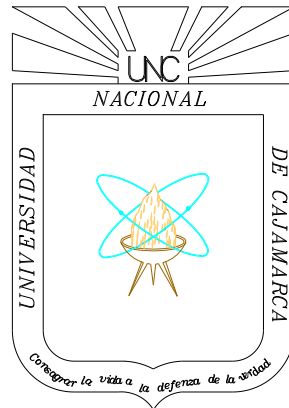


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil**



**TESIS**

**“VOLÚMENES DE ALMACENAMIENTO PARA RIEGO DE  
LA PRESA HUAYNAMANGO – DISTRITO DE SANTA CRUZ  
DE TOLEDO, PROVINCIA DE CONTUMAZA -  
CAJAMARCA”**

**Para Optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**Presentada por el Bachiller:**

**SALDAÑA LEON, José Roque**

**ASESOR:**

**Ing. JOSE FRANCISCO HUAMAN VIDAURRE**

**Cajamarca – Perú**

**- 2021 -**

## **AGRADECIMIENTO**

**A Dios**, por haberme dado salud e inteligencia y por haberme permitido llegar a conseguir este objetivo, además de su bondad y amor.

**A mis padres y hermanos**, por su apoyo, consejos, valores, motivación, y sobre todo por su amor

**A mis maestros**, en especial a mi asesor y amigo el Ing. José Francisco Huamán Vidaurre, por su orientación y colaboración desinteresada en la realización de esta tesis.

## **DEDICATORIA**

### **A DIOS:**

Porque él es quien ilumina el camino de mi vida

### **A MIS PADRES:**

**ROQUE SALDAÑA MURRUGARRA Y ANTONIETA LEON ANGULO**, a quienes amo con todo mi corazón y de no ser por su sacrificio y comprensión no estaría escalando otro peldaño en este camino de mi vida.

### **A MIS HERMANOS:**

**JOSE, LUIS, CARLOS, ROBERT, ANTONIO**, los que nunca me permitirán decir que estoy solo y quienes son mis padres y mis mejores amigos.

***JOSE ROQUE***

## ÍNDICE GENERAL

	<b>Pág.</b>
CAPITULO I – INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO II – MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Antecedentes teóricos de la investigación.....	5
2.2. Bases teóricas.....	7
2.2.1. Información hidrometeorológica.....	7
2.2.2. Análisis de los datos pluviométricos.....	7
2.2.3. Estimación de datos faltantes.....	15
2.2.4. Extensión del registro.....	17
2.2.5. Parámetros geomorfológicos de la cuenca.....	17
2.2.6. Precipitación media en la cuenca.....	24
2.2.7. Balance hídrico.....	26
2.2.8. Medición del escurrimiento.....	34
2.2.9. Estimación de máximas avenidas.....	36
2.2.10. Tránsito de crecientes en embalses.....	45
2.2.11. Vertedero de excedencias.....	48
2.2.12. Transporte de sedimentos en cauces naturales.....	50
2.2.13. Curvas características del vaso de almacenamiento.....	59
2.2.14. Volúmenes de almacenamiento de una presa.....	60
2.2.15. Borde libre de presas.....	67
2.3. Definiciones de términos básicos .....	68
CAPITULO III – MATERIALES Y MÉTODOS .....	69
3.1. Ubicación y características de la zona.....	69
3.1.1. Ubicación política del área de beneficio.....	69
3.1.2. Ubicación política de la de la presa Huaynamango.....	69
3.1.3. Ubicación geográfica.....	69
3.1.4. Accesibilidad.....	69
3.2. Equipo y materiales utilizados en la investigación .....	70
3.2.1. Materiales .....	70
3.2.2. Equipos .....	70
3.3. Procedimiento .....	70
3.3.1. Visita de campo a la zona de estudio .....	70

