcuencas al final del afluente.

Figura 22

Zona final de la cuenca urbana de la zona Oeste (muestra)



Nota. Para la evaluación hidráulica del flujo bidimensional, se tomará la zona final de la cuenca urbana de la zona oeste de la ciudad de Juliaca, el cual limita con la Avenida Circunvalación.

3.3 Operacionalización de variables

Se presenta el cuadro de operacionalización de variables:

Tabla 8

Operacionalización de variables independientes.

Variable Independientes	Dimensión de la Variable	Clasificación	Indicadores	Unidad de Medida
Aguas Pluviales	Precipitación	Precipitación moderada, Precipitación fuerte, Precipitación extraordinaria.	Intensidad.	mm/ día.
	Infiltración	Infiltración baja, Infiltración media, Infiltración alta.	Permeabilidad.	mm/día.

Tabla 9

Operacionalización de variables dependientes

Variable Dependientes	Dimensión de la Variable	Clasificación	Indicadores	Unidad de Medida
Drenaje	Caudal	Caudal máximo, Caudal medio, Caudal mínimo	Caudal	m ³ /s.
	Tirante	Tirante máximo, Tirante normal, Tirante mínimo	Tirante	m.

Tabla 10

Variables intervinientes

Variables Intervinientes	Clasificación	Unidad de Medida
Espacio	Unidimensional	metro
	Bidimensional	
Tiempo	Permanente	segundo
	No permanente	

3.4 Instrumentos

De acuerdo al tipo de investigación, se utilizó la técnica de recolección de datos, los cuales fueron sometidos a pruebas de consistencia con los parámetros estadísticos de promedio y desviación estándar.

Para la precipitación, se utilizó datos proporcionados por los agentes que administran este tipo de datos, en la ciudad de Juliaca, se tiene dos estaciones pluviométricas, las cuales registran las precipitaciones máximas diarias, una es administrada por SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú) y la otra es administrada por CORPAC (Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial), los cuales utilizan pluviómetros totalizadores, utilizándose como instrumentos de análisis las técnicas estadísticas.

Para la delimitación de la cuenca urbana, se utilizó información proporcionada por el Ministerio del Ambiente (MINAM), la que administra imágenes gratuitas de elevación digitalizada tipo ráster, de todo el Perú (MINAM, 1999) y para determinar la longitud y características del afluente, se utilizó información de GEO GPS Perú, el cual administra información gratuita tipo vectorial de ríos y relieve, de todo el Perú. (GPS, 1995). Para la caracterización de la subcuenca, al final del efluente, se utilizó un dron, el cual realizó un vuelo en la zona de estudio y se obtuvo una topografía más detallada. Para la información obtenida, se utilizó como instrumento de procesamiento el Software QGIS, el cual es de uso libre y permite manejar información en formatos ráster y vectoriales. (QGIS, 2002).

Para el procesamiento de información, se usó herramientas informáticas, con el apoyo del Software de uso libre HEC HMS, Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System, (HEC-HMS, 1964) y del HEC RAS, Hydrological Engineering Center – River Analysis System, (HEC-RAS, 1964) los cuales son software es de uso libre de amplio uso.

3.5 Procedimiento

El procedimiento se realizó en varias etapas, considerando lograr los objetivos planteados.

En la primera etapa, se realizó la determinación de la precipitación proyectada, haciendo uso de la serie de datos de precipitaciones corregidas, por datos dudosos y saltos, con cuyo registro se determinó la distribución de frecuencias y la prueba de bondad de ajuste para cada distribución, escogiendo la distribución que se ajusta mejor a los datos, para establecer la precipitación máxima proyectada, para diferentes años de retorno. Posteriormente se estableció una tormenta de diseño, aplicando la metodología IILA SENAMHI UNI, normalizando los datos con la metodología de bloques alternos, para conseguir las Curvas IDF e Hietogramas normalizados.

En la segunda etapa, se caracterizó el uso de suelos, para lo cual, la cuenca oeste se subdividió en 10 subcuencas con iguales características de uso de suelo, tanto en la situación actual y futura, posteriormente se determinó la infiltración, a lo largo del periodo de tormenta, utilizando el método del número de curva SCS, recomendado por el Servicio de Conservación de Suelos y el método de Horton.

En la tercera etapa, se generó el caudal de diseño actual y proyectado, representado por hidrogramas, para este cálculo se estimó el tiempo de concentración, utilizando la metodología de Kirpich y del servicio de conservación de suelos. Para la transformación de los hietogramas a hidrogramas, se utilizó la metodología de hidrogramas unitarios SCS, desarrollados por el servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos, con el apoyo del software de uso libre HEC HMS.

En la cuarta etapa, se determinó las características hidráulicas, con la aplicación de los modelos de flujo bidimensional permanente y unidimensional no permanente.

Para el modelo de flujo dimensional permanente, se hizo uso de imágenes ráster, el cual se obtuvo con un dron adaptado para trabajos topográficos, obteniéndose modelos digitales de elevación (DEM), para determinar las características hidráulicas se aplicó un coeficiente de rugosidad de 0.025, y se modeló con el uso de suelo futuro, con una lluvia permanente, para un tiempo de retorno de 25 años y para el cálculo de tirantes se usó el software HEC RAS.

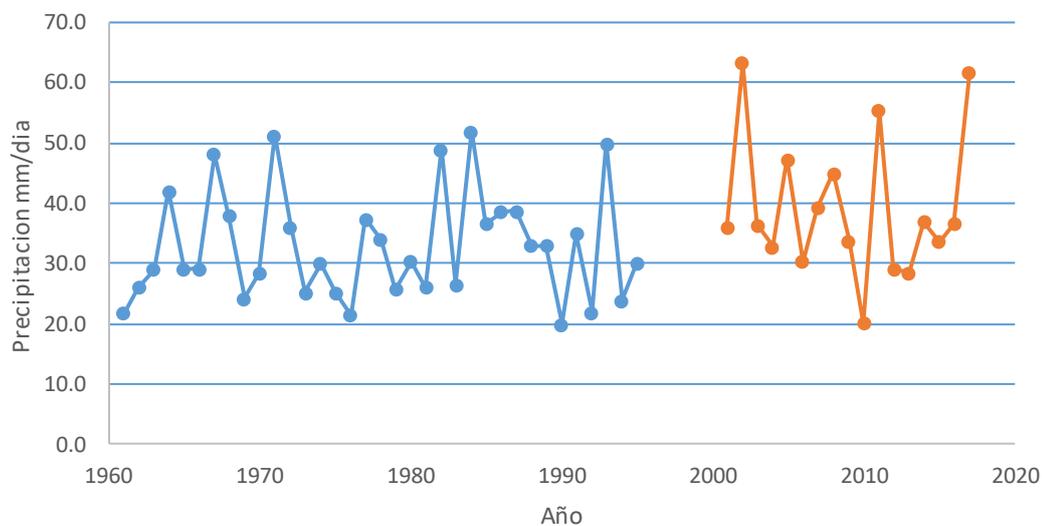
Para el modelo de flujo unidimensional no permanente, se consideró la recuperación de la sección natural del afluente, el cual corresponde a un ancho de 4.00 metros y una altura de 1.50 m y aplicando una mampostería de piedra en las paredes laterales, con lo cual se determinó una rugosidad promedio de 0.023, para el ingreso de agua pluvial al afluente, se utilizó los hidrogramas de las 10 sub cuencas, para determinar el tirante se basó en una onda dinámica del tipo difusivo, con el uso del software HEC RAS.

3.6 Análisis de Datos

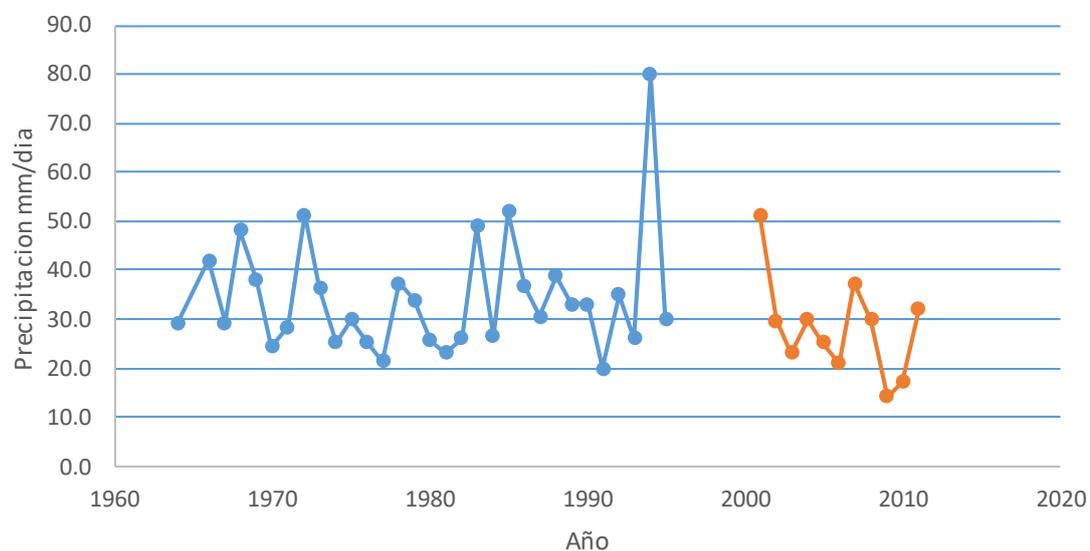
De acuerdo a la información recopilada, se tiene en la ciudad de Juliaca dos estaciones pluviométricas, en las cuales se registran las precipitaciones máximas diarias, una es administrada por SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú) y la otra es administrada por CORPAC (Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial).

Los análisis de datos obtenidos, se sometieron a dos evaluaciones de consistencia, una respecto a datos dudosos y otra respecto a saltos en la serie de datos.

Se presentan los datos en valores de las precipitaciones máximas de las estaciones de SENAMHI y CORPAC, en los anexos A y B, respectivamente.

Figura 23*Precipitaciones máximas anuales, estación SENAMHI.*

Fuente SENAMHI, la serie discontinua no registra datos.

Figura 24*Precipitaciones máximas anuales, estación CORPAC.*

Fuente CORPAC, la serie discontinua no registra datos

3.6.1 Análisis de datos dudosos

Respecto a los valores de datos dudosos, se obtuvieron los siguientes valores de precipitaciones máximas aceptadas.

Tabla 11

Tabla de precipitaciones máximas aceptadas

Descripción	Datos SENAMHI	Datos CORPAC
Nro. DATOS	52	42
PROMEDIO (de los valores logarítmicos de la serie)	1.525	1.492
DESVIACION ESTANDAR (de valores logarítmicos)	0.124	0.142
Kn tablas	2.785	2.700
Y_H (umbral de valores dudosos, en logaritmo)	1.869	1.874
P_H (precipitación máxima aceptada) mm/día	74.01	74.90

Encontrándose que, en la estación de CORPAC, se tiene un dato superior a 74.90, el cual fue quitado de la serie de datos, para proceder a la evaluación de saltos.

3.6.2 Análisis de saltos

Se evaluaron los valores de media y desviación estándar, con los estadísticos T de Student para la media y F de Fisher, para la desviación estándar.

Se muestran los resultados:

Tabla 12

Prueba de Estadísticos T y F, datos SENAMHI

Descripción	Serie 1	Serie 2
Promedio	32.78	39.21
Desviación	9.078	11.840
Varianza	82.412	140.179
Num. datos	35	17
Sp	10.045	
Sd	2.970	
T calculado	2.164	
T tablas	2.008	

F calculado	1.701
F tablas	1.95

Tabla 13

Prueba de Estadísticos T y F, datos CORPAC

Descripción	Serie 1	Serie 2
Promedio	32.8	28.3
Desviación	8.8	10.2
Varianza	77.1	104.7
Datos	30.0	11.0
Sp	9.176	
Sd	3.234	
T calculado	1.405	
T tablas	2.02	
F calculado	1.358	
F tablas	2.17	

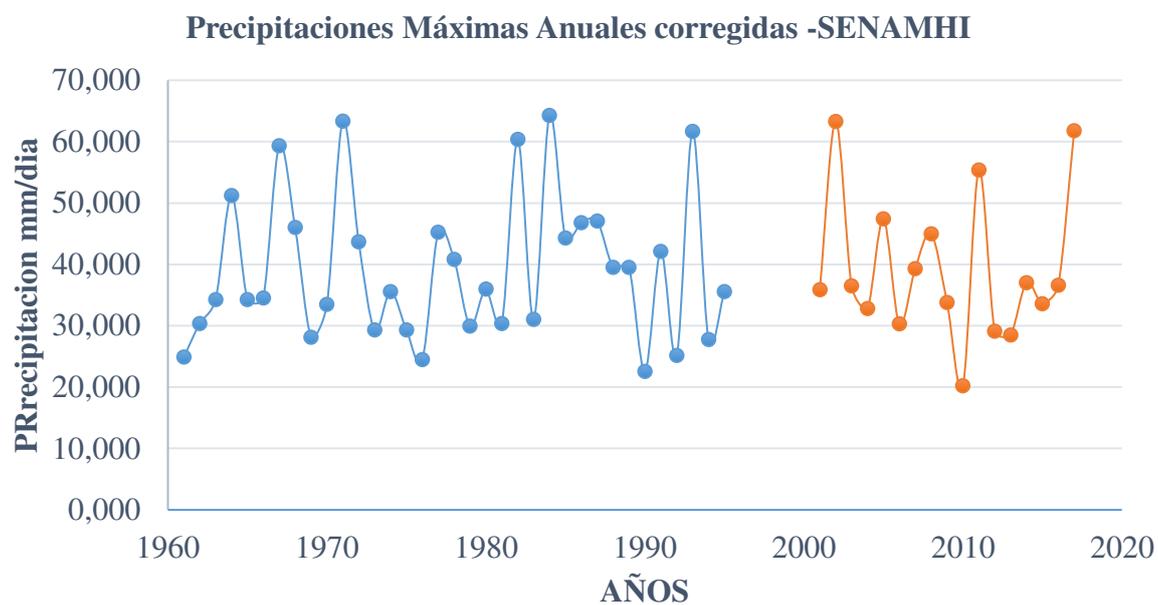
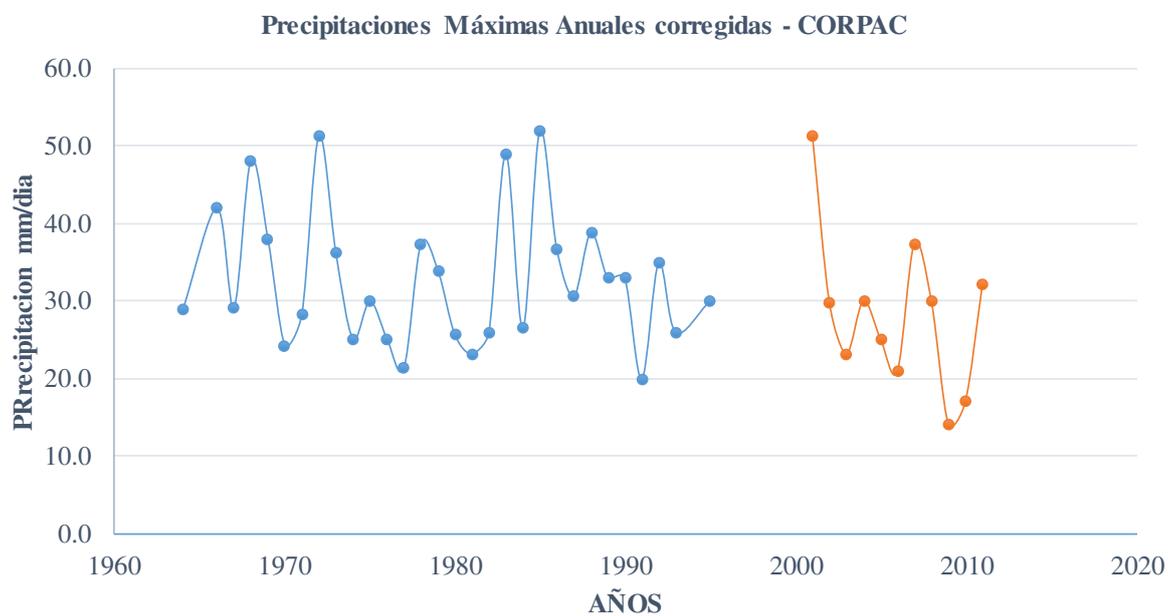
En la serie de datos de SENAMHI, el resultado del estadístico T de Student es de 2.164, el cual es mayor al T de tablas, que es 2.008, por lo cual los datos de la estación SENAMHI presentan saltos y deben ser corregidos.

En la serie de datos de CORPAC, los valores de T de Student y de F de Fisher, son menores que los valores de tablas, por lo que los valores no requieren ser corregidos.

Los datos tabulados del análisis de consistencia, se presentan en los anexos C y D, tanto para la estación SENAMHI Y CORPAC, respectivamente.

3.6.3 Corrección de registro de datos

Se muestra a continuación las precipitaciones corregidas de la estación de SENAMHI y CORPAC.

Figura 25*Precipitaciones máximas anuales corregidas – SENAMHI***Figura 26***Precipitaciones máximas anuales corregidas – CORPAC*

La corrección de datos de la estación SENHAMI, se presenta en el anexo E.

IV. RESULTADOS

4.1 Determinación de la precipitación proyectada.

4.1.1 Distribución de probabilidades

Se usó los registros de precipitación máximas diarias de la estación de SENAMHI corregida, en razón que éste presenta un mayor valor promedio, se procedió haciendo uso de la metodología de distribución de probabilidades para valores extremos, utilizando las siguientes distribuciones:

- Distribución normal o de Gauss,
- Distribución log normal,
- Distribución log normal de tres parámetros,
- Distribución de Gumbel,
- Distribución log Pearson tipo III.

Estas distribuciones, serán comparadas con la distribución teórica de Weibull.

Mostramos a continuación, las imágenes de las distribuciones de frecuencia calculadas y la distribución de frecuencia teórica, para los registros de SENAMHI corregido.

Las tablas de valores de cálculo de las cinco distribuciones de frecuencias se presentan en los anexos F, G, H, I y J.

