



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estudio de dren D-1000 de Chiclayo como sistema de
evacuación de aguas pluviales**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

Irvin Andy Guillermo Gonzales Ipanaque

Asesor(es):
Dra. Ing. Adriadna del Socorro Chávez Jiménez

Piura, septiembre de 2020



Dedicatoria

Han pasado muchos años desde que empecé a realizar este sueño, y durante todos esos años siempre los he visto trabajar duro día tras día sin parar, sin respetar feriados ni fines de semana, sin importarles cuan cansados iban a llegar y las pocas horas que les quedaba por descansar, todo ese sacrificio puesto en un solo propósito, verme concluir mi carrera profesional, ahora que estoy próximo a cumplirlo y consciente de todo el gran esfuerzo que han puesto, este logro se los dedico a ustedes porque este triunfo no sólo es mío sino también de ustedes, los quiero mucho Papas.

A mi esposa Olinda y a mi hijo Adriano que son mi fuente de motivación diaria para alcanzar mis sueños y metas, por el apoyo y fuerzas que me brindan en todo momento, porque pese a las circunstancias que hemos atravesado seguimos juntos y luchando constantemente para salir adelante, los amo mucho.

A todas las personas fallecidas a consecuencia del Covid -19 en especial a familiares, amigos, compañeros cercanos que dejaron este mundo y que hoy gozan de vida eterna.



Agradecimiento

Primeramente, a mi creador. Gracias por permitirme concluir este proyecto de investigación y de permitirme poder disfrutar este momento con mi familia pese a estos momentos de angustia, incertidumbre y desesperación que estamos viviendo a consecuencia de la pandemia.

No me cansaré de agradecer a mis padres por el gran esfuerzo y sacrificio que realizaron durante mi estancia como alumno en la universidad, les estaré cada momento agradecido por ser los promotores de este sueño, por confiar y creer en mí.

Agradecer a mi esposa e hijo por su paciencia y sacrificio para conmigo debido al tiempo que no pude estar con ustedes por la realización de este proyecto, por siempre inspirarme día a día, por darme esa motivación que necesito para salir a delante, los amo mucho y seguiré luchando día tras día para darles los que se merecen.

Agradecer también de manera muy especial al ingeniero Pastor Espinoza Chilón quien me brindo el apoyo y la orientación necesaria para la realización de este proyecto a quien le tengo mi mayor consideración, respeto y admiración por su gran profesionalismo y sobre todo lo gran persona que es.

Un agradecimiento a los ingenieros de la Gerencia de desarrollo Tinajones y al jefe del archivo del Proyecto Especial Olmos Tinajones Jorge García Urrutia Laca, por la confianza depositada y apoyo al permitirme el acceso libre al archivo para recopilar la información durante el proceso de investigación.



Resumen Analítico-Informativo

Estudio de dren D-1000 de Chiclayo como sistema de evacuación de aguas pluviales Irvin Andy Guillermo Gonzales Ipanaque

Asesor(es): **Dra. Ing. Adriadna del Socorro Chávez Jiménez**

Tesis.

Ingeniero Civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Piura, septiembre de 2020

Palabras claves: Dren agrícola / Fenómeno El Niño / Desbordamientos / Avenidas máximas / Modelación / Evacuación

Introducción: Los constantes eventos de precipitación extrema a consecuencia del fenómeno El Niño han ocasionado la presencia de desbordamientos e inundaciones que han afectado diversas localidades y sectores en la región por parte de las quebradas pertenecientes a la cuenca baja de río Chancay - Lambayeque, a manera de propiciar una alternativa de mitigación a tales acontecimientos, el dren D-1000 de Chiclayo viene siendo un medio de evacuación propicio para evacuar dichos caudales dada su ubicación estratégica, por lo tanto el desarrollo de los estudios básicos hidrológicos sobre el área de influencia de este dren agrícola son de vital importancia para evaluar su condición como elemento evacuador y plantear de manera criteriosa alternativas complementarias con el fin de salvaguardar las zonas más vulnerables.

Metodología: Para la realización de este estudio se emplearon métodos de delimitación y caracterización de cuencas hidrográficas los cuales permitieron definir y cuantificar los parámetros físicos que gobiernan a la cuenca estudio, posteriormente un análisis y tratamiento de datos pluviométricos generados en la zona permitieron garantizar la confiabilidad de la información base recopilada, con ello se determinaron las precipitaciones e intensidades máximas de diseño a partir de modelos probabilísticos empíricos, los cuales fueron ingresados dentro del software HEC HMS para simular hidrológicamente la cuenca incluyendo a portes de caudales externos a fin de determinar las avenidas máximas que se presentan sobre el dren en estudio.

Resultados: De la modelación hidrológica realizada sobre la cuenca del dren D-1000 de Chiclayo se determinaron para un periodo de retorno de 50 años caudales de $113.8 \text{ m}^3/\text{s}$ sin considerar los aportes provenientes de las quebradas aledañas a dicha infraestructura, mientras que para el mismo periodo de retorno y considerando los aportes de quebradas aledañas a dicha infraestructura se obtuvo un caudal de $262.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

Conclusiones: El dren D-1000 de Chiclayo no cuenta con la capacidad hidráulica suficiente para evacuar los caudales producidos por las descargas provenientes de las quebradas adyacentes, ni por la escorrentía generada por las precipitaciones de la zona, como consecuencia se producirían sobre su trazo escenarios de desbordamiento e inundaciones.

Fecha de elaboración del resumen: 25 de agosto de 2020

Analytical-Informative Summary

Estudio de dren D-1000 de Chiclayo como sistema de evacuación de aguas pluviales

Irvin Andy Guillermo Gonzales Ipanaque

Asesor(es): Dra. Ing. Adriadna del Socorro Chávez Jiménez

Tesis.

Ingeniero Civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Piura, septiembre 2020

Keywords: Agricultural drain / El Niño phenomenon / Overflows / Maximum floods / Modeling / Evacuation

Introduction: The constant extreme precipitation events as a consequence of the El Niño phenomenon have caused the presence of overflows and floods that have affected various localities and sectors in the region by the streams belonging to the lower basin of the Chancay - Lambayeque river, in order to promote An alternative to mitigate such events, the D-1000 drain in Chiclayo has been a suitable means of evacuation to evacuate these flows given its strategic location, therefore the development of basic hydrological studies on the area of influence of this agricultural drain are of vital importance to evaluate its condition as an evacuation element and to carefully propose complementary alternatives in order to safeguard the most vulnerable areas.

Methodology: To carry out this study, methods of delimitation and characterization of hydrographic basins were used which allowed to define and quantify the physical parameters that govern the basin under study, later an analysis and treatment of rainfall data generated in the area allowed to guarantee the reliability of The base information collected, with this, the maximum design rainfall and intensities were determined from empirical probabilistic models, which were entered into the HEC HMS software to hydrologically simulate the basin including the external flow rates in order to determine the maximum floods that are presented on the drain under study.

Results: From the hydrological modeling carried out on the D-1000 drainage basin in Chiclayo, flow rates of 113.8 m³ / s were determined for a return period of 50 years without considering the contributions from the streams surrounding said infrastructure, while for the same period of return considering the contributions of neighboring streams to said infrastructure, a flow of 262.7 m³ / s was obtained.

Conclusions: The D-1000 drain in Chiclayo does not have enough hydraulic capacity to evacuate the flows produced by the discharges from the adjacent streams, nor by the runoff generated by the rainfall in the area, as a consequence, overflow scenarios would occur on its line. and floods.

Summary date: August 25th, 2020

Tabla de Contenido

Introducción.....	1
Capítulo 1 Nociones preliminares.....	3
1.1 Cuenca del rio Chancay – Lambayeque.....	3
1.1.1 Descripción general.....	3
1.1.2 Zona de estudio.....	4
1.2 Descripción del sistema hidráulico Tinajones.....	4
1.2.1 Primer componente: Obras de trasvase.....	6
1.2.2 Segundo componente: Obras de regulación.....	6
1.2.3 Tercer componente: Obras de distribución.....	6
1.2.4 Cuarto componente: Obras de drenaje.....	7
1.3 Dren agrícola D-1000 (Dren en estudio).....	7
1.3.1 Descripción.....	7
1.3.2 Clasificación según su función de los canales de drenaje del dren agrícola D-1000	7
1.3.2.1 Zanjas de desagüe (Z).....	7
1.3.2.2 Sub colectores (SC).....	9
1.3.2.3 Colectores (C).....	9
1.3.2.4 Colectores principales (CP).....	9
1.3.2.5 Dren Principal D-1000.....	10
1.3.3 Situación actual del dren agrícola D-1000.....	10
1.4 Fenómeno El Niño.....	10
1.4.1 Definición del fenómeno El Niño.....	10

1.4.2	Recurrencia del fenómeno El Niño	13
1.5	Frentes de desbordes por el fenómeno El Niño sobre la zona de estudio.....	14
1.5.1	Frente de desborde 1: Zona pre montañosa de la cordillera de Los Andes.....	14
1.5.2	Frente de desborde 1: Zona pre montañosa de la cordillera de Los Andes.....	16
1.5.2.1	Hidrología	16
1.5.2.2	Situación actual.....	18
1.5.3	Frente de desborde 2: Ríos La Leche y Motupe.....	18
1.5.3.1	Hidrología	18
1.5.3.2	Situación actual.....	19
1.6	Sistema de evacuación de aguas pluviales procedentes del frente de desborde 1.	21
1.6.1	Primer componente.....	22
1.6.1.1	Canales de riego.....	23
1.6.1.2	Aliviaderos laterales.....	23
1.6.1.3	Estructuras de cruce (Sifón – Alcantarilla).....	24
1.6.2	Segundo componente	25
1.6.2.1	Situación actual.....	25
1.6.3	Tercer componente.....	25
1.6.3.1	Situación actual.....	26
1.7	Descripción del problema	27
Capítulo 2	Fundamentos teórico.....	29
2.1	Definición de hidrología.....	29
2.2	Cuenca hidrográfica.....	29
2.2.1	Delimitación del parte de aguas de una cuenca hidrográfica	30
2.2.2	Características morfológicas de una cuenca hidrográfica	30
2.2.2.1	Parámetros de forma	30
2.2.2.2	Parámetros de relieve de una cuenca	35
2.2.2.3	Parámetros de la red hidrográfica	41
2.3	Precipitación	46
2.3.1	Medidas de precipitación.....	46
2.3.1.1	Pluviómetro.....	46
2.3.1.2	Pluviógrafo.....	46

2.3.2	Análisis de datos de precipitación	46
2.3.2.1	Lluvia media	46
2.3.2.2	Completado de datos meteorológicos	47
2.3.2.3	Prueba de datos dudosos	49
2.4	Funciones de distribución	50
2.4.1	Distribución de probabilidad para variables hidrológicas	50
2.4.1.1	Software HidroEsta	51
2.4.2	Selección de función de distribución.....	52
2.4.2.1	Pruebas de bondad de ajuste	52
2.5	Análisis de tormenta.....	54
2.5.1	Definición de tormenta.....	54
2.5.2	Elementos fundamentales del análisis de tormentas	54
2.5.3	Determinación de la curva intensidad – duración - frecuencia para el diseño de una tormenta	55
2.5.4	Ecuación empírica que relaciona la Intensidad – Duración – Frecuencia.....	56
2.5.5	Tiempo de concentración	58
2.5.5.1	California	59
2.5.5.2	Método de Kirpich	59
2.5.5.3	Método de Témez	59
2.5.5.4	Bransby – Williams.....	60
2.5.5.5	SCS	60
2.5.5.6	Federal Aviation Administration (1970).....	60
2.5.6	Validación de fórmulas empíricas para la estimación de tiempos de concentración	61
2.5.7	Hietograma de diseño utilizado en el análisis de tormenta	64
2.5.7.1	Método de Bloque alterno.....	64
2.6	Lluvia efectiva y abstracciones.....	65
2.6.1	Lluvia efectiva o lluvia total.....	65
2.6.2	Abstracciones o infiltraciones	65
2.6.2.1	Método SCS para abstracciones.....	65
2.7	Caudales máximos	71
2.7.1	Métodos de estimación de caudales máximos.....	71

2.7.1.1	Hidrograma unitario.....	71
2.8	Periodo de retorno (Tr).....	73
2.9	Sistema de modelamiento hidrológico (HMS – Hydrologic Modeling System)....	76
2.9.1	Componentes del modelo HEC HMS	76
2.9.1.1	Modelo de la cuenca	76
2.9.1.2	Modelo meteorológico	76
2.9.1.3	Especificaciones de control.....	77
2.9.1.4	Datos de entrada.....	77
2.9.2	Métodos hidrológicos del modelo HEC – HMS	78
2.9.2.1	Métodos utilizados	78
Capítulo 3	Descripción general de la cuenca	83
3.1	Cuenca del sub sistema de drenaje D-1000	83
3.2	Ubicación y demarcación de la cuenca en estudio.....	84
3.2.1	Ubicación geográfica.....	84
3.2.2	Ubicación hidrográfica	85
3.2.3	Ubicación política.....	85
3.2.4	Accesibilidad – vías de comunicación	86
3.3	Topografía.....	87
3.3.1	Delimitación hidrográfica de la cuenca en estudio	88
3.3.1.1	Delimitación.....	88
3.4	Climatología.....	89
3.4.1	Temperatura.....	89
3.4.1.1	Temperatura mínima	89
3.4.1.2	Temperatura media	89
3.4.1.3	Temperatura máxima	90
3.4.2	Precipitación.....	90
3.5	Geología.....	90
3.5.1	Geología general.....	90
3.5.2	Geomorfología.....	92
3.5.2.1	Unidades geomorfológicas.....	92
3.5.3	Suelos	93

3.5.3.1	Series de suelo.....	93
3.5.3.2	Uso actual de los suelos	93
3.6	Cobertura vegetal	95
3.6.1	Características de la cuenca en estudio	96
3.6.1.1	Características morfológicas.....	96
Capítulo 4 Hidrología de máximas avenidas.....		109
4.1	Información pluviométrica	109
4.2	Análisis de los datos pluviométrico	110
4.3	Tratamiento de datos de precipitación.....	112
4.3.1	Completado de datos	112
4.4	Prueba de datos dudosos.....	116
4.5	Análisis estadístico de datos de precipitación	120
4.5.1	Distribuciones estadísticas con el software HIDROESTA	120
4.5.2	Ajuste de modelos de distribución	121
4.6	Precipitaciones máximas diarias en base al periodo de retorno	125
4.7	Determinación de la precipitación media máxima para cada sub cuenca en estudio.....	126
4.8	Selección del periodo de retorno	127
4.9	Cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia (IDF).....	128
4.9.1	Intensidades de lluvia	128
4.9.2	Obtención de las intensidades máximas a partir de los coeficientes de duración del MTC	128
4.9.3	Gráfico de la curva Intensidad – Duración – Frecuencia	128
4.9.4	Cálculo de ecuaciones I-D-F por el método de correlación lineal múltiple	136
4.10	Cálculo de los tiempos de concentración	137
4.11	Hietograma de diseño.....	142
4.11.1	Duración de la lluvia de diseño.....	142
4.11.2	Construcción de los hietogramas de diseño	142
4.12	Modelación hidrológica.....	142

4.12.1 Modelo de la cuenca	144
4.12.1.1 Método de determinación de pérdidas	145
4.12.1.2 Método de transformación – escorrentía.....	148
4.12.1.3 Método de flujo base.....	150
4.12.1.4 Tránsito de cauces (Channel routing)	151
4.12.2 Modelo meteorológico	152
4.12.3 Especificaciones de control.....	152
Capítulo 5 Resultados de la simulación	153
5.1 Resultado global del modelamiento hidrológico con el software HEC-HMS	153
5.2 Hidrogramas finales	154
5.2.1 Hidrograma simulado para periodo de retorno 2 años	154
5.2.2 Hidrograma simulado para periodo de retorno 5 años.....	155
5.2.3 Hidrograma simulado para periodo de retorno 10 años	156
5.2.4 Hidrograma simulado para periodo de retorno 25 años.....	157
5.2.5 Hidrograma simulado para periodo de retorno 50 años	158
5.2.6 Hidrograma simulado para periodo de retorno 100 años.....	159
Capítulo 6 Evacuación del sistema de aguas pluviales.....	161
6.1 Caudal sobre el canal Taymi Antiguo	161
6.2 Distribución de caudales hacia el sub sistema de drenaje D-1000	164
6.3 Distribución de caudales hacia el dren principal D-1000	167
6.4 Evaluación del tránsito de avenidas sobre canal principal D-1000	169
6.4.1 Juntion 1: Progresiva 4+100 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1000 y D-1700).....	169
6.4.2 Juntion 2: Progresiva 17+000 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1000 y D-1500).....	170
6.4.3 Juntion 3: Progresiva 20+000 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1400 y D-1000).....	171
6.4.4 Juntion 4: Progresiva 24+000 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1200 y D-1000).....	172
6.4.5 Sink: Progresiva 31+300 (desembocadura del dren principal D-1000)	173

6.5 Planteamiento de esquema preliminar de evacuación	174
Conclusiones.....	177
Recomendaciones.....	179
Referencias bibliográficas.....	181
Apéndices.....	187
Anexos.....	249
Planos.....	261





Lista de tablas

Tabla 1: Caudales máximos calculados en m ³ /s en cada microcuenca para diversos periodos de retorno.....	18
Tabla 2: Relación de estructuras hidráulicas de cruce y aliviaderos laterales en el canal Taymi Nuevo.....	24
Tabla 3: Capacidades hidráulicas de diseño de los canales de conexión.....	26
Tabla 4: Clasificación de las cuencas según su tamaño.....	31
Tabla 5: Tipos o clases de formas de una cuenca.....	32
Tabla 6: Rangos aproximados del factor de forma.....	34
Tabla 7: Rangos aproximados de la pendiente media del cauce principal.....	40
Tabla 8: Clasificación de pendientes medias.....	40
Tabla 9: Valores de Kn para la prueba de datos dudosos.....	50
Tabla 10: Valores críticos d para la prueba Kolmogorov Smirnov.....	54
Tabla 11: Coeficientes de duración de lluvias entre 48 horas y una hora.....	56
Tabla 12: Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.....	61
Tabla 13: Parámetro “a” para flujo no concentrado y flujo concentrado.....	62
Tabla 14: Promedio de velocidades (m/s) para el cálculo de tiempo de concentración.....	63
Tabla 15: Velocidades de flujo de escorrentía para el cálculo de tiempo de concentración.....	64
Tabla 16: Condición hidrológica.....	68
Tabla 17: Números de curva de escorrentía para complejos hidrológicos suelo-cobertura.....	69
Tabla 18: Determinación de las condiciones de humedad antecedente.....	70
Tabla 19: Valores de periodo de retorno T(años).....	75
Tabla 20: Recomendaciones de valores máximos de riesgo admisible en obras de drenaje.....	75

Tabla 21: Métodos dentro del software HEC HMS	78
Tabla 22: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1000	96
Tabla 23: Resumen de los parámetros de forma de la subcuenca D-1200.....	97
Tabla 24: Resumen del parámetro de forma de la cuenca D-1500.....	97
Tabla 25: Resumen de los parámetros de forma de la Subcuenca D-1	98
Tabla 26: Resumen de los parámetros de forma de la Subcuenca D-1700	98
Tabla 27: Resumen de los parámetros de forma de la Subcuenca D-2	99
Tabla 28: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1400.....	99
Tabla 29: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1000.....	100
Tabla 30: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1000.....	100
Tabla 31: Resumen del parámetro de relieve de la cuenca D-1000	106
Tabla 32: Resumen de los parámetros de la red hidrográfica de la cuenca D-1000.....	108
Tabla 33: Estaciones pluviométricas consultadas.....	109
Tabla 34: Estaciones consideradas para el proceso de completado de datos pluviométricos.	113
Tabla 35: Coeficientes de correlación R	113
Tabla 36: Serie completa y ampliada de registros pluviométricos para las estaciones Ferreñafe y Lambayeque	115
Tabla 37: Transformación de la serie de datos pluviométricos de la estación Ferreñafe.	116
Tabla 38: Parámetros para el test de datos dudosos	117
Tabla 39: Transformación de la serie de datos pluviométricos – Estación Lambayeque.	118
Tabla 40: Parámetros para el test de datos dudosos	119
Tabla 41: Resumen de datos dudosos encontrados en ambas estaciones	120
Tabla 42: Resultado de las distribuciones probabilísticas de la precipitación máxima (mm) de la estación Ferreñafe	122
Tabla 43: Resultado de las distribuciones probabilísticas de la precipitación máxima (mm) de la estación Lambayeque.....	124
Tabla 44: Precipitaciones máximas diarias para los distintos periodos de retorno.	125
Tabla 45: Método del polígono de Thiessen y sus porcentajes de ponderación	127
Tabla 46: Precipitaciones máximas areales de cada sub cuenca en estudio.....	127
Tabla 47: Datos de Precipitación para un $Tr = 2$ años	129
Tabla 48: Datos de intensidad para un $Tr = 2$ años	129
Tabla 49 : Datos de Precipitación para un $Tr = 5$ años	130

Tabla 50: Datos de intensidad para un $Tr = 5$ años	130
Tabla 51: Datos de Precipitación para un $Tr = 10$ años	131
Tabla 52: Datos de intensidad para un $Tr = 10$ años	131
Tabla 53: Datos de Precipitación para un $Tr = 25$ años	132
Tabla 54: Datos de intensidad para un $Tr = 25$ años	132
Tabla 55: Datos de Precipitación para un $Tr = 50$ años.....	133
Tabla 56: Datos de intensidad para un $Tr = 50$ años	133
Tabla 57: Datos de Precipitación para un $Tr = 100$ años	134
Tabla 58: Datos de intensidad para un $Tr = 100$ años	134
Tabla 59: Datos de Precipitación para un $Tr = 200$ años.....	135
Tabla 60: Datos de intensidad para un $Tr = 200$ años.....	135
Tabla 61: Datos de intensidad – duración – frecuencia (I-D-F), de la sub cuenca D-1200	136
Tabla 62: Resumen de los coeficientes obtenidos de por cada sub cuenca.....	137
Tabla 63: Cálculo de los tiempos de concentración y velocidades de escurrimiento de los métodos Temez y Federal Administration Aviation, Bransby – williams y California. ...	138
Tabla 64: Resumen de los cálculos de la velocidad promedio de escurrimiento para las sub cuencas en estudio.	139
Tabla 65: Resumen de las velocidades medias obtenidas a partir de los tiempos de concentración (T_c) y longitudes de sus ríos principales.....	140
Tabla 66: Tiempo de concentración en horas para cada sub Cuenca en estudio considerado para la modelación.....	141
Tabla 67: Construcción del hietograma de diseño para un periodo de retorno de 2 años, una duración de 13 horas e intervalos de duración cada 30 min para la Cuenca D-1200 .	143
Tabla 68. Precipitación diaria de las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, 5 días previos al Fenómeno El Niño de 1983	145
Tabla 69. Precipitación diaria de las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, 5 días previos al Fenómeno El Niño de 1998.....	146
Tabla 70. Precipitación diaria de las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, 5 días previos al Fenómeno El Niño de 2017	146
Tabla 71: Resumen del número de curva de la cuenca en estudio	147
Tabla 72: Parámetros y valores de las abstracciones iniciales (mm) para cada sub cuenca utilizadas en el software HEC HMS.....	148

Tabla 73: resumen de tiempos de retardo (tp) requeridos por el software HEC HMS	149
Tabla 74: Resumen de los parámetros Tp y Cp requeridos por el software HEC HMS hidrograma de Snyder por sub cuenca.....	150
Tabla 75: Caudales mensuales evacuados por los drenes hacia el mar	151
Tabla 76: Cálculo de las velocidades promedio en los 4 tramos del cauce principal	151
Tabla 77: Resumen de valores para Muskingum requeridos por el software HEC HMS	152
Tabla 78: Caudales máximos para cada subcuenca del Dren D-1000 para diferentes periodos de retorno	153
Tabla 79. Capacidad hídrica propuesta para los canales de conexión	164
Tabla 80: Nombres asignados dentro del modelo hidrológico a cada fuente de agua externa	167
Tabla 81: Caudales máximos que interceptan el canal principal D-1000	168
Tabla 82: Resumen de las avenidas máximas que evacuaría el sub sistema de drenaje D- 1000	174



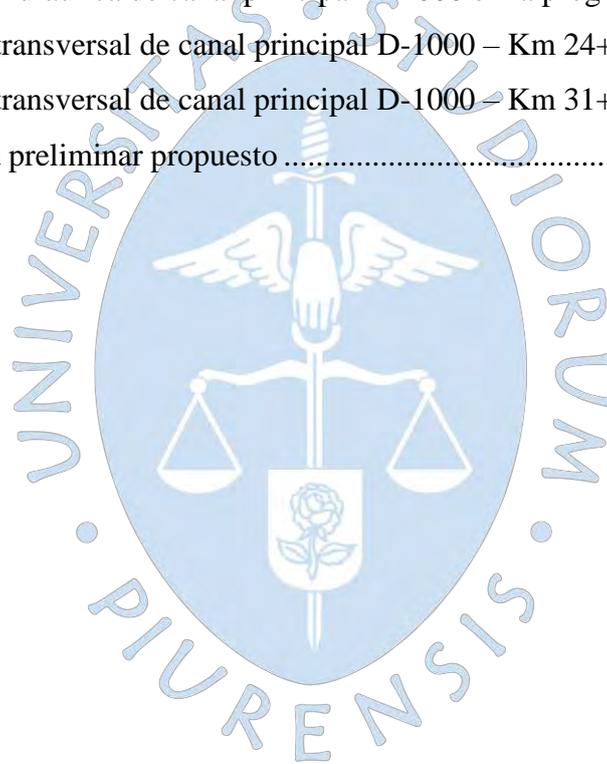
Lista de figuras

Figura 1: Ubicación hidrográfica y geográfica de la cuenca Chancay - Lambayeque.....	3
Figura 2: Mapa de la cuenca Chancay –Lambayeque y ubicación de la zona en estudio...	5
Figura 3: Sistema hidráulico Tinajones.....	8
Figura 4: Red de drenaje D-10000 del valle Chancay – Lambayeque.....	11
Figura 5: Drenes principales del sub sistema de drenaje D-1000 del valle Chancay - Lambayeque.....	12
Figura 6: Imagen Satelital de la zona pre montañosa de la cordillera de los Andes	14
Figura 7: Frentes de desbordes sobre el valle Chancay - Lambayeque	15
Figura 8: Imagen Satelital de la zona pre montañosa de la cordillera de los Andes	16
Figura 9: Ubicación de las microcuencas de aporte al canal Taymi.....	17
Figura 10: Imagen satelital de los ríos la Leche y Motupe - 1983	20
Figura 11: Imagen satelital de los ríos la Leche y Motupe – 1998 hasta la actualidad	20
Figura 12. Ubicación de los canales de conexión propuestos para el sistema de evacuación de aguas pluviales.....	22
Figura 13. Estructuras de entrada ubicadas en la margen derecha del canal Taymi Nuevo	22
Figura 14: Estructuras de entrada ubicadas en la margen izquierda del canal Taymi Nuevo	23
Figura 15: Estructura de cruce Alcantarilla – Sifón, por donde cruza la quebrada río Loco, por debajo del canal.....	24
Figura 16: Vertimiento de la quebrada Sencie hacia el canal Taymi Antiguo.....	25
Figura 17: Conexión entre canal Taymi y dren principal D-1000	27
Figura 18: Hidrogramas de salida para cada tipo de cuenca	33
Figura 19: Rectángulo equivalente de una cuenca.....	34

Figura 20: Representación de una curva Hipsométrica.....	36
Figura 21: Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión, según Strahler.....	37
Figura 22: Curva hipsométrica y curva de frecuencia.....	37
Figura 23: Criterio de Alvord.....	39
Figura 24: Tipos de corriente	42
Figura 25: Representación de grado de ramificación de las Corrientes de agua de una cuenca.....	43
Figura 26: Tramos de la longitud del cauce	45
Figura 27: Trazos del polígono de Thiessen	47
Figura 28: Interfaz de inicio del software Hidroesta.....	51
Figura 29: Ejemplo de curvo IDF.....	58
Figura 30: Hietograma de diseño, utilizando el método de bloque alterno.....	65
Figura 31: Variables en el método	66
Figura 32: Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS.....	67
Figura 33: Extensión territorial de la cuenca del dren D-1000	83
Figura 34: Mapa de ubicación geográfica de la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000	84
Figura 35: Mapa hidrográfico donde se ubica la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000	85
Figura 36: Mapa político donde se ubica la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000... ..	86
Figura 37: Vías de comunicación dren D-1000	87
Figura 38: Curvas de nivel sobre la superficie del dren D-1000.....	88
Figura 39: Delimitación de la cuenca D-1000	89
Figura 40: Mapa geológico de la zona baja de la cuenca Chancay – Lambayeque	91
Figura 41: Mapa uso actual de los suelos – cuenca baja Chancay – Lambayeque	94
Figura 42: Cobertura vegetal de la cuenca baja Chancay – Lambayeque.....	95
Figura 43: a) Curvas hipsométricas de la cuenca y sub cuencas en estudio y b) Polígonos de frecuencia de las mismas.	104
Figura 44: Representación gráfica para calcular la altura media de toda la cuenca en estudio D-1000	105
Figura 45: Grado de ramificación de la cuenca D-1000	107
Figura 46: Mapa de ubicación de las estaciones meteorológicas mas influyentes sobre la zona de estudio	110

Figura 47: Histograma del registro histórico de la estación Ferreñafe	111
Figura 48: Histograma del registro histórico de la estación Lambayeque	112
Figura 49: Regresión lineal de los datos de precipitación Ferreñafe y Lambayeque.....	114
Figura 50: Ajuste de datos utilizando el software HidroEsta.....	121
Figura 51: Gráfico de comparación de modelos de distribución probabilística de la serie de datos de precipitación de la estación Ferreñafe	123
Figura 52: Gráfico de comparación de modelos de distribución probabilística de la serie de datos de precipitación de la estación Ferreñafe	125
Figura 53: Trazo de los polígonos de Thiessen sobre la zona de estudio	126
Figura 54: Curva I-D-F de la Sub cuenca D-1200.....	136
Figura 55: Grafico comparativo de velocidades de escurrimiento.....	141
Figura 56: Hietograma de diseño de la Cuenca D-1200 para T=2 años	143
Figura 57: Esquema hidrográfico realizado con el editor del HEC-HMS.	144
Figura 58: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 2 años.....	154
Figura 59: Caudal máximo para periodo de retorno de 2 años	154
Figura 60: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 5 años.....	155
Figura 61: Caudal máximo para un periodo de retorno de 5 años	155
Figura 62: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 10 años.....	156
Figura 63: Caudal máximo para un periodo de retorno de 10 años	156
Figura 64: Caudal máximo para un periodo de retorno de 25 años.....	157
Figura 65: Caudal máximo para un periodo de retorno de 25 años	157
Figura 66: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 50 años.....	158
Figura 67: Caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años	158
Figura 68: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 100 años.....	159
Figura 69: Caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años	159
Figura 70: Vista aérea de los canales Taymi Nuevo y Antiguo.....	161
Figura 71: Tramo final del canal Taymi antiguo y conexiones.....	162
Figura 72: Esquema de la distribución de caudales considerado en el estudio “Evaluación de la infraestructura mayor de riego y drenaje Taymi”	163
Figura 73: Esquema de distribución de caudales de evacuación hacia los drenes principales D-1400, D-1000, D-1700 y D-1500.....	165
Figura 74: Distribución de caudal de escorrentía sobre dren principal D-1400.....	166

Figura 75: Esquema hidrográfico realizado con el editor del HEC-HMS considerando los flujos de agua externos a las subcuencas de estudio	167
Figura 76: Caudales máximos para un periodo de retorno de 50 años considerando los flujos de agua externos a la cuenca en estudio	168
Figura 77: Descripción y ubicación de los puntos de evaluación donde desembocan las avenidas máximas de los drenes D-1400, D 1500 y D1700 sobre el dren principal D-1000	169
Figura 78: Sección transversal de canal principal D-1000 – km 4+100	170
Figura 79: Sección transversal de canal principal D-1000 – km 4+100	171
Figura 80: Sección hidráulica de canal principal D-1000 en la progresiva km. 20+000 .	172
Figura 81: Sección transversal de canal principal D-1000 – Km 24+000	173
Figura 82: Sección transversal de canal principal D-1000 – Km 31+300	174
Figura 83: Esquema preliminar propuesto	176



Introducción

Un factor de riesgo latente para la región Lambayeque, está relacionado principalmente con la ocurrencia del fenómeno El Niño (FEN). Las precipitaciones extremas traen como consecuencia el incremento de caudal de los ríos y la activación de una serie de quebradas adyacentes al valle agrícola de la región, ocasionando cuantiosos daños a partir de inminentes desbordes e inundaciones en distintos sectores agrícolas, centro poblados e infraestructura hidráulica de la zona.

La manera de abordar estos problemas antes citados pasa por realizar un enfoque integrado del problema y realizar estudios básicos de los fenómenos suscitados, a fin de entender el comportamiento de este, para prever de manera criteriosa una solución a tales acontecimientos.

La simulación de los aspectos hidrológicos e hidráulicos hoy en día a través de diversas herramientas tecnológicas (softwares), es una metodología que permiten modelar numéricamente los fenómenos físicos donde intervine el agua. La herramienta elegida para trabajar en esta investigación es el HEC HMS, la misma que nos permite estudiar la operación del mismo y predecir su salida.

El presente estudio se enfoca en el análisis hidrológico e hidráulico del flujo que permite caracterizar en términos técnicos la ocurrencia de eventos máximos y la identificación de zonas vulnerables. Con estos análisis ha sido posible delinear alternativas de técnicas para salvaguardar las zonas con mayor grado de desbordamientos a consecuencia de la incidencia del fenómeno El Niño.



Capítulo 1 Nociones preliminares

1.1 Cuenca del río Chancay – Lambayeque

1.1.1 Descripción general

La cuenca del río Chancay – Lambayeque pertenece a la región hidrográfica del Pacífico, forma parte de los departamentos de Cajamarca (Provincias de Santa Cruz, parte de Chota, San Miguel y Hualgayoc) y Lambayeque (Provincias de Ferreñafe, parte de Chiclayo y Lambayeque). (Ver Figura 1).

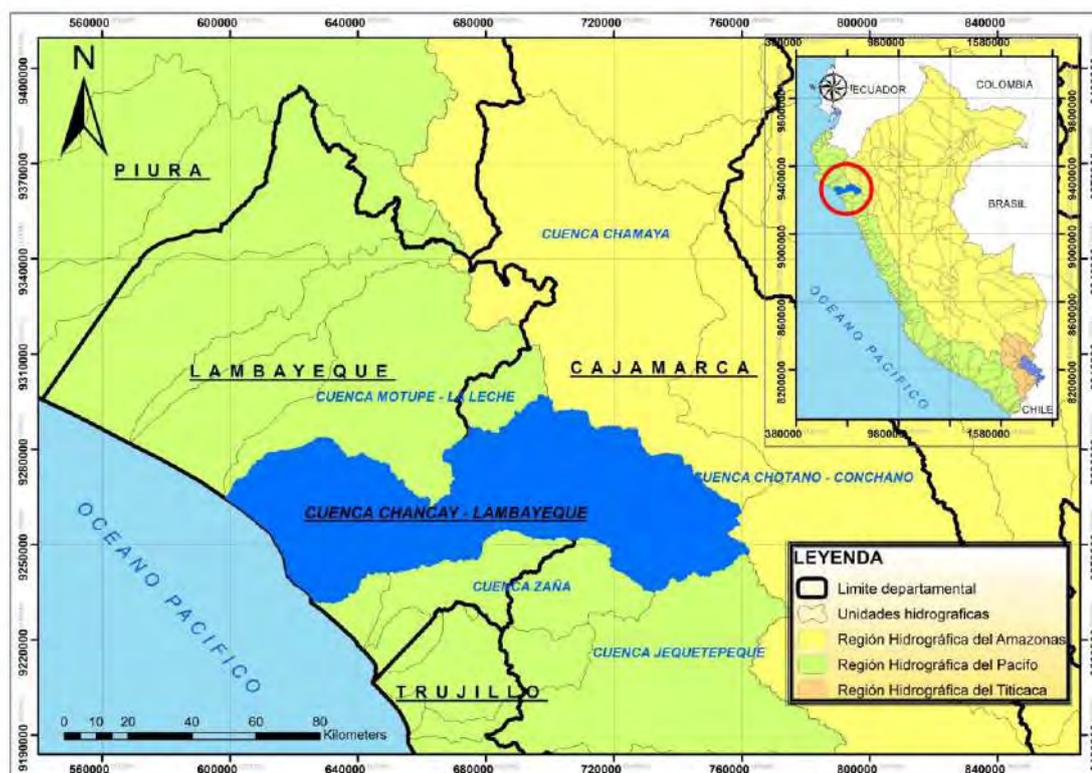


Figura 1: Ubicación hidrográfica y geográfica de la cuenca Chancay - Lambayeque

Fuente: Consejo de recursos hídricos de la cuenca Chancay -Lambayeque. (2018)

Elaboración propia

Abarca un área aproximadamente de 5 309 km² y oscila entre los 0 m.s.n.m. y los 4,118 m.s.n.m. por el Norte limita con las cuencas de los ríos Motupe y La Leche, por el sur con las cuencas de los ríos Zaña y Jequetepeque, por el Este con las cuencas de los ríos Chotano y LLaucano y por el Oeste con el Océano Pacífico (Autoridad Nacional del Agua - ANA, 1970).

1.1.2 Zona de estudio

La cuenca del río Chancay presenta dos zonas claramente diferenciadas (Autoridad administrativa del agua Jequetepeque - Zarumilla, 2013).

La zona baja o valle: Comprendida desde el repartidor La Puntilla hasta la zona de desagüe del río Chancay el cual incluye una extensa área o valle agrícola la misma que presenta una topografía superficial ligeramente plana con un clima árido y escasas precipitaciones.

La zona alta o sierra: Comprendida desde los límites de la cuenca aguas arriba hasta el repartidor de La Puntilla. Su superficie presenta un relieve un tanto accidentado y a su vez está sometido a un clima de sereno a frío y con presencia de precipitaciones fuertes a comienzos de año.

El ámbito de estudio de este proyecto se centra en la zona baja de la cuenca Chancay – Lambayeque, zona que periódicamente se ha visto vulnerada por desastres naturales especialmente durante la ocurrencia del fenómeno El Niño.

Esta zona como se indicó líneas arriba cuenta con un extenso valle agrícola el cual viene siendo irrigado mediante diversas obras hidráulicas de captación, derivación y regulación las cuales han sido fundamentales para dar lugar a la proliferación y extensión a las diversas zonas de cultivos dentro de la región Lambayeque.

En la **Figura 2** se puede apreciar la zona alta y baja de la cuenca Chancay – Lambayeque tanto como la zona donde se centra el desarrollo de este estudio.

1.2 Descripción del sistema hidráulico Tinajones

Según Espinoza (2013) el sistema hidráulico Tinajones comprende 4 componentes hidráulicos, los mismos que describiremos a continuación:

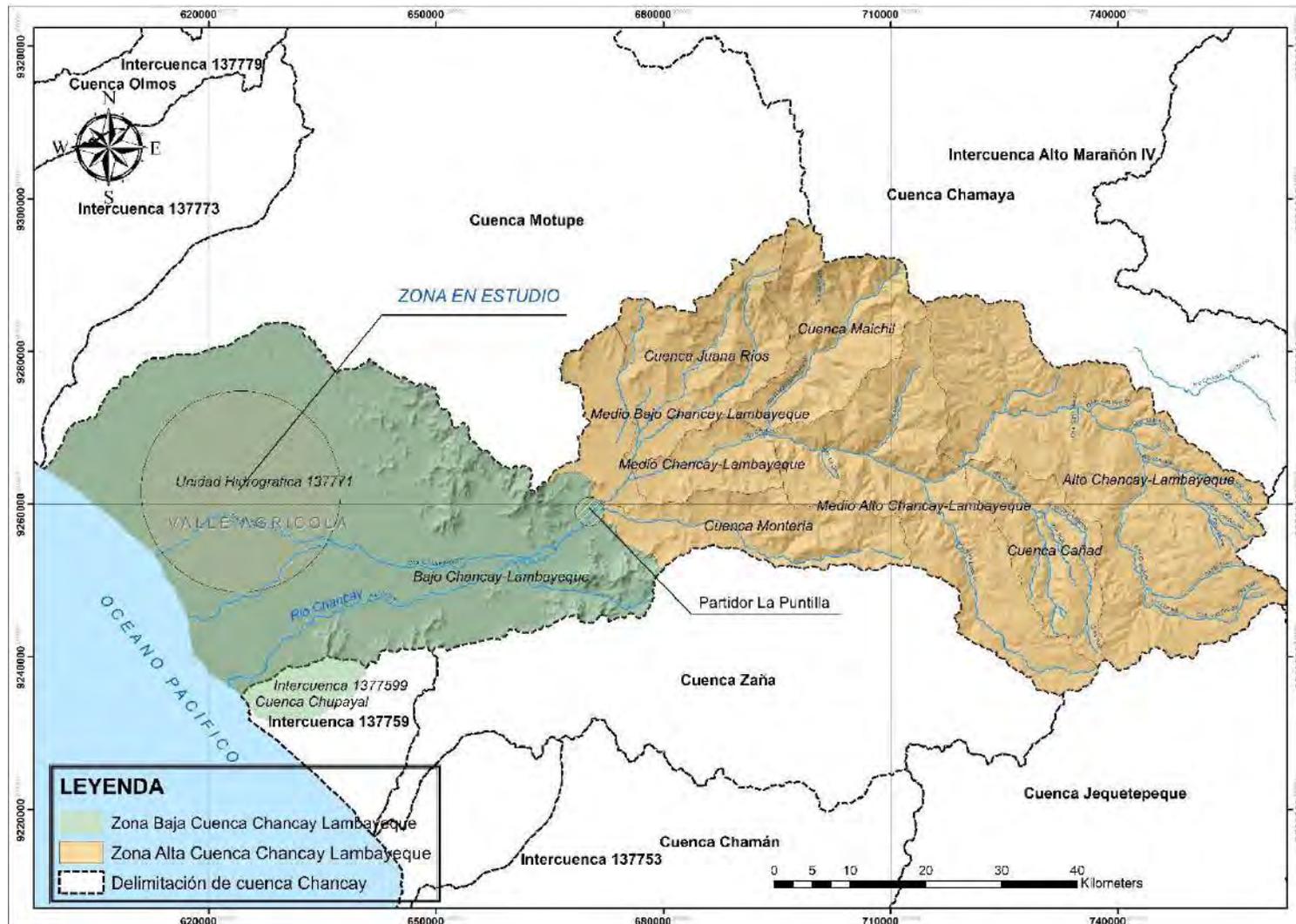


Figura 2: Mapa de la cuenca Chancay – Lambayeque y ubicación de la zona en estudio

Fuente: Consejo de recursos hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2018)

Elaboración propia

1.2.1 Primer componente: Obras de trasvase

1. **Túnel Conchano (4.21 km):** Trasvasa las aguas del río Conchano al Chotano un volumen anual de 100 millones de m³.
2. **Túnel Chotano (5.32 km):** Trasvasa las aguas del río Chotano al río Chancay, de un volumen anual de 200 millones de m³.

1.2.2 Segundo componente: Obras de regulación

3. **Bocatoma Raca Rumi:** Se ubica sobre el cauce del río Chancay a una altitud de 280 m.s.n.m. y deriva las aguas por un canal de aducción (canal alimentador) hacia el reservorio Tinajones.
4. **Canal alimentador:** Canal que conduce las aguas de río Chancay hacia el reservorio Tinajones desde la bocatoma Raca Rumi. Su capacidad de conducción es de 70 m³/s con una longitud de recorrido de aproximadamente de 16 km.
5. **Reservorio Tinajones:** Ubicado a la margen derecha del río Chancay, en la jurisdicción del distrito de Chongoyape, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Contó con una capacidad original de almacenamiento de 320 Hm³, está conformado por un dique principal con una longitud de 2,382 m con una altura máxima de 41 m y tres diques secundarios.
6. **Canal de descarga:** Canal de sección trapezoidal de 3.40 km de longitud, hecho de mampostería de piedra, como su propio nombre lo describe descarga las aguas desde el reservorio a través de una estructura de salida hacia el cauce del río Chancay-Lambayeque. Cuenta con una capacidad de 40 m³/s.

1.2.3 Tercer componente: Obras de distribución

7. **Repartidor La Puntilla:** Estructura de distribución situada sobre en el cauce del río Chancay, aguas abajo de la bocatoma Raca Rumi. Consta de un barraje mixto (fijo y móvil) y ventanas de captación mediante el cual se distribuye flujos de agua hacia el río Taymi, río Lambayeque y río Reque.
8. **Partidor desaguadero:** Estructura de concreto armado ubicado sobre el río Taymi. Distribuye las aguas hacia el canal Taymi Nuevo, Canal Lambayeque y Canal Pátapo. Ésta situada en la margen derecha del río Chancay, en el distrito de Pucalá, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque a una altitud de 119 m.s.n.m.
9. **Canal Taymi Nuevo:** Canal principal de irrigación recorre la zona superior de los sectores Ferreñafe y Mochumí en una longitud total de 48.8 km, nace en el repartidor Desaguadero y concluyen hacia el repartidor Cachinche. Cuenta con capacidad de

conducción desde 65 m³/s hasta culminar con 25 m³/s. Esta estructura es predecesora al canal Taymi antiguo cuyo recorrido de su trazo es paralelo al canal Taymi nuevo el cual quedo en desuso luego de su construcción. En la actualidad el canal Taymi nuevo se ve interrumpido recurrentemente por la activación de quebradas en su margen derecha.

1.2.4 Cuarto componente: Obras de drenaje

10. Sistema de drenaje: El sistema de drenaje del valle Chancay – Lambayeque está conformado por 7 sub sistemas de drenajes agrícolas principales. Se extienden sobre toda la región Lambayeque haciendo un recorrido en dirección de este a oeste desembocando las aguas drenadas hacia el Océano Pacífico.

Hasta la fecha se han construido alrededor de 466.18 km de drenes colectores beneficiando a más de 70,000 ha de cultivo y se han denominado según la siguiente codificación: D-1000, D-2000, D-3000, D-4000, D-5000, D-6000 y D-7000, siendo el sub sistema D-1000 el más grande de todos y el elemento sobre el cual se abordará en este estudio.

En la **Figura 3** se muestra la ubicación de las infraestructuras de los tres componentes hidráulicos mencionados que conforman el Sistema hidráulico Tinajones.

1.3 Dren agrícola D-1000 (Dren en estudio)

1.3.1 Descripción

El subsistema de drenaje D-1000 es considerada una de las redes de drenaje más extensas y desarrolladas dentro de la región Lambayeque. Su trazo original ha ido variando y extendiéndose progresivamente cubriendo las necesidades de la zona en la medida que se iban implementando nuevas zonas de cultivo.

1.3.2 Clasificación según su función de los canales de drenaje del dren agrícola D-1000

La red de canales que conforman el sub sistema de drenaje D-1000 fueron clasificadas según su función de la siguiente manera, (García, E s.f):

1.3.2.1 Zanjas de desagüe (Z)

Estos canales tienen la función de evacuar las demasías accidentales de riego provenientes de los sub canales laterales de riego hacia los sub colectores de drenaje (SC).

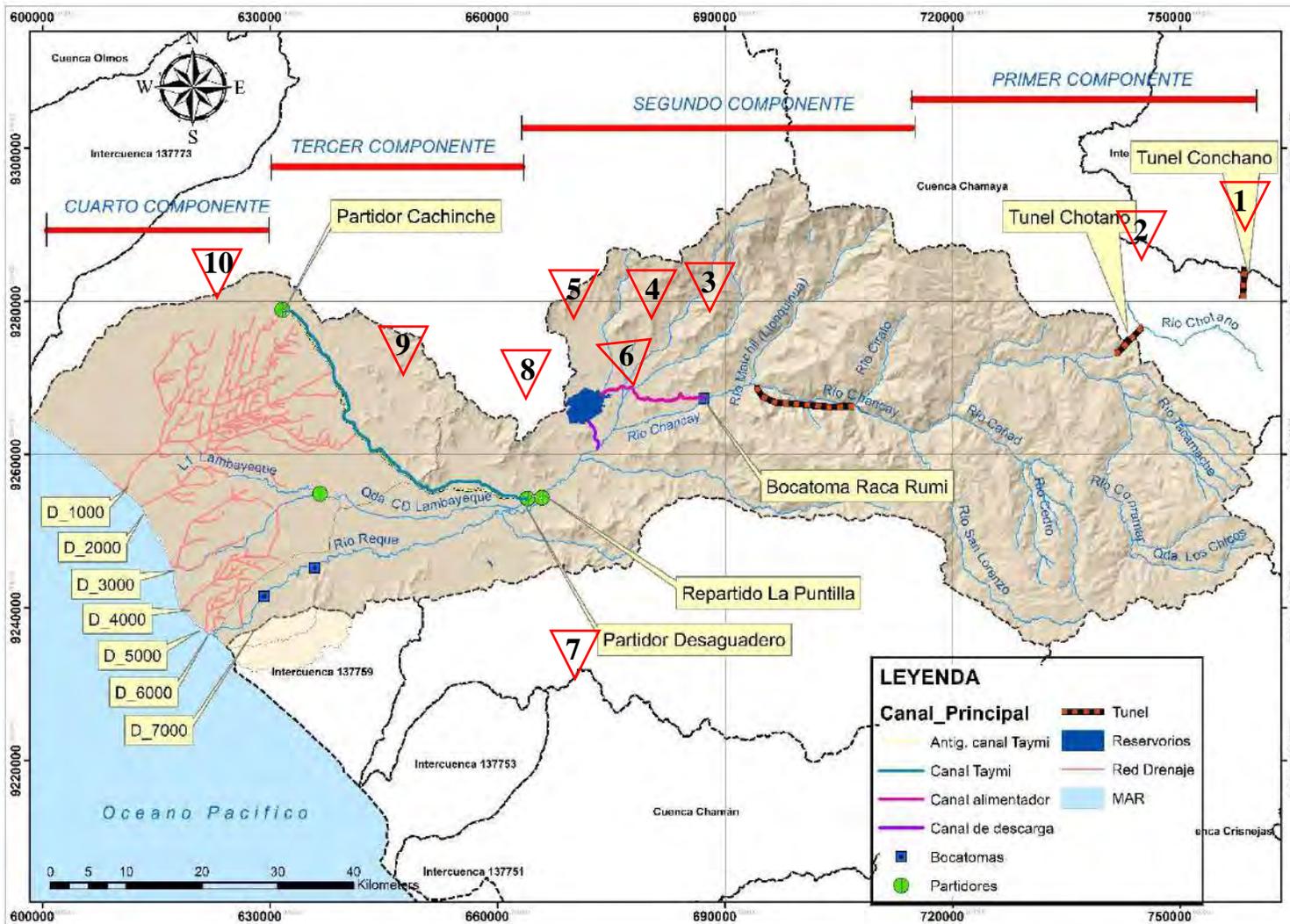


Figura 3: Sistema hidráulico Tinajones
Fuente: Consejo de recursos hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2018)
Elaboración Propia

1.3.2.2 Sub colectores (SC)

Estos canales reciben el agua de drenaje y desagüe directamente de las parcelas, así como también las aguas de emergencia provenientes de los desbordamientos de los sub canales y sub laterales de riego. Sus capacidades son variables los cuales bordean desde los 0.2 a 0.7 m³/s.

La mayoría de sus elementos conectan y vierten sus aguas directamente hacia los drenes colectores (C) y drenes colectores principales (CP), existiendo un cierto número que conectan específicamente con el dren colector principal D-1000.

1.3.2.3 Colectores (C)

Reciben las aguas de drenaje y desagüe de por lo menos dos sub colectores y conducen las mismas en profundidades mínimas hacia los colectores principales (CP).

Estos drenes también pueden recibir agua de drenaje o de desagüe directamente de las parcelas, zanjas de desagüe o sifones de emergencia. Sus capacidades son variables, algunos bordean entre 1 m³/s y 2 m³/s según los diseños originales de la proyección de estos drenes.

1.3.2.4 Colectores principales (CP)

Conducen los caudales de drenaje y desagüe de 2 o más colectores en una profundidad mínima hacia fuera de la zona de riego del proyecto.

Estos colectores también pueden recibir agua de drenaje y desagüe directamente de las parcelas, zanjas de desagüe o sifones de emergencia. Sus capacidades son variables, algunos bordean los 20 m³/s según los diseños originales de la proyección de estos canales.

Los colectores principales de drenaje del dren agrícola D-1000 son los siguientes:

D-1700: Cuenta con una longitud de 6.19 km, tiene su inicio en los terrenos agrícolas del sector Tres Tomas del distrito de Ferreñafe y su punto final es en la confluencia con el dren principal D-1000.

D-1400: Cuenta con una longitud de 24.20 km, tiene su inicio en el canal Taymi antiguo y su final en el dren principal D-1000.

D-1500, D-1520 y D-1523: Cada uno de ellos cuenta con una longitud de 14.56 km, 13.49 km y 4.23 km respectivamente. El dren D-1523 tiene su inicio en las inmediaciones de los sectores agrícolas de la localidad de Sencie en el distrito de Pítipu el cual converge en el dren D-1520 y este a su vez en D-1500 desembocando todas las aguas drenadas en el dren principal D-1000.

D-1200: Cuenta con una longitud de 12.48 km, tiene su origen en las inmediaciones del sector Muy finca y su punto final en el dren principal D-1000.

1.3.2.5 Dren Principal D-1000

Es la columna vertebral de todo el sub sistema de drenaje D-1000, en la actualidad nace en canal Taymi Antiguo, presenta una sección trapezoidal – telescópica sin revestir que explaya su capacidad hidráulica gradualmente a lo largo de su recorrido de este a oeste.

Tiene una longitud total incluyendo su prolongación para la conexión con el canal Taymi antiguo de 33,400 metros ⁽¹⁾. Está compuesto por diversas obras de arte entre pasarelas, canoas, puentes y un camino de vigilancia en ambas márgenes del canal mediante la cual se realizan las inspecciones y mantenimiento respectivo del mismo.

Los drenes D-1500, D-1400 y D-1200 son sus afluentes más importantes por ser los más extensos y los que mayor carga de afluentes transporta.

En la **Figura 4** se muestra la distribución espacial de la red de drenaje del dren agrícola D-1000 clasificados según su función, mientras que en la **Figura 5** se muestra los drenes principales que conforman el sub sistema de drenaje D-1000.

1.3.3 Situación actual del dren agrícola D-1000

De las visitas de campo realizadas para este proyecto se pudo observar que el sub sistema de drenaje D-1000 se encuentra ligeramente dañado en diferentes ramales y tramos a lo largo y ancho de su extensión. Presenta sedimentación y colmatación con abundante material orgánico, constituidas principalmente por vegetación propia de los drenes como la hinea y totora, no obstante, cumple su función de evacuador de los excesos de agua provenientes de los riegos y hoy en día de las máximas avenidas que se generan por las precipitaciones pluviales por efecto del fenómeno El Niño.

Las obras de arte como puentes, pasarelas, canoas, alcantarillas, caídas, confluencias y entregas ubicadas a lo largo del recorrido de los drenes, en su gran mayoría se encuentran afectadas y en peligro de colapso no obstante algunas de estas reducen la capacidad hidráulica de los canales en ciertos tramos poniendo en riesgo a los terrenos agrícolas y poblaciones que se encuentran aledañas al dren como los distritos de Lambayeque y Ferreñafe.

1.4 Fenómeno El Niño

1.4.1 Definición del fenómeno El Niño

El fenómeno El Niño se origina por el calentamiento de la superficie de las aguas del Océano Pacífico provenientes de las costas del sureste asiático y Australia. En condiciones normales

¹ Fuente derivada del Proyecto Especial Olmos Tinajones (Planos digitales)

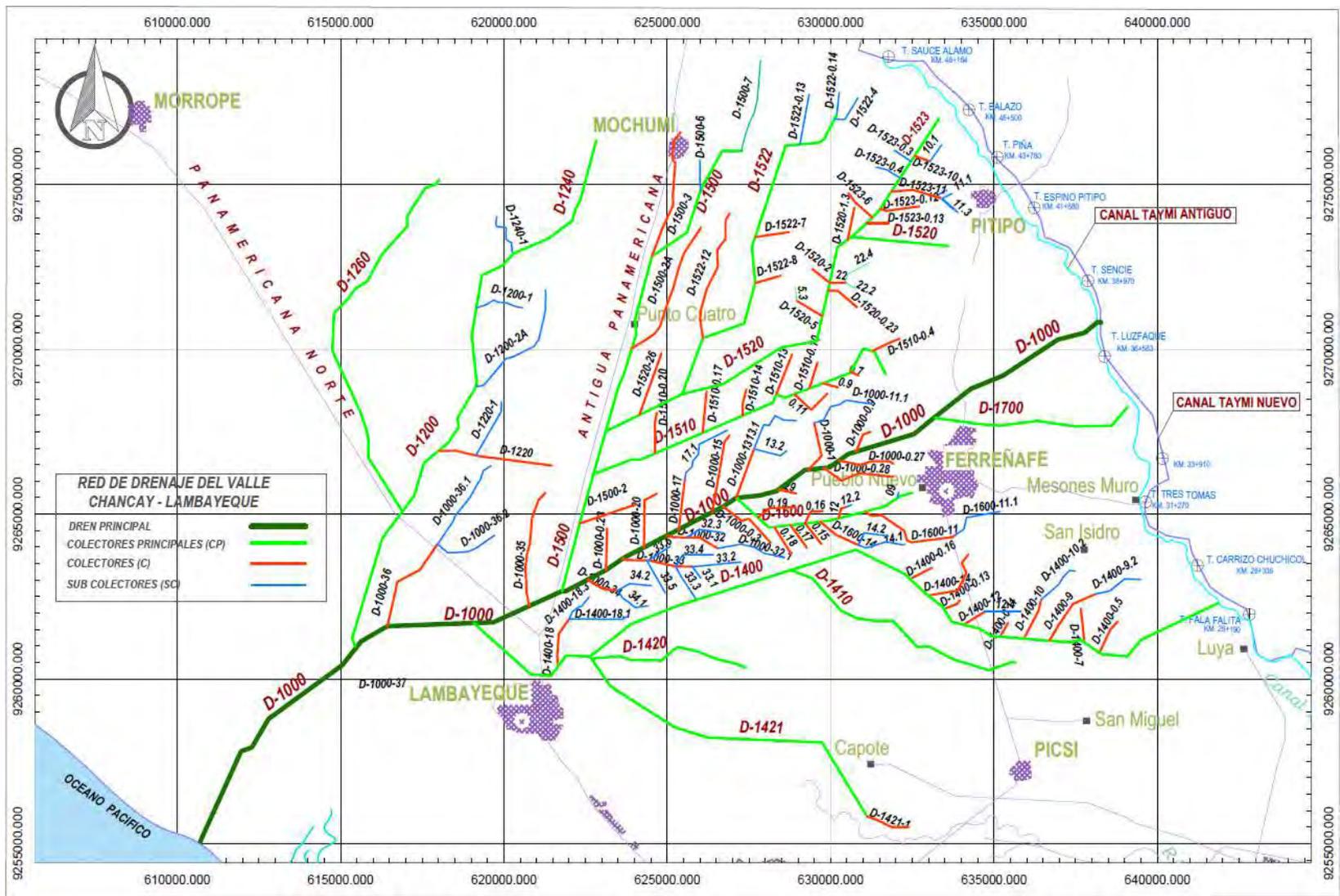


Figura 4: Red de drenaje D-10000 del valle Chancay – Lambayeque

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones - PEOT. (2018)

Elaboración Propia

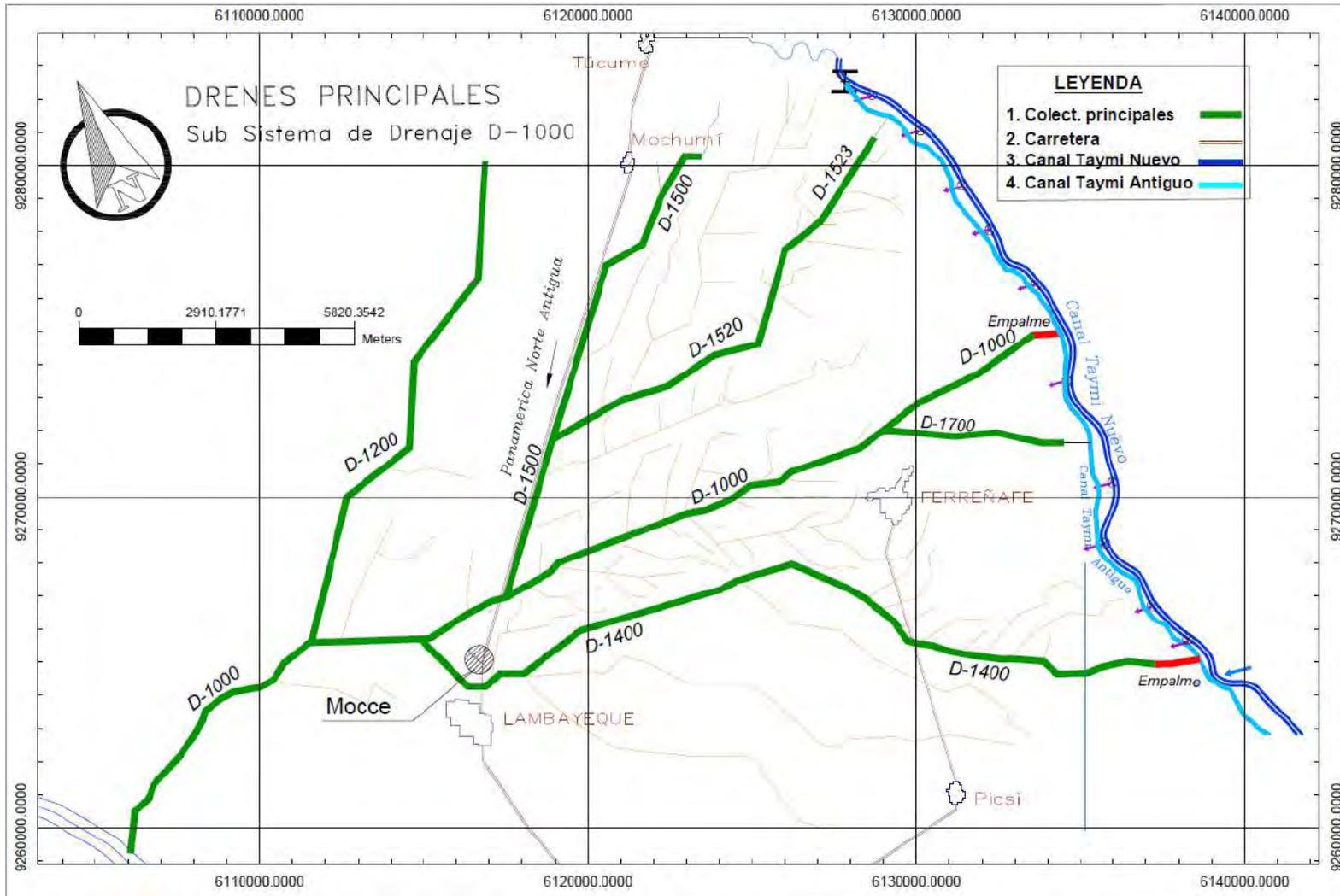


Figura 5: Drenes principales del sub sistema de drenaje D-1000 del valle Chancay - Lambayeque

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones - PEOT. (2018)

Elaboración Propia

no llega a la costa del Perú, pero ante el debilitamiento o inversión de los vientos alisos y vientos paralelos a la línea ecuatorial se presencia la llegada de corrientes de agua cálida a la zona costera del país, manifestándose con intensas precipitaciones y provocando estragos en toda la región, (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI, 2004).

El fenómeno El Niño es conocido a nivel mundial con el nombre científico de El Niño – Oscilación del Sur o por sus siglas en inglés ENSO, es un evento de gran escala que ocasiona un desequilibrio en sus condiciones atmosféricas y en la presión atmosférica cuyas consecuencias no solo repercuten en las costas de Sudamérica o el sureste asiático, si no a nivel global, (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – SENAMHI, 2004).

Este fenómeno adquiere una predominancia de permanecer por lo menos en las épocas de verano en nuestro país elevando las temperaturas del ambiente y del agua, provocando una situación meteorológica extraordinaria donde caen lluvias torrenciales y prolongadas que ocasionan daños de gran magnitud.

El nombre de El Niño se debe a la recurrencia de este fenómeno en épocas navideñas teniendo como referencia el nacimiento del Niño Jesús, donde los cardúmenes o bancos de peces desaparecen de la superficie oceánica, deduciendo que dicha anomalía se acontecía producto de la corriente de aire caliente procedente del Golfo de Guayaquil, (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI, 2014).

1.4.2 Recurrencia del fenómeno El Niño

Los primeros registros oficiales acerca de la presencia del fenómeno El Niño data del año 1578, donde se constató a partir de documentación histórica la presencia de fuertes lluvias que ocasionaron grandes destrozos como consecuencia de este fenómeno climatológico (Hocquenghem, 1992).

A partir del año 1720 existe una documentación continua de avenidas extraordinarias, cuyas descripciones hacen referencia a las inundaciones generadas en varias partes del norte del país, señalando que siempre hubo predominancia del fenómeno El Niño a comienzos de año (Hocquenghem, 1992).

En el año 2017 se produjo un fenómeno denominado Niño Costero, que se caracterizó por el incremento de la temperatura superficial del mar en toda la costa norte del Perú, desencadenando fuertes lluvias, causando desbordes, inundaciones y aluviones que afectaron a varias localidades de la región.

1.5 Frentes de desbordes por el fenómeno El Niño sobre la zona de estudio

El incremento de las descargas de los ríos y quebradas como consecuencia de la incidencia del fenómeno El Niño en nuestro país, da lugar a la presencia de avenidas y desbordamientos extraordinarios dentro de los valles de la cuenca Chancay – Lambayeque y La Leche.

La irrupción de estas descargas, afectaron específicamente la zona baja de la cuenca Chancay – Lambayeque a partir de dos frentes específicos de desborde; uno como producto de la activación de quebradas en la zona pre montañosa de la cuenca Chancay - Lambayeque (margen derecha del canal Taymi Nuevo) y la otra como producto de los desbordamientos ocasionados por el incremento de las avenidas del río La Leche y Motupe, (Espinoza, 1998), (ver Figura 7).

A continuación, se realizará una breve descripción de los dos frentes de desbordes antes mencionados:

1.5.1 Frente de desborde 1: Zona pre montañosa de la cordillera de Los Andes

Sobre la margen derecha del trazo horizontal del canal Taymi Nuevo se puede apreciar un cierto número de montañas de poca altura que originan un número de quebradas de mediana a gran importancia como consecuencia de su activación durante la presencia del fenómeno El Niño. Provocando escurrimientos superficiales que han causado severos daños en el valle agrícola de la región, (Figura 6), (Espinoza, 1998).



Figura 6: Imagen Satelital de la zona pre montañosa de la cordillera de los Andes

Fuente: Google Earth Pro

Elaboración Propia

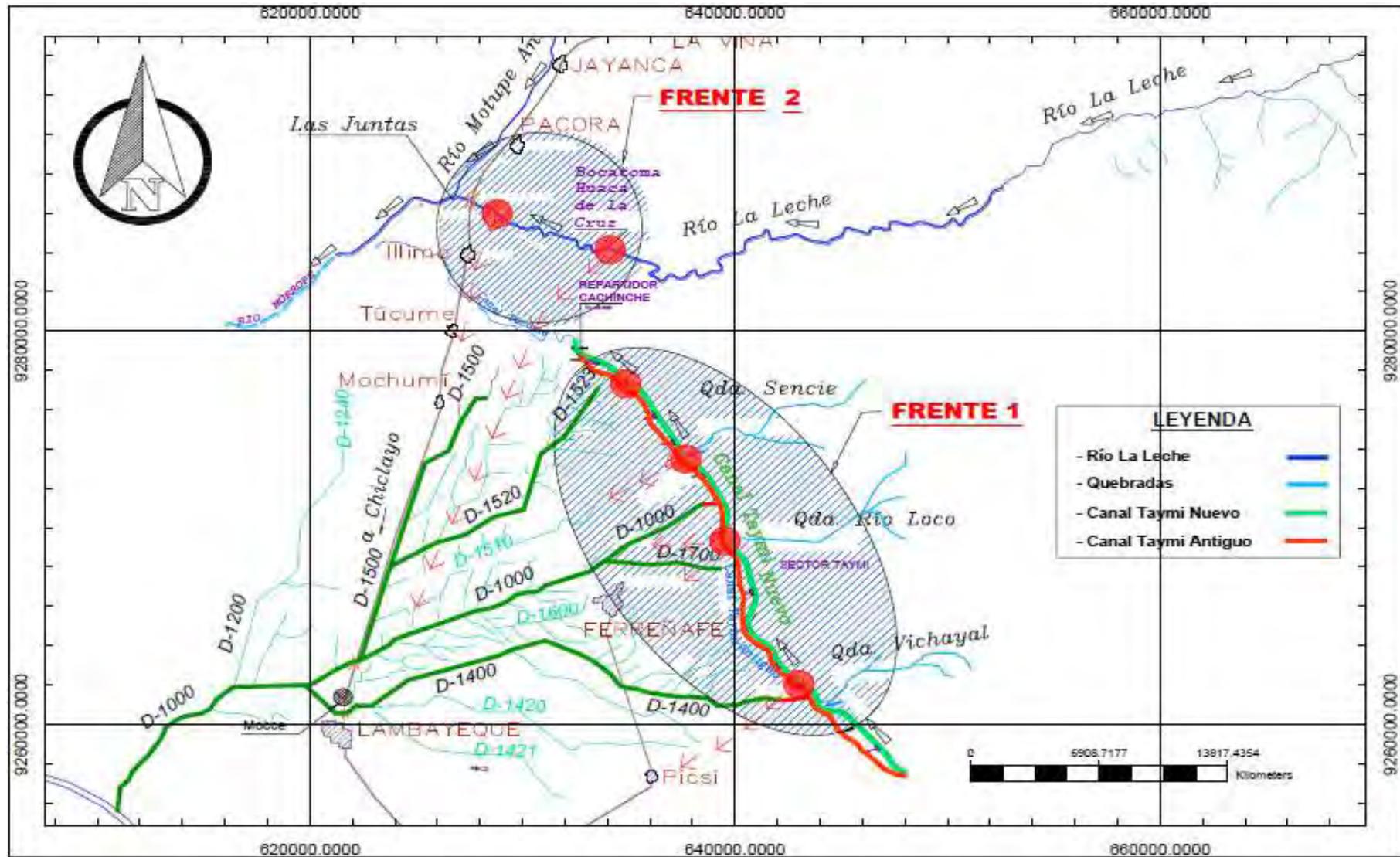


Figura 7: Frentes de desbordes sobre el valle Chancay - Lambayeque
Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones – PEOT. (2018)
 Elaboración Propia

1.5.2 Frente de desborde 1: Zona pre montañosa de la cordillera de Los Andes

Sobre la margen derecha del trazo horizontal del canal Taymi Nuevo se puede apreciar un cierto número de montañas de poca altura que originan un número de quebradas de mediana a gran importancia como consecuencia de su activación durante la presencia del fenómeno El Niño. Provocando escurrimientos superficiales que han causado severos daños en el valle agrícola de la región, (**Figura 8**), (Espinoza, 1998).

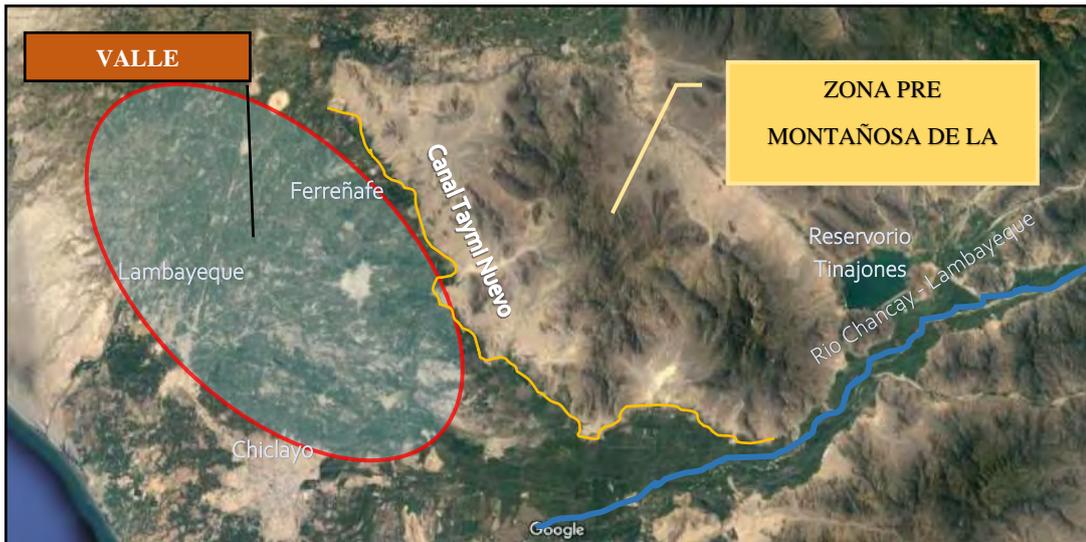


Figura 8: Imagen Satelital de la zona pre montañosa de la cordillera de los Andes
Fuente: Google Earth Pro
 Elaboración Propia

1.5.2.1 Hidrología

i. Características generales

Pérez (2006) ha identificado 14 microcuencas en la zona y todas ellas pertenecen a la cuenca del río Chancay – Lambayeque cuyas superficies varían entre 81.974 Km² y 0.989 Km².

Las quebradas identificadas fueron denominadas de la siguiente manera: Desaguadero, La Cria 1, La Cria 2, Gallinazo 1, Gallinazo 2, La Victoria, M-07, M-08, M-9, M-10, Vichayal 1, Vichayal 2, Rio Loco y Sencie (**Ver Figura 9**).

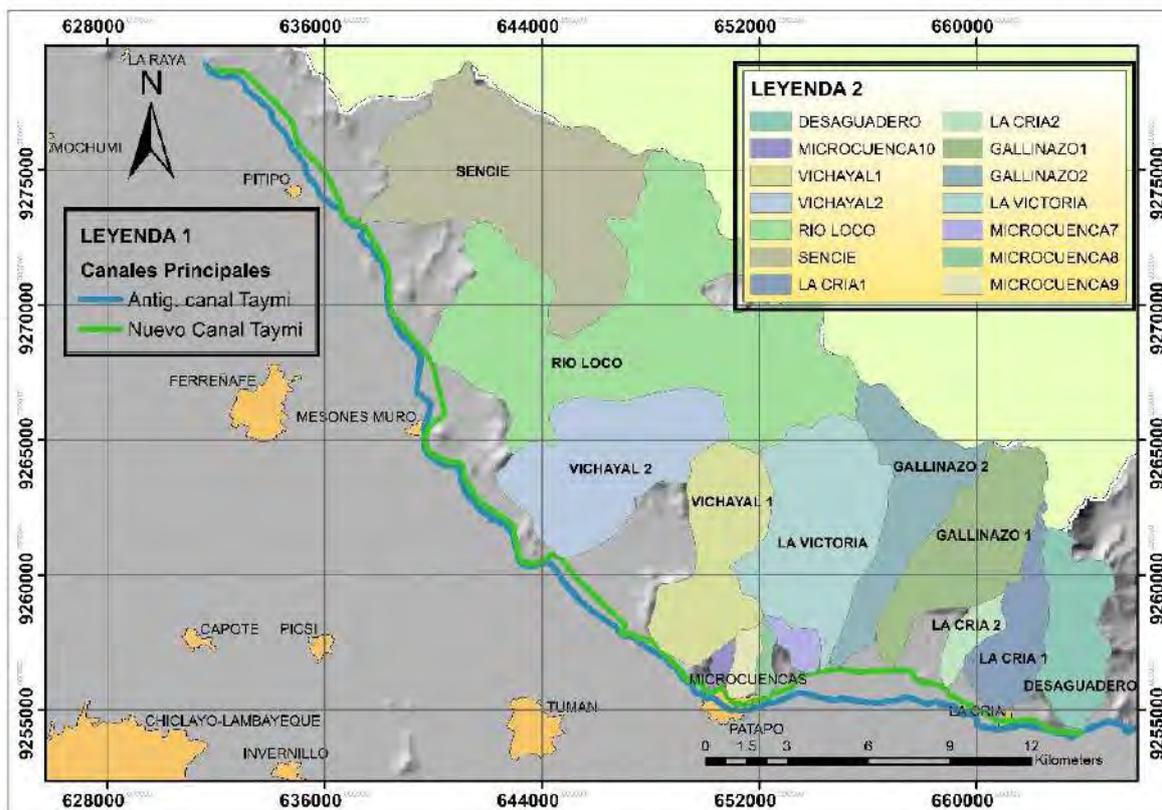


Figura 9: Ubicación de las microcuencas de aporte al canal Taymi

Fuente: (Pérez, 2006)

Elaboración Propia

ii. Avenidas máximas

Pérez (2006) a través del estudio denominado “Evaluación de la infraestructura mayor de riego y de drenaje”, teniendo en cuenta los registros históricos de los fenómenos El Niño de 1972, 1983 y 1998, estimó los siguientes caudales para cada microcuena identificada para distintos periodos de retorno. **(Ver Tabla 1):**

Como se aprecia en la tabla, las escorrentías de mayor jerarquía estimadas en el estudio son generadas por las quebradas río Loco y Sencie, puesto que son los que mayor incidencia y daños han causado a la región.

En conjunto estas quebradas irrumpen sobre el canal Taymi en diversos puntos a lo largo del canal, algunos ingresando directamente al canal, otros cruzando por debajo del mismo a través de estructuras de cruce como alcantarillas y sifones.

Tabla 1: Caudales máximos calculados en m³/s en cada microcuenca para diversos periodos de retorno.

Elemento hidrológico	Caudales de avenida (m ³ /s) para diversos periodos de retorno							
	2	5	10	25	50	100	200	500
Desaguadero	0.909	3.409	5.667	9.113	12.097	15.560	19.221	25.014
La Cría 1	0.651	2.807	4.732	7.618	10.064	12.764	15.735	20.253
La Cría 2	0.216	0.939	1.573	2.516	3.303	4.181	5.146	6.598
Gallinazo 1	1.361	6.129	10.185	15.956	20.742	25.675	31.071	38.940
Gallinazo 2	1.133	5.107	8.620	13.680	17.823	22.311	27.171	34.322
La Victoria	1.168	6.635	11.748	19.524	26.177	33.548	41.724	54.188
M7	0.100	0.489	0.858	1.451	1.970	2.578	3.257	4.338
M8	0.056	0.295	0.531	0.911	1.263	1.671	2.143	2.884
M9	0.083	0.437	0.791	1.378	1.916	2.544	3.280	4.439
M10	0.031	0.170	0.317	0.558	0.780	1.037	1.340	1.825
Vichayal 1	0.650	3.971	7.273	12.569	17.285	22.668	28.795	38.364
Vichayal 2	0.587	4.677	9.076	16.080	22.699	30.126	38.668	50.720
Río Loco	2.478	13.860	25.361	43.743	60.079	78.857	100.160	135.220
Sencie	1.846	9.727	17.698	30.315	41.845	55.205	70.597	94.525

Fuente: (Pérez, 2006)

1.5.2.2 Situación actual

Actualmente las quebradas en mención siguen activándose periódicamente, especialmente durante la llegada de los fenómenos El Niño, razón por la cual sigue afectando significativamente la infraestructura hidráulica tanto como las zonas de cultivo y predios aledaños, aunque en menor proporción a lo suscitado en los años 1983 y 1998. Actualmente cuenta con obras de control, encauzamiento y evacuación sobre estas avenidas como parte del sistema de evacuación de aguas de origen pluvial.

1.5.3 Frente de desborde 2: Ríos La Leche y Motupe

Del río la Leche y Motupe se conoce que durante eventos extremos de precipitación producto del fenómeno El Niño también ha generado estragos sobre la zona baja de la cuenca Chancay – Lambayeque, especialmente sobre el sub sistema de drenaje D-1000, sin embargo, también se conoce que se aplicó sobre él medidas de prevención que han mitigado casi en su totalidad el impacto de estos cauces sobre el valle (Proyecto Especial Olmos Tinajones, 1997).

1.5.3.1 Hidrología

i. Características generales

El río La leche se forma en las serranías de la provincia de Ferreñafe, orientando sus aguas de oriente a occidente. En su recorrido cruza los poblados de Batangrande, la

Saranda, pasando por la carretera Panamericana Norte, hasta la entrega de sus aguas al río Motupe, el cual actualmente discurre sus aguas hacia los desiertos del distrito de Mórrope.

De ambos cauces, el río La Leche antes de su confluencia siempre ha causado estragos en los centros poblaciones y terrenos agrícolas adyacentes, tales como los suscitados en dos de los tres últimos fenómenos naturales acaecidos (1983 y 1998), los mismos que llevaron a la ciudad de Mórrope a la inundación.

ii. Avenidas máximas

Después del fenómeno El Niño de 1982/1983 el Proyecto Especial Olmos Tinajones (PEOT) verificó que la ocurrencia de la máxima avenida fue de 1100 m³/s a partir del chequeo de varias secciones del río, huellas, fotos aéreas y topografía de la zona.

Consortio Salzguitter Lagessa (1984) atribuye que a partir del sitio denominado Huaca de la Cruz desbordó un caudal de 650 m³/s hacia la zona en estudio, los mismo que originaron la inundación de las áreas de Túcume, Mochumí, Mocce, y Lambayeque siendo también afectada la ciudad de Mórrope.

Para el fenómeno de 1997/1998 se emitió un nuevo estudio hidrológico como consecuencia de la reconstrucción de la bocatoma Huaca la Cruz, evidenciándose estimaciones de las avenidas muy parecidas a las del estudio pasado (Arbulú, 1999).

Es importante mencionar que ante los constantes desbordamientos e inundaciones suscitados por estos cauces se ejecutaron diversas obras de prevención aplicadas desde el año 1997 antecediendo al fenómeno El Niño de 1997/1998, obras que años después siguieron complementándose a fin de lograr salvaguardar las zonas más vulnerables del valle (Proyecto Especial Olmos Tinajones, 1997).

1.5.3.2 Situación actual

Hoy en día el río La Leche cuenta con un nueva Bocatoma en el sector Huaca La Cruz, sus márgenes cuentan con estructuras de protección y sobre todo diques encauzamiento en las zonas más vulnerables a lo largo del cauce. Ambos ríos (La Leche y Motupe) confluyen hacia un nuevo punto estratégico que busca evitar los desbordes desviándoles hacia el desierto de Mórrope.

Para el ultimo fenómeno acontecido El Niño costero – 2017, solo se evidenciaron daños a pequeña escala, que no representaron una eminente catástrofe como los acontecidos

para el fenómeno de 1983, no obstante, aun su paso sigue siendo una amenaza latente sobre el valle.

Para los cálculos hidrológicos para fines de este estudio sólo se considerarán los efectos ocasionados por el frente de desbordamiento 1, mas no se considerará la incidencia de este frente, ya que actualmente se encuentra dentro de un proyecto integral para el control de inundaciones y movimientos de masa con la finalidad de prevenir futuras inundaciones dentro del valle.

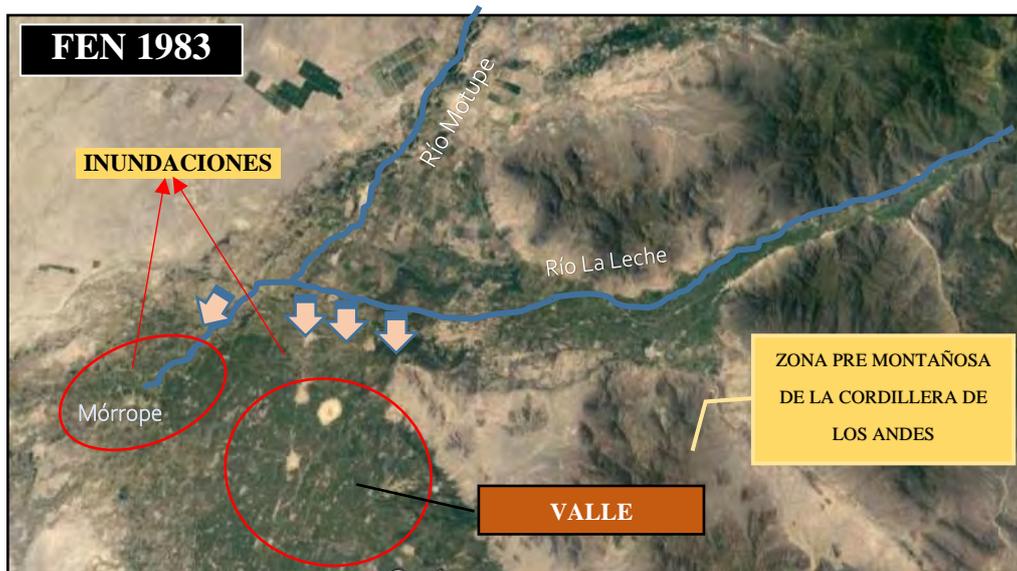


Figura 10: Imagen satelital de los ríos la Leche y Motupe - 1983

Fuente: Google Earth Pro
Elaboración Propia



Figura 11: Imagen satelital de los ríos la Leche y Motupe – 1998 hasta la actualidad

Fuente: Google Earth Pro
Elaboración Propia

1.6 Sistema de evacuación de aguas pluviales procedentes del frente de desborde 1

En el año 1998, el PEOT evaluó proyectar un escenario posible de evacuación de aguas de origen pluvial (Espinoza, 1998), con el fin establecer nuevas medidas de mitigación de daños frente los problemas recurrentes de inundación sobre la zona agrícola de la región provocados por el frente de desbordamiento 1.

Este sistema consistió en adecuar el tránsito de las avenidas y desbordes por exceso de aguas originadas por las quebradas Rio loco, Sencie, Vichayal, etc., a través de los canales Taymi Nuevo y Taymi Antiguo² hacia el sub sistema D-1000, por lo que se propusieron cuatro (04) puntos estratégicos de conexión desde el Canal Taymi Antiguo hacia la red de drenaje (Espinoza, 1998).

Punto 1: Canal de conexión desde Canal Taymi antiguo hacia el dren principal D-1400, construido en el año 2006.

Punto 2: Canal de conexión desde Canal Taymi antiguo hacia el dren principal D-1700, no ejecutado hasta la fecha.

Punto 3: Canal de conexión desde Canal Taymi antiguo hacia el dren principal D-1000, construido en el año 2006.

Punto 4: Canal de conexión desde Canal Taymi antiguo hacia el dren principal D-1523, no ejecutado hasta la fecha.

A continuación, se muestra en la **Figura 12** la ubicación de los canales de conexión propuestos por el PEOT³.

² Canal Taymi antiguo: considerado así por ser un canal de tierra antecesor al nuevo canal Taymi hecho de mampostería de piedra ubicado paralelamente al mismo que abastecía las zonas agrícolas de la región muchas décadas atrás.

³ PEOT: Proyecto Especial Olmos Tinajones

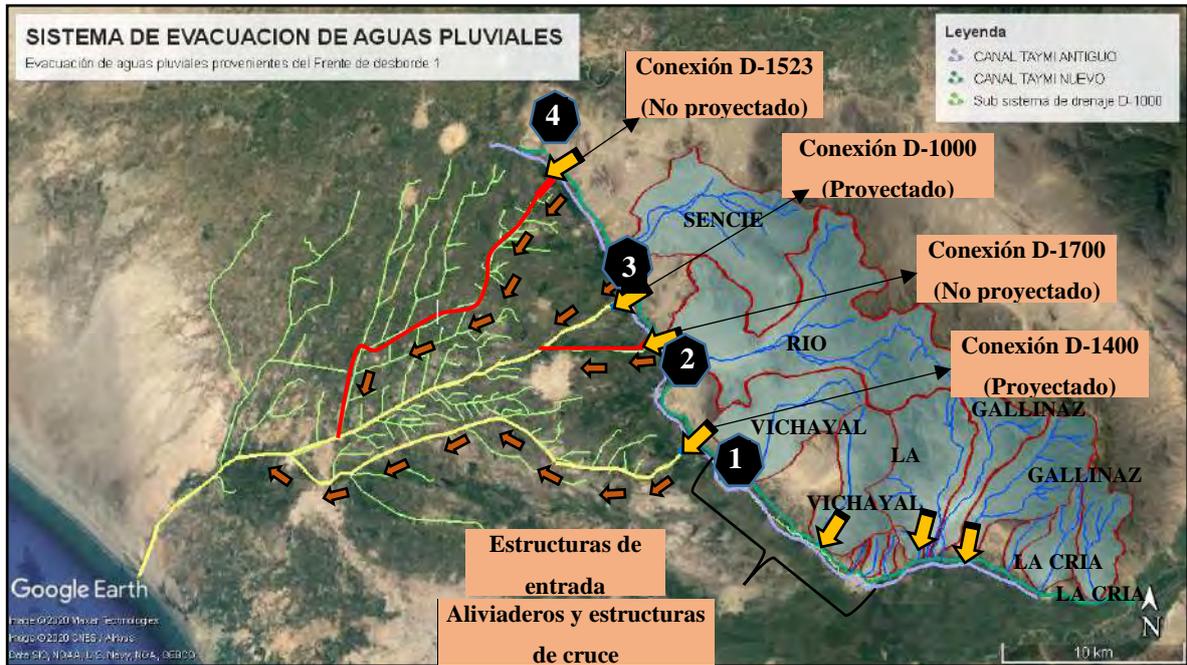


Figura 12. Ubicación de los canales de conexión propuestos para el sistema de evacuación de aguas

Fuente: Google Earth
 Elaboración Propia

A continuación, describiremos el funcionamiento del sistema de evacuación a partir de 3 componentes:

1.6.1 Primer componente

Está conformado por el canal Taymi Nuevo, cuya función durante la presencia de avenidas extremas permitirá el ingreso de la mayor parte de avenidas provenientes de las quebradas ubicadas a lo largo del canal por medio de estructuras de entrega ubicadas en su margen derecha para luego conducir las sobre su cauce y distribuir las, (**Ver Figura 13**).

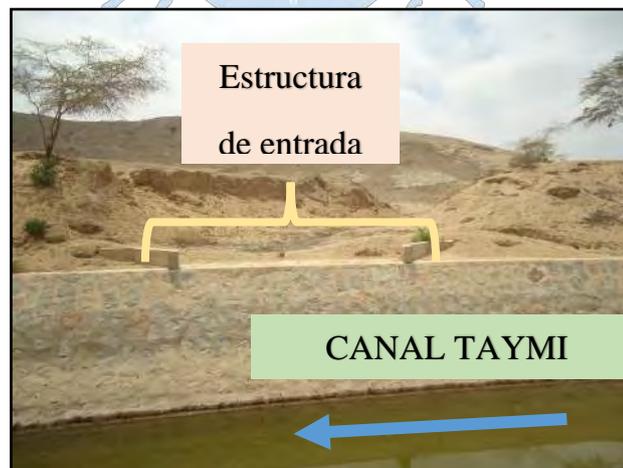


Figura 13. Estructuras de entrada ubicadas en la margen derecha del canal Taymi Nuevo

Fuente: Proyecto especial Olmos Tinajones – PEOT. (2006)

La distribución de estos cauces en principio se realiza a través de 3 tipos de estructuras específicas y son las siguientes:

1.6.1.1 Canales de riego

El canal Taymi Nuevo está comprendido por 13 canales laterales de riego⁴ distribuidos a lo largo de todo su trazo. El Consorcio Salzgiter Lagessa (1984) definió que como parte del diseño original del sistema de evacuación, durante las avenidas extremas se tenía que disponer de ellos para evacuar parte de los caudales que circulan sobre el canal a través de sus compuertas de captación, con el fin de reducir el riesgo por desbordamiento y otorgarle capacidad a la caja hidráulica del canal Taymi a lo largo de su trazo. Sin embargo, en la actualidad este planteamiento ha sido desestimado para mitigar tales acontecimientos, ya que esta disposición propuesta por estudios anteriores produciría inundaciones en los terrenos de cultivo aledaños de forma sistemática y en principio lo que se busca es evitarlas, por lo tanto, en este estudio no se tomará en cuenta estas disposiciones.