3.3.2. Estudio hidrológico .....	71
3.3.3. Transporte de sedimentos .....	72
3.3.4. Volúmenes de almacenamiento .....	72
3.4. Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados .....	73
3.4.1. Tratamiento y análisis de datos .....	73
3.4.2. Presentación de resultados .....	89
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	134
4.1. Volúmenes de almacenamiento .....	134
4.1.1. Volumen muerto .....	134
4.1.2. Volumen inactivo .....	134
4.1.3. Volumen útil .....	134
4.1.4. Volumen de superalmacenamiento .....	135
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	136
5.1. Conclusiones .....	136
5.2. Recomendaciones.....	136
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	137
ANEXO 1.....	139
Figuras de los trabajos realizados durante la investigación.....	139
ANEXO 2.....	169
Tablas de los trabajos realizados durante la investigación.....	169

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Formas de la cuenca de acuerdo al coeficiente de compacidad.....	18
Tabla 2. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.....	23
Tabla 3. Almacenamiento hídrico en mm/año.....	30
Tabla 4. Cálculo del coeficiente de agotamiento.....	32
Tabla 5. Coeficiente de abastecimiento (%).....	32
Tabla 6. Factores de corrección de velocidad.....	35
Tabla 7. Período de retorno para estructuras de control de agua.....	38
Tabla 8. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora.....	41
Tabla 9. Ecuaciones de caudal de salida de vertederos.....	48
Tabla 10. Clasificación de los sedimentos por tamaño según la American Geophysical Unión.....	53
Tabla 11. Numeración de tamices Sistema U.S. Estándar.....	53
Tabla 12. Valores de Viscosidad Cinemática para el agua.....	63
Tabla 13. Valores de $\beta$ .....	64
Tabla 14. Valores de infiltración mensual.....	67
Tabla 15. Vías de acceso a la Presa Huaynamango.....	69
Tabla 16. Subcuenas del sector aportante de la cuenca Contumazá.....	93
Tabla 17. Parámetros geomorfológicos del sector aportante de la cuenca Contumazá a la presa Huaynamango .....	94
Tabla 18. Ubicación geográfica de las estaciones meteorológicas.....	94
Tabla 19. Precipitación media areal mensual (mm) del sector de la cuenca Contumazá (1965 -2016). Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca.....	95
Tabla 20. Cálculo de la evapotranspiración potencial método de Hargreaves.....	96
Tabla 21. Cálculo del Kc promedio mensual para los cultivos propuestos.....	97
Tabla 22. Cédula de cultivo y dotación de agua mensual (área = 170.93 ha).....	98
Tabla 23. Información básica para la aplicación del modelo de balance hídrico.....	99
Tabla 24. Generación de caudales mensuales para el año promedio: sector aportante de la cuenca Contumazá.....	99
Tabla 25. Cálculo de parámetros del modelo de generación de caudales mensuales.....	100

Tabla 26. Precipitación efectiva media areal mensual (mm) del sector de la cuenca Contumazá (1965 -2016). Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca.....	101
Tabla 27. Caudales mensuales calculados (mm/mes) del sector de la cuenca Contumazá (1965 -2016). Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca.....	102
Tabla 28. Caudales mensuales calculados (l/s) del sector de la cuenca Contumazá (1965 -2016). Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca.....	103
Tabla 29. Curva de persistencia.....	104
Tabla 30. Aforo de caudales por el método de flotadores en río Contumazá. Aguas arriba de vaso de almacenamiento proyectado de Presa Huaynamango.....	105
Tabla 31. Aforo de caudales por el método volumétrico en río Contumazá. Aguas arriba de vaso de almacenamiento proyectado de Presa Huaynamango.....	106
Tabla 32. Precipitación máxima mensual en 24 horas(mm). Estación Contumazá....	107
Tabla 33. Precipitación máxima(mm), para 5,10,15,30,60,120 min. Estación Contumazá.....	108
Tabla 34. Intensidades máximas ordenadas (mm/h). Estación Contumazá.....	109
Tabla 35. Intensidades máximas (mm/h). Sector aportante de la cuenca Contumazá.....	110
Tabla 36. Modelo de Gumbel para 5min, 10min, 15min, 30min, 60min, 120 minutos.....	111
Tabla 37. Modelamiento de intensidades en función de la vida útil y riesgo de falla.....	112
Tabla 38. Modelamiento de intensidades para Presa Huaynamango en función de la vida útil y tiempo de retorno.....	113
Tabla 39. Modelamiento de intensidades para Presa Huaynamango para una vida útil de 100 años y tiempo de retorno de 615.81 años.....	113
Tabla 40. Datos para elaborar el Hidrograma Unitario Triangular.....	113
Tabla 41. Datos para elaborar el hidrograma de entrada y curva de desagüe.....	116
Tabla 42. Función Almacenamiento- Caudal de salida.....	117
Tabla 43. Datos para elaborar el hidrograma de entrada y salida.....	118
Tabla 44. Análisis granulométrico de sedimentos del río Contumazá.....	119