Figura 27
Función distribución normal – SENAMHI

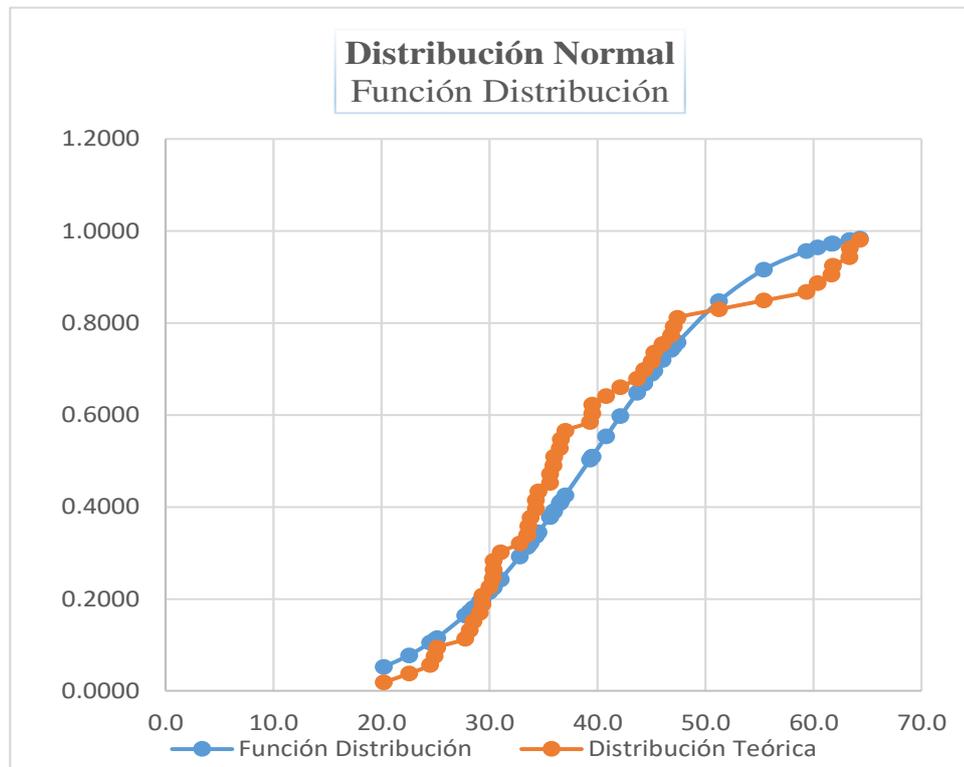


Figura 28
Función distribución log normal de dos parámetros SENAMHI

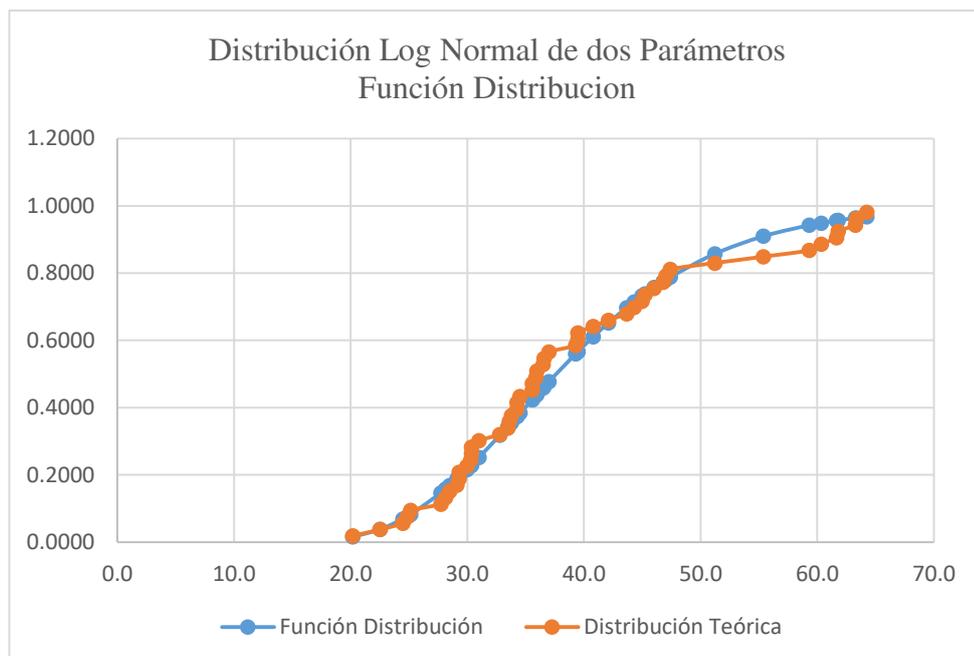


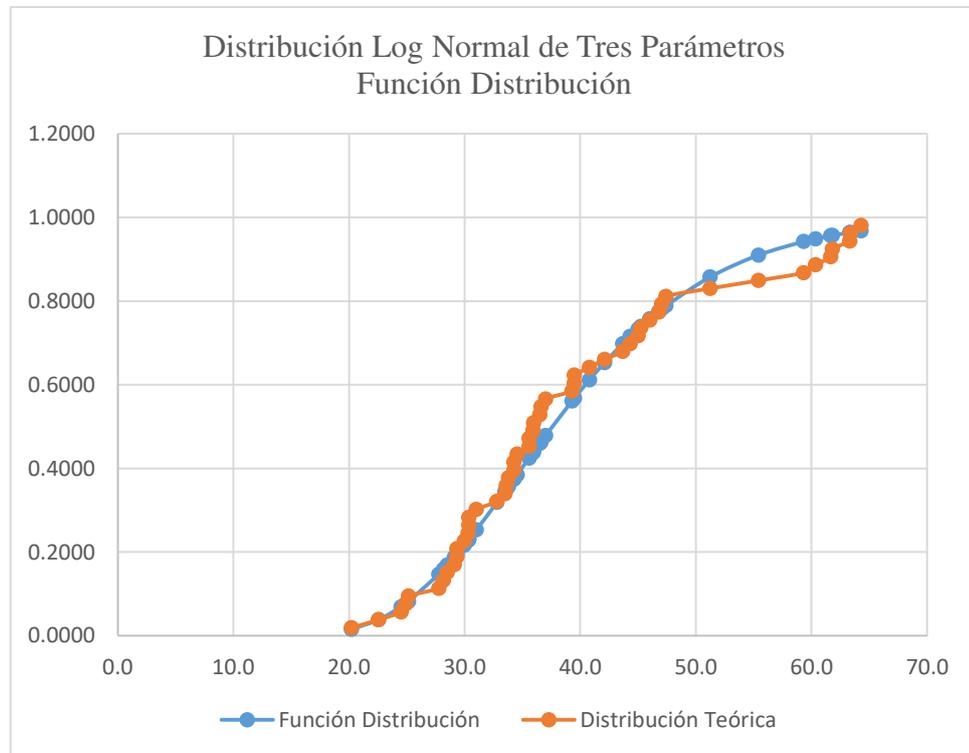
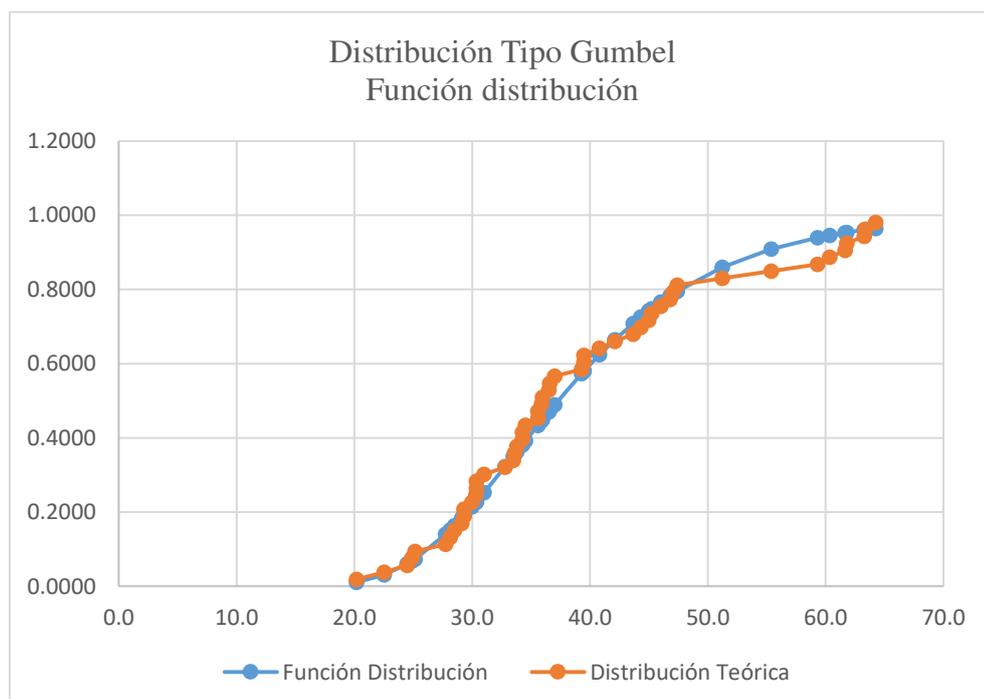
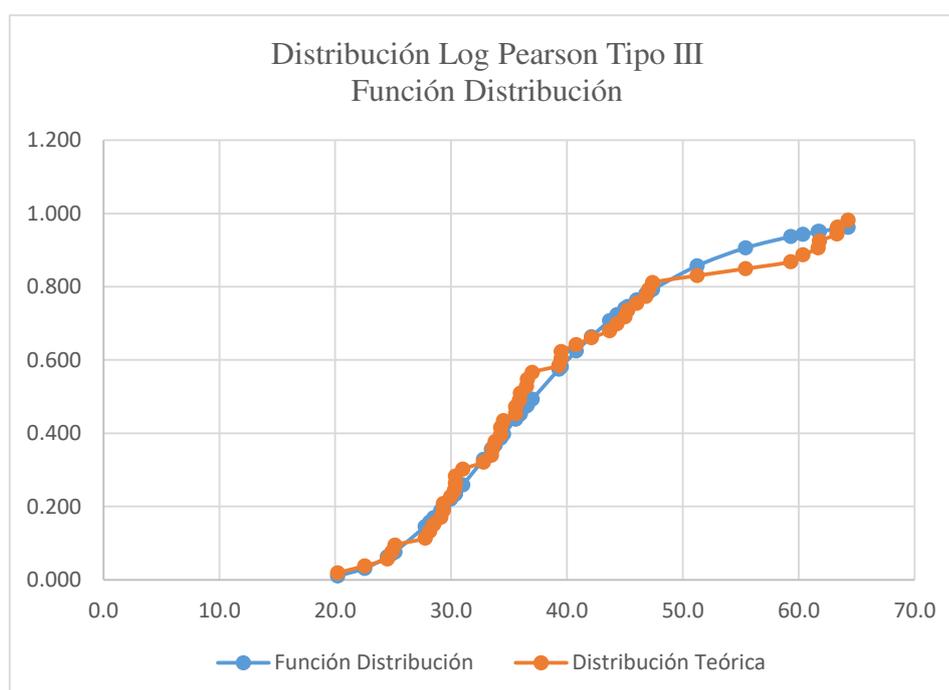
Figura 29*Función distribución log normal de tres parámetros SENAMHI***Figura 30***Función distribución tipo Gumbel SENAMHI*

Figura 31

Función distribución tipo log Pearson tipo III SENAMHI



4.1.2 Pruebas de Bondad de Ajuste

Se determinó la prueba de bondad de ajuste, con el método Kolmogorov Smirnov, para lo cual, se toma la máxima diferencia, entre la función distribución y la distribución teórica, dichos valores se presentan en los anexos.

Tabla 14

Pruebas de Bondad de Ajuste estación SENAMHI

Descripción	Valor Δ
Nivel de significación	0.05
Número de datos	52
Nivel de significación - Δ valor máximo	0.1886
Tipo de Distribucion	Valor
Distribución Normal	0.1407
Distribución Log Normal de dos Parámetros	0.0885
Distribución Log Normal de tres Parámetros	0.0877
Distribución Tipo gumbel	0.0767
Distribucion Log Pearson Tipo III	0.0737

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar, que todas las distribuciones tienen valores menores que el nivel de significación máximo, pero el que presenta menor valor, es de la distribución log Pearson tipo III, por lo que, con esta distribución se realizará la proyección de precipitaciones para diferentes periodos de retorno.

4.1.3 Precipitación máxima proyectada.

Se determinó la precipitación máxima proyectada, para diferentes periodos de retorno.

Tabla 15

Precipitación máxima proyectada estación SENAMHI

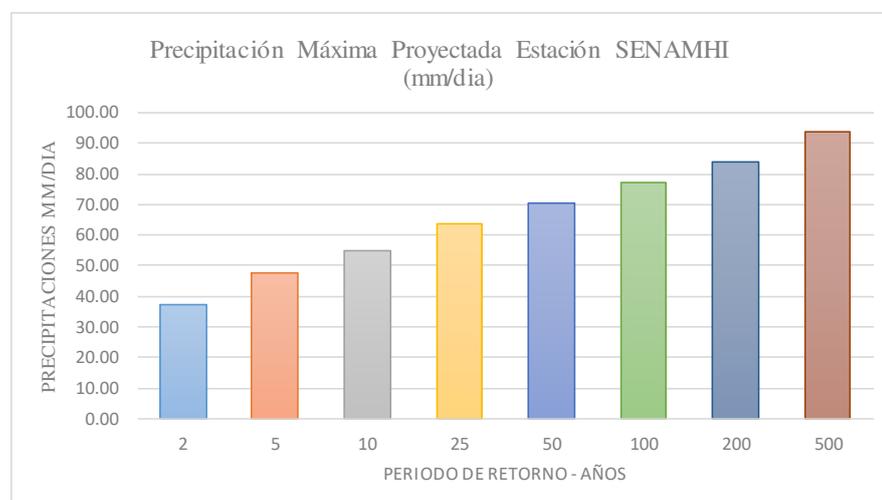
Tiempo de retorno Años	Probabilidad	w	z	kt	Yt	Pmax Proy. (mm/día)
2	0.5	1.1774	-4.4E-06	-3.7E-02	3.616	37.20
5	0.2	1.7941	8.4E-01	8.3E-01	3.867	47.78
10	0.1	2.1460	1.3E+00	1.3E+00	4.004	54.81
25	0.04	2.5373	1.8E+00	1.8E+00	4.155	63.74
50	0.02	2.7971	2.1E+00	2.2E+00	4.255	70.46
100	0.01	3.0349	2.3E+00	2.5E+00	4.347	77.25
200	0.005	3.2552	2.6E+00	2.8E+00	4.433	84.16
500	0.002	3.5255	2.9E+00	3.2E+00	4.538	93.55

Modelo Log Pearson Tipo III	
Promedio	3.62720
Desviación	0.28902
Asimetría	0.22376

Fuente: Elaboración Propia

Figura 32

Precipitación proyectada, con periodos de retorno método MTC



4.1.4 Tormenta de diseño

En la zona de estudio no existen pluviógrafos, por lo que no se tienen registros de duraciones de tormenta. En la presente investigación se ha tomado una duración de tormenta de seis horas, esto considerando que, las tormentas más significativas tuvieron esta duración aproximada.

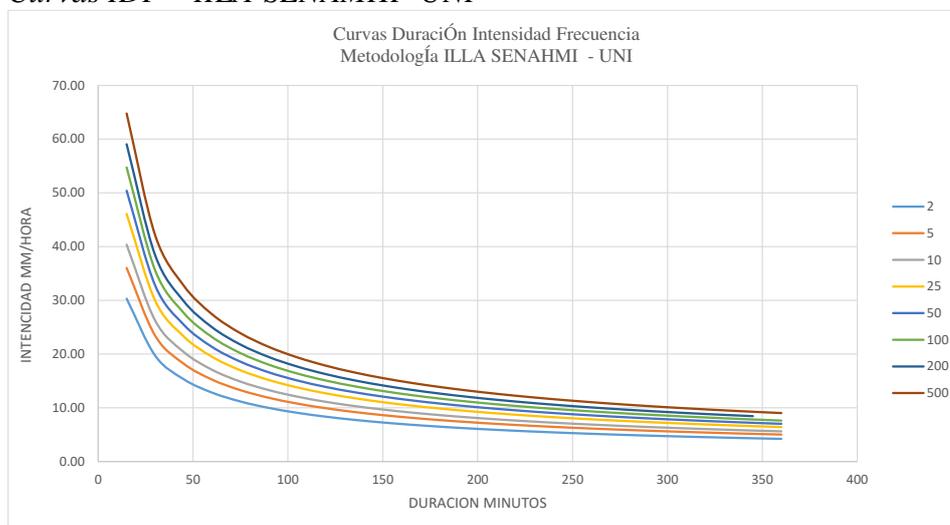
4.1.5 Curvas intensidad, duración y frecuencia

Para la elaboración de las curvas de intensidad, duración y frecuencia, se usó la metodología IILA, SENAMHI – UNI, indicada en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

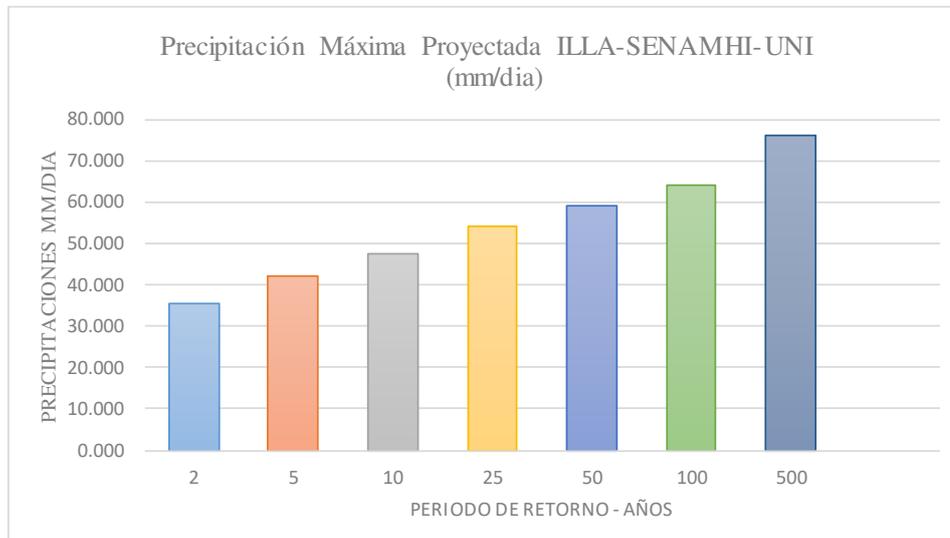
Se presenta la representación gráfica, los datos de cálculo, se presentan en el anexo K.

Figura 33

Curvas IDF – IILA-SENAMHI -UNI



Se muestra a continuación la precipitación proyectada, en diagrama de barras.

Figura 34*Precipitaciones proyectadas, método ILLA-SENAMHI-UNI***4.1.6 Tiempo de retorno**

Para adoptar el tiempo de retorno, se consideró el riesgo de falla admisible y la vida útil de la estructura. En nuestro caso es el canal del efluente, para el cual se estableció un riesgo de falla del 45% y una vida útil de 15 años.

Se muestra a continuación el cálculo respectivo.

Tabla 16*Cálculo del tiempo de retorno*

Descripción	cantidad	unidad
Riesgo de falla admisible	45%	%
Vida útil de la estructura	15	años
Tiempo de retorno	25.6	años

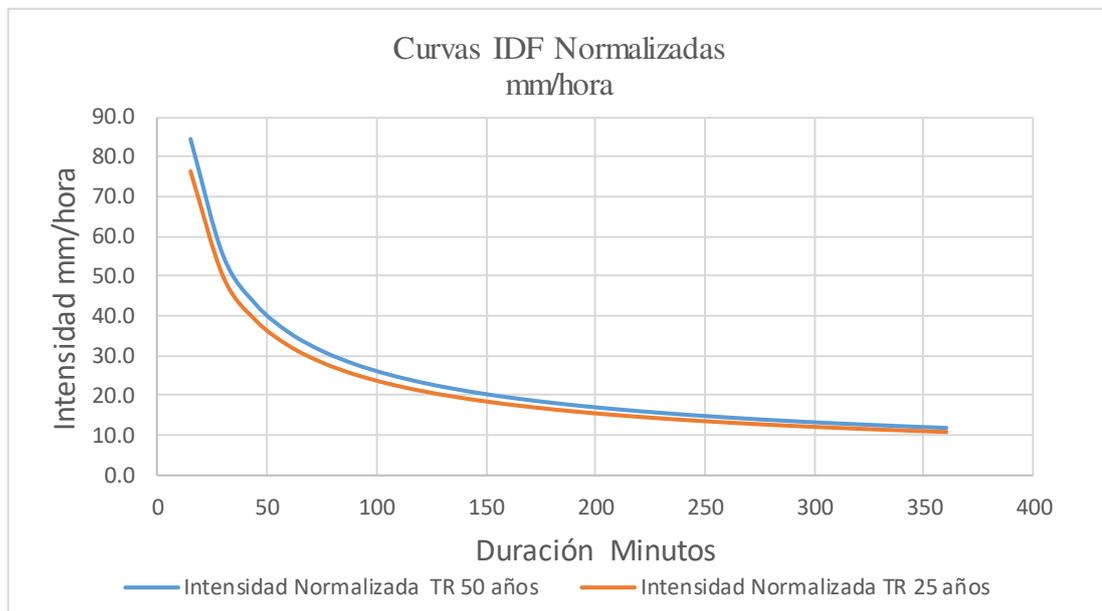
Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje MTC

4.1.7 Curva IDF e Hietogramas normalizadas

Para la normalización de datos se ha utilizado el criterio de bloques alternos, escogiéndose las precipitaciones proyectadas más crítica, para un periodo de retorno de 25 años y adicionalmente de 50 años, los cuales corresponde a 63.742 mm/día y 70.46 mm/día, respectivamente.

Figura 35

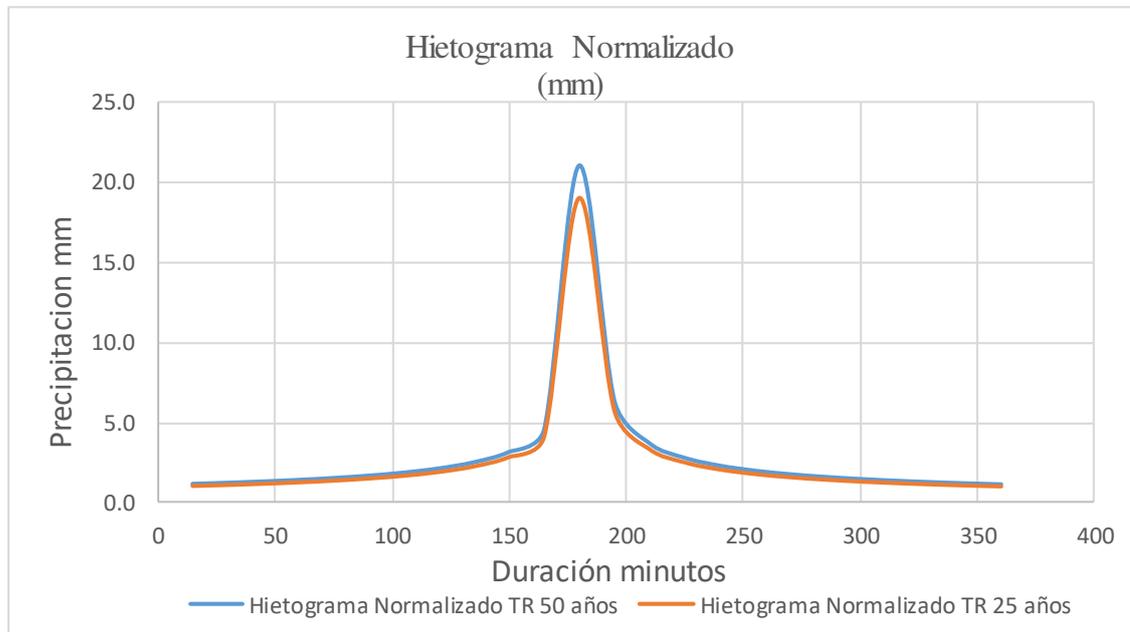
Curvas IDF, con datos normalizados TR 25 y 50 años



Se muestran a continuación los hietogramas normalizados.

Figura 36

Hietograma normalizado, TR 25 y 50 años



Los cálculos tabulados de la normalización de datos, se presentan en el anexo L y M, para 25 y 50 años de retorno respectivamente.

4.2 Determinación de infiltraciones

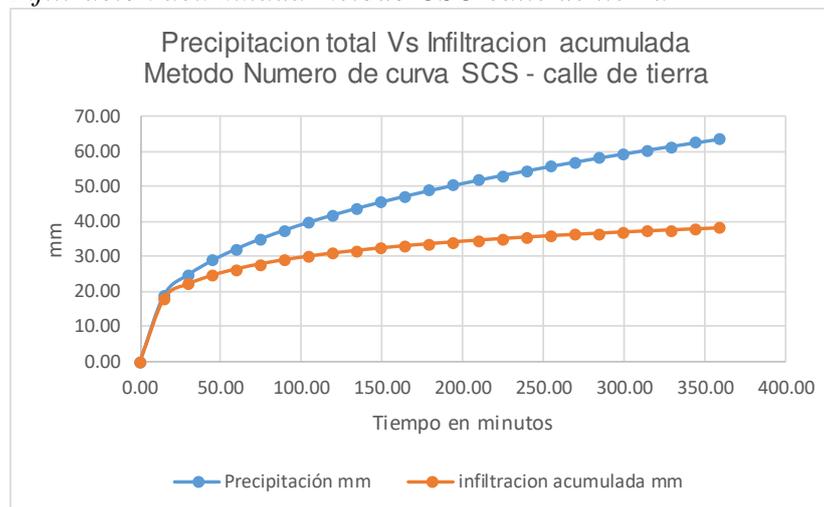
4.2.1 Determinación de infiltraciones - método de SCS

Se muestra los gráficos de la precipitación total y la infiltración por el método SCS, a lo largo del tiempo de duración de la tormenta, la diferencia de estos valores representa la precipitación efectiva, que causara el escurrimiento superficial.

Para las calles de tierra se tomó un número de curva SCS de 82 y para calles pavimentadas de 92.

Figura 37

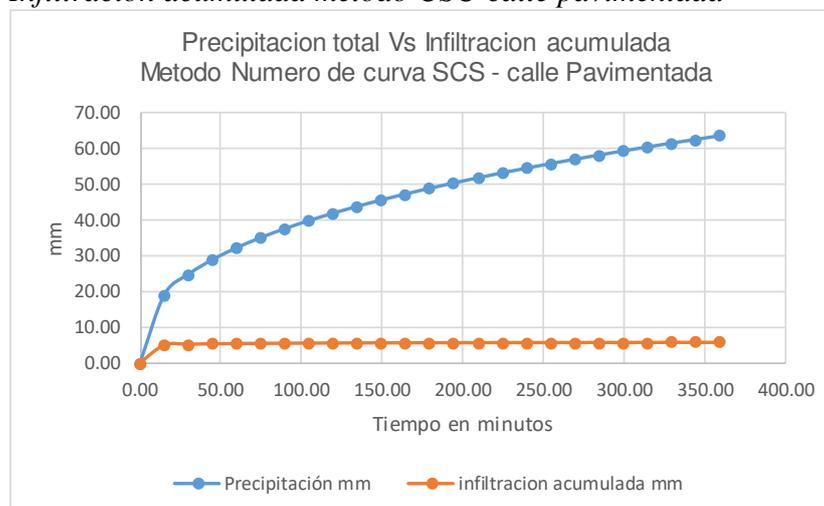
Infiltración acumulada método CSC-calle de tierra



Nota. A mayor precipitación se da mayor infiltración.