1.6.1.2 Aliviaderos laterales⁵

Estas estructuras permitirán evacuar las excedencias de aguas del canal Taymi Nuevo cuando este conduzca su capacidad máxima, de este modo se busca atenuar el riesgo por desbordamiento del canal por ser un canal telescópico (**Ver Figura 14**).



Figura 14: Estructuras de entrada ubicadas en la margen izquierda del canal Taymi Nuevo

Fuente: Proyecto Especial Olmos tinajones – PEOT. (2006)

⁴ Los 13 canales laterales de riego nacen del canal Taymi Nuevo en su margen izquierda e irrigan la mayor parte de las zonas agrícolas de valle de la región

⁵ Están ubicados en puntos estratégicos a lo largo del canal Taymi Nuevo.

1.6.1.3 Estructuras de cruce (Sifón – Alcantarilla)

Estructuras ubicadas principalmente en las confluencias de las quebradas de mayor magnitud como las quebradas Vichayal, Río Loco y Sencie, quebradas de mayor escurrimiento durante precipitaciones extremas, las mismas que se vierten directamente al canal Taymi Antiguo a partir de estas estructuras de cruce.

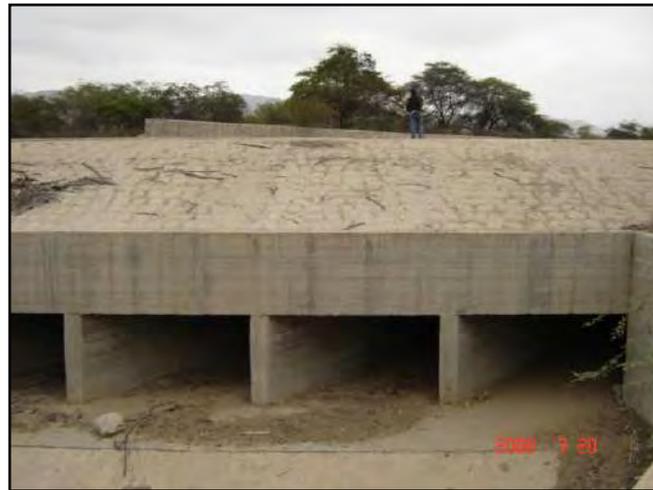


Figura 15: Estructura de cruce Alcantarilla – Sifón, por donde cruza la quebrada río Loco, por debajo del canal
Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones – PEOT. (2006)

En la **Tabla 2** se muestra la ubicación y capacidades hidráulicas de todas las estructuras antes mencionadas.

Tabla 2: Relación de estructuras hidráulicas de cruce y aliviaderos laterales en el canal Taymi Nuevo

Tipo de Estructura	Características	
	Ubicación (Km.)	$Q_a(m^3/s)$
Alcantarilla	4+650	5.00
Alcantarilla	9+583	15.80
Aliviadero Lateral	12+133	3.50
Aliviadero Lateral	15+263	4.00
Aliviadero Lateral	15+790	2.50
Alcantarilla	16+320	3.50
Aliviadero Lateral	19+200	4.00
Sifón	23+091	38.25
Alcantarilla	24+284	7.00
Sifón	34+250	91.80
Alcantarilla	37+460	10.00
Sifón	40+277	55.00

Fuente: (Pérez, 2006)

1.6.2 Segundo componente

Conformado por el Canal Taymi Antiguo, cuya infraestructura pese a quedar abandonada después de la construcción del Canal Taymi Nuevo permite conectar y conducir estas descargas hacia el sub sistema de drenaje D-1000 (**Figura 16**).

Su caja hidráulica presenta secciones irregulares sin revestir, pero con gran capacidad de conducción en varios tramos el cual permite circular a través de ella los aportes de quebradas hasta su desembocadura sobre sector Muy Finca donde se empalma con un canal sin revestir que conduce las mismas hacia el dren D-1523-0.13.



Figura 16: Vertimiento de la quebrada Sencie hacia el canal Taymi Antiguo
Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones – PEOT. (2017)

1.6.2.1 Situación actual

El canal Taymi Antiguo presenta tramos alternados invadidos por agricultores con cultivos, ganado y otros, obstaculizando su función operativa para su utilización de conducir los excedentes de agua provenientes del canal Taymi Nuevo y quebradas.

1.6.3 Tercer componente

Lo conforma el sub sistema de drenaje D-1000, que debido a su extensa red de canales colectores y capacidad de evacuación directa hacia el océano pacífico se demandó de ella para mitigar los impactos aguas arriba de él.

El diseño de este sistema de evacuación se planteó a partir del estudio presentado por el Consorcio Salzgutter Lagesa (1984) y la utilización de la información registrada en el último evento de fenómeno del Niño 1998, la cual permitió estimar los caudales de diseño

para los canales de conexión a partir de los métodos de regionalización tomando como referencia las descargas de los ríos Motupe y Salas.

A continuación, se describirá los caudales de diseño obtenidos por estos métodos empíricos (Espinoza, 1998).

Para evacuar los caudales provenientes de la quebrada Vichayal, se determinó un caudal de diseño de 40 m³/s.

Para evacuar los caudales provenientes de la quebrada Rio Loco, se determinó un caudal de diseño de 53 m³/s.

Para evacuar los caudales provenientes de la quebrada Sencie, se determinó un caudal de diseño de 40 m³/s.

A continuación, en la **Tabla 3** se muestra las capacidades y longitudes de diseño de los canales de conexión planteados por el sistema de evacuación:

Tabla 3: Capacidades hidráulicas de diseño de los canales de conexión

Canal de conexión	Capacidad de diseño (m ³ /s)	Longitud (km)	Construido
Qda. Vichayal – Dren 1400	40.0	3.8	SI
Qda Rio Loco – Dren 1700	15.5	0.27	NO
Qda Rio loco – Dren 1000	37.5	0.34	SI
Qda Sencie – Dren 1520	40.0	3.5	NO

Fuente: Espinoza, (1998)

1.6.3.1 Situación actual

Actualmente sólo fueron ejecutados dos canales de conexión; D-1000 y D-1400 definiendo una capacidad de evacuación de 77.5 m³/s.

En la **Figura 17** se puede apreciar uno de los canales de conexión o empalme del canal Taymi Antiguo hacía en dren principal D-1000 para la evacuación de las avenidas máximas cuya capacidad bordea los 37.5 m³/s.



Figura 17: Conexión entre canal Taymi y dren principal D-1000
Elaboración propia

1.7 Descripción del problema

El Ministerio de Agricultura (2011) describe que el sub sistema de drenaje D-1000 fue concebido prioritariamente con la clara intención de recoger y transportar las aguas de subterráneas de los terrenos agrícolas (napa freática), con el fin de poder atenuar el ascenso capilar de aguas salinas causantes de degradación del suelo.

Sin embargo, ante la ocurrencia de eventos extremos, la red de drenaje principal a lo largo estos últimos años ha sido utilizado como canales de evacuación de las aguas provenientes de los escurrimientos superficiales de las quebradas que inciden sobre el canal Taymi.

Si bien conocemos cuáles son los efectos que ocurren durante la incidencia de estos eventos extremos, no sabemos con certeza cuál es el comportamiento hidrológico sobre la zona en estudio (dren D-1000). Por tal razón, se ha previsto realizar un estudio hidrológico sobre el dren agrícola D-1000 con el objetivo de evaluar la estructura como elemento evacuador de aguas pluviales en la zona mencionada, atendiendo también las avenidas que inciden sobre él como producto de los desbordes y precipitación de la zona para con ello poder evaluar y plantear un esquema preliminar del sistema de evacuación de aguas pluviales para la zona de estudio y permita implementar acciones preventivas a futuro y una gestión de riesgos sobre eventos de mayor recurrencia.



Capítulo 2 Fundamentos teóricos

2.1 Definición de hidrología

Para Villón (2002) la hidrología es la ciencia natural que estudia las propiedades físicas y químicas del agua, así como su circulación, ocurrencia y distribución sobre la superficie terrestre.

Es decir, la hidrología se considera como una ciencia que nos permite cuantificar de manera física y química un recurso muy importante como lo es el agua a fin de permitirnos su aprovechamiento.

2.2 Cuenca hidrográfica

La cuenca hidrográfica es un área que comprende un único sistema de drenaje natural hacia un punto de salida.

Según Gámez (2010) una cuenca hidrográfica se define como un sistema de flujos de aguas superficiales originadas por las precipitaciones en la zona que confluyen hacia su punto más bajo del terreno (...). Por tal razón las cuencas hidrográficas integran y conducen las precipitaciones pluviométricas que caen sobre la superficie para formar un solo curso de agua hacia una cota más baja en común.

Las cuencas hidrográficas pueden clasificarse en tres grupos según Gámez (2010).

- a) **Cuenca principal:** Cuyo flujo de agua principal confluye directamente al océano.
- b) **Subcuenca:** Cuyo flujo de agua principal confluye hacia otra cuenca. De este grupo podemos tener las siguientes configuraciones. La de primer orden confluyen hacia una cuenca principal, la de segundo hacia una subcuenca y así sucesivamente.
- c) **Microcuenca:** Es una cuenca o subcuenca reducida.

2.2.1 Delimitación del parte de aguas de una cuenca hidrográfica

La delimitación de una cuenca empieza por el trazado lineal de los puntos con mayor nivel topográfico que distribuye los escurrimientos producto de la precipitación en la zona de cuencas adyacentes hacia un nivel topográfico más bajo o punto de salida de la cuenca.

Según Gámez (2010), para el trazado del parteaguas de una cuenca se deben seguir las siguientes normas:

1. Las curvas de nivel deben ser interceptadas perpendicularmente por la línea divisoria de la cuenca, estas líneas imaginarias a su vez deben pasar por las cotas de mayor altitud de la superficie en estudio.
2. En la medida que se traza la línea divisoria, su cota topográfica va incrementado siempre que esta intercepte a las curvas de nivel por su lado convexo, para tal caso estaremos haciendo un trazado desde aguas abajo hacia aguas arriba del río.
3. Caso contrario cuando la cota topográfica de la línea divisoria va decreciendo la línea intercepta a las curvas de nivel por su lado cóncavo evidenciando un trazado desde aguas arriba hacia aguas abajo del río.
4. Tener en cuenta que la línea divisoria no debe interceptar ningún río o arroyo hasta el punto donde desemboque el cauce.

2.2.2 Características morfológicas de una cuenca hidrográfica

Dentro de una cuenca ocurren varios fenómenos que condicionan y/o modifican su respuesta ante la presencia de una precipitación. Las características de estos fenómenos pueden ser reflejadas a partir de la determinación de parámetros morfológicos en cuanto a su forma, tamaño, superficie, etc.

Gámez (2010), definió tres tipos de parámetros:

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

2.2.2.1 Parámetros de forma

La forma de las cuencas hidrográficas nos permite tener una mayor incidencia de la respuesta y tiempo que poseerá una cuenca ante un evento de precipitación.

Los principales factores de forma para definir la forma superficial de una cuenca son:

i. Área de la cuenca (A)

Gámez (2010), lo define como un parámetro que guarda mucha relación con el escurrimiento superficial debido a que un incremento de este parámetro evidencia un mayor escurrimiento superficial de igual modo un valor muy bajo de este parámetro produciría un menor escurrimiento.

Puede ser obtenida a partir de softwares como el AutoCad, AutoCad Civil 3d o el ArcGis. Sus unidades de medida son los kilómetros cuadrados (km^2) y para cuencas pequeñas sus unidades de medida son las hectáreas (ha).

En la **Tabla 4** se muestra la clasificación de las cuencas según su tamaño.

Tabla 4: Clasificación de las cuencas según su tamaño

Carácter	Área (km^2)
Pequeñas	< de 50
Medianas	De 50 a 150
Grandes	> De 150

Fuente: Gámez, 2010

ii. Perímetro de la cuenca (P)

El perímetro de una cuenca es la longitud total de la línea imaginaria o parteaguas delimitada anteriormente puede estar expresado en unidades de longitud como en metros o kilómetros, para este estudio se utilizarán los kilómetros (km).

En la actualidad existen herramientas tecnológicas que nos permiten calcularlos con mayor precisión.

iii. Longitud del río principal (L)

Es la longitud del cauce principal de una cuenca, comprendida desde su nacimiento hasta su desembocadura cuyo trazo puede presentar tramos irregulares con bastantes cambios de dirección.

Su unidad de medida puede ser expresado en metros o kilómetros, para nuestro estudio será en kilómetros (km).

iv. Ancho promedio de la cuenca (Ap)

Es un parámetro que se obtiene a partir de relación entre el área de la cuenca (A) y la longitud del cauce principal (L):

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

Donde:

Ap = Ancho promedio de la cuenca (km).

A = Área de la cuenca (km^2).

L = Longitud mayor del río (km).

v. Coeficiente de compacidad (K_c)

También llamado coeficiente de Gravelius. Campos (1998) lo define como un valor adimensional que se obtiene a partir de la relación entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo con área igual al tamaño de la cuenca en km^2 , es decir:

$$K_c = \frac{P}{P_o} = \frac{P}{2\pi R} = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \dots(2)$$

Donde:

K_c = coeficiente de compacidad.

P = perímetro de la cuenca en km.

A = área de la cuenca en km^2 .

El coeficiente de compacidad está comprendido entre la unidad y un valor superior a la misma, es decir adquiere valores cercanos a uno cuando la cuenca tiene forma circular y conforme su valor crezca, indicara una mayor distorsión en su forma (alargada y/o asimétrica).

También establece un índice de la tendencia de avenida de una cuenca, es decir si K_c es cercano a 1 presenta tiempos de concentración más cortos con gastos pico muy fuertes por lo tanto mayor tendencia a las avenidas, mientras que para k_c mayores a uno presenta menor tendencia crecientes.

Según Gámez (2010) existen tres tipos o clases de formas según el índice de compacidad.

Tabla 5: Tipos o clases de formas de una cuenca

Valores de "K"	Tipos o clases de formas
De 1.00 a 1.25	De casi redonda a oval redonda
De 1.26 a 1.50	De oval redonda a oval oblonga
De 1.51 a 1,75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: Gámez (2010)

vi. Factor de forma (F_f)

El factor de forma es un parámetro que permite explicar cuanto alargado se encuentra una cuenca en estudio.

Se obtiene a partir de la relación entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud del cauce principal (Villon, 2002).

$$Ff = \frac{B}{L}$$

Ancho promedio de la cuenca:

$$B = \frac{A}{L}$$

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

Donde:

Ff = factor de forma.

B = Ancho promedio (km).

A= área de la cuenca en km².

L=Longitud de máximo recorrido de la cuenca en km.

Cordova (2016) determina que cuando estamos frente a un valor de factor de forma (Ff) igual a 1, estamos frente a una cuenca de forma circular mientras que para un Ff menor estamos frente a una cuenca de forma alargada, por lo tanto, las descargas podrían ser de mayor o menor volumen respectivamente, debido a que la longitud del cauce principal sería más o menos largo y los tiempos de concentración variarían también.

En la **Figura 18** se puede apreciar como varía los hidrogramas de salida de tres cuencas en función de la forma que pueda adoptar la superficie.

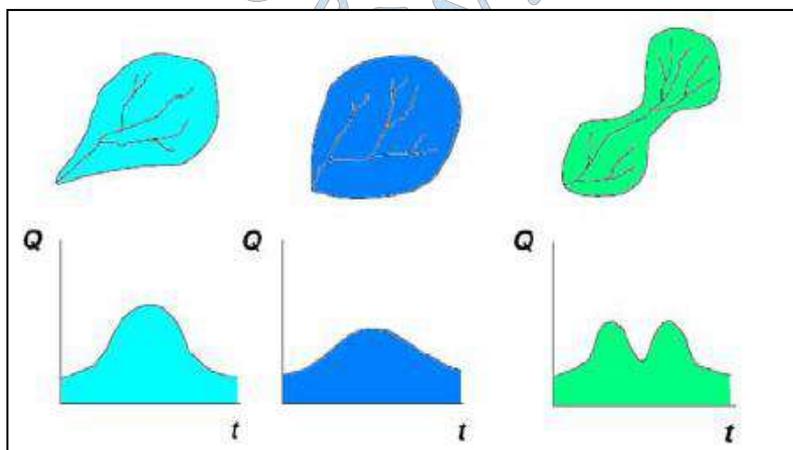


Figura 18: Hidrogramas de salida para cada tipo de cuenca

Fuente: (Cahuana & Yugar, 2009)

Por otra parte, Pérez (1979) determinó rangos aproximados del factor de forma según la forma que puede adoptar la cuenca. (**Tabla 6**)

Tabla 6: Rangos aproximados del factor de forma

Factor de forma (valores aproximados)	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada
0.22 a 0.30	Alargada
0.30 a 0.37	Ligeramente alargada
0.37 a 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 a 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 a 0.80	Ensanchada
0.80 a 1.2	Muy ensanchada
> 1.20	Redondeando el desagüe

Fuente: (Pérez, 1979)

vii. Rectángulo equivalente

Para el rectángulo equivalente, Roche (1963) establece que “El escurrimiento de una cuenca debe ser aproximadamente el mismo en condiciones climatológicas idénticas en un rectángulo de igual área, a este le llamo Rectángulo equivalente”.

Tal como se muestra en la **Figura 19**, para graficar el rectángulo equivalente, las curvas de nivel dibujadas sobre la cuenca pasan a convertirse en rectas paralelas al lado menor, formando lo mostrado a continuación.

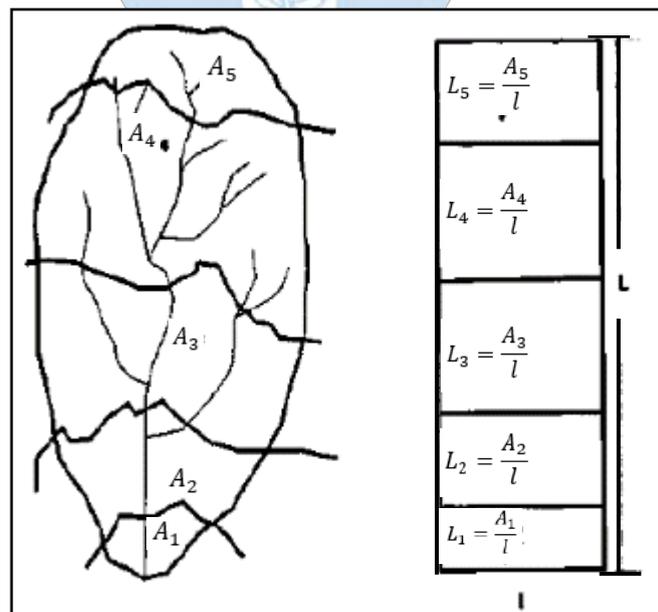


Figura 19: Rectángulo equivalente de una cuenca.

Fuente: (Villón, 2002).

La longitud de sus lados está dada por (Ministerio de Agricultura y Alimentación, 1978):

$$L_e, l_e = \frac{P \pm \sqrt{P^2 - 16A}}{4} \quad \dots(4)$$

Donde:

L_e = Longitud del lado mayor del rectángulo en km

l_e = Longitud del lado menor del rectángulo en km

P = Perímetro de la cuenca (km).

A = Área de la cuenca (km²)

viii. Radio de circularidad (R_{ci})

El radio de circularidad es también denominado relación de circularidad (R_{ci}), se calcula de la siguiente manera (Breña & Jacobo, 2006):

$$R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2} \quad \dots(5)$$

Donde:

A = Área de la cuenca km².

P = Perímetro de la cuenca en Km.

Breña & Jacobo (2006), cita a Summerfield (1991), el cual a través de sus análisis realizados determinó para diversas cuencas que si:

$R_{ci} = 1$, la cuenca es circular

$R_{ci} = 0.785$, la cuenca es cuadrada

Por lo tanto, para un coeficiente de circularidad cercano a 1 indica una que la cuenca presenta una morfología ensanchada, y para coeficientes de circularidad cercanos a 0, indica que la cuenca presenta una morfología alargada (Delgadillo & Moreno, s.f.).

2.2.2.2 Parámetros de relieve de una cuenca

Para los parámetros de relieve nos centraremos en los siguientes:

i. Curva hipsométrica

Monsalve (1999) definió a la curva hipsométrica como “La representación gráfica del relieve de una cuenca (...), pues permite representarla a partir del porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones”, por lo tanto, a partir de la obtención de este gráfico podemos caracterizar el relieve de la misma.

Villón (2002) establece los siguientes pasos para la obtención de la curva hipsométrica a partir de un mapa con curvas de nivel:

5. Se define el intervalo entre curva y curva que se va a considerar para el cálculo de este parámetro.
6. Se marcan subáreas de la cuenca siguiendo las curvas de nivel de cada intervalo definido.
7. Con el software adecuado, se determinaron las áreas parciales de estos contornos.
8. De cada porción de la cuenca, se determinan las áreas acumuladas.
9. Se calcula el área acumulada que queda sobre cada altitud del contorno.
10. Se plotean las altitudes contra las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre esas altitudes.

Otra de las utilidades que proporciona la gráfica de las curvas hipsométricas parte de la facilidad con la que se puede determinar la elevación media de una cuenca; (...) es decir si ploteamos una línea perpendicular en el 50 % del área acumulada sobre el eje X hasta interceptar la curva hipsométrica, para luego trazar una línea horizontal a ese punto hasta la intercepción con el eje "Y" podemos obtener de manera inmediata el valor de la altitud media tal como lo muestran en la **Figura 20**, (Gámez, 2010).

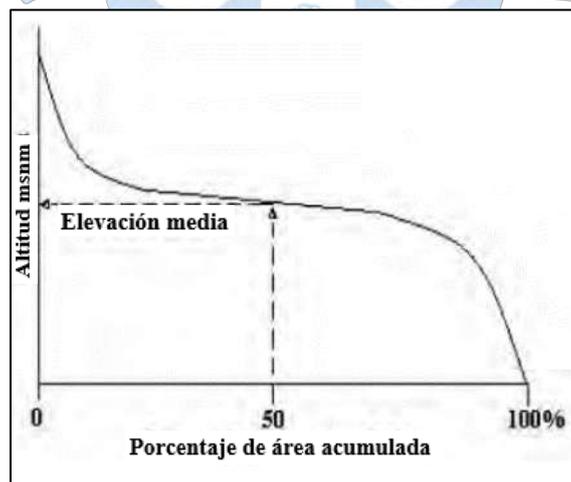


Figura 20: Representación de una curva Hipsométrica

Fuente: (Gámez, 2010)

Schumm (1977), citado por (Silva, 1999) contempla tres zonas en una cuenca atendiendo a la dinámica de los sedimentos:

- A. Zona donde predomina la producción de sedimentos y aguas

- B. Zona donde predomina el transporte de ambos
- C. Zona caracterizada por la deposición de sedimentos

En la **Figura 21** se muestran tres curvas hipsométricas correspondientes a tres cuencas hipotéticas antes mencionadas.

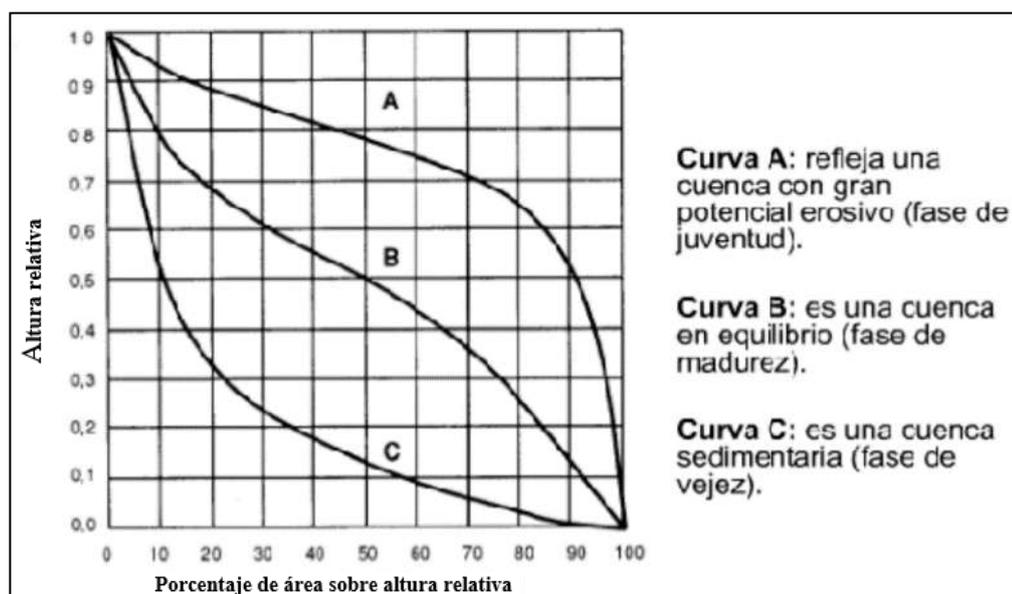


Figura 21: Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión, según Strahler
Fuente: (Rojas, 2015)

ii. Polígonos de frecuencia

Villón (2002) define a los polígonos de frecuencia como “La representación gráfica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes”.

Como se puede apreciar en la **Figura 22** los polígonos de frecuencia se pueden representar a partir del ploteo en las abscisas las altitudes en metros sobre el nivel de mar y en las ordenadas el porcentaje parcial del área de la cuenca en estudio.

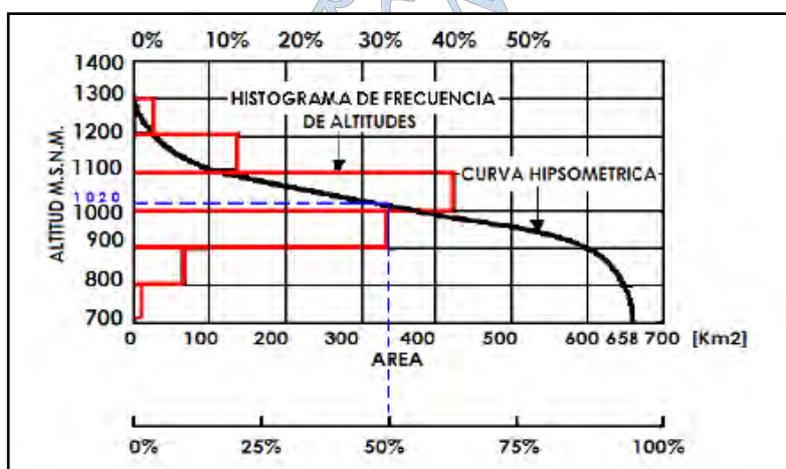


Figura 22: Curva hipsométrica y curva de frecuencia
Fuente: (Cahuana & Yugar, 2009)

(Cahuana & Yugar, 2009) definen que con las curvas hipsométricas y de frecuencia se pueden obtener las siguientes características adicionales de la cuenca.

- **Altitud media.** Es la ordenada media de la curva hipsométrica, donde el 50 % del área está por encima de esa altitud y el otro 50 % está por debajo de ella.
- **Altitud más frecuente,** es el máximo valor en porcentaje del histograma de frecuencia de altitudes
- **Altitud de frecuencia media,** es la altitud media correspondiente a la media de la abscisa del histograma de frecuencias de altitudes

iii. Pendiente media de la cuenca

Este parámetro es de suma importancia para determinar la magnitud de las crecidas de una cuenca durante una tormenta, diversos autores lo definen así.

Gámez (2009) define a la pendiente media como un parámetro importante de una cuenca debido a que tiene una relación directa con la velocidad de escurrimiento superficial y subterráneo, así como con la erosión de los mismos. Otro autor como Villón (2002) define que la pendiente media está relacionada con el tiempo de concentración y de escurrimiento de la lluvia en los cauces.

Por lo tanto, se puede considerar este parámetro como un parámetro principal para caracterizar el relieve, Villón (2002) define 4 criterios para calcular la pendiente de una cuenca, de los cuales enunciaremos dos y son los siguientes:

- **Criterio del rectángulo equivalente**

Con el desnivel total de la cuenca y la longitud del lado mayor del rectángulo equivalente se busca obtener la pendiente de la cuenca a partir de la siguiente expresión:

$$S = \frac{H}{L} \quad \dots (6)$$

Donde:

S = pendiente de la cuenca

H = desnivel total (cota más alta de cuenca – cota en la desembocadura de la cuenca, en km)

L = lado mayor del rectángulo equivalente, en km

Se debe tener cuenta que este criterio no estima de manera precisa el valor de la pendiente, es solo una aproximación.

- **Método de Alvord**

Villón (2002) define que para su aplicación es necesario obtener de manera previa las pendientes entre curvas de nivel, a partir de un área definida por las líneas medias de las curvas de nivel, así como se aprecia en la **Figura 23**.

Donde la pendiente del área parcial de la cuenca es:

$$S_i = \frac{D}{w_i} \quad \dots(7)$$

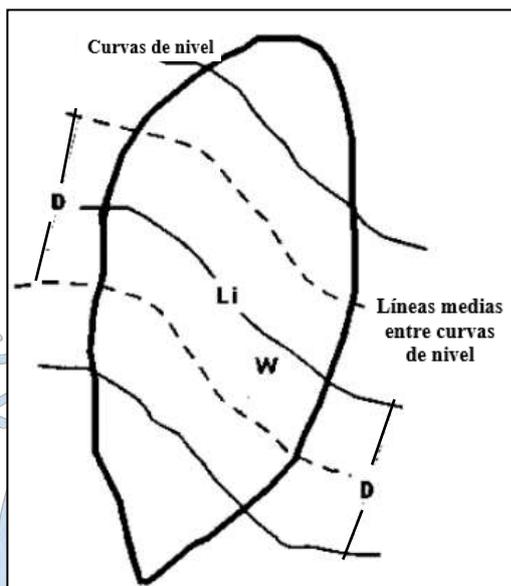


Figura 23: Criterio de Alvord

Fuente: (Villón, 2002)

Donde:

S_i = pendiente media de la faja.

D = desnivel entre las líneas medias. Se puede considerar como el desnivel entre las curvas de nivel.

$$w_i = \frac{a_i}{L_i}$$

a_i = área de la faja $a_i = w_i \times L_i$

L_i = longitud de la curva de nivel

Luego, la pendiente ponderada de toda la cuenca es:

$$S = \frac{S_1 a_1 + S_2 a_2 + S_3 a_3 + \dots + S_n a_n}{a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n} \quad \dots(8)$$

Como:

$$S = \frac{D}{w_i} = \frac{D}{\frac{a_i}{L_i}} = \frac{D L_i}{a_i} \quad \dots(9)$$

Sustituyendo (8) en (7), resulta:

$$S = \frac{\frac{Dl_1}{a_1} a_1 + \frac{Dl_2}{a_2} a_2 + \frac{Dl_3}{a_3} a_3 \dots \frac{Dl_n}{a_n} a_n}{A}$$

$$S = \frac{Dl_1 + Dl_2 + Dl_3 + \dots + Dl_n}{A}$$

Haciendo $L = \sum l$ longitud total de las curvas de nivel de la cuenca se tiene:

Lo que se conoce como el criterio de Alvord:

$$S_g = \frac{D}{A} \sum l_i = \frac{D * L}{A} \quad \dots(10)$$

Donde:

S = pendiente de la cuenca

A = área de la cuenca en km^2 .

D = desnivel constante entre las curvas de nivel en km.

l_i = longitud de la curva en nivel "i" en km.

L = longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca en Km.

(IBAL S.A., 2009) describe tres clases de pendiente (**Ver Tabla 7**).

Tabla 7: Rangos aproximados de la pendiente media del cauce principal

Pendiente media del cauce principal	Clases
1 a 5	Suave
6 a 11	Moderado
12 a 17	Fuerte

Fuente: (IBAL S.A., 2009)

Así mismo Ortiz (2004) propone una clasificación de las cuencas de acuerdo a la pendiente media que presentan (**Ver Tabla 8**).

Tabla 8: Clasificación de pendientes medias

Pendiente (%)	Tipo de relieve
0 - 3	Plano
3 - 7	Suave
7 - 12	Mediano
12 - 35	Accidentado
35 - 50	Fuerte
50 - 75	Muy fuerte
> 75	Escarpado

Fuente: (Ortiz, 2004)

iv. Coeficiente de masividad

Córdova (2016) cita a (Martonne, 1940) definiendo lo siguiente: “Este parámetro resulta de la relación entre la altitud media de la cuenca que se calcula por medio de la curva hipsométrica y el área de la misma”.

Valores altos representan cuencas con cumbres altas mientras que valores bajos representan cuencas en terrenos planos.

Se calcula de la siguiente manera:

$$C_m = \frac{H_{med}}{A} \quad \dots(11)$$

Donde

C_m = coeficiente de masividad.

H_{med} = altitud media de la cuenca en msnm

A = área de la cuenca en km^2

v. Coeficiente de torrencialidad

El coeficiente de torrencialidad se define como el resultado de multiplicar la densidad de drenaje por el número de cursos de agua de orden 1 por ende, se podría decir que la torrencialidad será mayor en la medida que el número de cursos de orden 1 sea mayor y el área de la cuenca sea menor, (Romero & López, 1987).

Se calcula de la siguiente manera:

$$C_t = \frac{N_1}{A} \quad \dots(12)$$

Donde:

C_t = coeficiente de torrencialidad.

N_1 = número de cauces de orden uno.

A = área de la cuenca en Km^2

2.2.2.3 Parámetros de la red hidrográfica

La caracterización de la red hidrográfica de una cuenca es de vital importancia a la hora de definir un territorio pues permite caracterizar la red de drenaje natural de una cuenca en cuanto a su extensión y ramificación de la misma a continuación, se describirán los siguientes parámetros:

i. Tipo de corriente

Según la permanencia del flujo de agua de un cauce de río, las corrientes que conforma una cuenca pueden dividirse en tres clases (Gámez, 2010):

Ríos perennes. - Aquellas cuyo flujo de agua se mantiene en constante circulación durante todo el tiempo, siendo abastecidas también por el nivel freático suficiente (NF).

Ríos intermitentes. – Son aquellas que en épocas de lluvias aportan caudal sobre su cauce, pero cesa cuando finalizan las lluvias o cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

Ríos Efímeros. – Son aquellas que se solo captan y escurren agua proveniente de las lluvias sobre la zona, no dependen de los flujos sub superficiales pues el nivel freático siempre está debajo del fondo del cauce.

En la **Figura 24**, se puede apreciar la representación de las tres clases de corrientes según la permanencia del flujo de agua sobre su cauce.

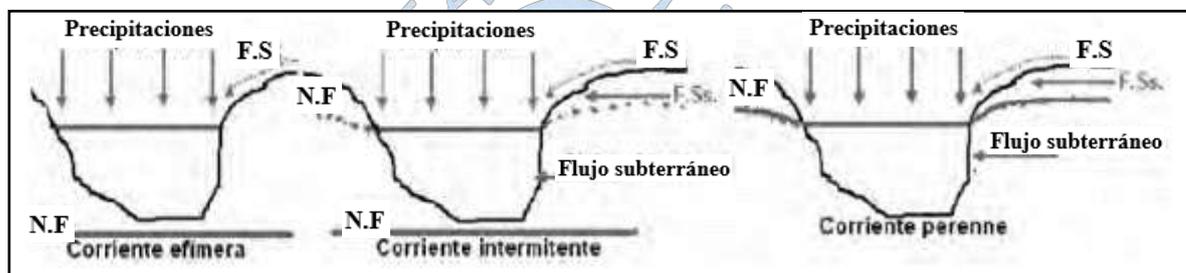


Figura 24:Tipos de corriente
Fuente: (Gámez, 2010)

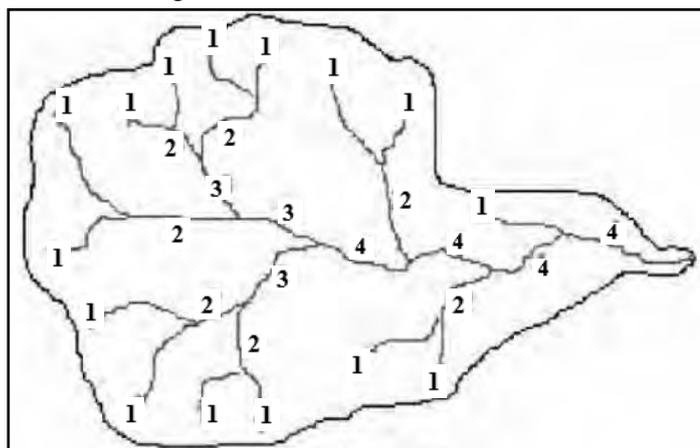
ii. Numero de orden de los ríos

El número de orden de los ríos se puede definir como el grado de ramificación de las corrientes de agua.

Campos (1998), cita en su texto que R.E. Horton catalogó que las corrientes que no se encuentran bifurcadas se les asigne el número de orden 1, mientras que aquellas que están bifurcadas por corrientes de primer orden se le asigne el número de orden 2 y aquellas con dos o más tributarios de orden 2 o menor se le asigne el número de orden 3.

En la **Figura 25** se muestra la representación del orden o grado de ramificación definido por Horton.

Figura 25: Representación de grado de ramificación de las Corrientes de agua de una cuenca



Fuente: (Gámez, 2010)

iii. Frecuencia de densidad de ríos

El concepto de frecuencia de densidad de ríos fue introducido por R.E. Horton, el cual lo define como el número de segmentos de corrientes por unidad de área (Campos, 1998).

Se obtiene a partir de la relación entre el número total de curso de agua (N° ríos) sobre el área total de la cuenca (A), es decir:

$$D_r = \frac{N^{\circ} \text{ ríos}}{A} \quad \dots(13)$$

Donde:

N° ríos = Numero de ríos de la cuenca

A = Área de la cuenca (km^2)

iv. Densidad de drenaje

Se obtiene a partir de la relación entre la longitud total de los ríos y el área de la cuenca:

$$D_d = \frac{L_t}{A} \quad \dots(14)$$

Donde:

D_d = Densidad de drenaje (km/km^2).

L_t = Longitud total de ríos de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km^2)

Gámez (2009) indica que la densidad de corriente es un indicativo para determinar el grado de eficiencia del drenaje pero que debe manejarse con criterio, debido a que dos cuencas diferentes pueden contar con la misma densidad de corrientes, pero drenar en forma diferente, puesto que mucho depende de la longitud y disposición de sus corrientes.

Monsalve (1999) define que la densidad de drenaje usualmente toma los siguientes valores:

- ✓ 0.5 km/km², para cuencas con drenaje pobre.
- ✓ 3.5 km/km², para cuencas bien drenadas.

v. Extensión media del escurrimiento superficial (E)

Se define como “la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca” (Monsalve, 1999).

$$E = \frac{A}{L_t} \quad \dots(15)$$

Donde:

A = Área de la cuenca (km²)

L_t = Longitud total de los ríos de la cuenca (km).

vi. Pendiente media del río principal (S_m)

La pendiente media del río principal es uno de los parámetros más importantes para caracterizar la red hídrica de una cuenca.

De ella se puede determinar las características óptimas de velocidad de escorrentía superficial de los cursos de agua para su aprovechamiento en una central hidroeléctrica o en la solución de problemas de inundaciones (Villón, 2002).

Existen varios métodos para la determinación de la pendiente media del cauce principal, para este estudio citaremos la siguiente.

▪ **Ecuación de Taylor y Schwartz**

La ecuación de Taylor y Schwarz asume que la pendiente total de un río se determina a partir de las pendientes parciales como consecuencia de la partición de cauce principal en un cierto número de tramos de longitudes similares y pendientes uniformes (Villón, 2002).

La ecuación propuesta es la siguiente:

$$S = \frac{n}{\left[\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}} \right]} \quad \dots(16)$$

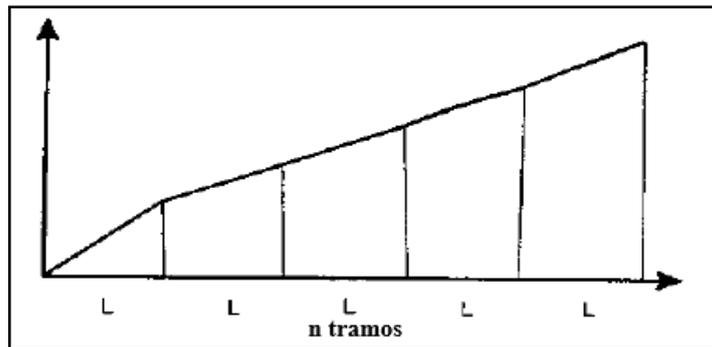


Figura 26: Tramos de la longitud del cauce

Fuente: Villón, 2002

Donde:

n = número de cauces iguales en los que se divide el cauce principal

S, S_2, \dots, S_n = Pendiente de cada tramo, según $S = H/L$ (m/m)

S = pendiente media del cauce principal (m/m)

De la **Ecuación 16** se obtendría una mejor aproximación, en la medida en que se consideren mayores subdivisiones sobre el perfil longitudinal del río a analizar.

En cuanto los tramos sean de diferentes longitudes, Taylor y Schwarz recomiendan utilizar la siguiente ecuación.

$$S = \frac{\sum_{i=1}^n L_i^2}{\left[\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{S_i}} \right]^2} \quad \dots(17)$$

Donde:

S = pendiente media del cauce

L_i = longitud del tramo i (m)

S_i = pendiente del tramo i (m/m)

vii. **Altura media del río principal (H_m)**

Se obtiene de la semisuma entre la altura máxima del cauce del río y la altura mínima del mismo.

$$H = \frac{H_{max} + H_{min}}{2} \quad \dots(18)$$

Donde:

H_{max} = Altura máxima del cauce del río principal (msnm)

H_{min} = Altura mínima del cauce del río principal (msnm)

2.3 Precipitación

Para Villon (2002) la precipitación es toda forma de humedad que se origina en las nubes y que llega hasta la superficie terrestre en forma de lluvia, garuas, granizo y nevadas.

2.3.1 Medidas de precipitación

Existen diversas formas y métodos de medición de la precipitación, todas ellas medidas verticalmente por el agua que podría acumularse sobre un nivel superficial. La medida utilizada en américa latina es en milímetros (mm).

Para su cuantificación se utilizan los siguientes aparatos.

2.3.1.1 Pluviómetro

Aparato que está compuesto por un recipiente cilíndrico de aproximadamente 20 cm de diámetros y de 60 cm de altura donde se deposita la lluvia, el cual permite medir la altura de precipitación con una aproximación de hasta decimos de milímetros ya que este cuenta con una regla graduada que facilita la lectura por lo general cada 24 horas, (Villón, 2002).

2.3.1.2 Pluviógrafo

Aparato que también registra la altura de precipitación, pero en función del tiempo a través de un mecanismo montado sobre el instrumento que permite registrar la precipitación sobre un papel registrador el cual está sujeto a un reloj, el cual tiene la ventaja de indicar la intensidad de precipitación, el cual es un factor importante para el análisis hidrológico sobre una cuenca, (Villón, 2002).

2.3.2 Análisis de datos de precipitación

2.3.2.1 Lluvia media

La lluvia que incide sobre un sito dado, no es uniforme hacia los alrededores, aun siendo un sitio cercano, es por ello que, para los cálculos, se hace necesario conocer la lluvia media o promedio en la zona dada.

A continuación, procedemos a describir método del polígono de Thiessen

i. Método de polígono de Thiessen

Cahuana & Yugar (2009) establece que el método de los polígonos de Thiessen se debe emplear en zonas donde la topografía de la cuenca es suave y se ubiquen dentro de ella una cierta cantidad de pluviómetros distribuidos no uniformemente.

Lo que se busca a partir de las estaciones pluviométricas sobre una zona específica es unir a partir de líneas conexas las estaciones más próximas entre ellas, a fin de poder formar triángulos que permitirán trazar mediatrices en cada lado de los mismos que consecuentemente se interceptaran y formarían ciertos polígonos que albergaran a cada estación pluviométrica en estudio, **(Ver Figura 27)**.

La precipitación promedio sobre la cuenca se evalúa a partir de la siguiente ecuación.

$$P_m = \sum_{i=1}^n \frac{1}{A_T} A_i P_i \quad \dots(19)$$

Donde:

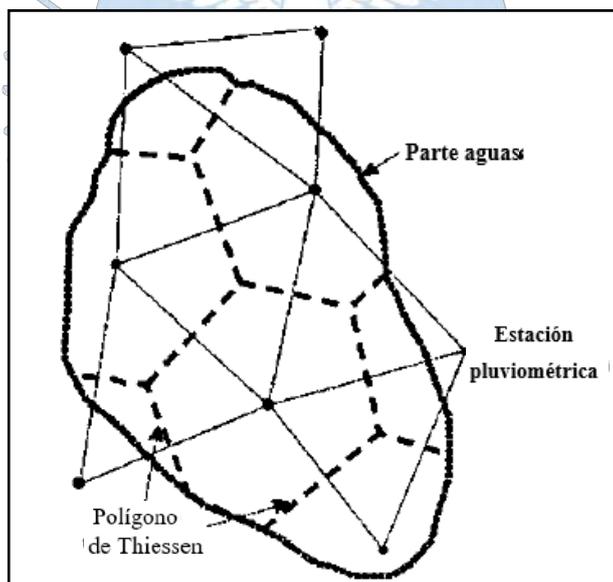
P_m = precipitación areal de la cuenca (mm)

P_i = precipitación registrada en la estación i (mm)

A_i = Área de influencia de la estación i . (km²)

A_T = Área total de la cuenca (km²)

n = Número de estaciones de análisis



Fuente: (Perez, 2015)

Figura 27: Trazos del polígono de Thiessen

2.3.2.2 Completado de datos meteorológicos

Es frecuente que en la serie de registros históricos de una estación existan vacíos o interrupciones, ello debido a factores externos como por ejemplo la negligencia de operador o la ausencia del aparato durante un determinado tiempo.

Para Aparicio (1992) estos datos pueden ser estimados a partir de registros de lluvia de estaciones ubicadas en zonas aledañas a la estación en cuestión siempre y cuando estén uniformemente repartidas.

Existen varias maneras de hacerlo, sin embargo, diversos artículos concluyen que los métodos de regresión son los métodos más idóneos a utilizar.

- **Correlación lineal**

Para Gámez (2010) la correlación lineal es un método que relaciona los registros de precipitación de más una estación a partir de la proyección de una línea o plano que mejor se ajuste a la información en análisis a fin de permitir el cálculo de los datos faltantes.

En el caso de un conjunto de parejas de valores correspondientes a dos variables x e y , la ecuación general que las relacionaría sería el de la recta:

$$y = mx + b \quad \dots(20)$$

Las distancias de cada punto a la recta de regresión se miden paralelamente al eje de las ordenadas, mientras que la pendiente “ m ” de la ecuación anterior se evalúa con la formula siguiente.

$$m = \frac{S_{xy}}{S_x^2} \quad \dots(21)$$

Siendo:

$$S_{xy} = \frac{1}{n} \sum x_i y_i - (\bar{x})(\bar{y}) \quad \dots \text{(Covarianza)}$$

$$S_x^2 = \frac{1}{n} \sum x_i^2 - (\bar{x})^2 \quad \dots \text{(varianza de las } x \text{)}$$

$$\bar{x} = \sum \frac{x_i}{n} \quad \dots \text{(media de las } x \text{)}$$

$$\bar{y} = \sum \frac{y_i}{n} \quad \dots \text{(media de las } y \text{)}$$

La variable “ b ” se calcula con la ecuación siguiente:

$$b = \bar{y} - m\bar{x}$$

El coeficiente de correlación lineal (r_{xy}) es una media numérica de la correlación entre dos variables, el cual se calcula con la fórmula siguiente:

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_x^2 S_y^2}} \quad \dots(22)$$

En donde, S_x^2 y S_y^2 se evalúa con la ecuación siguiente:

$$S_y^2 = \frac{\sum y_i^2}{n} - \bar{y}^2$$

Debe saberse que para una correlación perfecta el coeficiente de correlación debe encontrarse entre -1 a +1 y 0 para una correlación nula.

2.3.2.3 Prueba de datos dudosos

“El método del Water Resources Council recomienda la realización de ajustes de datos dudosos. Los datos dudosos (Outliers) son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante. La retención o eliminación de estos datos puede afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas. Los procedimientos para tratar los datos dudosos requieren criterio que involucra consideraciones matemáticas e hidrológicas” (Chow et al, 1994).

Para datos dudosos altos se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$y_H = \bar{y} + k_n s_y \quad \dots(23)$$

Donde

s_y = es el umbral de dato dudoso en unidades logarítmicas

k_n = se obtienen de la tabla para un tamaño de muestra n.

Para datos dudosos bajos se puede utilizar la siguiente ecuación similar:

$$y_L = \bar{y} - k_n s_y \quad \dots(24)$$

De ambas ecuaciones \bar{y} es el umbral de datos dudosos altos (en unidades logarítmicas).

$$\bar{y} = \frac{y}{n} \quad \dots(25)$$

Donde:

$y = \log$ (precipitación)

n = número de datos disponibles

Si se cuenta con disponibilidad de información histórica útil de precipitación, un dato dudoso deberá ser excluido del análisis y tan solo ser considerado como información histórica de crecientes, de lo contrario si no se contase con información disponible el dato dudoso no deberá ser excluido y deberá ser conservado dentro del registro sistemático de precipitación, (Chow et al, 1994).

A continuación, se muestra la siguiente **Tabla 9** conteniendo los valores de kn .

Tabla 9: Valores de Kn para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	kn						
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	2.539	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: (Chow et al, 1994)

2.4 Funciones de distribución

2.4.1 Distribución de probabilidad para variables hidrológicas

Existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas que permiten estimar las precipitaciones, intensidades o caudales máximos para diferentes periodos de retorno según sea el caso, entre las más usuales tenemos las siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log normal 2 parámetros

- Distribución Log normal 3 parámetro
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

Dentro de este estudio haremos uso del software HidroEsta para la aplicabilidad de estas funciones de distribución a fin de poder evaluar ampliamente cada una de las series de datos en estudio y poder definir la que mejor se ajusta a ellas.

2.4.1.1 Software HidroEsta

Dentro de este proyecto se empleará el software HIDROESTA el cual vienen siendo una herramienta tecnológica asistida por computadora que ha permitido facilitar los cálculos de mayor esfuerzo y el proceso de análisis de la cuantiosa información que se debe procesar para un estudio hidrológico.



Figura 28: Interfaz de inicio del software Hidroesta
Fuente: (Perez, 2015)

Entre las tantas bondades funcionales que el software permite realizar en su plataforma, la función principal que efectuará este software en este proyecto de tesis tiene que ver con lo siguiente (Pérez, 2015):

- Evaluar si la serie de datos históricos de precipitación se ajusten a una serie de distribución probabilística tales como: Normal, Log Normal, Gamma, Log Pearson tipo III, Gumbel y Log Gumbel, tanto con momentos ordinarios, como con momentos lineales.
- Obtener las precipitaciones de diseño para los distintos periodos de retorno con la distribución probabilística que mejor se ajuste.

2.4.2 Selección de función de distribución

2.4.2.1 Pruebas de bondad de ajuste

Se basan en verificar de manera gráfica y estadística, si una distribución de probabilidad es congruente con un conjunto de datos estudiados (Villón, 2002).

Para ello tenemos la prueba de Smirnov Kolmogorov, la misma que se describirá a continuación.

a) Prueba de Smirnov – Kolmogorov

“El método de Kolmogorov-Smirnov se define como la máxima diferencia entre la probabilidad acumulada observada y la probabilidad acumulada teórica de un determinado modelo de distribución” (Canavos, 1988).

$$\Delta_{teórico} = \max |F_o(x) - F(x)| \quad \dots(26)$$

Δ = Estadístico de Smirnov Kolmogorov, se obtiene a partir de la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

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

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

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades. Si Δ_0 es un valor crítico para cada nivel de significancia α se tiene que:

$$P[\max |F_o(x) - F(x)| \geq \Delta_0] = \alpha \quad \dots(27)$$

O

...(28)

$$P[\Delta < \Delta_0] = 1 - \alpha$$

Para calcular el ajuste mediante el estadístico de Smirnov Kolmogorov, se tiene que realizar el siguiente procedimiento.

1. Usar la fórmula de Weibull para calcular la probabilidad empírica o experimental $F_o(x)$ de los datos.

...(29)

$$F_o(x) = \frac{m}{n + 1}$$

Donde:

$F_o(x)$ = probabilidad empírica o experimental

m = número de orden

n = número de datos

2. Calcular la probabilidad teórica $F(x)$:

Para el caso de utilizar el procedimiento de los modelos teóricos, usar la ecuación de la función acumulada $F(x)$, o tablas elaboradas para tal fin

Si se quiere aplicar el procedimiento gráfico, se utiliza un papel probabilístico especial donde $F(x)$, puede representarse como una línea recta, por lo cual, se puede trazar con solo 2 puntos, pero si se quiere chequear que es una recta, se pueden plotear 3 puntos.

3. Calcular las diferencias $F_o(x) - F(x)$, para todos los valores de x
4. Seleccionar la máxima diferencia (ecuación 26).

$$\Delta_{teórico} = \text{máx}|F_o(x) - F(x)|$$

5. Calcular el valor crítico del estadístico Δ , es decir Δ_0 , para un $\alpha=0.05$ y n igual al número de datos. Los valores de Δ_0 se muestran en la Tabla 10.
6. Comparar el valor estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0 de la tabla. Con los siguientes criterios de decisión.

Si

$\Delta < \Delta_0$ =====> el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

$\Delta > \Delta_0 \implies$ el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

Tabla 10: Valores críticos d para la prueba Kolmogorov Smirnov

Tamaño de muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.2	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: (Aparicio, 1992)

2.5 Análisis de tormenta

2.5.1 Definición de tormenta

Según Villon (2002) una tormenta es el “conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas”. Las tormentas pueden llegar a durar varias horas o inclusive días y pueden afectar grandes extensiones superficiales.

2.5.2 Elementos fundamentales del análisis de tormentas

a. La intensidad

Se define como la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{max} = \frac{P}{t}$$

Donde:

I_{max} = intensidad máxima, mm/hora

P = precipitación en altura de agua, en mm

t = tiempo en horas

b. La duración

Tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Esta también vinculado al tiempo de concentración requerido para realizar el diseño de avenidas máximas.

c. La frecuencia

Se define como el número de veces que se repite una tormenta de similares características en un periodo de tiempo más o menos largo.

d. Periodo de retorno

El Periodo de Retorno T, se define como la cantidad de tiempo promedio que tiene que pasar para que evento de igual o mayor magnitud dada vuelva a ocurrir. Estadísticamente el periodo de retorno se define como la inversa de la probabilidad de excedencia, es decir:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)} \quad \dots(30)$$

e. Hietograma

Según Pérez (2015) el hietograma es una representación gráfica de la variación de la intensidad de lluvia (mm/h) de una tormenta en el transcurso de tiempo de la misma.

Matemáticamente esta grafica se representa con la siguiente ecuación.

$$i = \frac{dp}{dt}$$

...(31)

Donde:

i = intensidad

dp = precipitación

dt = tiempo

Con ella se puede determinar el preciso intervalo de tiempo en que la precipitación adquirió su máxima intensidad.

2.5.3 Determinación de la curva intensidad – duración - frecuencia para el diseño de una tormenta

Para determinar una tormenta de diseño es necesario tener información histórica de precipitación de la zona, siendo lo más recomendable información instantánea (intensidad mm/h) que provee un pluviógrafo.

En nuestro país no se cuenta con una buena cantidad de información pluviográfica en las estaciones, por lo que difícilmente se puede tener información confiable, tal es así que recurrimos a utilizar parámetros como las lluvias máximas en 24 horas para diseñar nuestra tormenta de diseño, (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).

El MTC, propone coeficientes de duración que al ser multiplicadas por las precipitaciones máximas en 24 horas se obtienen los valores de intensidad de la precipitación pluvial máxima, (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014) (**Tabla 11**).

Tabla 11. Coeficientes de duración de lluvias entre 48 horas y una hora

Duración de la precipitación en horas	Coficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: (Ministerio de transportes y comunicaciones, 2008)

El procedimiento para la utilización de estos coeficientes es el siguiente:

- Se seleccionan las lluvias máximas para distintos tiempos de duración
- Luego se ordena de mayor a menor
- Se le asigna a cada valor ordenado una probabilidad empírica
- Se calcula el tiempo de retorno de cada valor
- Por último, se grafica la curva intensidad – duración – frecuencia.

2.5.4 Ecuación empírica que relaciona la Intensidad – Duración – Frecuencia

Otra manera de poder obtener las curvas intensidad – duración – frecuencia lo describe Aparicio (1992) a partir de dos métodos, los cuales se describen a continuación.

- El primero, llamado intensidad-período de retorno, el cual relaciona las dos variables para cada duración por separado mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología.

- El segundo método relaciona simultáneamente las tres variables en una familia de curvas a partir de una ecuación, la cual es:

$$I = \frac{KT^m}{(d+c)^n} \quad \dots(32)$$

Donde k, m, n y c son constantes y se calculan mediante un análisis de correlación lineal múltiple.

El proceso de obtención de estos parámetros es el siguiente:

Si a la **Ecuación 32** se le tomara los logaritmos obtendríamos lo siguiente:

$$\text{Log } i = \log k + m \log T - n \log (d + c)$$

O bien:

$$= a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad \dots(33)$$

donde:

$$y = \log i, \quad a_0 = \log k, \quad a_1 = m, \quad x_1 = \log T, \quad a_2 = -n, \quad x_2 = \log (d + c)$$

Si los datos se agrupan lo suficiente entorno a líneas rectas, el valor de c puede tomarse como cero.

Al hacer un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, se obtiene un sistema de ecuación como el siguiente:

$$\sum y = N a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \quad \dots(34)$$

$$\sum (x_1 y) = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2 \quad \dots(35)$$

$$\sum (x_2 y) = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2 \quad \dots(36)$$

Dónde:

N = número de datos

$a_0, a_1, y a_2$ = son las incógnitas

$x_1, x_2, y y$ = son los logaritmos del periodo de retorno.

Calculados los coeficientes es posible evaluar los parámetros k , m y n de la ecuación de intensidad.

En la **Figura 29** se muestra la forma de las curvas IDF.

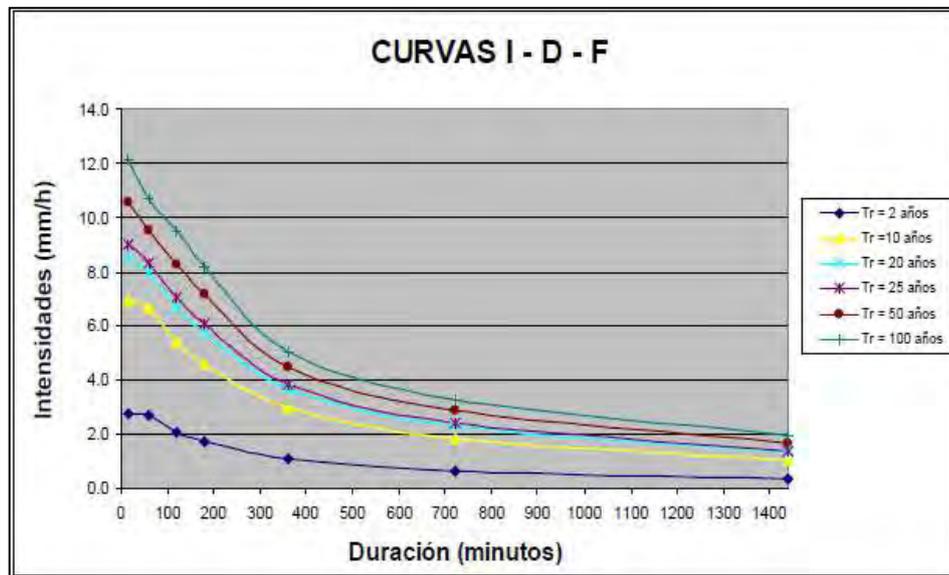


Figura 29: Ejemplo de curvo IDF

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2014)

2.5.5 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración de una cuenca me permite conocer el tiempo que demora una gota de lluvia para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano de la cuenca hasta la salida del mismo. Este parámetro está relacionado directamente con la geometría en planta de la cuenca, con la pendiente, con su área, así como características del suelo, cobertura vegetal, etc. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2014).

Para los diseños de drenaje pluvial, el cálculo del tiempo de concentración es equivalente a la siguiente expresión (Batanero, 2015):

$$t_c = t_o + t_f \quad \dots(37)$$

(t_o) = tiempo de ingreso desde el punto más alejado de la cuenca hasta el ingreso de a una alcantarilla o a un canal

(t_f) = tiempo de flujo tiempo dentro de una alcantarilla o a un canal (Batanero, 2015):

Cuando no estamos frente a drenajes con presencia de alcantarillas o canales, el tiempo de concentración puede ser determinado a partir de las siguientes fórmulas obtenidas de diversas fuentes bibliográficas:

2.5.5.1 California

Nace de la ecuación de Kirpich; sin embargo, su aplicabilidad está orientada a pequeñas cuencas montañosas en California (Chow et al, 1994).

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad \dots(38)$$

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, (m).

H = Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, (m)

tc = tiempo de concentración expresado en min

2.5.5.2 Método de Kirpich

La SCS definió este método a partir de la información de siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3% a 10%), (Chow et al, 1994).

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385} \quad \dots(39)$$

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

S = pendiente promedio de la cuenca m/m

tc = tiempo de concentración expresado en min

2.5.5.3 Método de Témez

Este método es válido para cuencas de tamaño muy variable entre 1 km² hasta los 3000 km², fue desarrollado ampliamente en la península Ibérica. El tiempo de concentración puede ir desde los 15 minutos hasta las 24 horas (Nuñez, s.f.).

Se basa en la siguiente fórmula:

$$tc = 0.3 \left(\frac{L}{i^{0.25}}\right)^{0.76} \quad \dots(40)$$

Siendo:

L = longitud del cauce más largo en km.

i = pendiente media del curso principal, en m/m

T_c = tiempo de concentración expresado en horas

2.5.5.4 Bransby – Williams

Recomendada para cuencas menores a 75 km² (Velez & Botero, 2011).

$$t_c = 14.6 * L * A^{-0.1} * S^{-0.2} \quad \dots(41)$$

Siendo:

L = longitud del cauce más largo en km.

A = superficie de la cuenca en km²

t_c = tiempo de concentración expresado en minutos

2.5.5.5 SCS

Esta expresión aparece por primera vez en el manual “A method for estimating volumen and rate of runoff in small watersheds”, de abril de 1973:

$$t_c = \frac{0.0136 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}} \quad \dots(42)$$

Su uso se adapta cuencas urbanas pequeñas de aproximadamente 800 ha, por lo general tienen buenos resultados en superficies pavimentadas, (Chow et al, 1994).

2.5.5.6 Federal Aviation Administration (1970)

Utilizada para problemas de drenaje de aeropuertos, pero a su vez también es usado para cuencas urbanas, (Chow et al, 1994).

$$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}} \quad \dots(43)$$

Donde:

C = coeficiente de escorrentía del método racional.

L = longitud del flujo superficial, m.

S = pendiente de la superficie, m/m.

▪ Cálculo del coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía usado para este método se obtendrá a partir de la siguiente **Tabla 12**, los cuales fueron obtenidos para diferentes tipos de superficies, en Austin, Texas.

Tabla 12: Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Características de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición buena (cubierta de pasto del 50% al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivo							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.33	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad Austin, Texas. Utilizada con autorización

Fuente: (Chow et al, 1994)

2.5.6 Validación de fórmulas empíricas para la estimación de tiempos de concentración

Una manera de validar los tiempos de concentración de una cuenca en particular es a partir de las velocidades de escorrentía, para ello es necesario convertirlos a escorrentía a partir del cociente entre la longitud del cauce y el tiempo de concentración y compararlos.

Existen diversas fuentes de estudios que proporcionan ecuaciones empíricas tanto como rangos de velocidades de escorrentías para diversas cuencas, alguna de ellas condicionadas a sus características topográficas, climáticas, geográficas, etc.

- Por ejemplo Llamas (1993) presenta la siguiente fórmula para calcular la velocidad de escorrentía.

$$v = 20sen^{3/5}\alpha \quad \dots(44)$$

Donde:

v = velocidad de escorrentía (m/s)

α = ángulo de terreno.

- El Servicio de Conservacion de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, también propuso una ecuación empírica, independiente al flujo para el cálculo de esta velocidad, la misma que fue citada por Muñoz (2005) de la siguiente manera:

$$v = aY^{1/2} \quad \dots(45)$$

Donde:

v = velocidad de escorrentía en m/s

Y = es la pendiente del tramo estudiado

a = es un parámetro que depende de la superficie de la zona en estudio las mismas que pueden ser obtenidas a partir de la **Tabla 13**.

Tabla 13: Parámetro “a” para flujo no concentrado y flujo concentrado

Superficie	a	Superficie	a
a) Flujo no concentrado		Cultivo en líneas	2.62
Bosque con mucho residuo superficial	0.76	Barbecho	3.08
Heno, prado	0.76	Pavimentado	6.19
No laboreo o laboreo de conservación	1.35	b) Flujo concentrado	
Cultivo en curvas de nivel	1.55	Canal natural no bien definido(aluvial)	3.08
Bosque con superficie normal	1.55	Canales vegetativos	4.91
Hierba corta	2.13	Surcos de escorrentía, cárcavas	6.19

Fuente: (Muñoz, 2005)

Por otro lado para flujos superficiales con distancias mayores a los 100 m se empleen sólo dos valores de a , uno para suelos pavimentados y otro sin pavimentar de 4.91 y 6.19 respectivamente.

- Del estudio (Condicionantes físicos para la ordenación de la Orla suboeste de suelo urbanizable. España - Zaragoza, s.f) se determino una ecuación que relaciona el tiempo de concentracion con la velocidad de escorrentía y la velocidad de recorrido. Se expresa en la siguiente ecuación.

$$T_c = T_e + T_f \quad \dots(46)$$

$$T_c = 0.3 * \left[\left(\frac{1/3 L}{S^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{2/3 L}{3.6v} \quad \dots(47)$$

Dentro de ese estudio se plantearon las siguientes premisas.

- En las cuencas donde existe alcantarillado, el tiempo de concentración es igual a la **ecuación (47)** anteriormente expresada:

Donde:

L = longitud del cauce en kilómetros

S=pendiente en m/m

v = velocidad de recorrido

Tc= tiempo de concentración en horas

- En cuencas donde no existe alcantarillado el tiempo de concentración T_c es igual al tiempo de escorrentía según la fórmula de la Instrucción de Carreteras – España.

$$T_c = 0.3 * \left[\left(\frac{L}{S^{1/4}} \right)^{0.76} \right] \quad \dots(48)$$

Donde:

L = longitud de cauce principal en Km

S = pendiente (m/m)

- En el estudio de “Sistematización por medio de terrazas de predios destinados a la agricultura”, J.C. Molinelli; citado por Pérez (2015) se obtuvieron los siguientes rangos de velocidades de escorrentía en función del tipo de superficie o suelo, **Ver Tabla 14.**

Tabla 14: Promedio de velocidades (m/s) para el cálculo de tiempo de concentración

Aguas no concentradas				
Pendiente de la superficie	0-3%	4-7%	8-11%	12-15%
Montes	0.3	0.61	0.9	1.07
Pasturas	0.45	0.91	1.22	1.37
Tierras cultivadas	0.61	1.22	1.52	1.83
Pavimentos	1.52	3.65	4.72	5.49

Fuente: (Perez, 2015)

Chow et al (1994) expone una tabla análoga a la anterior, desarrollada en el estado de Texas, Estados Unidos (**Ver Tabla 15**).

Tabla 15: Velocidades de flujo de escorrentía para el cálculo de tiempo de concentración.

Velocidades promedio aproximadas en m/s del flujo de escorrentía para calcular el tiempo de concentración				
Descripción del curso del agua	Pendiente en porcentaje %			
	0-3	4-7	8-11	>12
No concentrado				
Bosques	0-0.46	0.46-0.76	0.76-1.00	>1.00
Pastizales	0-0.76	0.76-1.07	1.07-1.30	>1.30
Cultivos	0-0.91	0.91-1.37	1.37-1.68	>1.68
Pavimentos	0-2.59	2.59-4.11	4.11-5.18	>5.18

Fuente: (Chow et al, 1994)

2.5.7 Hietograma de diseño utilizado en el análisis de tormenta

En la actualidad ya no es suficiente solo conocer el valor de la lluvia o intensidad de diseño, muchos de los métodos hidrológicos que se desarrollan requieren de la distribución temporal de una lluvia (tormenta)”, Chow et al (1994) describía que años atrás no existía consideración acerca de la distribución temporal de la precipitación (hietograma de precipitación), pues para los métodos de diseño de la época solo bastaba utilizar la precipitación o intensidad pico.

Mediante los hietogramas de diseño podemos definir la hora en que la precipitación adquirió su máxima intensidad y cuál fue el valor de esta.

Una manera de obtenerlo es a partir del método del Bloque Alterno.

2.5.7.1 Método de Bloque alterno

Tomando como referencia la descripción que realiza Chow et al, (1994) en su libro, el método de bloque alterno permite definir un hietograma de diseño a partir de una curva intensidad-duración-frecuencia. El método se basa en distribuir la precipitación en n intervalos de tiempo continuos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$ ”.

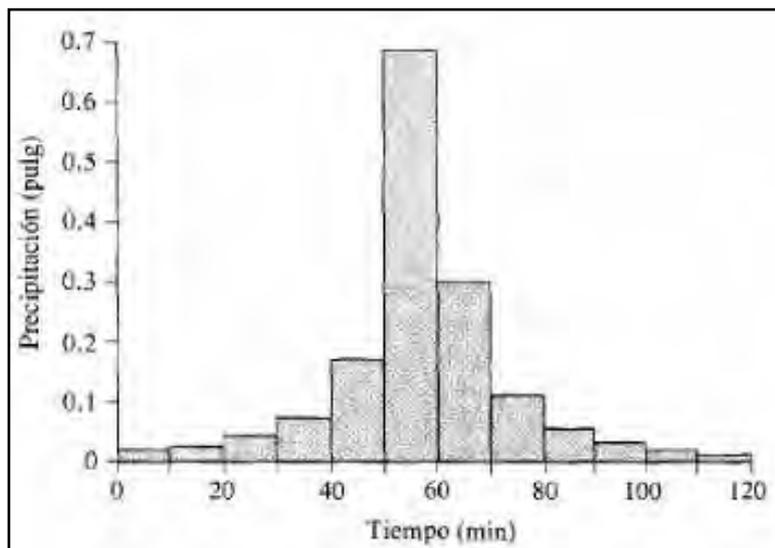


Figura 30: Hietograma de diseño, utilizando el método de bloque alterno

Fuente: (Chow et al, 1994)

2.6 Lluvia efectiva y abstracciones

2.6.1 Lluvia efectiva o lluvia total

Chow et al (1994) define como lluvia efectiva a la cantidad de agua de lluvia que genera escorrentía directa hacia la salida de una determinada cuenca.

2.6.2 Abstracciones o infiltraciones

Según Aparicio (1992) se define como la cantidad de agua que viaja verticalmente dentro de la superficie del suelo como consecuencia de las fuerzas gravitacionales.

Existen diversos factores que afectan la capacidad de infiltración, entre ellos se encuentran la textura del suelo, contenido de humedad, cobertura vegetal, uso de suelo, aire atrapado, compactación, etc.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) cita que el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos propone que cuando se carece de información acerca del suelo se puede utilizar el método de los números de escurrimiento (CN).

2.6.2.1 Método SCS para abstracciones

Chow et al (1994) define que para una tormenta la profundidad de la precipitación efectiva siempre es menor o igual a la profundidad de la precipitación P ; así mismo también asegura que una vez iniciada la escorrentía la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual alguna retención potencial máxima S , (**Ver Figura 31**).

La precipitación I_a (Abstracción inicial antes del encharcamiento) corresponde a la cantidad de agua que no produce escorrentía, por lo que se puede definir a la escorrentía potencial como la diferencia entre $P - I_a$.

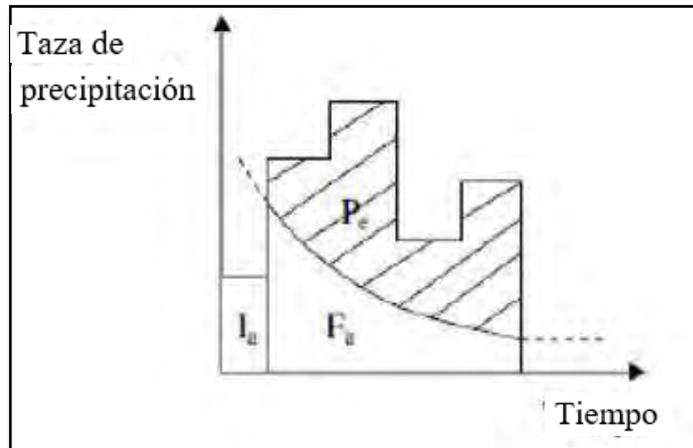


Figura 31: Variables en el método
Fuente: (Chow et al, 1994)

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

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad \dots(49)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad \dots(50)$$

De las ecuaciones 49 y 50 se resuelve P_e , y se encuentra la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \dots(51)$$

Existe una relación entre I_a (abstracción inicial) y S (retención potencial máxima), la cual es la siguiente:

$$I_a = 0.2S \quad \dots(52)$$

Con base en esto, se tiene:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \dots(53)$$

El SCS represento en graficas la información de P y Pe de muchas cuencas, encontrando curvas como las que se muestran en la **Figura 32**, en función de un número adimensional de curva CN, tal que $0 < CN < 100$, donde para superficies impermeables adquiera un valor $CN=100$ y para superficies naturales un $CN < 100$.

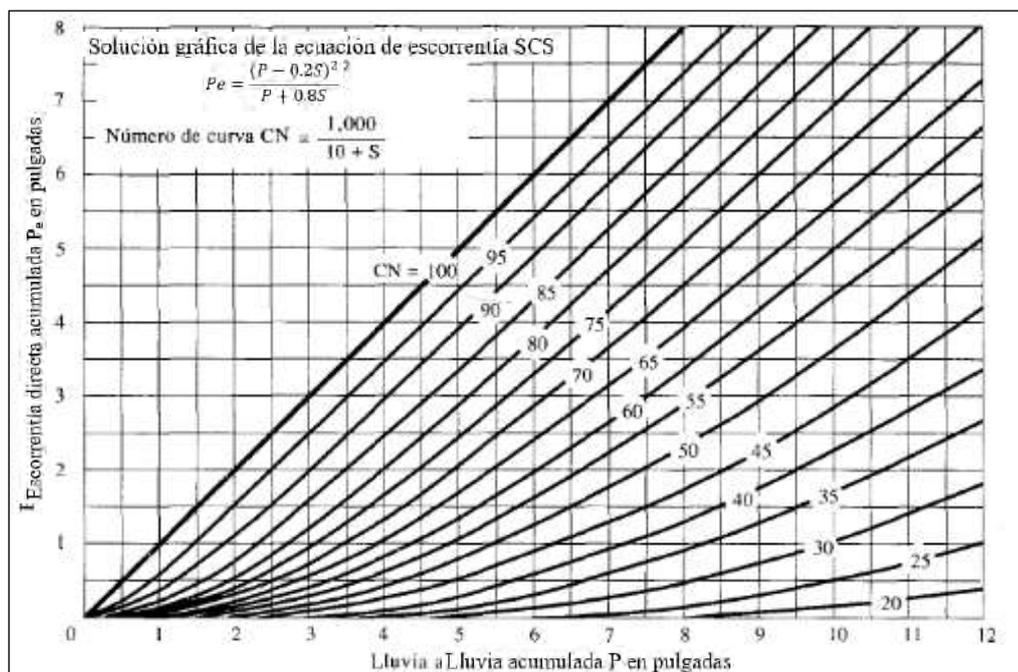


Figura 32: Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS

Fuente: (Chow et al, 1994)

A partir de ello, se obtuvo una relación para estimar S a partir del número de curva CN, la relación es la siguiente:

$$S = \frac{100}{CN} - 10[\text{pulg}] \quad \dots(54)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254[\text{mm}] \quad \dots(55)$$

Para el cálculo de los números de curva CN se tiene que analizar tres aspectos básicos para su correcta determinación, que va a depender de las diferentes prácticas agrícolas, diferentes condiciones hidrológicas y grupos de suelos distintos.

a) Condición hidrológica

La condición hidrológica tiene que ver con la capacidad que tiene superficie de la cuenca de permitir el escurrimiento directo, para ello es necesario tener en cuenta la cobertura vegetal el cual puede aproximarse de la siguiente forma:

Tabla 16: Condición hidrológica

Cobertura Vegetal	Condición Hidrológica
>75% del área	Buena
entre 50% y 75% del área	Regular
<50% del área	Pobre

Fuente: (Chow et al, 1994)

b) Grupo hidrológico de suelo

Según el tipo de suelo se definen 4 grupos, (Rivera, 2007):

- Grupo A: (Bajo potencial de escurrimiento). Suelos con velocidades de infiltración elevadas cuando están mojados y consisten principalmente de arenas y gravas profundas, con bueno a excesivo drenaje. Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión del agua (>7.6 mm/h).
- Grupo B: Suelos con moderada velocidad de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos con cantidades moderadas de texturas finas y gruesas, con drenaje medio y algo profundo. Son básicamente suelos arenosos con moderadas velocidad de trasmisión (3.8 mm/h a 7.6 mm/h).
- Grupo C: Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos que tienen un estrato que impide el flujo del agua, son suelos con texturas finas. Estos suelos tienen bajas velocidades de transmisión (1.3 mm/h a 3.8 mm/h).
- Grupo D: (Alto potencial de escurrimiento). Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con nivel freático alto y permanente, suelos con estratos arcillosos cerca de su superficie, o bien, suelos someros sobre horizontes impermeables. Estos suelos tienen muy bajas velocidades de transmisión del agua (0 mm/h a 1.3 mm/h).

El CN para una cuenca conformada por varios tipos y usos de suelo se puede calcular a través del promedio ponderado de cada valor de CN de cada uno de ellos. (Ver Tabla 17)

Tabla 17: Números de curva de escorrentía para complejos hidrológicos suelo-cobertura

COBERTURA			NÚMERO DE CURVA			
Uso de la Tierra	Tratamiento o Práctica	Condición Hidrológica	A	B	C	D
Descuidado, en descanso, sin cultivos	Surcos rectos	----	77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	pobre	72	81	88	91
	Surcos rectos	buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	66	74	80	82
	Curvas de nivel y en terrazas	buena	62	71	78	81
Pequeños Granos	Surcos rectos	pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	buena	63	75	83	87
	Curvas de Nivel	pobre	63	74	82	85
	Curvas de Nivel	buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	61	72	79	82
	Curvas de nivel y en terrazas	buena	59	70	78	81
Sembríos cerrados, legumbres o sembríos en rotación	Surcos rectos	pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	63	73	80	83
	Curvas de nivel y en terrazas	buena	51	67	76	80
Pastizales o similares		pobre	68	79	86	89
		regular	49	69	79	84
		buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	buena	6	35	70	79
Pradera		buena	30	58	71	78
Bosques		pobre	45	66	77	83
		regular	36	60	73	79
		buena	25	55	70	77
Patios		----	59	74	82	86
Caminos,	Cieno	----	72	82	87	89
	Superficie firme	----	74	84	90	92

Fuente: (Ramirez, 2003)

c) Condición humedad antecedente (CHA)

La condición o estado de humedad está relacionado con la cantidad de precipitación total que en un periodo de 5 días previos a la tormenta caen sobre la cuenca en estudio. El SCS usa tres intervalos de CHA.

Los números de curva calculado inicialmente considera condiciones antecedentes de humedad normales (CN II) por lo que se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones (**Ver tabla 18**):

Tabla 18: Determinación de las condiciones de humedad antecedente

Condición de Humedad Antecedente (CHA)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (cm)	
	Estación seca	Estación de crecimiento
I (seca)	Menos de 12.7 mm	Menos de 35.6 mm
II (media)	12.7 a 27.9 mm	35.6 a 53.3 mm
III (húmeda)	Más de 27 mm	Más de 53.3 mm

Fuente: (Chow et al, 1994)

Condición I: Suelo seco; no aplicable a crecidas de proyecto; caudales chicos.

Los suelos en la cuenca están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento cuando se aran o se cultivan bien

Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida de proyecto porque resulta caudales chicos.

Condición II: Suelo medio; asociado a crecidas anuales o promedios

Los suelos en esta cuenca, se encuentran en estado de humedad normal

Condición III: Suelo húmedo; crecidas máximas; caudales grandes

$$CN(I) = \frac{4.2 CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad \dots(56)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad \dots(57)$$

2.7 Caudales máximos

Los caudales máximos se utilizan mucho para estimar y diseñar diversas obras hidráulicas, para ello es necesario conocer la magnitud del caudal en función directa con el periodo de retorno el que a su vez depende de la obra y vida útil de está.

2.7.1 Métodos de estimación de caudales máximos

La determinación de los caudales máximos pasa por la aplicación de diferentes métodos empíricos desarrollados a lo largo de muchos años, a continuación, enunciaremos las siguientes:

Método Racional; el cual se determina a partir la intensidad máxima de una tormenta específica y del coeficiente de escurrimiento (C).

Hidrogramas unitarios; dentro de los cuales están los hidrogramas de Snyder, triangular y SCS, y otros más complejos.

En nuestro estudio estimaremos las avenidas máximas a partir de los hidrogramas unitarios.

2.7.1.1 Hidrograma unitario

La mayor parte de las cuencas en todo el mundo, no cuenta con estaciones hidrométricas, ni registros pluviográficos suficientes, ni necesarios con los que se pueda obtener hidrogramas en tiempo real. Es por ello que es conveniente aplicar hidrogramas unitarios que nos permitan obtenerlos usando únicamente datos de características generales de la cuenca.

Villon (2020) define el hidrograma unitario como un hidrograma de flujo superficial de agua no infiltrado en el sub suelo de un volumen unitario de lluvia de determinada duración y características definidas de una cuenca.

a) Hidrograma unitario sintético de Snyder

El hidrograma sintético de Snyder fue desarrollado en los Estados Unidos para las cuencas ubicadas en los montes Apalaches cuyos tamaños varían entre 30 a 30 000 km².

Según Chow et al (1994) Snyder a través de sus investigaciones encontró las siguientes relaciones para la obtención del hidrograma unitario estándar:

$$t_p = 5.5t_r \quad \dots(58)$$

Donde:

t_p = Tiempo de retardo (horas)

t_r = duración de la lluvia (horas)

El tiempo de retardo también se obtiene de la siguiente expresión:

$$t_p = 0.75 * C_t * (LL_c)^{0.3} \quad \dots(59)$$

Donde:

t_p = tiempo de retardo (horas)

L = longitud principal de la cuenca (km)

C_t = coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la misma región.

El caudal pico por unidad de área de drenaje en $m^3/s.km^2$ del hidrograma unitario estándar se calcula de la siguiente manera:

$$q_p = \frac{2.75 * C_p}{t_p} \quad \dots(60)$$

Donde:

C_p = coeficiente empírico de retención y almacenamiento, varía entre 0,4 y 0,9.

Otro parámetro importante es el caudal pico requerido q_{pR} por unidad de área de drenaje el cual se puede obtener a partir de:

El tiempo base t_b en horas del hidrograma unitario

$$t_b = \frac{5.56}{q_{pR}} \quad \dots(61)$$

El ancho en horas de un hidrograma unitario a un caudal igual a cierto porcentaje del caudal pico q_{pR} está dado por:

$$w = C_w q_{pR}^{-1.08} \quad \dots(62)$$

Donde $C_w = 1.22$ para un ancho de 75 % y 2.14 para un ancho de 50 %

b) Hidrograma adimensional de SCS

La aplicación de este modelo hidrológico fue establecida en función al análisis de una serie de hidrogramas unitarios naturales pertenecientes a cuencas con extenso rango de tamaños ubicadas en diferentes partes de la geografía de los Estados Unidos, (Vargas, Torres, & Carrillo, 2019).

El Soil Conservation Servis encontró la siguiente expresión que relaciona el caudal pico con el tiempo pico, (Chow et al, 1994):

$$q_p = \frac{C \cdot A}{T_p} \quad \dots(63)$$

Donde:

A = Área de la cuenca (km²)

C = constante de conversión igual a 2.08 en el sistema internacional

T_p = tiempo ocurrencia pico en horas

Sabiendo que el área bajo el hidrograma unitario corresponde a ser igual a una escorrentía de 1 cm, se puede demostrar que:

$$q_p = \frac{2.08A}{T_p}$$

El tiempo de ocurrencia del pico T_p se expresa de la siguiente manera:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

Donde:

t_p = tiempo de retardo (diferencia en tiempo entre el centro de masa del exceso de precipitación y el pico del hidrograma).

t_r = duración de la lluvia efectiva.

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que

$$t_p = 0.6t_c$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración

2.8 Periodo de retorno (Tr)

El periodo de retorno se define como el tiempo promedio en años en que un evento con características de caudal pico u intensidades máximas se vuelven a repetir de igual manera o superior a este (Monsalve, 1999).

La importancia de poder definir este parámetro radica principalmente en estimar el grado de posibilidad de ocurrencia de un evento específico en un determinado periodo de tiempo, con fines de poder diseñar de manera óptima y segura una estructura hidráulica.

La manera de estimarlo tiende a fundamentarse en 3 criterios definidos por Monsalve (1999); Criterios económicos, criterios usuales y criterios de riesgo.

El criterio más usado es el de riesgo, pues a partir de él se asume un posible evento de falla dentro del tiempo de vida de la estructura.

Por lo tanto, se define una probabilidad de no ocurrencia o la probabilidad de que un evento x sea menor a un valor dado x_o :

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

$$P(x < x_o) = 1 - P(x \geq x_o)$$

Ahora, la probabilidad de no ocurrencia dentro de n años del tiempo de vida de la estructura es:

$$J = (P(x < x_o))^n$$

La probabilidad de ocurrencia de la máxima avenida durante el tiempo de vida de una estructura (riesgo admisible K) está dado por:

$$K = 1 - J = 1 - (P(x < x_o))^n$$

Por lo tanto, si reemplazamos las expresiones anteriores en la ecuación anterior, el riesgo admisible puede quedar expresado en función del periodo de retorno (T) y la vida útil de la obra, llegando a obtener la siguiente expresión:

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

Reagrupando:

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

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

Con esta expresión podemos calcular el periodo de retorno T , estableciendo o fijando un valor de riesgo admisible k , el cual puede ser obtenido mediante tablas como las que a continuación mostraremos (Monsalve, 1999).

Tabla 19: Valores de periodo de retorno T(años)

Riesgo admisible	Vida útil de las obras (n años)										
	K	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144	144
0.90	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44	44

Fuente: (Monsalve, 1999)

Adicionalmente a ello, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones también propone la siguiente tabla:

Tabla 20: Recomendaciones de valores máximos de riesgo admisible en obras de drenaje

Tipo de obra	Riesgo admisible (%)
Puentes	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenajes	40
Defensas ribereñas	25

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008)

Donde la vida útil “n” a partir de la Tabla 20 es el siguiente:

- Puentes y defensas ribereñas n = 40 años
- Alcantarillas de quebradas importantes n = 25 años
- Alcantarillas de quebradas menores n = 15 años

Drenaje de plataforma y sub drenes n = 15 años

2.9 Sistema de modelamiento hidrológico (HMS – Hydrologic Modeling System)

El sistema de modelamiento hidrológico (Hydrologic modelin system – HMS), es una aplicación desarrollado por el centro de ingeniería hidrológico (Hydrologic Engineering Center - HEC) del Cuerpo de Ingeniero del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

El modelo HEC HMS es un programa que permite simular la respuesta hidrológica que tendría un río en su escurrimiento superficial como producto de la precipitación (...) (Villón, 2010). Este software está conformado por componentes que modelan un cierto aspecto del proceso de escurrimiento por precipitación dentro de una cuenca.

2.9.1 Componentes del modelo HEC HMS

El HEC HMS utiliza cuatro componentes dentro de su interfaz para el proceso de modelado hidrológico: Modelo de la cuenca, modelo meteorológico, especificaciones de control y datos de entrada (Nania, 2007).

A continuación, describiremos cada una de ellas:

2.9.1.1 Modelo de la cuenca

El software consta de siete componentes que definen la estructura de la cuenca y son los siguientes:

-  Subcuenca (subbasins)
-  Tramos de tránsito (routing reach)
-  Uniones (juntions)
-  Embalses (reservorirs)
-  Fuentes (Sources)
-  Sumideros (Sinks)
-  Derivaciones (Diversion)

2.9.1.2 Modelo meteorológico

Calcula la precipitación requerida en una subcuenca, es decir permite calcular la precipitación sólida, líquida, así como la evapotranspiración. A partir algoritmos de temperatura y métodos como los Priestley y Taylor y el mismo método de forma de celda se puede calcular el derretimiento de la nieve y evapotranspiración. (Bastidas, 2005)

El software consta de siete componentes para definir calcular la precipitación de la cuenca y son los siguientes:

- **Tormenta de frecuencia (Frequency Storm):** Se usa para desarrollar un evento de precipitación donde los volúmenes correspondientes a distintas precipitaciones tienen una probabilidad de sobrepaso consistente.
- **Pluviómetro con pesos (Gage Weights):** Este método aplica pesos definidos por el usuario a los pluviómetros deseados
- **Precipitación por celdas (Gridded Precipitation):** Este método permite el uso de precipitación por celdas, como puede ser la proveniente de un radar meteorológico.
- **Inverso de la distancia (Inverse Distance):** Este método calcula el promedio en la subcuenca aplicando la ecuación del inverso de la distancia al cuadrado para las estaciones definidas por el usuario.
- **Tormenta del SCS (SCS Storm):** Este método aplica una distribución temporal tipo SCS a un volumen total de lluvia en 24 horas.
- **Hietograma especificado (Specified Hyetograph):** Este método aplica un hietograma definido por el usuario a un elemento de la subcuenca
- **Tormenta estándar de proyecto (Standard Project Storm):** Este método aplica una distribución en el tiempo a un valor de precipitación dado.

2.9.1.3 Especificaciones de control

Aquí se define el momento de inicio y finalización durante el cual se realizará la simulación completa y la longitud del paso o intervalo de tiempo con que se realizarán los cálculos del modelo. Es importante tener en cuenta que las especificaciones de control deben coincidir con los intervalos de tiempo de la lluvia, porque de no ser así. Se pueden cometer errores.

2.9.1.4 Datos de entrada

El programa requiere como datos de entrada la información proveniente de las estaciones de medición de la precipitación y de los caudales, así como datos del embalse y sus componentes cuando sea necesario. Los parámetros o condiciones de contorno se ingresan en el modelo de la cuenca y en el modelo meteorológico de forma manual o

mediante un registro creado por un fichero dentro del disco duro HEC-DSS (HEC –Data Storage System). (Arias, 2015)

2.9.2 Métodos hidrológicos del modelo HEC – HMS

Los métodos hidrológicos que incluyen el modelo HEC HMS se presentan en la **Tabla 19**, propuesta por (Ventura, 2014), siendo los más utilizados para cada una de las fases de cálculo en modelos desarrollados con HEC HMS.

Tabla 21: Métodos dentro del software HEC HMS

Perdidas	Transformación Lluvia – Escorrentía	Flujo Base	Transito avenidas por el cauce
-Déficit y tasa constante (DC)	-Onda cinemática	-Recesión restringida	-Modelo Lag
-Inicial y tasa constante exponencial	-ModClark	-Recesión mensual	-Puls modificado
-Número de curva CN SCS	-HU SCS	-Constante mensual	-Muskingum
-Green y Ampt	-HU Snyder	-Deposito lineal	-Muskingum-Cunge.
Consideración de la humedad del suelo (SMA)	-HU especificado por el Usuario de Windows.		-Straddle stagger.
	-Hidrograma en S del Usuario de Windows		.Onda cinemática
	-Hidrograma unitario		

Fuente: (Ventura, 2014)

2.9.2.1 Métodos utilizados

a) Método para determinar las pérdidas: SCS Curve Number

El método del número de curva propuesto por la SCS requiere la determinación de 3 parámetros importantes:

La pérdida inicial la cual es determinada a partir de la cantidad de lluvia en mm que se cae antes de ocasionar el flujo superficial

El cálculo del número de curva quedará definido por el tipo de suelo, cobertura y prácticas de pastoreo

El porcentaje de suelo impermeable lo definirá según el grado de ocupación de área por lagunas y zonas rocosas.

b) Parámetros para transformar la lluvia neta en escurrimiento como valores de entrada para el modelamiento:

Para el caso del hidrograma unitario de la SCS el modelo requiere del valor del tiempo de retardo (t_p) del gasto máximo o gasto pico de escurrimiento del cauce principal el cual según Chow et al (1994) después del estudio de varios hidrogramas unitarios en cuencas grandes y pequeñas en zonas rurales el tiempo de retardo (Tiempo en que se presenta el gasto pico del hidrograma), se puede aproximar obteniendo el 60 % del tiempo de concentración.