Tabla 45. Densidad aparente de los sedimentos (in situ) del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamngo.....	120
Tabla 46. Densidad relativa de los sedimentos (in situ) del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamngo.....	121
Tabla 47. Peso específico de arena gruesa y grava del río Contumazá, aguas arriba de la Presa Huaynamango.....	121
Tabla 48. Peso específico de material fino del río Contumazá, aguas arriba de la Presa Huaynamango.....	121
Tabla 49. Propiedades de los sedimentos del río Contumazá aguas arriba del vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango .....	122
Tabla 50. Características de la sección de aforo aguas arriba de la Presa Huaynamngo.....	122
Tabla 51. Caudales mínimos y máximos aforados de diciembre del 2017 hasta mayo del 2018 aguas arriba del vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango .....	123
Tabla 52. Gasto sólido de fondo (kg/s) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamango, para los meses de diciembre 2017, enero, febrero, marzo abril y mayo del año 2018, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean.....	125
Tabla 53. Gasto sólido de fondo (kg/s) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamango, para caudales medios del año promedio, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean.....	126
Tabla 54. Volumen de sedimentos de fondo ( $m^3$ ) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamango, para caudales medios del año promedio, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean.....	126
Tabla 55. Concentración de sedimentos en suspensión (mg/l) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamango.....	127
Tabla 56. Volumen de sedimentos en suspensión ( $m^3$ ) del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamango en los meses de enero, febrero, marzo y abril.....	128
Tabla 57. Cota, Área y Volumen acumulado de la Presa Huaynamango.....	128
Tabla 58. Caudales mensuales promedio y al 75% de probabilidad de ocurrencia para el cálculo del volumen útil (l/s).....	131
Tabla 59. Caudales mensuales promedio y al 75% de probabilidad de ocurrencia para el cálculo del volumen útil (MMC).....	132
Tabla 60. Algoritmo del pico secuente para calcular el volumen útil.....	132



Tabla 61. Análisis estadísticos de los saltos en la media y desviación estándar, pruebas T y F .....	170
Tabla 62. Precipitación total mensual (mm). Estación Contumazá.....	171
Tabla 63. Precipitación total mensual (mm). Estación Asunción.....	172
Tabla 64. Precipitación total mensual (mm). Estación Cospán.....	173
Tabla 65. Precipitación total mensual (mm). Estación San Benito.....	174
Tabla 66. Precipitación total mensual (mm). Estación Magdalena .....	175
Tabla 67. Precipitación total mensual (mm). Estación Chilete.....	176
Tabla 68. Precipitación total mensual (mm). Estación Cascabamba.....	177
Tabla 69. Caudales mensuales para períodos extendidos .....	178
Tabla 70. Cálculo de $Q_t$ mensual .....	179
Tabla 71. Caudales generados $Q_m$ (mm/mes) para un período extendido .....	181
Tabla 72. Número aleatorios con distribución Normal, con media 0 y desviación estándar 1 (z) .....	182