Figura 38

Infiltración acumulada método CSC-calle pavimentada



Nota. A mayor precipitación, la infiltración se mantiene constante.

4.2.2 Determinación de infiltraciones - método de Horton

Para la metodología de Horton se utilizó, los siguientes valores:

Tabla 17

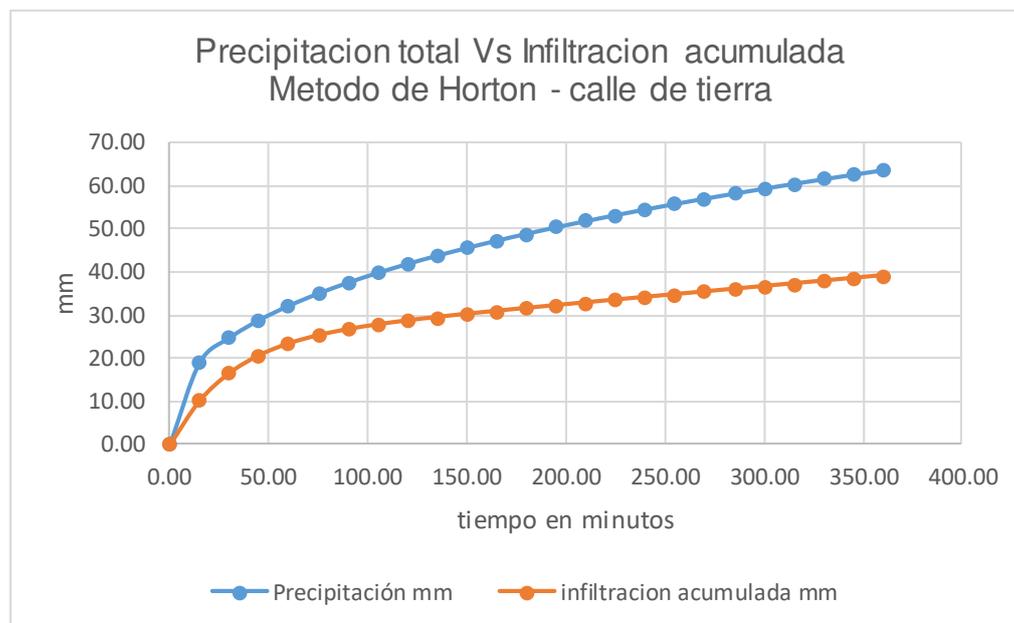
Coefficientes utilizados en la fórmula de Horton

Condición	f(o) pulg/hora	f(c) pulg/hora	k
Calle de tierra	2	0.1	2
Calle pavimentadas	0.4	0.02	2

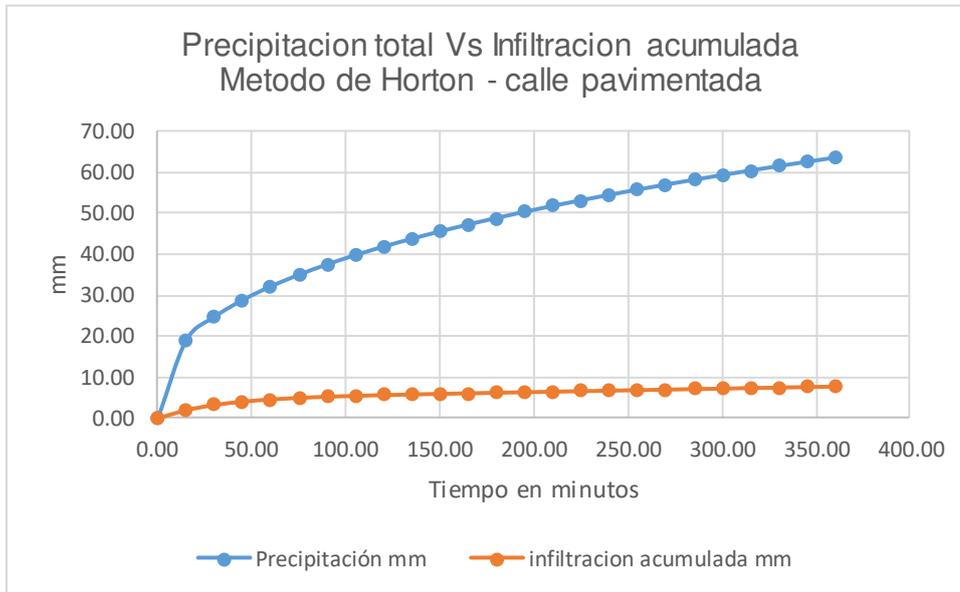
Se muestra los gráficos de la precipitación total y la infiltración por el método de Horton, a lo largo del tiempo de duración de la tormenta, la diferencia de estos valores representa la precipitación efectiva, que causara el escurrimiento superficial.

Figura 39

Infiltración acumulada método Horton - calle de tierra



Nota. A mayor precipitación se da mayor infiltración.

Figura 40*Infiltración acumulada método Horton - calle pavimentada*

Nota. A mayor precipitación, la infiltración se mantiene constante

4.2.3 Caracterización del uso de suelos - actual y futuro

Se utilizó valores de infiltración, de acuerdo a las características del suelo de cada sub cuenca de aporte, se utilizó la metodología del SCS del Servicio de Conservación de Suelos el cual designa un valor de “N” (Numero de curva), a cada tipo de suelo, considerando que este método se tienen menores infiltraciones, lo que va generar mayor escorrentía superficial.

Para determinar la infiltración, se realizó la caracterización de los tipos de suelo que se encuentran en la zona de estudio, sus características fueron evaluadas con apoyo de imágenes satelitales y visita en campo.

La cuenca de estudio se subdividió en 10 sub cuencas, cinco sub cuencas en la margen izquierda (del 1 al 5) y cinco sub cuencas en la margen derecha (del 6 al 10), considerando

criterios de uso de suelo y zonas de drenaje, a cada una de ellas se asignó un número de curva de acuerdo al uso del suelo, para determinar la infiltración.

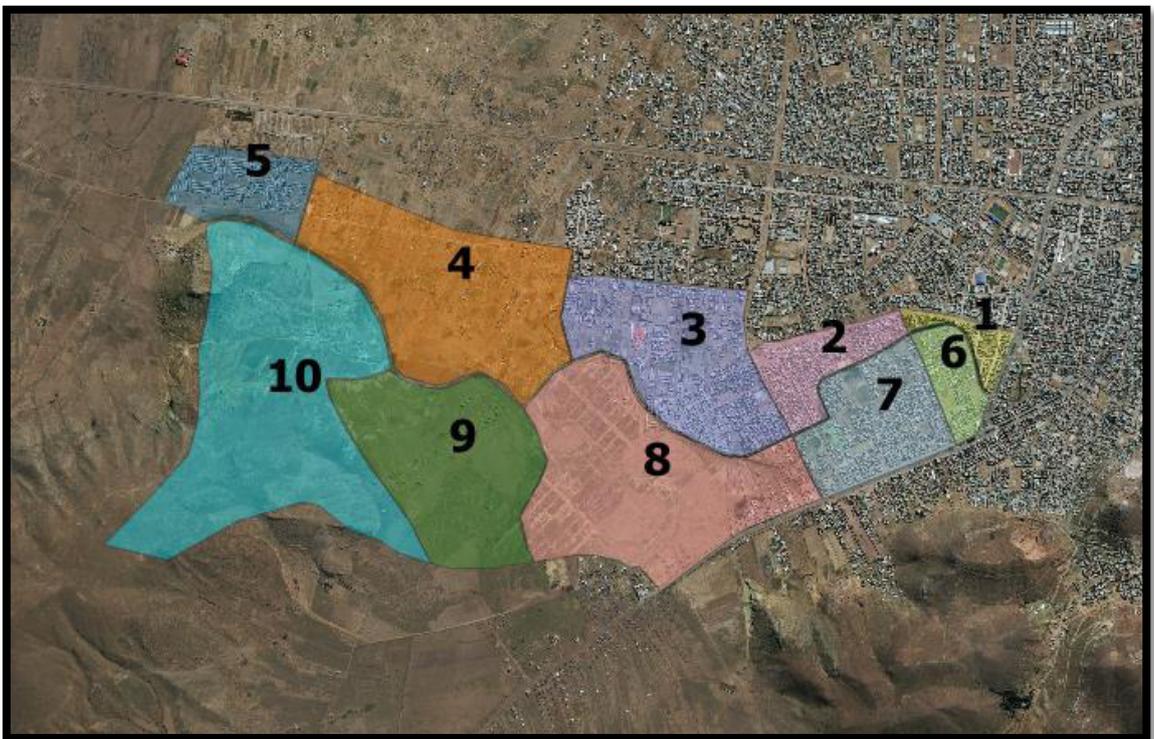
A la infiltración también se le suele llamar abstracciones, ya que este valor, se debe restar de la precipitación, a esta nueva precipitación se le llama precipitación efectiva, ya que será el que produce el escurrimiento.

Se presenta la caracterización de la cuenca en la situación actual, pero para la presente investigación se evaluará la situación del uso del suelo a futuro, ya que se tendrán más calles pavimentadas y en la cuenca 8, se tendrán nuevas urbanizaciones.

Se presenta a continuación, la ubicación de las subcuencas para la caracterización de la infiltración.

Figura 41

Ubicación de subcuencas para caracterización del suelo



Nota. Se muestra la delimitación de las 10 subcuencas

Se muestra la caracterización del suelo, en la situación actual:

Tabla 18

Caracterización del suelo, con infiltraciones - situación actual

Subcuenca	Tipo de Uso	Area (km2)	Numero de curva
Subcuenca-1	Areas urbanas con calles pavimentadas	0.081	98
Subcuenca-2	Areas urbanas con calles de tierra	0.239	82
Subcuenca-3	Areas urbanas con calles de tierra	0.715	82
Subcuenca-4	Area rural regular pasto	1.002	69
Subcuenca-5	Areas urbanas con calles de tierra	0.275	82
Subcuenca-6	Areas urbanas con calles de tierra	0.149	82
Subcuenca-7	Areas urbanas con calles de tierra	0.441	82
Subcuenca-8	Area rural regular pasto	1.118	69
Subcuenca-9	Area rural regular pasto	0.824	69
Subcuenca-10	Area rural regular pasto	1.540	69

Se muestra la caracterización del suelo, en la situación proyectada.

Tabla 19

Caracterización del suelo, con infiltraciones - situación proyectada

Subcuenca	Tipo de Uso	Area (km2)	Numero de curva
Subcuenca-1	Areas urbanas con calles pavimentadas	0.081	98
Subcuenca-2	Areas urbanas con calles pavimentadas	0.239	98
Subcuenca-3	Areas urbanas con calles de tierra	0.715	82
Subcuenca-4	Area rural regular pasto	1.002	69
Subcuenca-5	Areas urbanas con calles pavimentadas	0.275	98
Subcuenca-6	Areas urbanas con calles pavimentadas	0.149	98
Subcuenca-7	Areas urbanas con calles pavimentadas	0.441	98
Subcuenca-8	Areas urbanas con calles de tierra	1.118	82
Subcuenca-9	Area rural regular pasto	0.824	69
Subcuenca-10	Area rural regular pasto	1.540	69

4.3 Determinación del caudal de diseño

Se presenta los caudales a utilizar en el modelo de flujo unidimensional semi distribuido no permanente.

4.3.1 Tiempo de concentración

Para el tiempo de concentración, se utilizó el promedio de los valores hallados con las fórmulas de Kirpich y de SCS.

Se presenta el cálculo de los tiempos de concentración y del tiempo de retardo.

Tabla 20

Tiempo de concentración método Kirpich - situación proyectada.

Sub cuenca	Cota aguas arriba msnm	Cota aguas abajo msnm	Dif. Cotas m	Longitud m	Pendiente m/m	Tiempo de concentración horas	Tiempo de concentración minutos
Subcuenca-1	3823	3822	1.0	317.37	0.003151	0.252	15.11
Subcuenca-2	3824	3823	1.0	871.35	0.001148	0.809	48.52
Subcuenca-3	3826	3823.5	2.5	1,827.11	0.001368	1.337	80.20
Subcuenca-4	3828	3824	4.0	1,973.37	0.002027	1.219	73.15
subcuenca-5	3827	3825	2.0	894.32	0.002236	0.638	38.29
Subcuenca-6	3823	3822	1.0	642.45	0.001557	0.569	34.13
Subcuenca-7	3823	3822.5	0.5	1,078.06	0.000464	1.350	81.03
Subcuenca-8	3827	3823	4.0	1,274.94	0.003137	0.736	44.17
Subcuenca-9	3828	3824	4.0	1,057.68	0.003782	0.593	35.59
Subcuenca-10	4100	3824.5	275.5	2,065.09	0.133408	0.252	15.11

Fuente : Elaboracion propia

Tabla 21

Tiempo de concentración método SCS - situación proyectada.

Cuenca de Esudio	Longitud m	Pendiente m/m	Numero de curva	Tiempo de concentración n minutos
Subcuenca-1	317.37	0.0032	98.00	7.00
Subcuenca-2	871.35	0.0011	98.00	26.01
Subcuenca-3	1,827.11	0.0014	82.00	219.79
Subcuenca-4	1,973.37	0.0020	69.00	474.65
subcuenca-5	894.32	0.0022	98.00	19.02
Subcuenca-6	642.45	0.0016	98.00	17.50
Subcuenca-7	1,078.06	0.0005	98.00	48.51
Subcuenca-8	1,274.94	0.0031	82.00	108.84
Subcuenca-9	1,057.68	0.0038	69.00	210.99
Subcuenca-10	2,065.09	0.1334	69.00	60.67

Fuente : Elaboracion propia

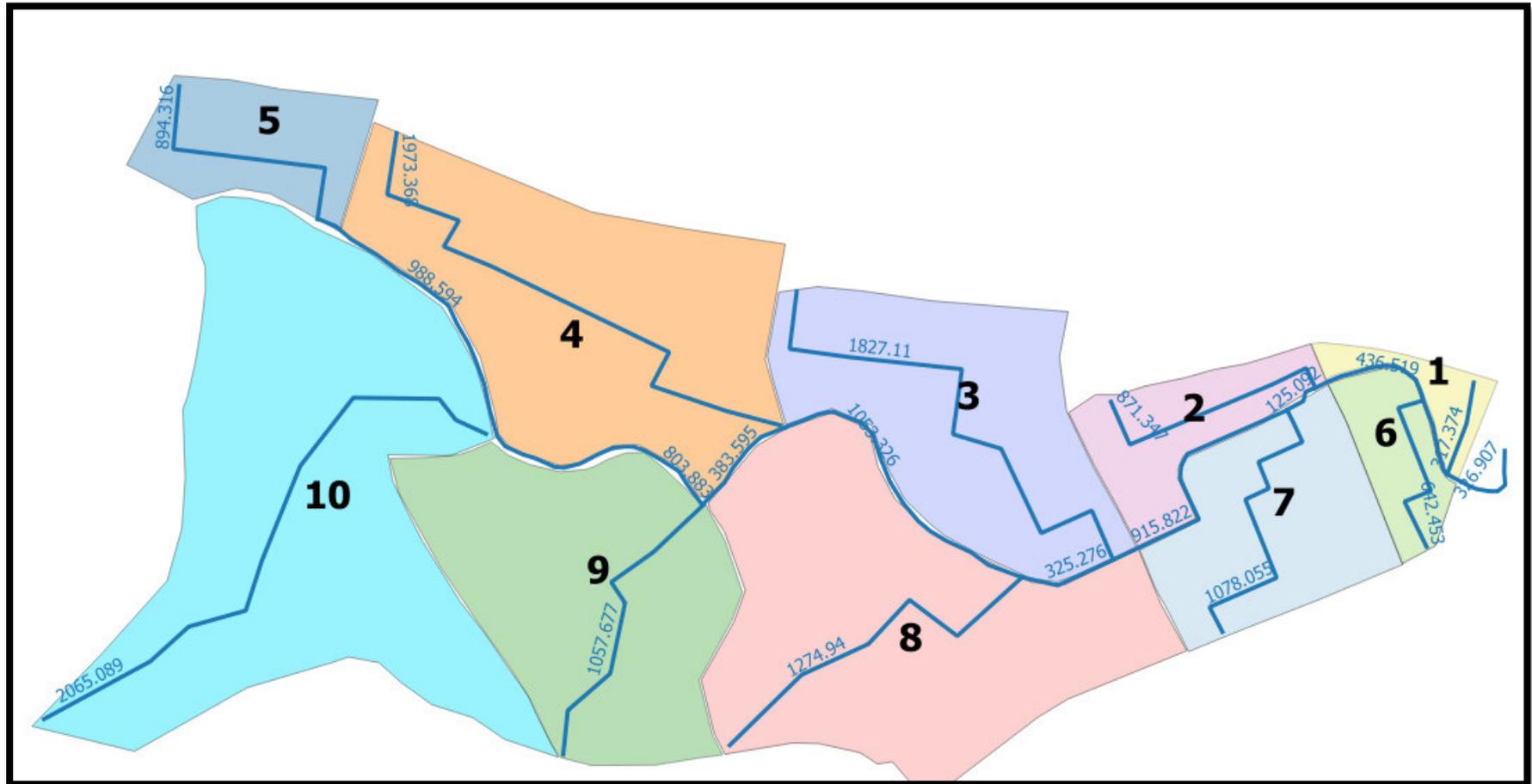
Tabla 22*Tiempo de concentración promedio situación proyectada*

Cuenca de Esudio	Tiempo de concentracion promedio minutos	Tiempo de retardo minutos
Subcuenca-1	11.06	4.20
Subcuenca-2	37.27	15.61
Subcuenca-3	149.99	131.87
Subcuenca-4	273.90	284.79
subcuenca-5	28.66	11.41
Subcuenca-6	25.81	10.50
Subcuenca-7	64.77	29.11
Subcuenca-8	76.50	65.30
Subcuenca-9	123.29	126.59
Subcuenca-10	37.89	36.40

Fuente : Elaboracion propia

Se muestra a continuación, los recorridos del agua usados, para determinar los tiempos de concentración.

Figura 42
Recorridos del agua por subcuencas, hasta llegar al afluente



4.3.2 Caudales de diseño proyectados

El procesamiento de datos, para determinar los hidrogramas, consiste en transformar la precipitación (hietogramas) a escorrentía (hidrogramas), descontando previamente las infiltraciones.

La metodología de esta transformación es a través de hidrogramas unitarios sintéticos, los cuales representan la escorrentía que producirá 1 mm de lluvia.

Para nuestro caso utilizaremos los hidrogramas unitarios sintéticos, desarrollados por el servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos. (SCS).

Esta transformación de hietogramas a hidrogramas se realizó con el apoyo del Software de uso libre HEC HMS.

De acuerdo al tiempo de retorno calculado, se muestran los caudales máximos por subcuencas para un tiempo de retorno de 25 años, que es el tiempo de retorno hallado, en las condiciones de uso actual del suelo y de uso futuro del suelo.

Tabla 23

Caudales máximo subcuencas, TR 25 años, situación actual y futura

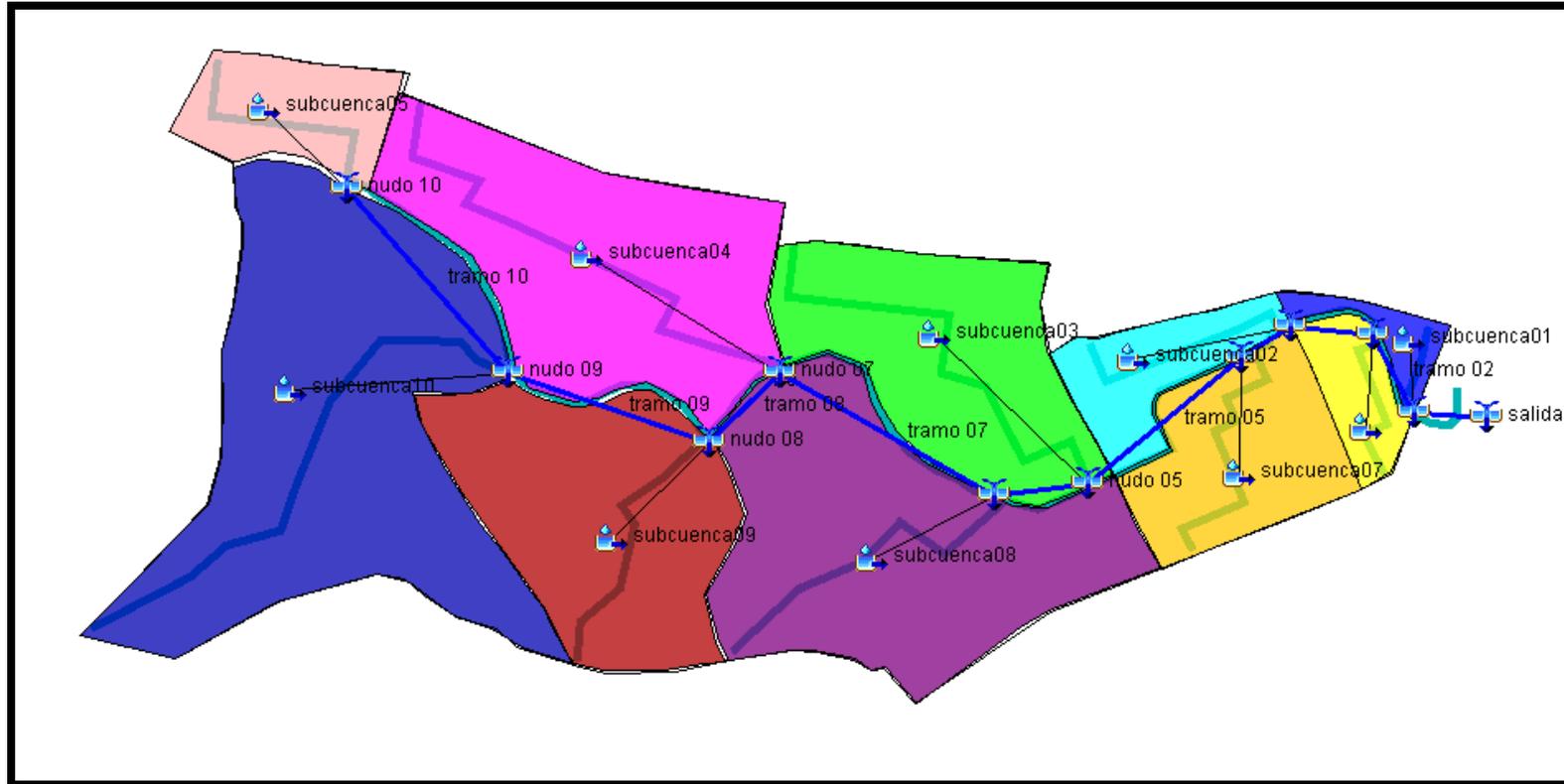
Sub cuenca	Caudal, T.R. 25 años, uso de suelos actual	Caudal T.R. 25 años, uso de suelos futuro
	m ³ /s	m ³ /s
Subcuenca-1	1.326	1.326
Subcuenca-2	0.561	2.792
Subcuenca-3	1.244	1.244
Subcuenca-4	0.431	0.431
subcuenca-5	0.770	3.564
Subcuenca-6	0.440	2.063
Subcuenca-7	0.713	4.025
Subcuenca-8	0.720	2.948
Subcuenca-9	0.601	0.601
Subcuenca-10	1.890	1.890

Fuente: Elaboración propia

Se muestran a continuación el esquema de modelado en el software HEC-HMS.