Para el caso del hidrograma de Snyder El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) establece que se requiere dos tipos de datos: “(...) el t_p , el cual se determina a partir de la **Ecuación 64**; y el C_p cuyos valores se estiman a partir de diversas investigaciones.

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3} \quad \dots (64)$$

En donde:

C_1 = es igual a 0.75 en el sistema internacional

C_t = es un parámetro estimado en base a cuencas con instrumentos de medición de la misma región. También se pueden asumir valores estimativos que varían entre 1.35 y 1.65 para áreas de montaña, el cual tiende a tomar valores más bajos cuando estamos frente a cuencas con pendientes altas. Otra forma de determinarlo parte de aplicar la fórmula propuesta por Taylor – Schwartz (Ec. 65).

$$C_t = \frac{1.65}{(\sqrt{i})^{0.38}} \quad \dots (65)$$

i = pendiente principal de la cuenca desde la divisoria hasta la salida.

C_p = puede asumir valores entre 0.4 y 0.8, según la pendiente y capacidad de almacenamiento de la cuenca (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014), otras fuentes estiman que su valor está comprendido entre 0.56 y 0.69, siendo superado el último valor para áreas de montaña con fuertes pendientes y para superficies planas pueden llegar a valores de C_p menores a 0.5, (Muñoz, 2013).

c) Método para el tránsito de avenidas por los cauces: Muskingum

“El tránsito de avenidas es un procedimiento para determina el tiempo y la magnitud del caudal en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno o más puntos, aguas arriba (...)”, (Lopez, 2006).

El método de Muskingum se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variable.

En su formulación básica, el método modela el almacenamiento volumétrico S en el tramo comprendido entre dos secciones, mediante la combinación de almacenamiento de cuña y prisma abajo (O). Además, considera que en tramo no hay influencia lateral.

García & Rodríguez (2016) concluyen que, “durante el avance de la onda creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada, formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático”.

Para la aplicación del método se requiere información acerca de:

Factor de tiempo de viaje $K(h)$, es una medida del tiempo de transporte de una onda (horas) el cual es un valor constante para todo un tramo. Una manera de poder calcularlo es a través del cálculo de la velocidad de tránsito y longitud del tramo del cauce, (López, 2006).

Para el cálculo de la velocidad de tránsito utilizaremos la ecuación de Manning-Strickler:

$$v = \frac{1}{n} x R^{2/3} x S^{1/2} \quad \dots(66)$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de Manning (para nuestro caso ≈ 0.035)

R = radio hidráulico definido como el cociente entre el área de la sección transversal del cauce y el perímetro mojado de dicha sección.

S = pendiente media del tramo de cauce evaluado.

Una vez conocida la velocidad de tránsito con la longitud de tramo del cauce se utiliza la siguiente expresión para obtener el valor de K (Feldman, 2000).

$$K = \frac{L_v}{v} \quad \dots(67)$$

Donde:

L_v = longitud del tramo de tránsito (m)

V = velocidad media del tramo en condición de flujo uniforme (m/s)

Factor adimensional de ponderación del amortiguamiento o retardo X, el cual fluctúa entre 0 y 0.5 dependiendo de las características del cauce y la pendiente del mismo número de subdivisiones para los tramos. Cuando el valor de X sea próximo a 0.5 estamos frente a un cauce cuya cuña se encuentra completamente desarrollada por lo tanto no existiría atenuación, mientras que cuando se aproxima a 0, no hay curva de remanso y el cauce se comportará tipo embalse, (Choquehuanca, 2010).

Por último, el número de tramos o Sub-reaches se determina a partir de la siguiente expresión:

$$N^{\circ} \text{tramos } (n) = \frac{K * 60(\text{min})}{\Delta t} \quad \dots (68)$$

d) Método para el cálculo del flujo base: Constlhy Month

El método permite utilizar registros mensuales de caudal sobre un cauce de río, el cual es medido a partir de estaciones de aforo o puntos de medición específicos.





Capítulo 3 Descripción general de la cuenca en estudio

3.1 Cuenca del sub sistema de drenaje D-1000

La concepción del sub sistema de drenaje D-1000 como un conjunto de corrientes de agua que fluyen permanentemente y que tiene un cauce principal siendo el dren principal D-1000 y como desembocadura el Océano Pacífico, da lugar a poder definir sobre ella una cuenca hidrográfica. (Ver Figura 33)



Figura 33: Extensión territorial de la cuenca del dren D-1000

Elaboración Propia

Toda la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000 cuenta con una extensión de 478.65 km² y una topografía sobre la zona muy plana en casi toda su extensión entre 0.1 % a 2 % según (Asesores técnicos Asociados – ATA, 2014). Se extiende desde la margen izquierda del canal Taymi Antiguo, aproximadamente a 65 m.s.n.m. y desemboca en el Océano Pacífico.

3.2 Ubicación y demarcación de la cuenca en estudio

3.2.1 Ubicación geográfica

La cuenca del subsistema de drenaje D-1000 se encuentra ubicada específicamente en la cuenca baja del valle Chancay – Lambayeque (**Ver acápite 1.1.2**), proyectado geográficamente entre los paralelos 6°31' y 6°43' de latitud sur, y entre el meridiano 79°43' y 80°00' de longitud oeste. (**Ver Figura 34**)

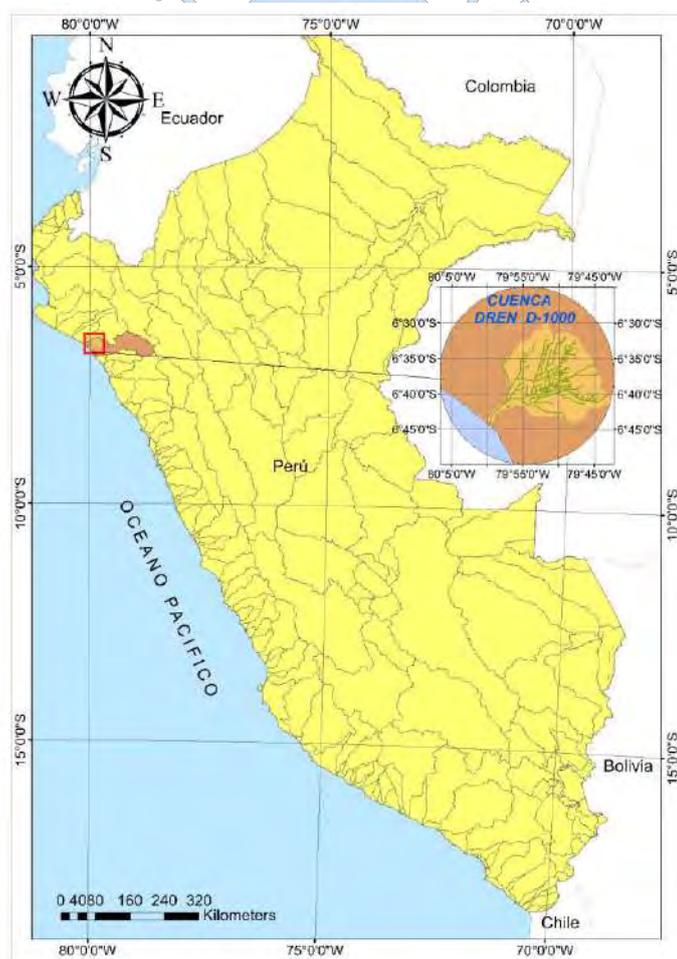


Figura 34: Mapa de ubicación geográfica de la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000

Fuente: Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2017)
Elaboración Propia

3.2.2 Ubicación hidrográfica

La cuenca del subsistema de drenaje D-1000 pertenece hidrográficamente a la vertiente del Pacífico, se encuentra ubicada dentro de la unidad hidrográfica denominada Intercuenca 137771, que forma parte de las 04 unidades hidrográficas del ámbito territorial que gestiona el Consejo de Recursos hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque, establecidas por D.S 008-2010 AG/MINAN (**Figura 35**).

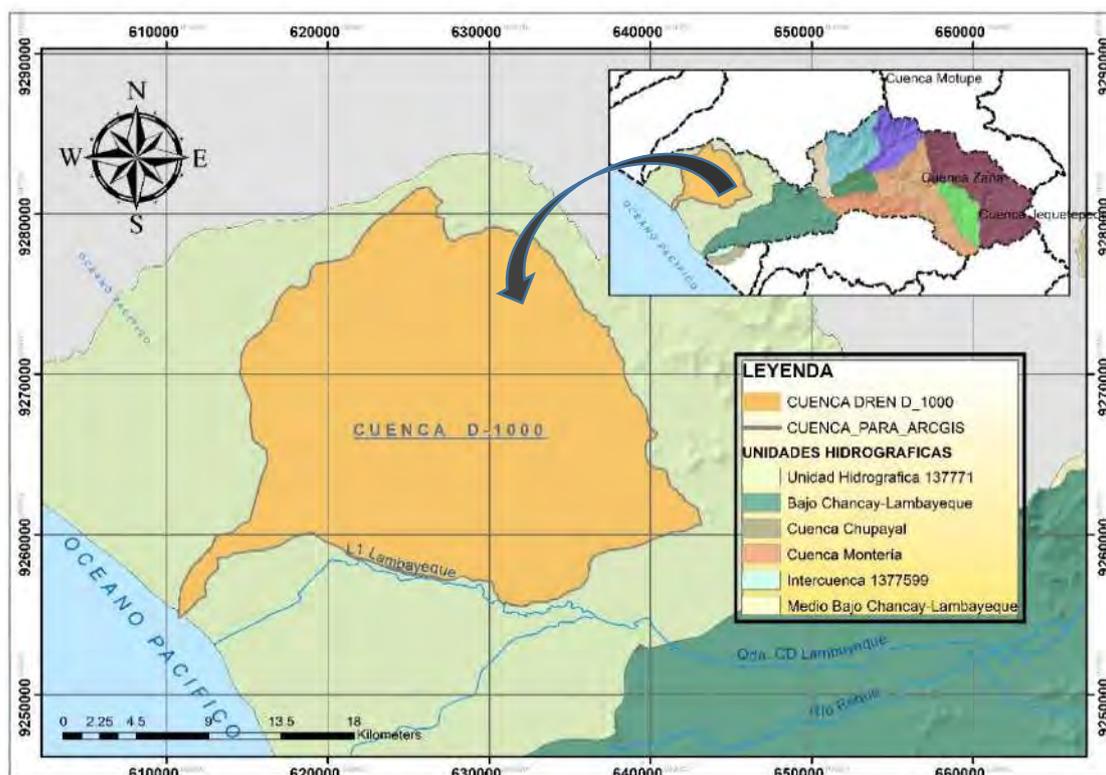


Figura 35: Mapa hidrográfico donde se ubica la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000

Fuente: Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2017)

Elaboración propia

3.2.3 Ubicación política

La cuenca del subsistema de drenaje D-1000 se encuentra ubicada políticamente en el ámbito de las provincias de Ferreñafe, Lambayeque y Chiclayo, pasando por los distritos de Pítipo, Mochumí, Picsi, Mesones Muro, Tuman y algunos centros poblados como Capote y Muy Finca (**Figura 36**).

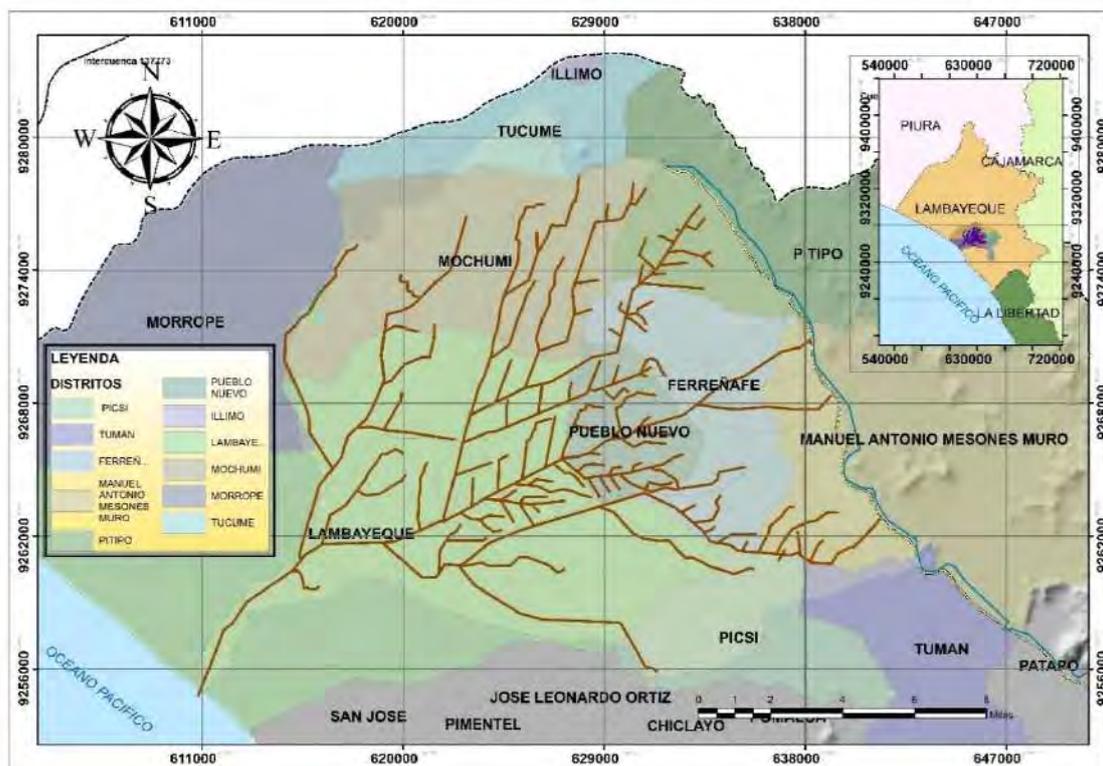


Figura 36: Mapa político donde se ubica la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000

Fuente: Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2017)

Elaboración propia

3.2.4 Accesibilidad – vías de comunicación

Las principales vías de acceso que conducen al sub sistema de drenaje D-1000 son las siguientes:

1. Siguiendo la ruta asfaltada Chiclayo–Ferreñafe, pasando por el distrito de Pícsi antes de llegar a la provincia de Ferreñafe se puede acceder al dren principal D-1400.
2. Siguiendo la misma vía, pasando la Provincia de Ferreñafe hasta antes del distrito de Pítipa se puede acceder a los drenes principales D-1700 y D-1000.
3. A pocos metros hacia el norte de la ciudad de Lambayeque existe un punto de acceso hacia el dren D-1400, el mismo que permite incorporarse sobre el a través de sus caminos de vigilancia.
4. Siguiendo la carretera Chiclayo - Piura se puede acceder al dren principal D-1000 muy cerca de su confluencia con el dren D-1400 y kilómetros más adelante se puede acceder al dren principal D-1200.

5. Siguiendo la carretera Chiclayo - Mochumí se ubica la confluencia de los drenes principales D-1000 y D-1500 mediante los cuales se puede acceder a través de sus caminos de vigilancia hacia sus drenes subsidiarios.

6. Siguiendo la ruta Chiclayo – Mochumí en el desvío hacia la provincia de Ferreñafe se puede acceder a los drenes D-1523 y D1000 a través de sus respectivos caminos de vigilancia y conducirse sobre el hacia los diferentes ramales subsidiarios.

En la **Figura 37** se puede observar las vías de acceso al sub sistema de drenaje D-1000.

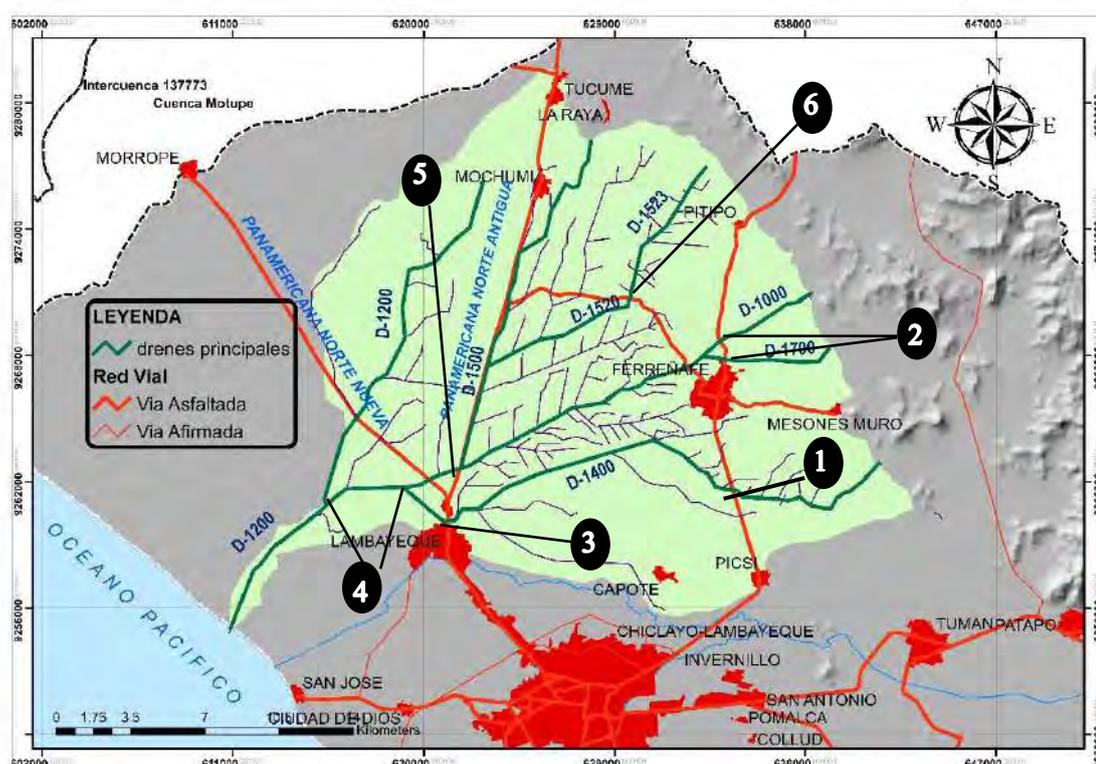


Figura 37: Vías de comunicación dren D-1000

Fuente: Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2017)

Elaboración propia

3.3 Topografía

La zona en estudio, cuenta con extensas áreas de planicies en casi todo su entorno. Para el levantamiento topográfico de la zona en estudio se ha optado por utilizar imágenes satelitales a través del uso del software Google Earth y otros softwares como Vizualizer, Global Maker y el AutoCAD Civil 3D.

La metodología contiene implícitamente los procedimientos que se desarrollan dentro de un levantamiento topográfico con drones, pues parte inicialmente de la captura de fotos

orto referenciales hechas en este caso por el propio Google Earth, y la masificación de puntos sobre el entorno a la imagen satelital, a fin de poder obtener una nube de puntos para su posterior tratamiento (**Ver Apéndice A**).

En el **Figura 38** se muestra el resultado de la generación de curvas de nivel sobre la zona de estudio, los cuales serán útil para realizar los cálculos morfométricos más adelante detallados.

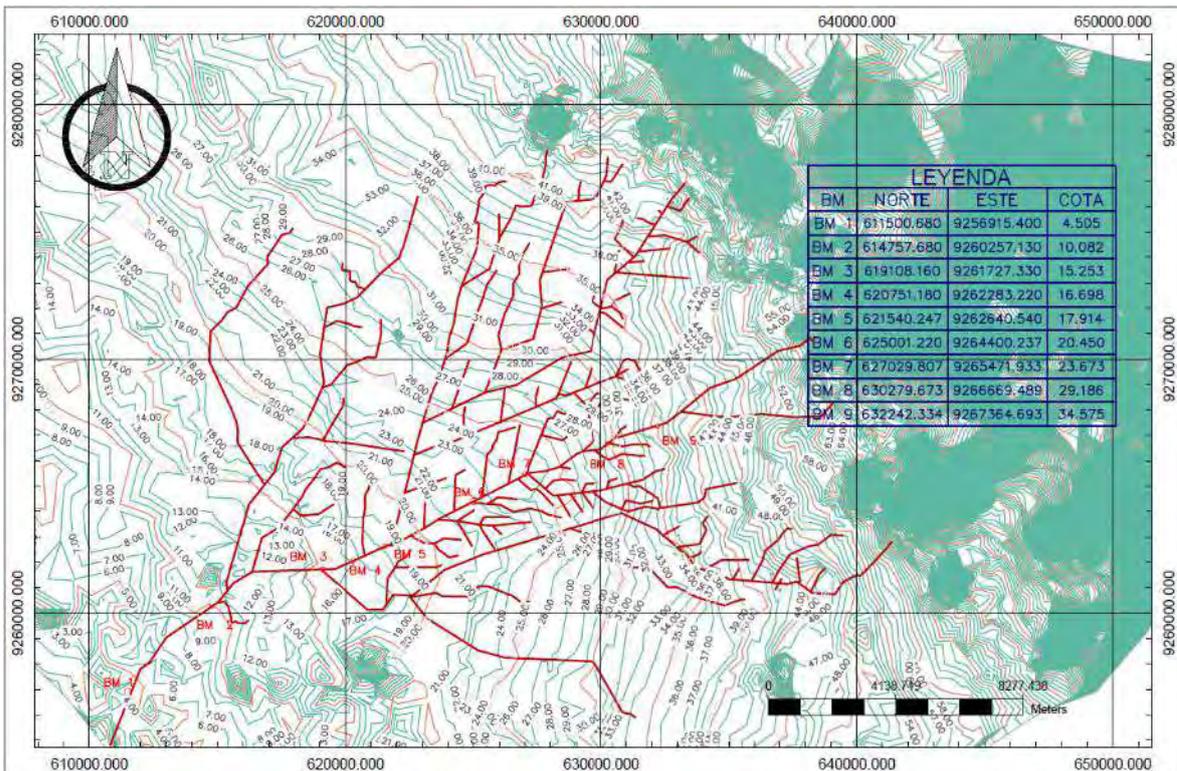


Figura 38: Curvas de nivel sobre la superficie del dren D-1000
Elaboración propia

3.3.1 Delimitación hidrográfica de la cuenca en estudio

3.3.1.1 Delimitación

Teniendo en cuenta que la superficie en estudio presenta una condición topográfica casi plana, la delimitación convencional no resulta del todo precisa durante su aplicación, por lo que se creyó conveniente complementar la delimitación en base al área de influencia de cada uno de los drenes principales (CP) del sistema en función a la atención y distribución de riego agrícola en la región, siendo las sumatorias de estas áreas el área total de la cuenca de sub sistema de drenaje D-1000 (**ver Apéndice B**).

La delimitación parcial de este subsistema de drenaje se efectuó con el propósito de evaluar con más detalle la representación de las fuentes de agua existentes hacia el dren troncal principal a fin de poder aplicar el modelamiento hidrológico más adelante.

En la **Figura 39** se muestra el resultado del proceso de delimitación de las sub cuencas identificadas, siguiendo los métodos y herramientas antes mencionadas.

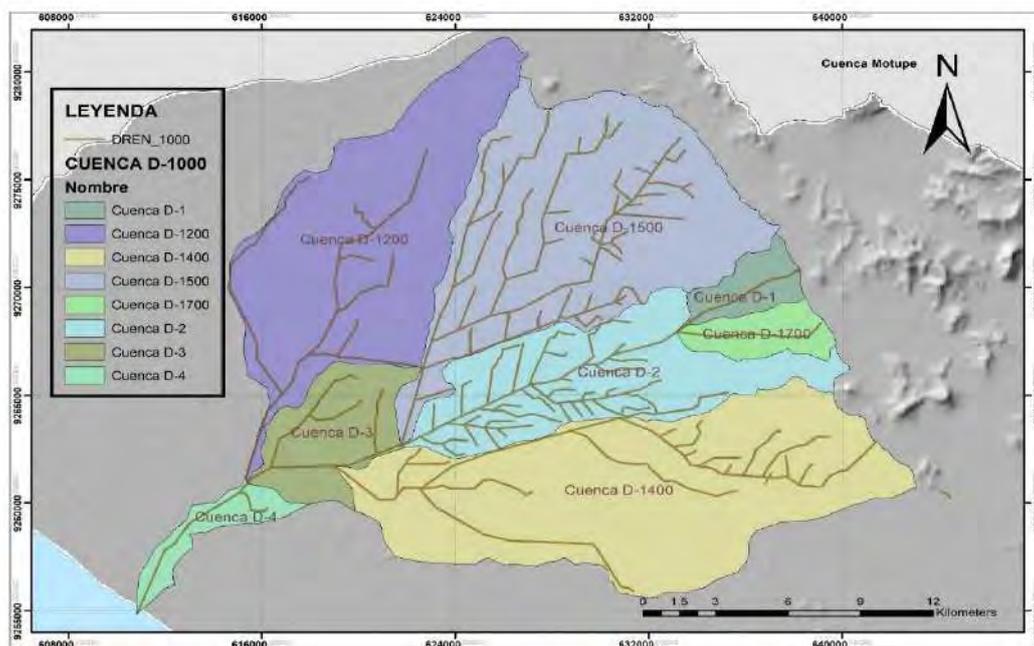


Figura 39: Delimitación de la cuenca D-1000

Elaboración propia

3.4 Climatología

Para caracterizar climatológicamente la zona en estudio, se ha considerado los registros de temperatura y precipitación máximos, promedio y mínimos de la estación hidrometeorológica Lambayeque.

3.4.1 Temperatura

3.4.1.1 Temperatura mínima

De la estación Lambayeque se pudo observar temperaturas mínimas media anual es de $17.9\text{ }^{\circ}\text{C}$ (...) (Ramos et al, 2000). Estas temperaturas por lo general se presentan durante los meses de septiembre los cuales son las temperaturas promedio más bajo en el año, para luego empezar su ascenso sostenido hacia el verano.

3.4.1.2 Temperatura media

Las temperaturas promedio anual en la estación Lambayeque alcanzan los $21.4\text{ }^{\circ}\text{C}$ según (Ministerio de Agricultura y Autoridad Nacional del Agua (ANA), 2013).

3.4.1.3 Temperatura máxima

La temperatura máxima de la estación Lambayeque alcanza los 29.9° C en el mes de febrero descendiendo luego gradualmente hasta los 22.7°C hacia el mes de agosto (...) (Ramos, y otros, 2000).

3.4.2 Precipitación

En la cuenca baja las lluvias se registran en los meses de diciembre a abril. La estación CP-Lambayeque llega a presentar lluvia en promedio de 5,7 mm en los meses de marzo; mientras que su periodo de estiaje comprende desde junio y agosto llegando a promedios de lluvia de 0,1mm.

3.5 Geología

3.5.1 Geología general

El estudio geológico de la zona en estudio se ha realizado en base a la información cartográfica disponible, tomando como base el mapa geológico de la cuenca Chancay – Lambayeque definido por el consejo de recursos hídrico de la cuenca Chancay – Lambayeque (**Figura 40**), el mapa geológico del Perú a escala 1:100,000 (**Anexo A**) y (Ramos et al, 2000).

De acuerdo al Mapa geológico del Perú, en la zona estudio se encuentran formaciones de origen recientes como las de Cuaternario en el Cenozoico, en la que “(...) se distinguen depósitos eólicos y fluviales, así como mantas de arena y médanos que se extienden desde Piura por la llanura litoral y constituyen mayormente la formación ecológica de desierto sub tropical”, (Ramos et al, 2000).

En nuestra zona en estudio se encuentran cubriendo pequeñas áreas ubicadas entre el departamento de Lambayeque y el litoral oceánico, debajo de los caseríos como Yencala Leon, Huaca Chotuna, Casa blanca, San Rumaldo entre otros.

La zona de estudio comprende una extensión aproximadamente de 477.88 km², la misma que en su totalidad se encuentra comprendida por depósitos aluviales y una fracción hacia el norte de la playa Naylamp, de depósitos lacustres y el cordón litoral de la zona.

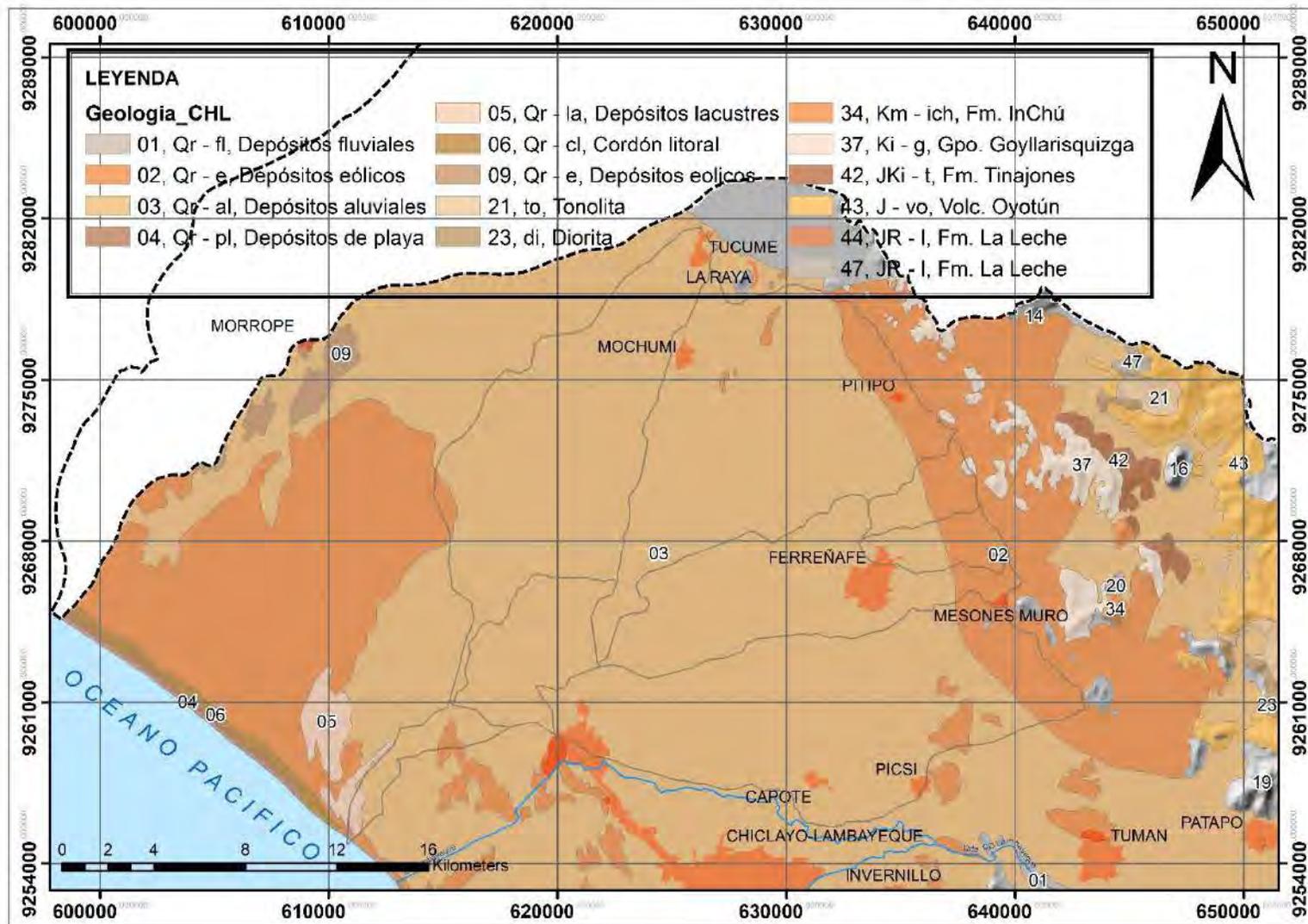


Figura 40: Mapa geológico de la zona baja de la cuenca Chancay – Lambayeque

Fuente: Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2017)

Elaboración propia

3.5.2 Geomorfología

Las características desde el punto de vista geomorfológico de la zona en estudio fueron tomadas a partir de (Nuñez, Villacorta, Chira, & Rivera, 2006), cuyas investigaciones y resultados sirven de referencia para desarrollo del marco del presente estudio.

3.5.2.1 Unidades geomorfológicas

Las unidades geomorfológicas que predominan en toda la extensión del área estudiada, está conformada por extensas pampas de material cuaternario en el Cenozoico, las mismas que presentan unidades geomorfológicas siguientes:

- **Formas de origen marino**

- **Borde litoral**

Se extiende de noreste a sureste en forma de una faja delgada de 1 a 2 km de ancho. Está expuesta a la acción de las olas y lo conforman bahías, puntas, playas donde se genera acumulación de arenas como consecuencia de las corrientes litorales las cuales están expuestas al socavamiento y erosión de las olas y tsunamis, Núñez et al (2006).

En la desembocadura de la cuenca en estudio se puede apreciar este tipo de unidades geomorfológicas de suelo.

- **Formas de origen eólico**

- **Planicie eólica**

Se forman a partir de la acumulación de arenas transportadas por el viento, bordean la planicie fluvio-aluvial formando dunas, barjanes y mantos de arena.

En la desembocadura de la cuenca en estudio aparecen dunas y barjanes de arena en el litoral entre la zona de San José y Santa Rosa, y la línea de playa, (Nuñez et al, 2006).

- **Formas de origen fluvial**

- **Planicie fluvio-aluvial**

Se encuentra entre el borde litoral y las estribaciones de la cordillera occidental, aquí es donde se asientan las principales ciudades de la región. Lo conforman conglomerados, arenas, arcillas, material no consolidados, movable (fluvial) y terrazas bajas (aluvial). Por su superficie plana es propensa a las inundaciones, (Nuñez et al, 2006).

3.5.3 Suelos

Dentro de la zona en estudio se desarrollan diversas series de suelo las cuales se describen a continuación.

3.5.3.1 Series de suelo

Las series de suelos más importantes que se ubican en el área de influencia del D-1000, son las siguientes (Asesores técnicos Asociados - ATA, 2014):

- a) **Serie Chiclayo (CHI):** Esta serie es de origen netamente aluvial, presenta una textura del tipo arcilla (Arc) ó franco arcilloso (Fco. Arc) entre los 0,00 m a 1,60 m; su drenaje subsuperficial varía entre bueno y pobre.
- b) **Serie Mochumí (MCH):** Esta serie es de origen aluvial, presenta una textura del tipo franco (Fco) o franco arenoso (Fco. Ao) entre los 0,00 m a 1,60 m de profundidad, pudiendo también presentar piedra, grava y/o gravilla en el perfil; su drenaje subsuperficial varía de bueno a pobre.
- c) **Serie Túcume (TC):** Esta serie presenta también origen aluvial; su perfil representativo es de textura media que descansa sobre textura ligera, su drenaje normalmente es bueno, aunque algunas veces es del tipo pobre.
- d) **Serie Ferreñafe (FE):** Esta serie es de origen aluvial; presenta una extensa superficie llana cuyo perfil de suelo presenta una textura pesada que descansa sobre otra pesada; su drenaje interno que va de bueno a pobre.
- e) **Serie Lambayeque (LB):** Esta serie de suelo es de origen aluvial, su perfil representativo corresponde a texturas medias que descansan sobre texturas pesadas, su drenaje interno es bueno, existiendo también del tipo pobre.
- f) **Serie Mórrope (MP):** Son suelos de origen aluvial; cuyo perfil representativo presenta texturas pesadas que descansa sobre texturas ligeras, presenta planos fisiográficos que pueden ser llanura y ladera; su drenaje interno es bueno, encontrándose también del tipo pobre.
- g) **Serie Tumán (TU):** Estos suelos se caracterizan también por su origen aluvial; presenta un plano fisiográfico del tipo llanura; el drenaje interno es bueno, no se observa erosión y tiene como cultivo predominante la caña de azúcar.

3.5.3.2 Uso actual de los suelos

El Gobierno Regional de Lambayeque (2016) define que en todo el valle agrícola Chancay-Lambayeque se han identificado catorce unidades de uso actual (**Ver Figura 41**).

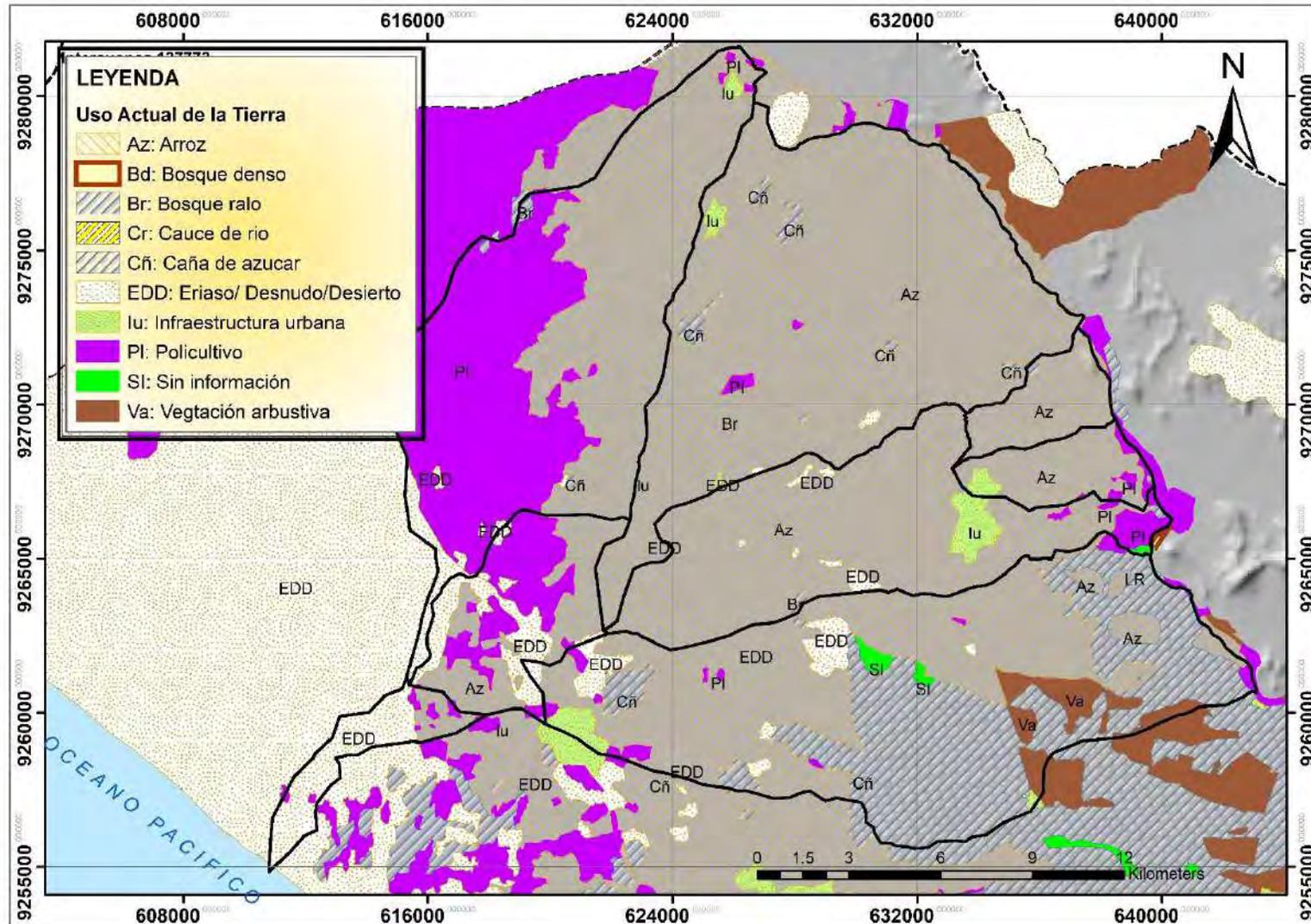


Figura 41: Mapa uso actual de los suelos – cuenca baja Chancay – Lambayeque

Fuente: Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2017)

Elaboración propia

Arroz, caña de azúcar, policultivo, secano, cultivo de riego, pasto natural, vegetación arbustiva, bosque ralo, bosque denso, bosque seco estacional, eriazos /desnudo/desierto, laguna/reservorio, cauce de río e infraestructura urbana.

De las catorce unidades de uso actual de los suelos, los cultivos de arroz y caña de azúcar predominan más en el valle pues generan una de las mayores actividades económicas – productivas de la región, (Banco central de reserva del Perú, 2008).

3.6 Cobertura vegetal

En base a la información cartográfica disponible por parte del consejo de recursos hídrico de la cuenca Chancay – Lambayeque (**Ver Figura 42**), en nuestra zona en estudio predominan las áreas de cultivos agrícolas (Cua), las mismas que se extiende desde Túcume a Reque y de Pimentel hasta el sur de Chongoyape. A su vez se aprecia una considerable área de planicie costera sin vegetación (PL ce SV) y un área de bosque seco tipo sabana (Bs sa).

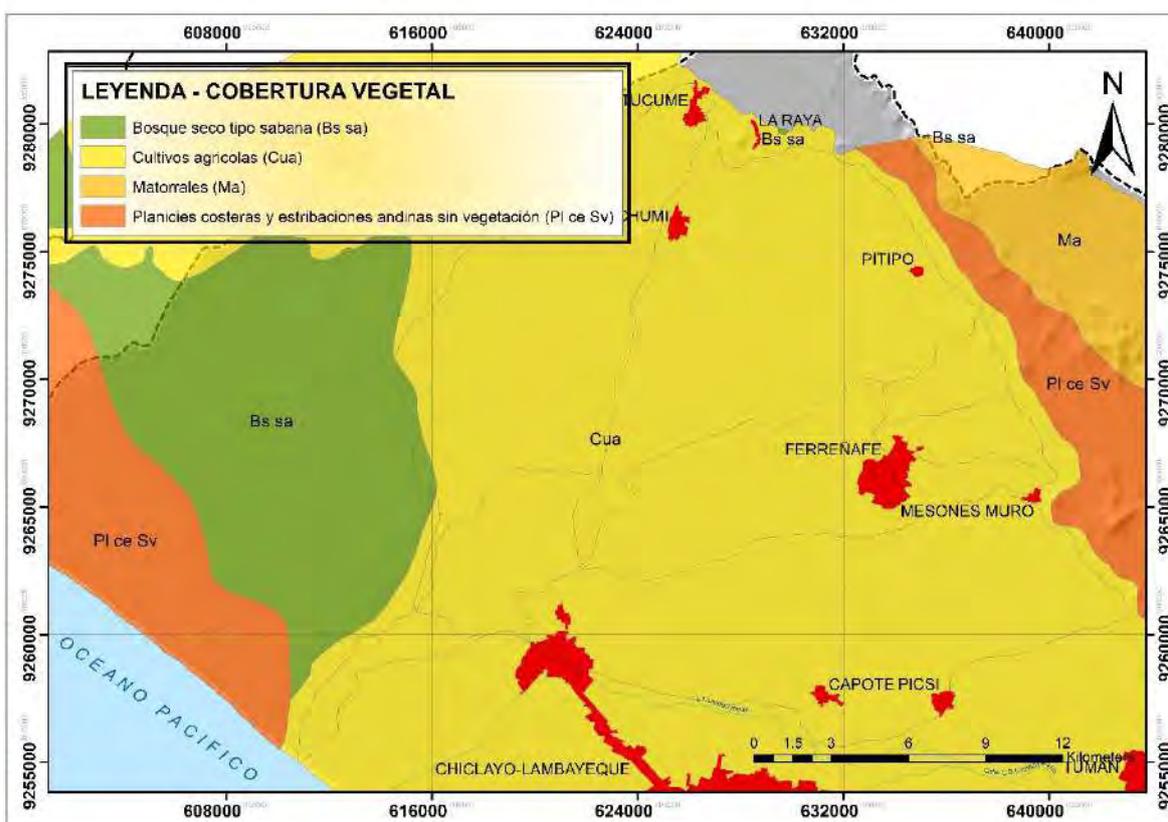


Figura 42: Cobertura vegetal de la cuenca baja Chancay – Lambayeque

Fuente: Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chancay – Lambayeque. (2017)

Elaboración propia

3.6.1 Características de la cuenca en estudio

3.6.1.1 Características morfológicas

A continuación, se muestra las características morfológicas de la cuenca en general y las subcuencas en estudio:

A. Parámetros de forma de la cuenca D-1000 y sus sub cuencas

Los principales parámetros de forma para la cuenca D-1000 y sus sub cuencas en estudio, se resumen en las siguientes tablas:

CUENCA D-1000:

La cuenca en general D-1000 se clasifica como una cuenca de grandes extensiones cuyo factor de forma y coeficiente de compacidad evidencian una ligera tendencia a las crecientes y tiempos de concentración relativamente más largos, debido a su forma ni tan alargada ni ensanchada de la cuenca.

Tabla 22: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1000

Parámetros	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	478.65
Perímetro de la cuenca	Km	109.25
Longitud del río Principal	Km	33.31
Ancho promedio de la cuenca	Km	14.37
Coeficiente de compacidad		1.41
Factor de forma		0.43
Lado mayor	Km	44.18
Lado menor	Km	10.83
Radio de circularidad	km	0.50

Elaboración propia

SUBCUENCA D-1200

La subcuenca D-1200, se clasifica según su tamaño como una cuenca de superficie mediana, con un kc, Ff y Rci que definen una cuenca del tipo alargada, por lo tanto, presentaran tiempos de concentración largos, con gastos pico débiles por ende con una baja tendencia a las avenidas.

Tabla 23: Resumen de los parámetros de forma de la subcuenca D-1200

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	101.24
Perímetro de la cuenca	Km	56.35
Longitud del río Principal	Km	12.48
Ancho promedio de la cuenca	Km	8.12
Coefficiente de compacidad (K _c)		1.58
Factor de forma (F _f)		0.65
Lado mayor	Km	24.19
Lado menor	Km	4.19
Radio de circularidad (R _c)	km	0.40

Elaboración propia

SUBCUENCA D-1500

Subcuenca D-1500 se clasifica según su tamaño como una cuenca mediana, el cual presenta también una forma alargada definido por los parámetros k_c , F_f y R_{ci} por lo tanto, las descargas podrían ser de menor volumen y con tiempos de concentración largos.

Tabla 24: Resumen del parámetro de forma de la cuenca D-1500

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	118.59
Perímetro de la cuenca	Km	56.96
Longitud del río Principal	Km	20.82
Ancho promedio de la cuenca	Km	5.70
Coefficiente de compacidad (K _c)		1.47
Factor de forma (F _f)		0.27
Lado mayor	Km	23.67
Lado menor	Km	5.01
Radio de circularidad (R _c)	km	0.46

Elaboración propia

SUBCUENCA D-1

La subcuenca D-1 se clasifica según su tamaño como una cuenca pequeña y muestra una forma alargada, por lo tanto, presenta tendencia a las crecidas con tiempos de concentración altos.

Tabla 25: Resumen de los parámetros de forma de la Subcuenca D-1

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	10.66
Perímetro de la cuenca	Km	16.52
Longitud del río Principal	Km	6.05
Ancho promedio de la cuenca	Km	1.76
Coefficiente de compacidad (K _c)		1.43
Factor de forma (F _f)		0.29
Lado mayor	Km	6.73
Lado menor	Km	1.58
Radio de circularidad (R _c)	km	0.49

Elaboración propia

SUBCUENCA D-1700

La subcuenca D-1700, tiene forma ligeramente alargada, con tiempo de concentración relativamente alto y se clasifica como una sub cuenca pequeña, según los valores obtenidos en la siguiente tabla.

Tabla 26: Resumen de los parámetros de forma de la Subcuenca D-1700

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	11.78
Perímetro de la cuenca	Km	16.14
Longitud del río Principal	Km	6.19
Ancho promedio de la cuenca	Km	1.90
Coefficiente de compacidad (K _c)		1.33
Factor de forma (F _f)		0.31
Lado mayor	Km	6.24
Lado menor	Km	1.89
Radio de circularidad (R _c)	km	0.57

Elaboración propia

SUBCUENCA D-2

Se clasifica como una cuenca de mediana tamaño, con menor tendencia a las crecidas debido a su a que los parámetros k_c , F_f y R_{ci} obtenidos, son indicativos de cuencas alargadas y/o asimétricas.

Tabla 27: Resumen de los parámetros de forma de la Subcuenca D-2

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	63.89
Perímetro de la cuenca	Km	47.86
Longitud del río Principal	Km	12.81
Ancho promedio de la cuenca	Km	4.99
Coefficiente de compacidad (K_c)		1.69
Factor de forma (F_f)		0.39
Lado mayor	Km	21.07
Lado menor	Km	3.03
Radio de circularidad (R_c)	km	0.35

Elaboración propia

SUBCUENCA D-1400

Se clasifica como una cuenca de mediana tamaño, el cual presenta también una forma alargada definida por los parámetros k_c , F_f y R_{ci} por lo tanto, las descargas podrían ser de menor volumen y con tiempos de concentración largos.

Tabla 28: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1400

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	134.17
Perímetro de la cuenca	Km	59.30
Longitud del río Principal	Km	24.20
Ancho promedio de la cuenca	Km	5.54
Coefficiente de compacidad (K_c)		1.44
Factor de forma (F_f)		0.23
Lado mayor	Km	24.35
Lado menor	Km	5.51
Radio de circularidad (R_c)	km	0.48

Elaboración propia

SUBCUENCA D-3

Se caracteriza por ser una subcuenca de pequeño tamaño, con una baja tendencia a las crecidas, por lo tanto, presenta tiempos de concentración cortos.

Tabla 29: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1000

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	27.85
Perímetro de la cuenca	Km	26.02
Longitud del río Principal	Km	6.79
Ancho promedio de la cuenca	Km	4.10
Coefficiente de compacidad (K _c)		1.39
Factor de forma (F _f)		0.6
Lado mayor	Km	10.43
Lado menor	Km	2.67
Radio de circularidad (R _c)	km	0.52

Elaboración propia

SUBCUENCA D-4

La subcuenca D-4 es una cuenca pequeña, que presenta una forma muy alargada, con una baja a tendencia a las crecidas y tiempos de concentración más largos con gastos pico más atenuados.

Tabla 30: Resumen de los parámetros de forma de la cuenca D-1000

Parámetro	Und	Valor
Área total de la cuenca	Km ²	10.47
Perímetro de la cuenca	Km	21.74
Longitud del río Principal	Km	7.68
Ancho promedio de la cuenca	Km	1.36
Coefficiente de compacidad (K _c)		1.90
Factor de forma (F _f)		0.18
Lado mayor	Km	9.89
Lado menor	Km	1.06
Radio de circularidad (R _c)	km	0.28

Elaboración propia

B. Parámetros de relieve de la cuenca

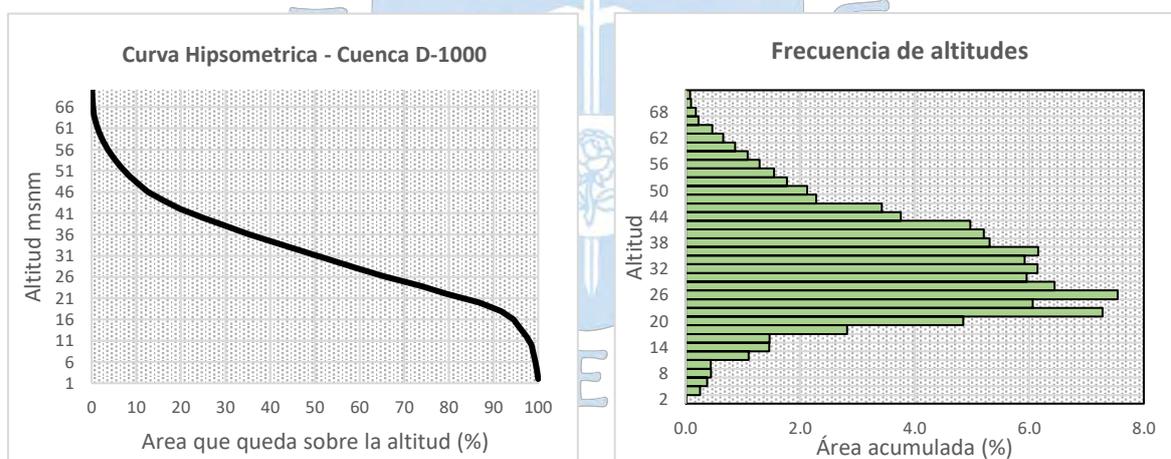
El relieve posee una importante incidencia sobre la esorrentía de una cuenca, pues permiten evaluar el grado de respuesta hidrológica de una cuenca, de allí la necesidad de definir dentro este estudio algunos de los más importantes indicadores que definen el relieve de la zona de estudio, que entre los más utilizados destacan:

Curva hipsométrica

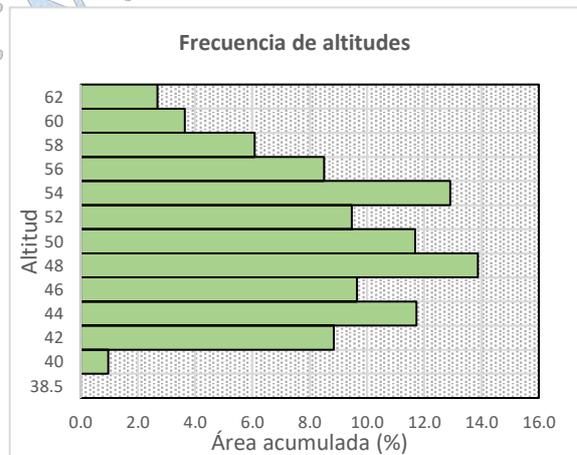
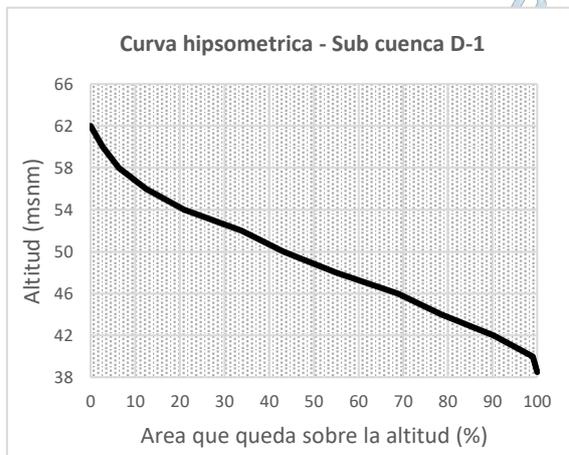
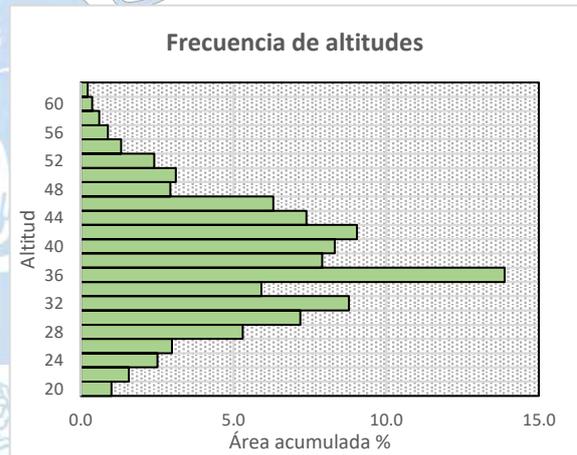
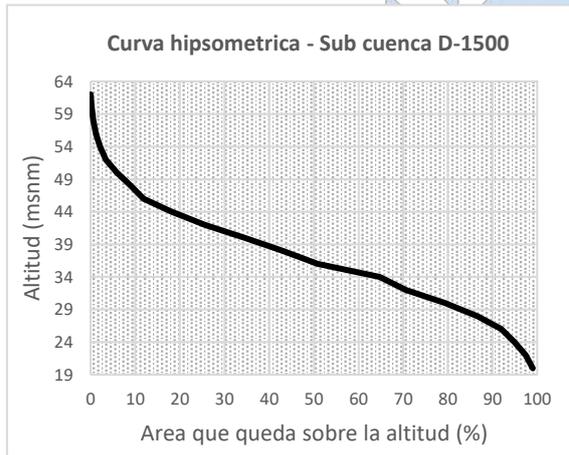
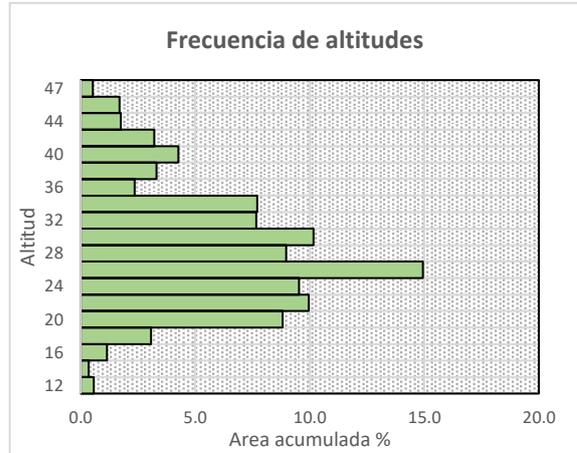
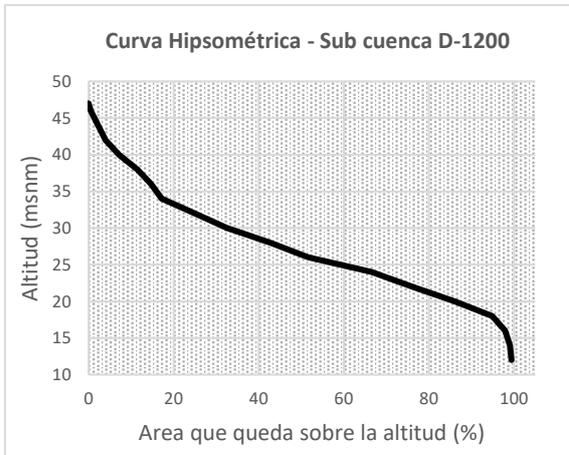
Las curvas hipsométricas para la cuenca y sub cuencas de estudio se graficarán en la **Figura 24**, en función a tres tipos de curvas hipsométricas definidos en el acápite 2.2.2.2.

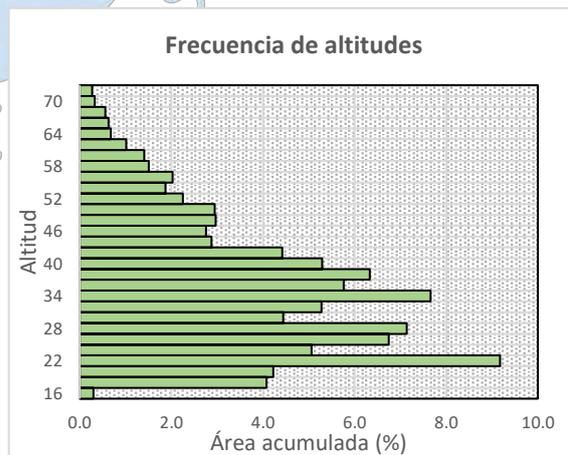
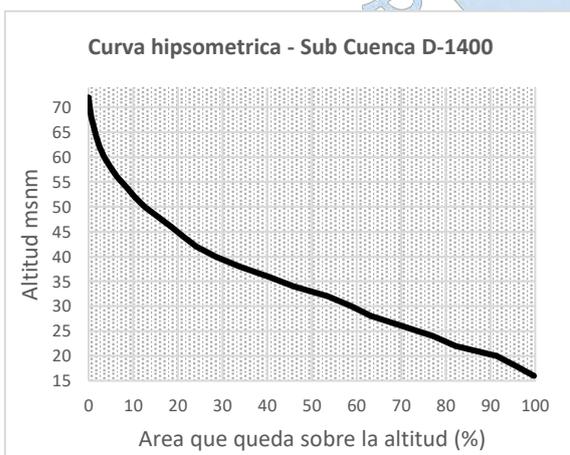
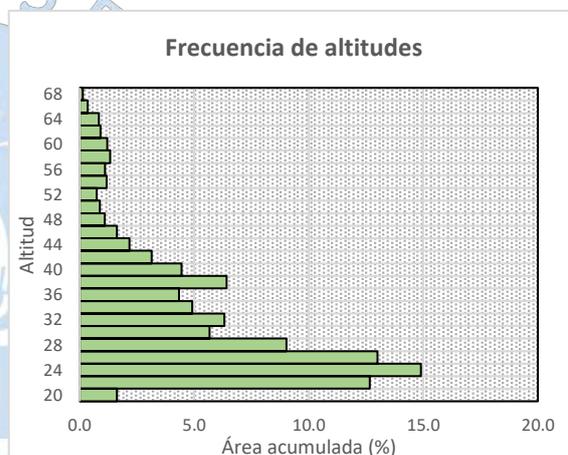
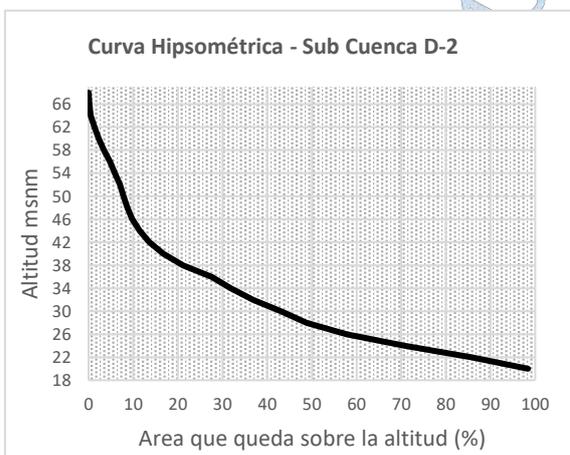
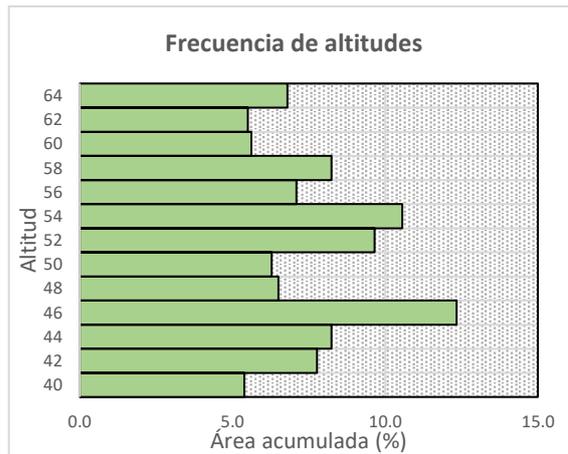
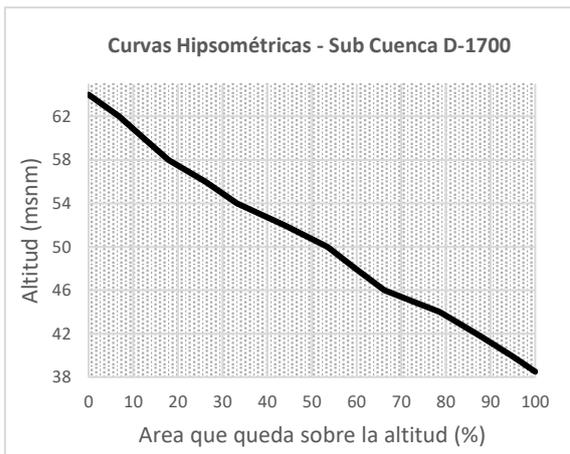
Polígonos de frecuencia

La representación y distribución de la altitud más frecuente de la cuenca y sub cuencas de estudio se representarán en la **Figura 43**.



SUB CUENCAS





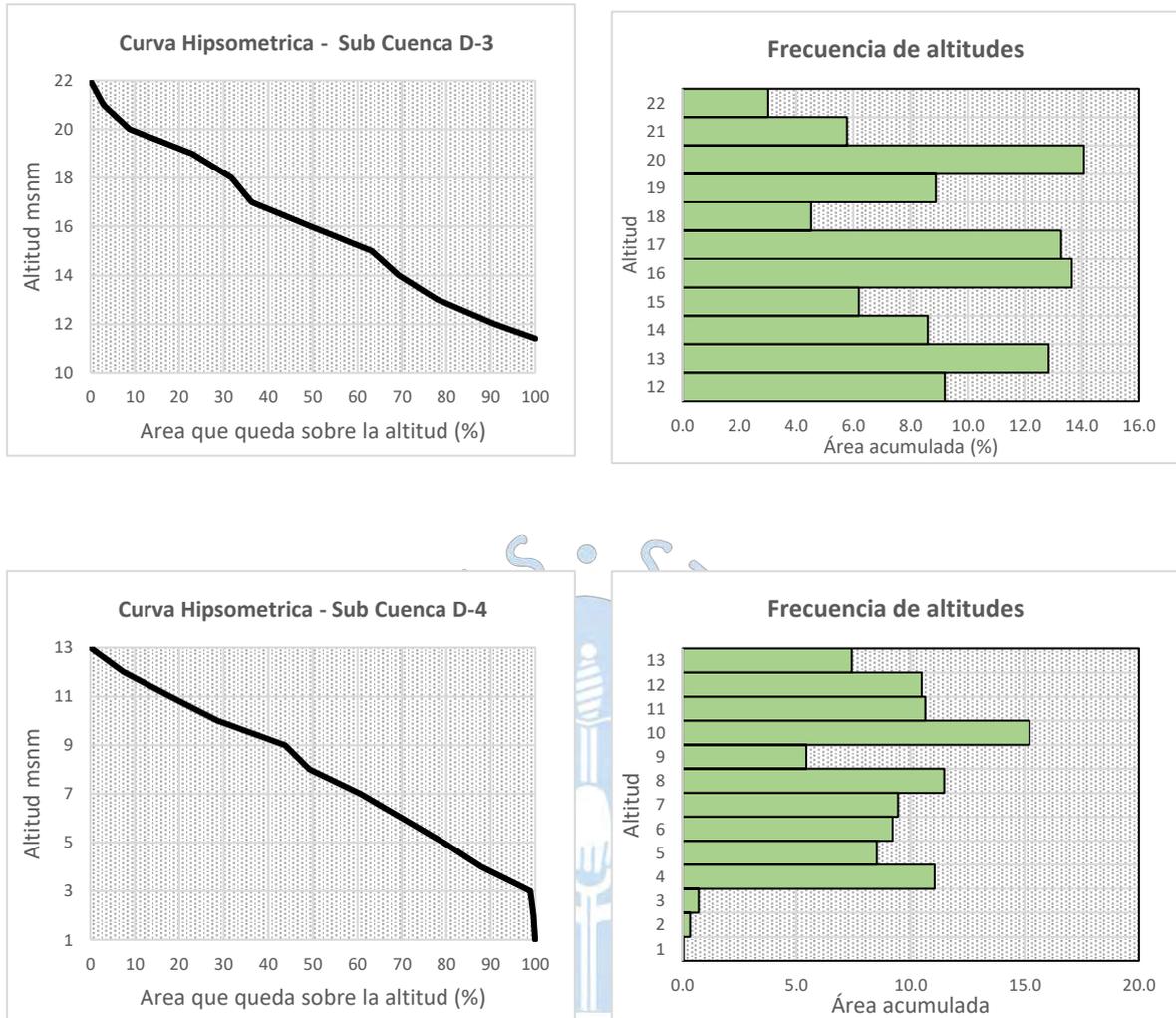


Figura 43: a) Curvas hipsométricas de la cuenca y subcuencas en estudio y b) Polígonos de frecuencia de las mismas.

Elaboración propia

La cuenca en general D-1000 tanto como las subcuencas en estudio D-1200, D-1500, D-1 y D-1700 según la clasificación descrita en acápite 2.2.2.2, se ajustan a la curva tipo B, cuya característica representa una cuenca en equilibrio morfológico, por no presentar pendientes con gran potencial erosivo.

Mientras que para las subcuencas D-2 y D-1400 tienen cierta similitud a la curva tipo C cuya cuenca es típica de una cuenca sedimentaria y las subcuencas D-3 y D-4 presentan pendientes ligeramente altas lo que refleja un potencial erosivo sobre la superficie.

Altitud media de la cuenca

A continuación, como ejemplo se muestra la manera de como se ha obtenido la altura media de toda la cuenca en estudio D-1000 siendo este de 31.3 m.s.n.m.

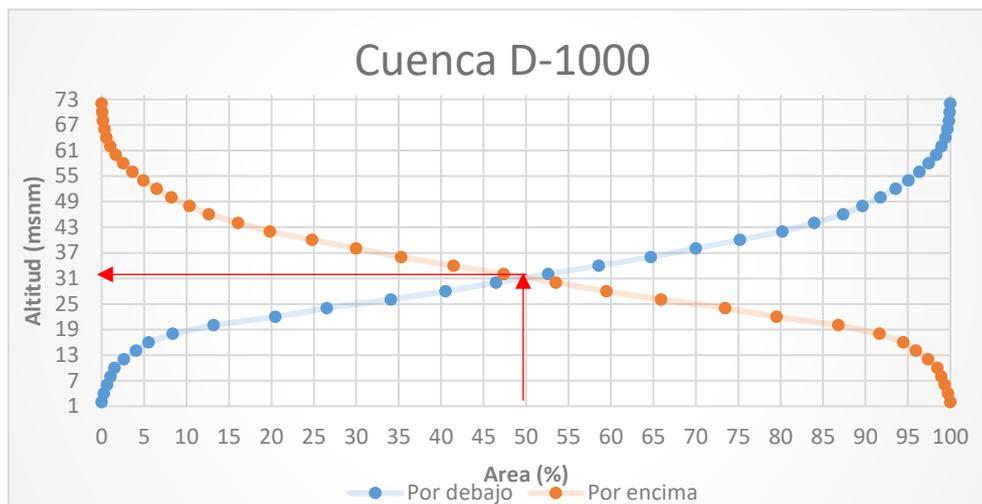


Figura 44: Representación gráfica para calcular la altura media de toda la cuenca en estudio D-1000

Elaboración propia

La representación gráfica para el cálculo de la altitud media para cada una de las sub cuencas en estudio se muestran en el **Apéndice C**.

El resto de los parámetros calculado dentro de este apartado como la pendiente media, coeficiente de masividad, orográfico y de torrenciabilidad se muestran en la **Tabla 31**.

Parámetros	Unidad de medida	Sub cuencas								
		D-1000	D-1200	D-1500	D-1	D-1700	D-2	D-3	D-1400	D-4
Curva hipsométrica	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Polígonos de frecuencia de altitudes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Altitud media de cuenca	msnm	31,3	26,2	36,2	48,9	50,8	27,8	16,05	32,95	7,93
Altitud máxima	msnm	72	47	62	62	64	68	22	72	13
Altitud mínima	msnm	0	11,51	18,65	38,38	38,38	18,65	11,51	15	0
Pendiente media de la cuenca según Alvord		0,003	0,002	0,003	0,007	0,006	0,003	0,004	0,003	0,004
Coefficiente de masividad		0,065	0,145	0,148	0,987	1,080	0,144	0,163	0,134	0,758
Coefficiente orográfico		2,050	2,132	2,597	10,38	13,41	1,320	0,740	2,402	6,008
Coefficiente torrenciabilidad		0,20	0,06	0,30	0,09	0,09	0,54	0,11	0,11	0,10

Tabla 31: Resumen del parámetro de relieve de la cuenca D-1000

Elaboración propia

C. Parámetros de la red hidrográfica

La importancia de definir estos parámetros radica en reflejar el grado de respuesta de evacuación de una cuenca frente a una tormenta. A mayor presencia densa de redes de drenaje la velocidad de escurrimiento será mayor.

Numero de orden de los ríos

A través de este parámetro se determinó el grado de ramificación de las corrientes de agua de la cuenca y sub cuencas de estudio, como resultado se obtuvo que la cuenca en general presenta un cauce principal de orden 4 y en las sub cuencas sus rangos varían entre 1 – 4, Ver **Figura 45**.

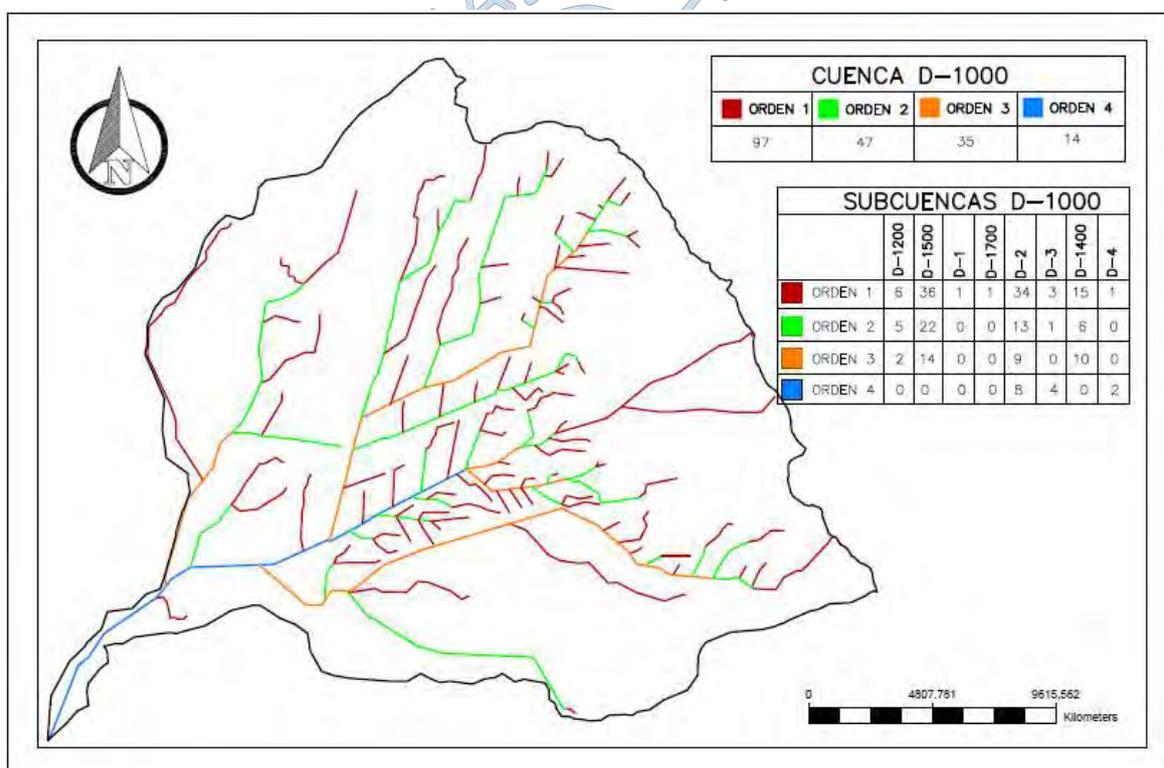


Figura 45: Grado de ramificación de la cuenca D-1000

Elaboración propia

Los parámetros de frecuencia de densidad de ríos, de drenaje, extensión media del escurrimiento superficial, pendiente media del río principal y altitud media del río se definen en la **Tabla 32**.

Tabla 32: Resumen de los parámetros de la red hidrográfica de la cuenca D-1000

Parámetros		Unidad de medida	Sub cuencas								
			D-1000	D-1200	D-1500	D-1	D-1700	D-2	D-3	D-1400	D-4
tipo de corriente		-	Perenne	Perenne	Perenne	Perenne	Perenne	Perenne	Perenne	Perenne	Perenne
Número de orden de los ríos	orden 1	-	97	6	36	1	1	34	3	15	1
	orden 2	-	47	5	22	0	0	13	1	6	0
	orden 3	-	35	2	14	0	0	9	0	10	0
	orden 4	-	14	0	0	0	0	8	4	0	2
	N° total de ríos	-	193	13	72	1	1	64	8	31	3
Longitud total de los ríos de diferente grado	orden 1	km	167,9	13,5	55,9	6,0	6,2	45,2	6,8	31,9	2,5
	orden 2	km	81,9	6,9	36,1	0	0,0	18,6	3,1	17,2	0
	orden 3	km	51,0	6,7	17,4	0	0,0	6,8	0	20,1	0
	orden 4	km	20,6	0	0	0,00	0,00	6,05	6,71	0,00	7,8
	Long total	km	321,4	27,1	109,4	6,0	6,2	76,5	16,6	69,2	10,3
Frecuencia de densidad de los ríos		ríos/km	0,40	0,13	0,61	0,09	0,09	1,01	0,29	0,23	0,29
Densidad de drenaje		km/km	0,67	0,27	0,92	0,56	0,54	1,21	0,60	0,52	0,98
Ext. media del escurrimiento		km ² /km	1,49	3,73	1,08	1,79	1,86	0,83	1,68	1,94	1,02
Cotas del cauce principal	Altitud máxima	msnm	55,48	21,99	33,45	55,48	56,028	38,38	18,565	48,62	11,51
	Altitud mínima	msnm	0	11,51	18,65	38,38	38,38	18,565	11,51	15	0
Pendiente media del rio principal		m/m	0,0008	0,0011	0,0009	0,0032	0,0036	0,0005	0,0013	0,0009	0,0007
Altura media del rio principal		msnm	27,837	13,28	23,584	42,36	44,502	21,175	9,03	29,172	2,5715

Elaboración propia

Capítulo 4 Hidrología de máximas avenidas

4.1 Información pluviométrica

Debido a la escasa cantidad de información pluviográfica sobre la zona en estudio, la estimación de las descargas máximas se ha realizado a partir de información de precipitaciones máximas de 24 horas mediante modelos de precipitación – escorrentía utilizando el software HEC HMS.

La región Lambayeque cuenta con 23 estaciones ubicadas dentro en todo su ámbito político (**Ver Anexo B**). De ellas se realizó una selección preliminar de las estaciones pluviométricas cercanas a la zona de estudio.

Las estaciones pluviométricas cercanas a la zona de estudio con registros de precipitaciones máximas en 24 fueron las siguientes estaciones: Ferreñafe con un registro de 32 años, Lambayeque con registro de 53 años, Granja Sasape con registro de 8 años y Vista Florida con registro de 9 años. (**Ver Tabla 33**)

Tabla 33: Estaciones pluviométricas consultadas

N°	Estación	Tipo	Ubicación Política			Coordenadas UTM			Periodo de registro
			Distrito	Provincia	Dpto.	Coord. Este	Coord. Norte	Altitud (m.s.n.m)	
1	Lambayeque	CP	Lambayeque	Lambayeque	Lambayeque	-6.700	-79.916	18	1964 -1967 / 1969 – 2005
2	Ferreñafe	CO	Ferreñafe	Ferreñafe	Lambayeque	-6.633	-79.783	67	1964 – 1982 / 1984 / 1995 –
3	Granja Sasape	CP	Morrope	Lambayeque	Lambayeque	-6.633	-79.783	24	1966-1971 / 1974-1975
4	Vista Florida	CO	Lambayeque	Lambayeque	Lambayeque	-6.8861	-79.835	21	1975-1983

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI
Elaboración propia

En el **Figura 46**, se muestra las ubicaciones de las estaciones pluviométricas identificadas cercanas a la zona en estudio.

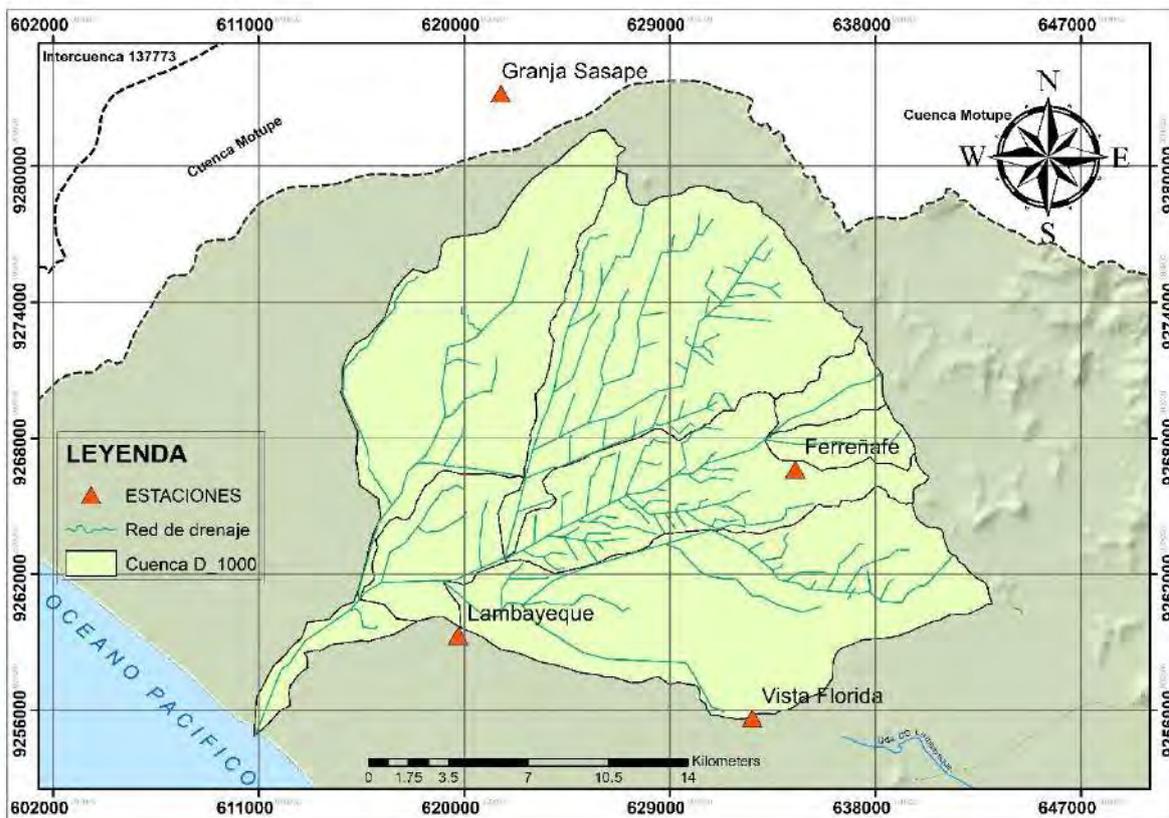


Figura 46: Mapa de ubicación de las estaciones meteorológicas más influyentes sobre la zona de estudio
Elaboración propia

De las 4 estaciones antes mencionadas cabe resaltar que las estaciones Ferreñafe, Vista Florida y Granja Sasape dejaron de funcionar hace varios años atrás, siendo la estación Ferreñafe la última en hacerlo (2004) y la estación Lambayeque la única que hasta el día de hoy sigue funcionando.

Teniendo en cuenta el criterio de confiabilidad de los datos pluviométricos para procesamiento de la información y estimaciones hidrológicas, las estaciones Vista Florida y Granja Sasape registran escasa información pluviométrica, por consiguiente, no serán tomadas en cuenta para la estimación de avenidas máximas, pero sí para otros cálculos.

4.2 Análisis de los datos pluviométrico

Los datos fueron recopilados del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y del Proyecto Especial Olmos Tinajones (PEOT) los cuales constan de precipitaciones máximas diarias y anuales.

Para el presente estudio se propuso sólo considerar las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, que como tal conforman dos fuentes de información confiables debido a la longitud de sus registros históricos (**Ver Apéndice E.1**).

Conociendo que la cuenca del sub sistema de drenaje D-1000 dispone de un área de aproximadamente 478.65 Km², la densidad de la red de estaciones sobre la zona en estudio es de 239.32 Km²/estación, quedando así dentro del margen valores adecuados para su utilización en el procesamiento y cálculos hidrológicos según las recomendaciones de la Organización Mundial de Meteorología (OMM) de 500 Km²/estación.

En las **Figuras 47 y 48** se pueden apreciar los histogramas de precipitación históricos de las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, así como las precipitaciones pico producto de los fenómenos El Niño suscitados en los años 1972, 1983, 1998 y último 2017, siendo para la estación Ferreñafe el máximo valor de precipitación la originada en el año 1998 con una altura pluviométrica de 182.8 mm.

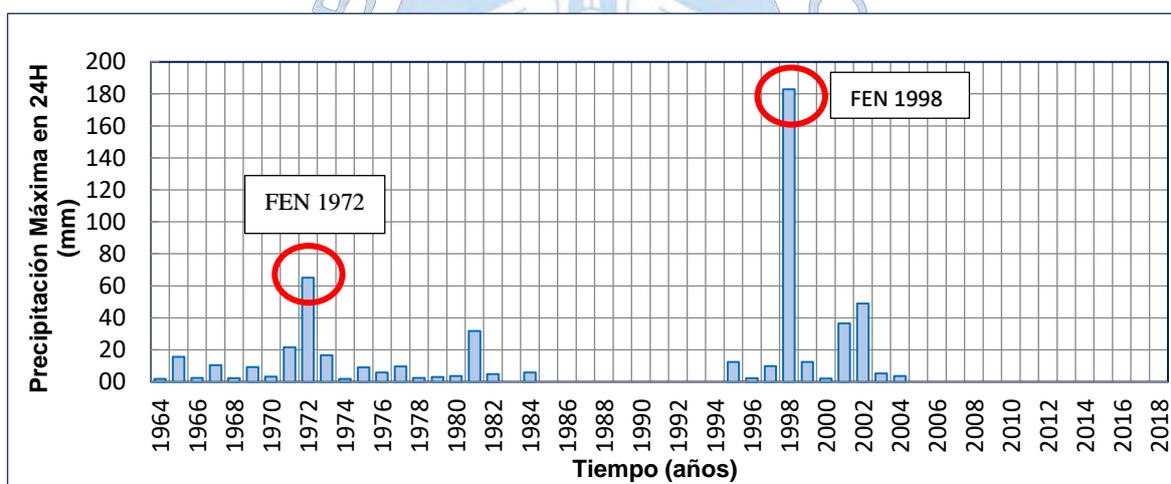


Figura 47: Histograma del registro histórico de la estación Ferreñafe

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI

Elaboración propia

Y para la estación Lambayeque el máximo valor de precipitación originada fue en el año 1998 con una altura de precipitación de 72 mm.

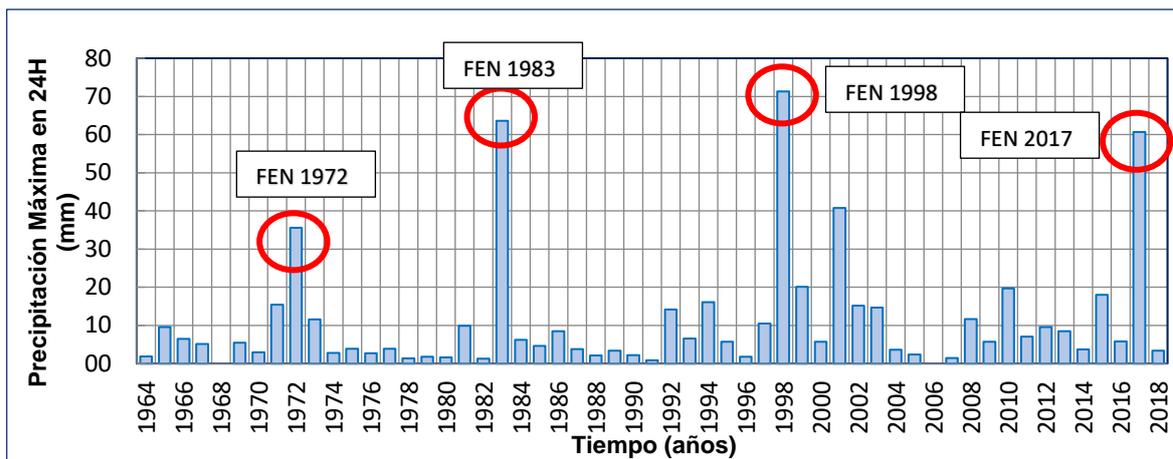


Figura 48: Histograma del registro histórico de la estación Lambayeque

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI

Elaboración propia

4.3 Tratamiento de datos de precipitación

4.3.1 Completado de datos

Con las series de datos de precipitaciones máximas diarias obtenidas de ambas estaciones, se observó la carencia de registros pluviométricos en ambas estaciones, especialmente en la estación Ferreñafe, por lo tanto, es prescindible el completado de datos.

Para el proceso de análisis de completado de datos pluviométricos se hará uso del método regresión simple, para lo cual es necesario comparar los registros históricos de una estación con otra para evaluar su correspondiente correlación y realizar el completado de datos.

La comparación de los datos de precipitación máxima diaria de la estación Ferreñafe, que es la estación con mayores registros ausentes se realizará considerando la información pluviométrica de 7 estaciones pluviométricas ubicadas dentro de la región incluyendo la estación Lambayeque, (**Ver Tabla 34**).

Los registros de todas las estaciones consideradas para el siguiente análisis se muestran en el **Apéndice E.2**.

Tabla 34: Estaciones consideradas para el proceso de completado de datos pluviométricos.

Estación	Latitud	Longitud	Estación	Altitud	Periodo de registro	Número de años
Lambayeque	-6.700	-79.916	CO-330	18	1964-2018	53
Reque	-6.8861	-79.8355	CO-332	21	1964 –	52
Granja Sasape	-6.6330	-79.7830	CO-SN	24	1966 -1975	8
Sipán	-6.8014	-79.6019	CO-334	85	1998 –	19
Pucalá	-6.7502	-79.6002	CO-299	85	1967 –	15
Pimentel	-6.8336	-79.9336	CO-338	4	1969 –	15
Vista florida	-6.8861	-79.8350	CO-SN	21	1975 –	9

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI

Elaboración propia

El proceso de correlación de estaciones se verificará a través del parámetro coeficiente de correlación “R” el cual en términos hidrológicos para considerarse aceptable la correlación entre dos estaciones cercanas el coeficiente de regresión debería comprender valores entre $-0.8 < R < 0.8$ (Pizarro et al, 1993).

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del proceso de correlación de todas las estaciones antes mencionadas.

Tabla 35: Coeficientes de correlación R

	FERREÑAFE	LAMBAYEQUE
FERREÑAFE	1.00	-
LAMBAYEQUE	0.91	1.00
REQUE	0.88	0.85
GRANJA SASAPE	0.75	0.19
PIMENTEL	0.79	0.93
PUCALA	0.32	0.74
SIPAN	0.98	0.87
VISTA FLORIDA	0.88	0.98

Elaboración propia

Como se puede apreciar en la **Tabla 35**, la correlación entre las estaciones Sipán y Ferreñafe presenta un máximo coeficiente de correlación de 0.98, siendo esta el mejor coeficiente de correlación existente. Sin embargo, la longitud de datos en común analizados es muy corto, producto de la poca información pluviométrica de años con la que cuenta la estación Sipán, por ende, no es muy confiable su completado a partir de esta estación.

Ocurre algo similar en la estación Lambayeque respecto a la estación Vista Florida, por lo que en conclusión las estaciones con mayor coeficiente de correlación mayor a 0.8 para considerarse aceptable y realizar su posterior complementación de información estará definido por la correlación de las estaciones Ferreñafe – Lambayeque, mismas que cuentan con un coeficiente considerablemente bueno de 0.91, siendo el máximo de todos los coeficientes después de los coeficientes antes descritos.

A continuación, en la **Figura 49** se muestra el gráfico obtenido de la regresión lineal de ambas estaciones escogidas.

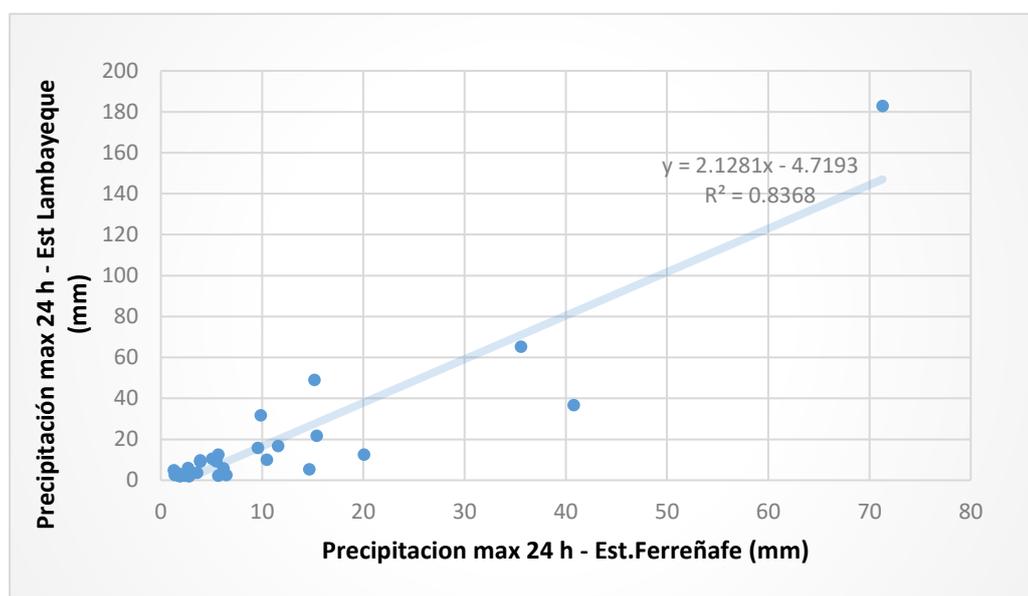


Figura 49: Regresión lineal de los datos de precipitación Ferreñafe y Lambayeque
Elaboración propia

Definida la ecuación de dos variables que gobierna la correlación de ambas estaciones: se procedió al completado y ampliación de los datos de precipitación ausentes en ambas estaciones (**Ver Tabla 36**).