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Método de la recta de regresión .....	15
Figura 2. Pendiente media de una cuenca por curvas de nivel.....	19
Figura 3. Curva Hipsométrica de una Cuenca.....	19
Figura 4. Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes.....	20
Figura 5. Orden de corrientes de una cuenca.....	21
Figura 6. Configuración de Polígonos de Thiessen.....	25
Figura 7. Relaciones entre el tiempo de concentración (TC), la duración (D), Tiempo y el caudal (Q).....	40
Figura 8. Ejemplo Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.....	41
Figura 9. Representación del hidrograma por el método triangular.....	43
Figura 10. Cambio de almacenamiento durante un periodo de tránsito $\Delta t$ .....	46
Figura 11. Desarrollo de una función almacenamiento – caudal de salida para tránsito de piscina nivelada con base en las curvas almacenamiento- elevación y elevación-caudal de salida.....	47
Figura 12. Perfil cimacio Creager (paramento vertical) .....	49
Figura 13. Tipos de transporte de sedimentos.....	50
Figura 14. Curva granulométrica.....	54
Figura 15. Curvas características del vaso de almacenamiento.....	59
Figura 16. Esquema de la topografía del embalse.....	59
Figura 17. Principales componentes de un vaso.....	61
Figura 18. Coeficiente de pérdida de entrada.....	63
Figura 19. Curva masa.....	65
Figura 20. Distribución del agua en un embalse.....	67
Figura 21. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia del sector aportante de la cuenca Contumazá a la Presa Huaynamango.....	114
Figura 22. Hidrograma Unitario Triangular.....	115
Figura 23. Hidrograma de entrada vs hidrograma de salida.....	119
Figura 24. Curva granulométrica de los sedimentos del río Contumazá aguas arriba del Vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango.....	120
Figura 25. Relación caudal – Radio hidráulico.....	123
Figura 26. Relación caudal – Tirante medio.....	124
Figura 27. Relación caudal – Ancho medio.....	124

Figura 28. Relación de caudales – concentración de sedimentos en suspensión del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamango.....	127
Figura 29. Cota vs Volumen acumulado de la Presa Huaynamango.....	130
Figura 30. Cota vs Área de la Presa Huaynamango.....	131
Figura 31. Ubicación de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	140
Figura 32. Subcuencas de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	141
Figura 33. Área y perímetro de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	142
Figura 34. Curvas a nivel de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	143
Figura 35. Áreas para curva hipsométrica de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	144
Figura 36. Orden de corrientes de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	145
Figura 37. Cauce principal de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	146
Figura 38. Polígonos de Thiessen de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.....	147
Figura 39. Sección transversal de la boquilla de la Presa Huaynamango.....	148
Figura 40. Perfil de la cortina de la Presa Huaynamango .....	149
Figura 41. Topografía del vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango .....	150
Figura 42. Ubicación de la boquilla de la Presa Huaynamango (aguas abajo) .....	151
Figura 43. Ubicación de la boquilla de la Presa Huaynamango (aguas arriba) .....	151
Figura 44. Levantamiento topográfico de la boquilla .....	152
Figura 45. Vista de una parte del vaso de almacenamiento .....	152
Figura 46. Vista de Contumazá y los límites de la cuenca aportante .....	153
Figura 47. Vista de laderas en el margen izquierdo de la cuenca aportante .....	153
Figura 48. Vista panorámica de área a irrigar .....	154
Figura 49. Huella de máximas avenidas .....	154
Figura 50. Vista de una máxima avenida .....	155
Figura 51. Aforo de río en mes de enero .....	155
Figura 52. Aforo de río en mes de febrero .....	156
Figura 53. Aforo de río en mes de marzo .....	156
Figura 54. Aforo de río en mes de abril .....	157
Figura 55. Aforo de río en mes de mayo .....	157
Figura 56. Aforo de río en mes de junio .....	158
Figura 57. Aforo de río en mes de julio .....	158
Figura 58. Aforo de río en mes de agosto .....	159