Figura 43

Esquema de modelado en software HEC HMS.



Se presenta a continuación, los hietogramas de cada subcuenca (color azul), así como la infiltración (color rojo) y los hidrogramas, para un tiempo de retorno de 25 años. Los valores tabulados de cada subcuenca se presentan en los anexos N y O, para uso de suelo actual y uso de suelo proyectado respectivamente.

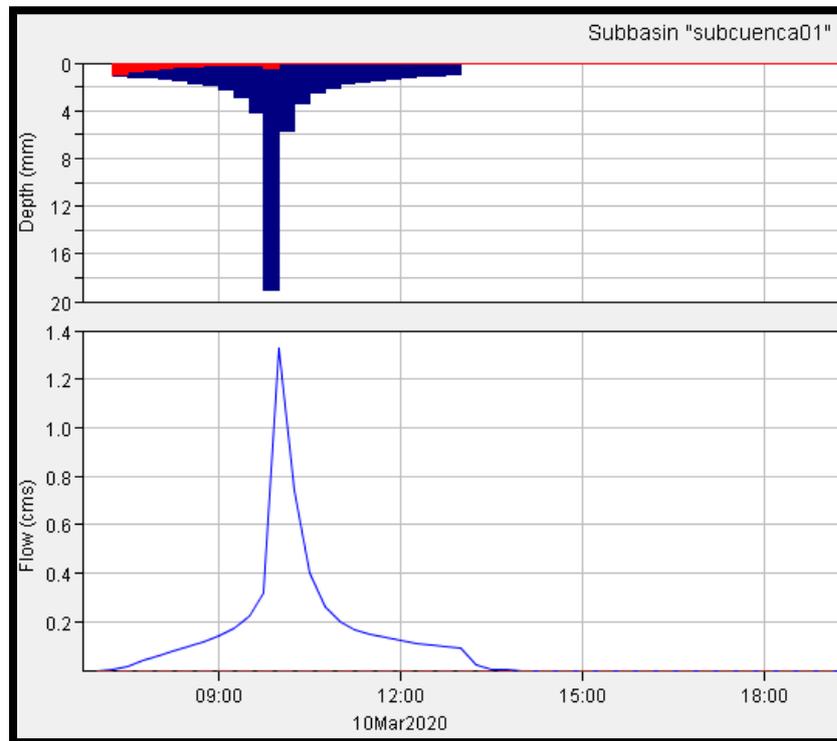
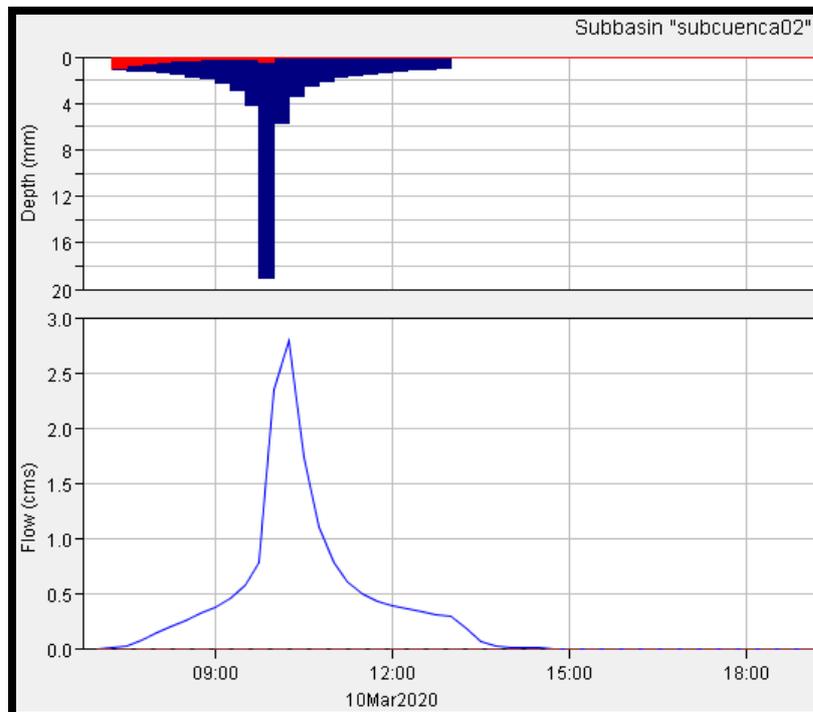
Figura 44*Hidrograma en subcuenca 01 proyectada TR 25 años***Figura 45***Hidrograma subcuenca 02 proyectada TR 25 años*

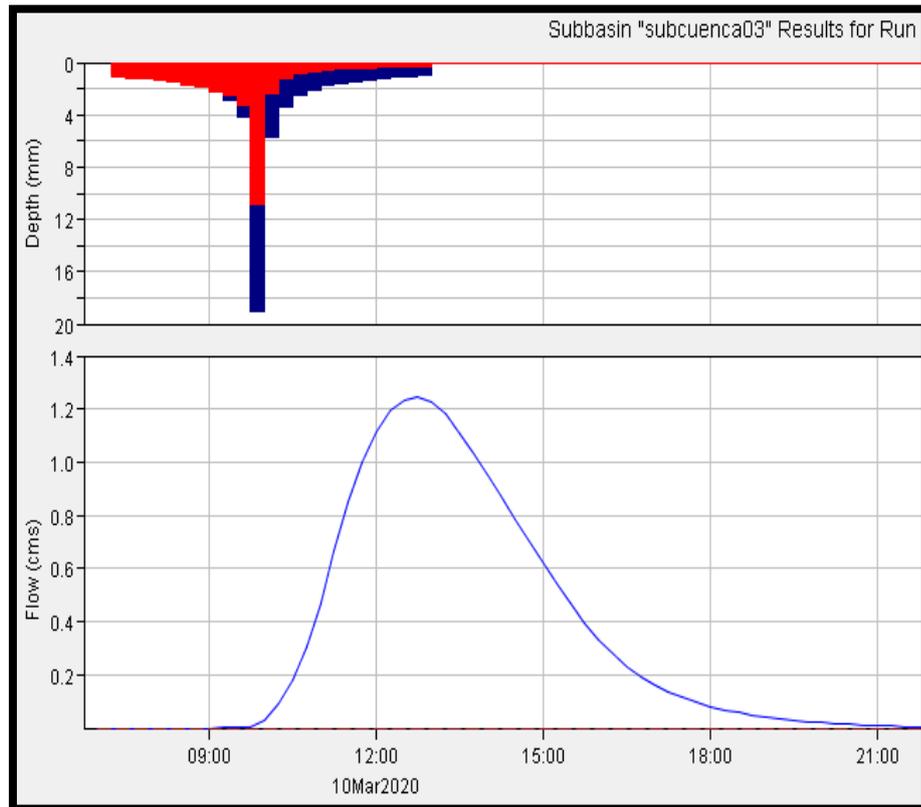
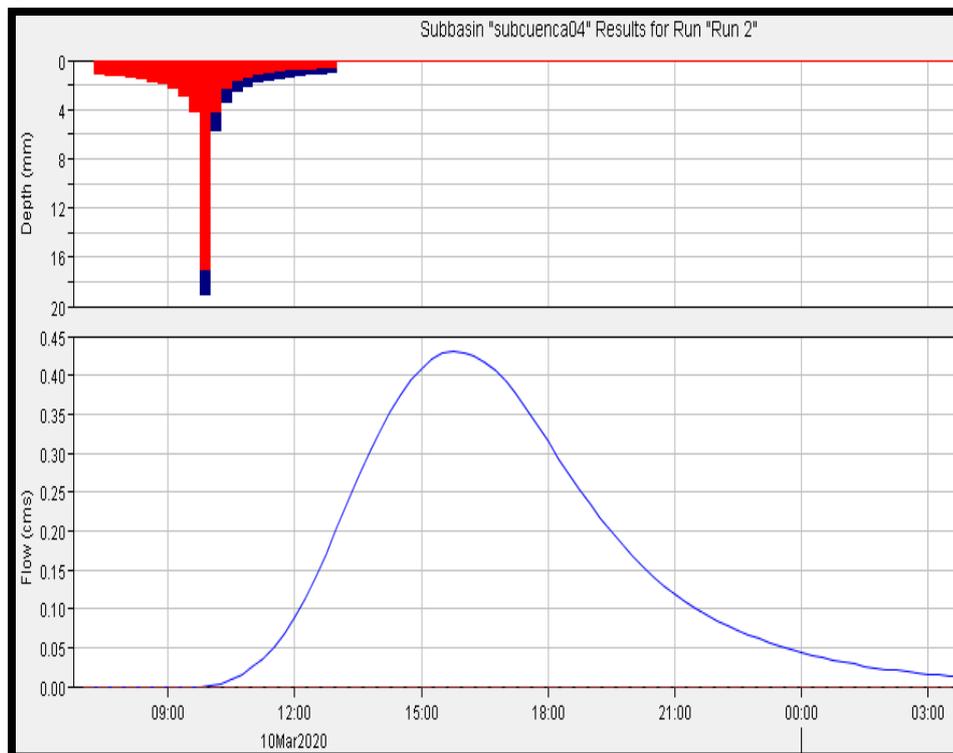
Figura 46*Hidrograma subcuenca 03 TR 25 años***Figura 47***Hidrograma subcuenca 04 TR 25 años*

Figura 48
Hidrograma subcuenca 05 TR 25 años

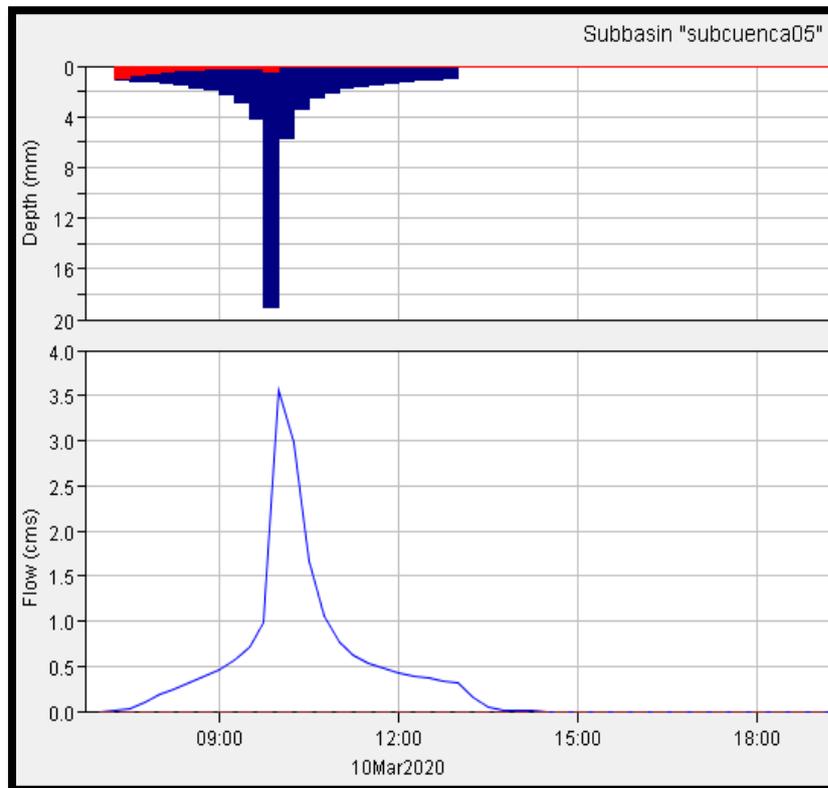


Figura 49
Hidrograma subcuenca 06 TR 25 años

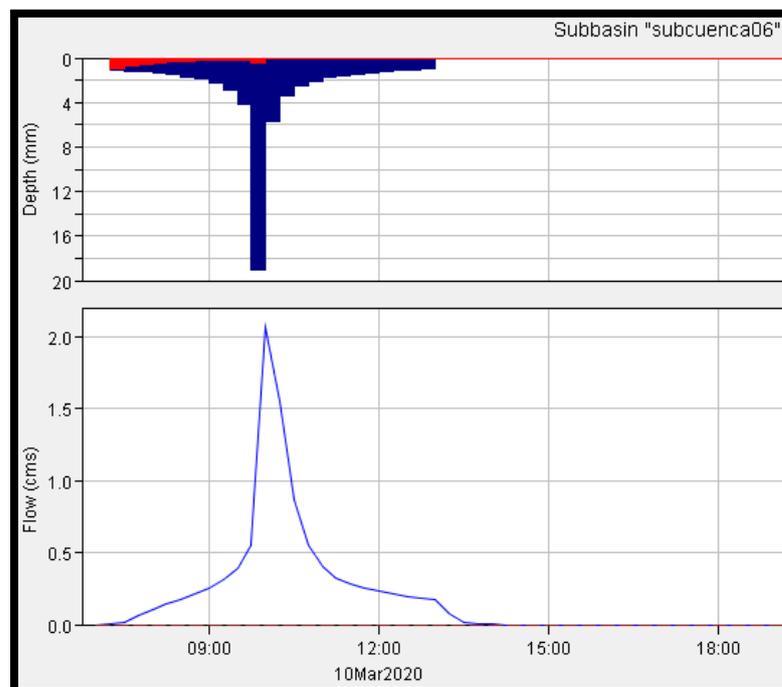


Figura 50
Hidrograma subcuenca 07 TR 25 años

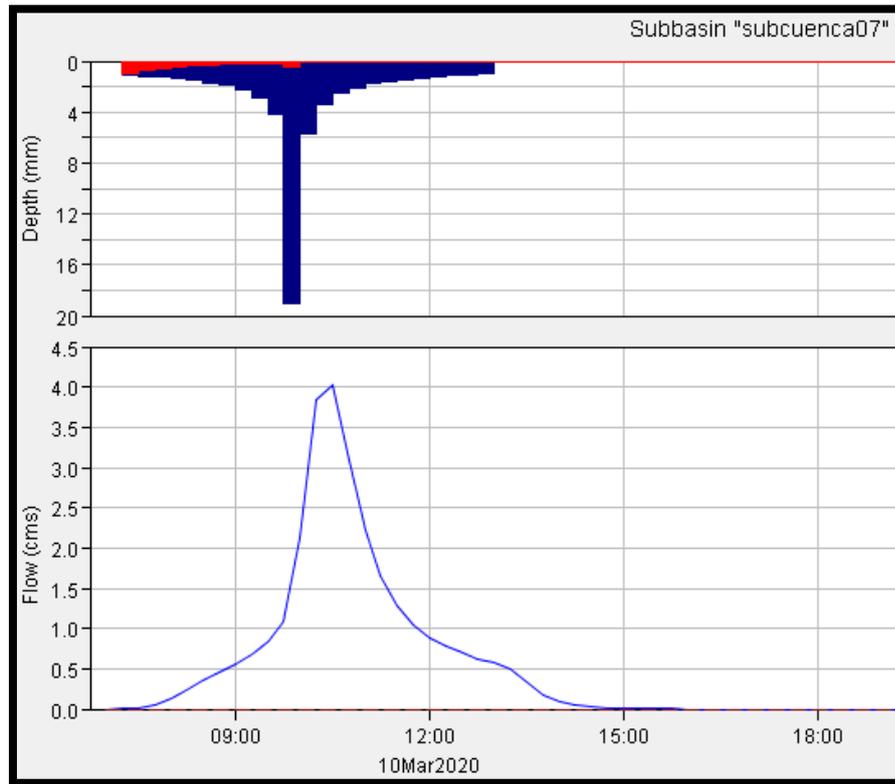


Figura 51
Hidrograma subcuenca 08 TR 25 años

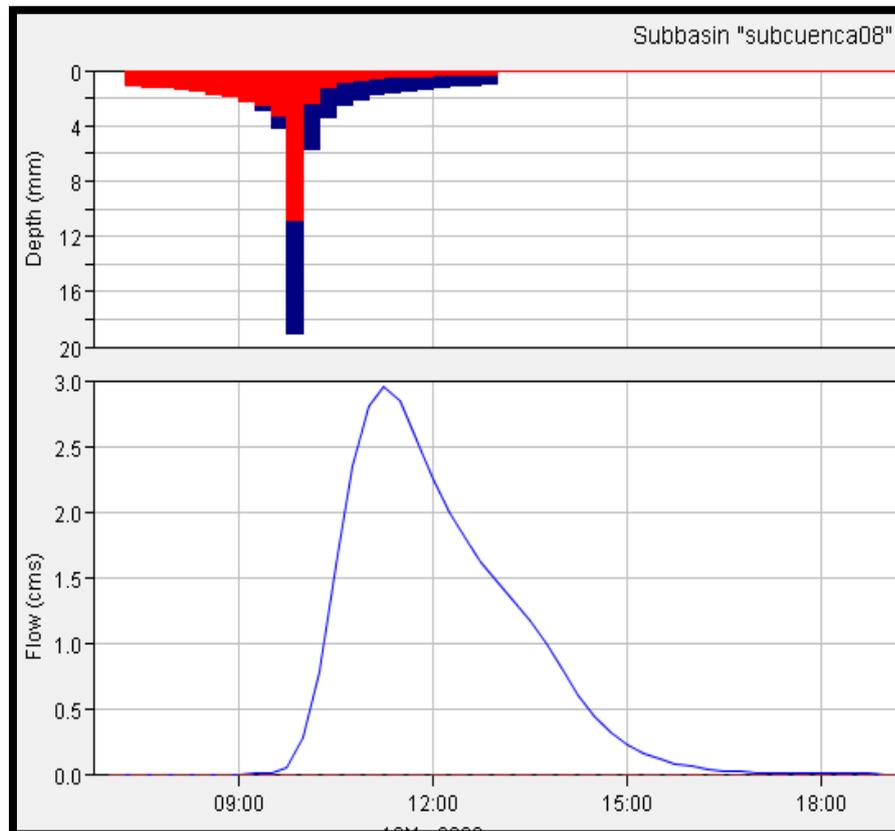
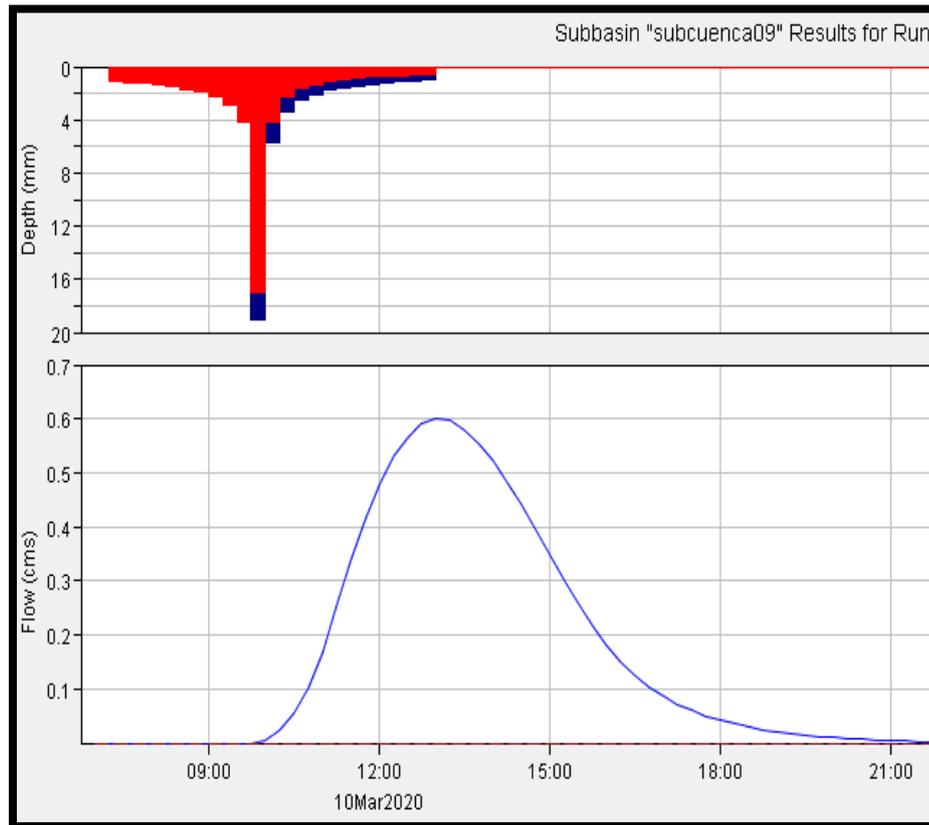
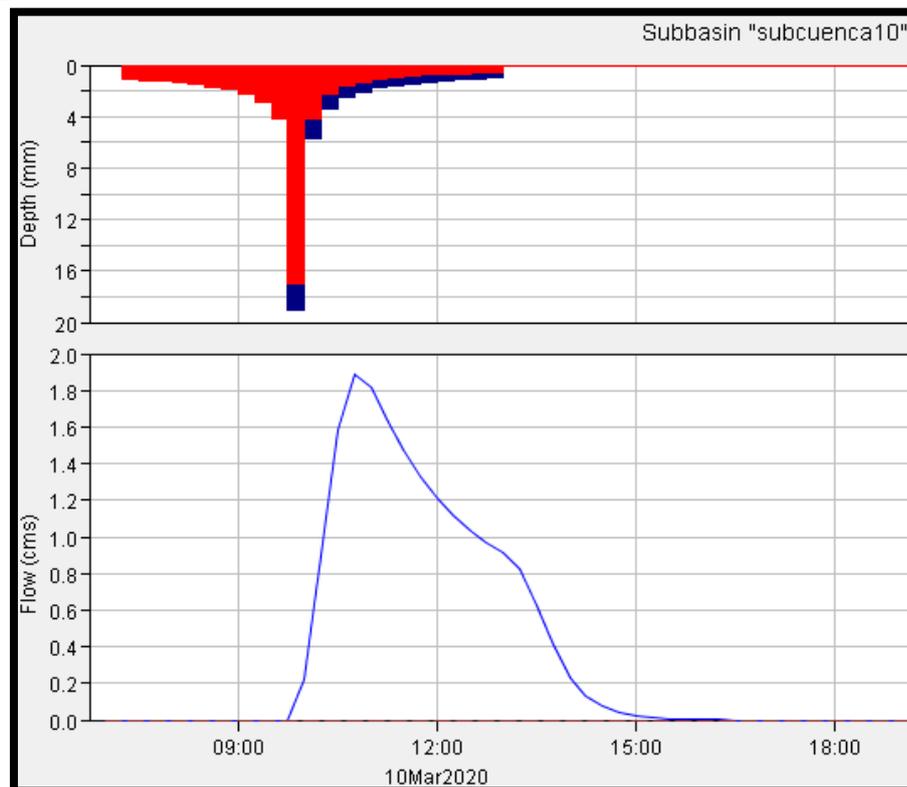


Figura 52*Hidrograma subcuenca 09 TR 23 años***Figura 53***Hidrograma subcuenca 10 TR 25 años*

4.4 Determinación de tirantes

4.4.1 Modelo bidimensional.

La construcción del modelo de flujo bidimensional permanente se realizó en las subcuencas 1 y 6, considerando que solo en estas zonas se realizó el levantamiento con dron, obteniéndose las imágenes DEM (Digital Elevation Modeling).