Tabla 36: Serie completa y ampliada de registros pluviométricos para las estaciones Ferreñafe y Lambayeque

Estación Ferreñafe				Estación Lambayeque			
Años	Lluvia (P) mm	Años	Lluvia (P) mm	Años	Lluvia (P) mm	Años	Lluvia (P) mm
1964	1.8	1992	34.9	1964	1.9	1992	14.2
1965	15.7	1993	18.8	1965	9.6	1993	6.6
1966	2.5	1994	39.0	1966	6.5	1994	16.1
1967	10.4	1995	12.5	1967	5.1	1995	5.7
1968	2.2	1996	2.3	1968	2.55	1996	1.8
1969	9.2	1997	9.9	1969	5.5	1997	10.5
1970	3.2	1998	182.8	1970	3	1998	71.3
1971	21.7	1999	12.4	1971	15.4	1999	20.1
1972	65.2	2000	2.1	1972	35.6	2000	5.7
1973	16.6	2001	36.6	1973	11.6	2001	40.8
1974	1.8	2002	48.9	1974	2.8	2002	15.2
1975	9.0	2003	5.3	1975	3.9	2003	14.7
1976	5.9	2004	3.6	1976	2.7	2004	3.6
1977	9.7	2005	2.2	1977	3.9	2005	2.4
1978	2.4	2006	8.4	1978	1.4	2006	4.83
1979	3.0	2007	7.9	1979	1.8	2007	1.5
1980	3.6	2008	29.6	1980	1.6	2008	11.7
1981	31.7	2009	16.8	1981	9.9	2009	5.7
1982	4.8	2010	46.6	1982	1.3	2010	19.7
1983	140.1	2011	19.8	1983	63.6	2011	7.1
1984	5.8	2012	25.1	1984	6.2	2012	9.6
1985	14.51	2013	22.8	1985	4.6	2013	8.5
1986	22.81	2014	12.6	1986	8.5	2014	3.7
1987	12.81	2015	43.0	1987	3.8	2015	18
1988	9.19	2016	17.1	1988	2.1	2016	5.8
1990	9.40	2018	12.0	1990	2.2	2018	3.4
1991	6.63			1991	0.9		

Elaboración propia

4.4 Prueba de datos dudosos

Esta prueba se realizó para cada estación considerada sobre la zona en estudio, en el cual no se identificaron datos dudosos dentro de la serie de precipitaciones.

Tabla 37: Transformación de la serie de datos pluviométricos de la estación Ferreñafe

Nº	AÑO	P24	log(P24)	Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1964	1.8	0.25527251	29	1992	34.9	1.54330202
2	1965	15.7	1.19589965	30	1993	18.8	1.27334301
3	1966	2.5	0.39794001	31	1994	39.0	1.59086089
4	1967	10.4	1.01703334	32	1995	12.5	1.09691001
5	1968	2.2	0.34242268	33	1996	2.3	0.36172784
6	1969	9.2	0.96378783	34	1997	9.9	0.99563519
7	1970	3.2	0.50514998	35	1998	182.8	2.26197619
8	1971	21.7	1.33645973	36	1999	12.4	1.09342169
9	1972	65.2	1.8142476	37	2000	2.1	0.32221929
10	1973	16.6	1.22010809	38	2001	36.6	1.56348109
11	1974	1.8	0.25527251	39	2002	48.9	1.68930886
12	1975	9.0	0.95424251	40	2003	5.3	0.72427587
13	1976	5.9	0.77085201	41	2004	3.6	0.5563025
14	1977	9.7	0.98677173	42	2005	2.2	0.34242268
15	1978	2.4	0.38021124	43	2006	8.4	0.92427929
16	1979	3.0	0.47712125	44	2007	7.9	0.89825609
17	1980	3.6	0.5563025	45	2008	29.6	1.47155676
18	1981	31.7	1.50105926	46	2009	16.8	1.22658624
19	1982	4.8	0.68124124	47	2010	46.6	1.66878527
20	1983	140.1	2.14633415	48	2011	19.8	1.29729665
21	1984	5.8	0.76342799	49	2012	25.1	1.40052176
22	1985	14.5	1.16162431	50	2013	22.8	1.35809006
23	1986	22.8	1.35809006	51	2014	12.6	1.10013851
24	1987	12.8	1.10741621	52	2015	43.0	1.63372189
25	1988	9.2	0.96323564	53	2016	17.1	1.23203706
26	1989	12.0	1.07754377	54	2017	133.9	2.12676426
27	1990	9.4	0.9731796	55	2018	12.0	1.07754377
28	1991	6.6	0.82181409				

Elaboración propia

Tabla 38: Parámetros para el test de datos dudosos

	P24	Log(P24)
Numero de datos n	55	55
Suma Σ	1260.6	58.8148
Máximo	182.8	2.2620
Mínimo	1.8	0.2553
Promedio \bar{x}	22.9	1.0694
Desviación estándar s	34.6502	0.4932
Coficiente asimetría Cs	3.2455	0.2782
Cs/6 k	0.5409	0.0464

Elaboración propia

Prueba de datos dudosos para la estación Ferreñafe (Método Water Resources Council)

$$n = 55$$

$$Kn = 2.084 \text{ (Obtenido de la Tabla 9)}$$

- Umbral de datos dudosos altos (**xH: und. Logarítmicas**)

$$x_H = \bar{x} + kn * s$$

$$x_H = 2.45$$

precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H}$$

$$PH = 283.4 \text{ mm}$$

- Umbral de datos dudosos bajos (**xL: unid. Logarítmicas**)

$$x_L = \bar{x} - kn * s$$

$$x_L = -0.31$$

precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{x_L}$$

$$PL = 0.5 \text{ mm}$$

Tabla 39: Transformación de la serie de datos pluviométricos – Estación Lambayeque

Nº	AÑO	P24	log(P24)	Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1964	1.9	0.2787536	29	1992	14.2	1.15228834
2	1965	9.6	0.98227123	30	1993	6.6	0.81954394
3	1966	6.5	0.81291336	31	1994	16.1	1.20682588
4	1967	5.1	0.70757018	32	1995	5.7	0.75587486
5	1968	2.5	0.40579673	33	1996	1.8	0.25527251
6	1969	5.5	0.74036269	34	1997	10.5	1.0211893
7	1970	3.0	0.47712125	35	1998	71.3	1.85308953
8	1971	15.4	1.18752072	36	1999	20.1	1.30319606
9	1972	35.6	1.5514500	37	2000	5.7	0.75587486
10	1973	11.6	1.06445799	38	2001	40.8	1.61066016
11	1974	2.8	0.44715803	39	2002	15.2	1.18184359
12	1975	3.9	0.59106461	40	2003	14.7	1.16731733
13	1976	2.7	0.43136376	41	2004	3.6	0.5563025
14	1977	3.9	0.59106461	42	2005	2.4	0.38021124
15	1978	1.4	0.14612804	43	2006	4.8	0.68364523
16	1979	1.8	0.25527251	44	2007	1.5	0.17609126
17	1980	1.6	0.20411998	45	2008	11.7	1.06818586
18	1981	9.9	0.99563519	46	2009	5.7	0.75587486
19	1982	1.3	0.11394335	47	2010	19.7	1.29446623
20	1983	63.6	1.80345712	48	2011	7.1	0.85125835
21	1984	6.2	0.79239169	49	2012	9.6	0.98227123
22	1985	4.6	0.66275783	50	2013	8.5	0.92941893
23	1986	8.5	0.92941893	51	2014	3.7	0.56820172
24	1987	3.8	0.5797836	52	2015	18.0	1.25527251
25	1988	2.1	0.32221929	53	2016	5.8	0.76342799
26	1989	3.4	0.53147892	54	2017	60.7	1.78318869
27	1990	2.2	0.34242268	55	2018	3.4	0.53147892
28	1991	0.9	-0.04575749				

Elaboración propia

Tabla 40: Parámetros para el test de datos dudosos

	P24	Log(P24)
Numero de datos n	55	55
Suma Σ	610.3	43.5644
Máximo	71.3	1.8531
Mínimo	0.9	-0.0458
Promedio \bar{x}	11.1	0.7921
Desviación estándar s	15.2810	0.4485
Coefficiente asimetría Cs	2.7559	0.4984
Cs/6 k	0.4593	0.0831

Elaboración propia

Prueba de datos dudosos para la estación Lambayeque (Método Water Resources Council)

n = 55

Kn = 2.084 (Obtenido de la **Tabla 9**)

➤ Umbral de datos dudosos **altos** (**xH: und. Logarítmicas**)

$$x_H = \bar{x} + kn * s$$

$$x_H = 2.05$$

precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H}$$

$$PH = 112.1 \text{ mm}$$

➤ Umbral de datos dudosos **bajos** (**xL: unid. Logarítmicas**)

$$x_L = \bar{x} - kn * s$$

$$x_L = -0.47$$

precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{x_L}$$

PL= 0.3 mm**Tabla 41:**Resumen de datos dudosos encontrados en ambas estaciones

Nº	ESTACION	Nº DATOS	PREC MAX	PREC MIN	PREC MAX ACEPTADA	PREC MIN ACEPTADA	DATOS DUDOSOS
CO-331	FERREÑAFE	55	182.8	1.8	283.4	0.5	0
CP-301	LAMBAYEQUE	55	71.3	0.9	112.1	0.3	0

Elaboración propia

El test resultó favorable al no encontrarse datos dudosos dentro de la serie de precipitación en ambas estaciones, por lo tanto, no hubo la necesidad de eliminar ningún valor de la serie.

4.5 Análisis estadístico de datos de precipitación

Con la serie ampliada, completada y después de haber evaluado los datos dudosos, se procede a ajustar cada serie de precipitación a una distribución de frecuencia que represente el comportamiento probabilístico de la muestra, para ello utilizaremos el software HIDROESTA.

4.5.1 Distribuciones estadísticas con el software HIDROESTA

Para el cálculo de la distribución teórica se utilizó el software HIDROESTA, el cual a través del ingreso de la serie de datos de precipitación de cada estación al software se le asigna las diferentes distribuciones teóricas de probabilidad para determinar cuál de ellas se ajusta mejor las cuales serán evaluadas mediante la prueba de bondad y ajuste de Kolmogrov – Smirnov.

En la **Figura 50** se muestra como ejemplo de procesamiento de datos en el programa HidroEsta, el ingreso de la serie de máximos anuales de la estación Ferreñafe a la distribución Log Normal de 2 parámetros con un nivel de significancia de 0.05.

Como puede apreciarse en el gráfico la serie de datos se ajusta muy bien a la función probabilidad asignada.

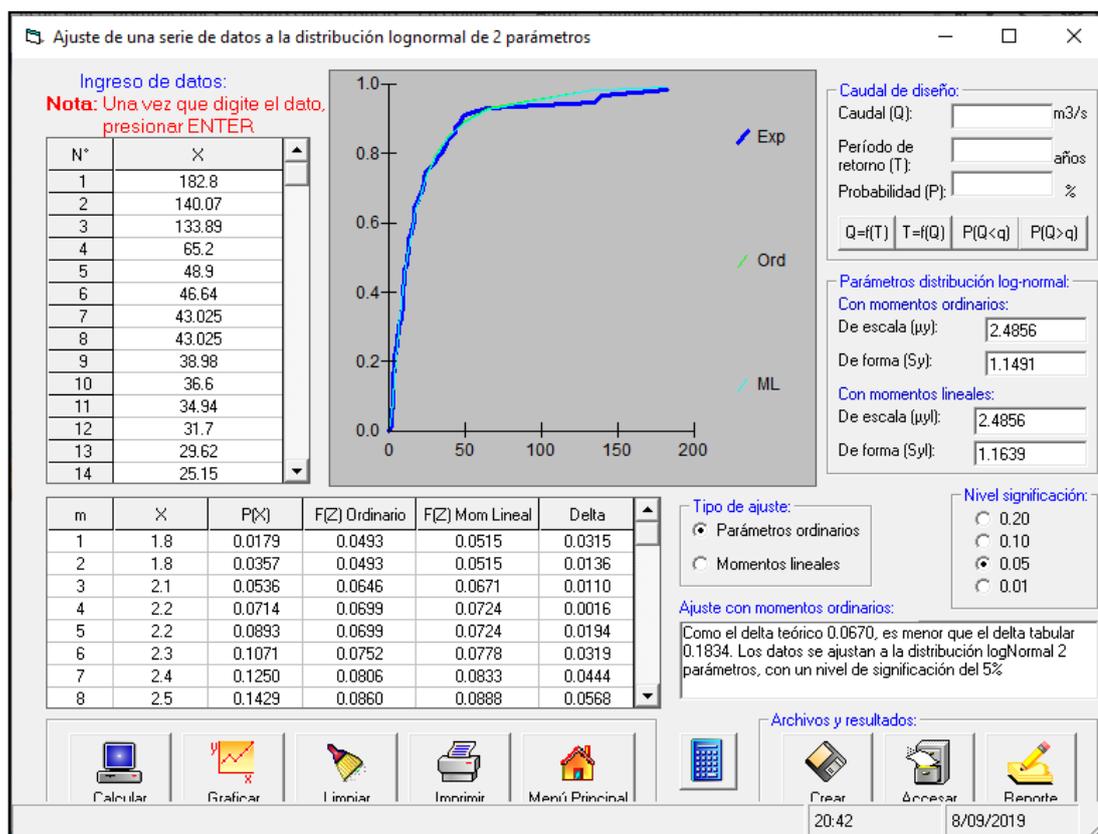


Figura 50: Ajuste de datos utilizando el software HidroEsta
Fuente: Software Hidroesta

4.5.2 Ajuste de modelos de distribución

En la **Tabla 42** se muestra el resumen para cada modelo de distribución teórica las precipitaciones de diseño para diferentes periodos de retorno de toda la serie de datos máximos de la estación Ferreñafe incluyendo su delta teórico y tabular concluyéndose lo siguiente:

Al analizar los deltas teóricos de las distribuciones Normal y Gumbel se puede apreciar que no se ajustan con la serie de datos de precipitación debido a que presentan un delta mayor al delta tabular especificado.

Los modelos Log normal 2P, 3P, Gamma 2P, 3P, Log Pearson III y Log Gumbel cuentan con un delta teórico menor que el delta tabular, demostrando su mejor ajuste a la serie de precipitación analizado.

Tabla 42: Resultado de las distribuciones probabilísticas de la precipitación máxima (mm) de la estación Ferreñafe

Estación	Distribución	Momento	Delta teórico	Delta tabular	Periodos de retorno (años)						
					2	5	10	25	50	100	200
FERREÑAFE	Normal	Ordinarios (1)	0.2533	0.1834	22.9	52.1	67.3	83.6	94.1	103.5	112.2
		Lineales (2)	0.2546	0.1834	22.9	43.5	54.3	65.8	73.2	79.9	86.0
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.0652	0.1834	11.7	30.5	50.3	85.7	120.9	164.8	218.7
		Lineales (4)	0.0630	0.1834	11.7	30.8	50.9	87.2	123.5	168.7	224.6
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.0883	0.1834	10.6	30.6	54.4	101.6	152.3	219.6	307
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.1205	0.1834	15.0	37.2	54.5	77.6	95.16	112.8	130.4
		Lineales (7)	0.1607	0.1834	11.9	37.8	59.7	90.3	114.2	138.4	162.9
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.1550	0.1834	8.8	35.8	62.4	101.7	133.4	166.2	199.6
		Lineales (9)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Log Pearson III	lineales (10)	0.0678	0.1834	11.1	29.9	51.8	95.0	142.5	206.9	292.5
	Gumbel	Ordinarios (11)	0.2754	0.1834	17.2	47.8	68.1	93.7	112.7	131.6	150.4
		Lineales (12)	0.1892	0.1834	18.7	41.3	56.3	75.2	89.2	103.1	117.0
	Log Gumbel	Ordinarios (13)	0.1118	0.1834	9.7	26.5	51.6	119.5	222.8	413.3	765.3
		Lineales (14)	0.1171	0.1834	9.6	27.7	55.9	135.2	260.6	499.8	956.2
ELECCION (5)					10.6	30.56	54.44	101.6	152.3	219.6	307

Elaboración propia

Al analizar las series de precipitaciones máximas en 24 horas para cada periodo de retorno, se puede observar que para la distribución Log Gumbel presenta valores muy altos respecto a la precipitación real sobre la zona de influencia de la estación, pues para un periodo de 50 años, se ha obtenido un valor 222.8 mm, muy por encima de la precipitación que se ha presentado en 50 años de registros en la estación (**Ver Figura 51**).

Para el caso de la distribución Log Normal 3P, para un periodo de retorno de 50 años tenemos un valor de 152.3 mm siendo este el valor que más parecido tiene a la precipitación que se ha presentado en 50 años de registro (**Ver figura 51**).

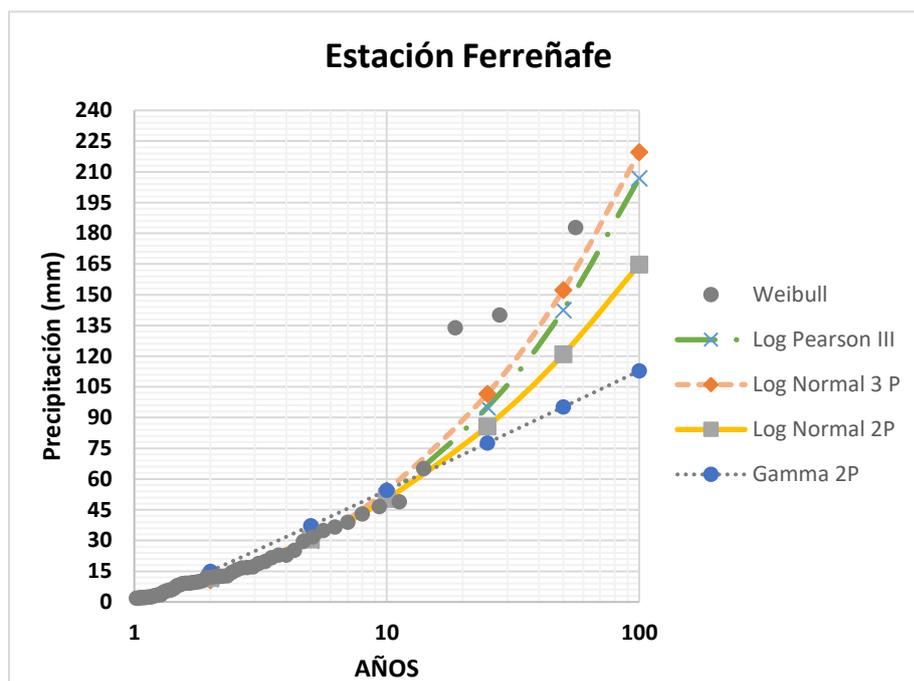


Figura 51: Gráfico de comparación de modelos de distribución probabilística de la serie de datos de precipitación de la estación Ferreñafe

Elaboración propia

Por tal razón se optará por seleccionar la distribución Log Normal 3 parámetros como modelo que mejor se ajusta al registro histórico de precipitaciones máximas diarias de la estación Ferreñafe.

En la **Tabla 43** para la estación Lambayeque, se observa que los deltas teóricos de las distribuciones Normal, Gamma 3P y Gumbel no se ajustan con la serie de datos de precipitación por contar con un valor mayor al delta tabular especificado, siendo los modelos Log normal 2P, 3P, Gamma 2P, Log Pearson III y Log Gumbel quienes cuentan con un delta teórico menor que el delta tabular, demostrando su mejor ajuste a la serie de precipitación analizado.

Al analizar las series de precipitaciones máximas en 24 horas para cada periodo de retorno, se puede observar que para la distribución Log Gumbel también presenta valores muy altos respecto a la precipitación real sobre la zona de influencia de la estación Lambayeque. Pues para un periodo de 50 años se ha obtenido un valor de 90.02 mm muy por encima de la precipitación que se ha presentado en 50 años de registros en la estación (Ver **Figura 52**).

Tabla 43: Resultado de las distribuciones probabilísticas de la precipitación máxima (mm) de la estación Lambayeque

Estación	Distribución	Momentos	Delta teórico	Delta tabular	Periodo de retorno (años)						
					2	5	10	25	50	100	200
LAMBAYEQUE	Normal	Ordinarios (1)	0.2344	0.1834	11.0	23.9	30.7	37.8	42.5	46.6	50.4
		Lineales (2)	0.2444	0.1834	11.1	20.7	25.7	31.0	34.5	37.6	40.4
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.0659	0.1834	6.2	14.8	23.3	37.8	51.7	68.4	88.6
		Lineales (4)	0.065	0.1834	6.2	14.9	23.5	38.2	52.4	69.5	90.1
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.0464	0.1834	5.9	14.6	23.9	40.7	57.5	78.6	104.6
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.1395	0.1834	7.7	17.9	25.6	35.8	43.5	51.2	58.9
		Lineales (7)	0.1589	0.1834	6.3	18.3	28.1	41.7	52.1	62.7	73.4
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.21783	0.1834	5.3	18.2	29.7	45.8	58.5	71.4	84.5
		Lineales (9)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Log Pearson III	Ordinarios (10)	0.0417	0.1834	5.7	14.3	24.3	44.5	67.2	98.8	142.1
		Lineales (11)	0.03331	0.1834	5.6	14.4	25.0	47.6	73.9	112.1	166.2
	Gumbel	Ordinarios (12)	0.2489	0.1834	8.6	22.1	31.0	42.3	50.7	59.0	67.3
		Lineales (13)	0.1876	0.1834	9.1	19.6	26.6	35.4	41.9	48.3	54.8
	Log Gumbel	Ordinarios (14)	0.0612	0.1834	5.2	13.0	23.8	51.1	90.0	157.9	276.5
		Lineales (15)	0.0597	0.1834	5.2	13.5	25.5	56.9	103.2	186.2	335.4
ELECCION (10)					5.7	14.3	24.3	44.5	67.2	98.8	142.1

Elaboración propia

Para el caso de la distribución Log Pearson tipo III, para un periodo de retorno de 50 años tenemos un valor de 67.17 mm siendo este el valor que más parecido tiene a la precipitación que se ha presentado en 50 años de registro (**Ver figura 52**).

Por tal razón se optará por seleccionar la distribución Log Pearson tipo III como modelo que mejor se ajusta al registro histórico de precipitaciones máximas diarias de la estación Lambayeque.

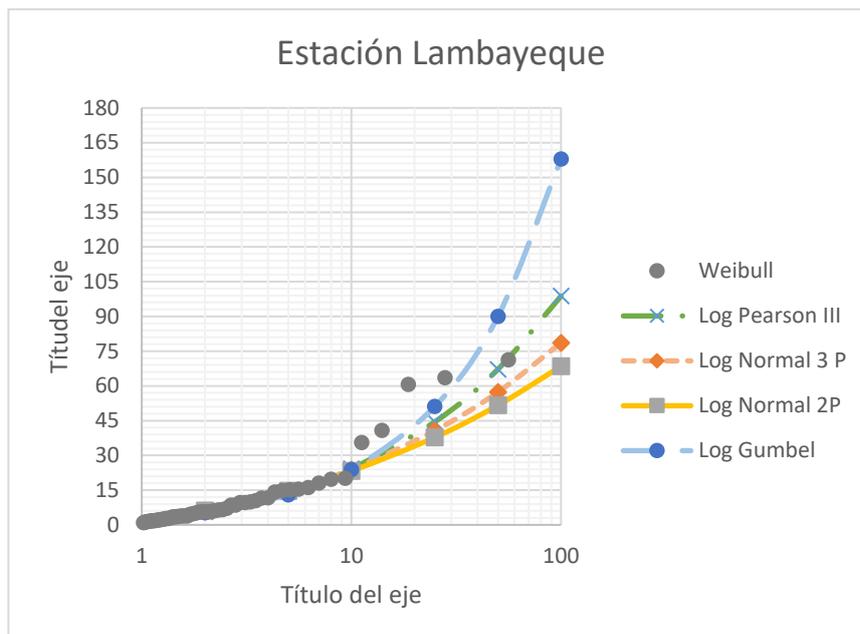


Figura 52: Gráfico de comparación de modelos de distribución probabilística de la serie de datos de precipitación de la estación Ferreñafe
Elaboración propia

4.6 Precipitaciones máximas diarias en base al periodo de retorno

Definida ya la distribución probabilística para los registros históricos de las estaciones en estudio, en la **Tabla 44** se resumen las precipitaciones máximas para los diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años).

Tabla 44: Precipitaciones máximas diarias para los distintos periodos de retorno.

Tr (Años)	Ferreñafe	Lambayeque
2	10.6	5.7
5	30.6	14.3
10	54.4	24.3
25	101.6	44.5
50	152.3	67.2
100	219.6	98.8
200	307.0	142.1

Elaboración propia

4.7 Determinación de la precipitación media máxima para cada sub cuenca en estudio

El cálculo de la precipitación máxima promedio para cada subcuenca en estudio hasta sus desembocaduras se ha desarrollado con la aplicación del método del polígono de Thiessen.

En toda la cuenca en estudio (D-1000) según este método la precipitación se distribuye de acuerdo a 02 polígonos, como puede verse en la **Mapa 20**.

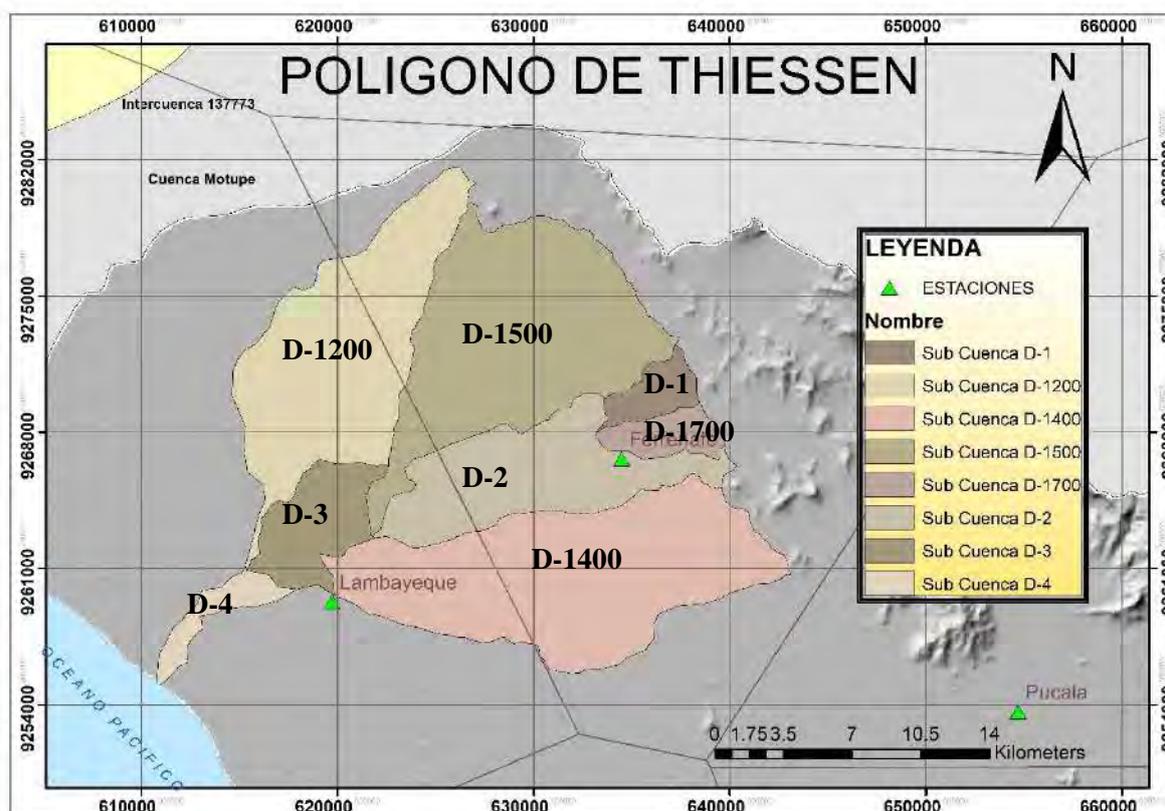


Figura 53: Trazo de los polígonos de Thiessen sobre la zona de estudio

Elaboración propia

Sabiendo que toda la cuenca D-1000 se ha subdividido en 08 subcuencas, a partir del método del Polígono de Thiessen se efectúa la estimación de la precipitación para cada subcuenca en estudio.

Por tal razón, con los polígonos ya proyectados sobre la zona de estudio se obtuvo las áreas y sus porcentajes de ponderación de cada subcuenca respecto del área de influencia de cada estación pluviométrica, los mismos que en la **Tabla 45** se muestran.

Tabla 45: Método del polígono de Thiessen y sus porcentajes de ponderación

Sub cuenca	Ferreñafe		Lambayeque	
	Área (km ²)	Porcentaje (%)	Área (km ²)	Porcentaje (%)
D-1200	30.9	30.5	70.4	69.5
D-1500	109.3	92.1	9.3	7.9
D-1	10.7	100.0	-	0.0
D-1700	11.8	100.0	-	0.0
D-2	49.5	77.4	14.4	22.6
D-1400	91.1	67.9	43.1	32.1
D-3	-	0.0	27.8	100
D-4	-	0.0	10.5	100

Elaboración propia

Con ellos se calculó la precipitación media máxima para cada una de las sub cuencas en estudio requeridos para desarrollar la modelación hidrológica (**Tabla 46**).

Tabla 46: Precipitaciones máximas areales de cada sub cuenca en estudio

Tr (Años)	PRECIPITACION AREAL MÁXIMA (mm)							
	D-1200	D-1500	D-1	D-1700	D-2	D-1400	D-3	D-4
2	7.2	10.2	10.6	10.6	9.5	9.0	5.7	5.7
5	19.2	29.3	30.6	30.6	26.9	25.3	14.3	14.3
10	33.8	52.1	54.4	54.4	47.6	44.8	24.3	24.3
25	61.9	97.1	101.6	101.6	88.7	83.3	44.5	44.5
50	93.1	145.6	152.3	152.3	133.1	125.0	67.3	67.3
100	135.6	210.1	219.6	219.6	192.3	180.8	98.8	98.8
200	192.4	294.0	307.0	307.0	269.8	254.1	142.1	142.1

Elaboración propia

4.8 Selección del periodo de retorno

En la cuenca del dren D-1000 de Chiclayo asumiremos un riesgo admisible de 30% según la **Tabla 20** con un tiempo de vida útil de 25 años debido al paso de quebradas

importantes sobre la zona en estudio, con estos datos procederemos a calcular el periodo de retorno:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.25)^{1/15}} = 52.64 \text{ años}$$

Para fines de cálculo, aproximaremos el valor obtenido a un periodo de retorno típico de 50 años que nos servirá para estimar y evaluar el caudal máximo sobre la cuenca en estudio.

4.9 Cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia (IDF)

Las curvas IDF forman parte fundamental en el cálculo de las tormentas de diseño, para ello es fundamental determinar las distribuciones de intensidades máximas.

4.9.1 Intensidades de lluvia

Teniendo en cuenta la inexistencia de información pluviográfica sobre la zona, procederemos a estimar el valor de la intensidad máxima a partir de la precipitación máxima en 24 horas multiplicada por un coeficiente de duración, este coeficiente será obtenido a partir de la **Tabla 11**.

4.9.2 Obtención de las intensidades máximas a partir de los coeficientes de duración del MTC

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) propone coeficientes de duración para duraciones de tormentas entre 1 hora y 48 horas, cuando no se disponga de mejor información para el cálculo de la distribución de intensidad de lluvia para los distintos periodos de retorno.

Desde la **Tabla 47 a la 60**, se muestran los datos de precipitaciones e intensidades máximas para cada cuenca en estudio, los mismos que han sido afectados por los coeficientes de frecuencia según la distribución adoptada por la metodología.

4.9.3 Gráfico de la curva Intensidad – Duración – Frecuencia

Como la distribución de intensidades se realizó a nivel de sub cuencas, las curvas IDF se realizarán por cada sub cuenca en estudio para así posteriormente poder obtener la tormenta de diseño como entrada para la modelación.

Tabla 47: Datos de Precipitación para un Tr = 2 años

Distribución de precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 2 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	1.80	2.20	2.70	3.16	3.59	4.02	4.59	5.24	5.68	5.96	6.25	6.47	6.68	6.97	7.19
D-1500	2.55	3.17	3.88	4.50	5.11	5.72	6.54	7.46	8.07	8.48	8.89	9.2	9.5	9.91	10.21
D-1	2.65	3.29	4.03	4.66	5.30	5.94	6.78	7.73	8.37	8.8	9.22	9.54	9.85	10.28	10.6
D-1700	2.65	3.29	4.03	4.66	5.30	5.94	6.78	7.73	8.37	8.8	9.22	9.54	9.85	10.28	10.6
D-2	2.37	2.94	3.61	4.18	4.75	5.32	6.07	6.93	7.5	7.88	8.25	8.54	8.83	9.21	9.49
D-1400	2.26	2.8	3.43	3.97	4.51	5.05	5.78	6.59	7.13	7.49	7.85	8.12	8.39	8.75	9.02
D-3	1.42	1.76	2.16	2.5	2.85	3.18	3.64	4.15	4.5	4.72	4.95	5.12	5.29	5.52	5.69
D-4	1.42	1.76	2.16	2.5	2.85	3.18	3.64	4.15	4.5	4.72	4.95	5.12	5.29	5.52	5.69

Elaboración propia

Tabla 48: Datos de intensidad para un Tr= 2 años

Distribución de intensidades máximas para un periodo de retorno de 2 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	1.80	1.10	0.90	0.79	0.72	0.67	0.57	0.52	0.47	0.43	0.39	0.36	0.33	0.32	0.30
D-1500	2.55	1.59	10.21	10.23	1.02	0.95	0.82	0.75	0.67	0.61	0.56	0.51	0.48	0.45	0.43
D-1	2.65	1.65	4.48	5.90	1.06	0.99	0.85	0.77	0.70	0.63	0.58	0.53	0.49	0.47	0.44
D-1700	2.65	1.65	0.39	0.46	1.06	0.99	0.85	0.77	0.70	0.63	0.58	0.53	0.49	0.47	0.44
D-2	2.37	1.47	0.81	0.71	0.95	0.89	0.76	0.69	0.63	0.56	0.52	0.47	0.44	0.42	0.40
D-1400	2.26	1.40	8.69	8.71	0.90	0.84	0.72	0.66	0.59	0.54	0.49	0.45	0.42	0.40	0.38
D-3	1.42	0.88	2.68	3.53	0.57	0.53	0.46	0.42	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.25	0.24
D-4	1.42	0.88	0.25	0.29	0.57	0.53	0.46	0.42	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.25	0.24

Elaboración propia

Tabla 49 : Datos de Precipitación para un $T_r = 5$ años

Distribución de precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 5 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	4.81	5.96	7.31	8.46	9.61	10.77	12.31	14.04	15.19	15.96	16.73	17.31	17.88	18.65	19.23
D-1500	7.32	9.08	11.13	12.88	14.64	16.4	18.74	21.37	23.13	24.3	25.47	26.35	27.23	28.4	29.28
D-1	7.64	9.47	11.61	13.44	15.28	17.11	19.56	22.31	24.14	25.36	26.59	27.5	28.42	29.64	30.56
D-1700	7.64	9.47	11.61	13.44	15.28	17.11	19.56	22.31	24.14	25.36	26.59	27.5	28.42	29.64	30.56
D-2	6.72	8.33	10.21	11.82	13.44	15.05	17.2	19.62	21.23	22.31	23.38	24.19	24.99	26.07	26.88
D-1400	6.33	7.85	9.62	11.14	12.66	14.18	16.21	18.49	20.01	21.02	22.03	22.79	23.55	24.57	25.33
D-3	3.56	4.42	5.42	6.28	7.13	7.99	9.13	10.42	11.27	11.84	12.41	12.84	13.27	13.84	14.27
D-4	3.56	4.42	5.42	6.28	7.13	7.99	9.13	10.42	11.27	11.84	12.41	12.84	13.27	13.84	14.27

Elaboración propia

Tabla 50: Datos de intensidad para un $T_r = 5$ años

Distribución de intensidades máximas para un periodo de retorno de 5 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	4.81	2.98	2.44	2.12	1.92	1.80	1.54	1.40	1.27	1.14	1.05	0.96	0.89	0.85	0.80
D-1500	7.32	4.54	29.29	33.27	3.28	3.12	2.67	2.31	2.03	1.82	1.65	1.51	1.42	1.33	1.22
D-1	7.64	4.74	4.76	6.35	3.06	2.85	2.45	2.23	2.01	1.81	1.66	1.53	1.42	1.35	1.27
D-1700	7.64	4.74	0.40	0.40	3.06	2.85	2.45	2.23	2.01	1.81	1.66	1.53	1.42	1.35	1.27
D-2	6.72	4.17	2.14	1.86	2.69	2.51	2.15	1.96	1.77	1.59	1.46	1.34	1.25	1.19	1.12
D-1400	6.33	3.93	24.27	27.58	2.53	2.36	2.03	1.85	1.67	1.50	1.38	1.27	1.18	1.12	1.06
D-3	3.56	2.21	2.53	3.38	1.43	1.33	1.14	1.04	0.94	0.85	0.78	0.71	0.66	0.63	0.59
D-4	3.56	2.21	0.22	0.23	1.43	1.33	1.14	1.04	0.94	0.85	0.78	0.71	0.66	0.63	0.59

Elaboración propia

Tabla 51: Datos de Precipitación para un Tr = 10 años

Distribución de precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 10 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	8.37	10.37	12.72	14.72	16.73	18.74	21.41	24.43	26.43	27.78	29.12	30.12	31.12	32.46	33.47
D-1500	13.02	16.14	19.78	22.91	226.03	29.16	33.32	38.01	41.13	43.21	45.3	46.86	48.42	50.51	52.07
D-1	13.61	16.88	20.68	23.95	27.22	30.48	34.48	39.74	43	45.19	47.36	48.99	50.63	52.81	54.44
D-1700	13.61	16.88	20.68	23.95	27.22	30.48	34.48	39.74	43	45.19	47.36	48.99	50.63	52.81	54.44
D-2	11.91	14.76	18.09	20.95	23.81	26.67	30.48	34.76	37.62	39.52	41.43	42.86	44.29	46.19	47.63
D-1400	11.18	13.87	17	19.69	22.38	25.06	28.64	32.67	35.35	37.15	38.93	40.27	41.62	43.41	44.75
D-3	6.06	7.52	9.22	10.67	12.14	13.59	15.53	17.72	19.17	20.14	21.11	21.84	22.57	23.54	24.27
D-4	6.06	7.52	9.22	10.67	12.14	13.59	15.53	17.72	19.17	20.14	21.11	21.84	22.57	23.54	24.27

Elaboración propia

Tabla 52: Datos de intensidad para un Tr = 10 años

Distribución de intensidades máximas para un periodo de retorno de 10 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	8.37	5.19	4.24	3.68	3.35	3.12	2.68	2.44	2.20	1.98	1.82	1.67	1.56	1.48	1.39
D-1500	13.02	8.07	6.59	5.73	5.83	5.55	4.75	4.11	3.43	3.24	2.93	2.69	2.53	2.37	2.17
D-1	13.61	8.44	6.89	5.99	5.44	5.08	4.31	3.97	3.58	3.23	2.96	2.72	2.53	2.40	2.27
D-1700	13.61	8.44	6.89	5.99	5.44	5.08	4.31	3.97	3.58	3.23	2.96	2.72	2.53	2.40	2.27
D-2	11.91	7.38	6.03	5.24	4.76	4.45	3.81	3.48	3.14	2.69	2.47	2.30	2.14	2.01	1.92
D-1400	11.18	6.94	5.67	4.92	4.48	4.18	3.58	3.27	2.95	2.65	2.43	2.24	2.08	1.97	1.86
D-3	6.06	3.76	3.07	2.67	2.43	2.27	1.94	1.77	1.60	1.44	1.32	1.21	1.13	1.07	1.01
D-4	6.06	3.76	3.07	2.67	2.43	2.27	1.94	1.77	1.60	1.44	1.32	1.21	1.13	1.07	1.01

Elaboración propia

Tabla 53: Datos de Precipitación para un Tr = 25 años

Distribución de precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 25 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	15.46	19.18	23.51	27.22	30.93	34.65	39.6	45.17	48.88	51.35	53.83	55.68	57.54	60.02	61.87
D-1500	24.27	30.1	36.9	42.72	48.55	54.38	61.15	70.77	76.71	80.6	84.48	87.39	90.31	94.19	97.11
D-1	25.4	31.49	38.6	44.7	50.8	56.89	65.02	74.16	80.26	84.32	88.39	91.44	94.48	98.55	101.6
D-1700	25.4	31.49	38.6	44.7	50.8	56.89	65.02	74.16	80.26	84.32	88.39	91.44	94.48	98.55	101.6
D-2	22.17	27.49	33.7	39.02	44.34	49.67	56.76	64.74	70.06	73.61	77.16	79.82	82.48	86.03	88.69
D-1400	20.81	25.81	31.64	36.63	41.63	46.62	53.28	60.77	65.77	69.1	72.43	74.93	77.43	80.76	83.25
D-3	11.12	13.78	16.89	19.56	22.23	24.89	28.45	32.45	35.12	36.9	38.68	40.01	41.34	43.12	44.46
D-4	11.12	13.78	16.89	19.56	22.23	24.89	28.45	32.45	35.12	36.9	38.68	40.01	41.34	43.12	44.46

Elaboración propia

Tabla 54: Datos de intensidad para un Tr = 25 años

Distribución de intensidades máximas para un periodo de retorno de 25 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	15.46	9.59	7.84	6.81	6.19	5.78	4.95	4.52	4.07	3.67	3.36	3.09	2.88	2.73	2.58
D-1500	24.27	15.05	12.30	10.68	10.88	10.19	8.85	7.67	6.39	6.03	5.46	5.02	4.71	4.41	4.05
D-1	25.40	15.75	12.87	11.18	10.16	9.48	8.13	7.42	6.69	6.02	5.52	5.08	4.72	4.48	4.23
D-1700	25.40	15.75	12.87	11.18	10.16	9.48	8.13	7.42	6.69	6.02	5.52	5.08	4.72	4.48	4.23
D-2	22.17	13.75	11.23	9.76	8.87	8.28	7.10	6.47	5.84	5.00	4.60	4.29	3.99	3.75	3.58
D-1400	20.81	12.91	10.55	9.16	8.33	7.77	6.66	6.08	5.48	4.94	4.53	4.16	3.87	3.67	3.47
D-3	11.12	6.89	5.63	4.89	4.45	4.15	3.56	3.25	2.93	2.64	2.42	2.22	2.07	1.96	1.85
D-4	11.12	6.89	5.63	4.89	4.45	4.15	3.56	3.25	2.93	2.64	2.42	2.22	2.07	1.96	1.85

Elaboración propia

Tabla 55: Datos de Precipitación para un Tr = 50 años

Distribución de precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 50 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	23.27	28.86	35.38	40.97	46.55	52.14	59.59	67.97	73.56	77.28	81.01	83.8	86.6	90.32	93.12
D-1500	36.4	45.14	55.33	64.06	72.8	81.54	93.19	106.29	115.03	120.85	126.68	131.04	135.41	141.24	145.61
D-1	38.07	47.21	57.87	67.01	76.15	85.28	97.47	111.17	120.32	126.41	132.5	137.07	141.64	147.73	152.3
D-1700	38.07	47.21	57.87	67.01	76.15	85.28	97.47	111.17	120.32	126.41	132.5	137.07	141.64	147.73	152.3
D-2	33.26	41.25	50.56	58.55	66.53	74.52	85.16	97.14	105.12	110.45	115.77	119.76	123.75	129.08	133.07
D-1400	31.24	38.74	47.49	54.98	62.48	69.98	79.98	91.22	98.72	103.72	108.72	112.47	116.22	121.22	124.97
D-3	16.79	20.82	25.52	29.55	33.58	37.61	42.98	49.03	53.06	55.75	58.43	60.46	62.46	65.15	67.17
D-4	16.79	20.82	25.52	29.55	33.58	37.61	42.98	49.03	53.06	55.75	58.43	60.46	62.46	65.15	67.17

Elaboración propia

Tabla 56: Datos de intensidad para un Tr = 50 años

Distribución de intensidades máximas para un periodo de retorno de 50 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	23.27	14.43	11.79	10.24	9.31	8.69	7.45	6.80	6.13	5.52	5.06	4.66	4.33	4.11	3.88
D-1500	36.40	22.57	18.44	16.02	16.31	13.59	11.65	10.63	9.59	8.63	7.92	7.28	6.77	6.42	6.07
D-1	38.07	23.61	19.29	16.75	15.23	14.21	12.18	11.12	10.03	9.03	8.28	7.62	7.08	6.72	6.35
D-1700	38.07	23.61	19.29	16.75	15.23	14.21	12.18	11.12	10.03	9.03	8.28	7.62	7.08	6.72	6.35
D-2	33.26	20.63	16.85	14.64	13.31	12.42	10.65	9.71	8.76	7.89	7.24	6.65	6.19	5.87	5.38
D-1400	31.24	19.37	15.83	13.75	12.50	11.66	10.00	9.12	8.23	7.41	6.80	6.25	5.81	5.51	5.21
D-3	16.79	10.41	8.51	7.39	6.72	6.27	5.37	4.90	4.42	3.98	3.65	3.36	3.12	2.96	2.80
D-4	16.79	10.41	8.51	7.39	6.72	6.27	5.37	4.90	4.42	3.98	3.65	3.36	3.12	2.96	2.80

Elaboración propia

Tabla 57: Datos de Precipitación para un Tr = 100 años

Distribución de precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 100 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	33.9	42.03	51.52	59.66	67.8	75.93	86.78	98.98	107.13	112.54	117.97	122.04	126.11	131.53	135.6
D-1500	52.53	65.13	79.84	92.44	105.05	117.65	134.46	153.37	165.98	174.38	182.79	189.09	195.39	203.8	210.1
D-1	54.9	68.07	83.44	96.62	109.8	122.97	140.54	160.31	173.48	182.26	191.05	197.64	204.22	213.01	219.6
D-1700	54.9	68.07	83.44	96.62	109.8	122.97	140.54	160.31	173.48	182.26	191.05	197.64	204.22	213.01	219.6
D-2	48.07	59.62	73.07	84.61	96.15	107.69	123.07	140.38	151.92	159.61	167.3	173.08	178.08	186.54	192.31
D-1400	45.2	56.05	68.71	79.55	90.4	101.25	115.71	131.99	142.84	150.07	157.31	162.73	168.15	175.38	180.81
D-3	24.69	30.62	37.53	43.45	49.38	55.31	63.21	72.1	78.02	81.97	85.92	88.89	91.85	95.8	98.77
D-4	24.69	30.62	37.53	43.45	49.38	55.31	63.21	72.1	78.02	81.97	85.92	88.89	91.85	95.8	98.77

Elaboración propia

Tabla 58: Datos de intensidad para un Tr = 100 años

Distribución de intensidades máximas para un periodo de retorno de 100 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	33.90	21.02	17.17	14.92	13.56	12.66	10.85	9.90	8.93	8.04	7.37	6.78	6.31	5.98	5.65
D-1500	52.53	32.57	26.61	23.11	21.01	19.61	16.81	15.34	13.83	12.46	11.42	10.51	9.77	9.26	8.75
D-1	54.90	34.04	27.81	24.16	21.96	20.50	17.57	16.03	14.46	13.02	11.94	10.98	10.21	9.68	9.15
D-1700	54.90	34.04	27.81	24.16	21.96	20.50	17.57	16.03	14.46	13.02	11.94	10.98	10.21	9.68	9.15
D-2	48.07	29.81	24.36	21.15	19.23	17.95	15.38	14.04	12.66	11.40	10.46	9.62	8.90	8.48	8.01
D-1400	45.20	28.03	22.90	19.89	18.08	16.88	14.46	13.20	11.90	10.72	9.83	9.04	8.41	7.97	7.53
D-3	24.69	15.31	12.51	10.86	9.88	9.22	7.90	7.21	6.50	5.86	5.37	4.94	4.59	4.35	4.12
D-4	24.69	15.31	12.51	10.86	9.88	9.22	7.90	7.21	6.50	5.86	5.37	4.94	4.59	4.35	4.12

Elaboración propia

Tabla 59: Datos de Precipitación para un Tr = 200 años

Distribución de precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 200 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	48.09	59.63	73.1	84.64	96.18	107.72	123.11	140.43	151.97	159.66	167.36	173.13	178.9	186.6	192.37
D-1500	73.51	91.15	111.73	129.37	147.02	164.66	188.18	214.65	232.29	244.05	255.05	264.63	273.45	285.22	294.04
D-1	76.75	95.17	116.66	135.08	153.5	171.92	196.48	224.11	242.53	254.81	267.09	276.3	285.51	297.79	307
D-1700	76.75	95.17	116.66	135.08	153.5	171.92	196.48	224.11	242.53	254.81	267.09	276.3	285.51	297.79	307
D-2	67.43	83.62	102.5	118.69	134.87	151.06	172.64	196.92	213.1	223.89	234.68	242.78	250.87	261.66	269.75
D-1400	63.51	78.76	96.54	111.79	127.03	142.27	162.6	185.47	200.71	210.87	221.03	228.66	236.28	246.44	254.06
D-3	35.52	44.05	54	62.52	71.05	79.58	90.95	103.74	112.26	117.95	123.63	127.89	132.16	137.84	142.11
D-4	35.52	44.05	54	62.52	71.05	79.58	90.95	103.74	112.26	117.95	123.63	127.89	132.16	137.84	142.11

Elaboración propia

Tabla 60: Datos de intensidad para un Tr = 200 años

Distribución de intensidades máximas para un periodo de retorno de 200 años															
Sub Cuenca	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
	0.25	0.31	0.38	0.44	0.5	0.56	0.64	0.73	0.79	0.83	0.87	0.9	0.93	0.97	1
D-1200	48.09	29.82	24.37	21.16	19.24	17.95	15.39	14.04	12.66	11.40	10.46	9.62	8.95	8.48	8.02
D-1500	73.51	45.58	37.24	32.34	29.40	27.44	23.52	21.47	19.36	17.43	15.94	14.70	13.67	12.96	12.25
D-1	76.75	47.59	38.89	33.77	30.70	28.65	24.56	22.41	20.21	18.20	16.69	15.35	14.28	13.54	12.79
D-1700	76.75	47.59	38.89	33.77	30.70	28.65	24.56	22.41	20.21	18.20	16.69	15.35	14.28	13.54	12.79
D-2	67.43	41.81	34.17	29.67	26.97	25.18	21.58	19.69	17.76	15.99	14.67	13.49	12.54	11.89	11.24
D-1400	63.51	39.38	32.18	27.95	25.41	23.71	20.33	18.55	16.73	15.06	13.81	12.70	11.81	11.20	10.59
D-3	35.52	22.03	18.00	15.63	14.21	13.26	11.37	10.37	9.36	8.43	7.73	7.11	6.61	6.27	5.92
D-4	35.52	22.03	18.00	15.63	14.21	13.26	11.37	10.37	9.36	8.43	7.73	7.11	6.61	6.27	5.92

Elaboración propia

Se realizará como ejemplo la construcción de la curva IDF de la sub cuenca D-1200 a continuación. El resto de las sub cuencas las graficaremos en el **Apéndice F**.

Agrupando los valores de intensidad máxima anteriormente calculados en base a su duración y periodo de retorno para la sub cuenca D-1200 obtendremos la **Tabla 61**:

Tabla 61: Datos de intensidad – duración – frecuencia (I-D-F), de la sub cuenca D-1200

TR	Duración (horas)														
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
2 años	1.80	1.10	0.90	0.79	0.72	0.67	0.57	0.52	0.47	0.43	0.39	0.36	0.33	0.32	0.30
5 años	4.81	2.98	2.44	2.12	1.92	1.80	1.54	1.40	1.27	1.14	1.05	0.96	0.89	0.85	0.80
10 años	8.37	5.19	4.24	3.68	3.35	3.12	2.68	2.44	2.20	1.98	1.82	1.67	1.56	1.48	1.39
25 años	15.46	9.59	7.84	6.81	6.19	5.78	4.95	4.52	4.07	3.67	3.36	3.09	2.88	2.73	2.58
50 años	23.27	14.43	11.79	10.24	9.31	8.69	7.45	6.80	6.13	5.52	5.06	4.66	4.33	4.11	3.88
100 años	33.90	21.02	17.17	14.92	13.56	12.66	10.85	9.90	8.93	8.04	7.37	6.78	6.31	5.98	5.65
200 años	48.09	29.82	24.37	21.16	19.24	17.95	15.39	14.04	12.66	11.40	10.46	9.62	8.95	8.48	8.02

Elaboración propia

A partir de esta tabla plotearemos en un gráfico la intensidad vs la duración para cada periodo de retorno tal como se aprecia en la **Figura 54**, siendo esta la curva IDF.

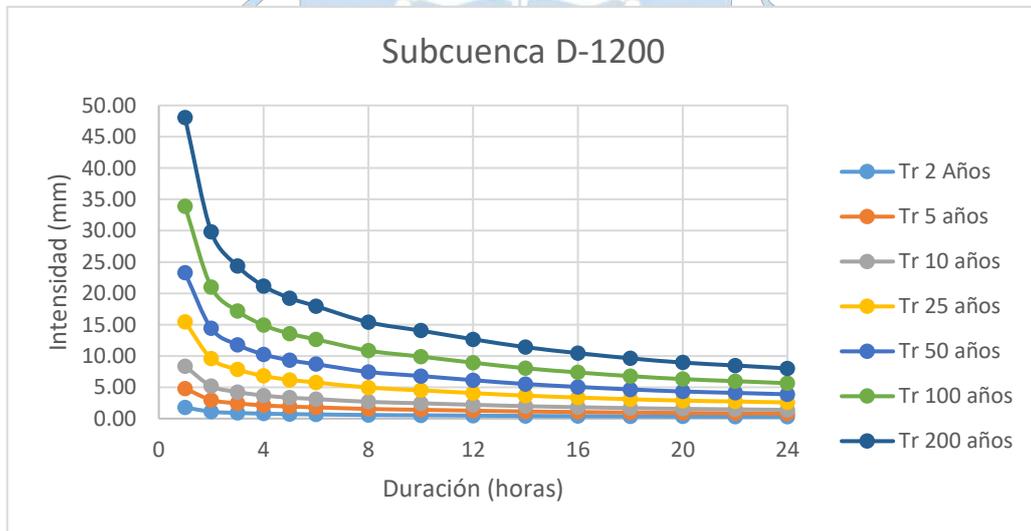


Figura 54: Curva I-D-F de la Sub cuenca D-1200

Elaboración propia

4.9.4 Cálculo de ecuaciones I-D-F por el método de correlación lineal múltiple

Para evitar las lecturas de las curvas I-D-F, existe una manera sencilla para obtener valores de intensidad para distintas duraciones y periodos de retorno.

Como se mencionó en el Acápite 2.5.8 existe un método que relaciona simultáneamente las variables intensidad, duración y frecuencia en una familia de curvas cuya ecuación viene siendo la siguiente:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

A continuación, en la **Tabla 62** se presentan el conjunto de coeficientes que componen las ecuaciones para la representación de las curvas IDF para cada sub cuenca en estudio.

Tabla 62: Resumen de los coeficientes obtenidos de por cada sub cuenca

Sub Cuenca	k	m	n
D-1200	12.3973	0.694559	0.53773
D-1500	18.2267	0.707301	0.53773
D-1	18.9682	0.708352	0.53773
D-1700	18.9682	0.708352	0.53773
D-2	16.8366	0.705078	0.53773
D-1400	15.9378	0.703430	0.53773
D-3	9.49940	0.682237	0.53773
D-4	9.49940	0.682237	0.53773

Elaboración propia

Los cálculos de estos coeficientes se muestran en el **Apéndice G**.

4.10 Cálculo de los tiempos de concentración

En el **capítulo II** se describieron 6 ecuaciones empíricas para el cálculo de los tiempos de concentración cuya validez de sus resultados están sujetas al cumplimiento de ciertas condiciones y características físicas como geográficas de la superficie, por lo tanto, nos es necesario seleccionar en función al criterio profesional el que más se adapte a las condiciones particulares de la cuenca en estudio.

Para nuestro estudio por tratarse de cuencas con una extensión superficial inferior a 140 km² y relieve superficial casi plana sobre el cual se explaya la cuenca en estudio, las fórmulas de tiempo de concentración que enmarcan teóricamente las condiciones y características geográficas de las sub cuencas en estudio son las proporcionadas por los métodos Temez y Federal Administration Aviation, Bransky – Willian y California.

Tabla 63: Cálculo de los tiempos de concentración y velocidades de escurrimiento de los métodos Temez y Federal Administration Aviation, Bransby – williams y California.

Sub cuena	Parámetros de la sub cuena		Cauce principal			Tiempo de concentración				Velocidad de escurrimiento (m/s)			
	A (km ²)	C ⁶	L (km)	i(m/m)	H ⁷ (km)	Temez	F.A.A	Bransby- Williams	California	Temez	F.A.A	Bransby - Williams	California
D-1200	101.24	0.43	12.48	0.001	10.48	7.43	8.43	7.45	7.08	0.47	0.41	0.47	0.49
D-1500	118.59	0.43	20.82	0.001	14.80	11.33	11.55	12.67	11.20	0.51	0.50	0.46	0.52
D-1	10.66	0.43	6.06	0.003	17.10	3.50	4.12	3.66	2.55	0.48	0.41	0.46	0.66
D-1700	11.78	0.43	6.19	0.004	17.65	3.50	4.04	3.63	2.58	0.49	0.43	0.47	0.67
D-2	63.89	0.43	12.81	0.000	19.82	8.84	11.20	9.42	5.71	0.40	0.32	0.38	0.62
D-1400	134.17	0.43	24.20	0.001	7.06	12.75	12.52	14.59	17.72	0.53	0.54	0.46	0.38
D-3	27.85	0.43	6.79	0.001	33.62	4.56	5.94	4.48	2.24	0.41	0.32	0.42	0.84
D-4	10.47	0.43	7.68	0.001	11.51	5.66	7.85	6.37	3.90	0.38	0.27	0.33	0.55

Elaboración propia

⁶ Coeficiente de escorrentía para un periodo de retorno $T_r = 50$ años

⁷ Diferencia de nivel entre la divisoria de agua y la salida en km

En la **Tabla 63** se muestran los valores de tiempos de concentración de ambos métodos y con sus respectivas velocidades medias de escurrimiento obtenidas de dividir las longitudes de los cauces principales para cada sub cuenca entre sus distintos tiempos de concentración.

Paralelamente a ello y con el fin de validar los valores de tiempos de concentración seleccionados anteriormente, procederemos a calcular las velocidades de escurrimiento para cada sub cuenca en estudio a partir de los métodos empíricos formulados en el **acápite 2.5.6**.

- Para el cálculo de la escorrentía superficial propuesta por Llamas (1993), el ángulo del terreno fue obtenido por la pendiente media de la superficie de la cuenca ⁽⁸⁾.
- Para la metodología citada por Muñoz (2005), el coeficiente “a” se asumió para una superficie de flujos concentrados del tipo surcos de escorrentía debido a las condiciones que presenta la red de drenaje que comprende cada sub cuenca ⁽⁹⁾.
- Para el estudio de las cuencas de Zaragoza (sf), se definieron primeramente los tiempos de concentración utilizando la **ecuación 48** para cuencas donde no existe alcantarillas, luego se determinó las velocidades de escorrentía.
- Para los rangos de velocidad de escorrentía citados por Pérez (2015), se escogió un solo valor de escorrentía para un rango de pendientes entre 0 – 3%.
- Mientras que para los rangos de velocidad propuestos por Chow et al (1994), se calculó iterando los rangos de velocidad y pendiente de cada sub cuenca.

Tabla 64: Resumen de los cálculos de la velocidad promedio de escurrimiento para las sub cuencas en estudio.

Sub cuenca	Velocidad media de escurrimiento (m/s) según					
	José Llamas	SCS	Cuencas de Zaragoza	J.C Molinelli	Ven Te Chow	Velocidad Promedio (m/s)
D-1200	0.44	0.21	0.49	0.61	0.03	0.35
D-1500	0.59	0.19	0.54	0.61	0.03	0.39
D-1	1.02	0.35	0.50	0.61	0.10	0.52
D-1700	0.95	0.37	0.51	0.61	0.11	0.51
D-2	0.58	0.14	0.42	0.61	0.02	0.35
D-1400	0.61	0.19	0.55	0.61	0.03	0.40
D-3	0.72	0.22	0.43	0.61	0.04	0.40
D-4	0.71	0.16	0.39	0.61	0.02	0.38

Elaboración propia

⁸ Las pendientes superficiales de las sub cuencas en estudio utilizadas para obtener la escorrentía superficial se obtuvo de la **Tabla 30**.

⁹ El coeficiente “a” fue obtenido en la **Tabla 13**

Como puede observarse las velocidades de escorrentía promedio oscilan entre 0.35 m/s hasta los 0.52 m/s para las sub cuencas en estudio.

Conocidas las velocidades a continuación, en la **Tabla 65** se muestra el resumen de todos valores de velocidad de escorrentía calculados anteriormente con el fin de realizar las verificaciones correspondientes a su aplicación

Tabla 65: Resumen de las velocidades medias obtenidas a partir de los tiempos de concentración (T_c) y longitudes de sus ríos principales.

Orden	Sub cuenca	Velocidad media (m/s) a partir de				
		Velocidad promedio	Temez	F.A.A	Bransby - Williams	California
1	D-1200	0.36	0.47	0.41	0.47	0.49
2	D-1500	0.39	0.51	0.50	0.46	0.52
3	D-1	0.51	0.48	0.41	0.46	0.66
4	D-1700	0.51	0.49	0.43	0.47	0.67
5	D-2	0.35	0.40	0.32	0.38	0.62
6	D-1400	0.42	0.53	0.54	0.46	0.38
7	D-3	0.38	0.41	0.32	0.42	0.84
8	D-4	0.38	0.38	0.27	0.33	0.55

Elaboración propia

Para el proceso de comparación se calcularán los promedios y desviaciones estándar de los valores de velocidad por cada sub cuenca a fin de verificar que los valores se encuentran dentro de los rangos permisibles.

En la **Figura 55** se muestra la comparación de los valores de velocidad obtenidos por los métodos de cálculo de tiempo de concentración, la velocidad promedio propuesto por los investigadores y sus rangos permisibles.

Realizando un análisis visual de los valores de velocidad de escorrentía calculados, podemos resumir que la mayoría de valores de escorrentía calculados se encuentran dentro de los rangos aceptables a excepción del calculado por el método California, por lo tanto, este último método será descartado.

El cálculo de las velocidades restantes presenta valores muy cercanos por lo tanto la selección de la formula empírica para determinar los tiempos de concentración para cada sub cuenca se registrará entonces a partir del criterio de similitud de las condiciones para las cuales fueron diseñadas, donde se dará prioridad a la fórmula que tenga una similitud en las condiciones topográficas que presenta la zona en estudio.

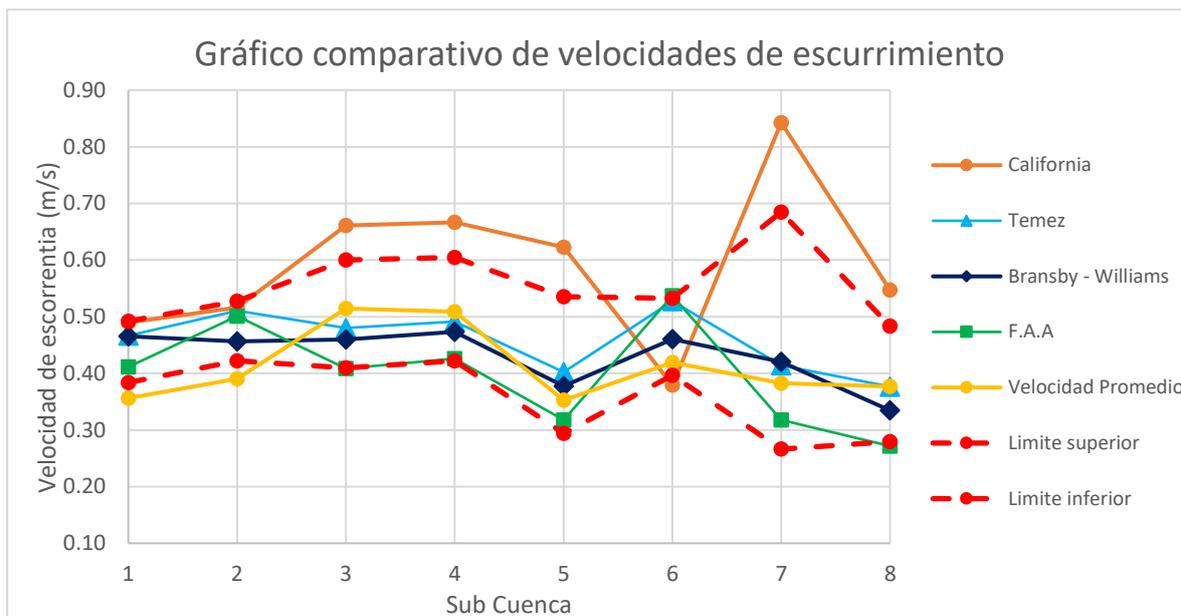


Figura 55: Grafico comparativo de velocidades de escurrimiento
Elaboración propia

La metodología propuesta por Federal Administration Aviation (F.A.A) presenta valores dentro de los rangos permisibles, y su aplicabilidad se encuentra válida para zonas con pendiente relativamente pequeñas como las que presenta nuestra zona en estudio. Por lo que será utilizada para los cálculos de los tiempos de concentración para cada sub cuenca en estudio para distintos periodos de retorno (**Ver Tabla 66**).

Tabla 66: Tiempo de concentración en horas para cada sub Cuenca en estudio considerado para la modelación

Sub cuenca	Método	Tiempo de concentración (hr)
D-1200	Federal Administration Aviation	8.26
D-1500	Federal Administration Aviation	11.31
D-1	Federal Administration Aviation	4.05
D-1700	Federal Administration Aviation	3.97
D-2	Federal Administration Aviation	10.95
D-1400	Federal Administration Aviation	12.26
D-3	Federal Administration Aviation	5.82
D-4	Federal Administration Aviation	7.68

Elaboración propia

4.11 Hietograma de diseño

De los diferentes procedimientos existentes para el cálculo de los hietogramas, en nuestro estudio se desarrollarán los hietogramas de diseño a partir de las curvas IDF utilizando la metodología del Bloque Alterno.

4.11.1 Duración de la lluvia de diseño

Teniendo en cuenta que las informaciones pluviométricas utilizadas para los análisis subsiguientes se encuentran a nivel diario, no es posible conocer la duración de las tormentas de diseño. Por este motivo, se ha creído conveniente estimar la duración de la lluvia de diseño a partir de los tiempos de concentración calculados anteriormente.

Conocidos los tiempos de concentración para cada sub cuenca, el intervalo de tiempo que le tomaría en conjunto a todas las sub cuencas aportar caudal hacia la desembocadura de toda la cuenca D-1000 sería aproximadamente el tiempo de concentración más alto de los calculados previamente, siendo este el de 12.26 horas, por tal razón para el diseño de la tormenta se usará una duración de 13 horas.

4.11.2 Construcción de los hietogramas de diseño

Después de haber estimado las precipitaciones máximas para distintas duraciones y correspondientes periodos de retorno para cada sub cuenca en estudio se procedió a construir los hietogramas de diseño con una duración de tormenta de 13 horas e intervalos cada 30 min, (Ver Apéndice H).

En la **Tabla 67** y **Figura 56** se muestra como ejemplo la construcción del hietograma de diseño para la sub cuenca D-1200 para un periodo de retorno $Tr = 2$ años.

4.12 Modelación hidrológica

Con la ayuda del HEC HMS se modeló la respuesta que tendría el dren agrícola D-1000 a las precipitaciones máximas para diferentes duraciones presentadas sobre su área de influencia, dando como resultado el escurrimiento superficial respectivo.

Tabla 67: Construcción del hietograma de diseño para un periodo de retorno de 2 años, una duración de 13 horas e intervalos de duración cada 30 min para la Cuenca D-1200

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
30	3.22	1.61	1.61	3.22	0.13
60	2.22	2.22	0.61	1.22	0.14
90	1.78	2.68	0.46	0.92	0.15
120	1.53	3.06	0.38	0.76	0.16
150	1.36	3.39	0.33	0.66	0.16
180	1.23	3.69	0.30	0.60	0.18
210	1.13	3.96	0.27	0.54	0.19
240	1.05	4.21	0.25	0.50	0.21
270	0.99	4.45	0.24	0.47	0.24
300	0.93	4.67	0.22	0.44	0.27
330	0.89	4.88	0.21	0.42	0.33
360	0.85	5.08	0.20	0.40	0.46
390	0.81	5.27	0.19	0.38	1.61
420	0.78	5.46	0.18	0.37	0.61
450	0.75	5.63	0.18	0.35	0.38
480	0.73	5.80	0.17	0.34	0.30
510	0.70	5.97	0.16	0.33	0.25
540	0.68	6.13	0.16	0.32	0.22
570	0.66	6.28	0.16	0.31	0.20
600	0.64	6.43	0.15	0.30	0.18
630	0.63	6.58	0.15	0.29	0.17
660	0.61	6.72	0.14	0.29	0.16
690	0.60	6.86	0.14	0.28	0.15
720	0.58	7.00	0.14	0.27	0.14
750	0.57	7.13	0.13	0.27	0.14
780	0.56	7.26	0.13	0.26	0.13

Elaboración propia

Ploteamos la columna 6 versus la columna 1 de la **Tabla 67** y obtenemos lo siguiente:

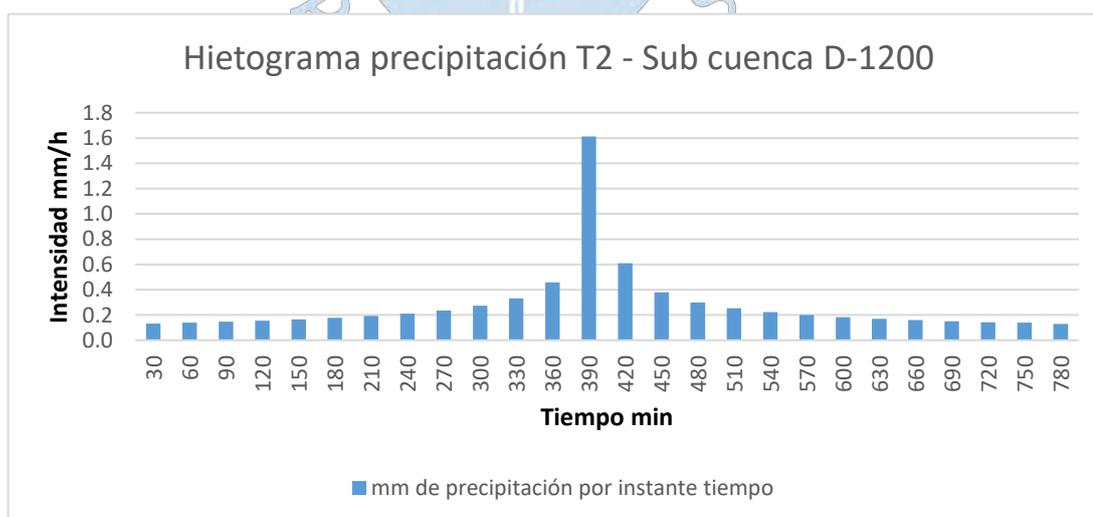


Figura 56: Hietograma de diseño de la Cuenca D-1200 para T=2 años

Para ello se consideraron tres conjuntos de datos y son los siguientes:

4.12.1 Modelo de la cuenca

A partir del reconocimiento de la cuenca en estudio, se procedió a construir el modelo hidrológico considerando las 8 sub cuencas como un sistema de sub cuencas interconectadas productoras de escurrimiento superficial durante un evento extremo de lluvia (**Ver Figura 57**).

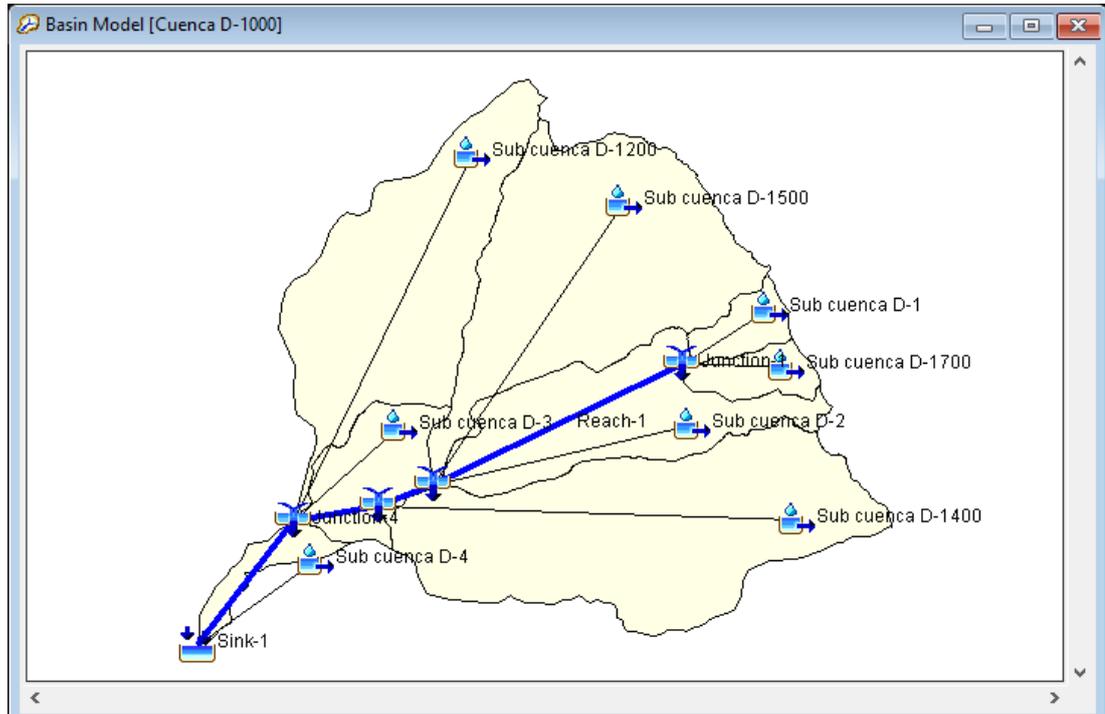


Figura 57: Esquema hidrológico realizado con el editor del HEC-HMS.

Elaboración propia

Los elementos utilizados para definir el esquema hidrológico dentro del editor del HEC HMS fueron: las subcuencas (Subbasin), los cauces (Reach), las confluencias (Junction) y el sumidero Sink que representa la desembocadura de la cuenca D-1000.

Para elaborar el modelo hidrológico de la cuenca fue necesario definir los métodos hidrológicos que permitan simular los procesos que forman parte del evento en cuestión.

Los modelos utilizados en particular para todas las subcuencas en estudio fueron los siguientes:

- Método de determinación de las pérdidas: Modelo del número de curva (SCS Curve Number).
- Método de transformación – escorrentía: Modelo de Snyder y SCS.
- Método de flujo base: Constant Monthly.
- Tránsito de cauces: Método de Muskingum.

4.12.1.1 Método de determinación de pérdidas

Para la determinación de las pérdidas se hará uso del método del Número de Curva del SCS de los Estados Unidos, para ello es muy necesario obtener los valores de número de curva (CN) para cada sub cuenca.

a) Numero de curva (CN)

Para el cálculo de los números de curva se realizó el siguiente procedimiento:

Para la obtención de las condiciones hidrológicas y grupo hidrológico de los diversos tipos de superficie que comprende cada sub cuenca se realizó el respectivo reconocimiento de campo con el apoyo de mapas temáticos de cobertura vegetal y de uso de suelos (**Mapas 14 y 15** ubicados en el **capítulo II**).

La asignación del valor de número de curva se realizó en base al tipo de suelo que presenta cada una de las subcuencas aportantes, cuyo valor final resulta de la ponderación de los valores de CN individuales a cada tipo de suelo.

La condición humedad fue determinada a partir del grado de humedad del suelo medio las cuales por concepto dependen de las precipitaciones suscitadas previamente a la precipitación estudiada. Para ello se realizó una evaluación a las series de precipitaciones diarias acumuladas de cada estación en estudio durante los 5 días previos al evento de mayor precipitación ocurrida en la zona, en nuestro caso los eventos del fenómeno El Niño de 1983, 1998 y 2017. (**Ver Tabla 68 hasta la 70**).

Tabla 68. Precipitación diaria de las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, 5 días previos al Fenómeno El Niño de 1983

	Días	Estación Ferreñafe	Estación Lambayeque
		Precipitación diaria (mm)	Precipitación diaria (mm)
5 días previos	25-Mar	No operativa	4.6
	26-Mar	No operativa	0
	27-Mar	No operativa	0
	28-Mar	No operativa	4.6
	29-Mar	No operativa	2.7
FEN	30-Mar	No operativa	63.6

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
Elaboración propia

Tabla 69. Precipitación diaria de las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, 5 días previos al Fenómeno El Niño de 1998

	Días	Estación Ferreñafe	Estación Lambayeque
		Precipitación diaria (mm)	Precipitación diaria (mm)
5 días previos	9-Feb	1.6	0.3
	10-Feb	0.2	0.1
	11-Feb	0	0
	12-Feb	0	0
	13-Feb	0.3	0
FEN	14-Feb	182.8	71.3

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología

Elaboración propia

Tabla 70. Precipitación diaria de las estaciones Ferreñafe y Lambayeque, 5 días previos al Fenómeno El Niño de 2017

	Días	Estación Ferreñafe	Estación Lambayeque
		Precipitación diaria (mm)	Precipitación diaria (mm)
5 días previos	13-Mar	No operativa	9.6
	14-Mar	No operativa	1
	15-Mar	No operativa	0
	16-Mar	No operativa	0
	17-Mar	No operativa	0
FEN	18-Mar	No operativa	60.7

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología

Elaboración propia

La lluvia total en el periodo de los 5 días previos a las precipitaciones de mayor ocurrencia de los tres últimos fenómenos fue de 12.7 mm de precipitación, por lo tanto, el suelo presenta condiciones de humedad seca del tipo CN I según la SCS. Sin embargo, cabe mencionar que por la concepción de este estudio de determinar avenidas máximas y por el uso periódico de la zona de estudio como zona agrícola, se ha considerado utilizar la condición tipo CN II para los siguientes cálculos (**Ver Tabla 71**).

Tabla 71: Resumen del número de curva de la cuenca en estudio

SUB CUENC A	USO DE SUELO	CN	NUMERO DE CURVA			
			CONDICION NORMAL (II)			NC II PONDERADO
			A. Permeable (%)	A. impermeable (%)	NC	
D-1200	POLICULTIVO	55	45.1%	0.0%	24.8	60.59
	CAÑA DE AZUCAR	65	0.1%	0.0%	0.1	
	ARROZ	65	50.1%	0.0%	32.6	
	BOSQUE RALO	36	0.8%	0.0%	0.3	
	ERI/DESN/DE	77	3.5%	0.0%	2.7	
	INF URB	90	0.2%	0.2%	0.2	
D-1500	POLICULTIVO	55	0.5%	0.0%	0.3	64.8
	ARROZ	65	96.5%	0.0%	62.7	
	CAÑA DE AZUCAR	65	2.1%	0.0%	1.4	
	BOSQUE RALO	36	0.1%	0.0%	0.0	
	ERI/DESN/DE	77	0.3%	0.0%	0.2	
	INF URB	90	0.2%	0.4%	0.2	
D-1	CAÑA DE AZUCAR	65	1.5%	0.0%	1.0	65.0
	ARROZ	65	98.5%	0.0%	64.0	
D-1700	POLICULTIVO	55	9.2%	0.0%	5.0	65.57
	ARROZ	65	84.9%	0.0%	55.2	
	INF URB	90	6.0%	0.4%	5.4	
D-2	POLICULTIVO	55	2.9%	0.0%	1.6	63.9
	ARROZ	65	91.3%	0.0%	59.3	
	BOSQUE RALO	35	0.3%	0.0%	0.1	
	ERI/DESN/DE	77	1.6%	0.0%	1.2	
	INF URB	90	1.8%	2.1%	1.6	
D-1400	POLICULTIVO	55	1.7%	0.0%	1.0	62.5
	CAÑA DE AZUCAR	65	39.4%	0.0%	25.6	
	ARROZ	65	47.3%	0.0%	30.8	
	BOSQUE RALO	36	0.2%	0.0%	0.1	
	VEGETACION ARBUS	25	4.7%	0.0%	1.2	
	ERI/DESN/DE	77	4.1%	0.0%	3.2	
	INF URB	90	0.8%	0.9%	0.7	
D-3	POLICULTIVO	65	36.6%	0.0%	20.1	64.1
	ARROZ	65	40.5%	0.0%	26.3	
	ERI/DESN/DE	77	23.0%	0.0%	17.7	
D-4	POLICULTIVO	65	6.5%	0.0%	3.6	73.4
	ARROZ	65	18.2%	0.0%	11.8	
	ERI/DESN/DE	77	75.3%	0.0%	58.0	

Elaboración propia

b) Abstracciones iniciales (Ia)

Ya habiendo calculado los números de curva de cada sub cuenca en estudio, se determinaron las abstracciones iniciales de cada sub cuenca, cuyo calculo fue explicado en el **Acápite 2.6.2.1** el cual depende principalmente de los números de curva calculados.

En la **Tabla 72** se presenta los valores de número de curva (CN) y retención potencial “S” para calcular infiltración inicial para todas las sub cuencas que componen la cuenca D-1000.

Tabla 72: Parámetros y valores de las abstracciones iniciales (mm) para cada sub cuenca utilizadas en el software HEC HMS

Sub Cuenca	CN	S (mm)	Ia (mm)
D-1200	60.59	165.21	33.04
D-1500	64.80	137.97	27.59
D-1	65.00	136.77	27.35
D-1700	65.57	133.37	26.67
D-2	63.90	143.49	28.70
D-1400	62.50	152.4	30.48
D-3	64.10	142.26	28.45
D-4	73.40	92.05	18.41

Elaboración propia

4.12.1.2 Método de transformación – escorrentía

El método seleccionado para la transformación de precipitación a escorrentía quedará definido por el método del hidrograma unitario de la SCS para cuencas menores de 30 km² y por el método del hidrograma unitario de Snyder para cuencas mayores a los 30 km².

Para la aplicación de ambos métodos, se requiere determinar tanto el tiempo de concentración de una cuenca hidrográfica (tc) anteriormente calculada, tiempo de retardo (Lag) para la ambos métodos y el coeficiente pico

(cp) cuyo parámetro quedará definido en función del tipo de características topográficas de la zona en estudio.

a) Método del hidrograma unitario de la SCS

El cálculo de los parámetros del hidrograma unitario de la SCS fue realizado para las sub cuencas D-1, D-1700, D-3 y D-4, pues presentan superficies menores a 30 km².

El software HEC HMS cuenta en su interfaz con la metodología del hidrograma unitario de SCS, para ello se requiere básicamente un solo parámetro: “ t_p = tiempo de retardo entre el centro de gravedad de la precipitación y el caudal pico”.

Siendo:

$$t_p = 0.6 \cdot t_c$$

Donde:

t_c : el tiempo de concentración (min).

A continuación, se muestra el resumen de los cálculos del tiempo de retardo para las sub cuencas seleccionadas.

Tabla 73: resumen de tiempos de retardo (t_p) requeridos por el software HEC HMS

Sub Cuenca	t_c (min)	t_p (min)
D-1	254	152
D-1700	249	149
D-3	365	219
D-4	482	289

Elaboración propia

b) Método del hidrograma unitario de Snyder

Para el caso del hidrograma de Snyder, según el MTC en su manual se considera válida su aplicación para cuencas desde 30 a 30 000 km², por tal razón fue utilizada en el estudio para su aplicación en las cuencas D-1200, D-1500, D-1200 y D-2, los cuales cuentan con áreas entre los 60 hasta los 135 km².

El software HEC HMS cuenta en su interfaz con la metodología del hidrograma unitario de Snyder, para ello se requiere básicamente contar con dos parámetros: “ t_p ” (Tiempo de retardo) y el c_p (Caudal pico).

El primer parámetro se calcula con la Ecuación 64, los cuales requieren previamente el cálculo de las siguientes variables.

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3}$$

C_1 = el valor considerado para el análisis es de 0.75, propio del sistema internacional.

C_t = denominado coeficiente de retardo de Snyder, el cálculo de este parámetro se realizará a partir de la fórmula propuesta por Taylor – Schwartz (**Ecuación 65**)

$$C_t = \frac{1.65}{(\sqrt{i})^{0.38}}$$

L = las distancias fueron obtenidas de los parámetros morfológicos de las sub cuencas en estudio.

Lcg = su cálculo se realizó con el método el cual se desarrolla con mayor detalle en el **Apéndice G**.

C_p = De acuerdo a las definiciones en el **acápito 2.8.2.1 b**) se ha considerado una valor de 0.4 ya que las pendientes de las sub cuencas consideradas son muy bajas.

En el **Tabla 74** se muestra los parámetros del hidrograma de Snyder para cada sub cuenca del Dren en estudio.

Tabla 74: Resumen de los parámetros T_p y C_p requeridos por el software HEC HMS

Sub Cuenca	Parámetros de la sub cuenca		Parámetros Hidrograma Snyder			
	L (km)	i(m/m)	C_t	Lcg (km)	T_p (hr)	C_p
D-1200	12.48	0.0011	2.50	10.10	8.01	0.40
D-1500	20.82	0.0009	2.59	15.90	11.06	0.40
D-2	12.81	0.0005	2.92	9.05	9.11	0.40
D-1400	24.20	0.0009	2.59	13.40	11.02	0.40

Elaboración propia

4.12.1.3 Método de flujo base

En este método el cálculo elegido es el Método de Constant Monthly que es empleada para obtener el flujo base a partir de mediciones mensuales del caudal circulante en las cuencas. Los parámetros de entrada se obtendrán a partir del Gomez (2014), quien estimó los caudales mensuales durante un periodo de observación desde marzo hasta septiembre sobre el tramo final del canal principal troncal D-1000.

En la **Tabla 75** se muestran los caudales medidos durante el periodo de observación en el sub sistema de drenaje D-1000.

Tabla 75: Caudales mensuales evacuados por los drenes hacia el mar

Sistema de drenaje	Punto de control	Marzo (m ³ /s)	Abril (m ³ /s)	Mayo (m ³ /s)	Junio (m ³ /s)	Julio (m ³ /s)	Agosto (m ³ /s)	Septiembre (m ³ /s)
D-1000	Km. 29+250.5	6.172	6.516	3.979	1.542	1.043	0.658	0.273

Fuente: (Gomez, 2014)

4.12.1.4 Tránsito de cauces (Channel routing)

El método de cálculo elegido para los tránsitos en el cauce se utilizó el método de Muskingum, el cual para su aplicación en el software HEC HMS se tiene que calcular los parámetros k , x y n .

Por lo general estos valores se obtienen en mediciones de hidrogramas realizados en el cauce, sin embargo, al no contar con esa información en este estudio para los cálculos del parámetro K , se ha estimado en función al tiempo de viaje de la onda, correspondiente a condiciones de flujo uniforme.

Para ello se dividió el cauce principal en 4 tramos específicos de las cuales se obtuvieron las velocidades promedio en el inicio y final de cada tramo a partir de la ecuación de Manning, (Ver **Tabla 76**).

Tabla 76: Cálculo de las velocidades promedio en los 4 tramos del cauce principal

	kilometraje	Áreas (m ²)	Perímetro (m)	R	n	i	V (m/s)-Manning	V prom (m/s)
Tramo 4	30+200	12.81	11.95	1.072	0.035	0.0007	0.792	0.881
	24+000	26.67	18.37	1.452	0.035	0.0007	0.969	
Tramo 3	23+600	36.79	20.49	1.795	0.035	0.001	1.335	1.255
	20+000	25.83	17.40	1.485	0.035	0.001	1.176	
Tramo 2	19+400	47.04	21.94	2.144	0.035	0.0007	1.257	1.303
	17+000	67.38	28.23	2.387	0.035	0.0007	1.350	
Tramo 1	16+800	44.47	24.41	1.822	0.035	0.0005	0.953	1.104
	4+800	66.11	24.02	2.753	0.035	0.0005	1.255	

Fuente: Elaboración propia

Donde:

R: Radio hidráulico

n : coeficiente de Manning

i= pendiente de los tramos m/m

Con la velocidad promedio calculada y la **Ecuación 67** obtenemos la constante de almacenamiento “K”.

Para la obtención del factor de ponderación X se asumió un valor de 0.20 el cual es indicativo de un cauce cuya cuña esta moderadamente desarrollada y con pendiente relativamente baja.

Mientras que para el cálculo de los números de tramos o Sub-reaches “n” se obtuvo a partir de la **Ecuación 68**.

En la **Tabla 77** se muestra los parámetros de ingreso para cada tramo considerado en la cuenca en estudio.

Tabla 77: Resumen de valores para Muskingum requeridos por el software HEC HMS

Sub Cuenca	Parámetros de la cuenca			Parámetros Muskingum		
	(km)	v (m/s)	t (s)	K (hr)	X	n
TRAMO 1	12.83	1.10	1800	3.24	0.20	6.478
TRAMO 2	3.03	1.30	1800	0.65	0.20	1.295
TRAMO 3	3.75	1.25	1800	0.83	0.20	1.666
TRAMO 4	7.68	0.88	1800	2.42	0.20	4.848

Elaboración propia

4.12.2 Modelo meteorológico

Para el Modelo Meteorológico se utilizó los hietogramas especificados en el **Apéndice H**.

4.12.3 Especificaciones de control

Para el área de estudio se ha definido un intervalo de cálculo de 72 horas, requisito necesario para la estabilidad del modelo.

Capítulo 5 Resultados de la simulación

5.1 Resultado global del modelamiento hidrológico con el software HEC-HMS

En la **Tabla 78** se muestra los resultados de caudales máximos simulados para los diferentes períodos de retorno.