Figura 59. Aforo de río en mes de setiembre .....	159
Figura 60. Aforo de río en mes de noviembre .....	160
Figura 61. Aforo de río en mes de diciembre .....	160
Figura 62. Obtención de material sedimentado en lecho del río .....	161
Figura 63. Obtención de material sedimentado en lecho del río .....	161
Figura 64. Secado del material de río en laboratorio de suelos para análisis granulométrico.....	162
Figura 65. Tamizado del material de río en laboratorio de suelos para análisis granulométrico .....	162
Figura 66. Pesado de material de río en laboratorio de suelos para análisis granulométrico .....	163
Figura 67. Ensayo de peso específico de material fino .....	163
Figura 68. Curva de doble masa Contumazá - Asunción .....	164
Figura 69. Curva de doble masa Contumazá - Cospán .....	164
Figura 70. Curva de doble masa Contumazá – San Benito .....	165
Figura 71. Curva de doble masa Contumazá – Magdalena .....	165
Figura 72. Curva de doble masa Contumazá – Chilete .....	166
Figura 73. Curva de doble masa Contumazá – Cascabamba .....	166
Figura 74. Curva de doble masa Contumazá – Asunción con datos corregidos .....	167
Figura 75. Curva de doble masa Contumazá – Cospán con datos corregidos .....	167
Figura 76. Curva de doble masa Contumazá – San Benito con datos corregidos .....	168
Figura 77. Curva de doble masa Contumazá – Magdalena con datos corregidos .....	168

## RESUMEN

La tesis titulada “Volúmenes de almacenamiento para riego de la presa Huaynamango – Distrito de Santa Cruz de Toledo, Provincia de Contumazá – Cajamarca”, se ha elaborado con la intención de solucionar la carencia del recurso hídrico con fines de agricultura a través del almacenamiento de agua para utilizarlo de la mejor manera en los meses de estiaje. Por ello el objetivo de la presente tesis es determinar los volúmenes de almacenamiento de la presa Huaynamango, la cual se piensa construir en el río Contumazá. En la estimación de disponibilidades hídricas se calculó la precipitación media de la cuenca aportante haciendo uso de los polígonos de Thiessen en el software ARGIS, obteniendo una precipitación media anual de 767.57mm. Debido a la carencia de información se generaron caudales mensuales promedio haciendo uso del modelo hidrológico elaborado por Lutz Scholz, al 75% de persistencia obteniendo un caudal de 5.90 MMC/año. La demanda de agua se calculó mediante la cédula de cultivo para alfalfa, maíz amiláceo, palto, durazno, vid y taya con una eficiencia de riego por gravedad de 57% y al 75 % de persistencia, obteniendo un caudal de 1.95 MMC/año para irrigar 170.93 hectáreas. El volumen muerto por cota de derivación se calculó asignándole una altura de 3.5m, para los sedimentos que ingresarán a la presa durante su vida útil, estimándose un volumen muerto por cota de derivación de 785.16  $m^3$ . Y un volumen inactivo de 1,650.54  $m^3$ . El volumen útil para la presa Huaynamango se estimó usando el método del pico secuente, (1,138,000.00  $m^3$ ), aumentando el volumen por pérdidas de evaporación (31,368.75  $m^3$ ) y de infiltración (119,490.00  $m^3$ ), haciendo un total de 1,288,858.75  $m^3$ . El volumen de súper almacenamiento se estimó haciendo uso del tránsito de avenidas, obteniendo un volumen de 244,037.92  $m^3$ .

### **Palabras claves:**

Cuenca aportante.

Presa Huaynamango.

Volumen muerto.

Volumen inactivo.

Volumen útil.

Volumen de súper almacenamiento.