Levantamiento topográfico

Este trabajo se realizó con un dron, adaptado para trabajos topográficos, cuya utilización se está difundiendo para este tipo de trabajos, obteniéndose modelos digitales de elevación (DEM), siendo visualizados con el software de uso libre QGis.

Figura 54

Equipo de georreferenciación GPS diferencial.



Nota. Mi persona con chaleco plomo y el topógrafo con chaleco naranja.

Figura 55

Equipo de dron, para levantamiento topográfico



Se presenta a continuación, las imágenes obtenidas por el levantamiento topográfico con el dron.

En la siguiente imagen se muestra, la subcuenca 1 y 6, así como el afluente.

Figura 56

Final del efluente con agua estancada.



Nota. Se puede notar en la imagen, que el afluente presenta dos colores, un azulino, aguas arriba, para pasar a un color amarillento, hasta el final de afluente. En la imagen, el afluente que se ve de color amarillo, se encuentra actualmente colmatado con tierra y basura.

Se pudo observar que el flujo que pasa es mínimo, no teniendo la velocidad que pudiera arrastrar agua abajo estos sedimentos, constituido básicamente por basura, por lo que se requiere una limpieza de esta zona del cauce, para lograr recuperar su capacidad hidráulica

Se presentan a continuación la imagen digital de elevación del modelo (DEM), de las subcuencas 1 y 6 y del afluente.

Figura 57

Imagen DEM de la zona de estudio



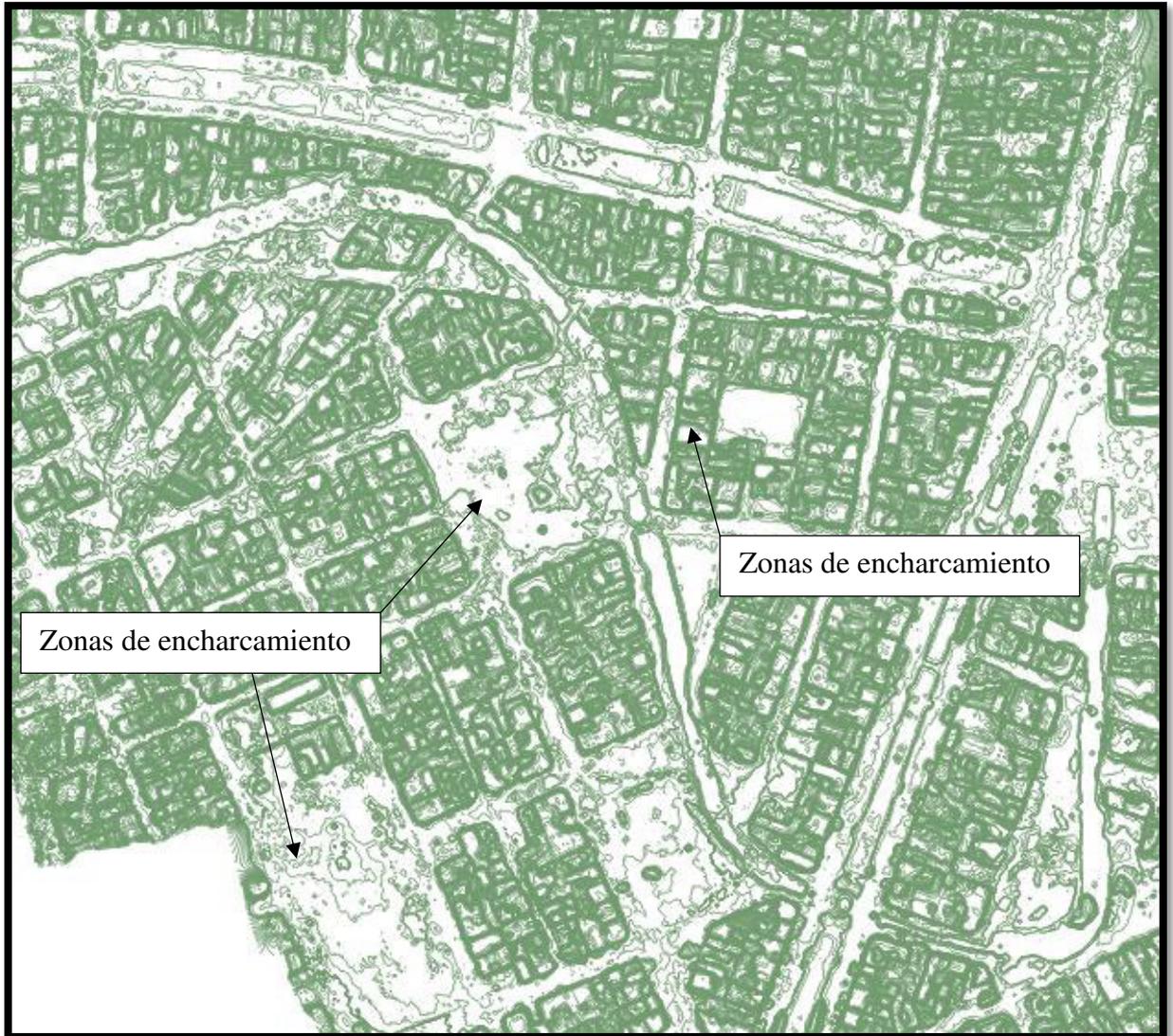
Nota. Los colores representan los niveles de terreno, siendo los de color amarillo, las elevaciones más bajas, las cuales son susceptibles a inundación y encharcamiento de agua, en un evento extremo.

De la imagen se puede determinar, que la subcuenca 6, es más vulnerable a inundación que la subcuenca 1, ante un desborde del afluente.

Se muestra a continuación, las curvas de nivel generadas con la imagen DEM, procesada en el software QGIS, con curvas de nivel a cada 0.25 m.

Figura 58

Curvas de nivel de la imagen DEM a cada 0.25 m



Fuente: Elaboración propia

Nota. Esta imagen, nos permite visualizar, las zonas de encharcamiento de las subcuencas, las cuales corresponden a las curvas de nivel, que se encierran en sí mismas y no llegan al afluente.

También visualizamos que, en el afluente, las curvas de nivel corresponden a la superficie de agua, mas no al fondo del afluente. Lo que es un inconveniente para evaluar su capacidad hidráulica.

A continuación, se muestra, la imagen DEM, con las mallas de discretización, para realizar la simulación del flujo bidimensional, En el modelo de simulación, se utilizó un emallado de 3.00 m x 3.00 m.

Figura 59

Enmallado para simulación bidimensional



Nota, Este procesamiento se realizó en el software HEC RAS, cuyo uso es libre.

Valores de rugosidad en zona de estudio

Para determinar la rugosidad se realizó un recorrido por la zona de estudio para identificar el tipo de superficie y establecer un coeficiente de rugosidad.

Se encontró que las calles de la subcuenca 1, están pavimentadas, mientras que las calles de la sub cuenca 6 son de tierra, se estableció un coeficiente de rugosidad 0.025, considerando que, al tener tirantes pequeños, las rugosidades se incrementan. (Fraga, 2015, pág. 91)

Escorrentía en flujo bidimensional

Se modeló con el uso de suelo futuro con una lluvia permanente, hallado para un tiempo de retorno de 25 años, siendo la precipitación efectiva (descontando infiltración) de 57.91 mm.

Como la tormenta de diseño dura 6 horas (360 minutos), se aplicó al modelo una lluvia permanente de 0.161 mm/minuto.

Se presentan a continuación el desarrollo de la lluvia, en varios intervalos de tiempo, para ver el comportamiento hidráulico de la cuenca.

Se muestran las imágenes, con el escurrimiento bidimensional a cada hora.

En las imágenes, el color celeste representa el agua proveniente de la lluvia y nótese que, al inicio, se presentan encharcamientos de agua, para con el transcurrir del tiempo, el agua empieza a escurrir, hasta donde se encuentra el afluente.

Aclarar que el agua que se muestra en el afluente es de la lluvia en que cae en la subcuenca 1 y 6, al cual no se está incorporado el caudal proveniente de las demás subcuencas, esto en razón que el programa no permite este tipo de simulaciones.

Figura 60
Zona de inundación a 01 hora



Figura 61
Zonas de inundación 2 horas



Figura 62
Zonas de inundación 3 horas



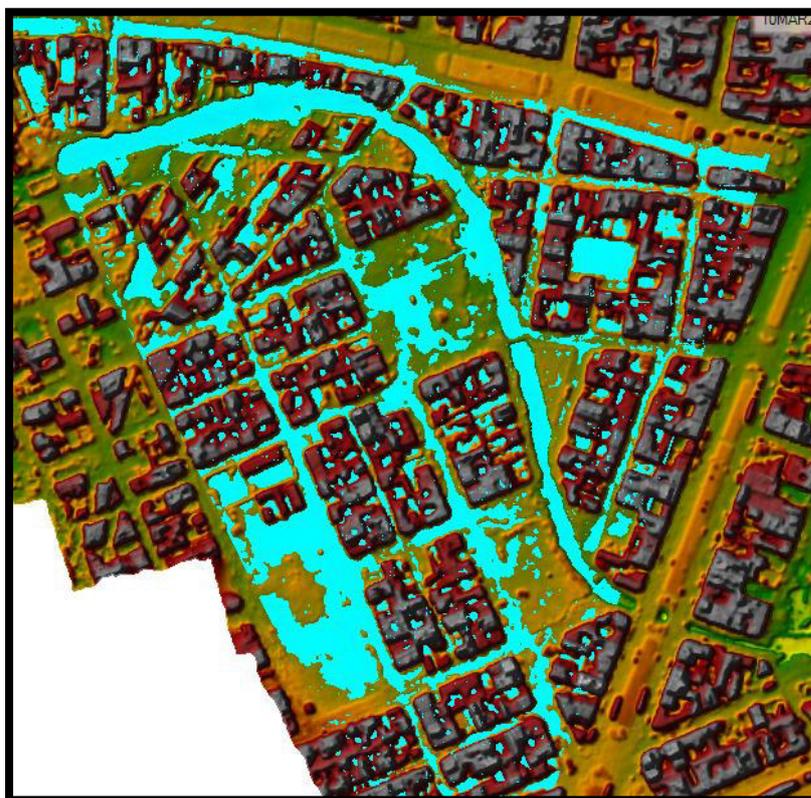
Figura 63
Zonas de inundación a 4 horas



Figura 64
Zonas de inundación a 5 horas



Figura 65
Zonas de inundación a 6 horas



Nota. De las imágenes desarrolladas en el modelo de flujo bidimensional, se pudo notar que el encharcamiento de agua es mayor en la subcuenca 6, y en algunos casos no puede escurrir al afluente.

Al incorporar el caudal proveniente de las demás subcuencas, existe la posibilidad que el afluente se desborde, esta evaluación no se realizó, ya que el programa no lo permite y también que, la imagen DEM, no presenta los niveles del fondo del cauce, así mismo los cruces peatonales, son reconocidos por el programa de simulación, como obstrucciones, siendo esto un inconveniente para la simulación con el modelo de flujo bidimensional, con imágenes DEM obtenidas por un dron.

4.4.2 Modelo unidimensional

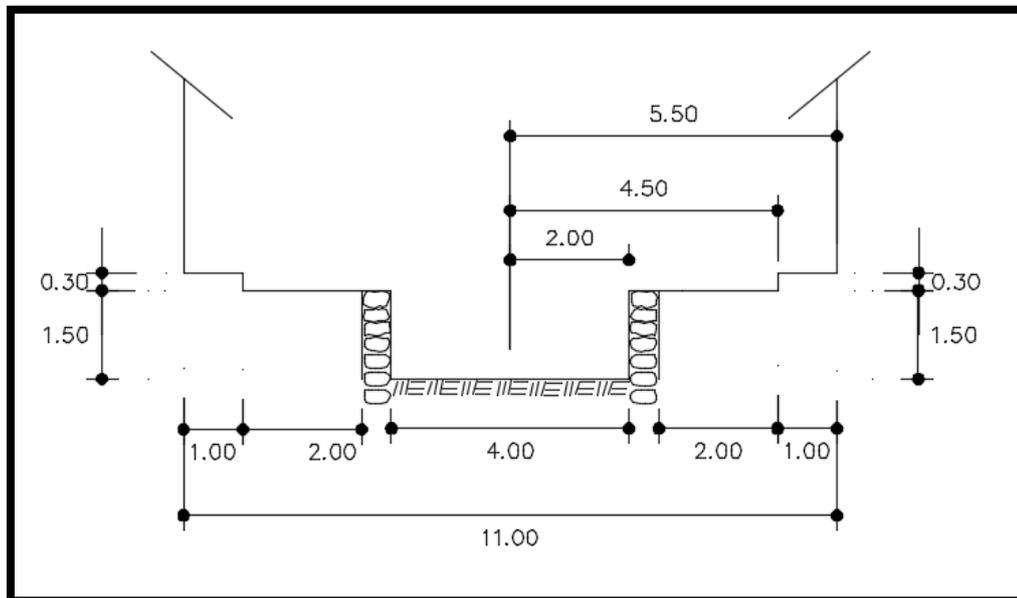
La evaluación del comportamiento del modelo de flujo unidimensional no permanente se realizó en toda la longitud del afluente.

También se simuló el afluente en todo su recorrido, con un canal rectangular el cual tendrá rugosidad compuesta, estando constituido el fondo por tierra y las paredes por piedra emboquillada.

El valor de la rugosidad se determinará con la ecuación de rugosidad compuesta.

$$n_c = \left[\frac{P_1 n_1^{\frac{3}{2}} + P_2 n_2^{\frac{3}{2}} + P_3 n_3^{\frac{3}{2}}}{P_1 + P_2 + P_3} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Figura 66
Sección típica de diseño



Nota. Se muestra la imagen de la sección típica para el modelo de flujo unidimensional. Se muestra el cálculo de la rugosidad compuesta:

Tabla 24*Cálculo de rugosidad compuesta de sección típica*

Descripción	n	Perímetro
Tramo 1 - Pared de piedra emboquillada	0.020	1.5
Tramo 2 - Fondo de tierra	0.025	4.0
Tramo 3 - Pared de piedra emboquillada	0.020	1.5
Rugosidad Compuesta de seccion típica	0.023	

Característica del afluente

El afluente en estudio tiene una longitud de 5,623 m, y una pendiente de 0.0005 m/m.

La cuenca en estudio se subdividió en 10 subcuencas considerando criterios de áreas de drenaje y de uso de suelo, identificando zonas urbanas y zonas rurales con diferentes capacidades de infiltración.

Se muestra las distancias a las que serán ingresados los valores de los hidrogramas de cada subcuenca y las cotas de fondo del canal de diseño.

Tabla 25*Características del afluente*

Tramo	Descripción	Longitudes parciales m	Pendiente (m/m)	Diferencia de cotas m	Cota Fondo canal m.s.n.m.
L-0	Salida del efluente	0.00	0.000	0.000	3821.000
L-1	Entrega de cuenca 01	327.00	0.0005	0.164	3821.164
L-2	Entrega de cuenca 06	256.00	0.0005	0.128	3821.292
L-3	Entrega de cuenca 02	437.00	0.0005	0.219	3821.511
L-4	Entrega de cuenca 07	125.00	0.0005	0.063	3821.574
L-5	Entrega de cuenca 03	916.00	0.0005	0.458	3822.032
L-6	Entrega de cuenca 08	325.00	0.0005	0.163	3822.195
L-7	Entrega de cuenca 04	1054.00	0.0005	0.527	3822.722
L-8	Entrega de cuenca 09	390.00	0.0005	0.195	3822.917
L-9	Entrega de cuenca 10	804.00	0.0005	0.402	3823.319
L-10	Entrega de cuenca 5	989.00	0.0005	0.495	3823.814
	Total	5,623.00		2.814	

Se pudo observar a lo largo del afluente, que algunas familias que viven colindantes al afluente no respetan el cauce natural realizando construcción en parte del cauce y con la construcción de nuevas urbanizaciones, se cambió el curso natural del afluente disminuyendo el ancho del cauce, también se notó que la mayor parte del afluente esta colmatada de sólidos.

Esta situación encontrada determino la necesidad de recuperar el cauce natural del afluente, de la cuenca urbana de la zona oeste de la ciudad de Juliaca.

El canal planteado de recuperación corresponde a un canal de sección rectangular de 4.00 m ancho x 1.50 m de alto, el material del canal será el fondo de tierra y las paredes de piedra emboquillada, para lo cual se calculó la rugosidad compuesta obteniéndose una rugosidad de Manning de 0.023.

Evaluación hidráulica

La evaluación hidráulica se realizó, considerando la recuperación del cauce, en un ancho de 4.00 m y una altura de 1.50 m. y una mejora en las paredes, con emboquillado de piedra.

El caudal de aporte será, el de los hidrogramas hallados para un tiempo de retorno de 25 años, en las 10 subcuencas, cuyos valores se presentan en el anexo.

Se realizaron dos modelos, uno con el uso del suelo actual (modelo1) y otro modelo con el uso del suelo a futuro (modelo 2).

Para la simulación se utilizó el software HEC-RAS, el cual permite la modelación hidráulica en régimen no permanente de canales abiertos, en régimen subcrítico.

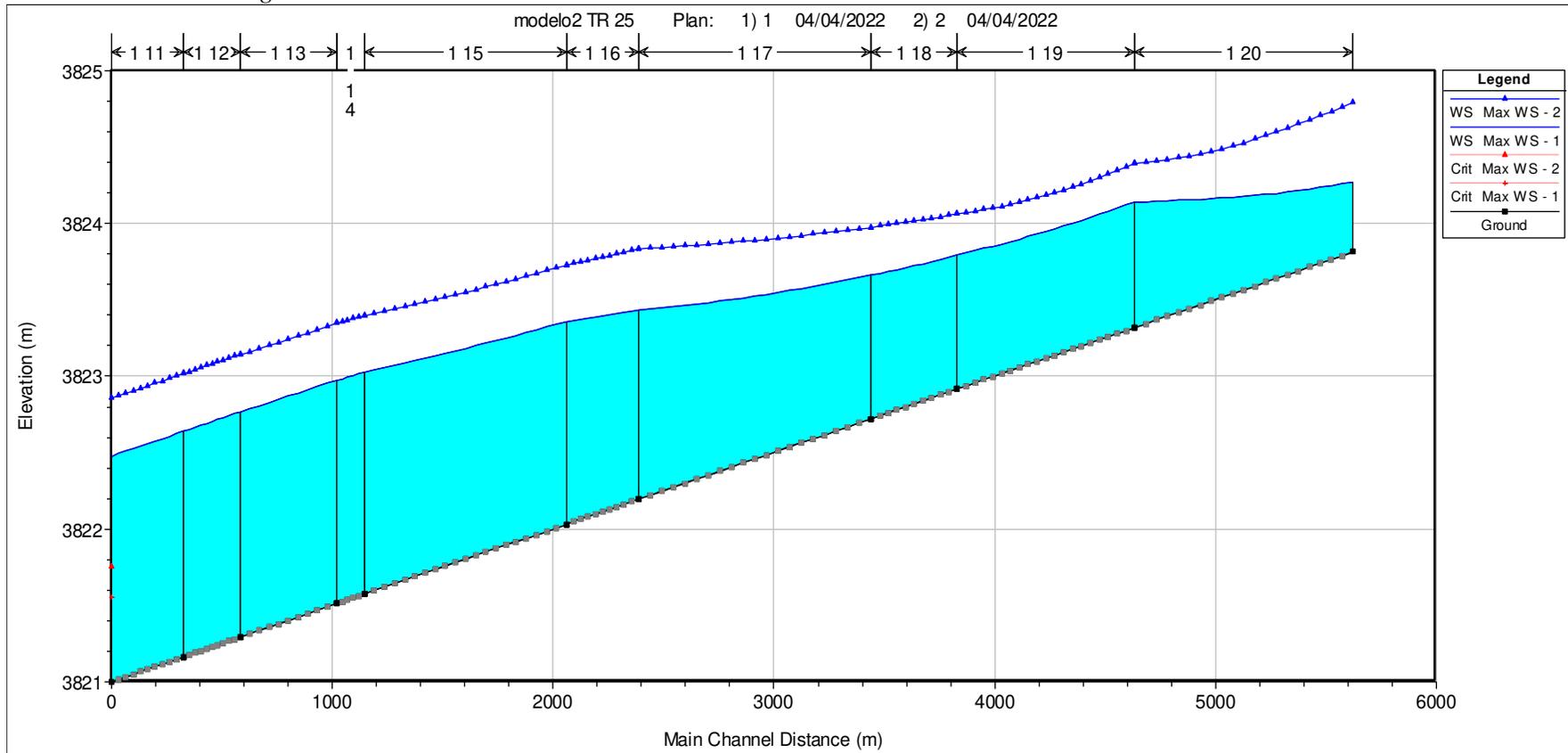
La simulación inicia, con una tormenta de duración de 6 horas, (360 minutos) desde las 7:00 am hasta las 13:00 horas.

Se presenta a continuación los resultados de las simulaciones para el caso planteado.

Se presenta a continuación, los niveles máximos de agua en todo el afluente.