Tabla 78: Caudales máximos para cada subcuenca del Dren D-1000 para diferentes periodos de retorno

Elemento hidrológico	PERIODO DE RETORNO					
	Q2	Q5	Q10	Q25	Q50	Q100
Sub cuenca D-1	0.0	0.0	0.2	3.8	13.6	36.2
Sub cuenca D-1700	0.0	0.0	0.3	4.5	15.7	41.4
Juntion 1	0.0	0.0	0.6	8.2	29.2	77.6
Reach 1	0.0	0.0	0.5	7.9	27.3	70.5
Sub cuenca D-1500	0.0	0.1	0.7	10.8	36.0	90.1
Sub cuenca D-2	0.1	0.3	0.5	5.5	18.7	47.9
Juntion 2	0.2	0.4	1.5	22.0	71.6	172.3
Reach 2	0.2	0.4	1.5	21.9	71.5	172.2
Sub cuenca D-1400	0.1	0.2	0.3	6.5	26.1	72.3
Juntion 3	0.3	0.6	1.8	28.0	96.6	242.8
Reach 3	0.3	0.6	1.8	27.9	96.3	242.8
Sub cuenca D-3	0.0	0.0	0.0	0.2	3.1	12.5
Sub cuenca D-1200	0.0	0.0	0.1	1.1	9.7	34.6
Juntion 4	0.3	0.6	1.8	29.2	107.6	281.6
Reach 4	0.3	0.6	1.8	28.8	106.7	280.0
Sub cuenca D-4	6.2	6.2	6.2	6.8	8.8	13.9
Sink	6.5	6.8	8.0	35.2	113.8	288.5

Elaboración propia

5.2 Hidrogramas finales

5.2.1 Hidrograma simulado para periodo de retorno 2 años

La modelación hidrológica para un periodo de retorno de 2 años dio como resultado un caudal de $6.5 \text{ m}^3/\text{s}$, teniendo en cuenta un flujo base para el mes de marzo $6.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

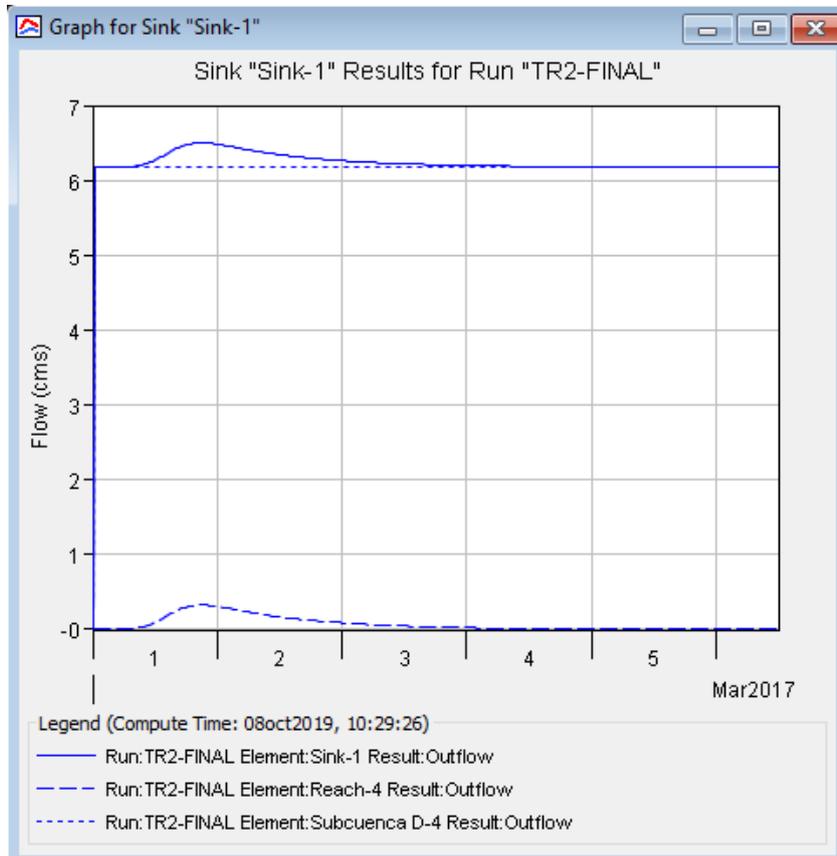


Figura 58: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 2 años

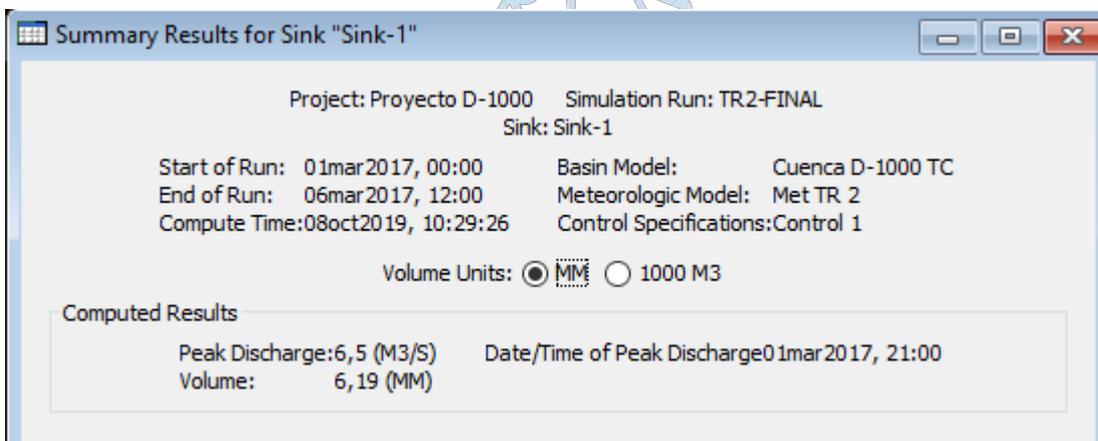


Figura 59: Caudal máximo para periodo de retorno de 2 años

5.2.2 Hidrograma simulado para periodo de retorno 5 años

La modelación hidrológica para un periodo de retorno de 5 años dio como resultado un caudal de $6.8 \text{ m}^3/\text{s}$ teniendo en cuenta un flujo base para el mes de marzo $6.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

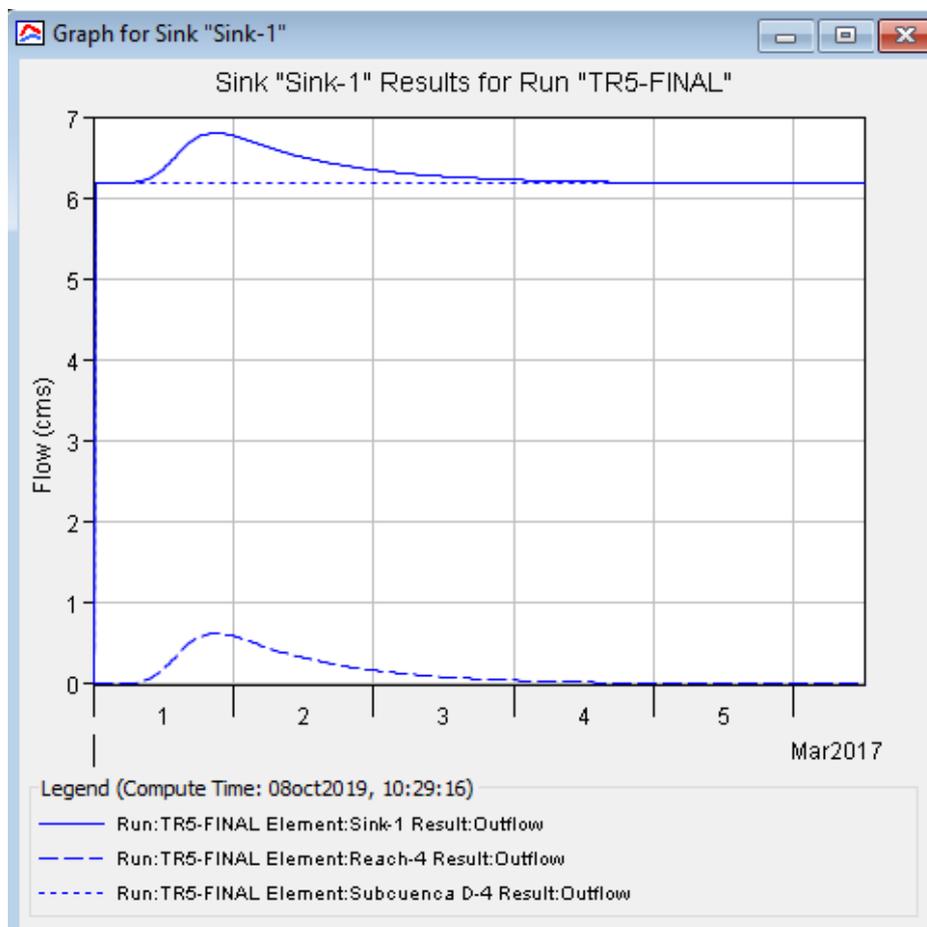


Figura 60: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 5 años

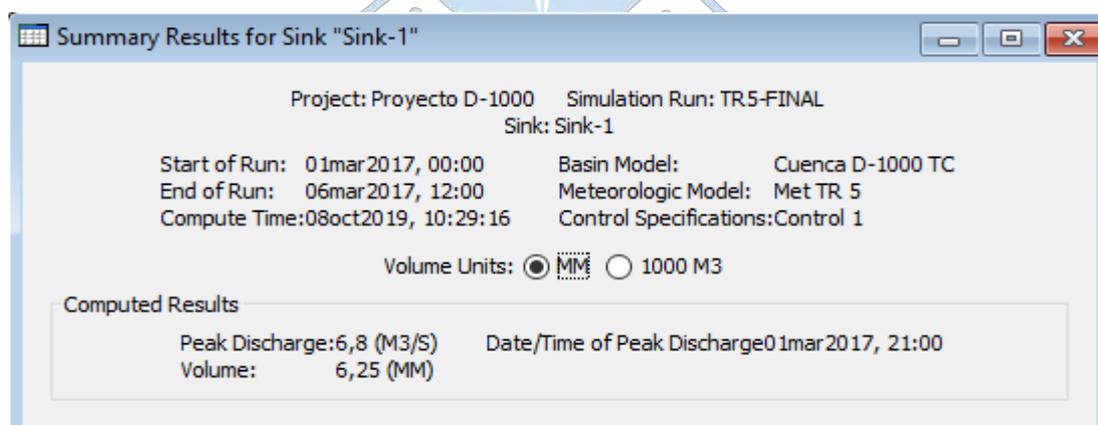


Figura 61: Caudal máximo para un periodo de retorno de 5 años

5.2.3 Hidrograma simulado para periodo de retorno 10 años

La modelación hidrológica para un periodo de retorno de 10 años dio como resultado un caudal de $8.3 \text{ m}^3/\text{s}$ teniendo en cuenta un flujo base para el mes de marzo $6.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

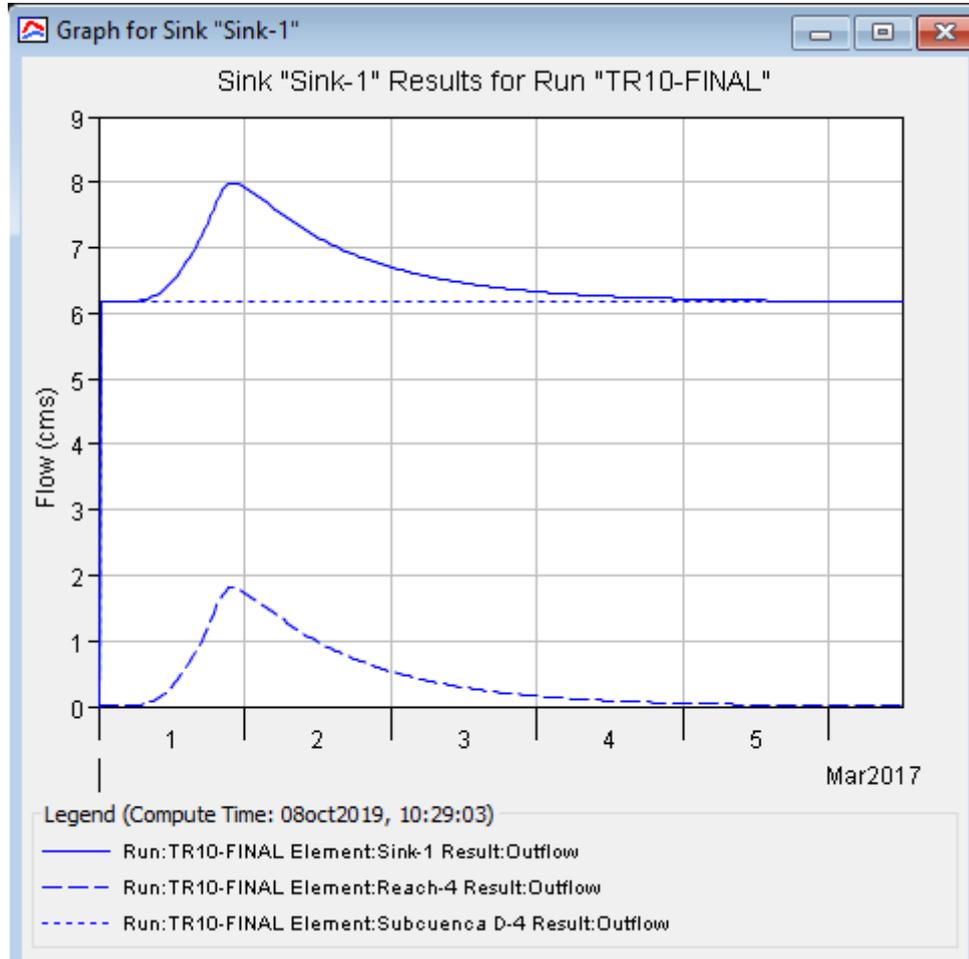


Figura 62: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 10 años

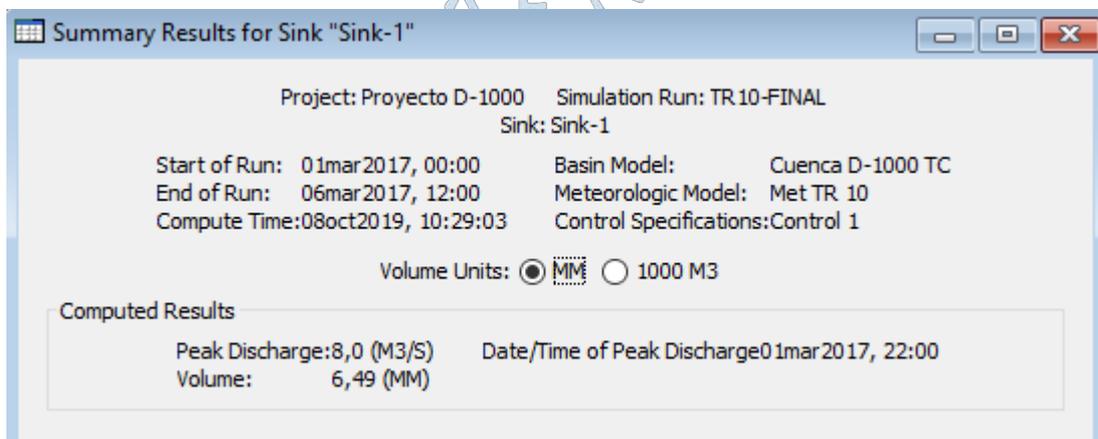


Figura 63: Caudal máximo para un periodo de retorno de 10 años

5.2.4 Hidrograma simulado para periodo de retorno 25 años

La modelación hidrológica para un periodo de retorno de 25 años dio como resultado un caudal de 32.2 m³/s teniendo en cuenta un flujo base para el mes de marzo 6.2 m³/s.

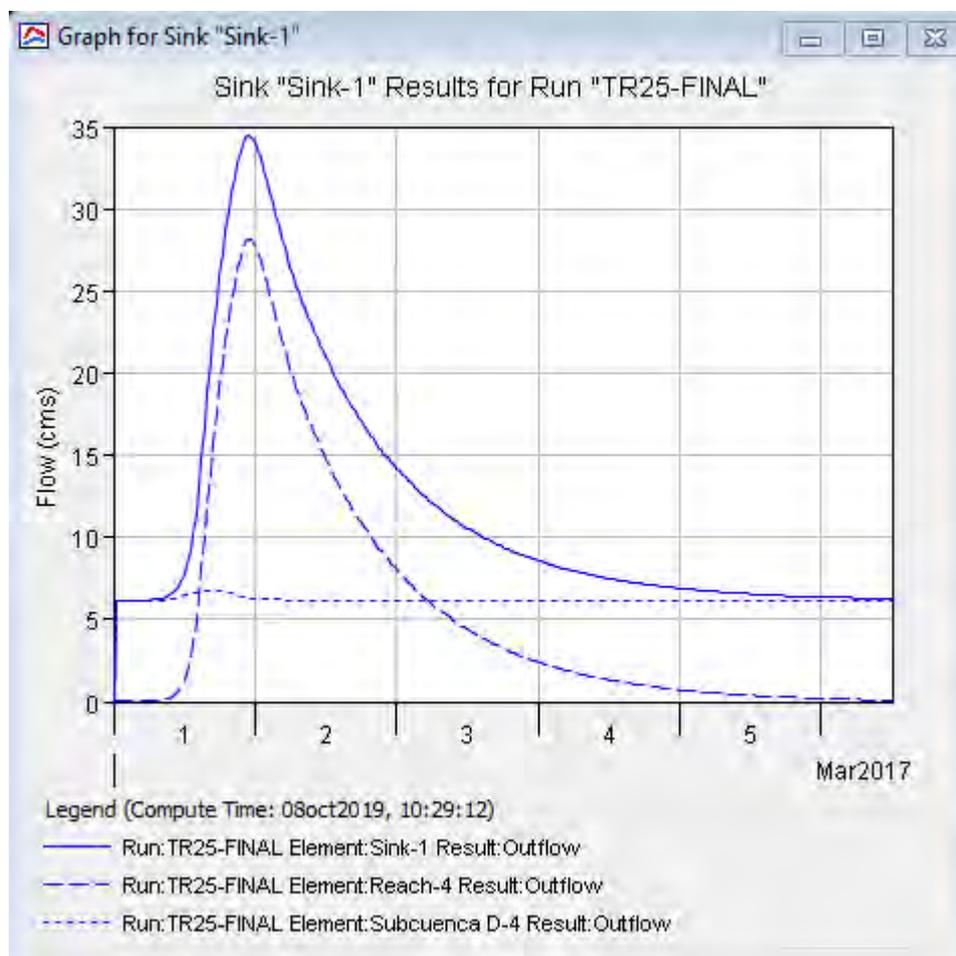


Figura 64: Caudal máximo para un periodo de retorno de 25 años

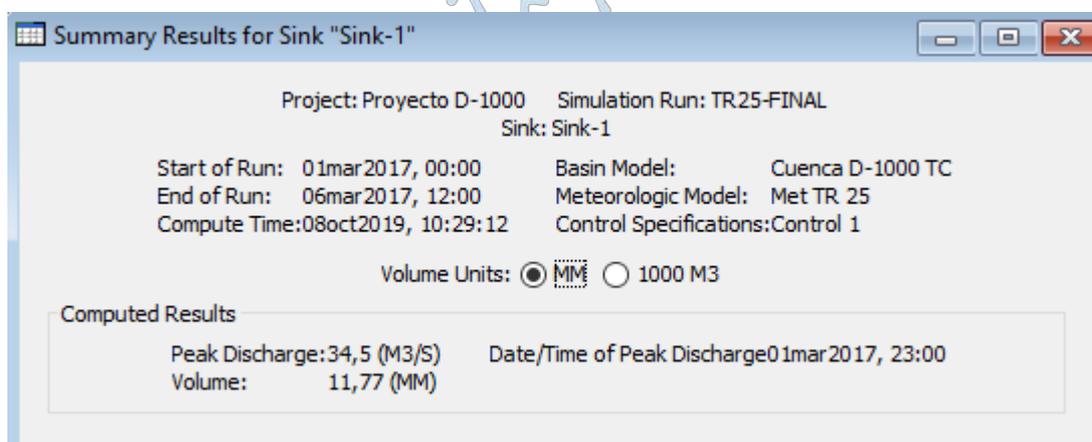


Figura 65: Caudal máximo para un periodo de retorno de 25 años

5.2.5 Hidrograma simulado para periodo de retorno 50 años

La modelación hidrológica para un periodo de retorno de 50 años dio como resultado un caudal de 113.8 m³/s teniendo en cuenta un flujo base para el mes de marzo 6.2 m³/s.

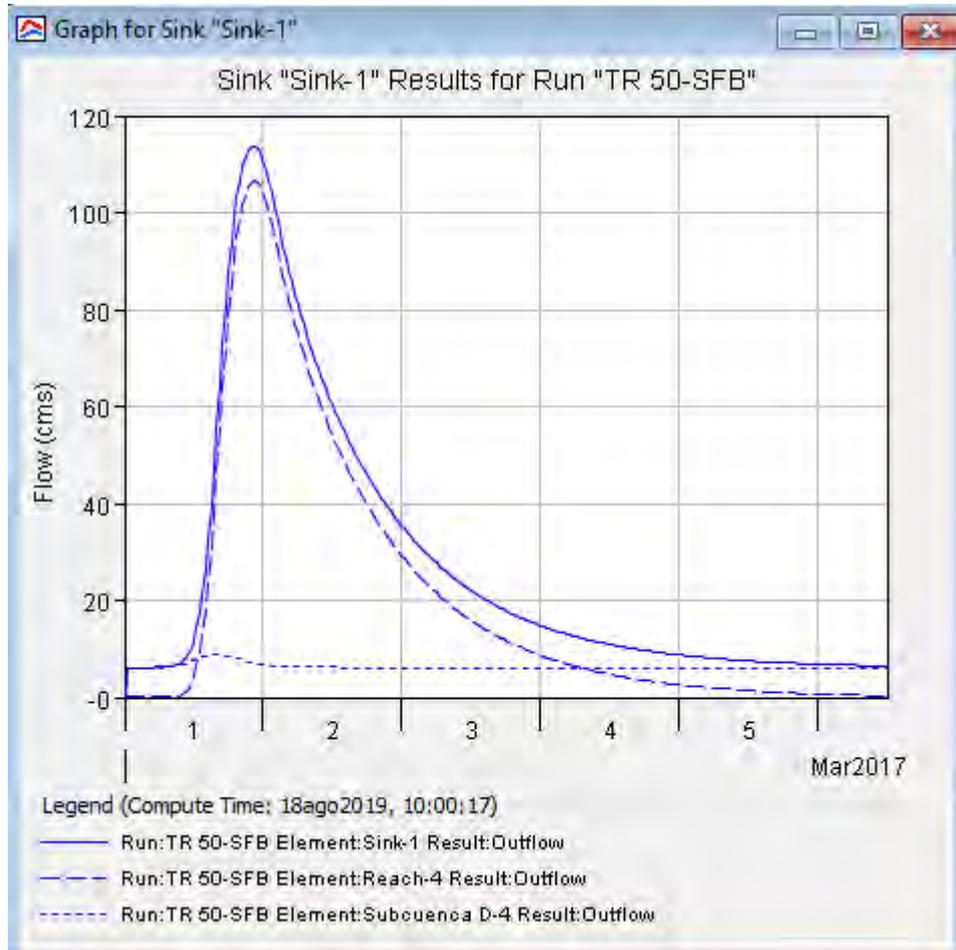


Figura 66: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 50 años

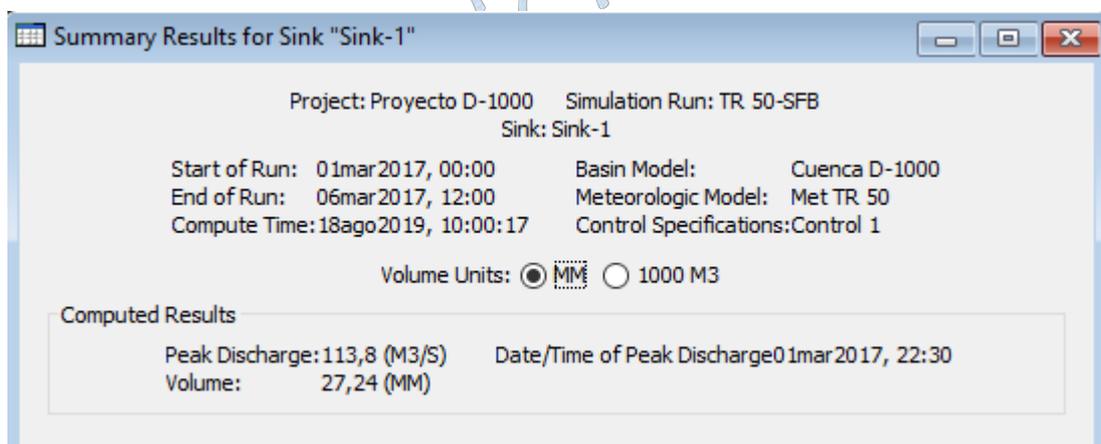


Figura 67: Caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años

5.2.6 Hidrograma simulado para periodo de retorno 100 años

La modelación hidrológica para un periodo de retorno de 100 años dio como resultado un caudal de 299.5 m³/s teniendo en cuenta un flujo base para el mes de marzo 6.2 m³/s.

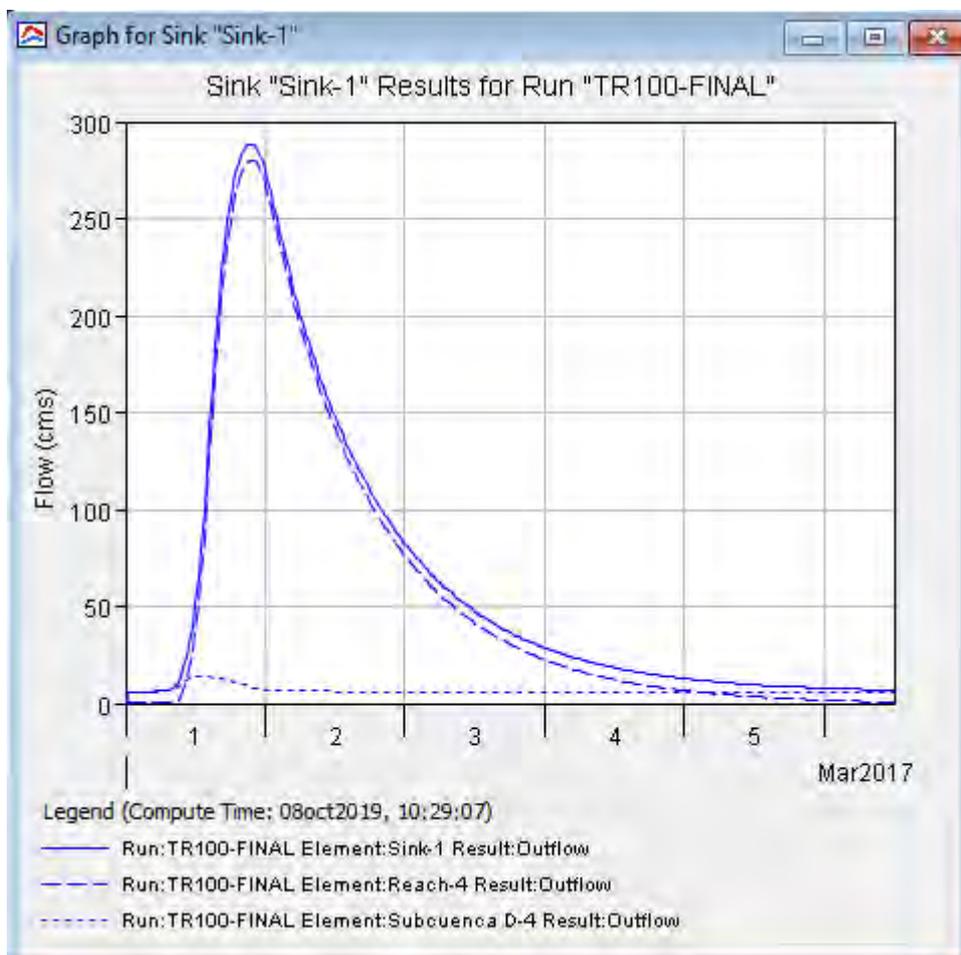


Figura 68: Hidrograma simulado para periodo de retorno de 100 años



Figura 69: Caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años



Capítulo 6

Evaluación del sistema de evacuación de aguas pluviales

Teniendo en cuenta el interés por salvaguardar las diversas extensiones agrícolas tanto como a la población e infraestructura vial, el dren agrícola D-1000 debe ser capaz de conducir las escorrentías superficiales producto de las precipitaciones pluviales de la zona y aportes de agua proveniente de los puntos de conexión entre el canal Taymi Antigo y la red de drenaje agrícola.

Por tal razón se hará una evaluación previa de estos caudales sobre la zona, para cuantificar su grado de influencia, evaluar el sistema de evacuación actual y si fuera necesario proponer un esquema preliminar de evacuación para estos cauces.

6.1 Caudal sobre el canal Taymi Antigo

El canal Taymi Antigo se encuentra ubicado paralelamente a la margen izquierda del Canal Taymi Nuevo (**Figura 70**).



Figura 70: Vista aérea de los canales Taymi Nuevo y Antigo

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones – PEOT. (2017)

Favorece la captación de las escorrentías de las quebradas que interceptan el trazo, permitiendo evacuarlas hacia la red de drenaje del proyecto Tinajones.

Las dos fuentes principales que vierten sobre esta infraestructura son:

- Las descargas directas de las quebradas que cruzan el canal Taymi nuevo por debajo de su trazo (quebrada río Loco y Sencie).
- Y el otro producto de los desbordamientos de caudal circundante desde el canal Taymi nuevo a través de estructuras de alivio (Aliviaderos laterales y badenes), ya que como se mencionó en su momento el canal Taymi nuevo es muy vulnerable a desbordamientos debido a su característica telescópica a lo largo de todo su trazo.

Al término del trazo de este canal se empalma con el canal antiguo Mochumí el cual intercepta un cauce perpendicular con dirección hacia en las inmediaciones del sector Muy Finca, lo cual favorece a que posteriormente sea encauzado por el dren D-1522-0.13 hacia la red de drenaje D-1000, sin embargo, no hay registro exacto de la capacidad de evacuación de este cauce perpendicular (**Ver Figura 71**).

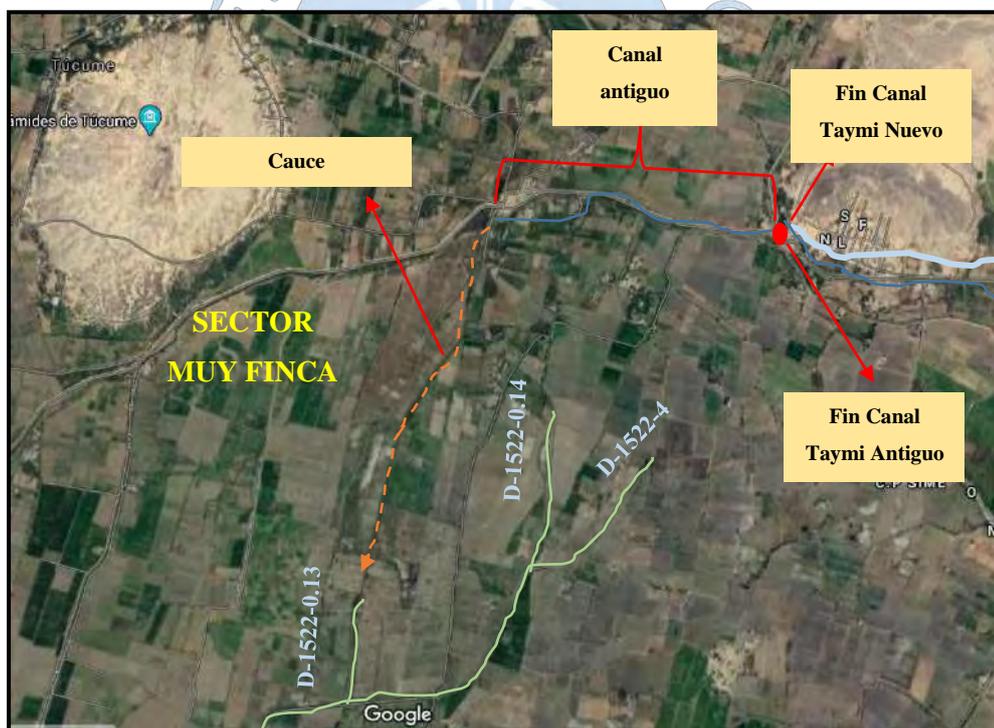


Figura 71: Tramo final del canal Taymi antiguo y conexiones

Fuente: Google Earth

Pérez (2006) realizó un modelamiento hidrológico sobre este elemento con el software HEC HMS, realizando una simulación de las escorrentías superficiales originadas a partir de los vertimientos extraordinarios provenientes de las dos fuentes antes mencionadas, para

luego modelar hidráulicamente la estructura y determinar posibles tramos críticos vulnerables a desbordamientos (**Ver Anexo C**).

Con el modelamiento hidrológico se obtuvo el siguiente esquema:

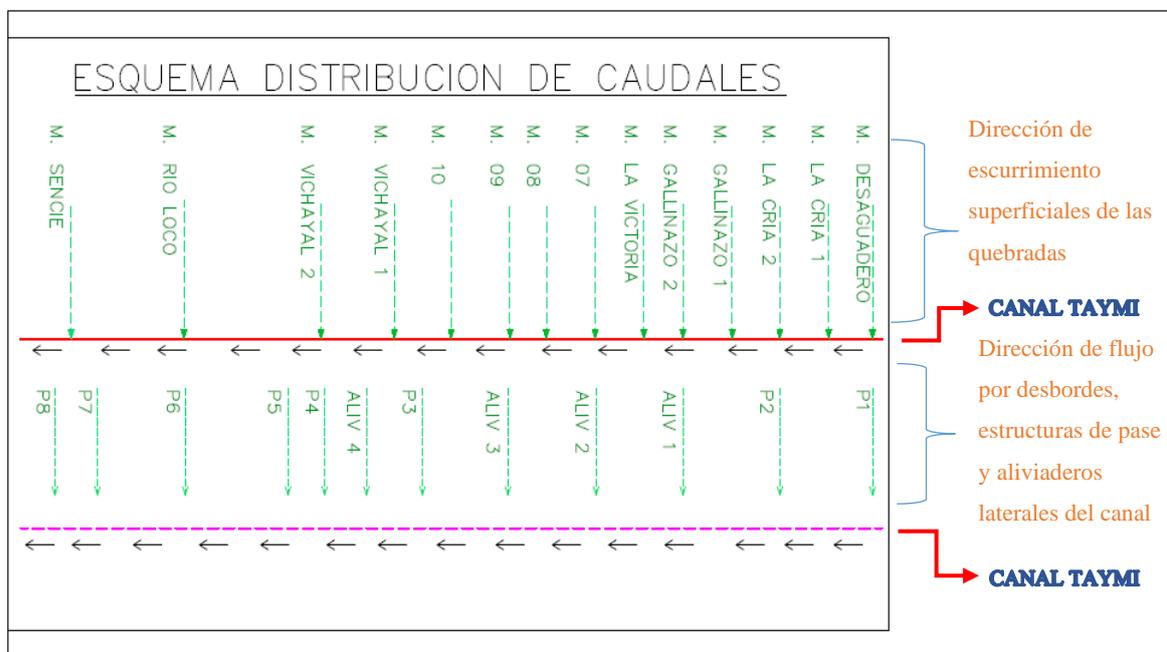


Figura 72: Esquema de la distribución de caudales considerado en el estudio “Evaluación de la infraestructura mayor de riego y drenaje Taymi”

Fuente: (Pérez, 2006)

El cual permite estimar caudal resultante que conduciría y evacuaría el canal Taymi Antiguo para un periodo de retorno $Tr = 50$ años a partir de la suma de los caudales de los elementos hidráulicos que ingresan al canal Taymi (P1, P2, Aliv 1, Aliv 2, Aliv 3, P3, Aliv 4, P4, P5, P6, P7 y P8)¹⁰ el cual sería equivalente a $174.8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para modelamiento hidráulico del canal Taymi antiguo se determinó que, para un periodo de retorno de 50 años, se presentan varios tramos críticos con presencia de desbordamientos. En aras por salvaguardar las zonas aledañas ante estos inminentes desbordamientos Pérez (2006) planteó para esta estructura lo siguiente:

- ✓ Reducción de los niveles de inundación en los tramos críticos a partir de encauzamientos, protección y limpieza del cauce con la finalidad de restituir la sección hidráulica y obtener una sección uniforme de acuerdo al ancho estable definido.
- ✓ Construcción de aliviaderos laterales que permita la evacuación del flujo del canal.

¹⁰ Estos valores se definieron en el acápite 1.6.1.3

- ✓ Acondicionar los caudales circundantes del canal hacia el sistema de drenaje D-1000.

6.2 Distribución de caudales hacia el sub sistema de drenaje D-1000

Si bien ya se estimó el caudal posible que circularía sobre el canal Taymi Antiguo frente a un evento extraordinario de precipitación, como se visualizó en el acápite anterior este no cuenta con las garantías y confiabilidad de sus dimensiones a lo largo de su trazo para encauzarlos y evacuarlos de manera eficiente, por lo cual coincidiendo con las propuestas anteriores, es necesario evacuar estos cauces progresivamente hacia el sub sistema de drenaje D-1000 a través de canales de conexión.

Para tal efecto y con fines para el desarrollo de este proyecto se plantea adicionarle la siguiente medida:

- ✓ Acondicionar y mejorar la capacidad de conducción de los colectores principales (D-1400, D-1700, D-1000 y D-1500) del sub sistema de drenaje D-1000 de tal manera que su capacidad inicial de evacuación que actualmente es de 77.5 m³/s se incremente a 180.0 m³/s (**Ver Tabla 79**).

Tabla 79. Capacidad hídrica propuesta para los canales de conexión

Cana de conexión hacia	Q actual (m ³ /s)	Q propuesto (m ³ /s)
D. Principal D-1400	40.0	40.0
D. Principal D-1700	Sin conexión	30.0
D. Principal D-1000	37.5	50.0
D. Principal D-1523	Sin conexión	40.0
D. Principal D-1522-0.13	Sin conexión	15.0
Caudal inicial de evacuación	77.5¹¹	180.0

Elaboración propia

Esto debido a que dos razones; la primera, debido a la necesidad de evacuar todo el flujo circundante del canal Taymi antiguo y la otra debido al control de las quebradas principales de mayor demanda hídrica las cuales generan problemas de desbordamiento.

A continuación, se muestra el esquema de distribución de caudales hacia el sub sistema de drenaje D-1000.

¹¹ Solo considera los caudales hacia el dren principal D-1000 y D-1400 que existen en la actualidad.

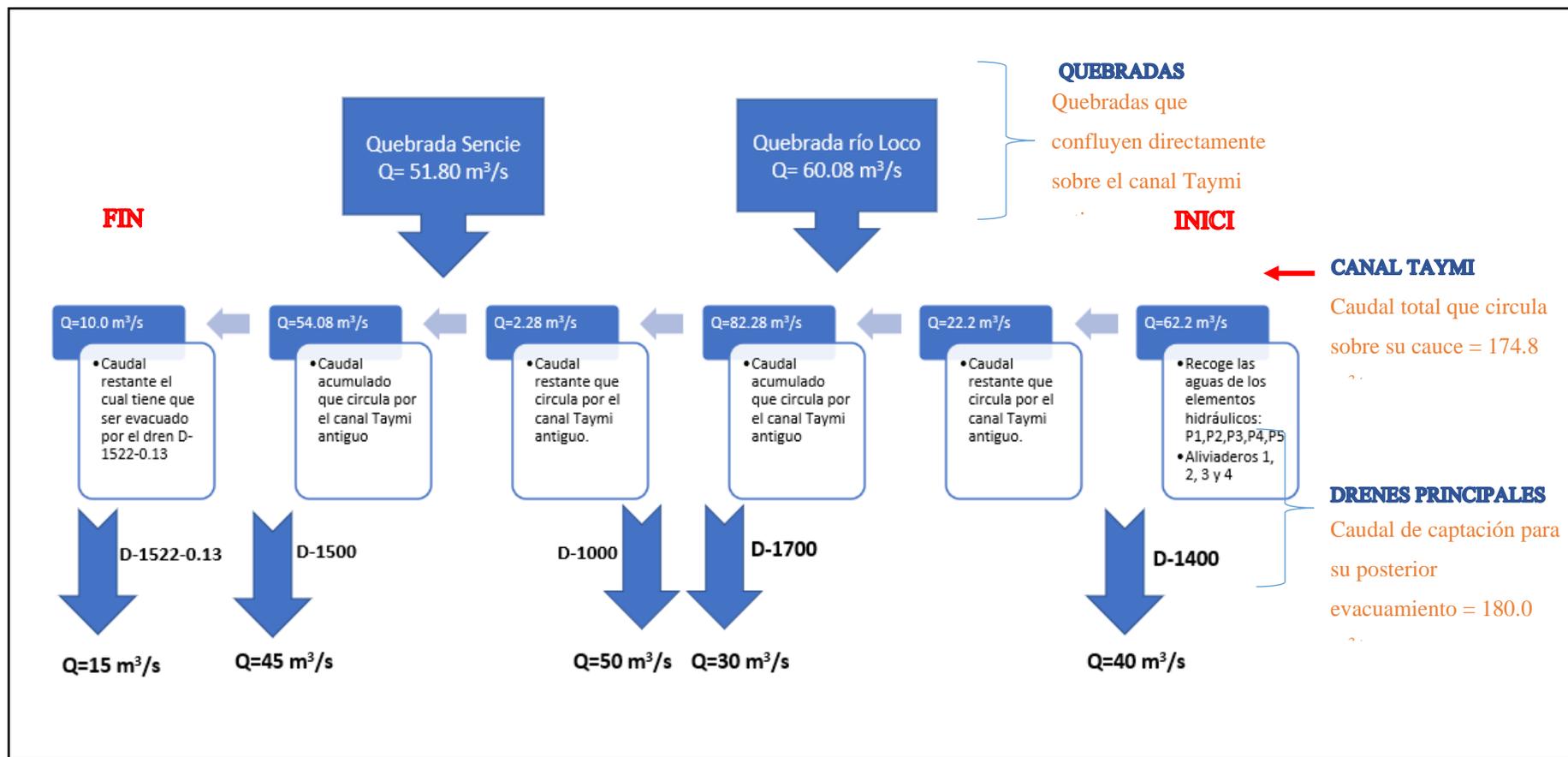


Figura 73: Esquema de distribución de caudales de evacuación hacia los drenes principales D-1400, D-1000, D-1700 y D-1500
Elaboración propia

De la **Figura 74** se puede observar que hasta antes de la confluencia del dren principal D-1400 y el canal Taymi antiguo, el canal Taymi antiguo recoge las aguas de los elementos hidráulicos P1, P2, P3, P4, P5 y los aliviaderos 1, 2, 3, 4 del canal Taymi nuevo definiéndose un caudal de $62.2 \text{ m}^3/\text{s}$ en condiciones ideales.

Un caudal de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ serían captados por el dren D-1400 quedando sobre el canal Taymi antiguo un caudal aproximadamente de $22.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Hasta antes de la confluencia de los drenes D-1000 y D-1700 el caudal circundante sobre el canal Taymi quedaría definido por un caudal aproximado de $82.28 \text{ m}^3/\text{s}$ que incluye el ingreso de la quebrada río Loco y el caudal restante en ese tramo.

El dren D-1000 y D-1700 captarían un caudal de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ el cual equivale a casi 100 % del caudal circundante sobre el canal Taymi.

Pasada esta zona el caudal circundante quedaría definido por un caudal equivalente a $54.08 \text{ m}^3/\text{s}$ que comprende el ingreso de la quebrada Sencie y el caudal restante en ese tramo.

Para la confluencia con el dren D-1523 el dren captaría un caudal equivalente a $45 \text{ m}^3/\text{s}$ quedando un caudal circundante de aproximadamente $9.08 \text{ m}^3/\text{s}$ los cuales debería ser captado por el dren D-1522-0.13.

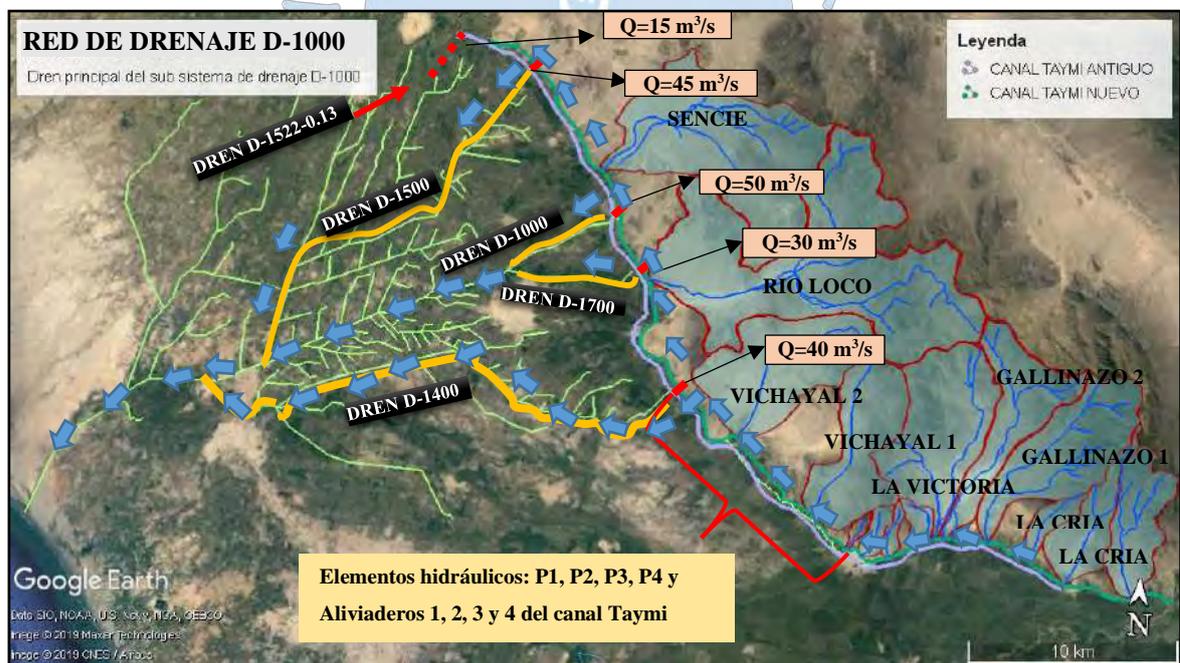


Figura 74: Distribución de caudal de escorrentía sobre dren principal D-1400

Fuente: Google Earth

6.3 Distribución de caudales hacia el dren principal D-1000

Teniendo en consideración las estimaciones anteriormente calculadas y aprovechando la herramienta tecnológica denominada HEC HMS realizaremos un nuevo modelamiento incluyendo los flujos de agua provenientes de estos 5 canales de evacuación propuestos del acápite anterior como fuentes externas a las subcuencas en estudio.

El esquema hidrográfico definido por el software HEC HMS quedaría de la siguiente manera:

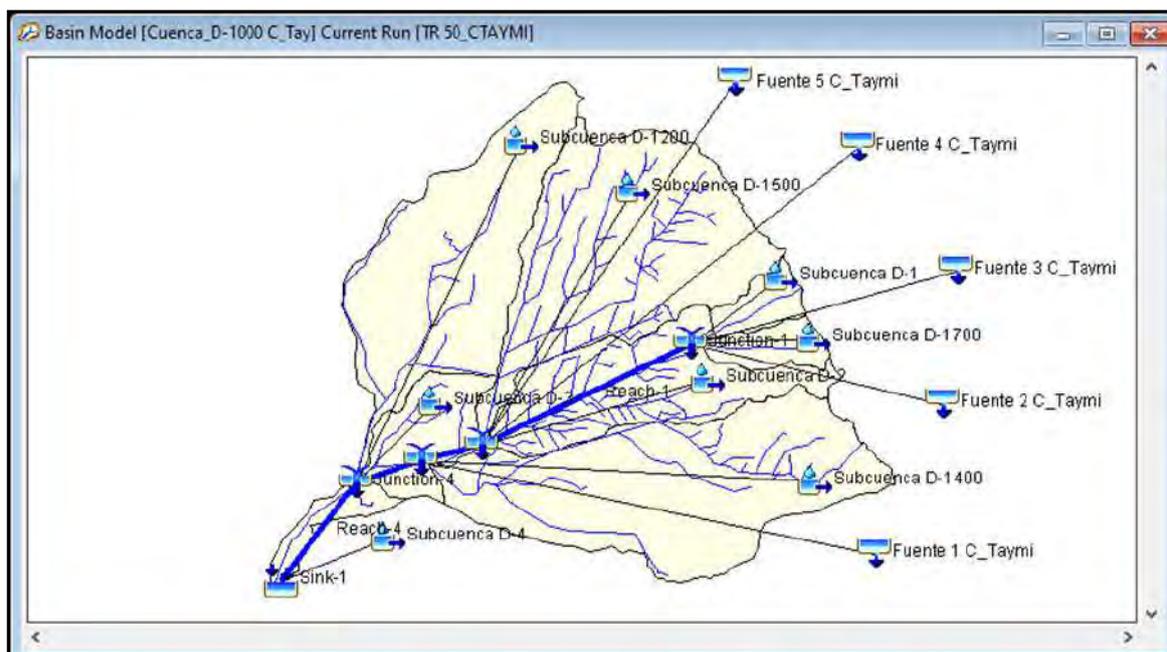


Figura 75: Esquema hidrográfico realizado con el editor del HEC-HMS considerando los flujos de agua externos a las subcuencas de estudio

Fuente: Software Hec Hms

Como se puede observar en la imagen se utilizará el elemento hídrico del software denominado “Source” para los flujos externos que inciden sobre los canales principales los cuales serán etiquetados de la siguiente manera:

Tabla 80: Nombres asignados dentro del modelo hidrológico a cada fuente de agua externa

Canal de conexión hacia	Nombre del elemento
D. Principal D-1400	Fuente 1 C_Taymi
D. Principal D-1700	Fuente 2 C_Taymi
D. Principal D-1000	Fuente 3 C_Taymi
D. Principal D-1523	Fuente 4 C_Taymi
D. Principal D-1522-0.13	Fuente 5 C_Taymi

Elaboración propia

Los resultados obtenidos de la nueva modelación se muestran en la siguiente figura:

Project: Proyecto D-1000 Simulation Run: TR 50_CTAYMI

Start of Run: 01mar2017, 00:00 Basin Model: Cuenca_D-1000 C_Tay
 End of Run: 06mar2017, 12:00 Meteorologic Model: Met TR 50
 Compute Time: 29abr2020, 12:04:55 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Uni... MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discha... (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subcuenca D-1700	11,78	15,4	01mar2017, 10:00	36,98
Subcuenca D-1	10,66	13,3	01mar2017, 10:00	35,68
Fuente 2 C_Taymi	1,00	30,0	01mar2017, 00:00	14256,00
Fuente 3 C_Taymi	1,00	50,0	01mar2017, 00:00	23760,00
Junction-1	24,44	108,7	01mar2017, 10:00	1588,87
Reach-1	24,44	106,5	01mar2017, 13:30	1588,87
Subcuenca D-1500	118,59	6,9	01mar2017, 22:30	6,17
Subcuenca D-2	63,89	18,4	01mar2017, 19:30	26,87
Fuente 4 C_Taymi	1,00	45,0	01mar2017, 00:00	21384,00
Fuente 5 C_Taymi	1,00	15,0	01mar2017, 00:00	7128,00
Junction-2	208,92	181,3	01mar2017, 15:00	334,07
Reach-2	208,92	181,3	01mar2017, 16:00	334,07
Subcuenca D-1400	134,17	25,8	01mar2017, 21:00	20,73
Fuente 1 C_Taymi	1,00	40,0	01mar2017, 00:00	19008,00
Junction-3	344,09	245,2	01mar2017, 19:00	266,16
Reach-3	344,09	245,1	01mar2017, 20:00	266,16
Subcuenca D-1200	101,24	9,6	01mar2017, 19:30	7,79
Subcuenca D-3	27,85	3,1	01mar2017, 16:00	3,63
Junction-4	473,18	256,1	01mar2017, 19:30	195,43
Reach-4	473,18	255,6	01mar2017, 22:00	195,43
Subcuenca D-4	10,47	8,7	01mar2017, 14:30	289,07
Sink-1	483,65	262,7	01mar2017, 21:30	197,45

Figura 76: Caudales máximos para un periodo de retorno de 50 años considerando los flujos de agua externos a la cuenca en estudio

Fuente: Software Hec Hms

Si consideramos sólo las avenidas máximas que desembocan sobre el canal principal D-1000, estas se resumirían en el siguiente cuadro:

Tabla 81: Caudales máximos que interceptan el canal principal D-1000

Elemento hidrológico	Caudal de diseño Q (m ³ /s)
Juntion 1 – Confluencia dren D-1000 con D-1700	108.7
Juntion 2 - Confluencia dren D-1000 con D-1500	181.3
Juntion 3 – Confluencia dren D-1000 con D-1400	245.2
Juntion 4– Confluencia dren D-1000 con D-1200	256.1
Sink – Desembocadura	262.7

Elaboración propia

6.4 Evaluación del tránsito de avenidas sobre canal principal D-1000

En este apartado evaluaremos las condiciones hidráulicas que presenta el dren principal D-1000, para ello se tendrá en cuenta las estimaciones de avenidas máximas obtenidas del modelamiento hidrológico en el **Acápite 6.3** en las confluencias de los drenes principales y el canal principal D-1000 (Juntion 1, 2, 3, 4 y sink), y las características hidráulicas del dren principal D-1000 obtenidas de los planos digitales del dren (**Anexo E**).

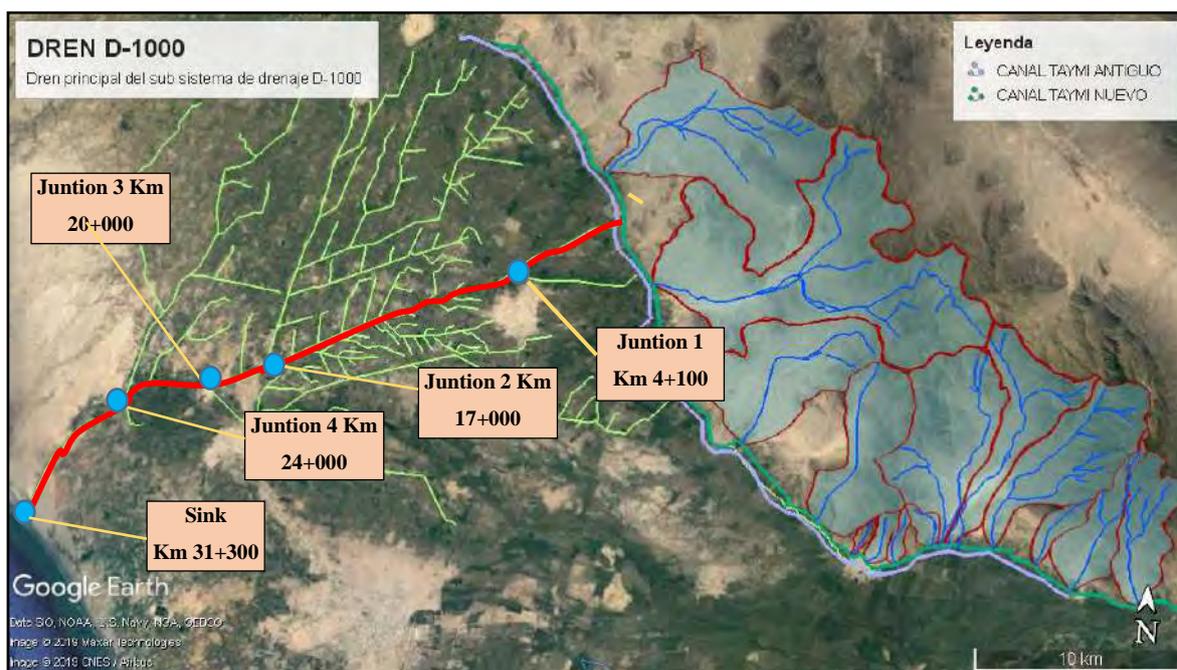


Figura 77: Descripción y ubicación de los puntos de evaluación donde desembocan las avenidas máximas de los drenes D-1400, D 1500 y D1700 sobre el dren principal D-1000

Fuente: Google Earth

6.4.1 Juntion 1: Progresiva 4+100 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1000 y D-1700)

La sección hidráulica en este punto del canal debe contemplar la evacuación de los caudales proporcionados en la **Tabla 79** definidas por la recolección de aguas de los drenes D-1 y D-1700 provenientes de excedentes de caudales y avenidas máximas de las quebradas adyacentes y los caudales de avenidas máximas proporcionadas por este estudio los cuales se estima que desembocarían en total un caudal de $108.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

La sección geométrica en la progresiva 4+100 del dren principal D-1000 presenta las siguientes características hidráulicas.

Datos:

Pendiente	:	0.0027 o 2.72 ‰
Tirante	:	$y = 3.37 \text{ m}$
Rugosidad	:	0.025

Bordo libre	:	0.50
Área	:	34.59 m ²
Perímetro mojado:		17.58 m
Radio. hidráulico :		1.97 m

A través de la ecuación de Manning:

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

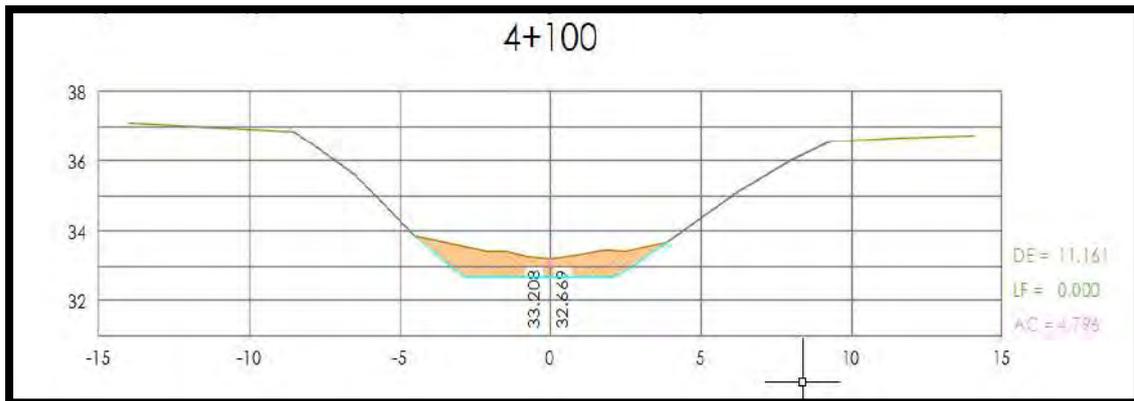


Figura 78: Sección transversal de canal principal D-1000 – km 4+100

Con Manning obtenemos Q y vn:

$$\text{Caudal (Q)} = 112.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad media (Vn)} = 3.27 \text{ m/s}$$

6.4.2 Junction 2: Progresiva 17+000 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1000 y D-1500)

La sección hidráulica en este punto del canal contempla el ingreso de aportes de las sub cuenca D-1500 y D-2 así como del tránsito de avenidas de los cauces provenientes de las sub cuencas adyacentes. Se estima que en conjunto evacuaría en este punto en evaluación un caudal de 181.3 m³/s.

Este punto en evaluación se ubica en la progresiva 17+000 cuya sección hidráulica del dren principal D-1000 presenta las siguientes características hidráulicas.

Datos:

Pendiente	:	0.00086 o 0.86 ‰
Tirante	:	y = 3.60 m
Rugosidad	:	0.025
Bordo libre	:	0.50
Área	:	58.90 m ²

P. mojado : 25.46 m

R. hidráulico : 2.31 m

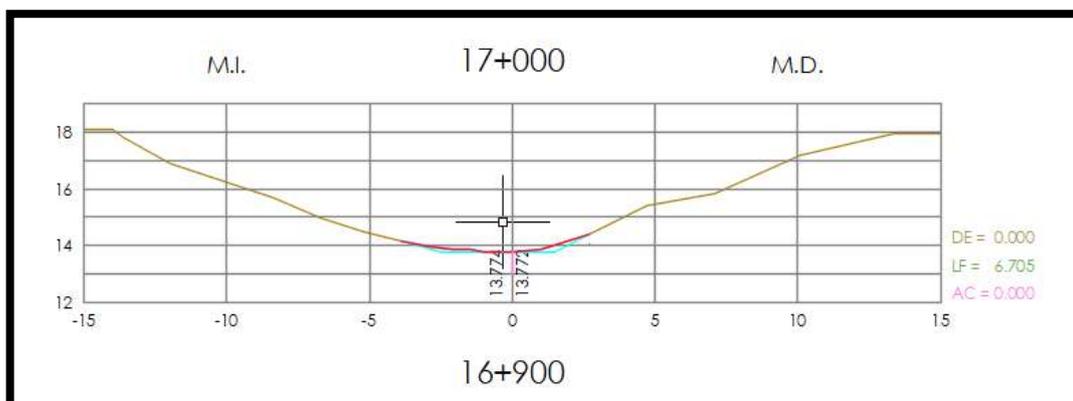


Figura 79: Sección transversal de canal principal D-1000 – km 4+100

Con Manning obtenemos Q y v_n :

Caudal (Q) = 120.73 m³/s

Velocidad media (V_n) = 2.04 m/s

6.4.3 Juntion 3: Progresiva 20+000 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1400 y D-1000)

La sección hidráulica en este punto del canal contempla el ingreso de aportes de las sub cuenca D-1400 así como del tránsito de avenidas de los cauces provenientes de las sub cuencas adyacentes. Se estima que en conjunto evacuaría en este punto en evaluación un caudal de 245.3 m³/s.

La sección geométrica en la progresiva 20+000 del dren principal D-1000 presenta las siguientes características hidráulicas.

Datos:

Pendiente : 0.00086 o 0.86 ‰

Tirante : $y = 2.29$ m

Rugosidad : 0.025

Bordo libre : 0.50

Área : 28.82 m²

P. mojado : 18.31 m

R. hidráulico : 1.57 m

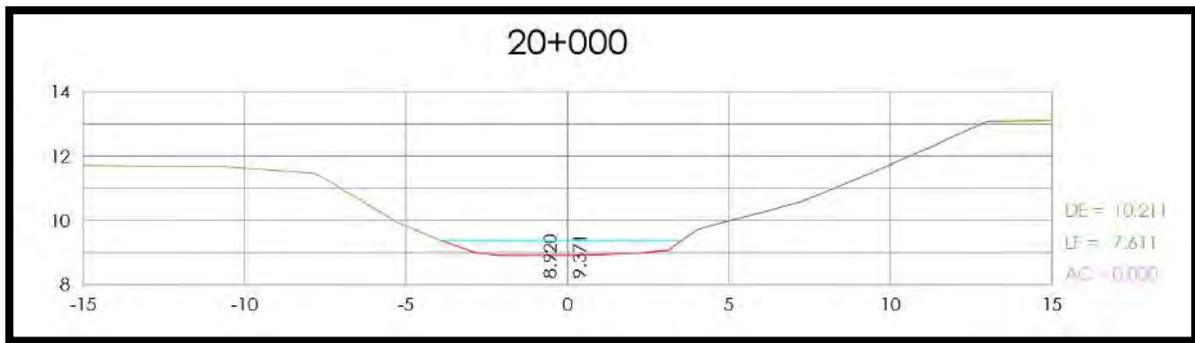


Figura 80: Sección hidráulica de canal principal D-1000 en la progresiva km. 20+000

Con Manning obtenemos Q y vn:

$$\text{Caudal (Q)} = 45.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad media (Vn)} = 1.58 \text{ m/s}$$

6.4.4 Juntion 4: Progresiva 24+000 (Aguas debajo de la confluencia de los drenes D-1200 y D-1000)

La sección hidráulica en este punto del canal contempla el ingreso de aportes de las sub cuenca D-3 y D-1200 así como del tránsito de avenidas de los cauces provenientes de las sub cuencas adyacentes. Se estima que en conjunto evacuaría en este punto en evaluación un caudal de $256.1 \text{ m}^3/\text{s}$.

La sección geométrica en la progresiva 24+000 del dren principal D-1000 presenta las siguientes características hidráulicas.

Datos:

Pendiente	:	0.0008 o 0.83 ‰
Tirante	:	y = 2.00 m
Rugosidad	:	0.025
Bordo libre	:	0.50
Área	:	23.58 m^2
P. mojado	:	17.63 m
R. hidráulico	:	1.34 m

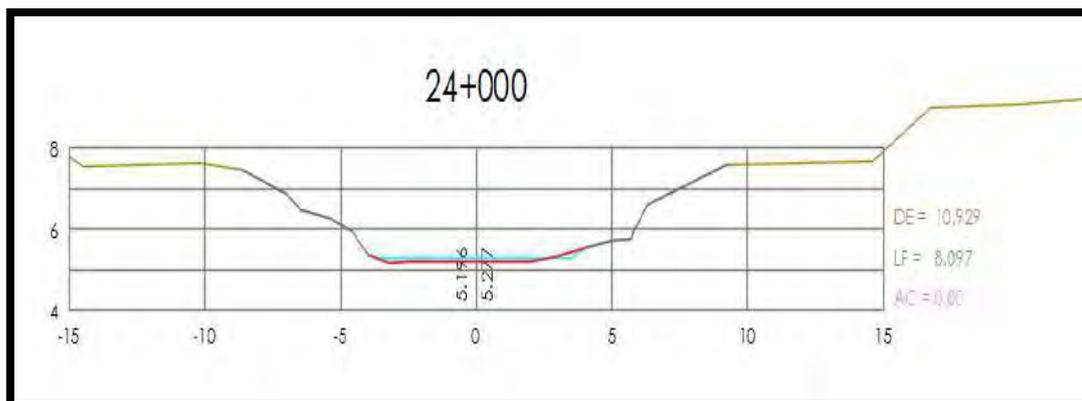


Figura 81: Sección transversal de canal principal D-1000 – Km 24+000

+De Manning obtenemos Q y v_n :

$$\text{Caudal (Q)} = 33.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad (Vn)} = 1.40 \text{ m/s}$$

6.4.5 Sink: Progresiva 31+300 (desembocadura del dren principal D-1000)

Para el final de este tramo se contempla la desembocadura de los aportes de la sub cuenca D-4 así como del tránsito de avenidas de los cauces provenientes de las sub cuencas adyacentes. Se estima que en conjunto evacuaría en este punto en evaluación un caudal de $262.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

La sección geométrica en la progresiva 31+300 del dren principal D-1000 presenta las siguientes características hidráulicas.

Datos:

Pendiente	:	0.0006 o 0.67 ‰
Tirante	:	$y = 1.30 \text{ m}$
Rugosidad	:	0.025
Bordo libre	:	0.50
Área	:	15.06 m^2
P. mojado	:	17.41 m
R. hidráulico	:	0.87 m

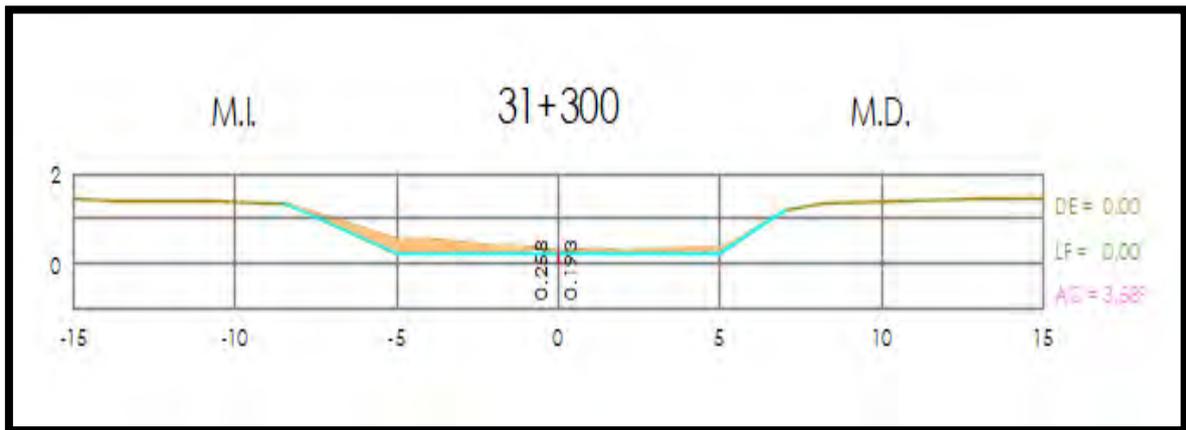


Figura 82: Sección transversal de canal principal D-1000 – Km 31+300

De Manning obtenemos Q y v_n :

$$\text{Caudal (Q)} = 13.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad media (Vn)} = 0.89 \text{ m/s}$$

En resumen, tenemos los siguiente:

Tabla 82: Resumen de las avenidas máximas que evacuaría el sub sistema de drenaje D-1000

Sección de dren	Elementos hidrológicos	$Q_f^{(12)}$ (m ³ /s)	$Q_{\text{teórico}}^{(13)}$ (m ³ /s)	Dren principal D-1000
4+100 (Juntion 1)	D-1	108.7	112.98	Dispone de capacidad
	D-1700			
17+000 (Juntion 2)	Reach 1	181.6	120.73	No dispone de capacidad
	D-1500			
	D-2			
20+000 (Juntion 3)	Reach 2	245.3	45.67	No dispone de capacidad
	D-1400			
24+000 (Juntion 4)	Reach 3	256.1	33.03	No dispone de capacidad
	D-3			
	D-1200			
33+100 (Sink)	Reach 4	262.7	13.45	No dispone de capacidad
	D-4			

Elaboración propia

6.5 Planteamiento de esquema preliminar de evacuación

A partir de los cálculos hidrológicos e hidráulicos estimados dentro de este estudio, se deja claro de que la red de drenaje no cuenta con las capacidades óptimas para evacuar los

¹² Q_f Caudal de diseño, obtenido del modelamiento hidrológico en las confluencias de los drenes principales.

¹³ $Q_{\text{teórico}}$ Caudal teórico, definido de los cálculos hidráulicos de las secciones transversales del dren D-1000

flujos de agua provenientes de las lluvias y descargas de quebradas adyacentes, por lo que ante esta situación se buscará proyectar un escenario posible de evacuación.

Bajo la conceptualización de un evento climatológico de grandes características como el FEN y la idealización de la zona en estudio como cuencas hidrográficas productoras de escurrimiento natural, sería lógico pensar que de la predicción hallada a partir de los métodos hidrológicos y software cercano a los 262.7 m³/s serían los que evacuaría la red principal D-1000 hacia el Océano Pacífico.

Pero acercándonos más a la realidad, la zona en evaluación se encuentra comprendida en su gran parte por terrenos de cultivo que recurrentemente a comienzos de año se encuentren en plena cosecha o sembrío, sumado a ello, las zonas urbanas provistas de viviendas, carreteras, puentes y la misma condición plana que presenta, es posible que cierta parte de los caudales calculados anteriormente sean retenidos en varias partes del mismo.

Teniendo como referencia lo mencionado se planteará las siguientes propuestas técnicas, que ameritarán más adelante una evaluación más profunda para su proyección:

- Evacuar la mayor parte de avenidas máximas que cumplan con los aspectos técnicos, económicos y sociales adecuados.
- Dar prioridad al encauzamiento y evacuación de las avenidas más críticas de las quebradas adyacentes al valle agrícola Chancay - Lambayeque
- Ampliación de las secciones del colector principal D-1000 aguas debajo de la confluencia del dren D-1500 a partir del incremento de su ancho de plantilla o base de canal tanto como de taludes, para dotarle de capacidad hídrica del dren.
- Plantear nuevo trazo agua debajo de la confluencia con el dren D-1200 con características hidráulicas ideales para evacuar los flujos estimados dentro de este estudio. Para ello es necesario un levantamiento topográfico sobre la zona.
- Dotar de revestimiento de concreto o mampostería de piedra aguas debajo de la confluencia con el dren D-1200 a fin de otorgarle las dimensiones adecuadas para su funcionamiento óptimo y eficiente.

Siendo el esquema preliminar planteado el siguiente:

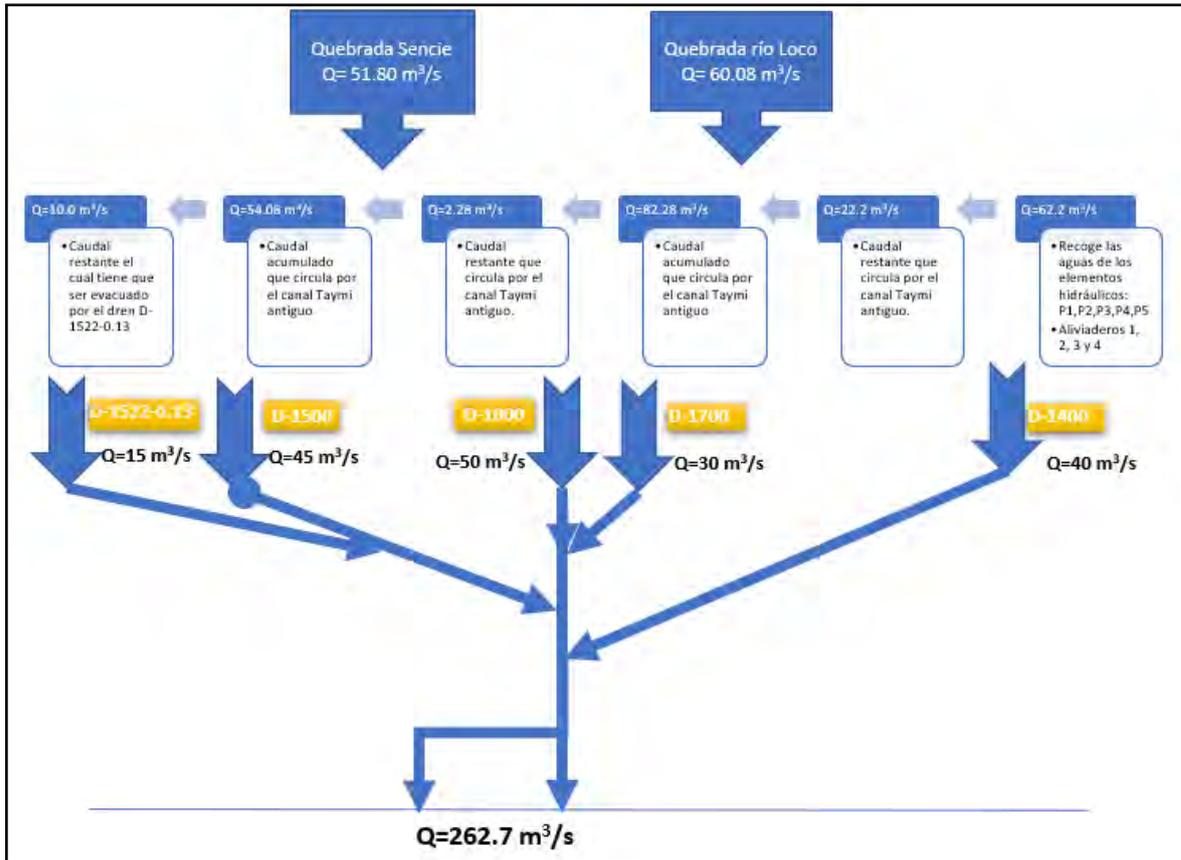
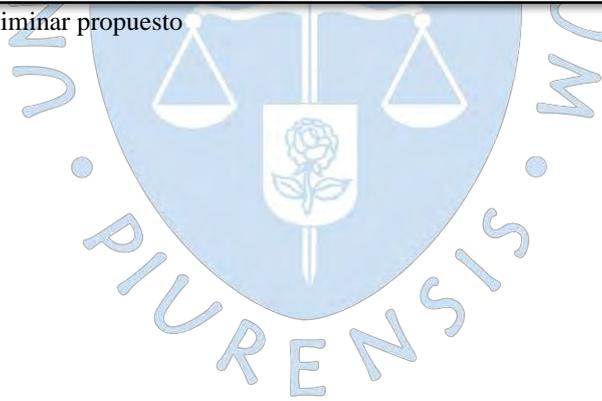


Figura 83: Esquema preliminar propuesto



Conclusiones

- Dentro del sub sistema de drenaje D-1000 se identificaron 8 subcuencas productoras de escurrimiento superficial que se activan durante las temporadas de lluvias intensas (Fenómeno “El Niño”), las mismas que suman un área total de 478.5 km².
- Las 8 subcuencas delimitadas dentro de este estudio se realizaron a partir del método de delimitación convencional y a partir de las áreas de influencia agrícola de cada dren.
- El análisis pluviométrico se realizó estimando las precipitaciones máximas diarias para cada año hidrológico y para los años en los que no se encontraron datos, se realizó una correlación de datos con las estaciones más cercanas de la zona, con un coeficiente de correlación mayor a 0.8 asegurando así la confiabilidad de las lluvias para esos años.
- Al no contar con información de intensidades instantáneas a partir del análisis de bandas pluviográficas, se recurrió al uso de metodologías de conversión de precipitaciones máximas en 24 horas a intensidades. Para el presente estudio se utilizaron los coeficientes de duración propuestas por el MTC ya que fueron diseñadas para lluvias mayores a 1 hora, esto permitió superar la falta de información pluviográfica en la zona, concluyendo con la construcción de las tormentas de diseño.
- El cálculo del tiempo de concentración de una cuenca es muy poco preciso, teniendo en cuenta que los métodos solo involucran ciertos parámetros para su estimación. Por lo que, hacer uso de la mayor cantidad de ecuaciones empíricas para calcular el tiempo de concentración permite reducir la incertidumbre asociada, siendo posible eliminar aquellas ecuaciones que se encuentran fuera del rango medio.
- Se obtuvo tiempos de concentración de las 8 subcuencas entre un rango de 4.05 a 12.26 horas.

- Las duraciones de las tormentas de diseño estuvieron sujetas a los tiempos de concentración mayores de las sub cuencas en estudio, las mismas que se aproximaron a un periodo de tiempo de 13 horas.
- El dren principal D-1000 no cuenta con la capacidad suficiente para evacuar los flujos de agua calculados en este proyecto, por lo que originaría presencia de desbordamientos e inundaciones sobre las zonas aledañas, además de observarse velocidades relativamente muy altas para las condiciones físicas del canal por lo que también se evidenciarían erosiones en sus taludes.
- La pérdida de la capacidad hidráulica del dren principal D-1000 se deba posiblemente producto de la erosión periódica a la que ha sido sometida esta estructura durante los fenómenos El Niño de 1983 y 1998, las mismas que al parecer no han podido ser recuperadas en su totalidad.
- Para la primera opción de mejora analizada, consistente en la ampliación del ancho de las secciones del canal, presenta una buena opción para dotarlo de capacidad a partir de secciones compuestas, con lo cual podrían ajustar las dimensiones de los caminos de vigilancia y si fuese necesario de los terrenos aledaños.
- En cuanto al planteamiento del nuevo trazo nos permitiría aumentar la posibilidad de poder evacuar el caudal máximo hacia el final del dren para un periodo de retorno de 50 años.
- En cuanto a la solución de un canal revestido de hormigón o mampostería de piedra, podemos decir que, si bien este tipo de canales nos permite restituir la sección hidráulica del cauce y obtener una sección uniforme del canal, su uso debe limitarse a zonas donde el canal no cumpla funciones como dren agrícola.
- Las avenidas del río la Leche y Motupe dentro de este estudio no fueron incluidas dentro de los cálculos, ya que convenientemente resultaría más preciso evacuarlos hacia otro lugar como es en este caso, hacia el desierto de Mórrope, a fin de no sobre cargar la red de drenaje.

Recomendaciones

- Implementar y/o restituir estaciones hidrometeorológicas en la zona en estudio de modo que se tenga un mejor registro de precipitación a fin reducir grado de incertidumbre durante la aplicación de métodos estimativos sobre su esorrentía superficial.
- Realizar modelamientos hidráulicos a los drenes principales a fin de evaluar con mayor precisión los sectores de mayor riesgo de desbordamiento e inundación, para poder plantear riesgo de desastre.
- Realizar una evaluación más profunda acerca de las propuestas planteadas por este estudio, no solo a nivel técnico, sino también a nivel económico, social e impacto ambiental que permitan definir si es factible tales propuestas.
- Realizar levantamientos topográficos sobre un área considerable del tramo final de dren D-1000, para determinar si las elevaciones de la superficie de suelo colindante al dren que permitan proyectar un nuevo trazo para la evacuación de estos cauces.
- Ampliar y mejorar de las obras de arte que conforman los canales de drenaje, como puentes, alcantarillas y canoas, ya que originan estrangulamiento de los cauces.
- Realizar la limpieza periódica de los cauces, tanto del canal Taymi antiguo y sub sistema de drenaje D-1000 para evitar la reducción de su capacidad de conducción.



Referencias bibliográficas

- Aparicio, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Mexico: Lumusa S.A.
- Arbulú, J. (1999). *Elaboracion de estudio básicos y expediente técnico " Reconstruccion de la bocatoma Huaca de la Cruz"*. Chiclayo.
- Arias, P. (2015). *Guía de aplicaciones del HEC - HMS en cuencas cubanas. Ejemplos prácticos*. La Habana.
- Asesores tecnicos Asociados - ATA. (2014). *Estudio de impacto ambiental a nivel de perfil - Proyecto de drenaje Chancay - Lambayeque (D-1000)*. Chiclayo.
- Autoridad administrativa del agua Jequetepeque - Zarumilla. (2013). *Estudio de delimitacion del ámbito territorial de la administracion local de agu Chancay - Lambayeque*. Lima.
- Autoridad Nacional del Agua. (1970). *Direccion de estudios de proyectos hidraulicos multisectoriales. Obras de control integral de inundaciones en la cuenca media y baja del valle Chancay - Lambayeque, provincia de Chiclayo, region y departamento de Lambayeque*.
- Banco Central de reserva del Perú. (2008). *Informe económico y social de la región Lambayeque*.
- Bastidas, C. (2005). *Manual para el uso del modelo hidrológico HEC - HMS*. Departamento Ingeniería Hidrometeorología.
- Batanero, P. (2015). *Utilización de modelos hidráulicos bidimensionales en la determinación del tiempo de concentración*. Madrid - España: Universidad Politécnica de Madrid.
- Breña, A. F., & Jacobo Villa, M. A. (2006). *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. Mexico: Universidad Autónoma Metropolitana.

- Cahuana , A., & Yugar Morales, W. (2009). *Material de apoyo didactico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Hidrologia Civ-233*. Cochabamba - bolivia.
- Campos, D. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. Universitaria Potosina: San Luis de Potosí - Mexico.
- Canavos, G. (1988). *Probabilidad y estadística - Aplicaciones y métodos*. Mexico.
- Choquehuanca, N. (2010). *Influencia del número de curva (CN) en el modelamiento hidrológico de descargas en cuencas medianas*. Lima-Perú
- Chow, V., Maidment, D.R. and Mays, L.W. (1994). *Hidrología aplicada*. Bogota - Colombia: Martha Edna Suarez.
- Cordova, M. (2016). *Parametros geomorfológicos de una cuenca*. Obtenido de PRONTUBCAM, 30 de abril de 2016:
http://www.prontubeam.com/articulos/articulos.php?Id_articulo=26
- Condicionantes físicos para la ordenación de la Orla suboeste de suelo urbanizable. España - Zaragoza.* (s.f). Obtenido de
<https://www.zaragoza.es/contenidos/urbanismo/pgouz/memoria/anejos/anejo04/anejo043.pdf>
- Consejo de Recursos Hídricos de la Cuenca Chancay - Lambayeque. (2018). Mapas temáticos de la cuenca Chancay - Lambayeque (mapas).
- Consorcio Salzgutter Lagessa. (1984). *Estudio evacuacion de avenidas extraordinarias a nivel de factibilidad tecnica - Tomo I. Chiclayo*.
- Delgadillo, A., & Moreno, B. A. (s.f.). *Web del profesor*. Obtenido de
<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/adamoren/HIDRO/MORFOMETR%CDA%20DE%20CUENCAS.pdf>
- Espinoza, P. (1998). *Sistema de evacuacion de aguas pluviales del área de influencia del canal Taymi*. Chiclayo: PEOT.
- Espinoza, P. (2013). Proyecto hidráulico Tinajones [Diapositivas]. Chiclayo, Perú.
- Feldman, A. (2000). Hydrologic Modeling System HEC-HMS, Technical reference Manual. Washington, DC - EEUU.
- Gámez, W. (2010). *Texto básico de hidrología*. Managua - Nicaragua: Editronic S.A.
- García, J., & Rodríguez, M. (2016). *Método de Muskingum para el estudio de transito de crecientes en el Rio Atrato entre las estaciones " El siete y Grindrama" en el departamento del Chocó*. Bogota.

- García, E. (s.f). *Criterios de diseño de una red principal de drenaje - Proyecto Especial Olmos Tinajones - PEOT*. Chiclayo.
- Gobierno Regional de Lambayeque . (2016). *Plan Regional de Accion Ambiental 2016 - 2021*. Lambayeque, Peru.
- Gomez, M. (2014). *Evaluación de los volúmenes de las aguas de drenaje en el valle Chancay Lambayeque con fines de reutilización*. Lima.
- Hocquenghem, A. (1992). *Eventos El Niño y lluvias anormales en la costa del Perú: Siglos XVI-XIX*.
- IBAL S.A. (2009). *Plan de Ordenación y Manejo Ambiental de la Microcuenca de las quebradas Las Panelas y La Balsa*. Obtenido de https://www.cortolima.gov.co/sites/default/files/images/stories/centro_documentos/estudios/cuenca_panelas/DIAGNOSTICO/2.2ASPECTOS_BIOFISICOS.pdf
- Iroume, A. (1997). *Estudio de los procesos hidrológicos en una cuenca experimental forestal andina de la IX Region, Chile*. Valdivia-Chile.
- Llamas, J. (1993). *Hidrología general, principios y aplicaciones*. Bilbao.
- Lopez, I. (2006). *Análisis de los principales parámetros de un método hidrometeorológico para el cálculo de avenidas y aplicación a una cuenca mediterránea*. Cartagena.
- Martonne, E. (1940). *Traité de Geographie Physique*. París.
- Ministerio de Agricultura. (2011). *Obras de Control Integral de Inundaciones en la Cuenca Media y Baja del valle Chancay Lambayeque*. Lima, Peru.
- Ministerio de Agricultura y Alimentación (1978). *Estudio de los parámetros geomorfológicos de una cuenca*. Boletín técnico Nro. 2. Peru.
- Ministerio de Agricultura y Autoridad Nacional del Agua. (2013). *Estudio de delimitación del ámbito territorial de la admistracion local de agua Chancay - Lambayeque*. Lima.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de transito*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Lima.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2014). *Manual de hidrologia, hidraulica y drenaje*. Lima - Peru.
- Monsalve , G. (1999). *Hidrología en ingeniería*. Santa fé de Bogotá - Colombia: Departamento de publicaciones, escuela colombiana de ingeniería.

- Muñoz, J. (2013). *Estudio hidrológico correspondiente a las microcuencas del río Malacatos y las quebradas Amanda, Monica y Santa Urcu para el abastecimiento de agua potable en la ciudad de Loja*. Loja - Ecuador.
- Muñoz, R & Ritter, A. (2005). *Hidrología Agroforestal, España*.
- Nania, L. (2007). *Manual Básico de HEC HMS 3.0 y HEC-GEO-HMS 1.1*.
- Núñez, S., Villacorta, S., Chira, J., & Rivera, R. (2006). *Estudio geoambiental de la cuenca del río Chancay - Lambayeque*. Lima: INGEMMET.
- Núñez, M. (s.f.). Como elegir el tiempo de concentración adecuado. *EIMA Escuela de Ingeniería y Medio Ambiente*: <http://eimaformacion.com/como-elegir-el-tiempo-de-concentracion-adecuado/>
- Ortiz, O. (2004). *Evaluación Hidrológica. ED. Programa de energía, infraestructura y servicios básicos de ITDG-Perú. Hidrored*.
- Pérez, M. (2006). *Evaluación del sistema de riego y drenaje - Canal Taymi Antiguo*. Chiclayo: PEOT.
- Perez, G. (2015). *Manual de hidrología aplicada*. Lima.
- Perez, J. (1979). *Fundamentos del ciclo hidrológico*. Caracas - Venezuela.
- Pizarro, R., Gonzales, P., Witterssheim, M., Saavedra, J., & Soto, C. (1993). *Elementos técnicos de hidrología III. Proyecto regional mayor sobre el uso y conservación de recursos hídricos en áreas rurales de América latina y el caribe*. Talca: Universidad de Talca.
- Proyecto Especial Olmos Tinajones. (1997). *Expediente técnico "Desviación del río Motupe al desierto de Morrope"*. Chiclayo.
- Proyecto Especial Olmos Tinajones - PEOT. (2018). *Planos digitales del sub sistema de drenaje D-1000 (planos)*. Chiclayo.
- Proyecto Especial Olmos Tinajones - PEOT. (2017). *Post fenómeno El Niño costero 2017 (fotografías)*. Chiclayo.
- Proyecto Especial Olmos Tinajones - PEOT. (2006). *Estructuras hidráulicas del canal Taymi. (fotografías)*. Chiclayo.
- Ramirez, M. (2003). *Hidrología aplicada*, Mérida - Venezuela.
- Ramos, J. A., Arbulu, R., Hoyos, E., Cubas, O., Morales, W., Morales, P., . . . Muro Luna, S. (2000). *"Inventario y evaluación de los recursos naturales de la cuenca hidrográfica del río Chancay - Lambayeque"*. Chiclayo.