## ABSTRACT

The thesis entitled “Storage volumes for irrigation of the Huaynamango dam - District of Santa Cruz de Toledo, Province of Contumazá - Cajamarca”, has been prepared with the intention of solving the lack of water resources for agricultural purposes through the storage of water to use it in the best way in the dry months. Therefore, the objective of this thesis is to determine the storage volumes of the Huaynamango dam, which is planned to be built on the Contumazá river. In the estimation of water availability, the average rainfall of the contributing basin was calculated using the Thiessen polygons in the ARGIS software, obtaining an average annual rainfall of 767.57mm. Due to the lack of information, average monthly flows were generated using the hydrological model developed by Lutz Scholz, at 75% persistence, obtaining a flow rate of 5.90 MMC / year. The water demand was calculated by means of the cultivation certificate for alfalfa, starchy corn, avocado, peach, grapevine and taya with a gravity irrigation efficiency of 57% and 75% persistence, obtaining a flow of 1.95 MMC / year for irrigate 170.93 hectares. The dead volume per level of derivation was calculated by assigning a height of 3.5m, for the sediments that will enter the dam during its useful life, estimating a dead volume per level of derivation of  $785.16m^3$ . And an inactive volume of  $1,650.54m^3$ . The useful volume for the Huaynamango dam was estimated using the method of the subsequent peak, ( $1,138,000.00 m^3$ ), increasing the volume by losses of evaporation ( $31,368.75m^3$ ) and infiltration ( $119,490.00m^3$ ), making a total of  $1,288,858.75 m^3$ . Super storage volume was estimated using avenues transit, obtaining a volume of  $244,037.92 m^3$ .

### **Keywords:**

Contributing Basin.

Huaynamango Dam.

Dead volume.

Inactive Volume.

Useful volume.

Super storage volume.

## CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

Uno de los efectos más preocupantes del cambio climático en el Perú es la reducción de la capacidad de almacenamiento natural del agua como consecuencia del retroceso de los glaciares, la desprotección de las cabeceras de cuenca y otros factores. Esto, a su vez, ocasiona una mayor variabilidad en el caudal de los ríos, que se traduce, por un lado, en una disminución de la disponibilidad de agua en las épocas de estiaje, afectando la capacidad productiva de las unidades agropecuarias; y, por otro, en un incremento desmedido de los caudales durante la época de lluvias, lo que además aumenta el riesgo de inundaciones y otros desastres. Ante este panorama, es necesario que nuestros productores agropecuarios cuenten con sistemas de riego que les permitan almacenar el agua durante el periodo de lluvias y luego utilizarla en el periodo seco, y acondicionar las bocatomas y canales de forma que se evite la pérdida de agua por filtración. ¿Cuánto se ha avanzado en los últimos veinte años en cubrir esta necesidad? El IV Censo Nacional Agropecuario (IV CENAGRO) nos da información importante en ese sentido (Salazar, B. 2013).

La primera constatación es que las hectáreas agropecuarias en secano alcanzaban, en todo el país, a 1'242,970 en el 2012, lo que representa el 56.15% de las 2'213,506 hectáreas con tierras a escala nacional. La superficie agrícola bajo secano se concentra en la sierra (50.7%) y la selva (44.5%). En la costa, solo el 4.8% de la superficie no cuenta con riego. Si bien las hectáreas bajo riego han aumentado de 792,394 a 970,536 entre 1994 y 2012 (22.48%), aún falta mucho por hacer, pues más de la mitad todavía depende de un patrón de lluvias que está variando y ya no es predecible, lo cual hace más difícil que los agricultores planifiquen sus actividades (Salazar, B. 2013).

Según el IV CENAGRO (2012) solo 117,301 hectáreas agropecuarias con tierras (5.3% del total nacional) usan agua procedente de represas, pequeños reservorios u otros embalses. Las hectáreas agropecuarias con tierras que utilizan agua de represas son 100,662 (4.5% del total nacional) y están concentradas en la costa norte, donde funcionan los grandes proyectos especiales Chira-Piura, Olmos-Tinajones, Jequetepeque-Zaña, Chavimochic y Chincas, en los departamentos de Piura, Lambayeque, La Libertad y Áncash. (Salazar, B. 2013).