Figura 67

Niveles máximos de agua

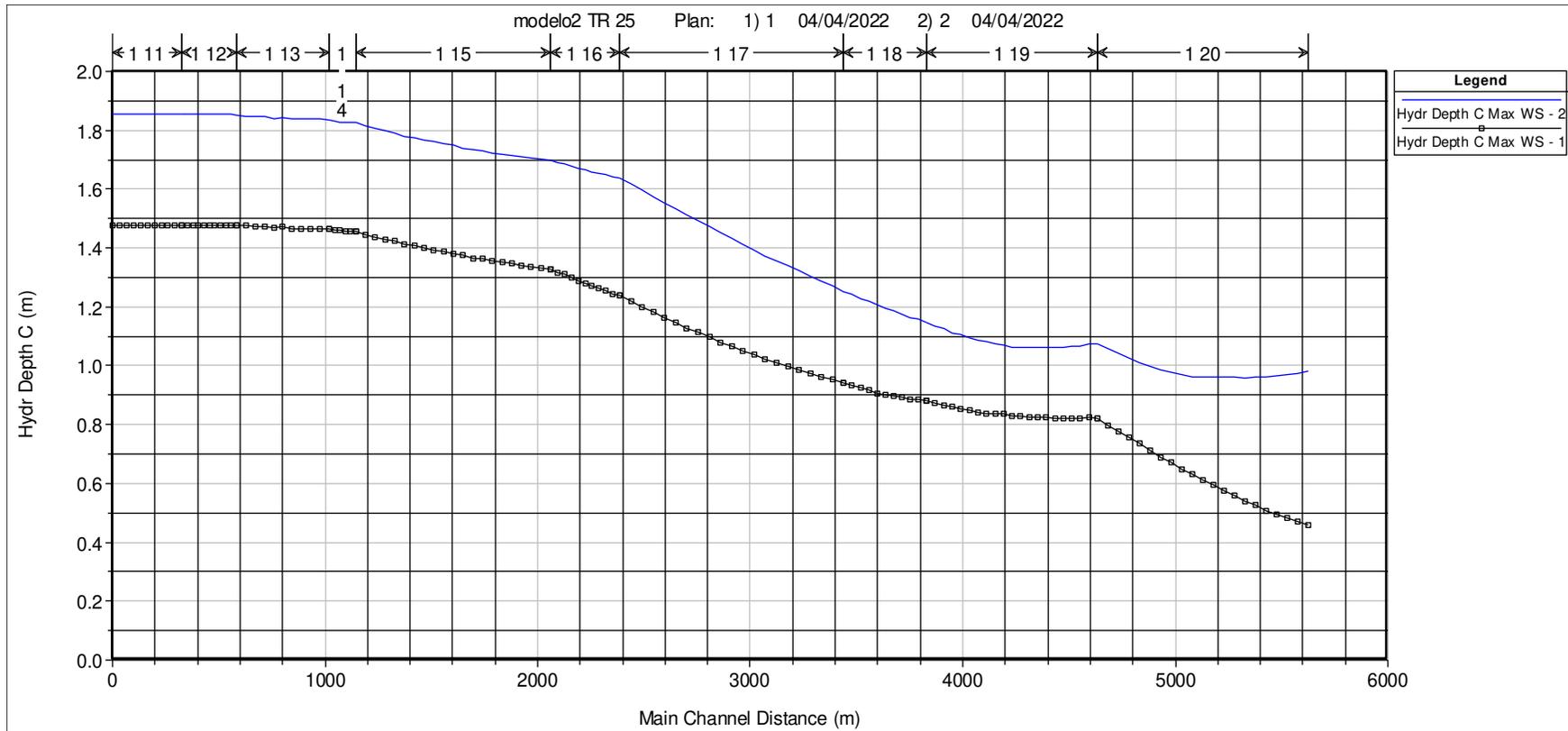


Nota. Para una mejora visualización, el modelo 1, está en color celeste y el modelo 2, está representado por una línea. Se puede apreciar que, en la situación proyectada de uso de suelo (línea azul), se tendrá menor infiltración, por lo que se generará mayores volúmenes de escorrentía y por ende mayores niveles de agua.

Se presenta a continuación, los tirantes máximos, en todo el afluente.

Figura 68

Tirantes de agua máximos a lo largo del afluente



Nota. Como se puede observar, con el uso del suelo actual, no se produciría desborde, mientras que, con el uso de suelo futuro, se tendría problemas de desborde entre la progresiva 0+00 hasta la progresiva 2+800. Siendo estos valores superiores a 1.50 m, que es la altura del canal.

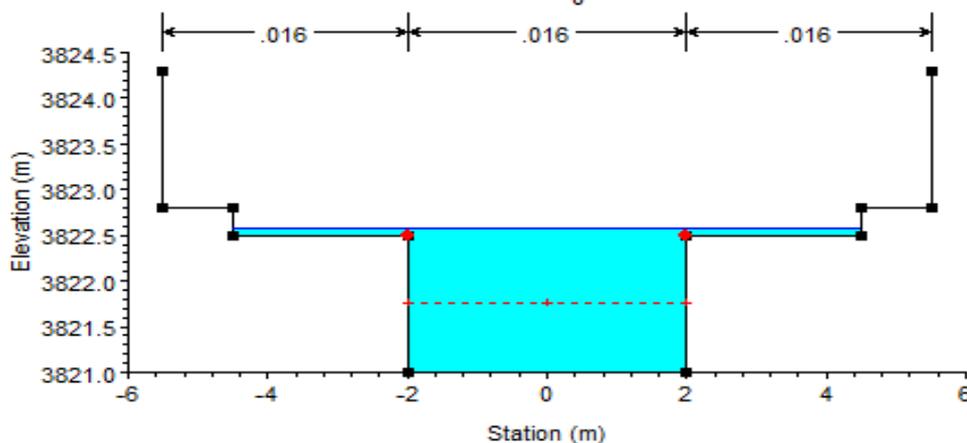
del agua pluvial, mientras que, con el uso proyectado del suelo, se tiene un caudal máximo de aproximadamente $8.0 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que si originaría un desborde en el cauce del afluente.

Para solucionar el problema de inundación, se plantea como medida inicial la optimización de la capacidad hidráulica del afluente, esto se logra con el revestimiento con concreto pulido en toda la sección en una longitud de 500 m aguas arriba de la salida del afluente, reduciendo la rugosidad de 0.023 a 0.016. Con esta medida se reduciría el tirante a 1.55 m, pero no superaría el nivel de vereda, no originando el desborde del afluente

Se presenta a continuación, la sección del canal en la progresiva 0+000, con los niveles de agua, en la condición de uso de suelo proyectado, con el planteamiento de mejora.

Figura 71

Tirantes máximos de agua en estación. 0+00, con mejoras



Nota. Con la mejora de la rugosidad, se tiene un desbordamiento mínimo, que no implica riesgo grave.

Esto nos permitiría indicar que, a futuro se deberá realizar una mejora al canal, por lo que se plantea como solución la optimización de la capacidad hidráulica del afluente, esto se logra con el revestimiento con concreto pulido en toda la sección en una longitud de 500 m aguas arriba de la salida del afluente, reduciendo la rugosidad de 0.023 a 0.016, desde la progresiva 0+00, hasta la progresiva 0+500, la sección si soportaría el caudal, sin producir desborde.

Del procedimiento desarrollado, se determinó una precipitación proyectada en la cuenca oeste de la ciudad de Juliaca, de 63.74 mm/día con la metodología del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC, mientras que con la metodología IILA-SENAMHI-UNI, fue de 54.078 mm/día, para un periodo de retorno de 25 años.

En cuanto a las infiltraciones, se determinó una infiltración acumulada de 38.22 mm/día, por la metodología del número de curva SCS, y de 39.15 mm/día con la metodología de Horton, en calles de tierra, mientras que para calles pavimentadas fue de 5.83 mm/día con la metodología del número de curva SCS y de 7.85 mm/día por la metodología de Horton.

En cuanto a la determinación del caudal, para el modelo de flujo bidimensional permanente, solo se evaluó las cuencas 1 y 6, que se encuentran al final del afluente, con el uso futuro del suelo, para este modelo se determinó una precipitación efectiva de 57.91 mm/día, con una duración de tormenta de 6 horas (360 minutos), resultando un caudal de 0.161 litros/minuto por m².

Para el modelo unidimensional no permanente, se evaluaron dos escenarios, uno con el uso de suelo actual y otro con el uso de suelo a futuro, y la precipitación proyectada con un tiempo de retorno de 25 años; se determinó un caudal en la salida del afluente de 5.0 m³/s, con las condiciones de uso actual del suelo y de 8.1 m³/s, con la condición de uso futuro del suelo. Para determinar los tirantes, en el modelo bidimensional permanente, se tuvo el problema que las imágenes DEM, no permiten caracterizar el fondo del cauce, por lo que no se logra determinar los tirantes en el afluente, pero si se logró determinar zonas de encharcamiento y direcciones de escurrimiento. Mientras que, para el modelo unidimensional no permanente, se estableció la recuperación de la sección natural del cauce, el cual es de un ancho de 4.00 m y una profundidad de 1.50 m, así mismo, se planteó revestir las paredes con piedra emboquillada por su economía. En la situación actual de uso de suelo, con una precipitación proyectada para un

tiempo de retorno de 25 años, se tendrán valores de tirantes desde 1.48 a 0.45 metros (menores a 1.50 m), por lo que no se produciría desbordamiento del cauce, pero para la situación de uso futuro del suelo, con el incremento de calles pavimentadas y más viviendas, se tiene tirantes desde 1.85 a 0.95 metros. En la zona donde se tiene tirantes superiores a 1.50 m, se produciría desbordamiento del afluente, por lo que se plantea como solución la optimización de la capacidad hidráulica del afluente, esto se logra con el revestimiento con concreto pulido en toda la sección en una longitud de 500 m aguas arriba de la salida del afluente, reduciendo la rugosidad de 0.023 a 0.016.

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

(Da Silva, 2015, p. 119) Establece textualmente la siguiente conclusión:

La elaboración del modelo digital del terreno para el barrio Marçal a partir de datos de diferentes fuentes, combinados con las herramientas de modelación espaciales, permitió simular los escurrimientos en la cuenca urbana del mismo barrio y conducirlos de forma segura por los cauces naturales. ... Se aplicó la estrategia propuesta en la zona seleccionada como caso de estudio, lo que permitió establecer criterios sobre los peligros de inundación ante intensas lluvias, como etapa de diagnóstico de la situación actual del barrio.

En nuestra investigación, el modelo digital del terreno, elaborado a través de un dron equipado para estos trabajos, permitió simular el escurrimiento en las subcuencas urbanas de estudio, identificando las zonas de encharcamiento y dirección de escurrimiento, lo que permite establecer zonas más susceptibles a inundaciones, conclusión que también es corroborado en nuestra investigación, considerando que identificamos la zona de riesgo a inundaciones en las subcuencas urbanas.

(Fraga, 2015, p. 158), Establece textualmente la siguiente conclusión:

La aplicación del modelo a eventos de lluvia diferentes a los empleados en la calibración muestra la capacidad del modelo de predecir correctamente los hidrogramas en la salida de la cuenca. Los resultados sin embargo se deterioran en los eventos con menor volumen de precipitación, probablemente porque no se captura correctamente el efecto de la rugosidad sobre láminas de agua tan pequeñas e intermitentes.

En nuestra investigación se logró transformar las precipitaciones máximas diarias a tormentas de diseño, representado curvas de intensidad-duración-frecuencia e hietogramas de diseño, logrando la obtención de hidrogramas en las diferentes sub cuencas y con estos hidrogramas, a través del modelo unidimensional no permanente, se calculó el hidrograma en el afluente a la salida de la cuenca, logrando con esto determinara adecuadamente los tirantes; mientras

que, para el modelo bidimensional, como la precipitación es distribuida en toda la sub cuenca, produce un caudal de aporte pequeño, del orden de $0.161 \text{ litros/min} \times \text{m}^2$, lo que dificulta en determinar exactamente los tirantes, conclusión que también es corroborado en nuestra investigación.

(Aragón, 2013, p. 141) Establece textualmente la siguiente conclusión:

Se realizó una amplia validación del esquema numérico en 1D para la aplicación en conductos con flujo en lámina libre. El modelo numérico se aplicó en conductos con flujo en lámina libre en régimen lento, régimen rápido y con cambios de régimen (de lento a rápido y de rápido a lento a través de un resalto hidráulico) con estado permanente y transitorio mostrando un comportamiento aceptable.

En nuestra investigación el afluente que trabaja a presión atmosférica conocido también como lamina libre y a régimen subcrítico, conocido también como régimen lento, con estas consideraciones se usó del modelo unidimensional no permanente, utilizando las ecuaciones de Saint Venant, con lo cual se determinó adecuadamente los tirantes a lo largo del afluente, conclusión que también es corroborado en nuestra investigación, considerando que obtuvimos un comportamiento aceptable del modelo.

VI. CONCLUSIONES

Como conclusión general, se determinó que la capacidad del drenaje de aguas pluviales en el afluente de la zona oeste de la ciudad de Juliaca, evaluado con modelo de flujo unidimensional no permanente, en las condiciones actuales de uso de suelos, el afluente permite evacuar el agua sin que se produzcan inundaciones, mientras que en las condiciones futuras de uso de suelo, el afluente si presenta zonas vulnerables a inundación. Habiéndose hallado un caudal a la salida del afluente de $5.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y de $8.10 \text{ m}^3/\text{s}$ en condición de uso actual y futuro del suelo respectivamente y niveles de agua de 1.48 m y de 1.85 m, por lo que la hipótesis general es validada.

Como primera conclusión específica, se determinó que la precipitación proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, se aprecia que la metodología IILA-SENAMI-UNI del RNE, presenta valores de precipitación menores que la Metodología planteada en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, habiéndose hallado una precipitación proyectada para un tiempo de retorno de 25 años de 55 mm/día, por la metodología del RNE y de 63.7 mm/día, por la metodología del MTC, por lo que la hipótesis fue validada.

Como segunda conclusión específica, se determinó que la infiltración actual y proyectada, en la cuenca urbana oeste de la ciudad de Juliaca, con la metodología del número de curva SCS, presentan valores de infiltración menores, habiéndose hallado una infiltración de 38.22 mm/día, en calles de tierra y de 5.83 mm/día en calles pavimentadas, con la metodología del número de curva y de 39.15 mm/día, en calles de tierra y de 7.87 mm/día en calles pavimentadas, con la metodología del número de Horton Por lo que la hipótesis es validada.

Como tercera conclusión específica en la construcción de los modelos, se determinó que con el modelo bidimensional permanente, no se pudo evaluar el afluente mismo, por limitaciones de las imágenes del modelo de elevación digital, que no caracterizan el fondo del

cauce, pero si se logró determinar zonas de encharcamiento y dirección de escurrimiento hasta el afluente, mientras que el modelo de flujo unidimensional no permanente, si se pudo determinar los niveles máximos de agua en el afluente, siendo la zona susceptible a inundación, desde la progresiva 0+00 a 0+500, por lo que se plantea como solución la optimización de la capacidad hidráulica del afluente, esto se lograría con revestir con concreto pulido la sección del canal, por lo que la hipótesis fue validada.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda que la Municipalidad Provincial de Juliaca y/o el Gobierno Regional de Puno, realice trabajos de limpieza del cauce natural del afluente de drenaje de aguas pluviales de la zona Oeste de la ciudad de Juliaca, al cual se le debe revestir con concreto pulido, tanto las paredes y el fondo, desde la progresiva 0+0 a la 0+500, para prevenir futuras inundaciones.

Se recomienda que la Municipalidad Provincial de Juliaca, planifique un crecimiento urbano ordenado en la zona oeste de la ciudad de Juliaca y en paralelo implementar medidas de Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible (SDUS) para tener áreas verdes, donde la infiltración sea mayor y lagunas artificiales recreativas con capacidad de retención y regulación de volúmenes importantes de agua, así como de sedimentos. Esta recomendación requiere el aporte de Arquitectos planificadores en crecimientos.

Se recomienda que SENAMHI, implemente el registro de precipitación, con pluviógrafos, para que se registren la duración de la tormenta, para caracterizar con mayor precisión la duración de la tormenta y tener curvas de intensidad, duración y frecuencia más reales.

Se recomienda futuras investigaciones el uso de modelos de flujo bidimensional en toda la cuenca Oeste de la ciudad de Juliaca, así como investigar otras técnicas de toma de datos digitales, para caracterizar adecuadamente los modelos topográficos e hidrológicos, así como investigar la aplicación de otros softwares, de modelos computacionales hidráulicos bidimensionales, aplicado a problemas de drenaje urbano.

VIII. REFERENCIAS

- Amancio P. (2007). *Efectos de escala sobre la simulación del flujo de agua superficial en áreas urbanas usando modelos basados en la onda cinemática*. [Tesis Doctoral, Universidad Nacional de Córdoba].
<https://polipapers.upv.es/index.php/IA/article/view/2885>
- Aragón H. (2013). *Modelación numérica integrada de los procesos hidráulicos en el drenaje urbano*. [Tesis Doctoral, Universidad Politècnica de Cataluña].
<https://www.tdx.cat/handle/10803/129077>
- Campos, D. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana*. Printego.
- Cari, A. (15 de enero de 2019). *Inudaciones Ciudad de Juliaca*.
<https://www.youtube.com/watch?v=o1789VuuuAU>
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw Hill.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá. McGraw Hill.
- Da Silva, D. (2015). *Estrategia para el diseño de redes de drenaje pluvial, empleando la modelación matemática, para su aplicación en la ciudad de Luanda*. [Tesis Doctoral, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría.] <https://blogdelagua.com/wp-content/uploads/2015/05/Tesis-Completa-Ultima.pdf>
- Dominguez, J. (1999). *Hidráulica*. Universitaria.
- Fe Marquéz, J. (2005). *Aplicación del método de volúmenes finitos a la resolución numérica de las ecuaciones de aguas someras con incorporación de los esfuerzos debidos a la turbulencia*. [Tesis Doctoral, Universidad de Coruña].
<https://core.ac.uk/download/pdf/61896697.pdf>

- Fraga, I. (2015). *Desarrollo de un modelo dual 1D/2D para el cálculo del drenaje urbano: modelo numérico y validación experimental*. [Tesis Doctoral, Universidad de Coruña].
<https://ruc.udc.es/dspace/handle/2183/14727>
- Giles, R. (1969). *Mecánica de los fluidos e hidráulica*. McGraw Hill.
- GPS, G. (1995). *GEO GPS PERU*. (<https://www.geogpsperu.com/2014/09/descargar-cartas-nacionales-del-peru.html>).
- HEC-HMS. (1964). *US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center*.
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>
- HEC-RAS. (1964). *US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center*.
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>
- ILLUDAS. (1974). *The Illinois Urban Drainage Area Simulator*.
- Japan Video Topics. (7 de Julio de 2017). Drenaje Pluvial Ciudad de *Japón*.
https://www.youtube.com/watch?v=C8ZdTFKb_uA
- Konvideoful. (3 de agosto de 2015). *El Sistema de Drenaje de la Ciudad de Mexico*.
<https://www.youtube.com/watch?v=QPhoUZm76AA>
- Linsley, R. (1977). *Hidrología para ingenieros*. McGraw- Hill.
- MINAN. (1999). *Ministerio del Ambiente*.
https://geoservidorperu.minam.gob.pe/geoservidor/download_raster.aspx
- MTC. (2001). *Manual de hidrología y denaje*. Resolución Directorial N°20-2011-MTC/14.
- Munson, B. (2004). *Fundamentos de Mecanica de fluidos*. Edgard Blucher.
- QGIS. (mayo de 2002). *QGIS* . <https://www.qgis.org/es/site/about/index.html>
- Rocha, A. (2007). *Hidraulica de tuberias y canales*. UNI.

Shames, I. (1995). *Mecánica de Fluidos*. McGraw Hill.

Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General*. Limusa.

Streeter, V. (1987). *Mecánica de los fluidos*. McGraw Hill.

Villón, M. (2002). *Hidrología*. Maxsoft.

Villón, M. (2004). *Hidrología Estadística*. Maxsoft.

Villón, M. (2007). *Hec-Hms Ejemplos*. Maxsoft.

VIVIENDAD, (2021). *NT CE.040 Drenaje Pluvial*. RM 094-2021.

IX. ANEXOS**Anexo A Precipitaciones Máximas Anuales – Estación Juliaca – SENAMHI**

Nro.	Año	Pmax mm/día
1	1961	21.8
2	1962	26.0
3	1963	29.0
4	1964	42.0
5	1965	29.0
6	1966	29.2
7	1967	48.2
8	1968	38.0
9	1969	24.3
10	1970	28.4
11	1971	51.3
12	1972	36.2
13	1973	25.2
14	1974	30.0
15	1975	25.2
16	1976	21.5
17	1977	37.4
18	1978	34.0
19	1979	25.7
20	1980	30.3
21	1981	26.0
22	1982	49.0
23	1983	26.5
24	1984	52.0
25	1985	36.7
26	1986	38.6
27	1987	38.8
28	1988	33.0
29	1989	33.0
30	1990	20.0
31	1991	35.0
32	1992	22.0
33	1993	50.0
34	1994	24.0
35	1995	30.0
36	1996	0.0
37	1997	0.0
38	1998	0.0
39	1999	0.0
40	2000	0.0
41	2001	35.9

42	2002	63.3
43	2003	36.5
44	2004	32.8
45	2005	47.4
46	2006	30.3
47	2007	39.3
48	2008	45.0
49	2009	33.8
50	2010	20.2
51	2011	55.4
52	2012	29.1
53	2013	28.5
54	2014	37.0
55	2015	33.6
56	2016	36.6
57	2017	61.8

Fuente : SENAMHI

No se registraron datos

Anexo B Precipitaciones máximas anuales – estación Juliaca - CORPAC

Nro.	Año	Pmax mm/día
1	1964	29.0
2	1966	42.0
3	1967	29.2
4	1968	48.2
5	1969	38.0
6	1970	24.3
7	1971	28.4
8	1972	51.3
9	1973	36.2
10	1974	25.2
11	1975	30.0
12	1976	25.2
13	1977	21.4
14	1978	37.4
15	1979	34.0
16	1980	25.7
17	1981	23.2
18	1982	26.0
19	1983	49.0
20	1984	26.5
21	1985	52.0
22	1986	36.7
23	1987	30.6
24	1988	38.8
25	1989	33.0
26	1990	33.0
27	1991	20.0
28	1992	35.0
29	1993	26.0
30	1994	80.0
31	1995	30.0
32	1996	0.0
33	1997	0.0
34	1998	0.0
35	1999	0.0
36	2000	0.0
37	2001	51.3
38	2002	29.8
39	2003	23.2
40	2004	30.0
41	2005	25.2
42	2006	21.0
43	2007	37.4

44	2008	30.0
45	2009	14.2
46	2010	17.1
47	2011	32.1

Fuente : Corpac

No se registraron datos

Anexo C Consistencia de datos SENAMHI

SERIES PARA ANALISIS DE CONSISTENCIA - SENAMHI

SERIE 1		SERIE 2	
Año	Pmax. mm/día	Año	Pmax. Mm/día
1961	21.8	2001	35.9
1962	26.0	2002	63.3
1963	29.0	2003	36.5
1964	42.0	2004	32.8
1965	29.0	2005	47.4
1966	29.2	2006	30.3
1967	48.2	2007	39.3
1968	38.0	2008	45.0
1969	24.3	2009	33.8
1970	28.4	2010	20.2
1971	51.3	2011	55.4
1972	36.2	2012	29.1
1973	25.2	2013	28.5
1974	30.0	2014	37.0
1975	25.2	2015	33.6
1976	21.5	2016	36.6
1977	37.4	2017	61.8
1978	34.0	PROMEDIO	39.21
1979	25.7	DESVIACION	11.840
1980	30.3	VARIANZA	140.179
1981	26.0	DATOS	17
1982	49.0		
1983	26.5		
1984	52.0		
1985	36.7		
1986	38.6		
1987	38.8		
1988	33.0		
1989	33.0		
1990	20.0		
1991	35.0		
1992	22.0		
1993	50.0		
1994	24.0		
1995	30.0		
PROMEDIO	32.78		
DESVIACION	9.078		
VARIANZA	82.412		
DATOS	35		