- Rivera, S. (2007). Metodología para el análisis hidrológico de cuencas rurales de pequeñas dimensiones (pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Roche, M. (1963). *Hydrologie de surface*. Paris - Francia: Guathier - Villars.
- Rojas, P. (2015). ¿Qué es una curva hipsométrica?. *INGECIV*. Obtenido de <https://www.ingeciv.com/que-es-una-curva-hipsometrica/>
- Romero, A., & Lopez, F. (1987). *Morfometría de Redes Fluviales: Revisión crítica de los parámetros más utilizados y aplicación al Alto Guadalquivir*. Murcia - España: Universidad de Murcia.
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI. (2004). *Fenómeno Evento El Niño oscilación el Sur 1997 - 1998: Su Impacto en el departamento de Lambayeque. Chiclayo*.
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI. (2014). *Fenómeno EL Niño en el Perú*.
- Silva, G. (1999). Análisis hidrográfico e hipsométrico de la cuenca alta y media del río Chama. *Revista Geográfica Venezolana*.
- Schumm, S. (1977). *The fluvial system*. Nueva York, Jhon Wiley & Sons
- Vargas, L., Torres, O., & Carrillo, G. (2019). Evaluación del modelo de hidrograma unitario SCS en la determinación de caudales máximos en cuencas de Norte de Santander. *Respuestas, Journal of Engineering Sciences*.
- Velez, J. J., & Botero, G. A. (2011). *Estimación del tiempo de concentración y tiempo de regazo en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales. Medellín* (Artículo de revista), Colombia.
- Ventura, E. (2014). *Tesis " Modelación de áreas de afectación por desbordamiento de ríos en zonas de transición fluvial caso del río la Antigua, Veracruz*. Santiago de Querétaro, Qro (Tesis de postgrado).
- Villon, M. (2002). *Hidrología*. Lima - Perú
- Villon, M. (2010). HEC HMS. Lima - Peru



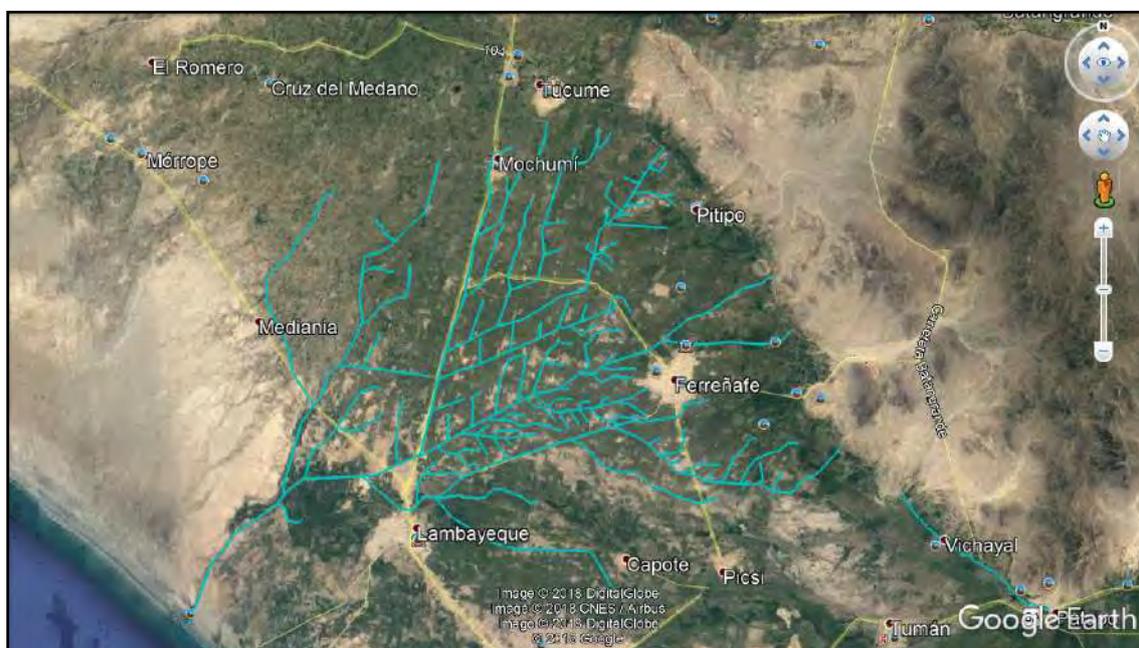
Apéndices



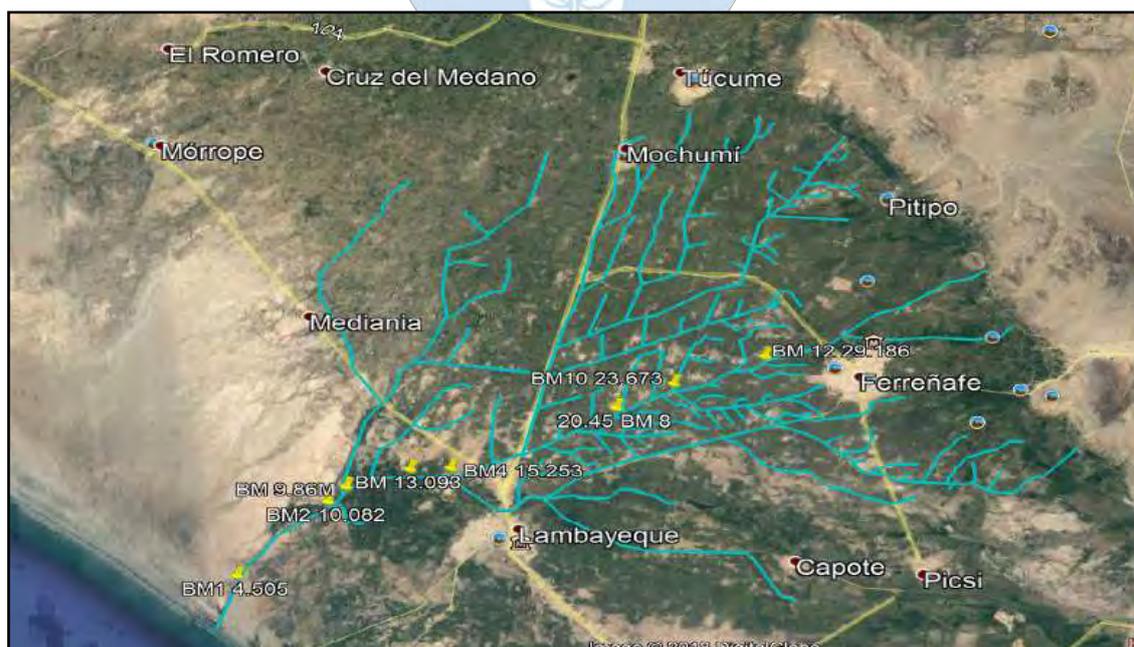


Apéndice A: Generación de curva topográfica en la zona de estudio

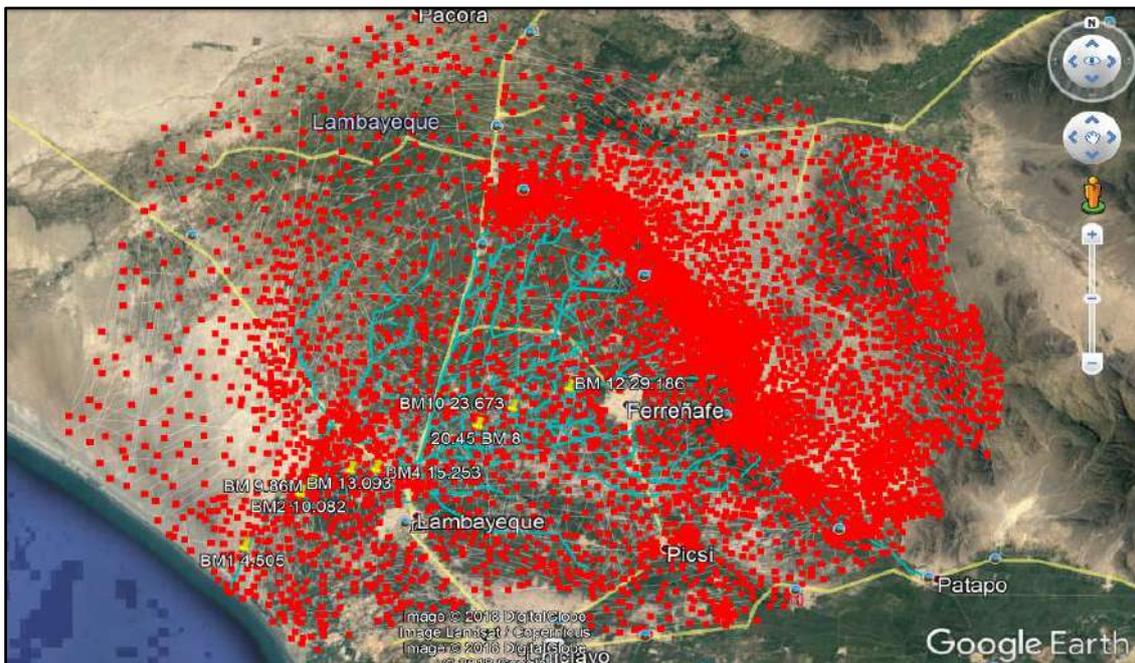
1. Dentro de la interfaz software Google Earth, se Proyectó en formato Kmz. el sub sistema de drenaje D-1000 sobre la zona en estudio.



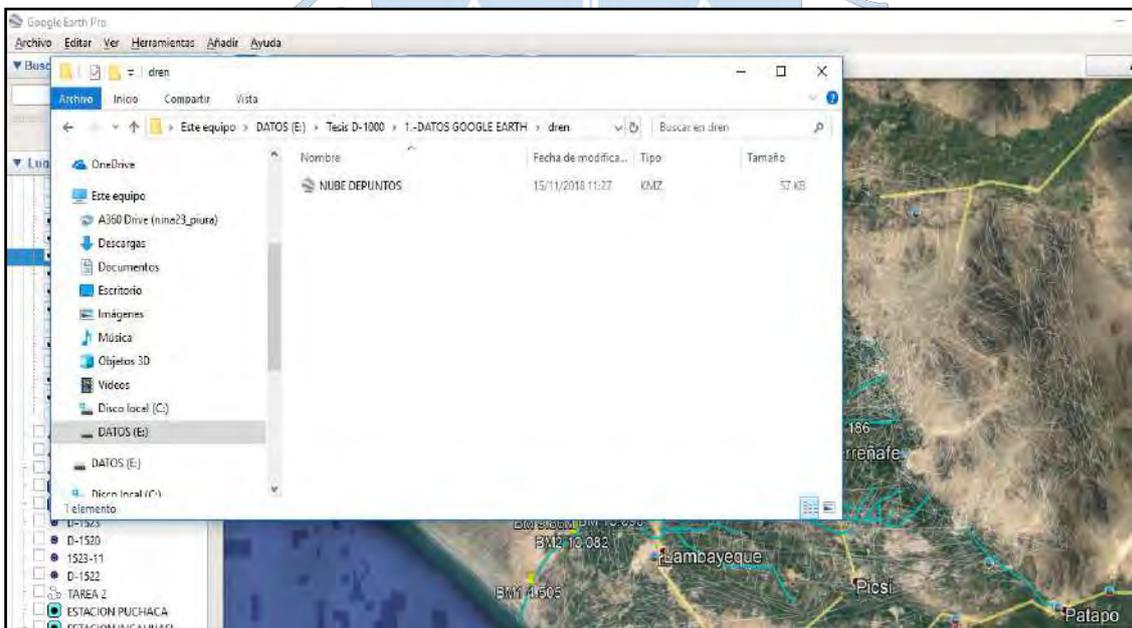
2. Teniendo como base de datos 10 BM's proyectados a lo largo del dren troncal D-1000, se procedió a ubicarlos sobre la imagen satelital, de manera de que sirvan como puntos de control para la posterior generación de puntos.



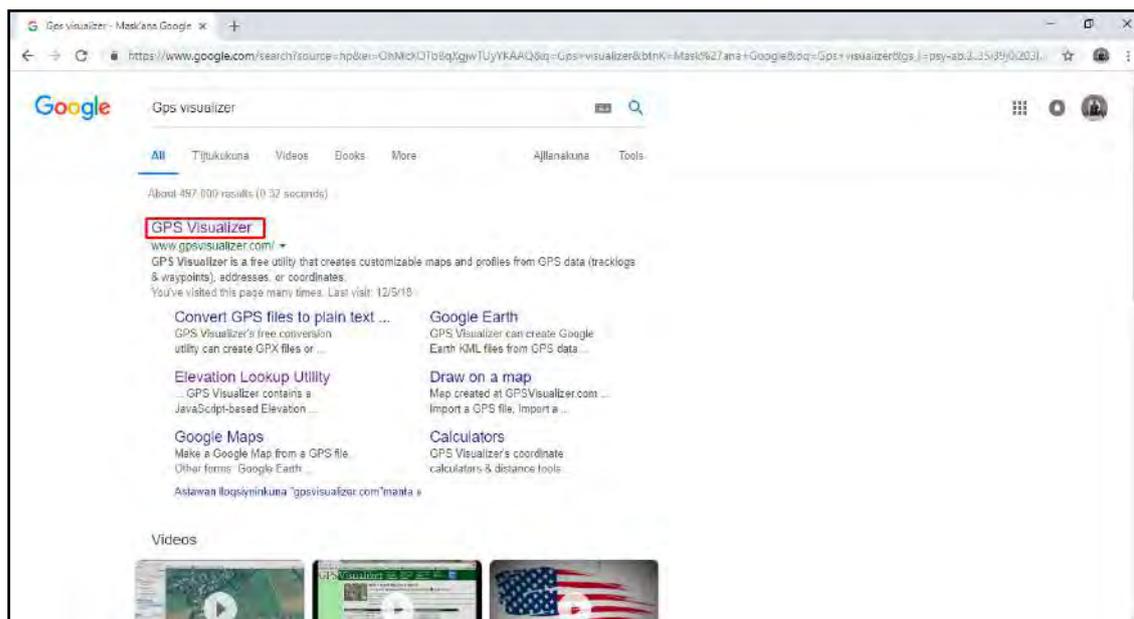
3. Se procedió a generar una nube de puntos en toda su extensión, a través de la herramienta “Agregar ruta” del programa Google Earth.



4. Con la nube de puntos definida preliminarmente, se guardó la ruta con el nombre “NUBE DE PUNTOS” en formato Kmz en una carpeta de trabajo.



5. Obtenidos la nube puntos con sus respectivas coordenadas geográficas, se procederá a obtener las elevaciones de dichos puntos geográficos a partir de la aplicación virtual denominada “GPS Vizualizer”.



6. Nos dirigimos a la opción Look up elevation.



7. Ingresamos el archivo “NUBE DE PUNTOS”, y convertimos y adicionamos las respectivas elevaciones para cada punto mediante la opción Convert & add elevations.

GPS Visualizer Assign elevation

www.gpsvisualizer.com/elevation

GPS Visualizer

MAKE A MAP: Google Maps, Google Earth, JPG/PNG/SVG
 MAKE A PROFILE: CONVERT A FILE, Draw on a map, Calculators
 Geocode addresses: Look up elevations, Alias: Share a map, GPStabel
 Examples: Help/FAQ, About GPSV

World Maps 165
 Get Direction Map
 Start

Find "Missing" Elevations with GPS Visualizer

The problem: Sometimes you have geographic data that consists only of latitudes and longitudes, but you want to know the altitudes as well — because, for example, you want to colorize points by height above sea level, or [draw a profile](#) of a track. Here are some common reasons why you might have "flat" or incomplete data:

- Your GPS device does not log altitude, or you had poor satellite reception when you recorded the track.
- Your GPS device does log altitude, but it's not very accurate.
- You drew a track using the drawing tools in Google Earth or a similar application, like GPS Visualizer's [Sandbox](#).
- You have a KML file that came from Google Maps or Google Earth's "driving directions" feature.
- You created a route in Google Maps and have the URL of that route.
- You have an NMEA log file that contains only "GPRMC" sentences, not "GPGLGA."

Solution #1: DEM database

GPS Visualizer's [map](#), [profile](#), and [conversion](#) programs now have the ability to instantly add elevation data — from a DEM (digital elevation model) database — to any type of GPS file. If you just want to draw a profile, or convert a single data file to plain text or GPX while adding elevation, you can use the simple form right here:

Upload a file: or provide a URL:

or

Output: Units:

or, look in GPS Visualizer's various input forms for the menu called "Add DEM elevation data," and choose one of the elevation databases (described in the table below). Complete copies of the SRTM3 and USGS NED databases, as well as a

8. Una vez generado las elevaciones de cada punto en mención, obtenemos un archivo en formato gpx. a través de la descarga de la pestaña “Click to download”.

GPS Visualizer Conversion.com

www.gpsvisualizer.com/convert/output_elevation

GPS Visualizer

MAKE A MAP: Google Maps, Google Earth, JPG/PNG/SVG
 MAKE A PROFILE: CONVERT A FILE, Draw on a map, Calculators
 Geocode addresses: Look up elevations, Alias: Share a map, GPStabel
 Examples: Help/FAQ, About GPSV

¿Quieres pasar una Navidad llena de detalles?

Your data has been converted to GPX.

Right-click on the [following link](#) to download the file to your hard drive; you may want to give it a more sensible name.

[Click to download 20181220142013-54038-data.gpx](#)

Donate Help keep GPS Visualizer free
 If you're enjoying GPS Visualizer, please support further development by making a contribution via PayPal or checking out my Amazon.com wish list.

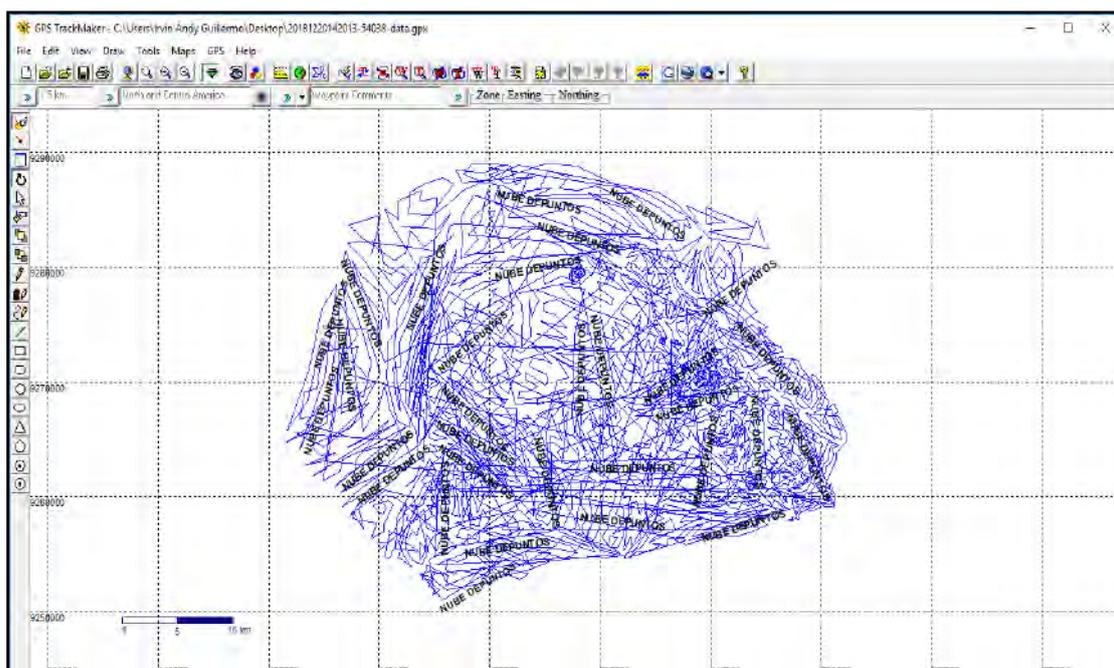
The contents of your file are also displayed in this box, if you'd rather cut and paste:

```
<?xml version="1.0" encoding="utf-8" standalone="yes"?>
<gpx version="1.1" creator="GPS Visualizer http://www.gpsvisualizer.com/"
xmlns="http://www.topografix.com/GPX/1/1" xmlns:xsi="http://www.w3.org/2001/XMLSchema-instance"
xsi:schemaLocation="http://www.topografix.com/GPX/1/1 http://www.topografix.com/GPX/1/1/gpx.xsd">
<trk>
<name>NUBE DE PUNTOS</name>
<trkseg>
<trkpt lat="-6.690538521" lon="-79.961983644">
<ele>10.065</ele>
</trkpt>
<trkpt lat="-6.68812415" lon="-79.96820843">
<ele>10.0</ele>
</trkpt>
</trkseg>
</trk>
```

Map this data: [Google Maps](#), [Google Earth](#), [JPG map](#), [SVG map](#), or [elevation profile](#) — or go to the [map form](#) to set options

SAVE this trip, ADD photos, & SHARE with others • [wikiloc](#)

9. Ya con la data de puntos generada en formato gpx, utilizaremos el software “Gps Track Maker”, donde introduciremos el archivo anteriormente descargado con el fin de convertirlo en un formato txt. para así poder aplicarlo en el Autocad Civil 3D.



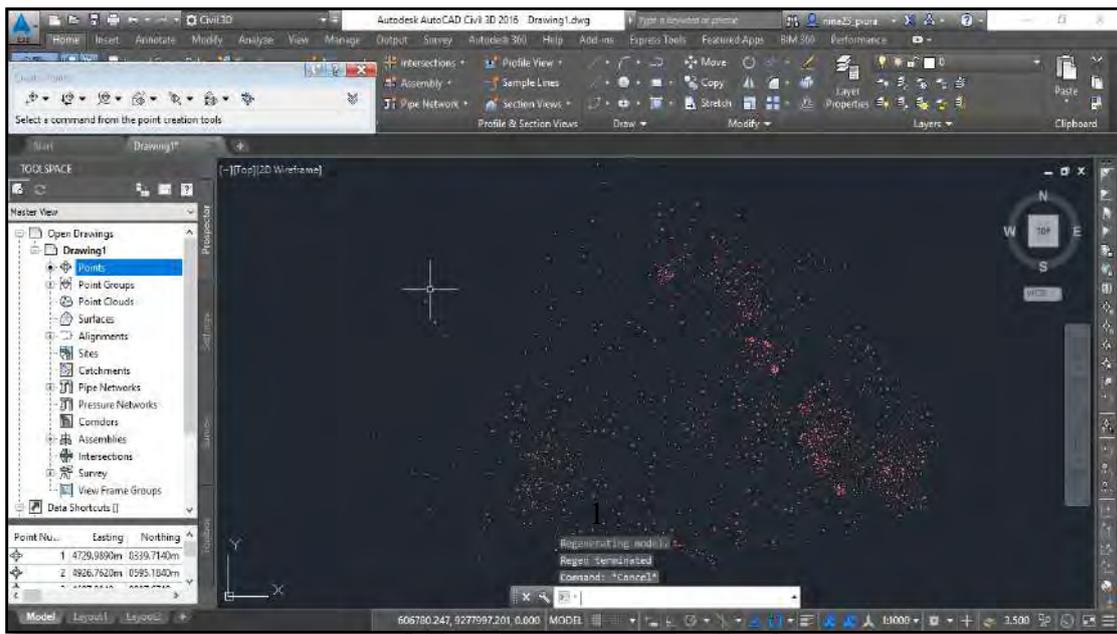
10. Obtendremos la nube de puntos ubicada geográficamente y con sus respectivas elevaciones de salida en formato txt.

```

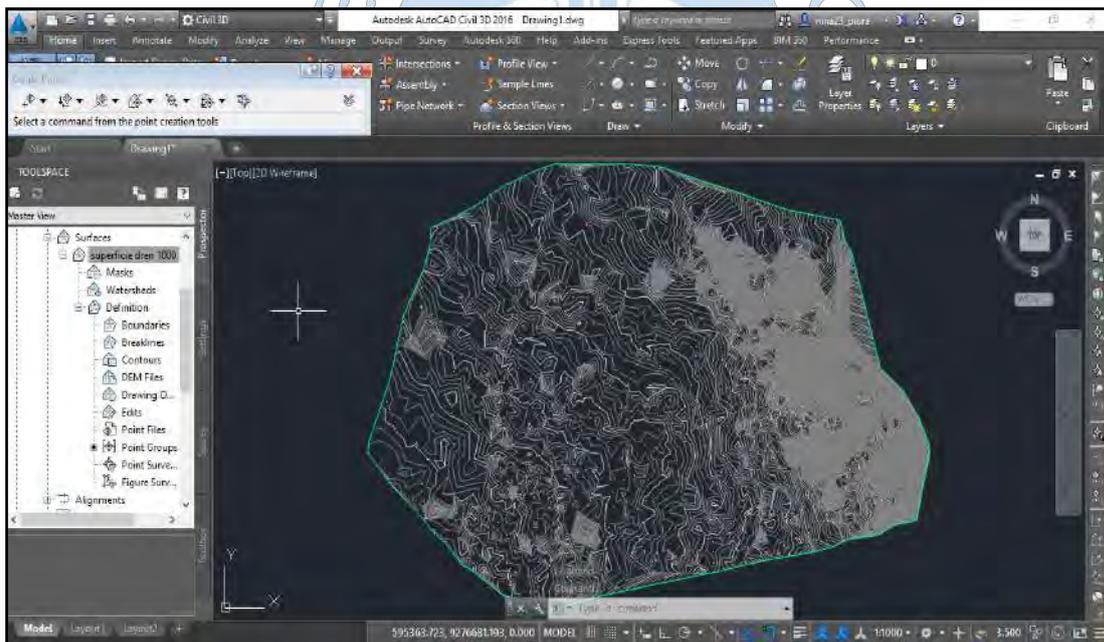
NUBE DE PUNTOS: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
614729.969,9260339.714,10.065
614926.762,9260895.184,10
614697.984,9260887.571,11.296
614972.086,9261688.481,9.915
613689.621,9261081.579,10.738
614084.513,9260814.749,10.007
614271.460,9259750.057,9.037
613840.596,9259884.567,9
614147.031,9259657.139,8.192
614040.839,9259248.945,8.917
613590.396,9259160.776,7.175
612866.087,9259187.876,8.175
613347.339,9258861.630,7
612957.078,9258615.048,7.186
613428.283,9258475.211,7.884
613125.599,9257876.902,5.03
614488.092,9257876.915,3.627
612632.982,9258363.814,6.213
611915.996,9258783.981,7
614619.656,9263303.492,11.412
615197.784,9262151.168,11.024
614777.824,9261489.753,6.009
614085.177,9260993.347,10.472
613352.523,9259747.839,7.422
612318.480,9258672.868,5.45
612092.190,9258267.508,6.778
611625.957,9257675.253,5
611572.040,9257276.470,3.965
611361.517,9256828.128,4.288
610919.425,9256589.382,2.471
611160.773,9254881.384,5.04
611157.375,9255091.813,5.094
612295.841,9256999.968,3.256
611820.386,9254633.288,2.242
611963.483,9254600.738,4.717
612245.323,9254383.633,1.065
613026.968,9253814.535,3.634

```

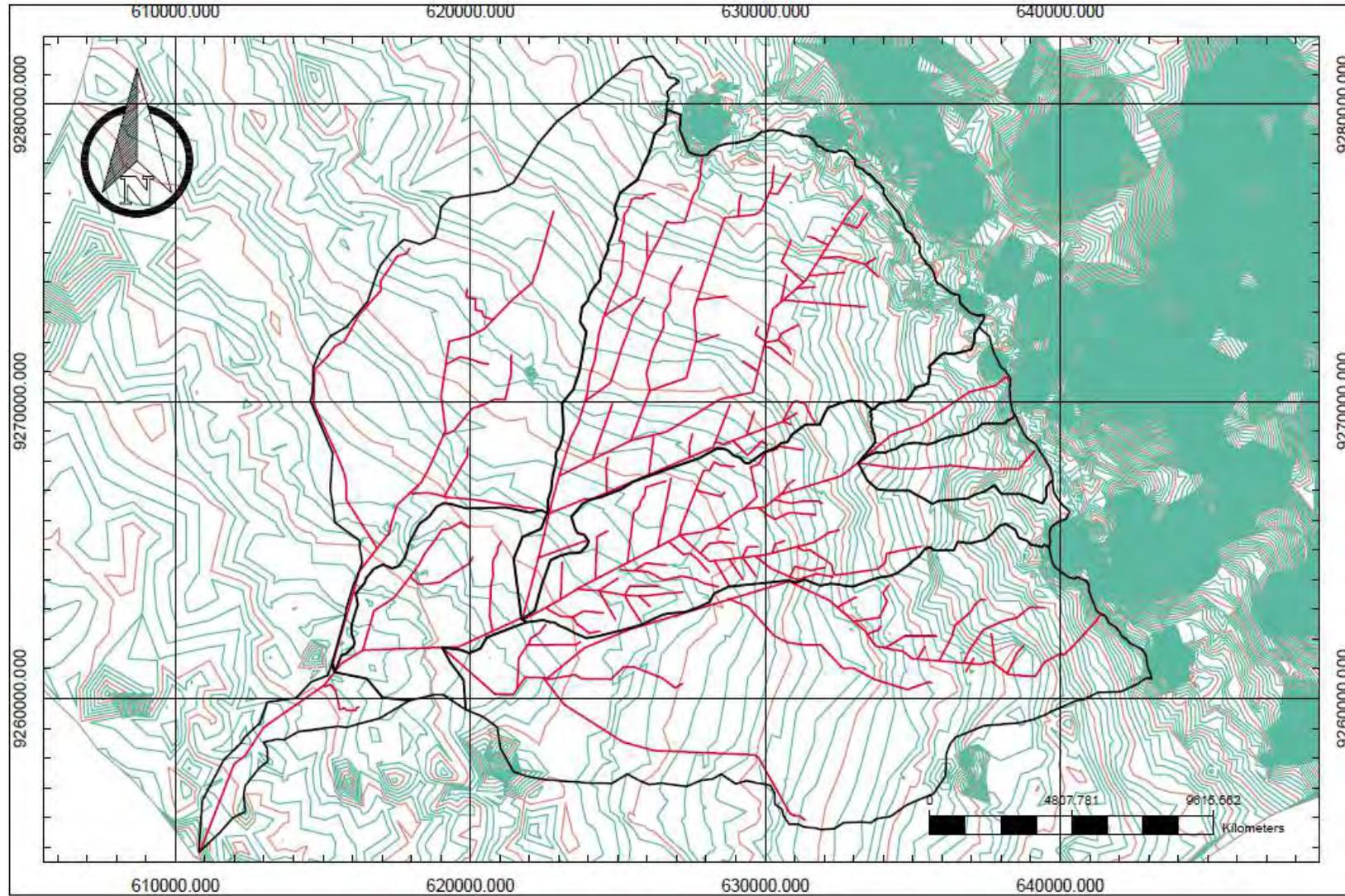
11. Posteriormente dentro de la interfaz del Civil 3d y con la nube de puntos en formato txt. se importa el archivo.



12. Y con ello se realizará la generación de la superficie de nivel.



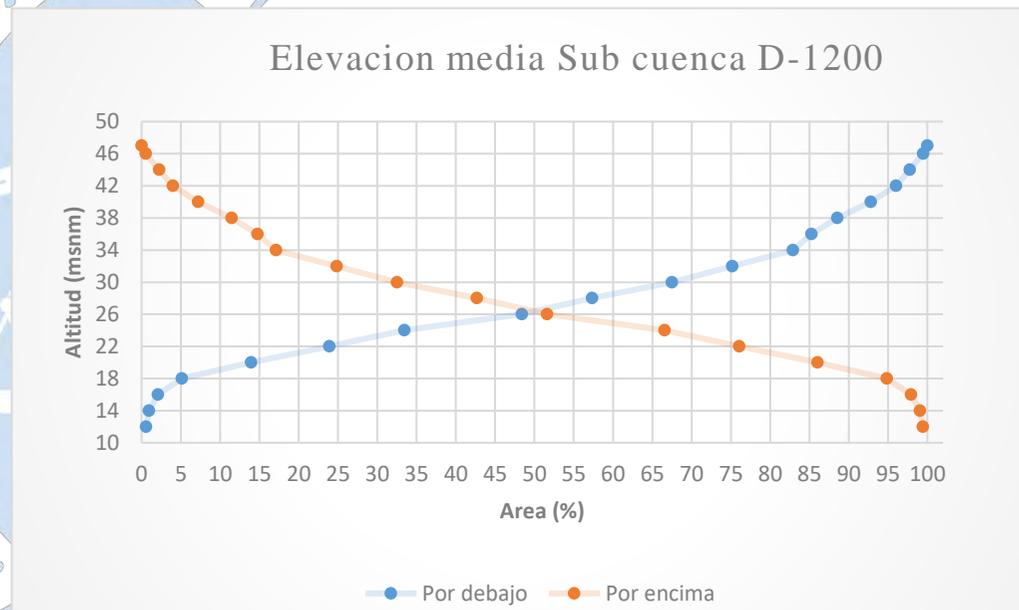
Apéndice B: Curvas de nivel de la zona en estudio



Apéndice C: Cálculo de la elevación media para cada sub cuenca

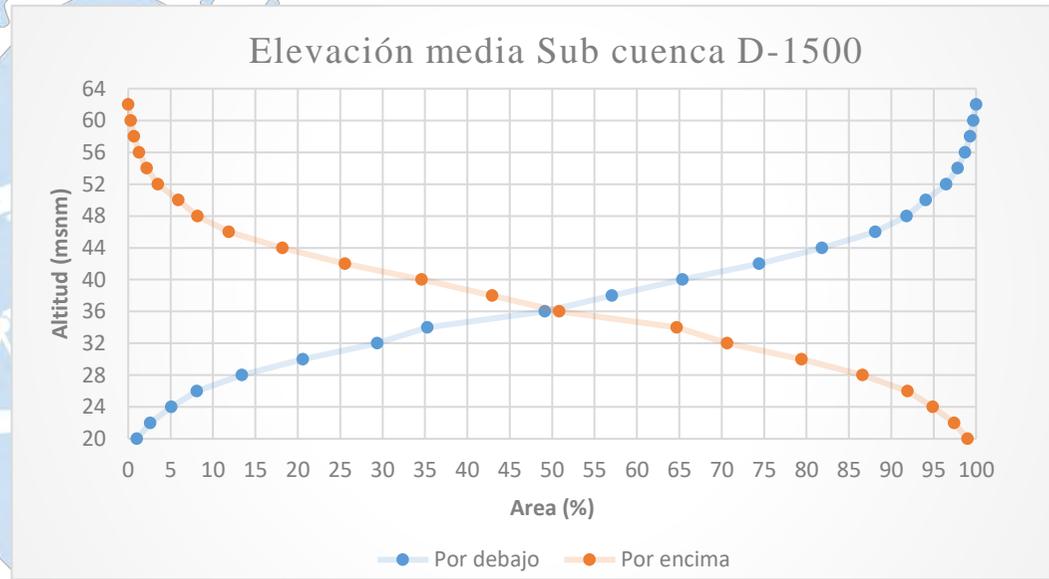
ALTITUD MEDIA DE LA SUBCUENCA D-1200

D-1200					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	Por debajo		Por encima	
		km ²	%	km ²	%
12	0.58	0.58	0.58	100.66	99.42
14	0.34	0.93	0.92	100.31	99.08
16	1.17	2.09	2.07	99.15	97.93
18	3.11	5.20	5.14	96.04	94.86
20	8.93	14.13	13.96	87.11	86.04
22	10.08	24.21	23.91	77.03	76.09
24	9.65	33.86	33.45	67.38	66.55
26	15.12	48.98	48.38	52.26	51.62
28	9.08	58.06	57.35	43.18	42.65
30	10.29	68.34	67.51	32.89	32.49
32	7.76	76.10	75.17	25.13	24.83
34	7.81	83.91	82.88	17.33	17.12
36	2.39	86.30	85.24	14.94	14.76
38	3.35	89.65	88.56	11.59	11.44
40	4.31	93.97	92.82	7.27	7.18
42	3.25	97.21	96.02	4.03	3.98
44	1.77	98.99	97.77	2.25	2.23
46	1.72	100.71	99.47	0.53	0.53
47	0.53	101.24	100.00	0.00	0.00
	101.24				



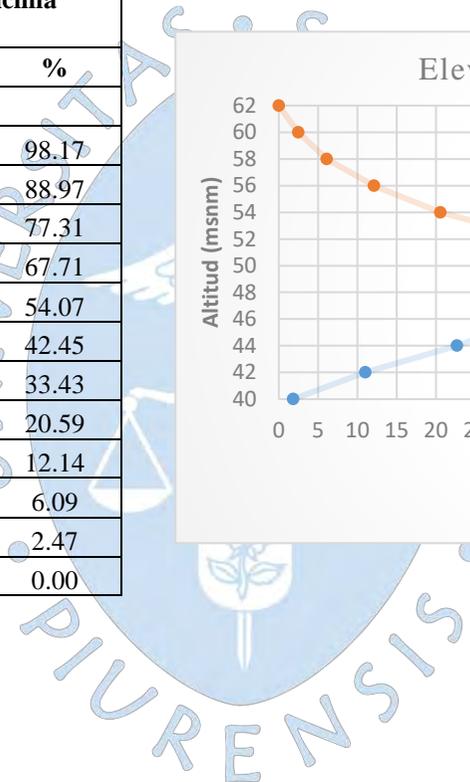
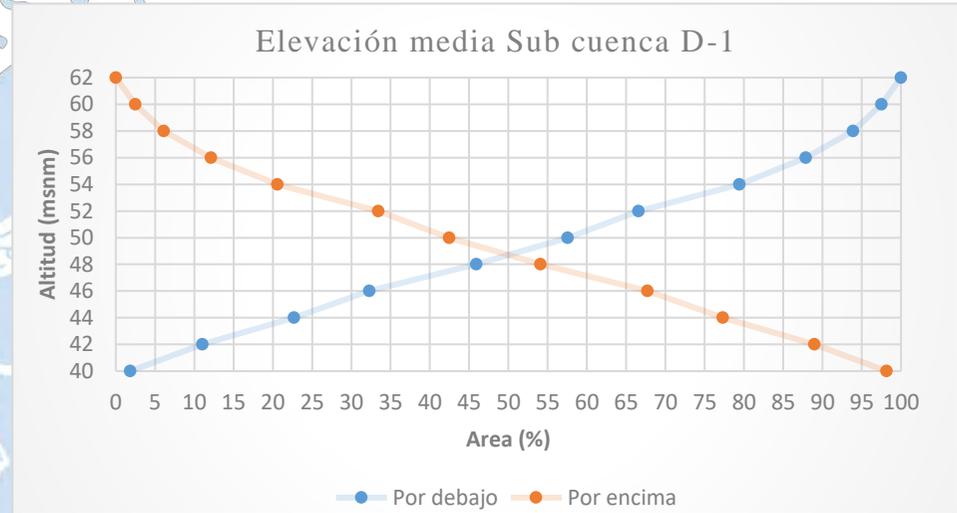
ALTITUD MEDIA DE LA SUBCUENCA D-1500

D-1500					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	por debajo		por encima	
		km ²	%	km ²	%
18.4	0	0			
20	1.20	1.20	1.01	117.39	98.99
22	1.87	3.07	2.59	115.52	97.41
24	2.99	6.05	5.11	112.53	94.89
26	3.54	9.59	8.09	108.99	91.91
28	6.29	15.89	13.40	102.70	86.60
30	8.53	24.41	20.59	94.17	79.41
32	10.41	34.83	29.37	83.76	70.63
34	7.02	41.85	35.29	76.74	64.71
36	16.45	58.30	49.16	60.29	50.84
38	9.37	67.67	57.07	50.91	42.93
40	9.86	77.54	65.39	41.05	34.61
42	10.72	88.26	74.43	30.32	25.57
44	8.76	97.02	81.82	21.56	18.18
46	7.48	104.50	88.12	14.08	11.88
48	4.38	108.88	91.82	9.70	8.18
50	2.69	111.57	94.08	7.02	5.92
52	2.86	114.43	96.49	4.16	3.51
54	1.57	116.00	97.82	2.59	2.18
56	1.06	117.06	98.71	1.53	1.29
58	0.72	117.78	99.32	0.81	0.68
60	0.44	118.22	99.69	0.37	0.31
62	0.37	118.59	100.00	0.00	0.00
	118.59				



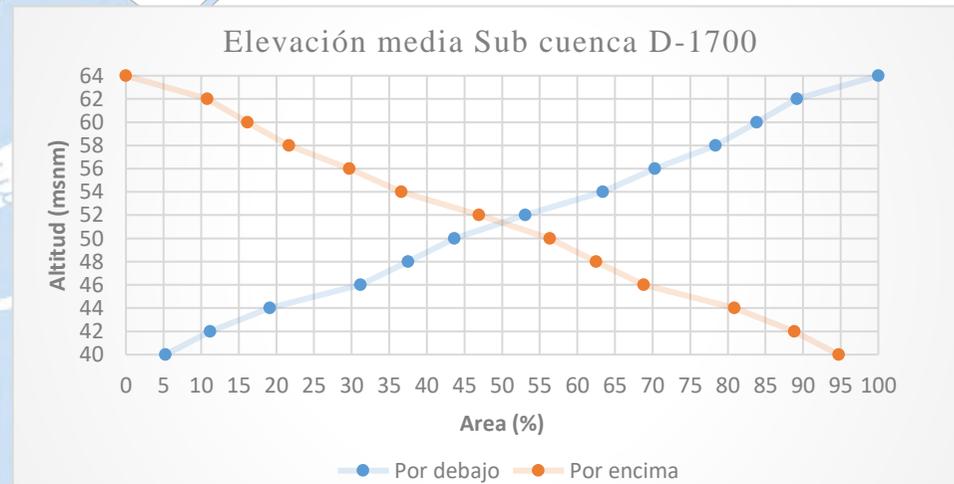
ALTITUD MEDIA DE LA SUBCUENCA D-1

D-1					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	Por debajo		Por encima	
		km ²	%	km ²	%
38.5	0	0			
40	0.19	0.19	1.83	10.00	98.17
42	0.94	1.12	11.03	9.07	88.97
44	1.19	2.31	22.69	7.88	77.31
46	0.98	3.29	32.29	6.90	67.71
48	1.39	4.68	45.93	5.51	54.07
50	1.18	5.86	57.55	4.33	42.45
52	0.92	6.78	66.57	3.41	33.43
54	1.31	8.09	79.41	2.10	20.59
56	0.86	8.95	87.86	1.24	12.14
58	0.62	9.57	93.91	0.62	6.09
60	0.37	9.94	97.53	0.25	2.47
62	0.25	10.19	100.00	0.00	0.00
	10.19				



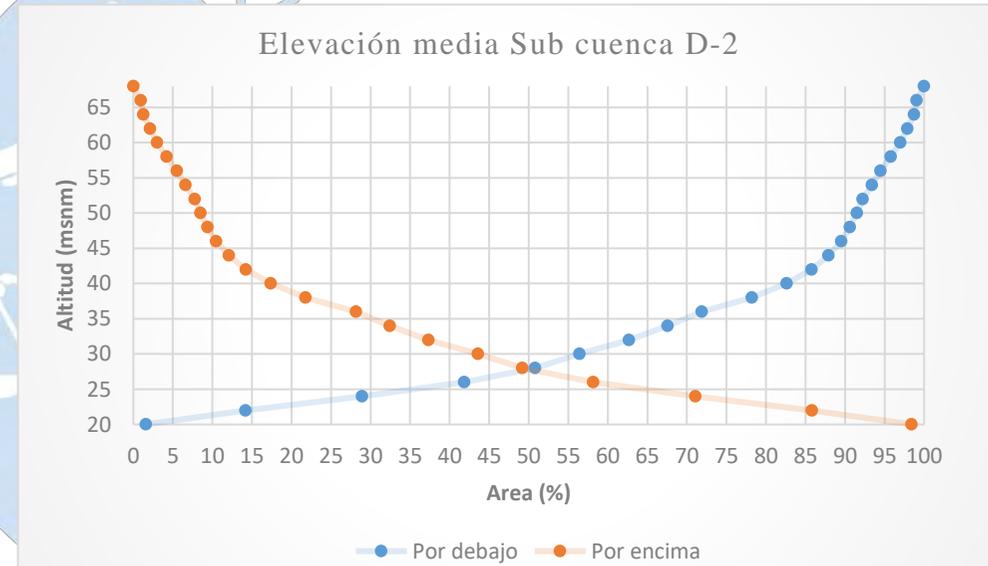
ALTITUD MEDIA DE LA SUBCUENCA D-1700

D-1700					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	Por debajo		Por encima	
		km ²	%	km ²	%
38.5	0				
40	0.62	0.62	5.27	11.16	94.73
42	0.70	1.32	11.17	10.46	88.83
44	0.94	2.25	19.12	9.53	80.88
46	1.42	3.67	31.16	8.11	68.84
48	0.75	4.42	37.52	7.36	62.48
50	0.72	5.14	43.65	6.64	56.35
52	1.11	6.25	53.07	5.53	46.93
54	1.21	7.47	63.38	4.31	36.62
56	0.82	8.28	70.30	3.50	29.70
58	0.95	9.23	78.35	2.55	21.65
60	0.65	9.88	83.83	1.90	16.17
62	0.63	10.51	89.20	1.27	10.80
64	1.27	11.78	100.00	0.00	0.00
	11.78				



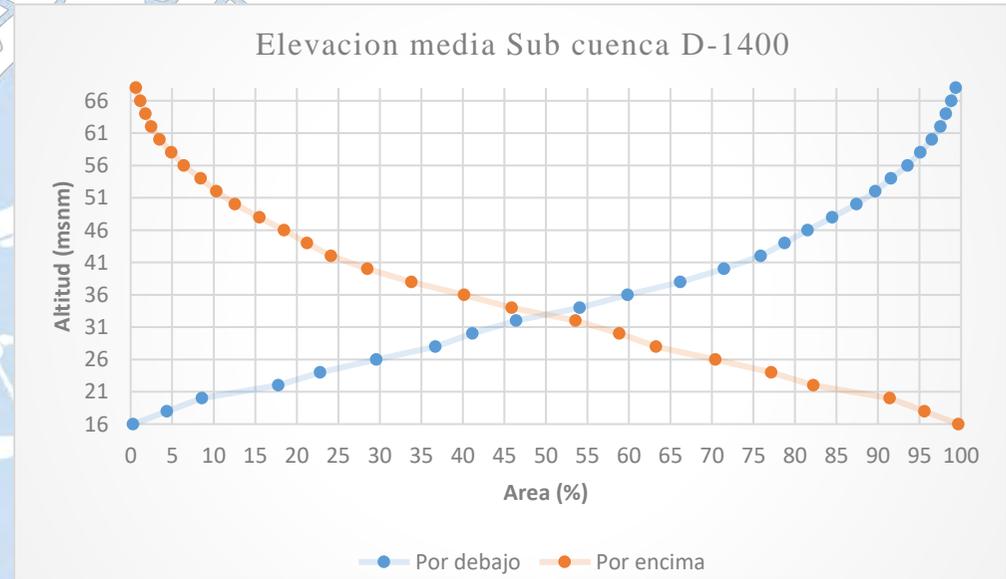
ALTITUD MEDIA DE LA SUBCUENCA D-2

D-2					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	Por debajo		Por encima	
		km ²	%	km ²	%
18.5	0.00	0	0.00	63.89	100.00
20	1.03	1.03	1.61	62.87	98.39
22	8.03	9.05	14.17	54.84	85.83
24	9.44	18.49	28.94	45.40	71.06
26	8.24	26.73	41.84	37.16	58.16
28	5.72	32.45	50.79	31.44	49.21
30	3.59	36.05	56.41	27.85	43.59
32	4.01	40.05	62.68	23.84	37.32
34	3.11	43.16	67.56	20.73	32.44
36	2.75	45.92	71.86	17.98	28.14
38	4.07	49.98	78.23	13.91	21.77
40	2.82	52.80	82.64	11.09	17.36
42	1.99	54.79	85.75	9.10	14.25
44	1.38	56.17	87.91	7.72	12.09
46	1.03	57.20	89.53	6.69	10.47
48	0.69	57.90	90.62	6.00	9.38
50	0.56	58.45	91.49	5.44	8.51
52	0.47	58.92	92.22	4.97	7.78
54	0.75	59.67	93.39	4.23	6.61
56	0.70	60.37	94.48	3.53	5.52
58	0.84	61.21	95.80	2.69	4.20
60	0.76	61.97	96.99	1.93	3.01
62	0.57	62.54	97.88	1.35	2.12
64	0.53	63.07	98.72	0.82	1.28
66	0.22	63.29	99.06	0.60	0.94
68	0.60	63.89	100.00	0.00	0.00
	63.89				



ALTITUD MEDIA DE LA SUBCUENCA D-1400

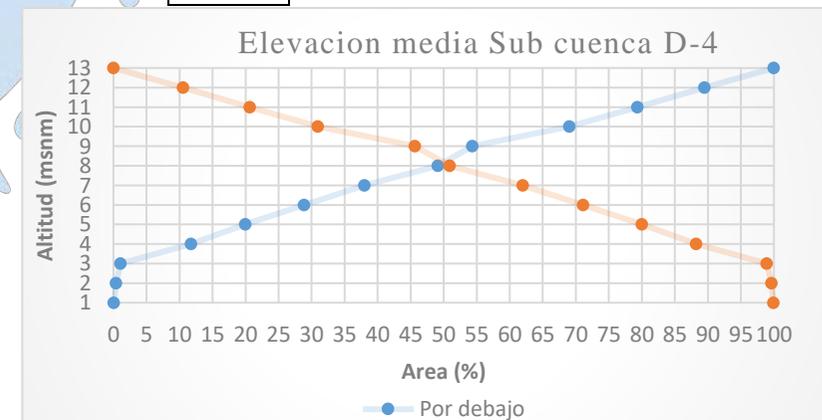
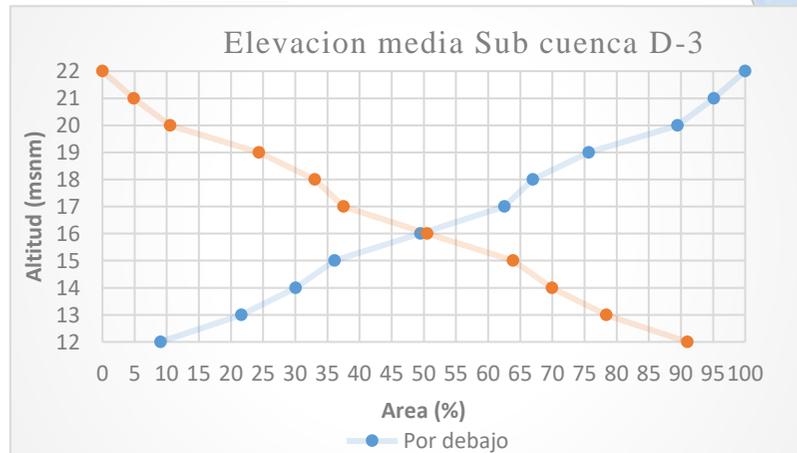
D-1400					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	Por debajo		Por encima	
		km ²	%	km ²	%
16	0.41	0.41	0.30	133.76	99.70
18	5.47	5.87	4.38	128.30	95.62
20	5.67	11.54	8.60	122.63	91.40
22	12.30	23.84	17.77	110.32	82.23
24	6.79	30.63	22.83	103.53	77.17
26	9.04	39.68	29.57	94.49	70.43
28	9.58	49.26	36.71	84.91	63.29
30	5.96	55.22	41.16	78.95	58.84
32	7.08	62.30	46.43	71.87	53.57
34	10.27	72.57	54.09	61.60	45.91
36	7.73	80.30	59.85	53.87	40.15
38	8.49	88.79	66.18	45.38	33.82
40	7.10	95.89	71.47	38.28	28.53
42	5.93	101.82	75.89	32.35	24.11
44	3.86	105.67	78.76	28.49	21.24
46	3.70	109.37	81.52	24.80	18.48
48	3.98	113.35	84.49	20.82	15.51
50	3.95	117.30	87.43	16.87	12.57
52	3.02	120.32	89.68	13.84	10.32
54	2.51	122.84	91.55	11.33	8.45
56	2.72	125.56	93.58	8.61	6.42
58	2.02	127.58	95.09	6.59	4.91
60	1.89	129.47	96.50	4.70	3.50
62	1.37	130.84	97.52	3.33	2.48
64	0.91	131.74	98.19	2.42	1.81
66	0.85	132.59	98.83	1.58	1.17
68	0.75	133.34	99.38	0.83	0.62
70	0.44	133.78	99.71	0.39	0.29
72	0.39	134.17	100.00	0.00	0.00
	134.17				



ALTITUD MEDIA DE LA SUBCUENCA D-3 y D-4

D-3					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	Por debajo		Por encima	
		km ²	%	km ²	%
11.4	0	0	27.85	0.00	100.00
12	2.51	2.51	9.02	25.34	90.98
13	3.51	6.02	21.61	21.83	78.39
14	2.35	8.37	30.05	19.48	69.95
15	1.69	10.06	36.11	17.79	63.89
16	3.73	13.79	49.50	14.07	50.50
17	3.63	17.41	62.52	10.44	37.48
18	1.23	18.65	66.95	9.21	33.05
19	2.42	21.07	75.65	6.78	24.35
20	3.84	24.91	89.45	2.94	10.55
21	1.58	26.49	95.11	1.36	4.89
22	1.36	27.85	100.00	0.00	0.00
	27.85				

D-4					
Altitud (m.s.n.m)	Áreas parciales (Km ²)	Por debajo		Por encima	
		km ²	%	km ²	%
1	0.01	0.01	0.05	10.46	99.95
2	0.03	0.04	0.38	10.43	99.62
3	0.07	0.11	1.07	10.35	98.93
4	1.12	1.23	11.75	9.24	88.25
5	0.86	2.09	19.98	8.37	80.02
6	0.93	3.02	28.89	7.44	71.11
7	0.96	3.98	38.02	6.49	61.98
8	1.16	5.14	49.10	5.33	50.90
9	0.55	5.69	54.35	4.78	45.65
10	1.54	7.23	69.05	3.24	30.95
11	1.08	8.30	79.34	2.16	20.66
12	1.06	9.36	89.48	1.10	10.52
13	1.10	10.47	100.00	0.00	0.00
	10.47				



Apéndice D: Pendiente media mediante el método de Alvord

SUB CUENCAD-1200		
Altitud (m.s.n.m)	Areas parciales (Km ²)	Perimetro (m)
12	0.58	355.21
14	0.34	276.92
16	1.17	1883.12
18	3.11	4268.58
20	8.93	6923.92
22	10.08	9888.73
24	9.65	11106.48
26	15.12	9781.45
28	9.08	9913.59
30	10.29	7213.30
32	7.76	6453.33
34	7.81	4771.81
36	2.39	4084.11
38	3.35	3394.26
40	4.31	3315.90
42	3.25	3005.06
44	1.77	2706.69
46	1.72	1656.23
47	0.55	
		88.48

SUB CUENCA D-1500		
Altitud (m.s.n.m)	Areas parciales (Km ²)	Perimetro (m)
18.4	0.00	0.00
20	1.20	1305.68
22	1.87	1736.05
24	2.99	2249.69
26	3.54	4145.15
28	6.29	7072.19
30	8.53	7859.12
32	10.41	8672.02
34	7.02	9375.91
36	16.45	11800.58
38	9.37	12623.90
40	9.86	14221.48
42	10.72	18768.72
44	8.76	16873.25
46	7.48	15232.29
48	4.48	13378.08
50	3.27	12176.54
52	2.69	9243.37
54	1.00	
		166.73

SUB CUENCA D-1		
Altitud (m.s.n.m)	Areas parciales (Km ²)	Perimetro (m)
38.5	0.00	0.00
40	0.10	567.60
42	0.90	1915.87
44	1.19	2023.37
46	0.98	3263.68
48	1.41	2573.95
50	1.18	3190.54
52	0.92	3345.39
54	1.31	3907.35
56	0.86	3510.57
58	0.62	3667.23
60	0.37	3540.62
62	0.25	3771.88
		35.28

S (m/m) 0.001748006

S (m/m) 0.002812054

S (m/m) 0.006924459

SUB CUENCA D-1700		
Altitud (m.s.n.m)	Areas parciales (Km ²)	Perimetro (m)
38.5	0.00	0.00
40	0.62	1286.61
42	0.69	1594.35
44	0.94	1678.83
46	1.42	2091.79
48	0.75	2315.14
50	0.72	2537.72
52	1.11	3343.72
54	1.21	3949.14
56	0.82	3670.58
58	0.95	3133.25
60	0.65	3244.83
62	0.63	3296.88
64	0.78	3633.44
		35.78

SUB CUENCA D-3		
Altitud (m.s.n.m)	Areas parciales (Km ²)	Perimetro (m)
11.4	0.00	0.00
12	2.51	4534.62
13	3.51	6787.46
14	2.35	5704.91
15	1.69	5622.27
16	3.73	8002.83
17	3.63	4854.63
18	1.23	6000.66
19	2.42	5665.14
20	3.84	3165.34
21	1.58	2224.01
22	0.82	563.52
		53.13

SUB CUENCA D-4		
Altitud (m.s.n.m)	Areas parciales (Km ²)	Perimetro (m)
1	0.01	172.09
2	0.03	629.87
3	0.07	1034.08
4	1.12	2323.62
5	0.86	2021.74
6	0.93	1957.92
7	0.96	573.27
8	1.06	1710.93
9	0.55	1568.28
10	1.54	1680.07
11	1.08	2963.18
12	1.06	1790.11
13	0.75	710.22
		19.14

S (m/m) 0.006073976

S (m/m) 0.003814916

S (m/m) 0.003656656

Apéndice E-1: Precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Ferreñafe sin tratamiento

PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 H (mm)			
Pto. Interés	ESTACIÓN FERREÑAFE		CODIGO
			CO-331

CUENCA	CHANCAY - LAMBAYEQUE	LATITUD	: 86°19' "S"	REGION	: Lambayeque
RIO	CHANCAY - LAMBAYEQUE	LONGITUD	: 79° 45' "W"	PROV	: Lambayeque
TIPO	ORDINARIO	ALTITUD	67 m.s.n.m.	DIST	: Ferreñafe

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MÁX
1964	1.20	1.80	0.80	1.10	0.00	0.10	0.00	0.70	0.00	0.90	0.50	1.70	8.80	1.80
1965	0.00	1.60	13.70	15.70	0.20	0.10	0.60	0.00	0.30	0.20	0.30	2.20	34.90	15.70
1966	1.50	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.50	0.00	6.10	2.50
1967	4.20	0.00	6.20	0.00	4.60	0.00	10.40	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	26.50	10.40
1968	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20	0.30	0.00	3.50	2.20
1969	0.50	3.50	9.20	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	2.40	2.00	21.40	9.20
1970	0.00	0.00	3.00	1.10	1.00	1.10	0.00	0.00	0.00	3.20	1.80	0.00	11.20	3.20
1971	0.00	0.30	21.70	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	2.20	0.30	1.40	27.40	21.70
1972	0.00	8.20	65.20	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.80	2.00	0.00	0.20	76.90	65.20
1973	8.30	5.00	16.60	5.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	0.20	35.50	16.60
1974	0.00	1.80	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.70	0.70	0.00	0.50	0.00	5.00	1.80
1975	0.00	2.60	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.70	0.00	2.00	0.00	0.00	16.30	9.00
1976	5.20	0.00	1.30	5.90	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.10	5.90
1977	0.00	2.90	9.70	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	5.90	1.40	0.10	20.50	9.70
1978	0.20	0.90	2.30	0.00	2.40	0.00	0.00	0.00	1.40	0.20	0.00	0.00	7.40	2.40
1979	0.30	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	T	4.00	3.00
1980	0.00	0.00	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	0.00	1.40	7.80	3.60
1981	T	6.40	31.70	0.00	0.00	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.90	31.70
1982	0.00	T	0.00	4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.80	4.80
1983	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
1984	0.00	3.50	5.80	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.80	5.80
1985	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
1986	S/D	S/D	0.00	0.00	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
1987	0.00	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
1988	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
1989	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	0.00	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
1990	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
1991	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
1992	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
1993	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
1994	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	2.90	0.10	0.00	0.00	3.00	2.90
1995	12.50	1.20	1.00	0.00	0.10	0.00	0.40	0.00	0.00	S/D	0.30	0.00	15.50	12.50
1996	0.00	1.00	1.90	0.10	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	6.90	2.30
1997	0.00	0.70	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	7.30	9.90	19.50	9.90

1998	18.70	182.80	49.40	3.30	4.20	0.00	0.00	0.00	7.20	0.90	0.00	0.00	266.50	182.80
1999	1.10	12.40	0.60	3.90	0.40	0.60	0.20	0.00	2.70	1.70	0.00	1.60	25.20	12.40
2000	0.30	0.10	0.50	2.10	0.30	0.10	0.00	0.10	1.60	0.00	0.00	1.60	6.70	2.10
2001	1.80	0.00	36.60	6.80	0.10	0.10	0.00	0.00	0.00	0.10	0.20	0.70	46.40	36.60
2002	0.00	48.90	28.20	13.70	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	2.10	0.00	3.80	96.70	48.90
2003	0.10	5.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	4.00	9.50	5.30
2004	0.00	0.70	3.60	0.10	0.00	0.00	0.30	0.00	1.70	2.60	0.00	2.00	11.00	3.60
2005	0.00	2.20	1.10	0.80	0.00	0.80	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	S/D	4.90	2.20
2006	0.70	0.00	8.40	S/D	0.00	S/D	9.10	8.40						
2007	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2008	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	1.00	S/D	S/D	-	-
2009	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2010	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2011	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2012	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2013	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2014	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2015	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2016	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2017	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
2018	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	-	-
N' DATOS	32.00	31.00	33.00	32.00	32.00	33.00	32.00	31.00	33.00	33.00	33.00	32.00	32.00	32.00
MEDIA	1.74	9.46	10.11	2.19	0.50	0.16	0.40	0.11	0.59	1.08	0.55	0.97	27.90	17.32
DESV.STD	4.07	32.82	15.42	3.78	1.13	0.39	1.80	0.49	1.40	1.37	1.37	1.94	47.60	33.00
MIN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	1.80
MAX	18.70	182.80	65.20	15.70	4.60	1.80	10.40	2.70	7.20	5.90	7.30	9.90	266.50	182.8
MEDIANA	0.00	1.10	3.00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	12.15	7.15

Apéndice E-2: Precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Lambayeque sin tratamiento

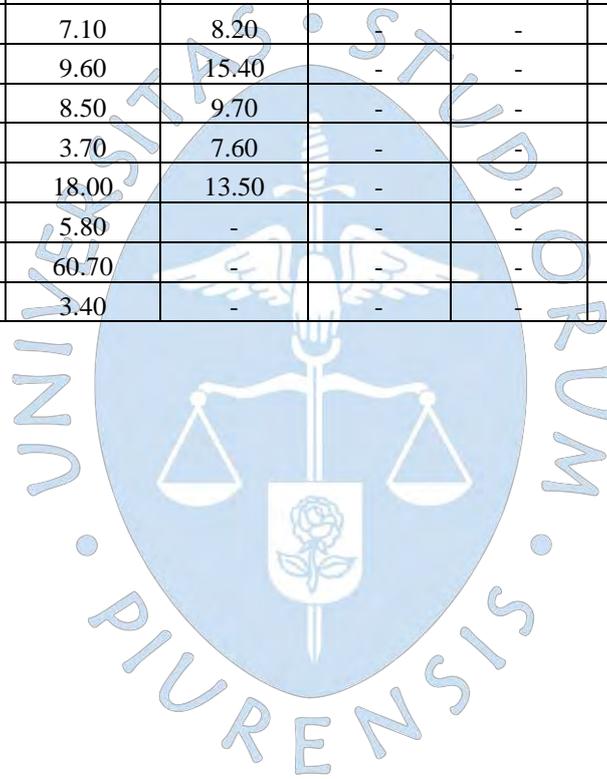
PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 H (mm)														
Pto. Interés	ESTACIÓN LAMBAYEQUE								CODIGO	CO-331				
CUENCA	CHANCA Y - LAMBAYEQUE			LATITUD	: 86°19' "S"				REGION	: Lambayeque				
RIO	CHANCA Y - LAMBAYEQUE			LONGITUD	: 79° 45' "W"				PROV	: Lambayeque				
TIPO	PRINCIPAL			ALTITUD	18 m.s.n.m.				DIST	: Lambayeque				
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MÁX
1964	NA	1.70	1.40	0.80	S/D	0.00	0.00	S/D	0.00	0.50	0.00	1.90	6.30	1.90
1965	4.40	0.20	9.60	S/D	1.60	0.00	S/D	0.00	4.60	0.20	1.60	0.20	22.40	9.60
1966	1.40	0.00	0.30	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	6.50	1.00	9.80	6.50
1967	4.00	1.90	2.70	1.20	5.10	0.00	0.70	0.20	0.00	0.20	0.10	0.00	16.10	5.10
1968	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	0.00	0.00	-	-
1969	0.00	0.60	5.50	1.30	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	4.20	3.80	15.60	5.50
1970	0.00	0.00	2.50	1.60	0.60	0.20	0.00	0.00	0.00	3.00	1.40	0.40	9.70	3.00
1971	0.00	0.00	15.40	1.60	0.00	0.00	0.50	0.00	0.40	4.20	0.60	0.50	23.20	15.40
1972	0.00	4.90	35.60	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	0.30	42.80	35.60
1973	2.70	11.60	3.30	10.70	0.20	0.10	0.00	0.30	0.30	0.00	0.20	0.00	29.40	11.60
1974	0.00	2.60	0.90	0.40	2.80	0.50	0.00	0.00	0.40	0.30	0.60	0.60	9.10	2.80
1975	2.90	1.30	2.90	2.30	S/D	0.10	0.00	3.90	0.00	1.20	0.20	0.10	14.90	3.90
1976	2.70	0.20	0.80	2.50	0.90	0.60	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	8.30	2.70
1977	3.90	2.30	2.30	0.20	1.10	0.00	0.20	0.00	2.90	1.60	1.60	1.00	17.10	3.90
1978	0.80	1.20	1.30	0.00	0.50	0.20	0.00	0.00	1.40	0.20	1.40	0.30	7.30	1.40
1979	0.70	1.30	1.80	0.70	1.60	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.10	0.10	7.50	1.80
1980	0.30	0.10	1.60	0.30	0.20	0.00	0.00	0.00	S/D	0.30	0.40	0.20	3.40	1.60
1981	0.00	1.80	9.90	1.60	0.00	0.40	0.20	0.40	0.00	0.30	0.30	0.30	15.20	9.90
1982	0.10	0.00	0.50	1.10	0.00	0.00	0.10	0.40	0.20	1.30	S/D	0.00	3.70	1.30
1983	47.30	5.60	63.60	17.30	30.80	5.50	0.00	0.00	0.50	1.00	0.10	1.40	173.10	63.60
1984	0.00	5.50	6.20	0.30	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.40	0.10	13.10	6.20
1985	0.00	0.20	3.20	0.00	4.60	0.00	S/D	0.00	0.00	0.50	3.00	0.40	11.90	4.60
1986	3.80	S/D	8.50	1.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.50	1.60	0.80	16.80	8.50
1987	3.80	1.10	2.50	0.60	0.00	0.00	0.70	2.20	0.00	0.00	0.70	0.00	11.60	3.80
1988	2.10	0.30	0.50	1.80	1.80	0.00	0.00	S/D	0.10	0.40	1.30	0.00	8.30	2.10
1989	0.40	1.30	0.10	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.20	3.40
1990	2.00	0.10	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	1.50	0.10	6.30	2.20
1991	0.80	0.50	0.90	0.80	0.00	0.10	0.00	0.00	0.10	0.00	0.10	0.20	3.50	0.90
1992	0.50	0.00	13.80	14.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.10	0.50	31.10	14.20
1993	0.00	3.00	6.60	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	1.40	0.00	12.80	6.60
1994	0.30	4.70	16.10	8.30	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.30	31.50	16.10
1995	5.70	0.00	0.40	0.10	0.20	0.00	0.10	0.00	0.10	0.70	0.60	0.20	8.10	5.70
1996	0.00	0.60	1.80	0.70	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	5.60	1.80
1997	0.30	1.40	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.80	1.20	10.50	14.90	10.50

1998	8.20	71.30	40.50	4.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.20	1.20	127.60	71.30
1999	0.90	20.10	1.00	4.40	1.60	0.80	0.00	0.00	1.30	2.90	0.00	2.10	35.10	20.10
2000	0.60	0.40	1.90	2.10	0.40	5.70	0.00	0.00	2.50	0.00	0.50	0.50	14.60	5.70
2001	0.10	1.60	40.80	7.10	0.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.70	52.10	40.80
2002	0.00	8.70	15.20	2.10	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.20	1.60	1.10	30.10	15.20
2003	1.10	3.00	0.10	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	14.70	0.00	21.10	14.70
2004	0.00	1.10	3.60	0.00	0.60	0.00	0.30	0.00	1.30	1.70	0.00	0.80	9.40	3.60
2005	0.30	2.40	1.50	0.00	0.00	S/D	4.20	2.40						
2006	S/D	-	-											
2007	S/D	0.00	1.50	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50
2008	2.10	3.80	11.70	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	0.00	21.40	11.70
2009	3.50	2.10	4.40	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	5.70	16.90	5.70
2010	0.00	19.70	8.90	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	2.80	0.00	35.40	19.70
2011	S/D	0.00	0.00	7.10	0.00	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	10.10	7.10
2012	0.00	S/D	9.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.50	11.00	9.60
2013	0.00	1.40	8.50	1.00	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1.90	0.00	0.00	15.60	8.50
2014	0.00	0.00	0.40	0.00	3.70	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	1.00	1.80	9.50	3.70
2015	0.00	0.50	18.00	0.40	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	0.00	0.80	20.10	18.00
2016	3.60	1.00	0.60	5.80	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	S/D	S/D	0.90	11.90	5.80
2017	1.70	34.60	60.70	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	5.40	0.30	0.00	0.30	103.30	60.70
2018	2.40	0.30	1.30	0.80	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	3.40	10.20	3.40
N' DATOS	50.00	50.00	52.00	50.00	51.00	50.00	49.00	50.00	49.00	50.00	49.00	52.00	52.00	52.00
MEDIA	2.31	4.53	8.72	2.31	1.29	0.37	0.06	0.15	0.54	0.72	1.13	0.91	22.51	11.56
DESV.STD	6.67	11.35	14.18	3.63	4.34	1.13	0.16	0.62	1.16	0.97	2.30	1.73	30.44	15.44
MIN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.90
MAX	47.30	71.30	63.60	17.30	30.80	5.70	0.70	3.90	5.40	4.20	14.70	10.50	173.10	71.30
MEDIANA	0.55	1.25	2.60	0.90	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.50	0.30	13.85	5.75

Apéndice E-3: Precipitaciones máximas en 24 horas consideradas para el análisis de correlación

PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES CONSIDERADAS PARA EL ANALISIS DE CORRELACION							
AÑO	FERREÑAFE	LAMBAYEQUE	REQUE	GRANJA SASAPE	VISTA FLORIDA	SIPAN	CAYALTI
1964	1.80	1.90	2.00	-	-	-	-
1965	15.70	9.60	5.00	-	-	-	-
1966	2.50	6.50	1.00	3.70	-	-	-
1967	10.40	5.10	5.50	5.20	-	-	-
1968	2.20	-	1.50	4.25	-	-	-
1969	9.20	5.50	4.50	6.70	-	-	-
1970	3.20	3.00	4.00	2.24	-	-	-
1971	21.70	15.40	24.00	1.40	-	-	-
1972	65.20	35.60	10.50	-	-	-	-
1973	16.60	11.60	2.20	-	-	-	-
1974	1.80	2.80	5.40	3.50	-	-	-
1975	9.00	3.90	4.00	9.00	6.40	-	-
1976	5.90	2.70	2.40	-	4.70	-	-
1977	9.70	3.90	2.40	-	11.50	-	-
1978	2.40	1.40	4.70	-	3.70	-	-
1979	3.00	1.80	0.50	-	1.80	-	-
1980	3.60	1.60	0.00	-	4.50	-	-
1981	31.70	9.90	7.10	-	15.00	-	-
1982	4.80	1.30	3.70	-	2.20	-	-
1983	-	63.60	56.00	-	50.40	-	-
1984	5.80	6.20	4.00	-	-	-	-
1985	-	4.60	0.00	-	-	-	-
1986	-	8.50	7.00	-	-	-	-
1987	-	3.80	4.00	-	-	-	-
1988	-	2.10	2.30	-	-	-	-
1989	-	3.40	2.40	-	-	-	-
1990	-	2.20	0.00	-	-	-	3.70
1991	-	0.90	2.40	-	-	-	33.50
1992	-	14.20	0.00	-	-	-	9.10
1993	-	6.60	5.30	-	-	-	14.90
1994	-	16.10	8.40	-	-	-	17.00
1995	12.50	5.70	1.50	-	-	-	13.10
1996	2.30	1.80	2.00	-	-	-	5.50
1997	9.90	10.50	17.50	-	-	-	29.80
1998	182.80	71.30	60.40	-	-	93.10	77.30
1999	12.40	20.10	10.20	-	-	14.20	24.00
2000	2.10	5.70	9.20	-	-	7.50	11.00

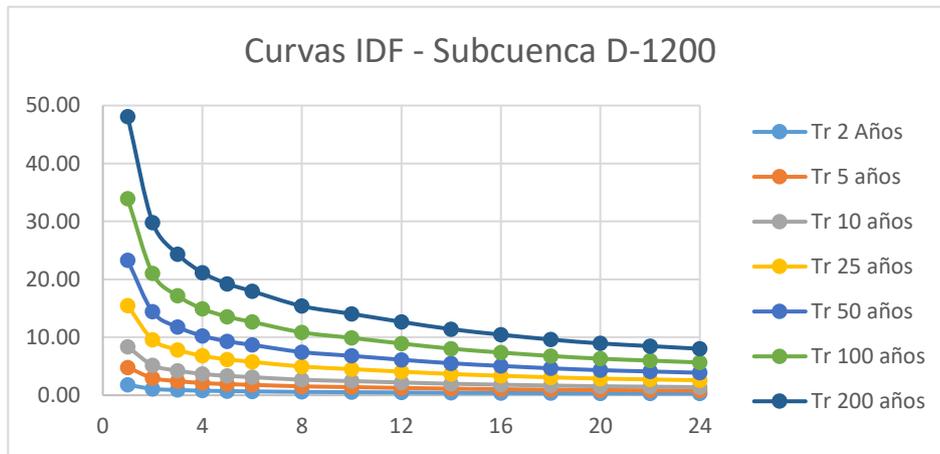
2001	36.60	40.80	6.00	-	-	9.40	10.20
2002	48.90	15.20	7.30	-	-	24.80	7.50
2003	5.30	14.70	3.00	-	-	11.70	6.30
2004	3.60	3.60	7.00	-	-	8.00	3.50
2005	2.20	2.40	2.50	-	-	6.60	3.30
2006	8.40		4.30	-	-	12.00	5.90
2007	-	1.50	7.50	-	-	7.40	5.20
2008	-	11.70	11.00	-	-	15.60	7.20
2009	-	5.70	4.40	-	-	8.30	9.90
2010	-	19.70	10.60	-	-	14.00	11.90
2011	-	7.10	8.20	-	-	6.70	8.60
2012	-	9.60	15.40	-	-	12.30	12.70
2013	-	8.50	9.70	-	-	-	14.00
2014	-	3.70	7.60	-	-	6.90	9.90
2015	-	18.00	13.50	-	-	13.00	4.60
2016	-	5.80	-	-	-	14.90	13.60
2017	-	60.70	-	-	-	50.20	41.90
2018	-	3.40	-	-	-	-	-



Apéndice F: Gráfico de curvas IDF para las sub cuencas en estudio

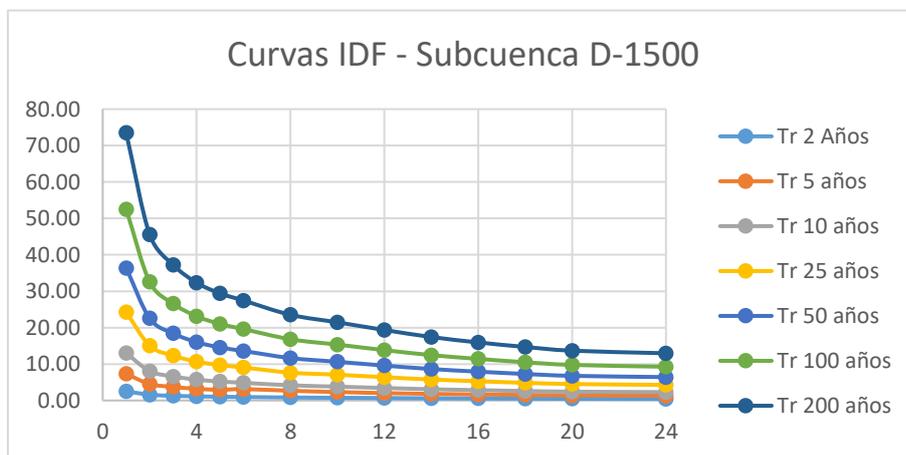
CUENCA D-1200

TR	Duracion														
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
2 años	1.80	1.10	0.90	0.79	0.72	0.67	0.57	0.52	0.47	0.43	0.39	0.36	0.33	0.32	0.30
5 años	4.81	2.98	2.44	2.12	1.92	1.80	1.54	1.40	1.27	1.14	1.05	0.96	0.89	0.85	0.80
10 años	8.37	5.19	4.24	3.68	3.35	3.12	2.68	2.44	2.20	1.98	1.82	1.67	1.56	1.48	1.39
25 años	15.46	9.59	7.84	6.81	6.19	5.78	4.95	4.52	4.07	3.67	3.36	3.09	2.88	2.73	2.58
50 años	23.27	14.43	11.79	10.24	9.31	8.69	7.45	6.80	6.13	5.52	5.06	4.66	4.33	4.11	3.88
100 años	33.90	21.02	17.17	14.92	13.56	12.66	10.85	9.90	8.93	8.04	7.37	6.78	6.31	5.98	5.65
200 años	48.09	29.82	24.37	21.16	19.24	17.95	15.39	14.04	12.66	11.40	10.46	9.62	8.95	8.48	8.02



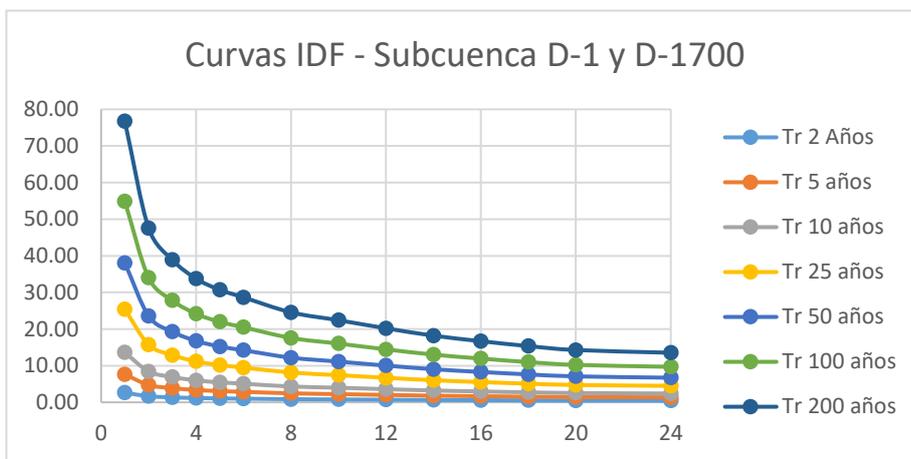
CUENCA D-1500

TR	Duracion														
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	24	
2 años	2.55	1.59	1.29	1.13	1.02	0.95	0.82	0.75	0.67	0.61	0.56	0.51	0.48	0.45	
5 años	7.32	4.54	3.71	3.22	2.93	3.12	2.67	2.31	2.03	1.82	1.65	1.51	1.42	1.33	
10 años	13.02	8.07	6.59	5.73	5.21	4.86	4.17	3.80	3.43	3.09	2.83	2.60	2.42	2.30	
25 años	24.27	15.05	12.30	10.68	9.71	9.06	7.64	7.08	6.39	5.76	5.28	4.86	4.52	4.28	
50 años	36.40	22.57	18.44	16.02	14.56	13.59	11.65	10.63	9.59	8.63	7.92	7.28	6.77	6.42	
100 años	52.53	32.57	26.61	23.11	21.01	19.61	16.81	15.34	13.83	12.46	11.42	10.51	9.77	9.26	
200 años	73.51	45.58	37.24	32.34	29.40	27.44	23.52	21.47	19.36	17.43	15.94	14.70	13.67	12.96	



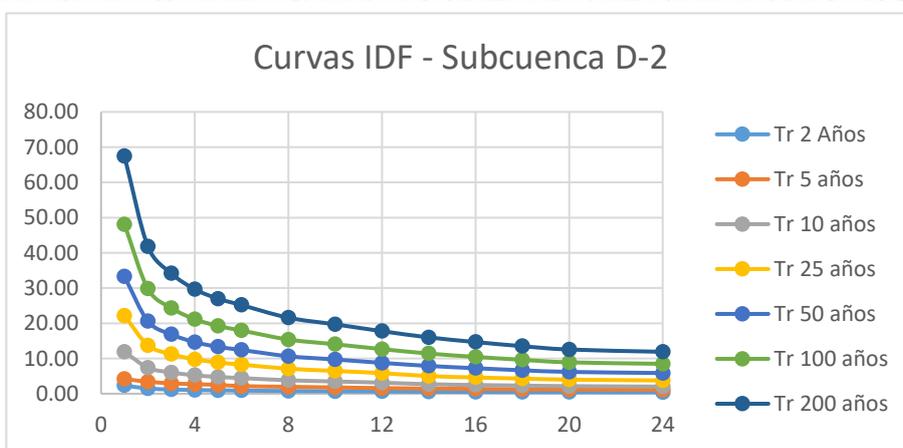
CUENCA D-1 y D-1700

TR	Duracion													
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	24
2 años	2.65	1.65	1.34	1.17	1.06	0.99	0.85	0.77	0.70	0.63	0.58	0.53	0.49	0.47
5 años	7.64	4.74	3.87	3.36	3.06	2.85	2.45	2.23	2.01	1.81	1.66	1.53	1.42	1.35
10 años	13.61	8.44	6.89	5.99	5.44	5.08	4.31	3.97	3.58	3.23	2.96	2.72	2.53	2.40
25 años	25.40	15.75	12.87	11.18	10.16	9.48	8.13	7.42	6.69	6.02	5.52	5.08	4.72	4.48
50 años	38.07	23.61	19.29	16.75	15.23	14.21	12.18	11.12	10.03	9.03	8.28	7.62	7.08	6.72
100 años	54.90	34.04	27.81	24.16	21.96	20.50	17.57	16.03	14.46	13.02	11.94	10.98	10.21	9.68
200 años	76.75	47.59	38.89	33.77	30.70	28.65	24.56	22.41	20.21	18.20	16.69	15.35	14.28	13.54



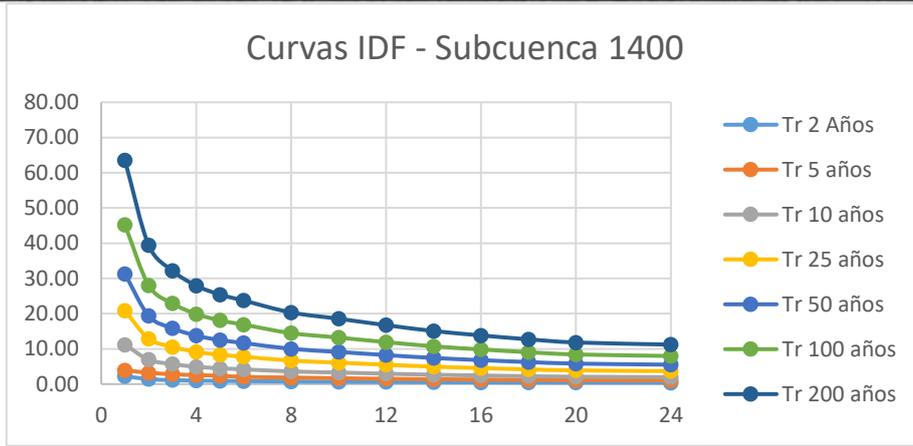
CUENCA D-2

TR	Duracion													
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	24
2 años	2.37	1.47	1.20	1.05	0.95	0.89	0.76	0.69	0.63	0.56	0.52	0.47	0.44	0.42
5 años	4.17	3.40	2.96	2.69	2.51	2.15	1.96	1.77	1.59	1.46	1.34	1.25	1.19	1.12
10 años	11.91	7.38	6.03	5.24	4.76	4.45	3.81	3.48	3.14	2.69	2.47	2.30	2.14	2.01
25 años	22.17	13.75	11.23	9.76	8.87	8.28	7.10	6.47	5.84	5.00	4.60	4.29	3.99	3.75
50 años	33.26	20.63	16.85	14.64	13.31	12.42	10.65	9.71	8.76	7.89	7.24	6.65	6.19	5.87
100 años	48.07	29.81	24.36	21.15	19.23	17.95	15.38	14.04	12.66	11.40	10.46	9.62	8.90	8.48
200 años	67.43	41.81	34.17	29.67	26.97	25.18	21.58	19.69	17.76	15.99	14.67	13.49	12.54	11.89



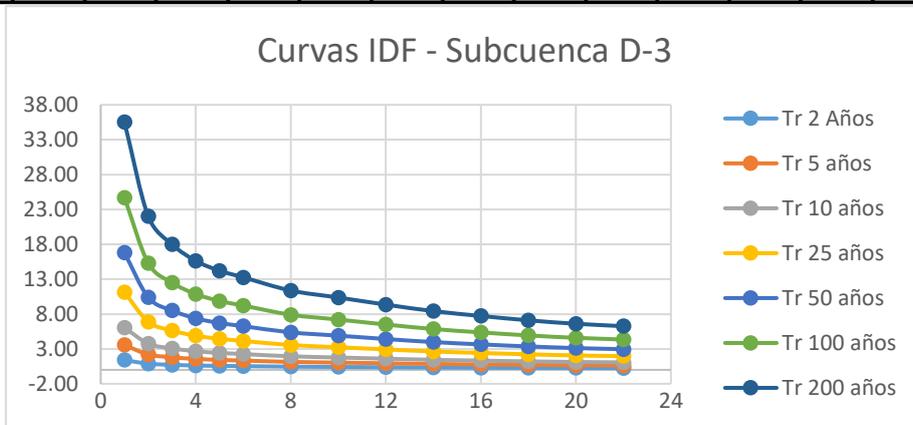
CUENCA D-1400

TR	Duracion													
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	24
2 años	2.26	1.40	1.14	0.99	0.90	0.84	0.72	0.66	0.59	0.54	0.49	0.45	0.42	0.40
5 años	3.93	3.21	2.79	2.53	2.36	2.03	1.85	1.67	1.50	1.38	1.27	1.18	1.12	1.06
10 años	11.18	6.94	5.67	4.92	4.48	4.18	3.58	3.27	2.95	2.65	2.43	2.24	2.08	1.97
25 años	20.81	12.91	10.55	9.16	8.33	7.77	6.66	6.08	5.48	4.94	4.53	4.16	3.87	3.67
50 años	31.24	19.37	15.83	13.75	12.50	11.66	10.00	9.12	8.23	7.41	6.80	6.25	5.81	5.51
100 años	45.20	28.03	22.90	19.89	18.08	16.88	14.46	13.20	11.90	10.72	9.83	9.04	8.41	7.97
200 años	63.51	39.38	32.18	27.95	25.41	23.71	20.33	18.55	16.73	15.06	13.81	12.70	11.81	11.20



CUENCA D-3 Y D-4

TR	Duracion													
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22
2 años	1.42	0.88	0.72	0.63	0.57	0.53	0.46	0.42	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.25
5 años	3.56	2.21	1.81	1.57	1.43	1.33	1.14	1.04	0.94	0.85	0.78	0.71	0.66	0.63
10 años	6.06	3.76	3.07	2.67	2.43	2.27	1.94	1.77	1.60	1.44	1.32	1.21	1.13	1.07
25 años	11.12	6.89	5.63	4.89	4.45	4.15	3.56	3.25	2.93	2.64	2.42	2.22	2.07	1.96
50 años	16.79	10.41	8.51	7.39	6.72	6.27	5.37	4.90	4.42	3.98	3.65	3.36	3.12	2.96
100 años	24.69	15.31	12.51	10.86	9.88	9.22	7.90	7.21	6.50	5.86	5.37	4.94	4.59	4.35
200 años	35.52	22.03	18.00	15.63	14.21	13.26	11.37	10.37	9.36	8.43	7.73	7.11	6.61	6.27



Apéndice G1: Cálculo de los coeficientes y ecuación IDF para la sub cuenca D-1200

SUB CUENCA D-1200

Representación matemática de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

en la cual:

- I = Intensidad (mm/hr)
- t = Duración de la lluvia (min)
- T = Periodo de retorno (años)
- K, m, n = Parámetros de ajuste

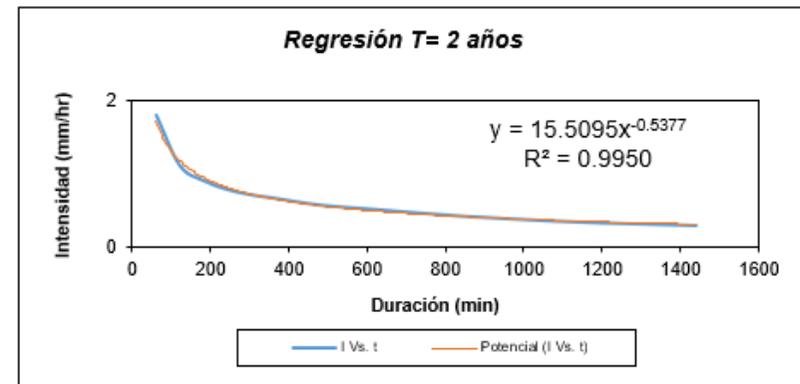
Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

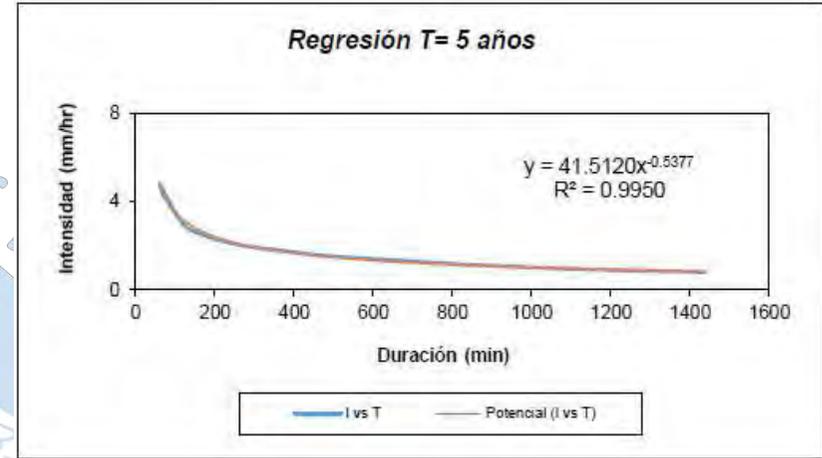
$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	1440	0.2994	7.2724	-1.2058	-8.7692	52.8878
2	1320	0.3169	7.1854	-1.1493	-8.2580	51.6298
3	1200	0.3342	7.0901	-1.0961	-7.7713	50.2692
4	1080	0.3593	6.9847	-1.0235	-7.1489	48.7863
5	960	0.3908	6.8669	-0.9396	-6.4523	47.1548
6	840	0.4261	6.7334	-0.8532	-5.7447	45.3387
7	720	0.4731	6.5793	-0.7484	-4.9239	43.2865
8	600	0.5246	6.3969	-0.6451	-4.1265	40.9207
9	480	0.5749	6.1738	-0.5535	-3.4172	38.1156
10	360	0.6708	5.8861	-0.3994	-2.3506	34.6462
11	300	0.7187	5.7038	-0.3304	-1.8843	32.5331
12	240	0.7905	5.4806	-0.2350	-1.2882	30.0374
13	180	0.9103	5.1930	-0.0940	-0.4880	26.9668
14	120	1.1139	4.7875	0.1079	0.5166	22.9201
15	60	1.7967	4.0943	0.5859	2.3990	16.7637
Ln (d) =	2.7415	d =	15.5095	n =	-0.5377	582.2567



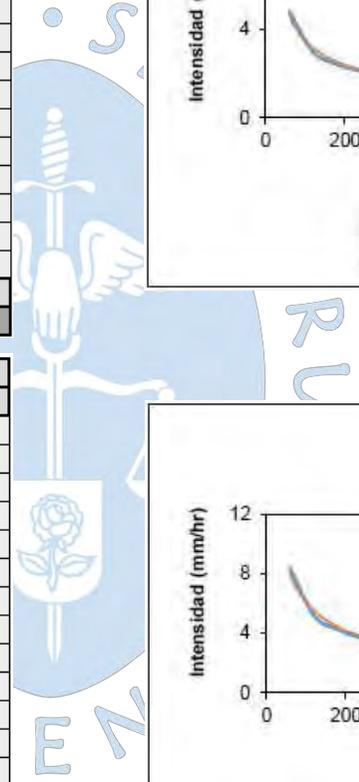
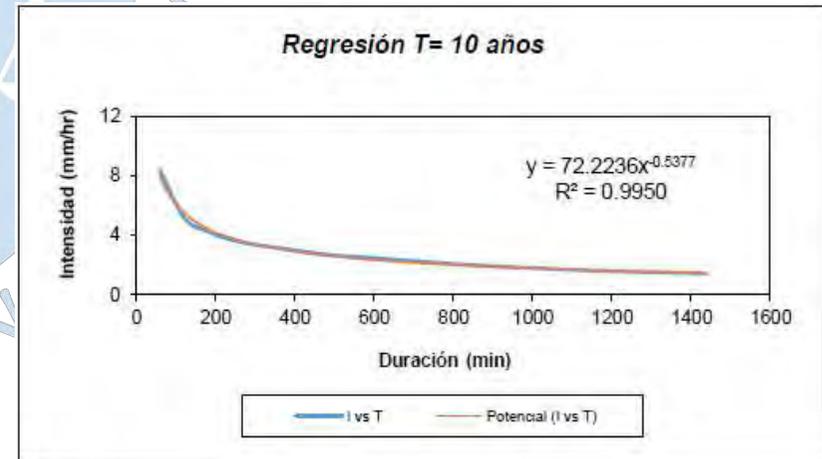
Periodo de retorno para T = 5 años

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.8015	7.2724	-0.2213	-1.6093	52.8878
2	1320	0.8481	7.1854	-0.1647	-1.1837	51.6298
3	1200	0.8945	7.0901	-0.1115	-0.7909	50.2692
4	1080	0.9618	6.9847	-0.0390	-0.2722	48.7863
5	960	1.0459	6.8669	0.0449	0.3084	47.1548
6	840	1.1404	6.7334	0.1314	0.8846	45.3387
7	720	1.2663	6.5793	0.2361	1.5536	43.2865
8	600	1.4042	6.3969	0.3395	2.1715	40.9207
9	480	1.5388	6.1738	0.4310	2.6611	38.1156
10	360	1.7953	5.8861	0.5852	3.4444	34.6462
11	300	1.9236	5.7038	0.6542	3.7313	32.5331
12	240	2.1159	5.4806	0.7495	4.1076	30.0374
13	180	2.4365	5.1930	0.8906	4.6247	26.9668
14	120	2.9815	4.7875	1.0924	5.2300	22.9201
15	60	4.8089	4.0943	1.5705	6.4300	16.7637
15	9900	25.9632	92.4282	6.1886	31.2910	582.2567
Ln (d) =	3.7260	d =	41.5120	n =	-0.5377	