PRUEBA DE LOS ESTADISTICOS T Y F

DESCRIPCION	SERIE 1	SERIE 2
PROMEDIO	32.78	39.21
DESVIACION	9.078	11.840
VARIANZA	82.412	140.179
DATOS	35	17
Sp		10.045
Sd		2.970
Tcalculado		2.164
Ttablas		2.008
Fcalculado		1.701
graficos		1.95

PRUEBA DEL ESTADISTICO T

	Variable A	Variable B
Promedio	39.21	32.78
Varianza	140.179	82.412
Observaciones	17	35
Varianza agrupada	100.898	
Diferencia hipotética de las m	0	
Grados de libertad	50	
Estadístico t	2.164	
P(T<=t) una cola	0.018	
Valor crítico de t (una cola)	1.676	
P(T<=t) dos colas	0.035	
Valor crítico de t (dos colas)	2.009	

PRUEBA DEL ESTADISTICO F

	Variable 1	Variable 2
Media	39.205882	32.78
Varianza	140.17934	82.412235
Observaciones	17	35
Grados de libertad	16	34
F	1.700953	
P(F<=f) una cola	0.094954	
P(F<=f) dos colas	1.95	

Anexo D Consistencia de datos CORPAC

SERIES PARA ANALISIS DE CONSISTENCIA - CORPAC

SERIE 1		SERIE 2	
Año	Pmax. mm/día	Año	Pmax. Mm/día
1964	29.0	2001	51.3
1966	42.0	2002	29.8
1967	29.2	2003	23.2
1968	48.2	2004	30.0
1969	38.0	2005	25.2
1970	24.3	2006	21.0
1971	28.4	2007	37.4
1972	51.3	2008	30.0
1973	36.2	2009	14.2
1974	25.2	2010	17.1
1975	30.0	2011	32.1
1976	25.2	PROMEDIO	28.30
1977	21.4	DESVIACION	10.23
1978	37.4	VARIANZA	104.74
1979	34.0	DATOS	11
1980	25.7		
1981	23.2		
1982	26.0		
1983	49.0		
1984	26.5		
1985	52.0		
1986	36.7		
1987	30.6		
1988	38.8		
1989	33.0		
1990	33.0		
1991	20.0		
1992	35.0		
1993	26.0		
1995	30.0		
PROMEDIO	32.84		
DESVIACION	8.78		
VARIANZA	77.10		
DATOS	30		

PRUEBA DE LOS ESTADISTICOS T Y F

DESCRIPCION	SERIE 1	SERIE 2
Promedio	32.8	28.3
Desviación	8.8	10.2
Varianza	77.1	104.7
Datos	30.0	11.0
Sp	9.176	
Sd	3.234	
Tcalculado	1.405	
Ttablas	2.02	
Fcalculado	1.358	
Ftablas	2.17	

Fuente. Elaboracion propia

PRUEBA DEL ESTADISTICO T

	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Promedio	32.843	28.3
Varianza	77.103	104.744
Observaciones	30.000	11
Varianza agrupada	84.191	
Diferencia hipotética de las	0.000	
Grados de libertad	39.000	
Estadístico t	1.405	
P(T<=t) una cola	0.084	
Valor crítico de t (una cola	1.685	
P(T<=t) dos colas	0.168	
Valor crítico de t (dos cola	2.023	

PRUEBA DEL ESTADISTICO F

	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Media	28.300	32.843
Varianza	104.744	77.103
Observaciones	11.000	30.000
Grados de libertad	10.000	29.000
F	1.358	
P(F<=f) una cola	0.248	
P(F<=f) dos colas	2.177	

Anexo E Corrección de datos estación SENAMHI

PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES CORREGIDAS - ESTACION JULIACA

SERIE 1		SERIE 2	
Año	Pmax Corregidas	Año	Pmax. Mm/día
1961	24.886	2001	35.9
1962	30.363	2002	63.3
1963	34.276	2003	36.5
1964	51.231	2004	32.8
1965	34.276	2005	47.4
1966	34.537	2006	30.3
1967	59.317	2007	39.3
1968	46.014	2008	45.0
1969	28.146	2009	33.8
1970	33.493	2010	20.2
1971	63.360	2011	55.4
1972	43.666	2012	29.1
1973	29.320	2013	28.5
1974	35.580	2014	37.0
1975	29.320	2015	33.6
1976	24.494	2016	36.6
1977	45.231	2017	61.8
1978	40.797	PROMEDIO	39.21
1979	29.972	DESVIACION	11.840
1980	35.971	VARIANZA	140.179
1981	30.363	DATOS	17
1982	60.360		
1983	31.015		
1984	64.273		
1985	44.318		
1986	46.796		
1987	47.057		
1988	39.493		
1989	39.493		
1990	22.538		
1991	42.101		
1992	25.147		
1993	61.664		
1994	27.755		
1995	35.580		
PROMEDIO	39.21		
DESVIACION	11.840		
VARIANZA	140.179		
DATOS	35		

Anexo F Distribución Normal – SENAMHI – Datos Corregidos

Orden	Pmax (mm/día)	Función Densidad	Función Distribución	Distribución Teórica	Diferencia
1	20.2	0.0091	0.0525	0.0189	0.0336
2	22.5	0.0124	0.0775	0.0377	0.0398
3	24.5	0.0155	0.1048	0.0566	0.0482
4	24.9	0.0161	0.1109	0.0755	0.0355
5	25.1	0.0166	0.1152	0.0943	0.0209
6	27.8	0.0211	0.1643	0.1132	0.0511
7	28.1	0.0218	0.1727	0.1321	0.0407
8	28.5	0.0224	0.1806	0.1509	0.0296
9	29.1	0.0235	0.1943	0.1698	0.0245
10	29.3	0.0238	0.1995	0.1887	0.0109
11	29.3	0.0238	0.1995	0.2075	0.0080
12	30.0	0.0250	0.2154	0.2264	0.0110
13	30.3	0.0255	0.2237	0.2453	0.0216
14	30.4	0.0256	0.2253	0.2642	0.0388
15	30.4	0.0256	0.2253	0.2830	0.0577
16	31.0	0.0267	0.2424	0.3019	0.0595
17	32.8	0.0293	0.2924	0.3208	0.0284
18	33.5	0.0302	0.3130	0.3396	0.0266
19	33.6	0.0304	0.3163	0.3585	0.0422
20	33.8	0.0306	0.3224	0.3774	0.0550
21	34.3	0.0312	0.3370	0.3962	0.0592
22	34.3	0.0312	0.3370	0.4151	0.0780
23	34.5	0.0314	0.3452	0.4340	0.0887
24	35.6	0.0324	0.3786	0.4528	0.0743
25	35.6	0.0324	0.3786	0.4717	0.0931
26	35.9	0.0327	0.3890	0.4906	0.1016
27	36.0	0.0328	0.3913	0.5094	0.1181
28	36.5	0.0331	0.4087	0.5283	0.1196
29	36.6	0.0332	0.4120	0.5472	0.1351
30	37.0	0.0334	0.4254	0.5660	0.1407
31	39.3	0.0340	0.5032	0.5849	0.0817
32	39.5	0.0340	0.5098	0.6038	0.0940
33	39.5	0.0340	0.5098	0.6226	0.1129
34	40.8	0.0337	0.5540	0.6415	0.0875
35	42.1	0.0330	0.5975	0.6604	0.0628
36	43.7	0.0317	0.6482	0.6792	0.0310
37	44.3	0.0309	0.6686	0.6981	0.0295
38	45.0	0.0301	0.6894	0.7170	0.0275
39	45.2	0.0298	0.6964	0.7358	0.0395
40	46.0	0.0287	0.7193	0.7547	0.0354
41	46.8	0.0276	0.7413	0.7736	0.0322
42	47.1	0.0272	0.7485	0.7925	0.0440
43	47.4	0.0267	0.7577	0.8113	0.0536
44	51.2	0.0201	0.8475	0.8302	0.0173
45	55.4	0.0131	0.9164	0.8491	0.0674
46	59.3	0.0078	0.9569	0.8679	0.0889
47	60.4	0.0067	0.9644	0.8868	0.0776
48	61.7	0.0054	0.9723	0.9057	0.0666
49	61.8	0.0053	0.9730	0.9245	0.0485
50	63.3	0.0041	0.9801	0.9434	0.0367
51	63.4	0.0041	0.9803	0.9623	0.0181
52	64.3	0.0035	0.9838	0.9811	0.0026
Promedio	39.21			Dif. Max	0.1407
Desviacion	11.72				

Anexo G Distribución log normal de dos parámetros –SENAMHI

Orden	Pmax (mm/día)	Ln (Pmax)	Función Densidad	Función Distribución	Distribución Teórica	Diferencia
1	20.2	3.0057	0.1367	0.0158	0.0189	0.003
2	22.5	3.1152	0.2874	0.0382	0.0377	0.001
3	24.5	3.1984	0.4593	0.0690	0.0566	0.012
4	24.9	3.2143	0.4975	0.0765	0.0755	0.001
5	25.1	3.2247	0.5234	0.0819	0.0943	0.012
6	27.8	3.3234	0.7945	0.1466	0.1132	0.033
7	28.1	3.3374	0.8350	0.1580	0.1321	0.026
8	28.5	3.3499	0.8711	0.1687	0.1509	0.018
9	29.1	3.3707	0.9311	0.1874	0.1698	0.018
10	29.3	3.3783	0.9526	0.1945	0.1887	0.006
11	29.3	3.3783	0.9526	0.1945	0.2075	0.013
12	30.0	3.4003	1.0142	0.2162	0.2264	0.010
13	30.3	3.4111	1.0438	0.2274	0.2453	0.018
14	30.4	3.4132	1.0495	0.2296	0.2642	0.035
15	30.4	3.4132	1.0495	0.2296	0.2830	0.053
16	31.0	3.4345	1.1052	0.2524	0.3019	0.049
17	32.8	3.4904	1.2341	0.3180	0.3208	0.003
18	33.5	3.5114	1.2738	0.3443	0.3396	0.005
19	33.6	3.5145	1.2793	0.3483	0.3585	0.010
20	33.8	3.5205	1.2893	0.3559	0.3774	0.021
21	34.3	3.5344	1.3110	0.3741	0.3962	0.022
22	34.3	3.5344	1.3110	0.3741	0.4151	0.041
23	34.5	3.5420	1.3217	0.3841	0.4340	0.050
24	35.6	3.5718	1.3552	0.4240	0.4528	0.029
25	35.6	3.5718	1.3552	0.4240	0.4717	0.048
26	35.9	3.5807	1.3626	0.4361	0.4906	0.054
27	36.0	3.5827	1.3641	0.4388	0.5094	0.071
28	36.5	3.5973	1.3730	0.4588	0.5283	0.069
29	36.6	3.6000	1.3743	0.4626	0.5472	0.085
30	37.0	3.6109	1.3782	0.4775	0.5660	0.089
31	39.3	3.6712	1.3644	0.5605	0.5849	0.024
32	39.5	3.6761	1.3607	0.5672	0.6038	0.037
33	39.5	3.6761	1.3607	0.5672	0.6226	0.055
34	40.8	3.7086	1.3267	0.6109	0.6415	0.031
35	42.1	3.7401	1.2790	0.6519	0.6604	0.008
36	43.7	3.7766	1.2078	0.6974	0.6792	0.018
37	44.3	3.7914	1.1746	0.7150	0.6981	0.017
38	45.0	3.8067	1.1383	0.7327	0.7170	0.016
39	45.2	3.8118	1.1257	0.7385	0.7358	0.003
40	46.0	3.8289	1.0819	0.7574	0.7547	0.003
41	46.8	3.8458	1.0370	0.7753	0.7736	0.002
42	47.1	3.8514	1.0218	0.7810	0.7925	0.011
43	47.4	3.8586	1.0018	0.7883	0.8113	0.023
44	51.2	3.9363	0.7790	0.8576	0.8302	0.027
45	55.4	4.0146	0.5622	0.9099	0.8491	0.061
46	59.3	4.0829	0.3983	0.9426	0.8679	0.075
47	60.4	4.1003	0.3615	0.9492	0.8868	0.062
48	61.7	4.1217	0.3194	0.9565	0.9057	0.051
49	61.8	4.1239	0.3152	0.9572	0.9245	0.033
50	63.3	4.1479	0.2724	0.9642	0.9434	0.021
51	63.4	4.1488	0.2708	0.9644	0.9623	0.002
52	64.3	4.1631	0.2474	0.9682	0.9811	0.013
Promedio		3.6272			Dif. max	0.089
Desviacion		0.2890				

Anexo H Distribución log normal de tres parámetros –SENAMHI

DISTRIBUCION LOG NORMAL DE TRES PARAMETROS - ESTACION SENAMHI

Orden	Pmax (mm/día)	Ln (Pmax-Xo)	Función Densidad	Función Distribución	Distribución Teórica	Diferencia
1	20.2	2.978	0.1318	0.0154	0.0189	0.0035
2	22.5	3.090	0.2802	0.0377	0.0377	0.0000
3	24.5	3.176	0.4503	0.0685	0.0566	0.0119
4	24.9	3.192	0.4881	0.0761	0.0755	0.0007
5	25.1	3.203	0.5139	0.0815	0.0943	0.0129
6	27.8	3.303	0.7824	0.1465	0.1132	0.0333
7	28.1	3.318	0.8225	0.1579	0.1321	0.0259
8	28.5	3.330	0.8583	0.1687	0.1509	0.0177
9	29.1	3.352	0.9177	0.1875	0.1698	0.0177
10	29.3	3.359	0.9389	0.1946	0.1887	0.0060
11	29.3	3.359	0.9389	0.1946	0.2075	0.0129
12	30.0	3.382	0.9998	0.2164	0.2264	0.0100
13	30.3	3.393	1.0292	0.2276	0.2453	0.0177
14	30.4	3.395	1.0347	0.2298	0.2642	0.0343
15	30.4	3.395	1.0347	0.2298	0.2830	0.0532
16	31.0	3.417	1.0898	0.2528	0.3019	0.0491
17	32.8	3.474	1.2169	0.3186	0.3208	0.0022
18	33.5	3.495	1.2560	0.3449	0.3396	0.0053
19	33.6	3.498	1.2614	0.3490	0.3585	0.0095
20	33.8	3.504	1.2713	0.3566	0.3774	0.0207
21	34.3	3.518	1.2926	0.3748	0.3962	0.0214
22	34.3	3.518	1.2926	0.3748	0.4151	0.0403
23	34.5	3.526	1.3030	0.3848	0.4340	0.0491
24	35.6	3.556	1.3358	0.4248	0.4528	0.0281
25	35.6	3.556	1.3358	0.4248	0.4717	0.0469
26	35.9	3.565	1.3431	0.4369	0.4906	0.0536
27	36.0	3.567	1.3445	0.4397	0.5094	0.0698
28	36.5	3.582	1.3531	0.4596	0.5283	0.0687
29	36.6	3.585	1.3544	0.4634	0.5472	0.0838
30	37.0	3.596	1.3581	0.4784	0.5660	0.0877
31	39.3	3.657	1.3440	0.5613	0.5849	0.0236
32	39.5	3.662	1.3403	0.5680	0.6038	0.0358
33	39.5	3.662	1.3403	0.5680	0.6226	0.0546
34	40.8	3.695	1.3065	0.6116	0.6415	0.0299
35	42.1	3.727	1.2594	0.6526	0.6604	0.0078
36	43.7	3.764	1.1891	0.6979	0.6792	0.0186
37	44.3	3.779	1.1565	0.7155	0.6981	0.0174
38	45.0	3.794	1.1207	0.7331	0.7170	0.0161
39	45.2	3.800	1.1083	0.7389	0.7358	0.0030
40	46.0	3.817	1.0652	0.7578	0.7547	0.0030
41	46.8	3.834	1.0210	0.7756	0.7736	0.0020
42	47.1	3.840	1.0061	0.7813	0.7925	0.0112
43	47.4	3.847	0.9864	0.7886	0.8113	0.0227
44	51.2	3.926	0.7677	0.8576	0.8302	0.0274
45	55.4	4.005	0.5550	0.9097	0.8491	0.0607
46	59.3	4.074	0.3940	0.9423	0.8679	0.0743
47	60.4	4.091	0.3579	0.9489	0.8868	0.0621
48	61.7	4.113	0.3165	0.9562	0.9057	0.0505
49	61.8	4.115	0.3124	0.9568	0.9245	0.0323
50	63.3	4.139	0.2703	0.9639	0.9434	0.0205
51	63.4	4.140	0.2687	0.9641	0.9623	0.0019
52	64.3	4.155	0.2456	0.9679	0.9811	0.0133
Mediana	35.9				Max. Dif.	0.0877
Xo	0.5501 (valores extremos)					
	Promedio	3.612				
	Desviación	0.29332				

Anexo I Distribución tipo Gumbel –SENAMHI

Orden	Pmax (mm/día)	(Pmax-beta) /alfa	Función Densidad	Función Distribución	Distribución Teórica	Diferencia
1	20.2	-1.5022	0.0055	0.0112	0.0189	0.0077
2	22.5	-1.2464	0.0117	0.0309	0.0377	0.0069
3	24.5	-1.0323	0.0185	0.0603	0.0566	0.0037
4	24.9	-0.9895	0.0200	0.0679	0.0755	0.0076
5	25.1	-0.9610	0.0209	0.0732	0.0943	0.0211
6	27.8	-0.6756	0.0301	0.1401	0.1132	0.0269
7	28.1	-0.6328	0.0313	0.1521	0.1321	0.0201
8	28.5	-0.5941	0.0324	0.1634	0.1509	0.0125
9	29.1	-0.5285	0.0340	0.1834	0.1698	0.0135
10	29.3	-0.5044	0.0346	0.1909	0.1887	0.0022
11	29.3	-0.5044	0.0346	0.1909	0.2075	0.0166
12	30.0	-0.4331	0.0361	0.2140	0.2264	0.0125
13	30.3	-0.3972	0.0368	0.2259	0.2453	0.0194
14	30.4	-0.3903	0.0369	0.2282	0.2642	0.0359
15	30.4	-0.3903	0.0369	0.2282	0.2830	0.0548
16	31.0	-0.3189	0.0380	0.2527	0.3019	0.0492
17	32.8	-0.1237	0.0399	0.3225	0.3208	0.0017
18	33.5	-0.0478	0.0402	0.3503	0.3396	0.0107
19	33.6	-0.0362	0.0402	0.3546	0.3585	0.0039
20	33.8	-0.0143	0.0402	0.3626	0.3774	0.0147
21	34.3	0.0378	0.0402	0.3818	0.3962	0.0144
22	34.3	0.0378	0.0402	0.3818	0.4151	0.0333
23	34.5	0.0663	0.0402	0.3923	0.4340	0.0417
24	35.6	0.1805	0.0396	0.4339	0.4528	0.0189
25	35.6	0.1805	0.0396	0.4339	0.4717	0.0378
26	35.9	0.2155	0.0394	0.4466	0.4906	0.0440
27	36.0	0.2233	0.0393	0.4494	0.5094	0.0601
28	36.5	0.2811	0.0388	0.4700	0.5283	0.0583
29	36.6	0.2921	0.0387	0.4739	0.5472	0.0733
30	37.0	0.3358	0.0383	0.4893	0.5660	0.0767
31	39.3	0.5874	0.0349	0.5736	0.5849	0.0113
32	39.5	0.6085	0.0345	0.5803	0.6038	0.0234
33	39.5	0.6085	0.0345	0.5803	0.6226	0.0423
34	40.8	0.7512	0.0322	0.6239	0.6415	0.0176
35	42.1	0.8939	0.0297	0.6643	0.6604	0.0039
36	43.7	1.0651	0.0267	0.7084	0.6792	0.0292
37	44.3	1.1365	0.0255	0.7255	0.6981	0.0273
38	45.0	1.2110	0.0242	0.7424	0.7170	0.0254
39	45.2	1.2364	0.0238	0.7479	0.7358	0.0121
40	46.0	1.3220	0.0223	0.7660	0.7547	0.0113
41	46.8	1.4076	0.0210	0.7829	0.7736	0.0093
42	47.1	1.4361	0.0205	0.7883	0.7925	0.0041
43	47.4	1.4736	0.0199	0.7953	0.8113	0.0161
44	51.2	1.8927	0.0142	0.8601	0.8302	0.0299
45	55.4	2.3488	0.0095	0.9089	0.8491	0.0599
46	59.3	2.7774	0.0064	0.9397	0.8679	0.0718
47	60.4	2.8915	0.0057	0.9460	0.8868	0.0592
48	61.7	3.0342	0.0050	0.9530	0.9057	0.0474
49	61.8	3.0490	0.0049	0.9537	0.9245	0.0292
50	63.3	3.2131	0.0042	0.9606	0.9434	0.0172
51	63.4	3.2197	0.0042	0.9608	0.9623	0.0014
52	64.3	3.3196	0.0038	0.9645	0.9811	0.0167
Promedio	39.2				Dif max.	0.0767
Desviación	11.7230851					
Alfa	9.14045194					
Beta	33.9304941					