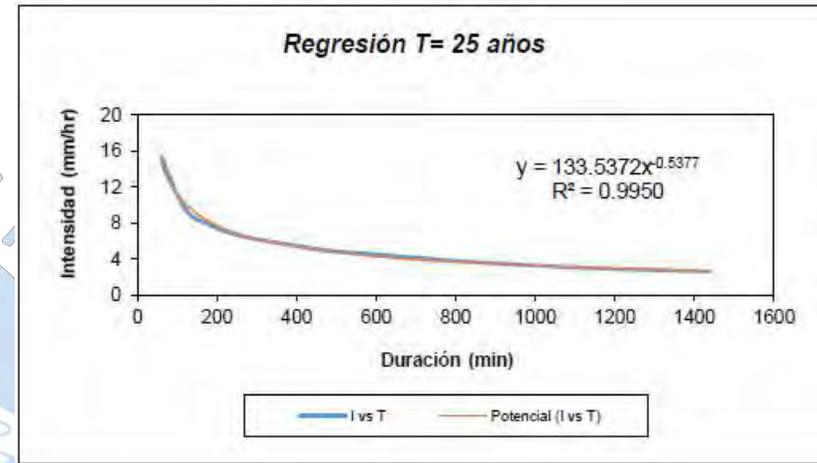


Periodo de retorno para T = 10 años

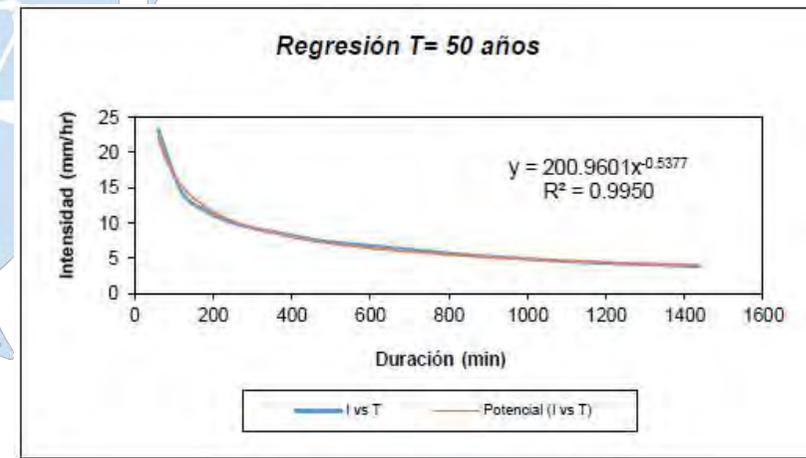
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.3944	7.2724	0.3325	2.4180	52.8878
2	1320	1.4756	7.1854	0.3890	2.7954	51.6298
3	1200	1.5562	7.0901	0.4422	3.1355	50.2692
4	1080	1.6733	6.9847	0.5148	3.5958	48.7863
5	960	1.8197	6.8669	0.5987	4.1112	47.1548
6	840	1.9841	6.7334	0.6852	4.6134	45.3387
7	720	2.2032	6.5793	0.7899	5.1970	43.2865
8	600	2.4430	6.3969	0.8932	5.7140	40.9207
9	480	2.6773	6.1738	0.9848	6.0800	38.1156
10	360	3.1235	5.8861	1.1390	6.7041	34.6462
11	300	3.3466	5.7038	1.2080	6.8899	32.5331
12	240	3.6813	5.4806	1.3033	7.1427	30.0374
13	180	4.2391	5.1930	1.4443	7.5004	26.9668
14	120	5.1873	4.7875	1.6462	7.8812	22.9201
15	60	8.3666	4.0943	2.1242	8.6974	16.7637
15	9900	45.1714	92.4282	14.4954	82.4762	582.2567
Ln (d) =	4.2798	d =	72.2236	n =	-0.5377	



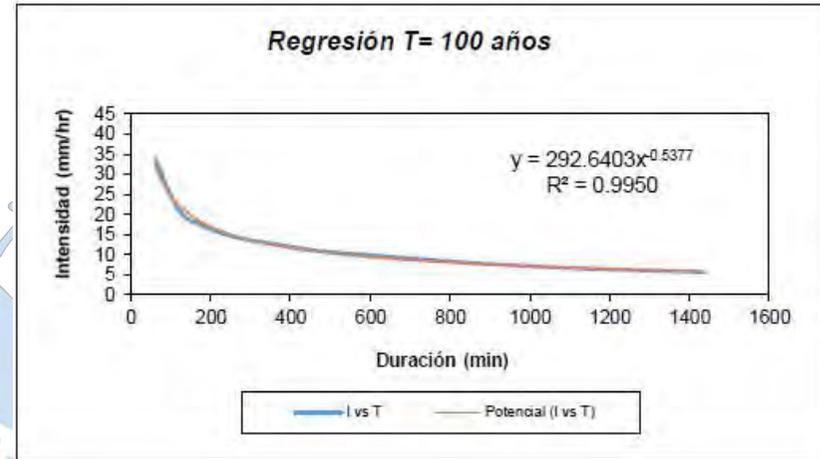
Periodo de retorno para T = 25 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.5782	7.2724	0.9471	6.8877	52.8878
2	1320	2.7282	7.1854	1.0037	7.2116	51.6298
3	1200	2.8773	7.0901	1.0569	7.4932	50.2692
4	1080	3.0939	6.9847	1.1294	7.8887	48.7863
5	960	3.3646	6.8669	1.2133	8.3317	47.1548
6	840	3.6684	6.7334	1.2998	8.7519	45.3387
7	720	4.0736	6.5793	1.4045	9.2407	43.2865
8	600	4.5171	6.3969	1.5079	9.6457	40.9207
9	480	4.9502	6.1738	1.5994	9.8745	38.1156
10	360	5.7752	5.8861	1.7536	10.3217	34.6462
11	300	6.1877	5.7038	1.8226	10.3955	32.5331
12	240	6.8065	5.4806	1.9179	10.5112	30.0374
13	180	7.8378	5.1930	2.0590	10.6921	26.9668
14	120	9.5910	4.7875	2.2608	10.8237	22.9201
15	60	15.4694	4.0943	2.7389	11.2138	16.7637
15	9900	83.5192	92.4282	23.7146	139.2838	582.2567
Ln (d) =	4.8944	d =	133.5372	n =	-0.5377	



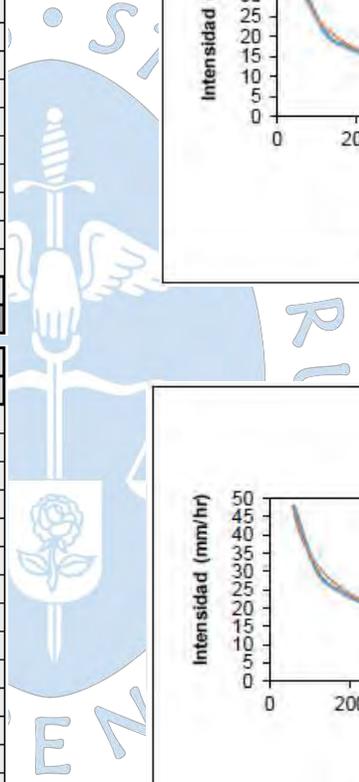
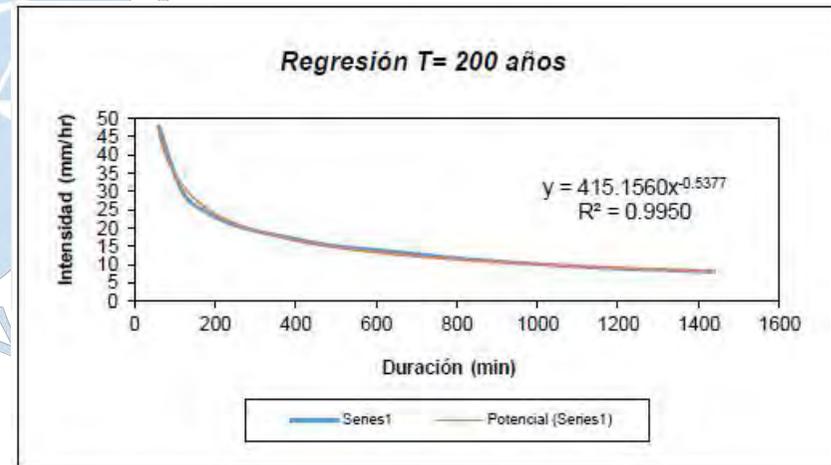
Periodo de retorno para T = 50 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	3.8800	7.2724	1.3558	9.8601	52.8878
2	1320	4.1057	7.1854	1.4124	10.1485	51.6298
3	1200	4.3300	7.0901	1.4656	10.3911	50.2692
4	1080	4.6560	6.9847	1.5381	10.7435	48.7863
5	960	5.0634	6.8669	1.6220	11.1384	47.1548
6	840	5.5206	6.7334	1.7085	11.5040	45.3387
7	720	6.1304	6.5793	1.8133	11.9298	43.2865
8	600	6.7977	6.3969	1.9166	12.2603	40.9207
9	480	7.4495	6.1738	2.0082	12.3979	38.1156
10	360	8.6911	5.8861	2.1623	12.7275	34.6462
11	300	9.3119	5.7038	2.2313	12.7268	32.5331
12	240	10.2431	5.4806	2.3266	12.7513	30.0374
13	180	11.7951	5.1930	2.4677	12.8146	26.9668
14	120	14.4335	4.7875	2.6696	12.7805	22.9201
15	60	23.2798	4.0943	3.1476	12.8873	16.7637
15	9900	125.6880	92.4282	29.8455	177.0616	582.2567
Ln (d) =	5.3031	d =	200.9601	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	5.6501	7.2724	1.7317	12.5934	52.8878
2	1320	5.9788	7.1854	1.7882	12.8490	51.6298
3	1200	6.3055	7.0901	1.8414	13.0558	50.2692
4	1080	6.7801	6.9847	1.9140	13.3687	48.7863
5	960	7.3733	6.8669	1.9979	13.7192	47.1548
6	840	8.0392	6.7334	2.0843	14.0347	45.3387
7	720	8.9271	6.5793	2.1891	14.4026	43.2865
8	600	9.8989	6.3969	2.2924	14.6645	40.9207
9	480	10.8481	6.1738	2.3840	14.7183	38.1156
10	360	12.6561	5.8861	2.5381	14.9398	34.6462
11	300	13.5601	5.7038	2.6071	14.8705	32.5331
12	240	14.9162	5.4806	2.7024	14.8111	30.0374
13	180	17.1762	5.1930	2.8435	14.7663	26.9668
14	120	21.0182	4.7875	3.0454	14.5798	22.9201
15	60	33.9004	4.0943	3.5234	14.4261	16.7637
15	9900	183.0282	92.4282	35.4831	211.7997	582.2567
Ln (d) =	5.6789	d =	292.6403	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 200 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	8.0155	7.2724	2.0814	15.1366	52.8878
2	1320	8.4818	7.1854	2.1379	15.3618	51.6298
3	1200	8.9453	7.0901	2.1911	15.5353	50.2692
4	1080	9.6186	6.9847	2.2637	15.8113	48.7863
5	960	10.4602	6.8669	2.3476	16.1207	47.1548
6	840	11.4049	6.7334	2.4340	16.3894	45.3387
7	720	12.6645	6.5793	2.5388	16.7034	43.2865
8	600	14.0431	6.3969	2.6421	16.9015	40.9207
9	480	15.3897	6.1738	2.7337	16.8773	38.1156
10	360	17.9547	5.8861	2.8879	16.9982	34.6462
11	300	19.2372	5.7038	2.9568	16.8652	32.5331
12	240	21.1609	5.4806	3.0522	16.7278	30.0374
13	180	24.3671	5.1930	3.1932	16.5823	26.9668
14	120	29.8176	4.7875	3.3951	16.2540	22.9201
15	60	48.0930	4.0943	3.8731	15.8580	16.7637
15	9900	259.6542	92.4282	40.7287	244.1227	582.2567
Ln (d) =	6.0287	d =	415.1560	n =	-0.5377	



Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término ctte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	15.50948628952	-0.53772664270
5	41.51201718256	-0.53772664270
10	72.22361305832	-0.53772664270
25	133.53715653343	-0.53772664270
50	200.96007737794	-0.53772664270
100	292.64030151027	-0.53772664270
200	415.15597943375	-0.53772664270
Promedio =	167.36266162654	-0.53772664270

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de

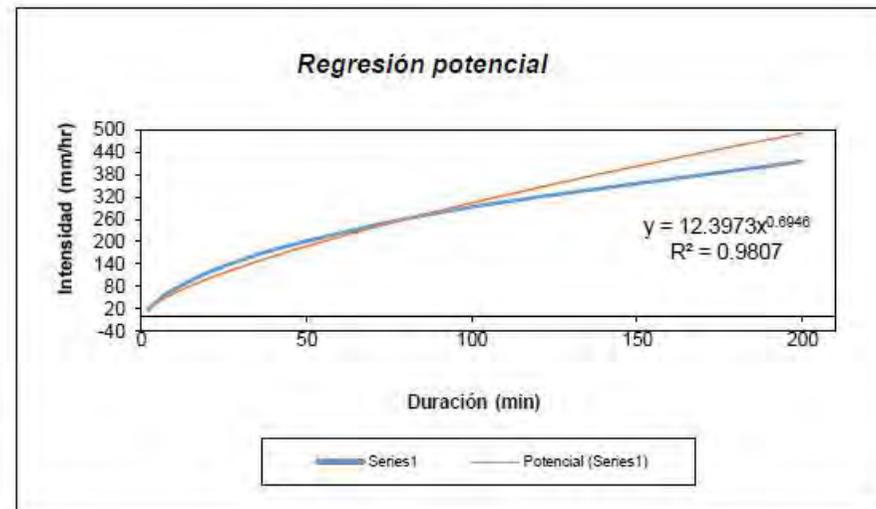
$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	v	ln x	ln v	ln x * ln v	(lnx)^2
1	2	15.5095	0.6931	2.7415	1.9002	0.4805
2	5	41.5120	1.6094	3.7260	5.9967	2.5903
3	10	72.2236	2.3026	4.2798	9.8545	5.3019
4	25	133.5372	3.2189	4.8944	15.7544	10.3612
5	50	200.9601	3.9120	5.3031	20.7459	15.3039
6	100	292.6403	4.6052	5.6789	26.1525	21.2076
7	200	415.1560	5.2983	6.0287	31.9417	28.0722
7	392	1171.5386	21.6396	32.6523	112.3460	83.3175
Lu (K) =	2.5175	K =	12.3973	m =	0.6946	

Término constante de regresión (K) = 12.3973
Coef. de regresión (m) = 0.694559

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{12.3973 \cdot T^{0.694559}}{t^{0.53773}}$$



Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Apéndice G.1: cálculo de los coeficientes y ecuación IDF para la sub cuenca D-1500

SUB CUENCA D-1500

Representación matemática de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno

en la cual:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

I = Intensidad (mm/hr)
t = Duración de la lluvia (min)
T = Período de retorno (años)
K, m, n = Parámetros de ajuste

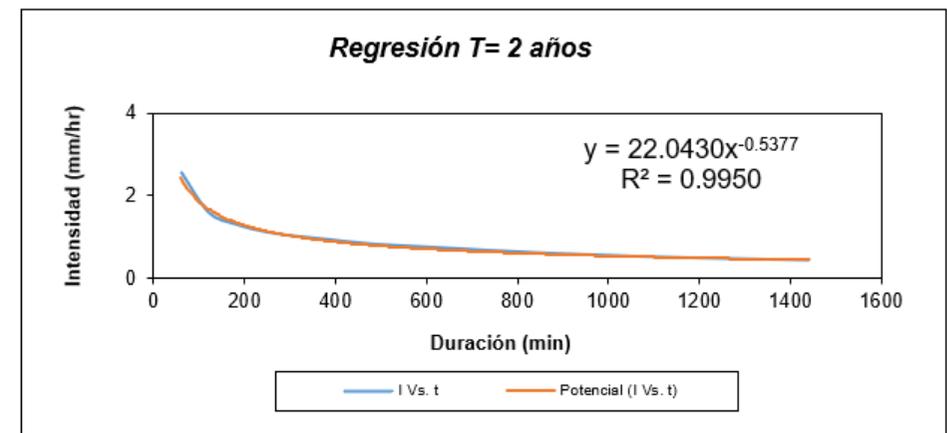
Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

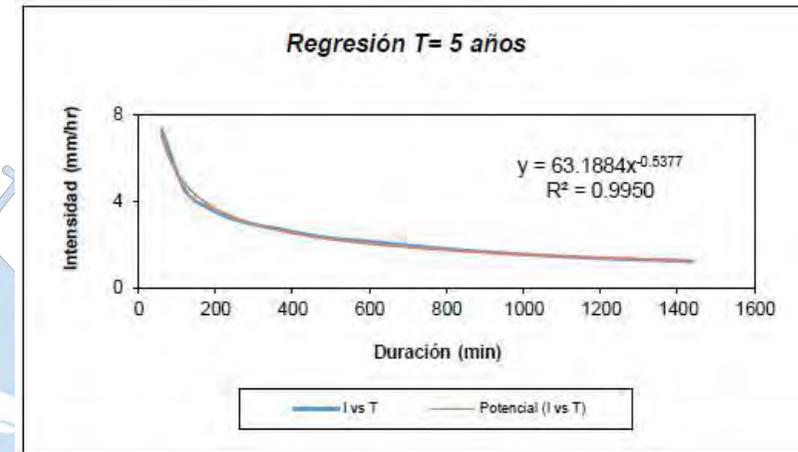
Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

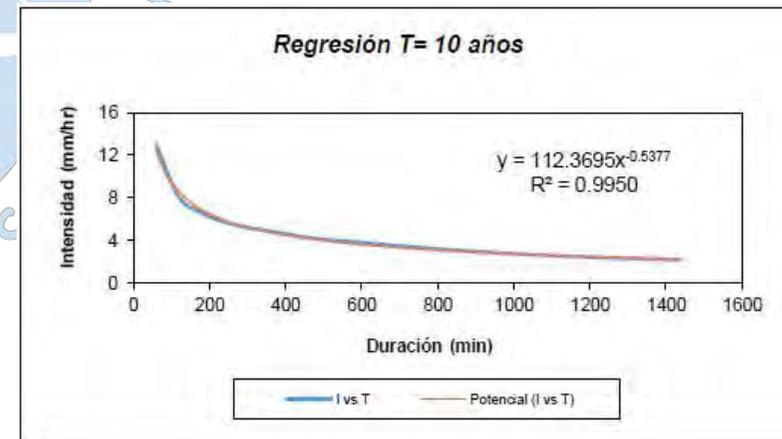
<i>Periodo de retorno para T = 2 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.4256	7.2724	-0.8543	-6.2127	52.8878
2	1320	0.4503	7.1854	-0.7977	-5.7320	51.6298
3	1200	0.4750	7.0901	-0.7445	-5.2788	50.2692
4	1080	0.5107	6.9847	-0.6720	-4.6935	48.7863
5	960	0.5554	6.8669	-0.5881	-4.0383	47.1548
6	840	0.6056	6.7334	-0.5016	-3.3776	45.3387
7	720	0.6724	6.5793	-0.3969	-2.6110	43.2865
8	600	0.7456	6.3969	-0.2935	-1.8777	40.9207
9	480	0.8171	6.1738	-0.2020	-1.2468	38.1156
10	360	0.9533	5.8861	-0.0478	-0.2814	34.6462
11	300	1.0214	5.7038	0.0212	0.1208	32.5331
12	240	1.1236	5.4806	0.1165	0.6385	30.0374
13	180	1.2938	5.1930	0.2576	1.3376	26.9668
14	120	1.5832	4.7875	0.4594	2.1996	22.9201
15	60	2.5535	4.0943	0.9375	3.8384	16.7637
15	9900	13.7865	92.4282	-3.3062	-27.2149	582.2567
Ln (d) =	3.0930	d =	22.0430	n =	-0.5377	



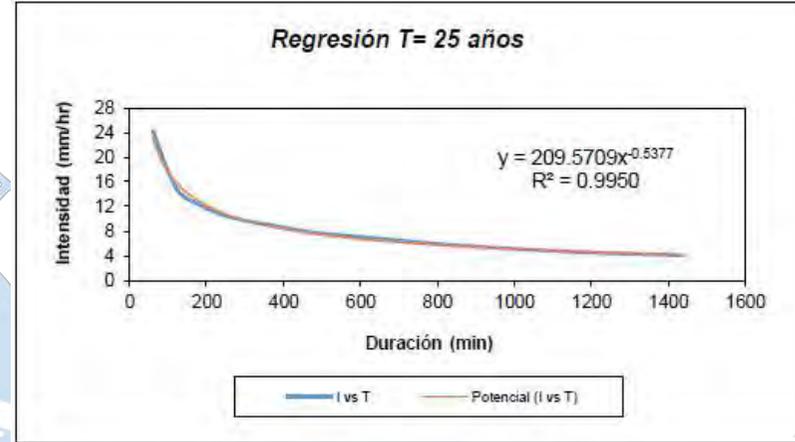
Periodo de retorno para T = 5 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.2200	7.2724	0.1988	1.4461	52.8878
2	1320	1.2910	7.1854	0.2554	1.8351	51.6298
3	1200	1.3615	7.0901	0.3086	2.1880	50.2692
4	1080	1.4640	6.9847	0.3812	2.6623	48.7863
5	960	1.5921	6.8669	0.4650	3.1934	47.1548
6	840	1.7359	6.7334	0.5515	3.7135	45.3387
7	720	1.9276	6.5793	0.6563	4.3178	43.2865
8	600	2.1374	6.3969	0.7596	4.8591	40.9207
9	480	2.3424	6.1738	0.8512	5.2549	38.1156
10	360	2.7328	5.8861	1.0053	5.9174	34.6462
11	300	2.9280	5.7038	1.0743	6.1276	32.5331
12	240	3.2208	5.4806	1.1696	6.4103	30.0374
13	180	3.7088	5.1930	1.3107	6.8064	26.9668
14	120	4.5384	4.7875	1.5126	7.2414	22.9201
15	60	7.3199	4.0943	1.9906	8.1502	16.7637
15	9900	39.5204	92.4282	12.4907	70.1236	582.2567
Ln (d) =	4.1461	d =	63.1884	n =	-0.5377	



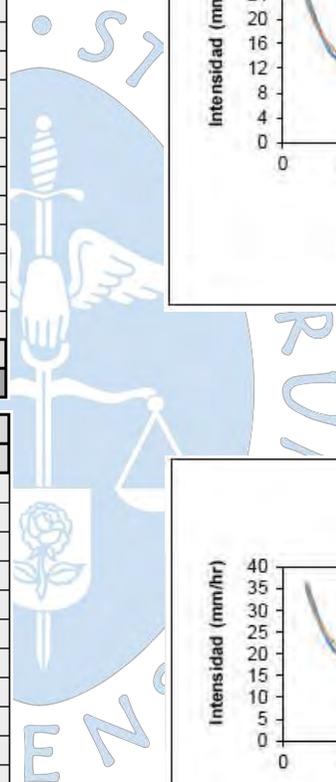
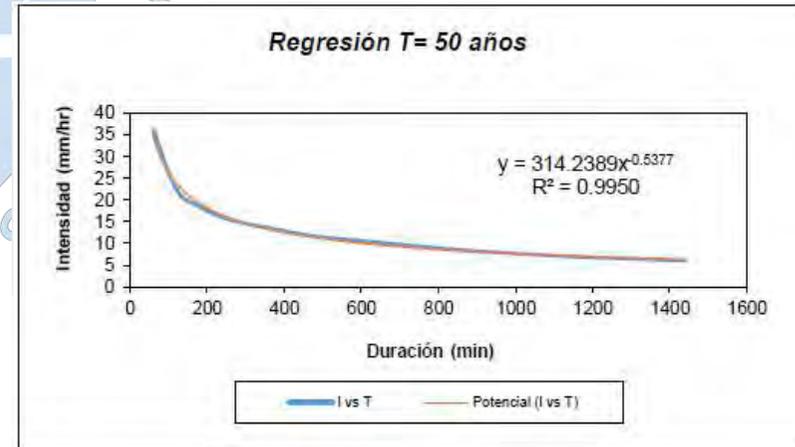
Periodo de retorno para T = 10 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.1695	7.2724	0.7745	5.6326	52.8878
2	1320	2.2958	7.1854	0.8311	5.9715	51.6298
3	1200	2.4212	7.0901	0.8843	6.2695	50.2692
4	1080	2.6034	6.9847	0.9568	6.6832	48.7863
5	960	2.8312	6.8669	1.0407	7.1465	47.1548
6	840	3.0869	6.7334	1.1272	7.5898	45.3387
7	720	3.4279	6.5793	1.2319	8.1052	43.2865
8	600	3.8010	6.3969	1.3353	8.5416	40.9207
9	480	4.1655	6.1738	1.4268	8.8090	38.1156
10	360	4.8598	5.8861	1.5810	9.3059	34.6462
11	300	5.2069	5.7038	1.6500	9.4111	32.5331
12	240	5.7276	5.4806	1.7453	9.5653	30.0374
13	180	6.5954	5.1930	1.8864	9.7958	26.9668
14	120	8.0707	4.7875	2.0882	9.9974	22.9201
15	60	13.0172	4.0943	2.5663	10.5072	16.7637
15	9900	70.2801	92.4282	21.1258	123.3319	582.2567
Ln (d) =	4.7218	d =	112.3695	n =	-0.5377	



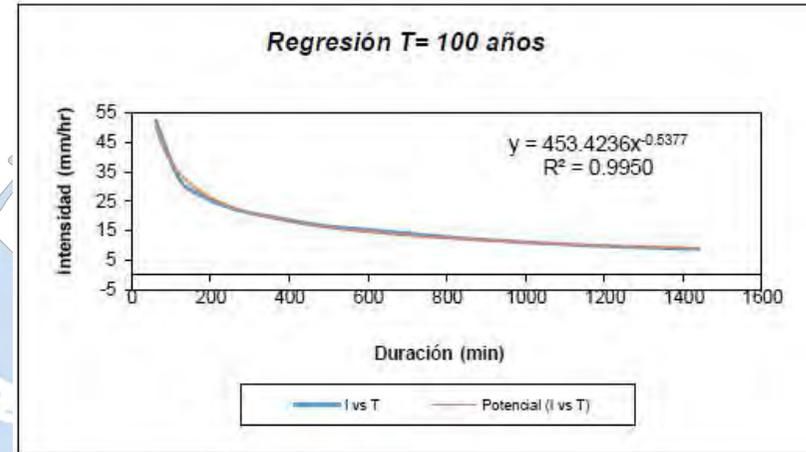
Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	4.0462	7.2724	1.3978	10.1652	52.8878
2	1320	4.2816	7.1854	1.4543	10.4500	51.6298
3	1200	4.5156	7.0901	1.5075	10.6885	50.2692
4	1080	4.8555	6.9847	1.5801	11.0366	48.7863
5	960	5.2803	6.8669	1.6640	11.4265	47.1548
6	840	5.7572	6.7334	1.7505	11.7865	45.3387
7	720	6.3930	6.5793	1.8552	12.2059	43.2865
8	600	7.0890	6.3969	1.9585	12.5287	40.9207
9	480	7.7687	6.1738	2.0501	12.6569	38.1156
10	360	9.0635	5.8861	2.2043	12.9745	34.6462
11	300	9.7109	5.7038	2.2733	12.9661	32.5331
12	240	10.6820	5.4806	2.3686	12.9812	30.0374
13	180	12.3005	5.1930	2.5096	13.0325	26.9668
14	120	15.0520	4.7875	2.7115	12.9813	22.9201
15	60	24.2773	4.0943	3.1895	13.0591	16.7637
15	9900	131.0735	92.4282	30.4748	180.9395	582.2567
Ln (d) =	5.3451	d =	209.5709	n =	-0.5377	



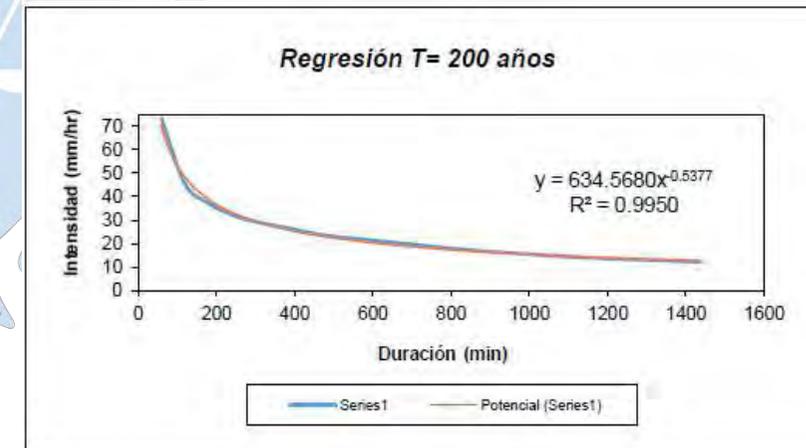
Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	6.0671	7.2724	1.8029	13.1112	52.8878
2	1320	6.4201	7.1854	1.8594	13.3607	51.6298
3	1200	6.7708	7.0901	1.9126	13.5607	50.2692
4	1080	7.2805	6.9847	1.9852	13.8660	48.7863
5	960	7.9175	6.8669	2.0691	14.2082	47.1548
6	840	8.6326	6.7334	2.1555	14.5141	45.3387
7	720	9.5860	6.5793	2.2603	14.8711	43.2865
8	600	10.6295	6.3969	2.3636	15.1200	40.9207
9	480	11.6488	6.1738	2.4552	15.1579	38.1156
10	360	13.5902	5.8861	2.6094	15.3589	34.6462
11	300	14.5610	5.7038	2.6783	15.2767	32.5331
12	240	16.0171	5.4806	2.7737	15.2014	30.0374
13	180	18.4439	5.1930	2.9147	15.1361	26.9668
14	120	22.5695	4.7875	3.1166	14.9207	22.9201
15	60	36.4024	4.0943	3.5946	14.7177	16.7637
15	9900	196.5368	92.4282	36.5512	218.3814	582.2567
Ln (d) =	5.7502	d =	314.2389	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	8.7543	7.2724	2.1695	15.7778	52.8878
2	1320	9.2637	7.1854	2.2261	15.9954	51.6298
3	1200	9.7698	7.0901	2.2793	16.1604	50.2692
4	1080	10.5052	6.9847	2.3519	16.4271	48.7863
5	960	11.4244	6.8669	2.4358	16.7261	47.1548
6	840	12.4562	6.7334	2.5222	16.9831	45.3387
7	720	13.8318	6.5793	2.6270	17.2835	43.2865
8	600	15.3376	6.3969	2.7303	17.4656	40.9207
9	480	16.8083	6.1738	2.8219	17.4216	38.1156
10	360	19.6097	5.8861	2.9760	17.5172	34.6462
11	300	21.0104	5.7038	3.0450	17.3681	32.5331
12	240	23.1114	5.4806	3.1403	17.2110	30.0374
13	180	26.6132	5.1930	3.2814	17.0402	26.9668
14	120	32.5661	4.7875	3.4833	16.6761	22.9201
15	60	52.5260	4.0943	3.9613	16.2190	16.7637
15	9900	283.5882	92.4282	42.0513	252.2724	582.2567
Ln (d) =	6.1168	d =	453.4236	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 200 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	12.2517	7.2724	2.5057	18.2222	52.8878
2	1320	12.9645	7.1854	2.5622	18.4105	51.6298
3	1200	13.6729	7.0901	2.6154	18.5435	50.2692
4	1080	14.7021	6.9847	2.6880	18.7748	48.7863
5	960	15.9885	6.8669	2.7719	19.0342	47.1548
6	840	17.4324	6.7334	2.8583	19.2463	45.3387
7	720	19.3577	6.5793	2.9631	19.4949	43.2865
8	600	21.4650	6.3969	3.0664	19.6157	40.9207
9	480	23.5233	6.1738	3.1580	19.4968	38.1156
10	360	27.4439	5.8861	3.3121	19.4956	34.6462
11	300	29.4041	5.7038	3.3811	19.2853	32.5331
12	240	32.3445	5.4806	3.4764	19.0531	30.0374
13	180	37.2452	5.1930	3.6175	18.7856	26.9668
14	120	45.5764	4.7875	3.8194	18.2853	22.9201
15	60	73.5103	4.0943	4.2974	17.5951	16.7637
15	9900	396.8827	92.4282	47.0931	283.3391	582.2567
Ln (d) =	6.4529	d =	634.5680	n =	-0.5377	

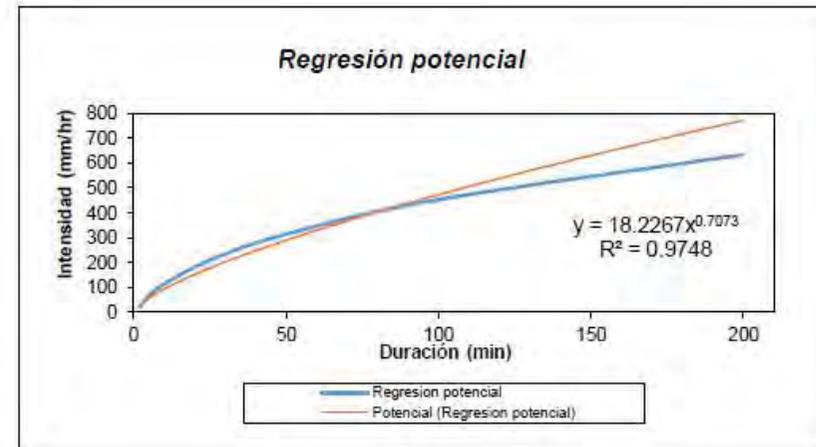


Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	22.04301206244	-0.53772664270
5	63.18841939049	-0.53772664270
10	112.36953415182	-0.53772664270
25	209.57089638369	-0.53772664270
50	314.23890610480	-0.53772664270
100	453.42358443131	-0.53772664270
200	634.56800890367	-0.53772664270
Promedio =	258.48605163260	-0.53772664270

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia

$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	2	22.0430	0.6931	3.0930	2.1439	0.4805
2	5	63.1884	1.6094	4.1461	6.6729	2.5903
3	10	112.3695	2.3026	4.7218	10.8723	5.3019
4	25	209.5709	3.2189	5.3451	17.2051	10.3612
5	50	314.2389	3.9120	5.7502	22.4947	15.3039
6	100	453.4236	4.6052	6.1168	28.1690	21.2076
7	200	634.5680	5.2983	6.4529	34.1897	28.0722
7	392	1809.4024	21.6396	35.6259	121.7478	83.3175
Lu (K) = 2.9029		K = 18.2267		m = 0.7073		



Constante de regresión (K) = 18.2267
 Coef. de regresión (m) = 0.707301

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{18.2267 \cdot T^{0.707301}}{t}$$

Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)
 T = Periodo de Retorno (años)
 t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Apéndice G.3: Cálculo de los coeficientes y ecuación IDF para la sub cuenca D-1 y D-1700

SUB CUENCA D-1 y D-1700

Representación matemática de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno

en la cual:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

- I** = Intensidad (mm/hr)
- t** = Duración de la lluvia (min)
- T** = Período de retorno (años)
- K, m, n** = Parámetros de ajuste

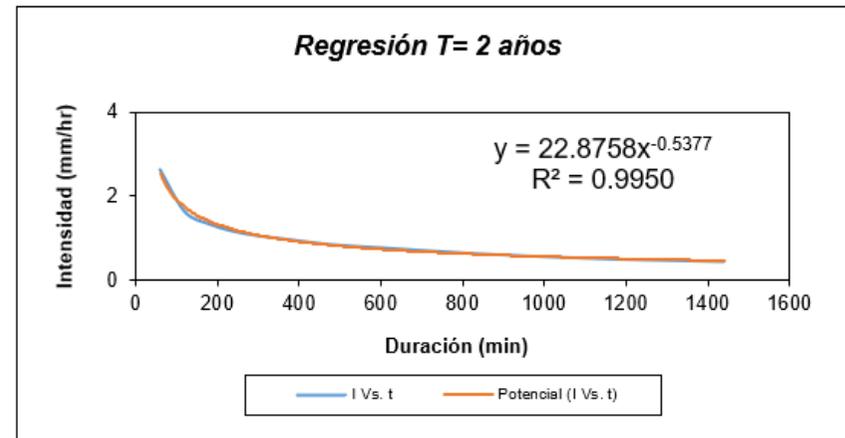
Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

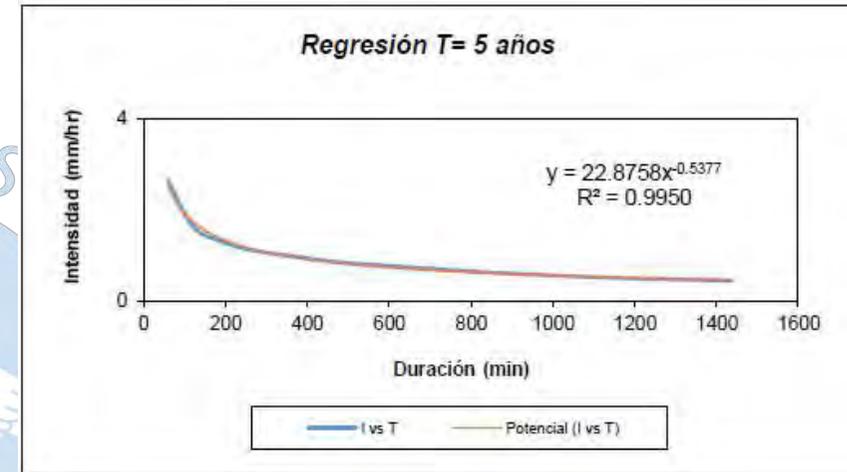
Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

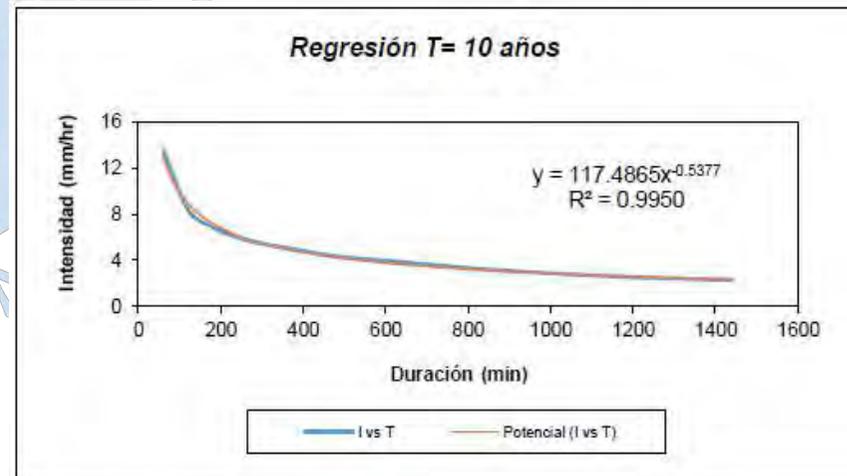
<i>Periodo de retorno para T = 2 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.4417	7.2724	-0.8172	-5.9430	52.8878
2	1320	0.4674	7.1854	-0.7606	-5.4655	51.6298
3	1200	0.4929	7.0901	-0.7074	-5.0159	50.2692
4	1080	0.5300	6.9847	-0.6349	-4.4344	48.7863
5	960	0.5764	6.8669	-0.5510	-3.7837	47.1548
6	840	0.6284	6.7334	-0.4645	-3.1279	45.3387
7	720	0.6978	6.5793	-0.3598	-2.3670	43.2865
8	600	0.7738	6.3969	-0.2564	-1.6404	40.9207
9	480	0.8480	6.1738	-0.1649	-1.0179	38.1156
10	360	0.9893	5.8861	-0.0107	-0.0631	34.6462
11	300	1.0600	5.7038	0.0583	0.3324	32.5331
12	240	1.1660	5.4806	0.1536	0.8417	30.0374
13	180	1.3427	5.1930	0.2947	1.5301	26.9668
14	120	1.6430	4.7875	0.4965	2.3771	22.9201
15	60	2.6500	4.0943	0.9746	3.9902	16.7637
Ln (d) =	3.1301	d =	22.8758	n =	-0.5377	



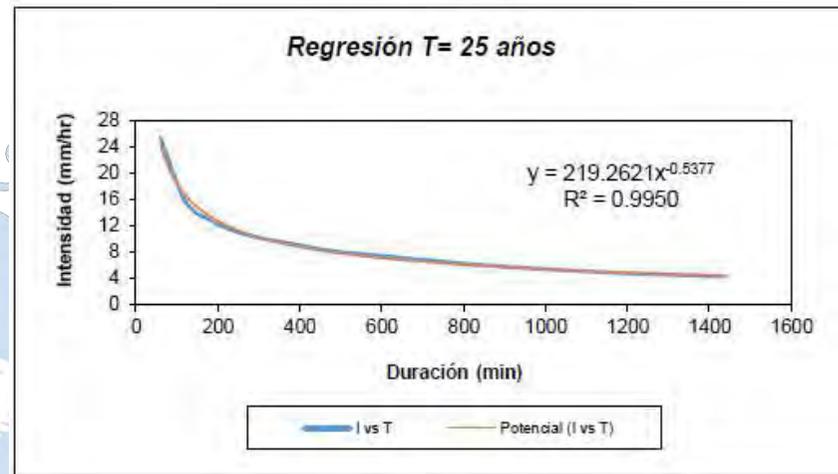
Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.2733	7.2724	0.2416	1.7573	52.8878
2	1320	1.3474	7.1854	0.2982	2.1426	51.6298
3	1200	1.4210	7.0901	0.3514	2.4914	50.2692
4	1080	1.5280	6.9847	0.4240	2.9612	48.7863
5	960	1.6617	6.8669	0.5078	3.4873	47.1548
6	840	1.8118	6.7334	0.5943	4.0017	45.3387
7	720	2.0119	6.5793	0.6991	4.5993	43.2865
8	600	2.2309	6.3969	0.8024	5.1329	40.9207
9	480	2.4448	6.1738	0.8940	5.5191	38.1156
10	360	2.8523	5.8861	1.0481	6.1693	34.6462
11	300	3.0560	5.7038	1.1171	6.3717	32.5331
12	240	3.3616	5.4806	1.2124	6.6448	30.0374
13	180	3.8709	5.1930	1.3535	7.0286	26.9668
14	120	4.7368	4.7875	1.5554	7.4463	22.9201
15	60	7.6400	4.0943	2.0334	8.3254	16.7637
15	9900	41.2484	92.4282	13.1326	74.0791	582.2567
Ln (d) =	4.1889	d =	65.9513	n =	-0.5377	



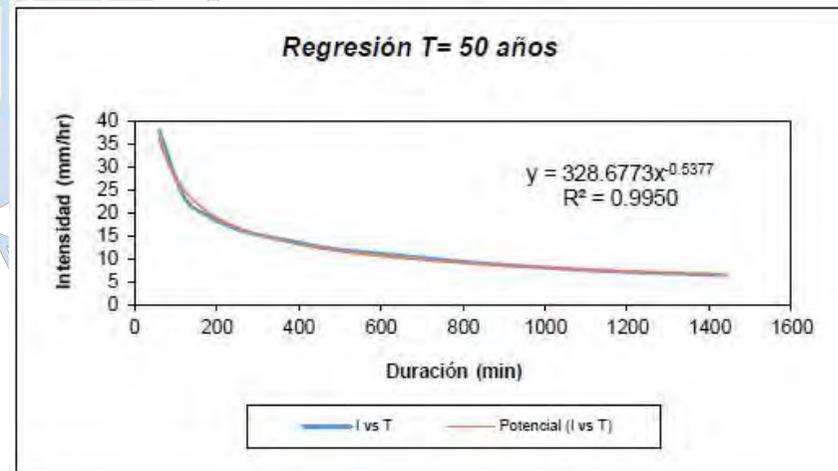
Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.2683	7.2724	0.8190	5.9564	52.8878
2	1320	2.4003	7.1854	0.8756	6.2915	51.6298
3	1200	2.5315	7.0901	0.9288	6.5852	50.2692
4	1080	2.7220	6.9847	1.0014	6.9943	48.7863
5	960	2.9602	6.8669	1.0852	7.4523	47.1548
6	840	3.2275	6.7334	1.1717	7.8896	45.3387
7	720	3.5840	6.5793	1.2765	8.3982	43.2865
8	600	3.9741	6.3969	1.3798	8.8265	40.9207
9	480	4.3552	6.1738	1.4714	9.0839	38.1156
10	360	5.0811	5.8861	1.6255	9.5680	34.6462
11	300	5.4440	5.7038	1.6945	9.6651	32.5331
12	240	5.9884	5.4806	1.7898	9.8094	30.0374
13	180	6.8957	5.1930	1.9309	10.0271	26.9668
14	120	8.4382	4.7875	2.1328	10.2106	22.9201
15	60	13.6100	4.0943	2.6108	10.6895	16.7637
15	9900	73.4805	92.4282	21.7937	127.4478	582.2567
Ln (d) =	4.7663	d =	117.4865	n =	-0.5377	



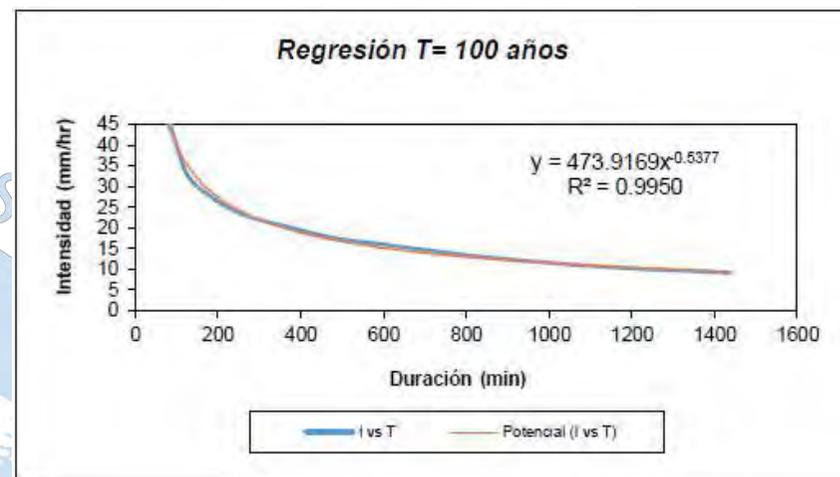
Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	4.2333	7.2724	1.4430	10.4940	52.8878
2	1320	4.4796	7.1854	1.4995	10.7748	51.6298
3	1200	4.7244	7.0901	1.5527	11.0090	50.2692
4	1080	5.0800	6.9847	1.6253	11.3523	48.7863
5	960	5.5245	6.8669	1.7092	11.7369	47.1548
6	840	6.0234	6.7334	1.7957	12.0909	45.3387
7	720	6.6887	6.5793	1.9004	12.5033	43.2865
8	600	7.4168	6.3969	2.0037	12.8178	40.9207
9	480	8.1280	6.1738	2.0953	12.9360	38.1156
10	360	9.4827	5.8861	2.2495	13.2406	34.6462
11	300	10.1600	5.7038	2.3185	13.2240	32.5331
12	240	11.1760	5.4806	2.4138	13.2290	30.0374
13	180	12.8693	5.1930	2.5548	13.2672	26.9668
14	120	15.7480	4.7875	2.7567	13.1977	22.9201
15	60	25.4000	4.0943	3.2347	13.2442	16.7637
15	9900	137.1348	92.4282	31.1529	185.1178	582.2567
Ln (d) =	5.3903	d =	219.2621	n =	-0.5377	



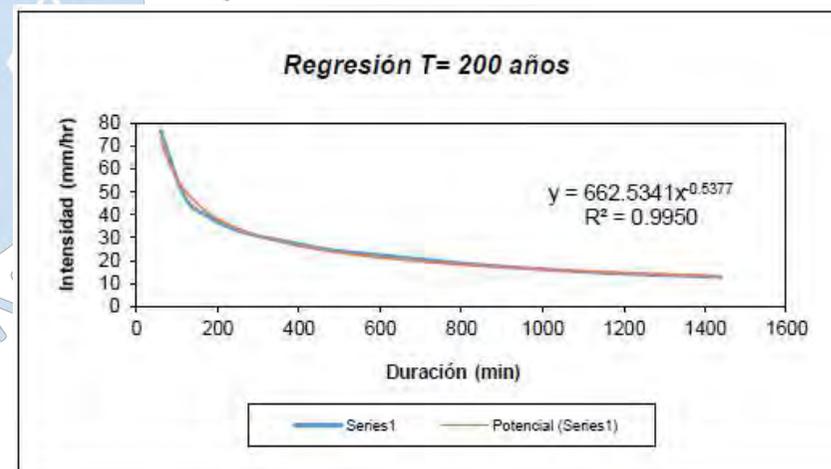
Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	6.3458	7.2724	1.8478	13.4379	52.8878
2	1320	6.7150	7.1854	1.9044	13.6835	51.6298
3	1200	7.0820	7.0901	1.9575	13.8792	50.2692
4	1080	7.6150	6.9847	2.0301	14.1798	48.7863
5	960	8.2813	6.8669	2.1140	14.5167	47.1548
6	840	9.0292	6.7334	2.2005	14.8166	45.3387
7	720	10.0264	6.5793	2.3052	15.1666	43.2865
8	600	11.1179	6.3969	2.4086	15.4074	40.9207
9	480	12.1840	6.1738	2.5001	15.4352	38.1156
10	360	14.2147	5.8861	2.6543	15.6233	34.6462
11	300	15.2300	5.7038	2.7233	15.5329	32.5331
12	240	16.7530	5.4806	2.8186	15.4476	30.0374
13	180	19.2913	5.1930	2.9597	15.3694	26.9668
14	120	23.6065	4.7875	3.1615	15.1358	22.9201
15	60	38.0750	4.0943	3.6396	14.9016	16.7637
15	9900	205.5672	92.4282	37.2250	222.5336	582.2567
Ln (d) =	5.7951	d =	328.6773	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	9.1500	7.2724	2.2138	16.0993	52.8878
2	1320	9.6824	7.1854	2.2703	16.3130	51.6298
3	1200	10.2114	7.0901	2.3235	16.4738	50.2692
4	1080	10.9800	6.9847	2.3961	16.7359	48.7863
5	960	11.9408	6.8669	2.4800	17.0297	47.1548
6	840	13.0191	6.7334	2.5664	17.2807	45.3387
7	720	14.4570	6.5793	2.6712	17.5744	43.2865
8	600	16.0308	6.3969	2.7745	17.7484	40.9207
9	480	17.5680	6.1738	2.8661	17.6946	38.1156
10	360	20.4960	5.8861	3.0202	17.7774	34.6462
11	300	21.9600	5.7038	3.0892	17.6203	32.5331
12	240	24.1560	5.4806	3.1845	17.4533	30.0374
13	180	27.8160	5.1930	3.3256	17.2698	26.9668
14	120	34.0380	4.7875	3.5275	16.8878	22.9201
15	60	54.9000	4.0943	4.0055	16.4000	16.7637
15	9900	296.4055	92.4282	42.7144	256.3582	582.2567
Ln (d) =	6.1610	d =	473.9169	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 200 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	12.7917	7.2724	2.5488	18.5358	52.8878
2	1320	13.5359	7.1854	2.6053	18.7204	51.6298
3	1200	14.2755	7.0901	2.6585	18.8493	50.2692
4	1080	15.3500	6.9847	2.7311	19.0761	48.7863
5	960	16.6931	6.8669	2.8150	19.3304	47.1548
6	840	18.2007	6.7334	2.9015	19.5367	45.3387
7	720	20.2108	6.5793	3.0062	19.7787	43.2865
8	600	22.4110	6.3969	3.1096	19.8916	40.9207
9	480	24.5600	6.1738	3.2011	19.7630	38.1156
10	360	28.6533	5.8861	3.3553	19.7495	34.6462
11	300	30.7000	5.7038	3.4243	19.5312	32.5331
12	240	33.7700	5.4806	3.5196	19.2895	30.0374
13	180	38.8867	5.1930	3.6607	19.0096	26.9668
14	120	47.5850	4.7875	3.8625	18.4918	22.9201
15	60	76.7500	4.0943	4.3406	17.7717	16.7637
15	9900	414.3737	92.4282	47.7400	287.3253	582.2567
Ln (d) =	6.4961	d =	662.5341	n =	-0.5377	



Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término ctte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	22.87577081705	-0.53772664270
5	65.95127888388	-0.53772664270
10	117.48650596984	-0.53772664270
25	219.26210518985	-0.53772664270
50	328.67734862613	-0.53772664270
100	473.91691239856	-0.53772664270
200	662.53411705991	-0.53772664270
Promedio =	270.10057699217	-0.53772664270

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia

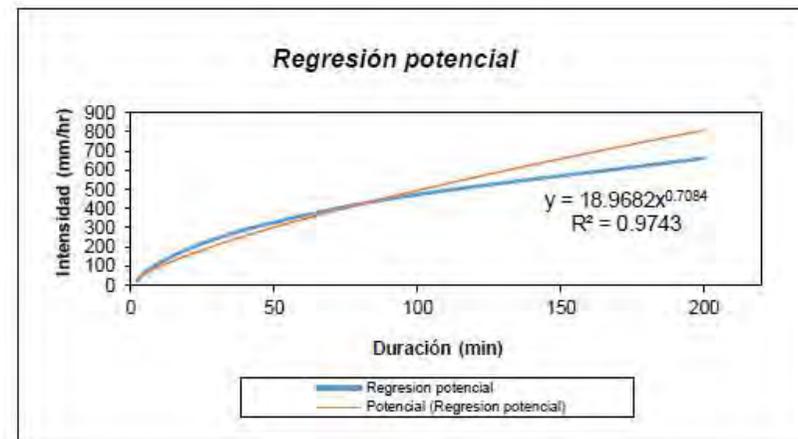
$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	2	22.8758	0.6931	3.1301	2.1696	0.4805
2	5	65.9513	1.6094	4.1889	6.7418	2.5903
3	10	117.4865	2.3026	4.7663	10.9749	5.3019
4	25	219.2621	3.2189	5.3903	17.3506	10.3612
5	50	328.6773	3.9120	5.7951	22.6705	15.3039
6	100	473.9169	4.6052	6.1610	28.3726	21.2076
7	200	662.5341	5.2983	6.4961	34.4183	28.0722
7	392	1890.7040	21.6396	35.9278	122.6982	83.3175
Ln (K) = 2.9428		K = 18.9682		m = 0.7084		

onstante de regresión (K) = 18.9682
Coef. de regresión (m) = 0.708352

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{18.9682 \cdot T^{0.708352}}{t^{0.53773}}$$



Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)
T = Periodo de Retorno (años)
t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Apéndice G.4: Cálculo de los coeficientes y ecuación IDF para la sub cuenca D-2

SUB CUENCA D-2

Representación matemática de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno

en la cual:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

- I** = Intensidad (mm/hr)
- t** = Duración de la lluvia (min)
- T** = Período de retorno (años)
- K, m, n** = Parámetros de ajuste

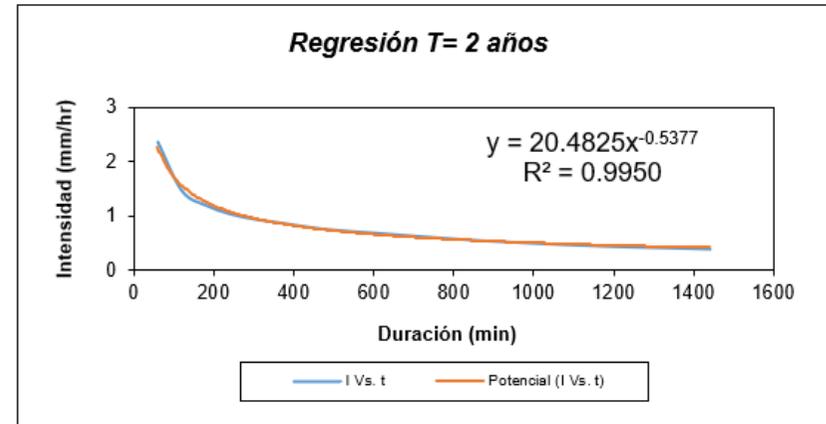
Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

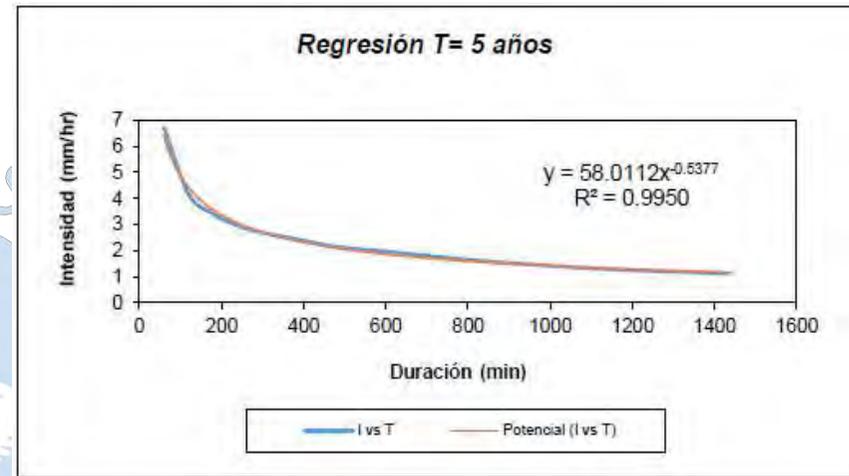
Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

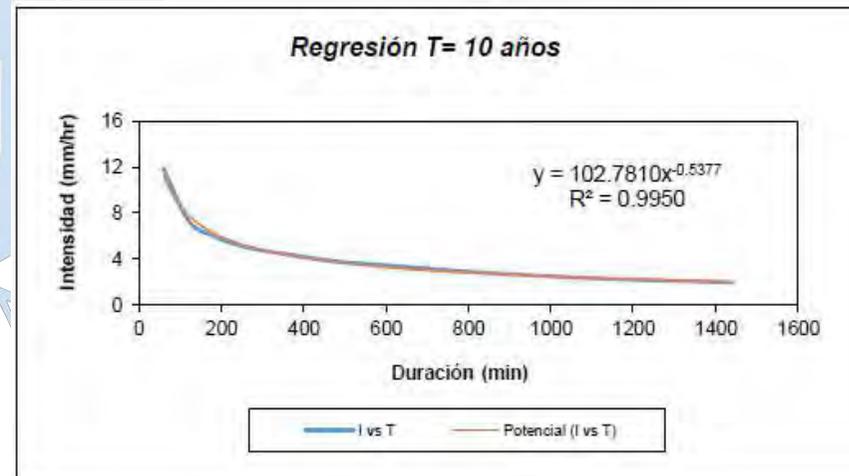
Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.3955	7.2724	-0.9277	-6.7466	52.8878
2	1320	0.4185	7.1854	-0.8712	-6.2596	51.6298
3	1200	0.4413	7.0901	-0.8180	-5.7994	50.2692
4	1080	0.4746	6.9847	-0.7454	-5.2063	48.7863
5	960	0.5161	6.8669	-0.6615	-4.5425	47.1548
6	840	0.5627	6.7334	-0.5750	-3.8720	45.3387
7	720	0.6248	6.5793	-0.4703	-3.0941	43.2865
8	600	0.6928	6.3969	-0.3669	-2.3473	40.9207
9	480	0.7593	6.1738	-0.2754	-1.7001	38.1156
10	360	0.8858	5.8861	-0.1212	-0.7136	34.6462
11	300	0.9491	5.7038	-0.0522	-0.2979	32.5331
12	240	1.0440	5.4806	0.0431	0.2361	30.0374
13	180	1.2022	5.1930	0.1842	0.9563	26.9668
14	120	1.4711	4.7875	0.3860	1.8481	22.9201
15	60	2.3728	4.0943	0.8641	3.5377	16.7637
15	9900	12.8105	92.4282	-4.4075	-34.0013	582.2567
Ln (d) =	3.0196	d =	20.4825	n =	-0.5377	



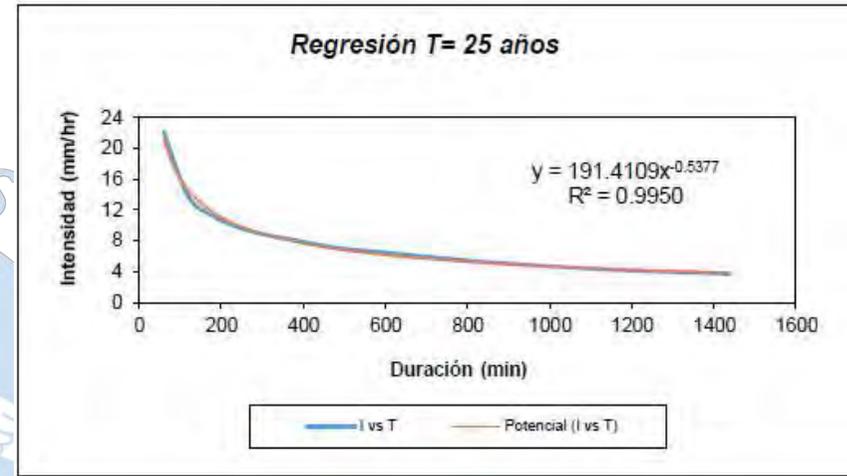
Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.1200	7.2724	0.1134	0.8244	52.8878
2	1320	1.1852	7.1854	0.1699	1.2209	51.6298
3	1200	1.2500	7.0901	0.2231	1.5819	50.2692
4	1080	1.3440	6.9847	0.2957	2.0652	48.7863
5	960	1.4616	6.8669	0.3796	2.6064	47.1548
6	840	1.5936	6.7334	0.4660	3.1379	45.3387
7	720	1.7697	6.5793	0.5708	3.7553	43.2865
8	600	1.9623	6.3969	0.6741	4.3123	40.9207
9	480	2.1505	6.1738	0.7657	4.7272	38.1156
10	360	2.5089	5.8861	0.9198	5.4142	34.6462
11	300	2.6881	5.7038	0.9888	5.6401	32.5331
12	240	2.9569	5.4806	1.0841	5.9418	30.0374
13	180	3.4049	5.1930	1.2252	6.3625	26.9668
14	120	4.1665	4.7875	1.4271	6.8321	22.9201
15	60	6.7202	4.0943	1.9051	7.8002	16.7637
15	9900	36.2824	92.4282	11.2084	62.2224	582.2567
Ln (d) =	4.0606	d =	58.0112	n =	-0.5377	



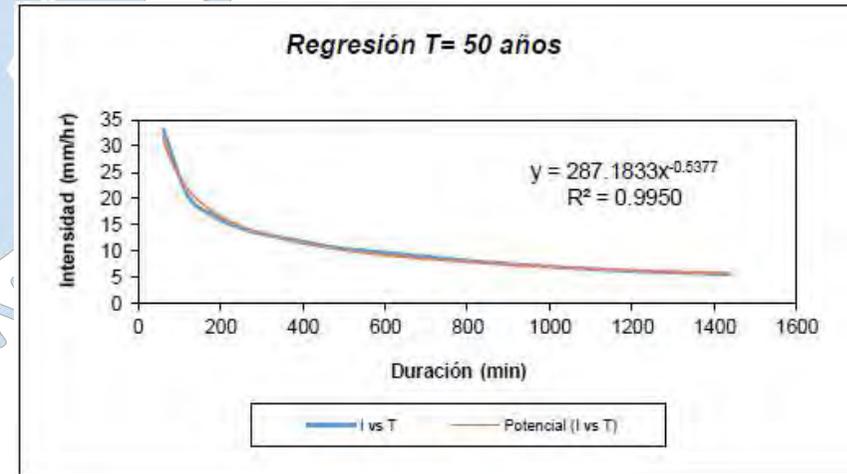
Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.9844	7.2724	0.6853	4.9839	52.8878
2	1320	2.0999	7.1854	0.7419	5.3307	51.6298
3	1200	2.2146	7.0901	0.7951	5.6371	50.2692
4	1080	2.3813	6.9847	0.8676	6.0602	48.7863
5	960	2.5897	6.8669	0.9515	6.5341	47.1548
6	840	2.8235	6.7334	1.0380	6.9892	45.3387
7	720	3.1354	6.5793	1.1427	7.5184	43.2865
8	600	3.4767	6.3969	1.2461	7.9711	40.9207
9	480	3.8101	6.1738	1.3376	8.2584	38.1156
10	360	4.4451	5.8861	1.4918	8.7809	34.6462
11	300	4.7626	5.7038	1.5608	8.9024	32.5331
12	240	5.2388	5.4806	1.6561	9.0765	30.0374
13	180	6.0326	5.1930	1.7972	9.3327	26.9668
14	120	7.3820	4.7875	1.9990	9.5704	22.9201
15	60	11.9065	4.0943	2.4771	10.1420	16.7637
15	9900	64.2831	92.4282	19.7879	115.0880	582.2567
Ln (d) =	4.6326	d =	102.7810	n =	-0.5377	



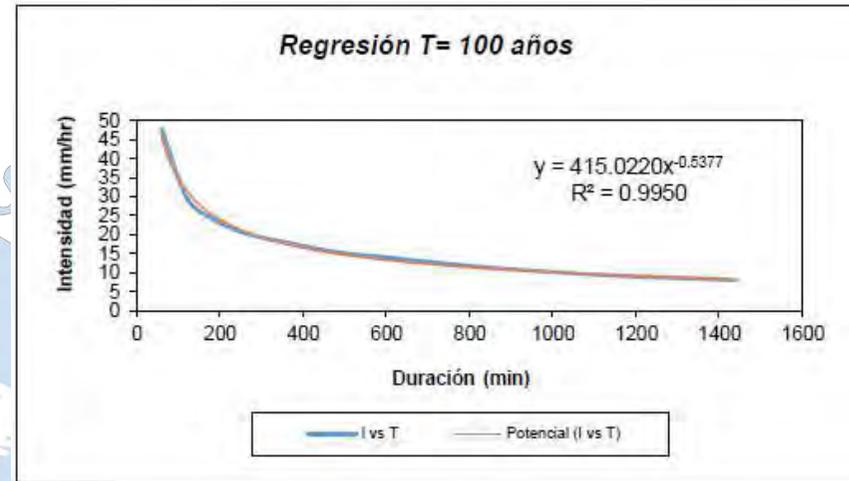
Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	3.6956	7.2724	1.3071	9.5061	52.8878
2	1320	3.9106	7.1854	1.3637	9.7987	51.6298
3	1200	4.1243	7.0901	1.4169	10.0459	50.2692
4	1080	4.4347	6.9847	1.4895	10.4035	48.7863
5	960	4.8228	6.8669	1.5733	10.8041	47.1548
6	840	5.2583	6.7334	1.6598	11.1762	45.3387
7	720	5.8391	6.5793	1.7646	11.6095	43.2865
8	600	6.4747	6.3969	1.8679	11.9488	40.9207
9	480	7.0956	6.1738	1.9595	12.0973	38.1156
10	360	8.2782	5.8861	2.1136	12.4410	34.6462
11	300	8.8695	5.7038	2.1826	12.4492	32.5331
12	240	9.7564	5.4806	2.2779	12.4845	30.0374
13	180	11.2346	5.1930	2.4190	12.5618	26.9668
14	120	13.7477	4.7875	2.6209	12.5474	22.9201
15	60	22.1736	4.0943	3.0989	12.6880	16.7637
15	9900	119.7156	92.4282	29.1152	172.5619	582.2567
Ln (d) =	5.2544	d =	191.4109	n =	-0.5377	



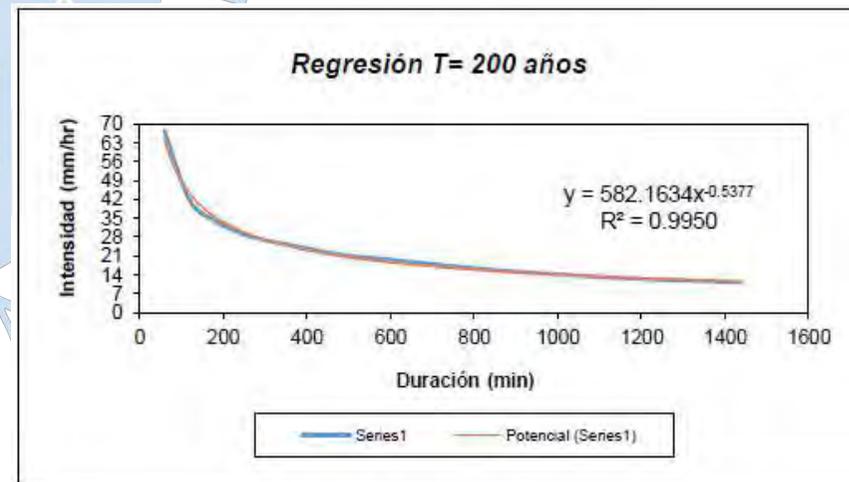
Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	5.5447	7.2724	1.7128	12.4565	52.8878
2	1320	5.8673	7.1854	1.7694	12.7138	51.6298
3	1200	6.1879	7.0901	1.8226	12.9223	50.2692
4	1080	6.6536	6.9847	1.8952	13.2372	48.7863
5	960	7.2358	6.8669	1.9790	13.5900	47.1548
6	840	7.8893	6.7334	2.0655	13.9079	45.3387
7	720	8.7606	6.5793	2.1703	14.2787	43.2865
8	600	9.7143	6.3969	2.2736	14.5441	40.9207
9	480	10.6458	6.1738	2.3652	14.6020	38.1156
10	360	12.4201	5.8861	2.5193	14.8290	34.6462
11	300	13.3073	5.7038	2.5883	14.7632	32.5331
12	240	14.6380	5.4806	2.6836	14.7080	30.0374
13	180	16.8559	5.1930	2.8247	14.6685	26.9668
14	120	20.6263	4.7875	3.0266	14.4897	22.9201
15	60	33.2682	4.0943	3.5046	14.3490	16.7637
15	9900	179.6152	92.4282	35.2007	210.0598	582.2567
Ln (d) =	5.6601	d =	287.1833	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	8.0129	7.2724	2.0811	15.1342	52.8878
2	1320	8.4791	7.1854	2.1376	15.3595	51.6298
3	1200	8.9424	7.0901	2.1908	15.5330	50.2692
4	1080	9.6155	6.9847	2.2634	15.8090	48.7863
5	960	10.4568	6.8669	2.3473	16.1185	47.1548
6	840	11.4012	6.7334	2.4337	16.3872	45.3387
7	720	12.6604	6.5793	2.5385	16.7013	43.2865
8	600	14.0386	6.3969	2.6418	16.8995	40.9207
9	480	15.3848	6.1738	2.7334	16.8753	38.1156
10	360	17.9489	5.8861	2.8875	16.9963	34.6462
11	300	19.2310	5.7038	2.9565	16.8634	32.5331
12	240	21.1541	5.4806	3.0518	16.7260	30.0374
13	180	24.3592	5.1930	3.1929	16.5806	26.9668
14	120	29.8080	4.7875	3.3948	16.2525	22.9201
15	60	48.0774	4.0943	3.8728	15.8566	16.7637
15	9900	259.5703	92.4282	40.7239	244.0929	582.2567
Ln (d) =	6.0283	d =	415.0220	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 200 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	11.2399	7.2724	2.4195	17.5954	52.8878
2	1320	11.8939	7.1854	2.4760	17.7912	51.6298
3	1200	12.5438	7.0901	2.5292	17.9324	50.2692
4	1080	13.4879	6.9847	2.6018	18.1728	48.7863
5	960	14.6681	6.8669	2.6857	18.4424	47.1548
6	840	15.9928	6.7334	2.7721	18.6659	45.3387
7	720	17.7591	6.5793	2.8769	18.9278	43.2865
8	600	19.6924	6.3969	2.9802	19.0643	40.9207
9	480	21.5807	6.1738	3.0718	18.9646	38.1156
10	360	25.1775	5.8861	3.2259	18.9883	34.6462
11	300	26.9758	5.7038	3.2949	18.7936	32.5331
12	240	29.6734	5.4806	3.3903	18.5807	30.0374
13	180	34.1694	5.1930	3.5313	18.3380	26.9668
14	120	41.8126	4.7875	3.7332	17.8726	22.9201
15	60	67.4396	4.0943	4.2112	17.2422	16.7637
15	9900	364.1069	92.4282	45.8002	275.3724	582.2567
Ln (d) =	6.3668	d =	582.1634	n =	-0.5377	

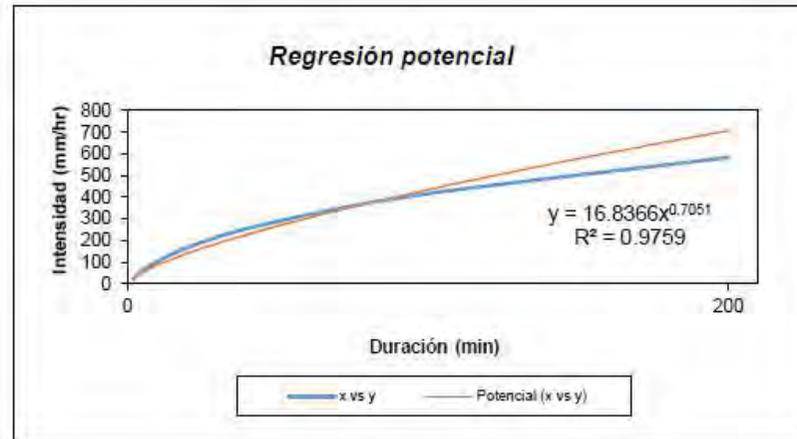


Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término ctte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	20.48253878663	-0.53772664270
5	58.01120764649	-0.53772664270
10	102.78104561183	-0.53772664270
25	191.41092836332	-0.53772664270
50	287.18328696630	-0.53772664270
100	415.02195797169	-0.53772664270
200	582.16343895477	-0.53772664270
Promedio =	236.72205775729	-0.53772664270

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia

$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	2	20.4825	0.6931	3.0196	2.0930	0.4805
2	5	58.0112	1.6094	4.0606	6.5353	2.5903
3	10	102.7810	2.3026	4.6326	10.6670	5.3019
4	25	191.4109	3.2189	5.2544	16.9133	10.3612
5	50	287.1833	3.9120	5.6601	22.1425	15.3039
6	100	415.0220	4.6052	6.0283	27.7615	21.2076
7	200	582.1634	5.2983	6.3668	33.7331	28.0722
7	392	1657.0544	21.6396	35.0224	119.8457	83.3175
Ln (K) = 2.8236		K = 16.8366		m = 0.7051		



Instante de regresión (K) = 16.8366
 Coef. de regresión (m) = 0.705078

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{16.8366 \cdot T^{0.705078}}{t}$$

Donde:

- I = intensidad de precipitación (mm/hr)
- T = Periodo de Retorno (años)
- t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Apéndice G.5: Cálculo de los coeficientes y ecuación IDF para la sub cuenca D-1400

SUB CUENCA D-1400

Representación matemática de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno

en la cual:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

- I** = Intensidad (mm/hr)
- t** = Duración de la lluvia (min)
- T** = Periodo de retorno (años)
- K, m, n** = Parámetros de ajuste

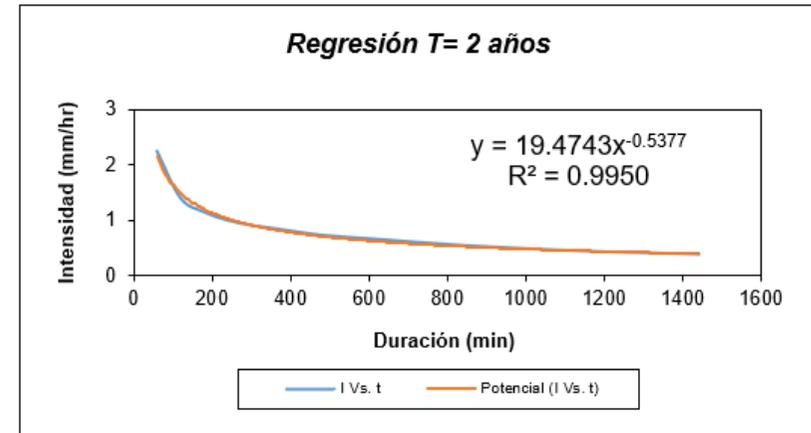
Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

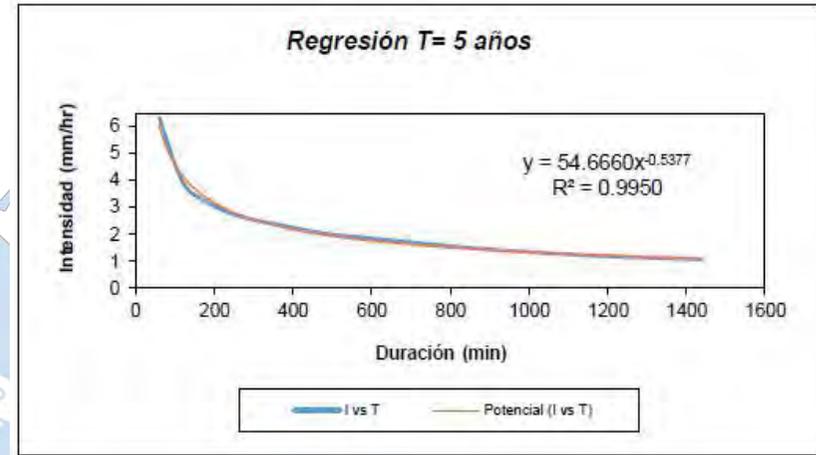
Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

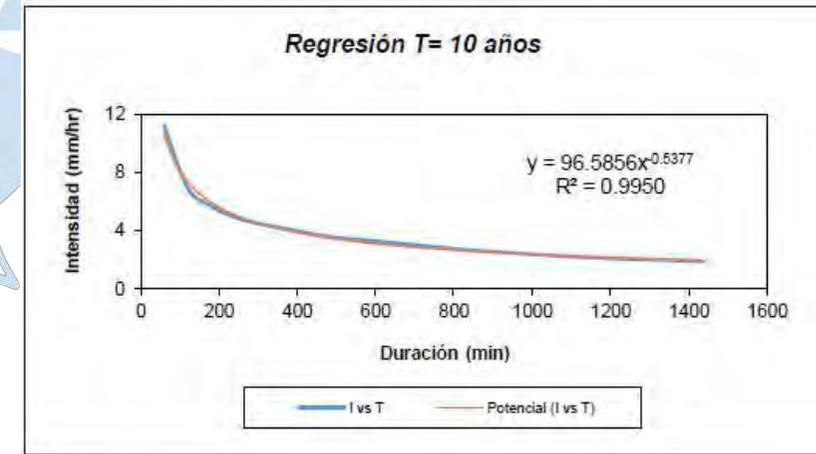
<i>Periodo de retorno para T = 2 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	1440	0.3760	7.2724	-0.9782	-7.1137	52.8878
2	1320	0.3979	7.1854	-0.9216	-6.6223	51.6298
3	1200	0.4196	7.0901	-0.8684	-6.1573	50.2692
4	1080	0.4512	6.9847	-0.7959	-5.5589	48.7863
5	960	0.4907	6.8669	-0.7120	-4.8891	47.1548
6	840	0.5350	6.7334	-0.6255	-4.2119	45.3387
7	720	0.5941	6.5793	-0.5208	-3.4262	43.2865
8	600	0.6587	6.3969	-0.4174	-2.6702	40.9207
9	480	0.7219	6.1738	-0.3259	-2.0118	38.1156
10	360	0.8422	5.8861	-0.1717	-1.0107	34.6462
11	300	0.9024	5.7038	-0.1027	-0.5859	32.5331
12	240	0.9926	5.4806	-0.0074	-0.0406	30.0374
13	180	1.1430	5.1930	0.1337	0.6942	26.9668
14	120	1.3987	4.7875	0.3355	1.6064	22.9201
15	60	2.2560	4.0943	0.8136	3.3311	16.7637
15	9900	12.1799	92.4282	-5.1647	-38.6669	582.2567
<i>Ln (d) =</i>	<i>2.9691</i>	<i>d =</i>	<i>19.4743</i>	<i>n =</i>	<i>-0.5377</i>	



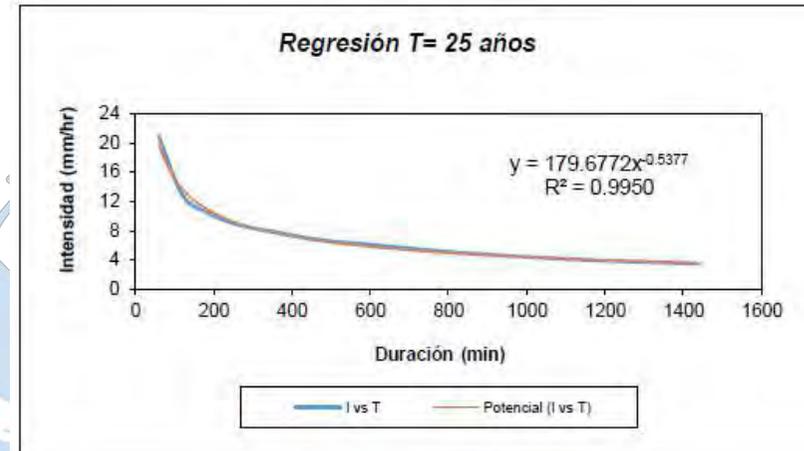
Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.0554	7.2724	0.0540	0.3925	52.8878
2	1320	1.1169	7.1854	0.1105	0.7941	51.6298
3	1200	1.1779	7.0901	0.1637	1.1608	50.2692
4	1080	1.2665	6.9847	0.2363	1.6504	48.7863
5	960	1.3774	6.8669	0.3202	2.1986	47.1548
6	840	1.5018	6.7334	0.4066	2.7380	45.3387
7	720	1.6676	6.5793	0.5114	3.3646	43.2865
8	600	1.8491	6.3969	0.6147	3.9323	40.9207
9	480	2.0265	6.1738	0.7063	4.3605	38.1156
10	360	2.3642	5.8861	0.8604	5.0646	34.6462
11	300	2.5331	5.7038	0.9294	5.3013	32.5331
12	240	2.7864	5.4806	1.0247	5.6162	30.0374
13	180	3.2086	5.1930	1.1658	6.0541	26.9668
14	120	3.9263	4.7875	1.3677	6.5478	22.9201
15	60	6.3327	4.0943	1.8457	7.5570	16.7637
15	9900	34.1902	92.4282	10.3175	56.7327	582.2567
Ln (d) =	4.0012	d =	54.6660	n =	-0.5377	



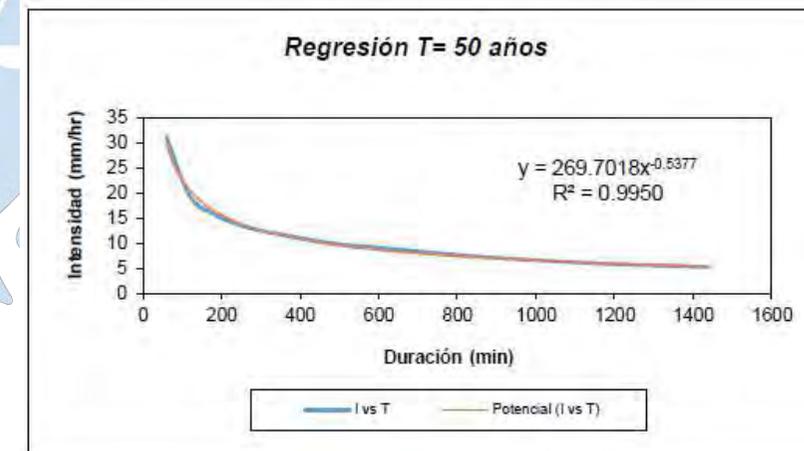
Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.8648	7.2724	0.6232	4.5318	52.8878
2	1320	1.9733	7.1854	0.6797	4.8839	51.6298
3	1200	2.0811	7.0901	0.7329	5.1963	50.2692
4	1080	2.2378	6.9847	0.8055	5.6260	48.7863
5	960	2.4336	6.8669	0.8894	6.1071	47.1548
6	840	2.6533	6.7334	0.9758	6.5706	45.3387
7	720	2.9464	6.5793	1.0806	7.1094	43.2865
8	600	3.2671	6.3969	1.1839	7.5734	40.9207
9	480	3.5804	6.1738	1.2755	7.8745	38.1156
10	360	4.1771	5.8861	1.4296	8.4149	34.6462
11	300	4.4755	5.7038	1.4986	8.5478	32.5331
12	240	4.9231	5.4806	1.5939	8.7358	30.0374
13	180	5.6690	5.1930	1.7350	9.0098	26.9668
14	120	6.9370	4.7875	1.9369	9.2728	22.9201
15	60	11.1888	4.0943	2.4149	9.8875	16.7637
15	9900	60.4083	92.4282	18.8553	109.3417	582.2567
Ln (d) =	4.5704	d =	96.5856	n =	-0.5377	



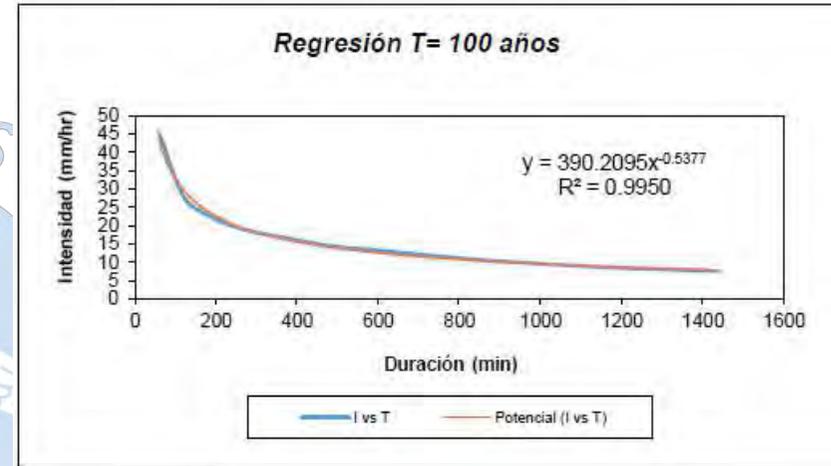
Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	3.4691	7.2724	1.2439	9.0460	52.8878
2	1320	3.6709	7.1854	1.3004	9.3441	51.6298
3	1200	3.8715	7.0901	1.3536	9.5974	50.2692
4	1080	4.1629	6.9847	1.4262	9.9616	48.7863
5	960	4.5271	6.8669	1.5101	10.3697	47.1548
6	840	4.9360	6.7334	1.5966	10.7502	45.3387
7	720	5.4811	6.5793	1.7013	11.1933	43.2865
8	600	6.0778	6.3969	1.8046	11.5442	40.9207
9	480	6.6606	6.1738	1.8962	11.7068	38.1156
10	360	7.7707	5.8861	2.0504	12.0686	34.6462
11	300	8.3257	5.7038	2.1194	12.0883	32.5331
12	240	9.1583	5.4806	2.2147	12.1378	30.0374
13	180	10.5459	5.1930	2.3557	12.2333	26.9668
14	120	12.9049	4.7875	2.5576	12.2445	22.9201
15	60	20.8144	4.0943	3.0356	12.4290	16.7637
15	9900	112.3769	92.4282	28.1663	166.7148	582.2567
Ln (d) =	5.1912	d =	179.6772	n =	-0.5377	



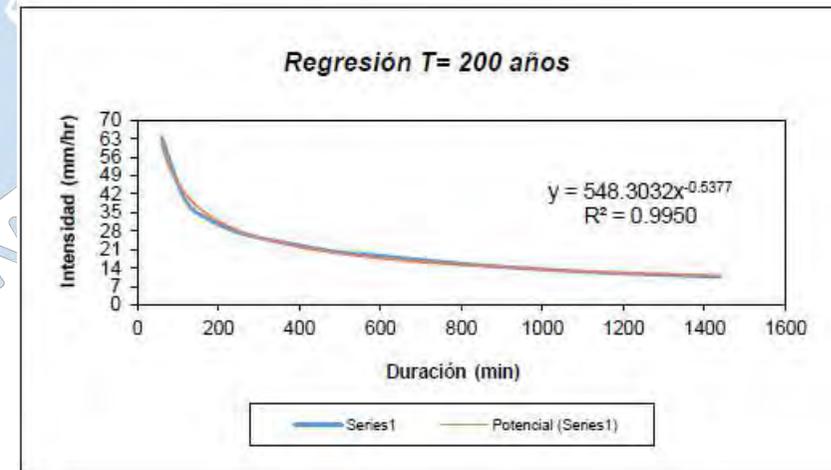
Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	5.2072	7.2724	1.6500	11.9997	52.8878
2	1320	5.5101	7.1854	1.7066	12.2625	51.6298
3	1200	5.8112	7.0901	1.7598	12.4770	50.2692
4	1080	6.2486	6.9847	1.8324	12.7985	48.7863
5	960	6.7954	6.8669	1.9162	13.1587	47.1548
6	840	7.4091	6.7334	2.0027	13.4850	45.3387
7	720	8.2273	6.5793	2.1075	13.8655	43.2865
8	600	9.1230	6.3969	2.2108	14.1423	40.9207
9	480	9.9978	6.1738	2.3024	14.2143	38.1156
10	360	11.6641	5.8861	2.4565	14.4593	34.6462
11	300	12.4972	5.7038	2.5255	14.4049	32.5331
12	240	13.7470	5.4806	2.6208	14.3638	30.0374
13	180	15.8298	5.1930	2.7619	14.3424	26.9668
14	120	19.3707	4.7875	2.9638	14.1890	22.9201
15	60	31.2431	4.0943	3.4418	14.0919	16.7637
15	9900	168.6816	92.4282	34.2586	204.2550	582.2567
Ln (d) =	5.5973	d =	269.7018	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 100 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	7.5338	7.2724	2.0194	14.6859	52.8878
2	1320	7.9722	7.1854	2.0760	14.9166	51.6298
3	1200	8.4078	7.0901	2.1292	15.0959	50.2692
4	1080	9.0406	6.9847	2.2017	15.3784	48.7863
5	960	9.8317	6.8669	2.2856	15.6951	47.1548
6	840	10.7196	6.7334	2.3721	15.9721	45.3387
7	720	11.9035	6.5793	2.4768	16.2957	43.2865
8	600	13.1993	6.3969	2.5802	16.5051	40.9207
9	480	14.4650	6.1738	2.6717	16.4947	38.1156
10	360	16.8758	5.8861	2.8259	16.6334	34.6462
11	300	18.0812	5.7038	2.8949	16.5117	32.5331
12	240	19.8894	5.4806	2.9902	16.3881	30.0374
13	180	22.9029	5.1930	3.1313	16.2605	26.9668
14	120	28.0259	4.7875	3.3331	15.9573	22.9201
15	60	45.2031	4.0943	3.8112	15.6042	16.7637
Ln (d) =	5.9667	d =	390.2095	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 200 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	10.5862	7.2724	2.3596	17.1596	52.8878
2	1320	11.2021	7.1854	2.4161	17.3606	51.6298
3	1200	11.8142	7.0901	2.4693	17.5075	50.2692
4	1080	12.7034	6.9847	2.5419	17.7543	48.7863
5	960	13.8150	6.8669	2.6258	18.0309	47.1548
6	840	15.0626	6.7334	2.7122	18.2624	45.3387
7	720	16.7262	6.5793	2.8170	18.5336	43.2865
8	600	18.5470	6.3969	2.9203	18.6810	40.9207
9	480	20.3255	6.1738	3.0119	18.5947	38.1156
10	360	23.7131	5.8861	3.1660	18.6356	34.6462
11	300	25.4069	5.7038	3.2350	18.4518	32.5331
12	240	27.9475	5.4806	3.3303	18.2523	30.0374
13	180	32.1820	5.1930	3.4714	18.0269	26.9668
14	120	39.3806	4.7875	3.6733	17.5858	22.9201
15	60	63.5171	4.0943	4.1513	16.9969	16.7637
Ln (d) =	6.3068	d =	548.3032	n =	-0.5377	



Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	19.47426815074	-0.53772664270
5	54.66604906021	-0.53772664270
10	96.58562298763	-0.53772664270
25	179.67720450694	-0.53772664270
50	269.70180443405	-0.53772664270
100	390.20946490964	-0.53772664270
200	548.30320572625	-0.53772664270
Promedio =	222.65965996792	-0.53772664270

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia

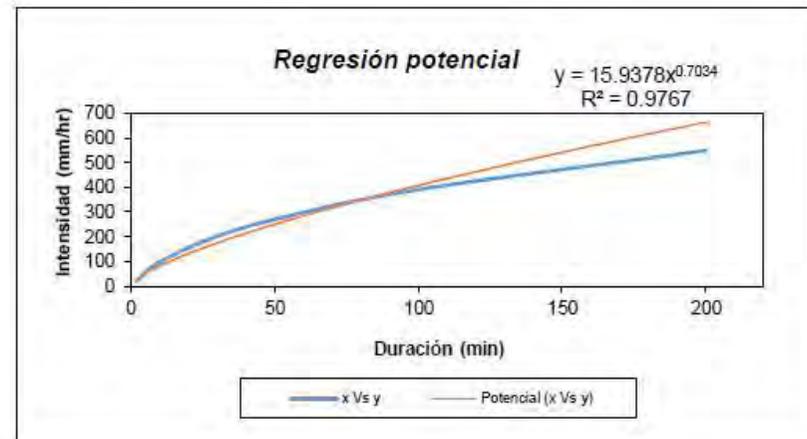
$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	2	19.4743	0.6931	2.9691	2.0580	0.4805
2	5	54.6660	1.6094	4.0012	6.4398	2.5903
3	10	96.5856	2.3026	4.5704	10.5238	5.3019
4	25	179.6772	3.2189	5.1912	16.7097	10.3612
5	50	269.7018	3.9120	5.5973	21.8968	15.3039
6	100	390.2095	4.6052	5.9667	27.4776	21.2076
7	200	548.3032	5.2983	6.3068	33.4156	28.0722
7	392	1558.6176	21.6396	34.6028	118.5213	83.3175
Ln (K) = 2.7687		K = 15.9378		m = 0.7034		

onstante de regresión (K) = 15.9378
 Coef. de regresión (m) = 0.703430

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{15.9378 \cdot T^{0.703430}}{t^{0.53773}}$$



Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)
 T = Periodo de Retorno (años)
 t = Tiempo de duración de precipitación (min)

APENDICE G.6: Cálculo de los coeficientes y ecuación IDF para la sub cuenca D-3 y D-4

SUB CUENCA D-3 y D-4

Representación matemática de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno

en la cual:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

- I** = Intensidad (mm/hr)
- t** = Duración de la lluvia (min)
- T** = Período de retorno (años)
- K, m, n** = Parámetros de ajuste

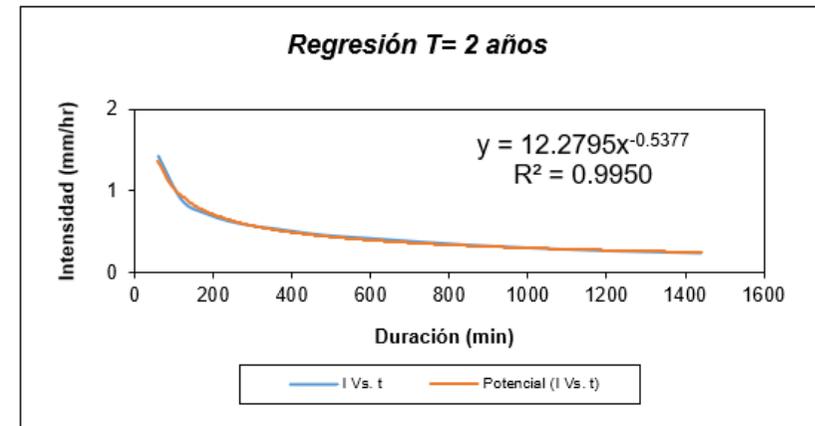
Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

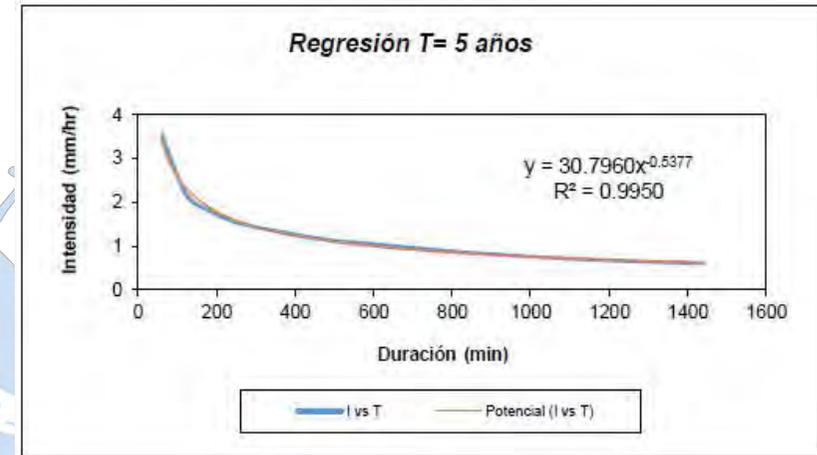
Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

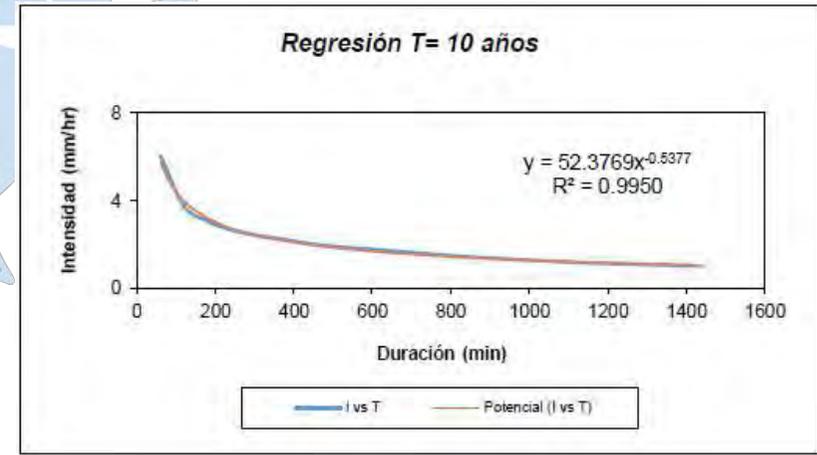
Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	1440	0.2371	7.2724	-1.4393	-10.4675	52.8878
2	1320	0.2509	7.1854	-1.3828	-9.9359	51.6298
3	1200	0.2646	7.0901	-1.3296	-9.4269	50.2692
4	1080	0.2845	6.9847	-1.2570	-8.7799	48.7863
5	960	0.3094	6.8669	-1.1731	-8.0559	47.1548
6	840	0.3373	6.7334	-1.0867	-7.3170	45.3387
7	720	0.3746	6.5793	-0.9819	-6.4603	43.2865
8	600	0.4154	6.3969	-0.8786	-5.6203	40.9207
9	480	0.4552	6.1738	-0.7870	-4.8589	38.1156
10	360	0.5311	5.8861	-0.6329	-3.7251	34.6462
11	300	0.5690	5.7038	-0.5639	-3.2162	32.5331
12	240	0.6259	5.4806	-0.4686	-2.5680	30.0374
13	180	0.7207	5.1930	-0.3275	-1.7006	26.9668
14	120	0.8820	4.7875	-0.1256	-0.6014	22.9201
15	60	1.4225	4.0943	0.3524	1.4429	16.7637
15	9900	7.6801	92.4282	-12.0821	-81.2911	582.2567
Ln (d) =	2.5079	d =	12.2795	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.5946	7.2724	-0.5199	-3.7809	52.8878
2	1320	0.6292	7.1854	-0.4633	-3.3293	51.6298
3	1200	0.6636	7.0901	-0.4101	-2.9079	50.2692
4	1080	0.7135	6.9847	-0.3376	-2.3579	48.7863
5	960	0.7759	6.8669	-0.2537	-1.7421	47.1548
6	840	0.8460	6.7334	-0.1672	-1.1260	45.3387
7	720	0.9394	6.5793	-0.0625	-0.4110	43.2865
8	600	1.0417	6.3969	0.0409	0.2614	40.9207
9	480	1.1416	6.1738	0.1324	0.8176	38.1156
10	360	1.3319	5.8861	0.2866	1.6868	34.6462
11	300	1.4270	5.7038	0.3556	2.0281	32.5331
12	240	1.5697	5.4806	0.4509	2.4711	30.0374
13	180	1.8075	5.1930	0.5920	3.0740	26.9668
14	120	2.2119	4.7875	0.7938	3.8005	22.9201
15	60	3.5675	4.0943	1.2719	5.2075	16.7637
15	9900	19.2610	92.4282	1.7097	3.6920	582.2567
Ln (d) =	3.4274	d =	30.7960	n =	-0.5377	

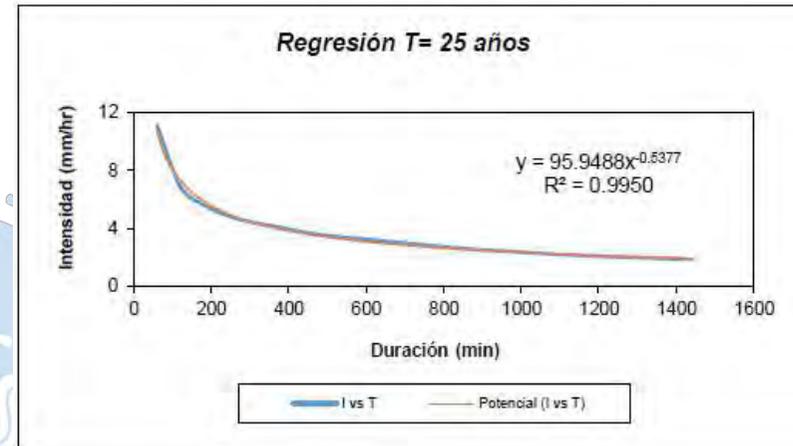


Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.0113	7.2724	0.0112	0.0814	52.8878
2	1320	1.0701	7.1854	0.0677	0.4867	51.6298
3	1200	1.1286	7.0901	0.1209	0.8575	50.2692
4	1080	1.2135	6.9847	0.1935	1.3516	48.7863
5	960	1.3197	6.8669	0.2774	1.9048	47.1548
6	840	1.4389	6.7334	0.3639	2.4500	45.3387
7	720	1.5978	6.5793	0.4686	3.0831	43.2865
8	600	1.7717	6.3969	0.5719	3.6587	40.9207
9	480	1.9416	6.1738	0.6635	4.0964	38.1156
10	360	2.2652	5.8861	0.8177	4.8128	34.6462
11	300	2.4270	5.7038	0.8867	5.0573	32.5331
12	240	2.6697	5.4806	0.9820	5.3818	30.0374
13	180	3.0742	5.1930	1.1230	5.8319	26.9668
14	120	3.7619	4.7875	1.3249	6.3430	22.9201
15	60	6.0675	4.0943	1.8029	7.3819	16.7637
15	9900	32.7585	92.4282	9.6759	52.7789	582.2567
Ln (d) =	3.9585	d =	52.3769	n =	-0.5377	



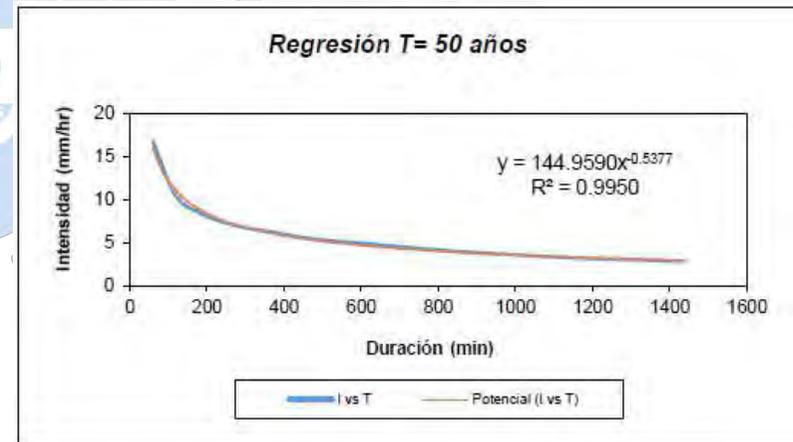
Periodo de retorno para T = 25 años

N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.8525	7.2724	0.6165	4.4837	52.8878
2	1320	1.9603	7.1854	0.6731	4.8364	51.6298
3	1200	2.0674	7.0901	0.7263	5.1494	50.2692
4	1080	2.2230	6.9847	0.7989	5.5798	48.7863
5	960	2.4175	6.8669	0.8827	6.0617	47.1548
6	840	2.6358	6.7334	0.9692	6.5260	45.3387
7	720	2.9270	6.5793	1.0740	7.0659	43.2865
8	600	3.2456	6.3969	1.1773	7.5311	40.9207
9	480	3.5568	6.1738	1.2689	7.8337	38.1156
10	360	4.1496	5.8861	1.4230	8.3760	34.6462
11	300	4.4460	5.7038	1.4920	8.5101	32.5331
12	240	4.8906	5.4806	1.5873	8.6995	30.0374
13	180	5.6316	5.1930	1.7284	8.9755	26.9668
14	120	6.8913	4.7875	1.9303	9.2411	22.9201
15	60	11.1150	4.0943	2.4083	9.8604	16.7637
15	9900	60.0100	92.4282	18.7561	108.7302	582.2567
Ln (d) = 4.5638		d = 95.9488		n = -0.5377		



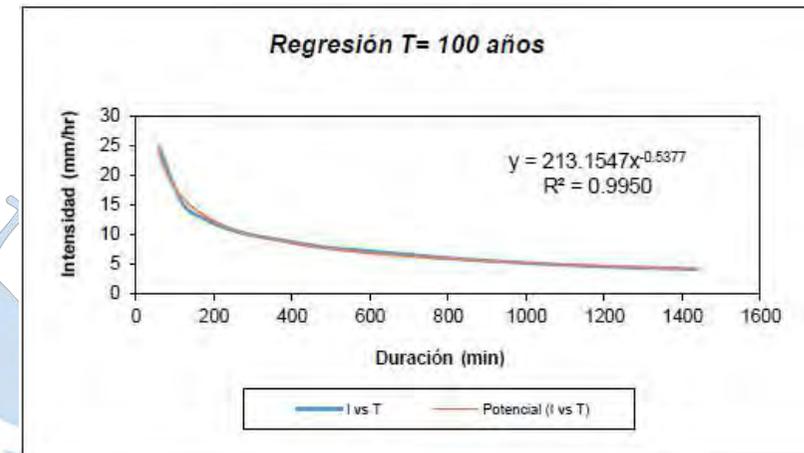
Periodo de retorno para T = 50 años

N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.7988	7.2724	1.0292	7.4846	52.8878
2	1320	2.9616	7.1854	1.0857	7.8014	51.6298
3	1200	3.1234	7.0901	1.1389	8.0751	50.2692
4	1080	3.3585	6.9847	1.2115	8.4619	48.7863
5	960	3.6524	6.8669	1.2954	8.8953	47.1548
6	840	3.9822	6.7334	1.3818	9.3045	45.3387
7	720	4.4220	6.5793	1.4866	9.7807	43.2865
8	600	4.9034	6.3969	1.5899	10.1707	40.9207
9	480	5.3736	6.1738	1.6815	10.3812	38.1156
10	360	6.2692	5.8861	1.8356	10.8048	34.6462
11	300	6.7170	5.7038	1.9046	10.8637	32.5331
12	240	7.3887	5.4806	2.0000	10.9610	30.0374
13	180	8.5082	5.1930	2.1410	11.1183	26.9668
14	120	10.4114	4.7875	2.3429	11.2166	22.9201
15	60	16.7925	4.0943	2.8209	11.5499	16.7637
15	9900	90.6628	92.4282	24.9457	146.8695	582.2567
Ln (d) = 4.9765		d = 144.9590		n = -0.5377		

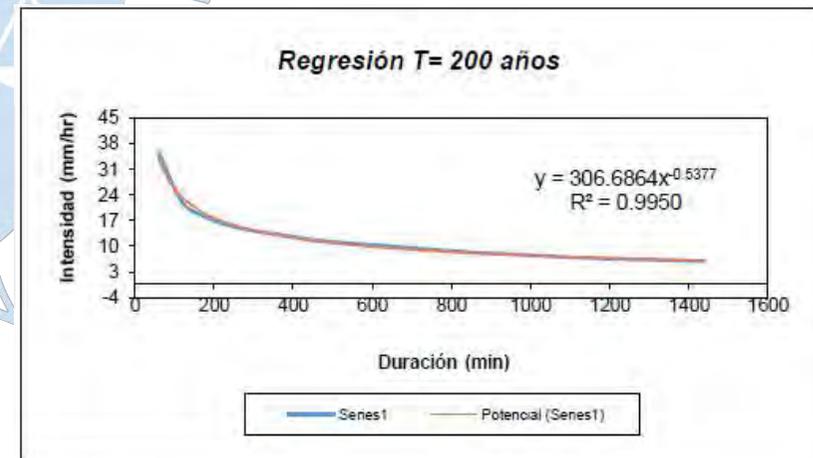


RUVI

Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	4.1154	7.2724	1.4147	10.2886	52.8878
2	1320	4.3549	7.1854	1.4713	10.5718	51.6298
3	1200	4.5928	7.0901	1.5245	10.8088	50.2692
4	1080	4.9385	6.9847	1.5971	11.1550	48.7863
5	960	5.3706	6.8669	1.6809	11.5429	47.1548
6	840	5.8557	6.7334	1.7674	11.9007	45.3387
7	720	6.5024	6.5793	1.8722	12.3174	43.2865
8	600	7.2102	6.3969	1.9755	12.6371	40.9207
9	480	7.9016	6.1738	2.0671	12.7616	38.1156
10	360	9.2185	5.8861	2.2212	13.0743	34.6462
11	300	9.8770	5.7038	2.2902	13.0629	32.5331
12	240	10.8647	5.4806	2.3855	13.0742	30.0374
13	180	12.5109	5.1930	2.5266	13.1205	26.9668
14	120	15.3094	4.7875	2.7285	13.0625	22.9201
15	60	24.6925	4.0943	3.2065	13.1285	16.7637
15	9900	133.3150	92.4282	30.7292	182.5068	582.2567
Ln (d) =	5.3620	d =	213.1547	n =	-0.5377	



Periodo de retorno para T = 200 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	5.9213	7.2724	1.7785	12.9343	52.8878
2	1320	6.2658	7.1854	1.8351	13.1859	51.6298
3	1200	6.6081	7.0901	1.8883	13.3882	50.2692
4	1080	7.1055	6.9847	1.9609	13.6961	48.7863
5	960	7.7272	6.8669	2.0448	14.0412	47.1548
6	840	8.4251	6.7334	2.1312	14.3503	45.3387
7	720	9.3556	6.5793	2.2360	14.7110	43.2865
8	600	10.3740	6.3969	2.3393	14.9644	40.9207
9	480	11.3688	6.1738	2.4309	15.0077	38.1156
10	360	13.2636	5.8861	2.5850	15.2157	34.6462
11	300	14.2110	5.7038	2.6540	15.1379	32.5331
12	240	15.6321	5.4806	2.7493	15.0681	30.0374
13	180	18.0006	5.1930	2.8904	15.0097	26.9668
14	120	22.0271	4.7875	3.0923	14.8042	22.9201
15	60	35.5275	4.0943	3.5703	14.6181	16.7637
15	9900	191.8132	92.4282	36.1863	216.1328	582.2567
Ln (d) =	5.7258	d =	306.6864	n =	-0.5377	



Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	12.27954112727	-0.53772664270
5	30.79596693956	-0.53772664270
10	52.37688280470	-0.53772664270
25	95.94875193642	-0.53772664270
50	144.95901186616	-0.53772664270
100	213.15470600001	-0.53772664270
200	306.68639535954	-0.53772664270
Promedio =	122.31446514767	-0.53772664270

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia

$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	v	ln x	ln v	ln x * ln v	(lnx)^2
1	2	12.2795	0.6931	2.5079	1.7384	0.4805
2	5	30.7960	1.6094	3.4274	5.5162	2.5903
3	10	52.3769	2.3026	3.9585	9.1147	5.3019
4	25	95.9488	3.2189	4.5638	14.6904	10.3612
5	50	144.9590	3.9120	4.9765	19.4680	15.3039
6	100	213.1547	4.6052	5.3620	24.6930	21.2076
7	200	306.6864	5.2983	5.7258	30.3372	28.0722
7	392	856.2013	21.6396	30.5219	105.5578	83.3175
Lu (K) = 2.2512		K = 9.4994		m = 0.6822		

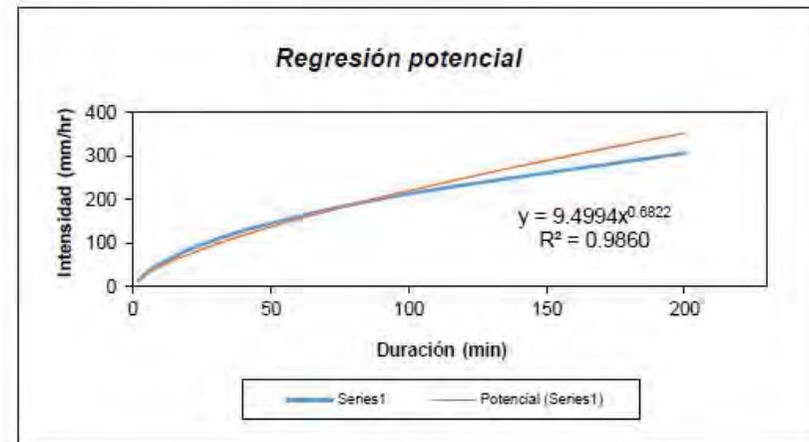
onstante de regresión (K) = 9.4994
 Coef. de regresión (m) = 0.682237

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{9.4994 \cdot T^{0.682237}}{t^{0.53773}}$$

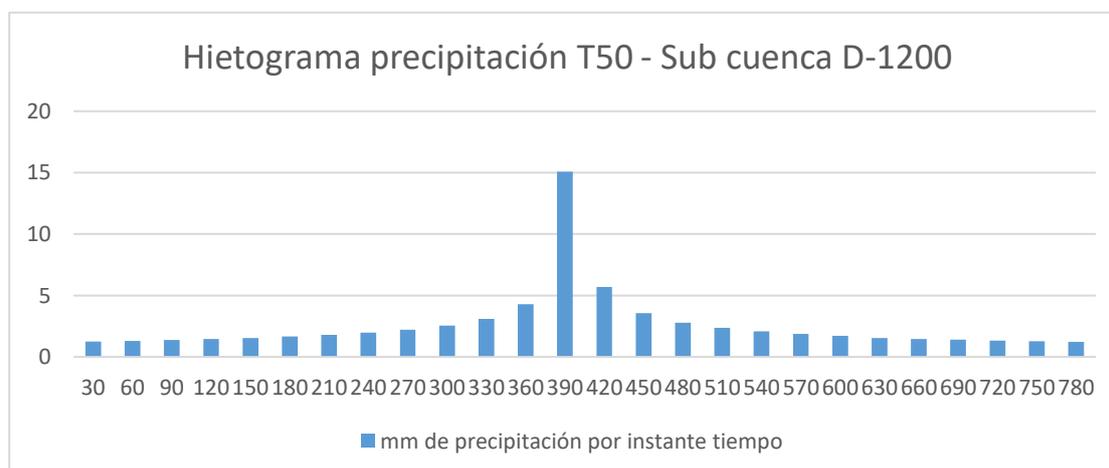
Donde:

- I = intensidad de precipitación (mm/hr)
- T = Periodo de Retorno (años)
- t = Tiempo de duración de precipitación (min)



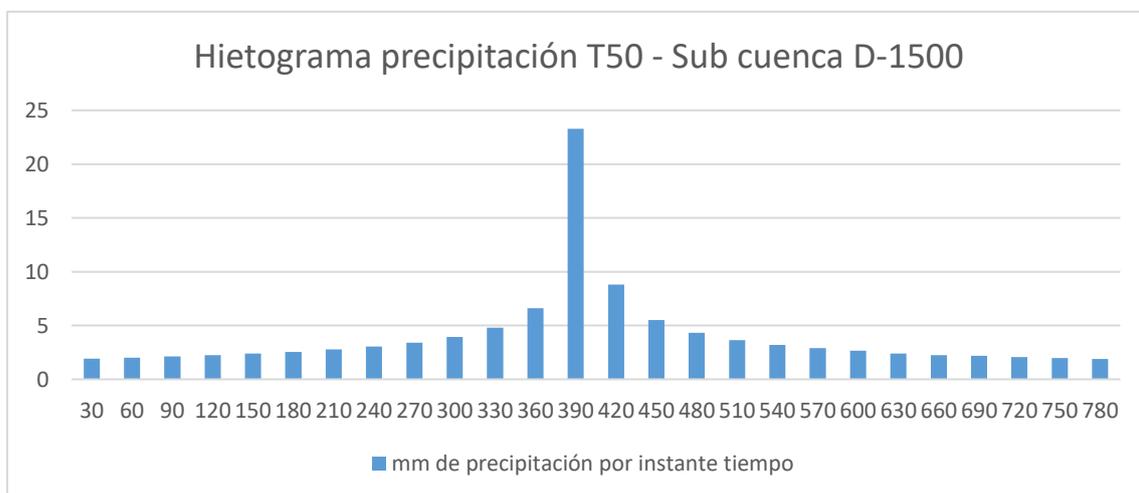
Apéndice H.1: hietograma de diseño de la sub cuenca D-1200 - TR 50 años

Sub cuenca D-1200					
HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS					
Duración de la tormenta (h)		13			
Intervalos de tiempo (min)		30			
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
30	30.13	15.07	15.07	30.13	1.25
60	20.76	20.76	5.69	11.38	1.31
90	16.69	25.04	4.28	8.56	1.37
120	14.30	28.60	3.56	7.12	1.45
150	12.68	31.71	3.11	6.22	1.54
180	11.50	34.49	2.79	5.58	1.65
210	10.58	37.04	2.55	5.10	1.79
240	9.85	39.40	2.36	4.72	1.97
270	9.25	41.61	2.20	4.41	2.20
300	8.74	43.68	2.08	4.15	2.55
330	8.30	45.65	1.97	3.94	3.11
360	7.92	47.52	1.87	3.75	4.28
390	7.59	49.32	1.79	3.58	15.07
420	7.29	51.03	1.72	3.44	5.69
450	7.03	52.69	1.65	3.31	3.56
480	6.79	54.28	1.60	3.19	2.79
510	6.57	55.83	1.54	3.09	2.36
540	6.37	57.32	1.49	2.99	2.08
570	6.19	58.77	1.45	2.90	1.87
600	6.02	60.18	1.41	2.82	1.72
630	5.86	61.55	1.37	2.75	1.54
660	5.72	62.89	1.34	2.68	1.45
690	5.58	64.20	1.31	2.61	1.41
720	5.46	65.47	1.28	2.55	1.34
750	5.34	66.72	1.25	2.49	1.28
780	5.23	67.94	1.22	2.44	1.22



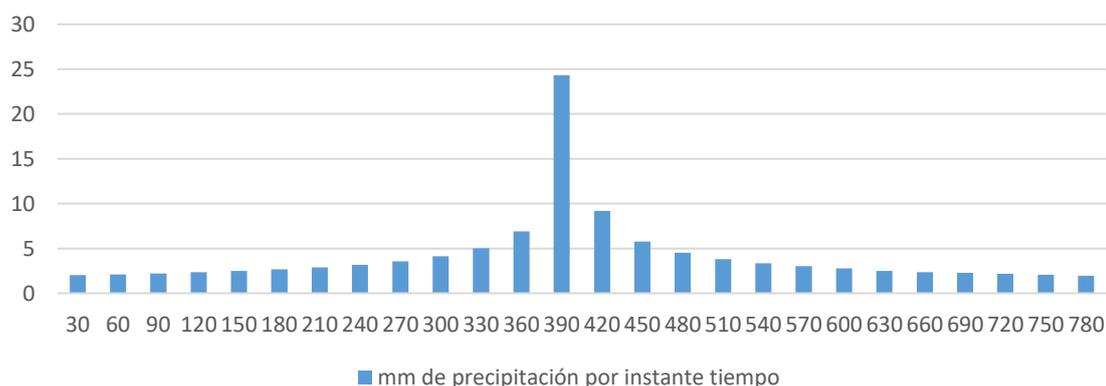
Apéndice H.2: hietograma de diseño de la sub cuenca d-1500 - TR 50 años

Sub cuenca D-1500					
HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS					
Duración de la tormenta (h)		13			
Intervalos de tiempo (min)		30			
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
30	46.57	23.28	23.28	46.57	1.93
60	32.08	32.08	8.79	17.59	2.02
90	25.80	38.69	6.61	13.23	2.12
120	22.10	44.20	5.50	11.01	2.24
150	19.60	49.00	4.80	9.60	2.38
180	17.77	53.31	4.31	8.62	2.56
210	16.36	57.24	3.94	7.87	2.77
240	15.22	60.89	3.64	7.29	3.04
270	14.29	64.30	3.41	6.81	3.41
300	13.50	67.51	3.21	6.42	3.94
330	12.83	70.55	3.04	6.08	4.80
360	12.24	73.44	2.90	5.79	6.61
390	11.72	76.21	2.77	5.54	23.28
420	11.27	78.87	2.66	5.31	8.79
450	10.86	81.42	2.56	5.11	5.50
480	10.49	83.89	2.47	4.93	4.31
510	10.15	86.27	2.38	4.77	3.64
540	9.84	88.58	2.31	4.62	3.21
570	9.56	90.82	2.24	4.48	2.90
600	9.30	93.00	2.18	4.36	2.66
630	9.06	95.12	2.12	4.24	2.38
660	8.84	97.19	2.07	4.14	2.24
690	8.63	99.21	2.02	4.04	2.18
720	8.43	101.18	1.97	3.94	2.07
750	8.25	103.11	1.93	3.85	1.97
780	8.08	104.99	1.89	3.77	1.89



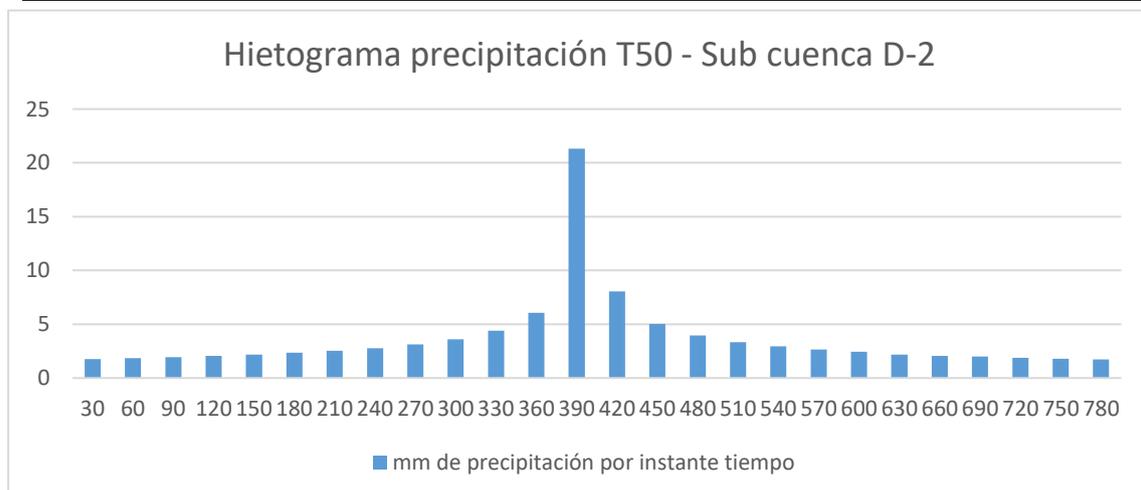
Apéndice H.3: hietograma de diseño de la sub cuenca d-1 y d-1700 - TR 50 años

Sub cuenca D-1 y D-1700					
HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS					
Duración de la tormenta (h)		13			
Intervalos de tiempo (min)		30			
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
30	48.66	24.33	24.33	48.66	2.01
60	33.52	33.52	9.19	18.38	2.11
90	26.96	40.43	6.91	13.82	2.22
120	23.09	46.18	5.75	11.50	2.34
150	20.48	51.20	5.02	10.04	2.49
180	18.57	55.70	4.50	9.00	2.67
210	17.09	59.82	4.11	8.23	2.89
240	15.91	63.63	3.81	7.62	3.18
270	14.93	67.19	3.56	7.12	3.56
300	14.11	70.54	3.35	6.71	4.11
330	13.40	73.72	3.18	6.35	5.02
360	12.79	76.74	3.03	6.05	6.91
390	12.25	79.64	2.89	5.79	24.33
420	11.77	82.41	2.78	5.55	9.19
450	11.34	85.08	2.67	5.34	5.75
480	10.96	87.66	2.58	5.15	4.50
510	10.61	90.15	2.49	4.98	3.81
540	10.29	92.57	2.41	4.83	3.35
570	9.99	94.91	2.34	4.69	3.03
600	9.72	97.19	2.28	4.55	2.78
630	9.47	99.40	2.22	4.43	2.49
660	9.23	101.56	2.16	4.32	2.34
690	9.01	103.67	2.11	4.22	2.28
720	8.81	105.73	2.06	4.12	2.16
750	8.62	107.75	2.01	4.03	2.06
780	8.44	109.72	1.97	3.94	1.97

Hietograma precipitación T50 - Sub cuenca D-1 y D-1700


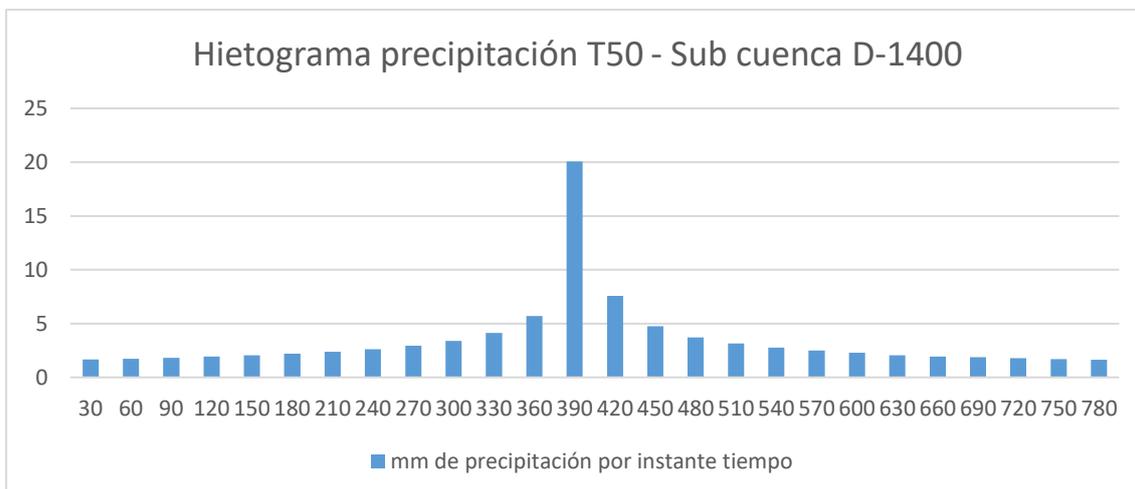
Apéndice H.4: hietograma de diseño de la sub cuenca d-2- TR 50 años

Sub cuenca D-2					
HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS					
Duración de la tormenta (h)		13			
Intervalos de tiempo (min)		30			
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
30	42.65	21.32	21.32	42.65	1.77
60	29.38	29.38	8.05	16.11	1.85
90	23.62	35.43	6.06	12.11	1.94
120	20.24	40.47	5.04	10.08	2.05
150	17.95	44.87	4.40	8.80	2.18
180	16.27	48.82	3.95	7.89	2.34
210	14.98	52.42	3.61	7.21	2.54
240	13.94	55.76	3.34	6.68	2.78
270	13.08	58.88	3.12	6.24	3.12
300	12.36	61.82	2.94	5.88	3.61
330	11.75	64.60	2.78	5.57	4.40
360	11.21	67.25	2.65	5.30	6.06
390	10.74	69.79	2.54	5.07	21.32
420	10.32	72.22	2.43	4.86	8.05
450	9.94	74.56	2.34	4.68	5.04
480	9.60	76.82	2.26	4.52	3.95
510	9.29	79.00	2.18	4.37	3.34
540	9.01	81.12	2.12	4.23	2.94
570	8.75	83.17	2.05	4.11	2.65
600	8.52	85.17	2.00	3.99	2.43
630	8.30	87.11	1.94	3.89	2.18
660	8.09	89.00	1.89	3.79	2.05
690	7.90	90.85	1.85	3.70	2.00
720	7.72	92.65	1.81	3.61	1.89
750	7.55	94.42	1.77	3.53	1.81
780	7.40	96.15	1.73	3.46	1.73



Apéndice H.5: Hietograma de diseño de la sub cuenca d-1400- TR 50 años

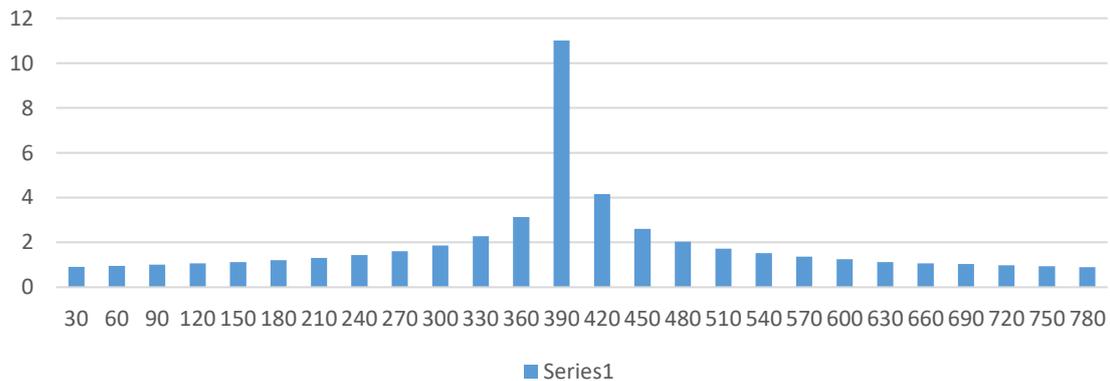
Sub cuenca D-1400					
HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS					
Duración de la tormenta (h)		13			
Intervalos de tiempo (min)		30			
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
30	40.11	20.05	20.05	40.11	1.66
60	27.63	27.63	7.57	15.15	1.74
90	22.22	33.33	5.70	11.39	1.83
120	19.03	38.07	4.74	9.48	1.93
150	16.88	42.20	4.14	8.27	2.05
180	15.30	45.91	3.71	7.42	2.20
210	14.09	49.30	3.39	6.78	2.38
240	13.11	52.44	3.14	6.28	2.62
270	12.31	55.38	2.93	5.87	2.93
300	11.63	58.14	2.76	5.53	3.39
330	11.05	60.76	2.62	5.24	4.14
360	10.54	63.25	2.49	4.99	5.70
390	10.10	65.64	2.38	4.77	20.05
420	9.70	67.93	2.29	4.58	7.57
450	9.35	70.13	2.20	4.40	4.74
480	9.03	72.25	2.12	4.25	3.71
510	8.74	74.30	2.05	4.11	3.14
540	8.48	76.29	1.99	3.98	2.76
570	8.23	78.22	1.93	3.86	2.49
600	8.01	80.10	1.88	3.75	2.29
630	7.80	81.93	1.83	3.65	2.05
660	7.61	83.71	1.78	3.56	1.93
690	7.43	85.45	1.74	3.48	1.88
720	7.26	87.15	1.70	3.40	1.78
750	7.10	88.81	1.66	3.32	1.70
780	6.96	90.43	1.62	3.25	1.62



Apéndice H.6: Hietograma de diseño de la sub cuenca d-3 y d-4- TR 50 años

Sub cuenca D-3 y D-4					
HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS					
Duración de la tormenta (h)		13			
Intervalos de tiempo (min)		30			
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
30	22.00	11.00	11.00	22.00	0.91
60	15.16	15.16	4.16	8.31	0.95
90	12.19	18.28	3.12	6.25	1.00
120	10.44	20.88	2.60	5.20	1.06
150	9.26	23.15	2.27	4.54	1.13
180	8.40	25.19	2.04	4.07	1.21
210	7.73	27.05	1.86	3.72	1.31
240	7.19	28.77	1.72	3.44	1.44
270	6.75	30.38	1.61	3.22	1.61
300	6.38	31.90	1.52	3.03	1.86
330	6.06	33.33	1.44	2.87	2.27
360	5.78	34.70	1.37	2.74	3.12
390	5.54	36.01	1.31	2.62	11.00
420	5.32	37.26	1.25	2.51	4.16
450	5.13	38.47	1.21	2.42	2.60
480	4.95	39.64	1.17	2.33	2.04
510	4.80	40.76	1.13	2.25	1.72
540	4.65	41.86	1.09	2.18	1.52
570	4.52	42.91	1.06	2.12	1.37
600	4.39	43.94	1.03	2.06	1.25
630	4.28	44.95	1.00	2.00	1.13
660	4.17	45.92	0.98	1.95	1.06
690	4.08	46.88	0.95	1.91	1.03
720	3.98	47.81	0.93	1.86	0.98
750	3.90	48.72	0.91	1.82	0.93
780	3.82	49.61	0.89	1.78	0.89

Hietograma precipitación T50 - Sub cuenca D-3 y D-4



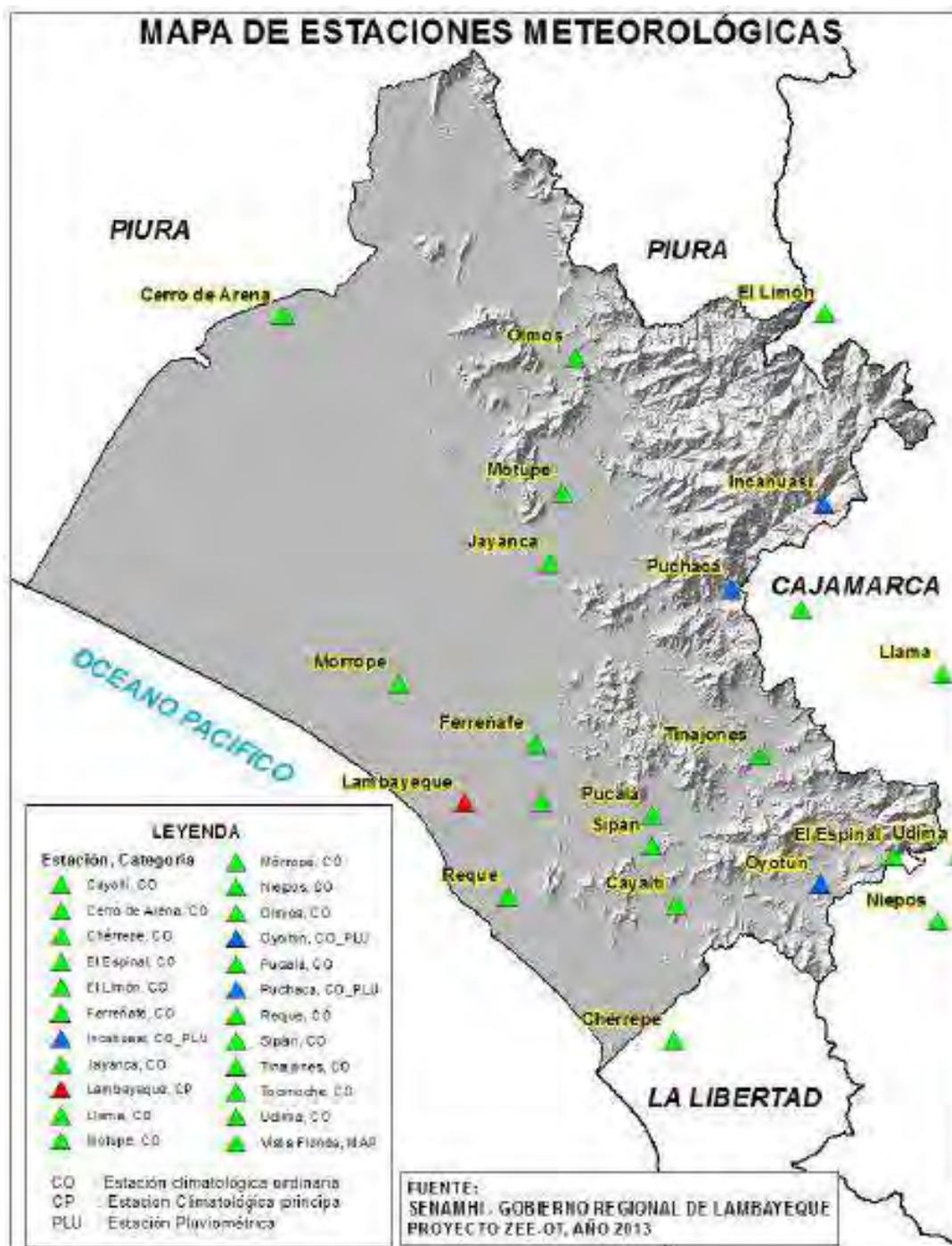
Anexos





Anexo B:

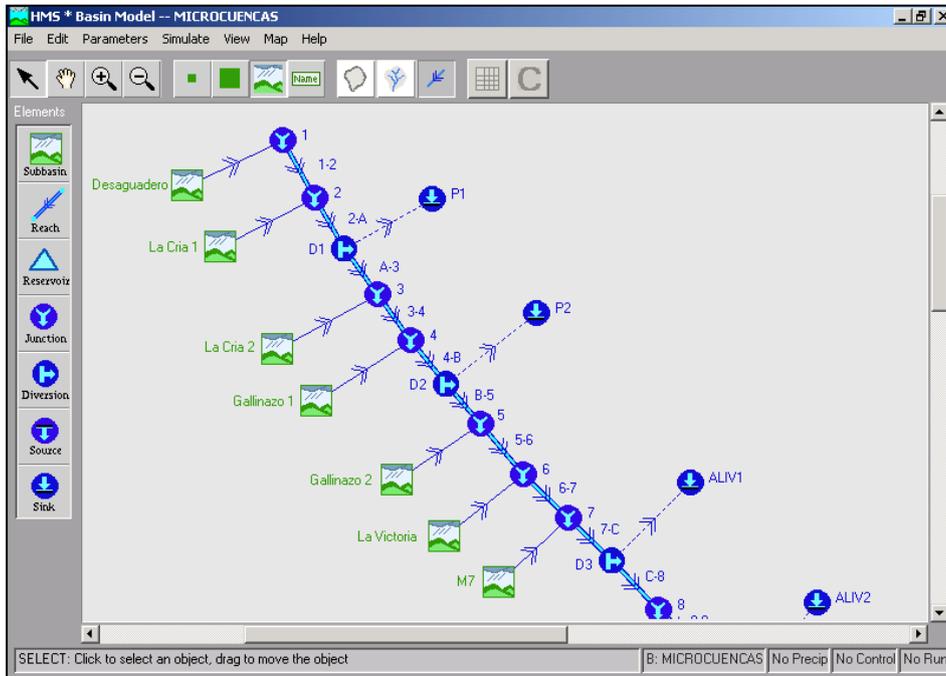
Mapa B-1: Ubicación de estaciones meteorológicas en la región Lambayeque



Fuente: Gobierno regional de Lambayeque

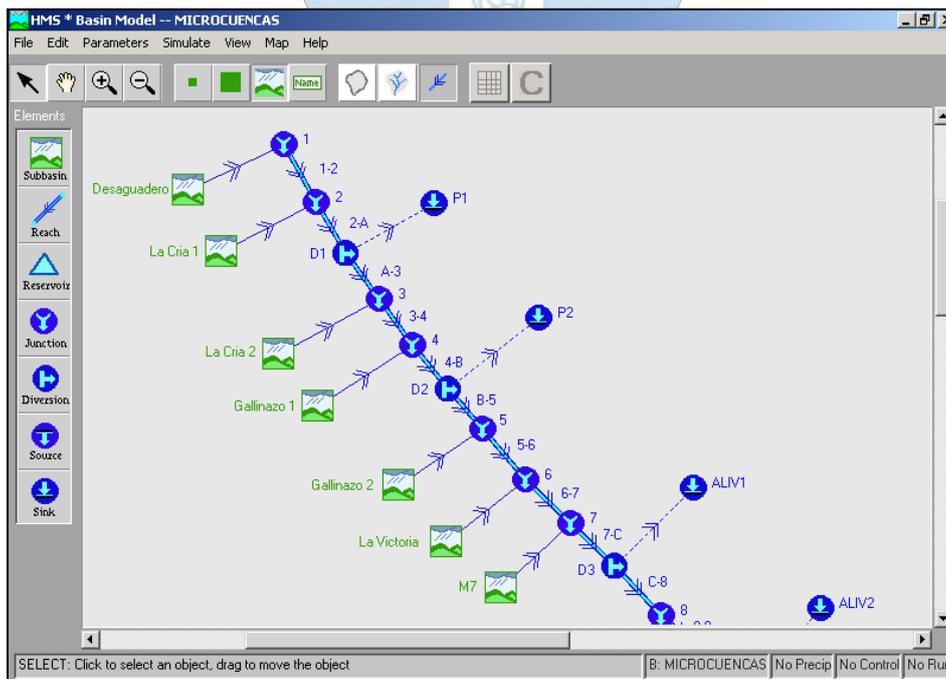
Anexo C

Figura N° 01: Esquema hidrológico simulado de las microcuencas aportadoras de escurrimiento superficial al canal Taymi nuevo, tramo 1-8



Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones

Figura N° 02: Esquema hidrológico a simular de las microcuencas aportadoras de escurrimiento superficial al canal Taymi nuevo, tramo 8-12



Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones

Cuadro N° 1: Generación de los caudales, volúmenes y área de drenaje por avenidas para diversos periodos de retorno–hec-hms

Elemento Hidrológico	Periodo de Retorno 2 años			Periodo de Retorno 5 años			Periodo de Retorno 10 años			Periodo de Retorno 25 años			Periodo de Retorno 50 años			Periodo de Retorno 100 años			Periodo de Retorno 200 años			Periodo de Retorno 500 años		
	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)
Desaguadero	0.909	26.620	14.435	3.409	145.410	14.435	5.667	274.640	14.435	9.113	493.200	14.435	12.097	696.620	14.435	15.560	943.730	14.435	19.221	1,213.900	14.435	25.014	1,654.900	14.435
1	0.909	26.620	14.435	3.409	145.410	14.435	5.667	274.640	14.435	9.113	493.200	14.435	12.097	696.620	14.435	15.560	943.730	14.435	19.221	1,213.900	14.435	25.014	1,654.900	14.435
1-2	0.905	26.687	14.435	3.398	145.550	14.435	5.643	274.780	14.435	9.087	493.330	14.435	12.075	696.690	14.435	15.542	943.820	14.435	19.203	1,214.000	14.435	25.001	1,655.000	14.435
La Cria 1	0.651	17.905	11.453	2.807	119.820	11.453	4.732	231.170	11.453	7.618	416.580	11.453	10.064	584.940	11.453	12.764	779.490	11.453	15.735	1,000.800	11.453	20.253	1,345.800	11.453
2	1.537	44.592	25.888	6.187	265.370	25.888	10.374	505.950	25.888	16.705	909.910	25.888	22.139	1,281.600	25.888	28.306	1,723.300	25.888	34.938	2,214.800	25.888	45.254	3,000.800	25.888
2-A	1.535	44.590	25.888	6.174	265.390	25.888	10.361	506.010	25.888	16.693	910.020	25.888	22.128	1,281.800	25.888	28.296	1,723.500	25.888	34.930	2,215.000	25.888	45.247	3,001.200	25.888
D1	0.000	0.000	25.888	1.174	14.485	25.888	5.362	170.580	25.888	11.693	520.120	25.888	17.128	866.700	25.888	23.296	1,289.400	25.888	29.930	1,766.500	25.888	40.247	2,537.000	25.888
A-3	0.000	0.000	25.888	1.154	14.514	25.888	5.349	170.670	25.888	11.682	520.250	25.888	17.118	866.910	25.888	23.288	1,289.700	25.888	29.923	1,766.900	25.888	40.241	2,537.500	25.888
La Cria 2	0.216	5.802	3.683	0.939	40.447	3.683	1.573	77.725	3.683	2.516	139.330	3.683	3.303	194.860	3.683	4.181	259.200	3.683	5.146	331.700	3.683	6.598	443.830	3.683
3	0.216	5.802	29.572	2.093	54.961	29.572	6.922	248.390	29.572	14.197	659.590	29.572	20.422	1,061.800	29.572	27.469	1,548.900	29.572	35.069	2,098.600	29.572	46.840	2,981.300	29.572
3-4	0.215	5.830	29.572	2.053	55.026	29.572	6.892	248.530	29.572	14.172	659.800	29.572	20.400	1,062.000	29.572	27.451	1,549.200	29.572	35.054	2,099.000	29.572	46.826	2,981.800	29.572
Gallinazo 1	1.361	40.168	22.635	6.129	273.160	22.635	10.185	512.840	22.635	15.956	887.850	22.635	20.742	1,219.900	22.635	25.675	1,575.300	22.635	31.071	1,975.000	22.635	38.940	2,573.600	22.635
4	1.576	45.998	52.206	8.182	328.190	52.206	17.077	761.370	52.206	30.128	1,547.600	52.206	41.142	2,281.900	52.206	53.126	3,124.500	52.206	66.125	4,074.000	52.206	85.766	5,555.500	52.206
4-B	1.570	46.006	52.206	8.146	328.240	52.206	17.045	761.490	52.206	30.101	1,547.900	52.206	41.117	2,282.200	52.206	53.105	3,124.900	52.206	66.106	4,074.500	52.206	85.751	5,556.200	52.206
D2	0.000	0.000	52.206	0.000	0.000	52.206	7.045	166.550	52.206	20.101	811.620	52.206	31.117	1,485.100	52.206	43.105	2,284.900	52.206	50.306	2,844.500	52.206	69.951	4,235.400	52.206
B-5	0.000	0.000	52.206	0.000	0.000	52.206	7.038	166.680	52.206	20.096	811.860	52.206	31.113	1,485.400	52.206	43.101	2,285.300	52.206	50.303	2,844.900	52.206	69.948	4,235.800	52.206
Gallinazo 2	1.133	33.438	20.114	5.107	229.750	20.114	8.620	436.340	20.114	13.680	763.560	20.114	17.823	1,049.300	20.114	22.311	1,371.100	20.114	27.171	1,730.800	20.114	34.322	2,273.000	20.114
5	1.133	33.438	72.320	5.107	229.750	72.320	15.657	603.020	72.320	33.776	1,575.500	72.320	48.926	2,534.700	72.320	65.412	3,656.400	72.320	77.474	4,575.700	72.320	104.270	6,508.800	72.320
5-6	1.129	33.444	72.320	5.103	229.770	72.320	15.647	603.080	72.320	33.768	1,575.500	72.320	48.928	2,534.900	72.320	65.406	3,656.600	72.320	77.468	4,576.000	72.320	104.270	6,509.200	72.320
La Victoria	1.168	33.151	31.678	6.635	290.000	31.678	11.748	583.390	31.678	19.524	1,077.700	31.678	26.177	1,529.700	31.678	33.548	2,054.100	31.678	41.724	2,654.600	31.678	54.188	3,597.900	31.678
6	2.297	66.595	103.999	11.738	519.780	103.999	27.392	1,186.500	103.999	53.292	2,653.300	103.999	75.105	4,064.600	103.999	98.954	5,710.700	103.999	119.190	7,230.600	103.999	158.450	10,107.000	103.999
6-7	2.293	66.604	103.999	11.737	519.810	103.999	27.383	1,186.500	103.999	53.285	2,653.400	103.999	75.099	4,064.700	103.999	98.949	5,710.900	103.999	119.190	7,230.800	103.999	158.450	10,107.000	103.999
M7	0.100	2.492	2.381	0.489	20.844	2.381	0.858	42.519	2.381	1.451	81.499	2.381	1.970	118.690	2.381	2.578	163.770	2.381	3.257	216.080	2.381	4.338	300.990	2.381
7	2.378	69.096	106.380	12.196	540.650	106.380	28.242	1,229.100	106.380	54.736	2,734.900	106.380	77.068	4,183.400	106.380	101.530	5,874.600	106.380	122.440	7,446.800	106.380	162.790	10,408.000	106.380
7-C	2.366	69.107	106.380	12.176	540.710	106.380	28.209	1,229.200	106.380	54.708	2,735.100	106.380	77.044	4,183.800	106.380	101.510	5,875.200	106.380	122.420	7,447.400	106.380	162.770	10,409.000	106.380
D3	2.366	69.107	106.380	12.176	540.710	106.380	28.209	1,229.200	106.380	51.579	2,602.800	106.380	73.544	3,981.600	106.380	98.005	5,637.900	106.380	118.920	7,189.100	106.380	159.270	10,129.000	106.380
C-8	2.360	69.117	106.380	12.168	540.760	106.380	28.195	1,229.300	106.380	51.567	2,603.000	106.380	73.532	3,981.800	106.380	97.996	5,638.200	106.380	118.920	7,189.400	106.380	159.260	10,129.000	106.380
M8	0.056	1.311	1.571	0.295	12.210	1.571	0.531	25.905	1.571	0.911	50.906	1.571	1.263	75.885	1.571	1.671	106.180	1.571	2.143	142.510	1.571	2.884	200.860	1.571
8	2.404	70.428	107.950	12.463	552.970	107.950	28.726	1,255.200	107.950	52.478	2,653.900	107.950	74.795	4,057.700	107.950	99.667	5,744.300	107.950	121.060	7,331.900	107.950	162.150	10,330.000	107.950
8-9	2.389	70.431	107.950	12.439	553.020	107.950	28.685	1,255.300	107.950	52.446	2,654.100	107.950	74.764	4,058.100	107.950	99.640	5,744.900	107.950	121.040	7,332.500	107.950	162.130	10,331.000	107.950
M9	0.083	1.933	2.412	0.437	18.165	2.412	0.791	38.647	2.412	1.378	77.280	2.412	1.916	115.670	2.412	2.544	162.620	2.412	3.280	218.910	2.412	4.439	310.390	2.412
9	2.461	72.364	110.362	12.876	571.190	110.362	29.476	1,294.000	110.362	53.823	2,731.400	110.362	76.680	4,173.700	110.362	102.180	5,907.500	110.362	124.310	7,551.400	110.362	166.570	10,641.000	110.362
9-D	2.453	72.373	110.362	12.862	571.240	110.362	29.454	1,294.100	110.362	53.805	2,731.600	110.362	76.663	4,174.000	110.362	102.170	5,907.900	110.362	124.300	7,551.900	110.362	166.550	10,642.000	110.362
D4	2.453	72.373	110.362	12.862	571.240	110.362	29.454	1,294.100	110.362	50.301	2,581.600	110.362	72.663	3,942.900	110.362	98.168	5,636.100	110.362	120.300	7,255.700	110.362	162.550	10,321.000	110.362
D-10	2.453	72.374	110.362	12.861	571.240	110.362	29.453	1,294.100	110.362	50.300	2,581.600	110.362	72.662	3,942.900	110.362	98.167	5,636.200	110.362	120.300	7,255.700	110.362	162.550	10,321.000	110.362
M10	0.031	0.700	0.989	0.170	6.933	0.989	0.317	15.384	0.989	0.558	31.135	0.989	0.780	46.984	0.989	1.037	66.240	0.989	1.340	89.736	0.989	1.825	127.940	0.989

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones

Cuadro N° 2: Generación de los caudales, volúmenes y área de drenaje por avenidas para diversos periodos de retorno–hec hms

Elemento Hidrológico	Periodo de Retorno 2 años			Periodo de Retorno 5 años			Periodo de Retorno 10 años			Periodo de Retorno 25 años			Periodo de Retorno 50 años			Periodo de Retorno 100 años			Periodo de Retorno 200 años			Periodo de Retorno 500 años		
	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)
10	2.477	73.074	111.351	13.031	578.180	111.351	29.770	1,309.500	111.351	50.857	2,612.700	111.351	73.442	3,989.900	111.351	99.204	5,702.400	111.351	121.640	7,345.500	111.351	164.370	10,449.000	111.351
10-E	2.472	73.083	111.351	13.024	578.220	111.351	29.759	1,309.600	111.351	50.849	2,612.900	111.351	73.433	3,990.000	111.351	99.197	5,702.600	111.351	121.630	7,345.800	111.351	164.370	10,449.000	111.351
D5	2.472	73.083	111.351	13.024	578.220	111.351	29.759	1,309.600	111.351	48.807	2,525.200	111.351	70.933	3,849.300	111.351	96.697	5,534.900	111.351	119.130	7,162.300	111.351	161.870	10,249.000	111.351
E-F	2.468	73.093	111.351	13.018	578.270	111.351	29.748	1,309.700	111.351	48.799	2,525.300	111.351	70.924	3,849.400	111.351	96.690	5,535.200	111.351	119.130	7,162.500	111.351	161.860	10,250.000	111.351
D6	2.439	72.887	111.351	12.065	548.750	111.351	27.099	1,202.900	111.351	44.879	2,321.000	111.351	66.924	3,585.300	111.351	92.690	5,238.100	111.351	113.130	6,703.600	111.351	155.860	9,753.600	111.351
F-G	2.438	72.895	111.351	12.063	548.760	111.351	27.095	1,202.900	111.351	44.876	2,321.000	111.351	66.921	3,585.300	111.351	92.687	5,238.200	111.351	113.130	6,703.700	111.351	155.860	9,753.700	111.351
D7	2.416	72.740	111.351	11.374	527.390	111.351	24.893	1,117.600	111.351	41.667	2,154.700	111.351	63.421	3,361.200	111.351	89.187	4,983.200	111.351	108.630	6,359.400	111.351	151.360	9,381.800	111.351
G-H	2.416	72.741	111.351	11.374	527.390	111.351	24.891	1,117.600	111.351	41.666	2,154.700	111.351	63.420	3,361.200	111.351	89.186	4,983.200	111.351	108.620	6,359.400	111.351	151.350	9,381.900	111.351
D8	0.338	2.382	111.351	7.874	297.290	111.351	21.391	829.280	111.351	38.166	1,825.600	111.351	59.920	3,012.200	111.351	85.686	4,618.900	111.351	105.120	5,983.000	111.351	147.850	8,992.100	111.351
H-11	0.334	2.394	111.351	7.851	297.350	111.351	21.350	829.430	111.351	38.137	1,825.800	111.351	59.886	3,012.500	111.351	85.657	4,619.400	111.351	105.090	5,983.600	111.351	147.830	8,993.000	111.351
Vichayal 1	0.650	17.912	21.925	3.971	173.260	21.925	7.273	363.990	21.925	12.569	704.260	21.925	17.285	1,030.900	21.925	22.668	1,420.100	21.925	28.795	1,983.800	21.925	38.364	2,615.800	21.925
11	0.981	20.306	133.276	11.809	470.610	133.276	28.623	1,193.400	133.276	50.706	2,530.100	133.276	77.171	4,042.500	133.276	108.330	6,039.500	133.276	133.890	7,862.400	133.276	186.190	11,609.000	133.276
11-I	0.974	20.311	133.276	11.795	470.690	133.276	28.583	1,193.600	133.276	50.677	2,530.400	133.276	77.138	4,043.000	133.276	108.300	6,040.100	133.276	133.870	7,863.100	133.276	186.180	11,610.000	133.276
D9	0.974	20.311	133.276	11.795	470.690	133.276	28.583	1,193.600	133.276	47.061	2,378.400	133.276	73.138	3,809.100	133.276	104.300	5,765.600	133.276	129.870	7,564.600	133.276	182.180	11,285.000	133.276
I-J	0.968	20.334	133.276	11.791	470.700	133.276	28.483	1,193.700	133.276	46.993	2,378.600	133.276	73.054	3,809.500	133.276	104.230	5,766.200	133.276	129.800	7,565.300	133.276	182.130	11,286.000	133.276
D10	0.968	20.334	133.276	11.578	464.230	133.276	27.842	1,168.500	133.276	46.043	2,329.500	133.276	72.054	3,744.100	133.276	103.230	5,692.100	133.276	128.300	7,449.700	133.276	180.630	11,161.000	133.276
J-12	0.965	20.339	133.276	11.575	464.260	133.276	27.833	1,168.600	133.276	46.036	2,329.600	133.276	72.045	3,744.300	133.276	103.220	5,692.300	133.276	128.300	7,449.900	133.276	180.620	11,161.000	133.276
Vichayal 2	0.587	16.183	31.015	4.677	202.590	31.015	9.076	447.990	31.015	16.080	885.250	31.015	22.699	1,330.900	31.015	30.126	1,855.900	31.015	38.668	2,480.400	31.015	50.720	3,388.300	31.015
D11a	0.965	11.206	164.291	11.575	348.040	164.291	27.834	920.060	164.291	45.989	1,878.500	164.291	72.019	3,120.300	164.291	103.220	4,882.200	164.291	136.840	7,107.800	164.291	201.220	11,565.000	164.291
12-K	0.952	11.221	164.291	11.558	348.170	164.291	27.827	920.360	164.291	45.955	1,879.000	164.291	71.979	3,121.000	164.291	103.190	4,883.200	164.291	136.810	7,109.100	164.291	201.190	11,566.000	164.291
D11	0.000	0.000	164.291	4.558	67.509	164.291	20.827	539.800	164.291	38.955	1,433.100	164.291	64.979	2,639.600	164.291	96.186	4,376.100	164.291	129.810	6,556.100	164.291	194.190	10,968.000	164.291
K-L	0.000	0.000	164.291	4.504	67.575	164.291	20.805	540.090	164.291	38.882	1,433.500	164.291	64.898	2,640.000	164.291	96.118	4,377.100	164.291	129.750	6,557.400	164.291	194.150	10,970.000	164.291
D12	0.000	0.000	164.291	4.425	66.817	164.291	19.775	518.590	164.291	37.174	1,370.200	164.291	62.398	2,529.200	164.291	93.618	4,234.200	164.291	126.750	6,361.600	164.291	191.150	10,746.000	164.291
L-M	0.000	0.000	164.291	4.408	66.875	164.291	19.728	518.850	164.291	37.123	1,370.300	164.291	62.300	2,529.500	164.291	93.536	4,234.800	164.291	126.680	6,362.700	164.291	191.090	10,748.000	164.291
D13	0.000	0.000	164.291	4.257	65.425	164.291	17.769	478.810	164.291	33.411	1,239.200	164.291	57.300	2,297.400	164.291	88.536	3,944.400	164.291	119.680	5,904.300	164.291	184.090	10,227.000	164.291
M-N	0.000	0.000	164.291	4.231	65.452	164.291	17.712	478.930	164.291	33.404	1,239.300	164.291	57.199	2,297.800	164.291	88.452	3,945.300	164.291	119.610	5,905.000	164.291	184.040	10,228.000	164.291
D14	0.000	0.000	164.291	4.092	64.096	164.291	16.055	444.580	164.291	30.510	1,131.500	164.291	53.199	2,114.400	164.291	84.452	3,713.400	164.291	113.610	5,517.600	164.291	178.040	9,783.800	164.291
N-O	0.000	0.000	164.291	4.067	64.118	164.291	16.024	444.800	164.291	30.499	1,131.800	164.291	53.145	2,115.200	164.291	84.408	3,714.500	164.291	113.580	5,518.800	164.291	178.010	9,785.300	164.291
D15	0.000	0.000	164.291	3.937	62.858	164.291	14.620	415.220	164.291	27.799	1,032.900	164.291	49.145	1,941.700	164.291	80.408	3,487.400	164.291	109.580	5,258.400	164.291	174.010	9,487.900	164.291
O-P	0.000	0.000	164.291	3.911	62.815	164.291	14.591	415.310	164.291	27.786	1,033.200	164.291	49.091	1,942.400	164.291	80.364	3,488.300	164.291	109.540	5,259.400	164.291	173.980	9,489.200	164.291
Rio Loco	2.478	90.794	81.974	13.860	681.470	81.974	25.361	1,372.200	81.974	43.743	2,575.700	81.974	60.079	3,711.600	81.974	78.857	5,062.200	81.974	100.160	6,641.000	81.974	135.220	9,314.200	81.974
D16	0.000	0.000	246.265	3.911	39.156	246.265	14.534	264.880	246.265	27.719	639.200	246.265	49.059	1,305.300	246.265	80.043	2,548.800	246.265	117.390	4,403.100	246.265	216.930	10,351.000	246.265
P-Q	0.000	0.000	246.265	3.908	39.193	246.265	14.519	265.090	246.265	27.638	639.590	246.265	49.015	1,305.900	246.265	79.978	2,549.700	246.265	117.280	4,404.500	246.265	216.840	10,354.000	246.265
D17	0.000	0.000	246.265	3.861	38.895	246.265	13.958	257.990	246.265	26.447	613.140	246.265	47.290	1,256.100	246.265	77.978	2,470.100	246.265	115.280	4,303.100	246.265	214.840	10,220.000	246.265
Q-R	0.000	0.000	246.265	3.847	38.979	246.265	13.944	258.300	246.265	26.411	613.610	246.265	47.266	1,256.700	246.265	77.975	2,471.000	246.265	115.240	4,304.300	246.265	214.800	10,222.000	246.265
D18	0.000	0.000	246.265	0.000	0.000	246.265	3.944	30.329	246.265	16.411	270.660	246.265	37.266	833.040	246.265	67.975	1,973.300	246.265	105.240	3,728.500	246.265	204.800	9,505.400	246.265
R-S	0.000	0.000	246.265	0.000	0.000	246.265	3.902	30.389	246.265	16.337	270.980	246.265	37.219	833.700	246.265	67.965	1,974.600	246.265	105.160	3,730.300	246.265	204.740	9,508.000	246.265
D19	0.000	0.000	246.265	0.000	0.000	246.265	3.664	29.243	246.265	14.703	245.340	246.265	33.281	748.470	246.265	61.465	1,769.800	246.265	98.657	3,433.400	246.265	198.240	9,093.100	246.265
S-T	0.000	0.000	246.265	0.000	0.000	246.265	3.619	29.288	246.265	14.640	245.580	246.265	33.238	749.010	246.265	61.449	1,770.800	246.265	98.586	3,434.800	246.265	198.180	9,095.200	246.265
Sencie	1.846	56.482	51.352	9.727	432.300	51																		

Cuadro N° 3: Generación de los caudales, volúmenes y área de drenaje por avenidas para diversos periodos de retorno–hec hms

Elemento Hidrológico	Periodo de Retorno 2 años			Periodo de Retorno 5 años			Periodo de Retorno 10 años			Periodo de Retorno 25 años			Periodo de Retorno 50 años			Periodo de Retorno 100 años			Periodo de Retorno 200 años			Periodo de Retorno 500 años		
	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)	Caudal Pico (m³/s)	Vol. Total (MMC)	Área de Drenaje (Km²)
D1(br)	1.535	44.590	0.000	5.000	250.910	0.000	5.000	335.430	0.000	5.000	389.900	0.000	5.000	415.100	0.000	5.000	434.130	0.000	5.000	448.510	0.000	5.000	464.230	0.000
P1	1.535	44.590	0.000	5.000	250.910	0.000	5.000	335.430	0.000	5.000	389.900	0.000	5.000	415.100	0.000	5.000	434.130	0.000	5.000	448.510	0.000	5.000	464.230	0.000
D2(br)	1.570	46.006	0.000	8.146	328.240	0.000	10.000	594.940	0.000	10.000	736.240	0.000	10.000	797.140	0.000	10.000	840.010	0.000	15.800	1,230.000	0.000	15.800	1,320.900	0.000
P2	1.570	46.006	0.000	8.146	328.240	0.000	10.000	594.940	0.000	10.000	736.240	0.000	10.000	797.140	0.000	10.000	840.010	0.000	15.800	1,230.000	0.000	15.800	1,320.900	0.000
D3(br)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.130	132.330	0.000	3.500	202.230	0.000	3.500	237.250	0.000	3.500	258.370	0.000	3.500	280.290	0.000
ALIV1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.130	132.330	0.000	3.500	202.230	0.000	3.500	237.250	0.000	3.500	258.370	0.000	3.500	280.290	0.000
D4(br)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.504	150.050	0.000	4.000	231.170	0.000	4.000	271.740	0.000	4.000	296.170	0.000	4.000	321.370	0.000
ALIV2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.504	150.050	0.000	4.000	231.170	0.000	4.000	271.740	0.000	4.000	296.170	0.000	4.000	321.370	0.000
D5(br)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.042	87.695	0.000	2.500	140.770	0.000	2.500	167.690	0.000	2.500	183.460	0.000	2.500	199.740	0.000
ALIV3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.042	87.695	0.000	2.500	140.770	0.000	2.500	167.690	0.000	2.500	183.460	0.000	2.500	199.740	0.000
D6(br)	0.029	0.206	0.000	0.953	29.520	0.000	2.650	106.740	0.000	3.920	204.280	0.000	4.000	264.150	0.000	4.000	297.070	0.000	6.000	458.940	0.000	6.000	495.870	0.000
T1	0.029	0.206	0.000	0.953	29.520	0.000	2.650	106.740	0.000	3.920	204.280	0.000	4.000	264.150	0.000	4.000	297.070	0.000	6.000	458.940	0.000	6.000	495.870	0.000
D7(br)	0.022	0.154	0.000	0.689	21.380	0.000	2.202	85.382	0.000	3.210	166.390	0.000	3.500	224.110	0.000	3.500	254.920	0.000	4.500	344.300	0.000	4.500	371.890	0.000
T2	0.022	0.154	0.000	0.689	21.380	0.000	2.202	85.382	0.000	3.210	166.390	0.000	3.500	224.110	0.000	3.500	254.920	0.000	4.500	344.300	0.000	4.500	371.890	0.000
D19(br)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.238	1.147	0.000	1.634	25.638	0.000	3.937	85.232	0.000	6.500	204.770	0.000	6.500	296.930	0.000	6.500	414.960	0.000
T9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.238	1.147	0.000	1.634	25.638	0.000	3.937	85.232	0.000	6.500	204.770	0.000	6.500	296.930	0.000	6.500	414.960	0.000
D15(br)	0.000	0.000	0.000	0.129	1.260	0.000	1.404	29.574	0.000	2.700	98.849	0.000	4.000	173.540	0.000	4.000	227.150	0.000	4.000	260.340	0.000	4.000	297.470	0.000
T7	0.000	0.000	0.000	0.129	1.260	0.000	1.404	29.574	0.000	2.700	98.849	0.000	4.000	173.540	0.000	4.000	227.150	0.000	4.000	260.340	0.000	4.000	297.470	0.000
D14(br)	0.000	0.000	0.000	0.139	1.356	0.000	1.657	34.348	0.000	2.894	107.800	0.000	4.000	183.460	0.000	4.000	231.860	0.000	6.000	387.390	0.000	6.000	443.800	0.000
T6	0.000	0.000	0.000	0.139	1.356	0.000	1.657	34.348	0.000	2.894	107.800	0.000	4.000	183.460	0.000	4.000	231.860	0.000	6.000	387.390	0.000	6.000	443.800	0.000
D20(br)	1.846	56.482	0.000	9.727	432.300	0.000	17.698	897.400	0.000	30.315	1,744.400	0.000	41.845	2,603.000	0.000	55.205	3,662.200	0.000	55.205	4,177.700	0.000	55.205	4,707.300	0.000
P8	1.846	56.482	0.000	9.727	432.300	0.000	17.698	897.400	0.000	30.315	1,744.400	0.000	41.845	2,603.000	0.000	55.205	3,662.200	0.000	55.205	4,177.700	0.000	55.205	4,707.300	0.000
D18(br)	0.000	0.000	0.000	3.847	38.979	0.000	10.000	227.970	0.000	10.000	342.960	0.000	10.000	423.680	0.000	10.000	497.690	0.000	10.000	575.740	0.000	10.000	716.630	0.000
P7	0.000	0.000	0.000	3.847	38.979	0.000	10.000	227.970	0.000	10.000	342.960	0.000	10.000	423.680	0.000	10.000	497.690	0.000	10.000	575.740	0.000	10.000	716.630	0.000
D17(br)	0.000	0.000	0.000	0.048	0.298	0.000	0.562	7.101	0.000	1.191	26.456	0.000	1.725	49.815	0.000	2.000	79.624	0.000	2.000	101.440	0.000	2.000	133.650	0.000
T8	0.000	0.000	0.000	0.048	0.298	0.000	0.562	7.101	0.000	1.191	26.456	0.000	1.725	49.815	0.000	2.000	79.624	0.000	2.000	101.440	0.000	2.000	133.650	0.000
D8(br)	2.078	70.359	0.000	3.500	230.090	0.000	3.500	288.290	0.000	3.500	329.030	0.000	3.500	349.020	0.000	3.500	364.350	0.000	3.500	376.450	0.000	3.500	389.740	0.000
P3	2.078	70.359	0.000	3.500	230.090	0.000	3.500	288.290	0.000	3.500	329.030	0.000	3.500	349.020	0.000	3.500	364.350	0.000	3.500	376.450	0.000	3.500	389.740	0.000
D9(br)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.616	151.990	0.000	4.000	233.840	0.000	4.000	274.470	0.000	4.000	298.530	0.000	4.000	324.970	0.000
ALIV4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.616	151.990	0.000	4.000	233.840	0.000	4.000	274.470	0.000	4.000	298.530	0.000	4.000	324.970	0.000
D10(br)	0.000	0.000	0.000	0.213	6.473	0.000	0.641	25.171	0.000	0.950	49.084	0.000	1.000	65.329	0.000	1.000	74.082	0.000	1.500	115.610	0.000	1.500	125.070	0.000
T3	0.000	0.000	0.000	0.213	6.473	0.000	0.641	25.171	0.000	0.950	49.084	0.000	1.000	65.329	0.000	1.000	74.082	0.000	1.500	115.610	0.000	1.500	125.070	0.000
D11(br)	0.952	11.221	0.000	7.000	280.660	0.000	7.000	380.560	0.000	7.000	445.850	0.000	7.000	481.380	0.000	7.000	507.110	0.000	7.000	552.980	0.000	7.000	598.200	0.000
P5	0.952	11.221	0.000	7.000	280.660	0.000	7.000	380.560	0.000	7.000	445.850	0.000	7.000	481.380	0.000	7.000	507.110	0.000	7.000	552.980	0.000	7.000	598.200	0.000
D12(br)	0.000	0.000	0.000	0.078	0.758	0.000	1.030	21.497	0.000	1.708	63.318	0.000	2.500	110.840	0.000	2.500	142.910	0.000	3.000	195.800	0.000	3.000	223.310	0.000
T4	0.000	0.000	0.000	0.078	0.758	0.000	1.030	21.497	0.000	1.708	63.318	0.000	2.500	110.840	0.000	2.500	142.910	0.000	3.000	195.800	0.000	3.000	223.310	0.000
D13(br)	0.000	0.000	0.000	0.150	1.450	0.000	1.959	40.039	0.000	3.712	131.050	0.000	5.000	232.070	0.000	5.000	290.400	0.000	7.000	458.400	0.000	7.000	521.810	0.000
T5	0.000	0.000	0.000	0.150	1.450	0.000	1.959	40.039	0.000	3.712	131.050	0.000	5.000	232.070	0.000	5.000	290.400	0.000	7.000	458.400	0.000	7.000	521.810	0.000
D16(br)	2.478	90.794	0.000	13.860	705.130	0.000	25.361	1,522.700	0.000	43.743	2,969.800	0.000	60.079	4,348.700	0.000	78.857	6,001.700	0.000	92.000	7,497.300	0.000	92.000	8,452.200	0.000
P6	2.478	90.794	0.000	13.860	705.130	0.000	25.361	1,522.700	0.000	43.743	2,969.800	0.000	60.079	4,348.700	0.000	78.857	6,001.700	0.000	92.000	7,497.300	0.000	92.000	8,452.200	0.000
D11a(br)	0.587	25.315	0.000	4.677	318.810	0.000	9.076	696.520	0.000	16.080	1,336.400	0.000	22.699	1,954.900	0.000	30.126	2,666.000	0.000	30.126	2,822.500	0.000	30.126	2,984.900	0.000
P4	0.587	25.315	0.000	4.677	318.810	0.000	9.076	696.520	0.000	16.080	1,336.400	0.000	22.699	1,954.900	0.000	30.126	2,666.000	0.000	30.126	2,822.500	0.000	30.126	2,984.900	0.000

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones

Anexo D: Panel fotográfico del sub sistema de drenaje D-1000

Fotografía N° 01: Inicio de dren D-1400



Fotografía N° 02: km 1+500 – dren D-1400.



Fotografía N° 03: Km 1+537 - dren D-1400



Fotografía N° 04: Inicio de dren D-1000



Fotografía N° 05: km 21+000 dren D-1000



Fotografía N° 06: km 29+000 dren D-1000

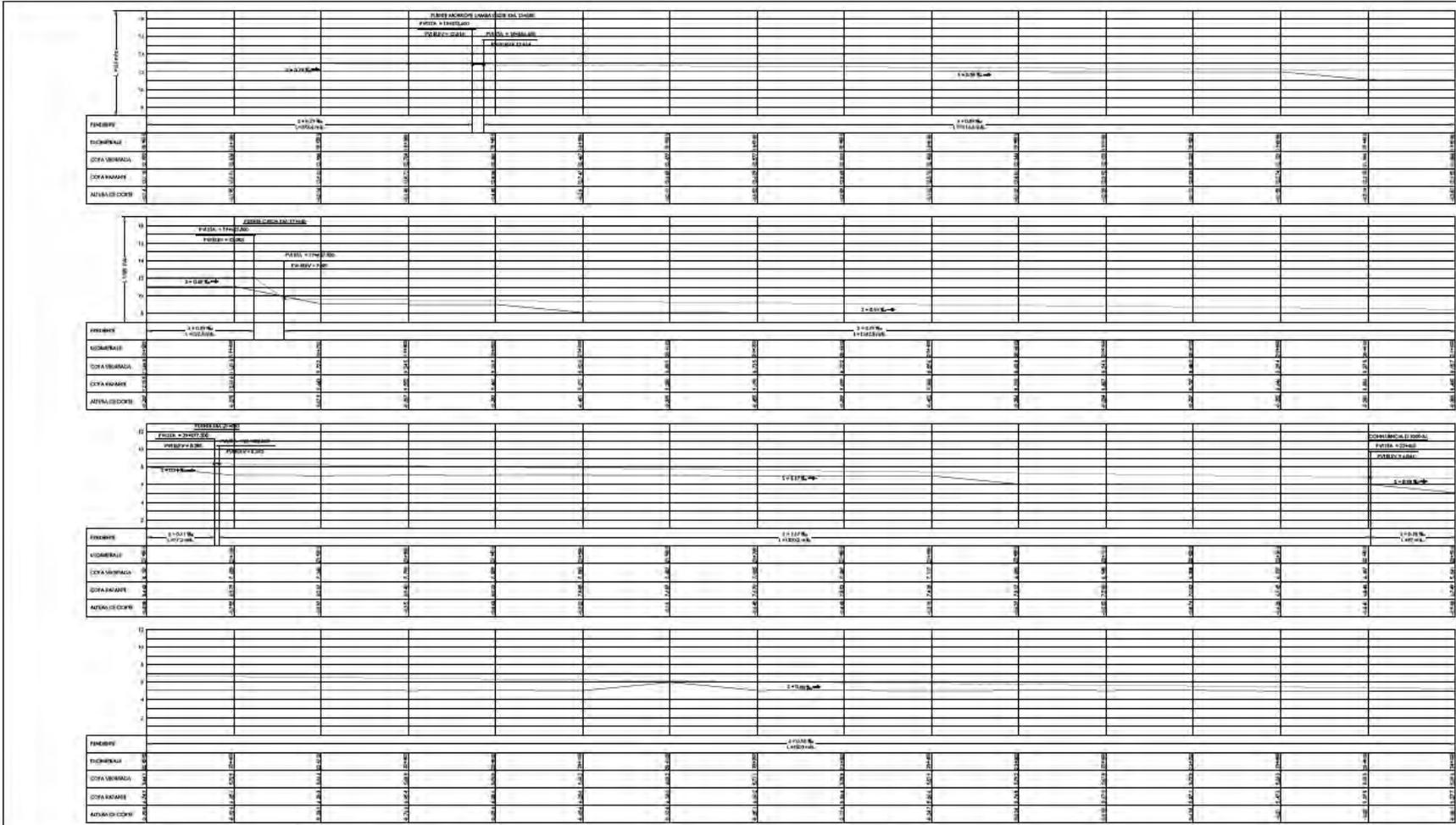




Planos







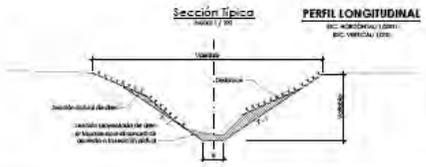
LEYENDA

INDICIO	INDICACION
...	...

NOTA:
 DISTANCIA EXHIBIDA PARA LAS RECCIONES EN EL PERFILES DE LA LINEA ACTUAL (ELEVACION) PARA LOS CORRECCIONES DURANTE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION DEL PROYECTO.

CUADRO DE BARRAS (EN LÍNEA)

PROYECTO	ESTADO	DESCRIPCION	INDICACION
...



SECCIONES TÍPICAS X TRAMOS

ESTACIONAMIENTO	ESTACIONAMIENTO	SECCION TÍPICA	ANCHO
...

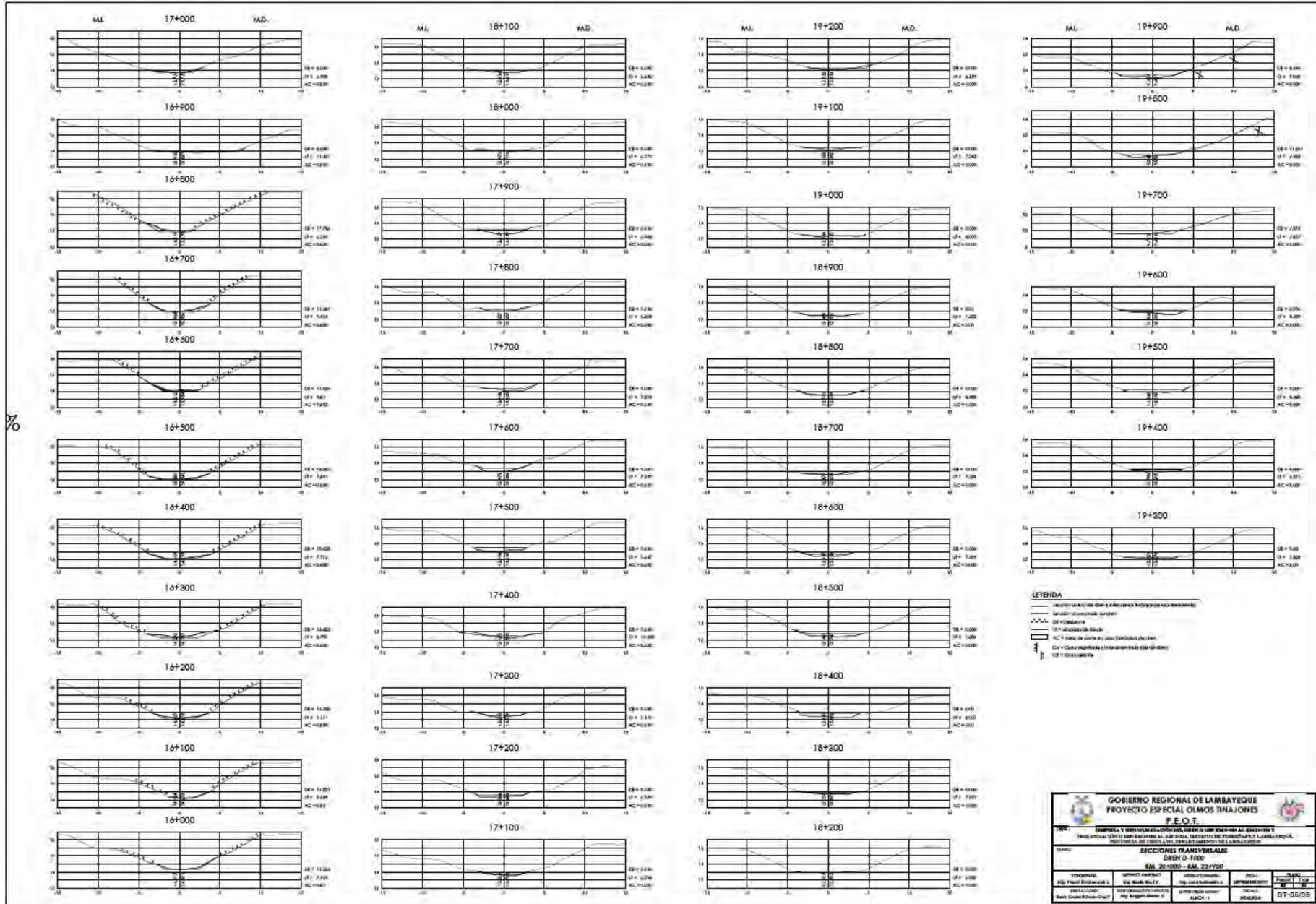
GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYEQUE
PROYECTO ESPECIAL CUAMOS TINAJONES
P. E. O. T.

PERFILES LONGITUDINALES
 (EN METROS)

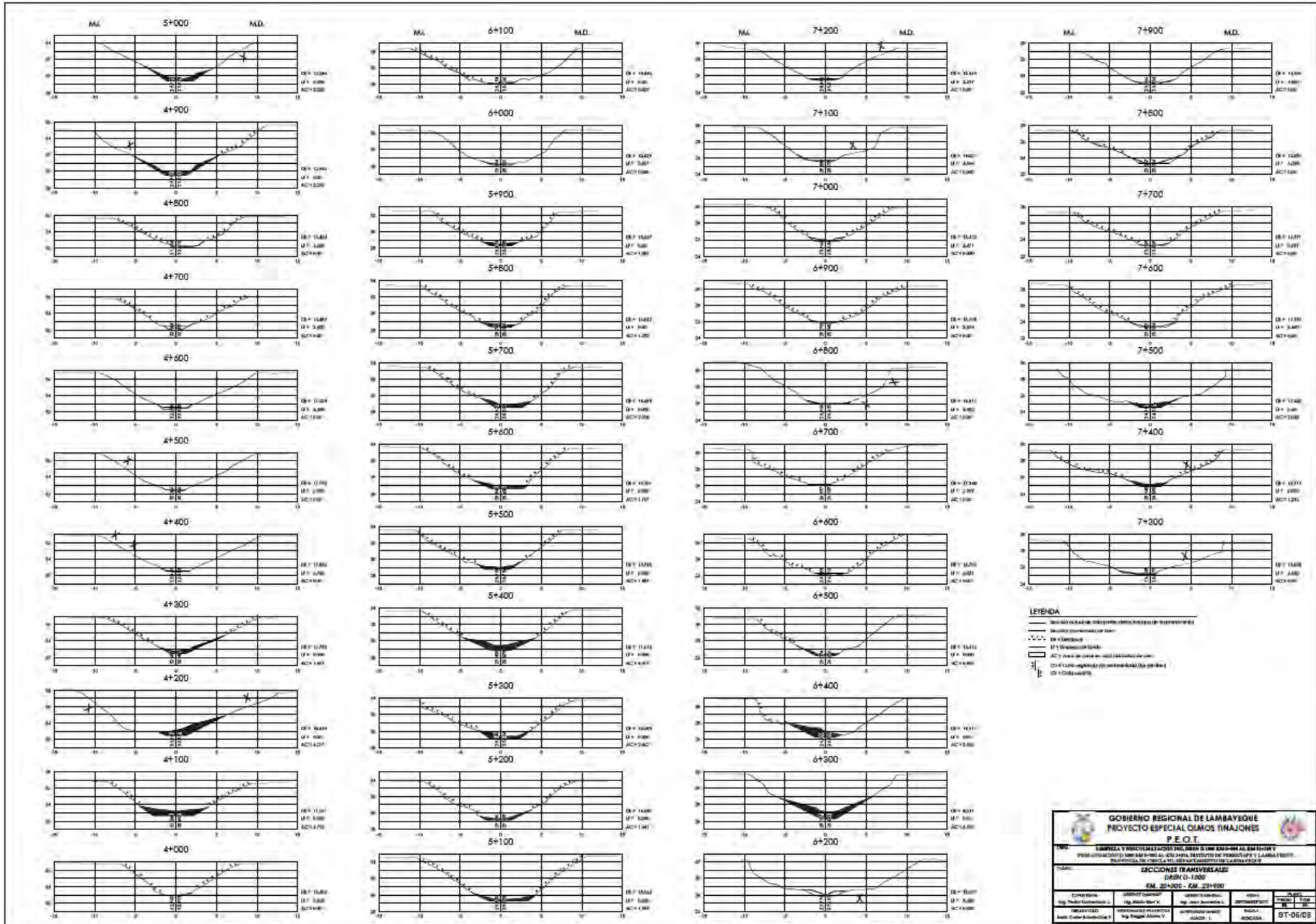
KM. 10+000 - KM. 10+000

TITULO
...

FECHA: 10/12/2019



70



LEYENDA

- Señalación de obra (señales, conos, botones de recuperación)
- Señalación de tránsito
- Línea de cota
- Línea de cota de obra
- Línea de cota de terreno
- Línea de cota de obra (señalación de tránsito)
- Línea de cota de terreno (señalación de tránsito)

GOBIERNO REGIONAL DE LAMBAYESE
PROYECTO ESPECIAL OSMOS FINALJONES
P.E.O.T.

SECCIONES TRANSVERSALES
SEÑAL 0-1000

CONCEJAL Ing. Pedro Domínguez L.	GERENTE GENERAL Ing. Sergio Domínguez V.	GERENTE GENERAL Ing. Juan Domínguez L.	GERENTE GENERAL Ing. Juan Domínguez L.
GERENTE GENERAL Ing. Juan Domínguez L.	GERENTE GENERAL Ing. Juan Domínguez L.	GERENTE GENERAL Ing. Juan Domínguez L.	GERENTE GENERAL Ing. Juan Domínguez L.

ST-0163