Anexo J Distribución Log Pearson tipo III–SENAMHI

Orden	Pmax (mm/día)	Ln(Pmax)	Ln(Pmax)-Xo / beta	Función Distribución	Distribución Teórica	Diferencia
1	20.2	3.006	60.669	0.010	0.019	0.009
2	22.5	3.115	64.056	0.031	0.038	0.007
3	24.5	3.198	66.630	0.062	0.057	0.006
4	24.9	3.214	67.120	0.070	0.075	0.005
5	25.1	3.225	67.443	0.076	0.094	0.019
6	27.8	3.323	70.495	0.145	0.113	0.032
7	28.1	3.337	70.928	0.157	0.132	0.025
8	28.5	3.350	71.314	0.169	0.151	0.018
9	29.1	3.371	71.959	0.189	0.170	0.019
10	29.3	3.378	72.192	0.197	0.189	0.008
11	29.3	3.378	72.192	0.197	0.208	0.011
12	30.0	3.400	72.872	0.220	0.226	0.006
13	30.3	3.411	73.208	0.232	0.245	0.013
14	30.4	3.413	73.273	0.234	0.264	0.030
15	30.4	3.413	73.273	0.234	0.283	0.049
16	31.0	3.434	73.930	0.259	0.302	0.043
17	32.8	3.490	75.660	0.328	0.321	0.008
18	33.5	3.511	76.307	0.356	0.340	0.016
19	33.6	3.515	76.405	0.360	0.358	0.002
20	33.8	3.520	76.589	0.368	0.377	0.009
21	34.3	3.534	77.021	0.387	0.396	0.009
22	34.3	3.534	77.021	0.387	0.415	0.028
23	34.5	3.542	77.256	0.397	0.434	0.037
24	35.6	3.572	78.176	0.438	0.453	0.015
25	35.6	3.572	78.176	0.438	0.472	0.034
26	35.9	3.581	78.453	0.451	0.491	0.040
27	36.0	3.583	78.515	0.453	0.509	0.056
28	36.5	3.597	78.966	0.473	0.528	0.055
29	36.6	3.600	79.050	0.477	0.547	0.070
30	37.0	3.611	79.386	0.492	0.566	0.074
31	39.3	3.671	81.251	0.575	0.585	0.010
32	39.5	3.676	81.403	0.581	0.604	0.022
33	39.5	3.676	81.403	0.581	0.623	0.041
34	40.8	3.709	82.408	0.624	0.642	0.018
35	42.1	3.740	83.381	0.664	0.660	0.003
36	43.7	3.777	84.510	0.707	0.679	0.028
37	44.3	3.791	84.968	0.724	0.698	0.026
38	45.0	3.807	85.440	0.740	0.717	0.023
39	45.2	3.812	85.599	0.746	0.736	0.010
40	46.0	3.829	86.129	0.764	0.755	0.009
41	46.8	3.846	86.651	0.780	0.774	0.007
42	47.1	3.851	86.822	0.786	0.792	0.007
43	47.4	3.859	87.047	0.792	0.811	0.019
44	51.2	3.936	89.450	0.857	0.830	0.027
45	55.4	4.015	91.870	0.906	0.849	0.057
46	59.3	4.083	93.983	0.937	0.868	0.069
47	60.4	4.100	94.522	0.943	0.887	0.056
48	61.7	4.122	95.183	0.950	0.906	0.045
49	61.8	4.124	95.251	0.951	0.925	0.026
50	63.3	4.148	95.993	0.958	0.943	0.014
51	63.4	4.149	96.022	0.958	0.962	0.004
52	64.3	4.163	96.464	0.962	0.981	0.019
	Promedio	3.627			Dif. Max.	0.074
	Desviación	0.2890				
	Asimetría	0.224				
	Gama	79.890				
	Beta	0.032				
	X0	1.044				
	$\Gamma(\gamma)=$	5.53E+116				

Anexo K Cuadro intensidad, duración y frecuencia

TORMENTA DE DISEÑO METODOLOGIA ILLA - SENAMHI - UNI

Zona de estudio 1236

a 11

k 0.553

n 0.38

Duración de Tormenta 6 horas

Duración de Tormenta 360 minutos

t (min)/T (años)	2	5	10	25	50	100	200	500
15	30.31	36.02	40.35	46.07	50.39	54.72	59.04	64.76
30	19.72	23.44	26.25	29.97	32.79	35.60	38.42	42.14
45	15.34	18.23	20.42	23.31	25.50	27.69	29.88	32.77
60	12.83	15.25	17.08	19.50	21.33	23.17	25.00	27.42
75	11.17	13.28	14.88	16.98	18.58	20.17	21.77	23.88
90	9.98	11.86	13.29	15.17	16.59	18.02	19.44	21.32
105	9.07	10.78	12.07	13.79	15.08	16.37	17.67	19.38
120	8.35	9.92	11.12	12.69	13.88	15.07	16.26	17.84
135	7.76	9.23	10.33	11.80	12.90	14.01	15.12	16.58
150	7.27	8.64	9.68	11.05	12.09	13.13	14.16	15.53
165	6.85	8.15	9.12	10.42	11.39	12.37	13.35	14.64
180	6.49	7.72	8.64	9.87	10.80	11.72	12.65	13.87
195	6.18	7.34	8.23	9.39	10.27	11.16	12.04	13.20
210	5.90	7.01	7.86	8.97	9.81	10.65	11.50	12.61
225	5.65	6.72	7.53	8.59	9.40	10.21	11.02	12.08
240	5.43	6.46	7.23	8.26	9.03	9.81	10.58	11.61
255	5.23	6.22	6.97	7.95	8.70	9.45	10.19	11.18
270	5.05	6.00	6.72	7.68	8.40	9.12	9.84	10.79
285	4.88	5.80	6.50	7.42	8.12	8.82	9.51	10.43
300	4.73	5.62	6.30	7.19	7.87	8.54	9.22	10.11
315	4.59	5.46	6.11	6.98	7.63	8.29	8.94	9.81
330	4.46	5.30	5.94	6.78	7.41	8.05	8.69	9.53
345	4.34	5.16	5.78	6.59	7.21	7.83	8.45	9.27
360	4.22	5.02	5.62	6.42	7.02	7.63	8.23	9.03

Anexo L Normalización de datos método de bloques alternos – TR 25 años

Tiempo	Intensidad Teórica mm/hora	Precipitación mm	Hietograma Teórico mm	Hietograma Normalizado mm	Intensidad Normalizada mm/hora
15	46.067	11.5168	0.635	1.051	76.209
30	29.975	14.9874	0.673	1.113	49.587
45	23.312	17.4840	0.717	1.186	38.565
60	19.504	19.5037	0.770	1.273	32.265
75	16.984	21.2296	0.834	1.380	28.096
90	15.168	22.7526	0.914	1.513	25.093
105	13.786	24.1252	1.019	1.686	22.806
120	12.690	25.3809	1.162	1.922	20.994
135	11.797	26.5427	1.373	2.271	19.515
150	11.051	27.6270	1.726	2.855	18.281
165	10.417	28.6459	2.497	4.130	17.232
180	9.870	29.6089	11.517	19.052	16.327
195	9.392	30.5233	3.471	5.741	15.537
210	8.970	31.3951	2.020	3.341	14.839
225	8.594	32.2291	1.523	2.519	14.218
240	8.257	33.0293	1.256	2.077	13.660
255	7.953	33.7990	1.084	1.794	13.156
270	7.676	34.5412	0.963	1.593	12.698
285	7.423	35.2582	0.872	1.442	12.279
300	7.190	35.9522	0.800	1.324	11.895
315	6.976	36.6249	0.742	1.228	11.541
330	6.778	37.2781	0.694	1.148	11.213
345	6.594	37.9132	0.653	1.081	10.908
360	6.422	38.5313	0.618	1.023	10.624
Precipitación Teórica		38.531	38.531	63.742	
Precipitación de Diseño		63.742			

Anexo M Normalización de datos método de bloques alternos – TR 50 años

Tiempo	Intensidad Teórica mm/hora	Precipitación mm	Hietograma Teórico mm	Hietograma Normalizado mm	Intensidad Normalizada mm/hora
15	50.393	12.5981	0.695	1.161	84.243
30	32.789	16.3945	0.736	1.230	54.814
45	25.501	19.1255	0.784	1.311	42.630
60	21.335	21.3348	0.842	1.408	35.666
75	18.578	23.2228	0.912	1.525	31.058
90	16.593	24.8888	1.000	1.672	27.738
105	15.080	26.3903	1.115	1.863	25.210
120	13.882	27.7639	1.271	2.125	23.207
135	12.904	29.0348	1.501	2.510	21.573
150	12.088	30.2208	1.888	3.156	20.208
165	11.395	31.3354	2.731	4.565	19.049
180	10.796	32.3888	12.598	21.061	18.048
195	10.274	33.3891	3.796	6.346	17.175
210	9.812	34.3428	2.209	3.693	16.403
225	9.401	35.2550	1.666	2.785	15.716
240	9.033	36.1303	1.374	2.296	15.100
255	8.699	36.9724	1.186	1.983	14.543
270	8.396	37.7842	1.053	1.761	14.037
285	8.120	38.5685	0.954	1.594	13.574
300	7.866	39.3276	0.875	1.463	13.149
315	7.631	40.0636	0.812	1.357	12.757
330	7.414	40.7781	0.759	1.269	12.395
345	7.213	41.4728	0.715	1.194	12.058
360	7.025	42.1489	0.676	1.130	11.744
Precipitación Teórica		42.1489	42.149	70.461	
Precipitación de Diseño		70.4615			

Anexo N Valores hidrogramas, subcuencas TR 25 años, uso suelo actual

VALORES DE HIDROGRAMAS EN SUBCUENCAS TR 25 AÑOS, USO DE SUELO ACTUAL

HORA	SUB- CUENCA 01	SUB- CUENCA 02	SUB- CUENCA 03	SUB- CUENCA 04	SUB- CUENCA 05	SUB- CUENCA 06	SUB- CUENCA 07	SUB- CUENCA 08	SUB- CUENCA 09	SUB- CUENCA 10
	M3/S									
7:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:30:00 AM	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:45:00 AM	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8:00:00 AM	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8:15:00 AM	0.081	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8:30:00 AM	0.099	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8:45:00 AM	0.119	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9:00:00 AM	0.143	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9:15:00 AM	0.174	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9:30:00 AM	0.222	0.002	0.001	0.000	0.004	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000
9:45:00 AM	0.319	0.007	0.006	0.000	0.016	0.011	0.003	0.000	0.000	0.000
10:00:00 AM	1.326	0.037	0.031	0.001	0.090	0.059	0.014	0.004	0.006	0.218
10:15:00 AM	0.743	0.104	0.089	0.004	0.250	0.164	0.041	0.017	0.024	0.898
10:30:00 AM	0.398	0.213	0.178	0.008	0.492	0.311	0.081	0.040	0.054	1.579
10:45:00 AM	0.263	0.350	0.303	0.016	0.682	0.409	0.137	0.073	0.101	1.890
11:00:00 AM	0.201	0.463	0.472	0.025	0.770	0.440	0.212	0.119	0.168	1.819
11:15:00 AM	0.169	0.534	0.665	0.036	0.764	0.419	0.306	0.181	0.251	1.644
11:30:00 AM	0.148	0.561	0.848	0.050	0.687	0.361	0.406	0.257	0.335	1.474
11:45:00 AM	0.133	0.554	1.001	0.067	0.599	0.312	0.497	0.339	0.413	1.329
12:00:00 PM	0.122	0.518	1.115	0.088	0.524	0.273	0.575	0.420	0.478	1.209
12:15:00 PM	0.113	0.465	1.196	0.112	0.464	0.240	0.634	0.495	0.531	1.113
12:30:00 PM	0.105	0.421	1.235	0.140	0.413	0.214	0.678	0.560	0.568	1.034
12:45:00 PM	0.099	0.382	1.244	0.171	0.372	0.192	0.704	0.617	0.591	0.970
1:00:00 PM	0.093	0.349	1.228	0.204	0.337	0.175	0.713	0.662	0.601	0.917
1:15:00 PM	0.024	0.318	1.182	0.236	0.305	0.158	0.711	0.693	0.596	0.825
1:30:00 PM	0.005	0.287	1.109	0.268	0.267	0.137	0.695	0.713	0.577	0.630
1:45:00 PM	0.001	0.253	1.029	0.299	0.219	0.109	0.663	0.720	0.553	0.406
2:00:00 PM	0.000	0.215	0.952	0.327	0.168	0.080	0.620	0.714	0.522	0.230
2:15:00 PM	0.000	0.176	0.871	0.353	0.121	0.055	0.574	0.692	0.485	0.131

2:30:00 PM	0.000	0.140	0.787	0.375	0.083	0.036	0.528	0.658	0.443	0.075
2:45:00 PM	0.000	0.108	0.704	0.393	0.057	0.024	0.481	0.618	0.397	0.042
3:00:00 PM	0.000	0.082	0.620	0.409	0.039	0.016	0.433	0.572	0.349	0.024
3:15:00 PM	0.000	0.061	0.538	0.421	0.026	0.010	0.387	0.524	0.302	0.013
3:30:00 PM	0.000	0.046	0.462	0.428	0.018	0.007	0.342	0.474	0.258	0.007
3:45:00 PM	0.000	0.035	0.394	0.431	0.012	0.004	0.299	0.425	0.218	0.004
4:00:00 PM	0.000	0.027	0.332	0.429	0.008	0.003	0.259	0.378	0.182	0.002
4:15:00 PM	0.000	0.020	0.278	0.425	0.005	0.002	0.223	0.333	0.150	0.000
4:30:00 PM	0.000	0.015	0.231	0.417	0.004	0.001	0.191	0.290	0.124	0.000
4:45:00 PM	0.000	0.011	0.193	0.406	0.002	0.001	0.163	0.251	0.104	0.000
5:00:00 PM	0.000	0.008	0.162	0.393	0.001	0.000	0.138	0.217	0.086	0.000
5:15:00 PM	0.000	0.006	0.136	0.376	0.001	0.000	0.118	0.186	0.072	0.000
5:30:00 PM	0.000	0.004	0.115	0.356	0.001	0.000	0.101	0.161	0.060	0.000
5:45:00 PM	0.000	0.003	0.096	0.336	0.000	0.000	0.086	0.139	0.050	0.000
6:00:00 PM	0.000	0.002	0.081	0.314	0.000	0.000	0.074	0.120	0.042	0.000
6:15:00 PM	0.000	0.002	0.068	0.293	0.000	0.000	0.063	0.104	0.035	0.000
6:30:00 PM	0.000	0.001	0.057	0.273	0.000	0.000	0.054	0.090	0.029	0.000
6:45:00 PM	0.000	0.001	0.048	0.253	0.000	0.000	0.046	0.078	0.024	0.000
7:00:00 PM	0.000	0.000	0.040	0.234	0.000	0.000	0.040	0.068	0.020	0.000
7:15:00 PM	0.000	0.000	0.034	0.216	0.000	0.000	0.034	0.058	0.017	0.000
7:30:00 PM	0.000	0.000	0.028	0.199	0.000	0.000	0.029	0.050	0.014	0.000
7:45:00 PM	0.000	0.000	0.024	0.183	0.000	0.000	0.025	0.044	0.012	0.000
8:00:00 PM	0.000	0.000	0.020	0.167	0.000	0.000	0.021	0.038	0.010	0.000
8:15:00 PM	0.000	0.000	0.017	0.153	0.000	0.000	0.018	0.033	0.008	0.000
8:30:00 PM	0.000	0.000	0.014	0.141	0.000	0.000	0.016	0.028	0.007	0.000
8:45:00 PM	0.000	0.000	0.011	0.129	0.000	0.000	0.013	0.024	0.005	0.000
9:00:00 PM	0.000	0.000	0.009	0.119	0.000	0.000	0.011	0.021	0.004	0.000
9:15:00 PM	0.000	0.000	0.007	0.109	0.000	0.000	0.010	0.018	0.003	0.000
9:30:00 PM	0.000	0.000	0.005	0.100	0.000	0.000	0.008	0.016	0.003	0.000
9:45:00 PM	0.000	0.000	0.004	0.092	0.000	0.000	0.007	0.014	0.002	0.000
10:00:00 PM	0.000	0.000	0.003	0.085	0.000	0.000	0.006	0.012	0.002	0.000
10:15:00 PM	0.000	0.000	0.002	0.078	0.000	0.000	0.005	0.010	0.001	0.000
10:30:00 PM	0.000	0.000	0.002	0.072	0.000	0.000	0.004	0.009	0.001	0.000
10:45:00 PM	0.000	0.000	0.001	0.066	0.000	0.000	0.003	0.008	0.001	0.000
11:00:00 PM	0.000	0.000	0.001	0.061	0.000	0.000	0.002	0.007	0.000	0.000
11:15:00 PM	0.000	0.000	0.001	0.056	0.000	0.000	0.002	0.006	0.000	0.000
11:30:00 PM	0.000	0.000	0.000	0.052	0.000	0.000	0.001	0.005	0.000	0.000

11:45:00 PM	0.000	0.000	0.000	0.047	0.000	0.000	0.001	0.004	0.000	0.000
12:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.044	0.000	0.000	0.001	0.003	0.000	0.000
12:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.040	0.000	0.000	0.001	0.002	0.000	0.000
12:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.037	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000
12:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.034	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
1:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.031	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
1:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.029	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
1:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.026	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
1:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboracion Propia

Anexo O Valores hidrogramas, subcuencas TR 25 años, uso suelo proyectado

VALORES DE HIDROGRAMAS EN SUB CUENCAS TR 25 AÑOS, USO DE SUELO PROYECTADO										
TIEMPO	SUB-CUENCA 01	SUB-CUENCA 02	SUB-CUENCA 03	SUB-CUENCA 04	SUB-CUENCA 05	SUB-CUENCA 06	SUB-CUENCA 07	SUB-CUENCA 08	SUB-CUENCA 09	SUB-CUENCA 10
	M3/S									
7:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:30:00 AM	0.013	0.019	0.000	0.000	0.033	0.020	0.010	0.000	0.000	0.000
7:45:00 AM	0.038	0.071	0.000	0.000	0.105	0.060	0.054	0.000	0.000	0.000
8:00:00 AM	0.061	0.136	0.000	0.000	0.183	0.102	0.138	0.000	0.000	0.000
8:15:00 AM	0.081	0.198	0.000	0.000	0.252	0.140	0.242	0.000	0.000	0.000
8:30:00 AM	0.099	0.255	0.000	0.000	0.317	0.175	0.348	0.000	0.000	0.000
8:45:00 AM	0.119	0.313	0.000	0.000	0.384	0.211	0.453	0.000	0.000	0.000
9:00:00 AM	0.143	0.377	0.000	0.000	0.460	0.253	0.562	0.000	0.000	0.000
9:15:00 AM	0.174	0.456	0.000	0.000	0.559	0.307	0.684	0.002	0.000	0.000
9:30:00 AM	0.222	0.569	0.001	0.000	0.706	0.389	0.840	0.012	0.000	0.000
9:45:00 AM	0.319	0.776	0.006	0.000	0.990	0.550	1.079	0.051	0.000	0.000
10:00:00 AM	1.326	2.345	0.031	0.001	3.564	2.063	2.114	0.282	0.006	0.218
10:15:00 AM	0.743	2.792	0.089	0.004	2.982	1.552	3.833	0.779	0.024	0.898
10:30:00 AM	0.398	1.737	0.178	0.008	1.672	0.864	4.025	1.586	0.054	1.579
10:45:00 AM	0.263	1.105	0.303	0.016	1.056	0.549	3.084	2.349	0.101	1.890
11:00:00 AM	0.201	0.776	0.472	0.025	0.770	0.405	2.219	2.809	0.168	1.819
11:15:00 AM	0.169	0.600	0.665	0.036	0.619	0.326	1.652	2.948	0.251	1.644
11:30:00 AM	0.148	0.498	0.848	0.050	0.529	0.282	1.285	2.850	0.335	1.474
11:45:00 AM	0.133	0.430	1.001	0.067	0.470	0.252	1.045	2.542	0.413	1.329
12:00:00 PM	0.122	0.386	1.115	0.088	0.427	0.229	0.884	2.247	0.478	1.209
12:15:00 PM	0.113	0.352	1.196	0.112	0.393	0.211	0.772	1.997	0.531	1.113
12:30:00 PM	0.105	0.326	1.235	0.140	0.365	0.196	0.690	1.790	0.568	1.034
12:45:00 PM	0.099	0.305	1.244	0.171	0.342	0.184	0.625	1.610	0.591	0.970
1:00:00 PM	0.093	0.286	1.228	0.204	0.322	0.174	0.577	1.462	0.601	0.917
1:15:00 PM	0.024	0.179	1.182	0.236	0.146	0.070	0.492	1.323	0.596	0.825
1:30:00 PM	0.005	0.063	1.109	0.268	0.039	0.018	0.325	1.175	0.577	0.630
1:45:00 PM	0.001	0.022	1.029	0.299	0.010	0.004	0.173	0.995	0.553	0.406
2:00:00 PM	0.000	0.007	0.952	0.327	0.003	0.001	0.087	0.797	0.522	0.230
2:15:00 PM	0.000	0.002	0.871	0.353	0.000	0.000	0.044	0.607	0.485	0.131

2:30:00 PM	0.000	0.001	0.787	0.375	0.000	0.000	0.022	0.443	0.443	0.075
2:45:00 PM	0.000	0.000	0.704	0.393	0.000	0.000	0.011	0.313	0.397	0.042
3:00:00 PM	0.000	0.000	0.620	0.409	0.000	0.000	0.005	0.224	0.349	0.024
3:15:00 PM	0.000	0.000	0.538	0.421	0.000	0.000	0.002	0.160	0.302	0.013
3:30:00 PM	0.000	0.000	0.462	0.428	0.000	0.000	0.001	0.113	0.258	0.007
3:45:00 PM	0.000	0.000	0.394	0.431	0.000	0.000	0.000	0.078	0.218	0.004
4:00:00 PM	0.000	0.000	0.332	0.429	0.000	0.000	0.000	0.054	0.182	0.002
4:15:00 PM	0.000	0.000	0.278	0.425	0.000	0.000	0.000	0.038	0.150	0.000
4:30:00 PM	0.000	0.000	0.231	0.417	0.000	0.000	0.000	0.026	0.124	0.000
4:45:00 PM	0.000	0.000	0.193	0.406	0.000	0.000	0.000	0.018	0.104	0.000
5:00:00 PM	0.000	0.000	0.162	0.393	0.000	0.000	0.000	0.013	0.086	0.000
5:15:00 PM	0.000	0.000	0.136	0.376	0.000	0.000	0.000	0.008	0.072	0.000
5:30:00 PM	0.000	0.000	0.115	0.356	0.000	0.000	0.000	0.006	0.060	0.000
5:45:00 PM	0.000	0.000	0.096	0.336	0.000	0.000	0.000	0.004	0.050	0.000
6:00:00 PM	0.000	0.000	0.081	0.314	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.000
6:15:00 PM	0.000	0.000	0.068	0.293	0.000	0.000	0.000	0.001	0.035	0.000
6:30:00 PM	0.000	0.000	0.057	0.273	0.000	0.000	0.000	0.000	0.029	0.000
6:45:00 PM	0.000	0.000	0.048	0.253	0.000	0.000	0.000	0.000	0.024	0.000
7:00:00 PM	0.000	0.000	0.040	0.234	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.000
7:15:00 PM	0.000	0.000	0.034	0.216	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.000
7:30:00 PM	0.000	0.000	0.028	0.199	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.000
7:45:00 PM	0.000	0.000	0.024	0.183	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000
8:00:00 PM	0.000	0.000	0.020	0.167	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000
8:15:00 PM	0.000	0.000	0.017	0.153	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.000
8:30:00 PM	0.000	0.000	0.014	0.141	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.000
8:45:00 PM	0.000	0.000	0.011	0.129	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000
9:00:00 PM	0.000	0.000	0.009	0.119	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000
9:15:00 PM	0.000	0.000	0.007	0.109	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000
9:30:00 PM	0.000	0.000	0.005	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000
9:45:00 PM	0.000	0.000	0.004	0.092	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000
10:00:00 PM	0.000	0.000	0.003	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000
10:15:00 PM	0.000	0.000	0.002	0.078	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
10:30:00 PM	0.000	0.000	0.002	0.072	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
10:45:00 PM	0.000	0.000	0.001	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
11:00:00 PM	0.000	0.000	0.001	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11:15:00 PM	0.000	0.000	0.001	0.056	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11:30:00 PM	0.000	0.000	0.000	0.052	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

11:45:00 PM	0.000	0.000	0.000	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.029	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:00:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:15:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:30:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7:45:00 AM	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración Propia