Por otro lado, hay que considerar que estos datos del IV CENAGRO (2012) y los resultados de los estudios que advierten sobre una menor disponibilidad de agua durante la época de estiaje, en las próximas décadas, hacen presagiar un escenario donde es muy probable que se presente una mayor competencia por el recurso hídrico en el Perú (Salazar, B. 2013).

Es por eso que para el aprovechamiento de los cursos de agua se requiere, en muchos casos, de la construcción de presas de embalse. El objeto de éstas es regular el caudal del río mediante la creación de un lago artificial que proporciona un volumen de almacenamiento. Así, se obtiene el agua en la cantidad y oportunidad requerida para su uso en un proyecto.

Cuando se construye una presa en el lecho de un río, ésta actúa como una trampa de sedimentos. Una parte de los sólidos transportados por la corriente queda retenida en el embalse, disminuyendo así el volumen de almacenamiento. Por esta razón se considera en el diseño un volumen de embalse adicional al requerido, para satisfacer las necesidades del proyecto y que así sirva para el depósito de los sólidos depositados en el embalse.

Por tanto, ante este escenario el presente estudio busca estimar hidrológicamente los volúmenes que se requiere en el almacenamiento de la Presa Huaynamango para posteriormente poder realizar el aprovechamiento del recurso hídrico de la manera más adecuada en las áreas de riego (170.93 Ha), de los caseríos de Toledo, Ayambra y los Higos, del distrito de Santa Cruz de Toledo, provincia de Contumazá y así poder contribuir al desarrollo integral de la zona tanto en el aspecto social, económico y medio ambiental.



## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

En la actualidad se deriva el agua del río Contumazá para irrigar solamente 55 hectáreas de cultivo de los caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambla y Los Higos, y no cuentan con infraestructura de captación salvo un arreglo de rocas que los usuarios mediante el uso de piedras y palos adecuan todos los años para poder captar un caudal incierto. Durante los meses de estiaje no cuentan con el recurso hídrico necesario para desarrollar su campaña agrícola. Además, los canales existentes están deteriorados lo que origina pérdidas en la conducción de agua para riego.

Debido a la falta de regulación del río Contumazá, no se dispone del recurso hídrico oportuno para riego, para lo cual es necesario estimar los volúmenes de almacenamiento para la presa Huaynamango para poder usar el agua de manera eficiente en las épocas de sequía y así contribuir con el desarrollo de las localidades beneficiadas.

Entonces, se formula la siguiente pregunta:

¿Cuáles son los volúmenes de almacenamiento de la Presa Huaynamango, para poder satisfacer las necesidades de agua para riego de las localidades de Toledo, Bellavista, Ayambla y Los Higos en meses de estiaje?

Para dar solución al problema planteamos que la falta de agua para riego en los meses de estiaje de cada año, en los caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambla y Los Higos, se cubre con el almacenamiento de agua en los meses lluviosos mediante el uso de la Presa Huaynamango del Distrito de Santa Cruz de Toledo, Provincia de Contumazá – Cajamarca.

## **JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION**

Conociendo el problema en forma general se estima que el presente estudio está plenamente justificado, ya que servirá para tener datos reales y de primera fuente, y lo más aproximado posible, de los volúmenes de almacenamiento de la Presa Huaynamango, y realizar de manera adecuada y segura la construcción de dicha Presa, y a la vez distribuir de manera adecuada el agua, en los meses de estiaje, contribuyendo de esta manera con el desarrollo social, económico y medio ambiental de los pueblos y en consecuencia mejorando el nivel y calidad de vida de los pobladores de Toledo, Bellavista, Ayambla y Los Higos.

La ubicación de la Presa Huaynamango se justifica debido a que la cortina se ubica en una sección estrecha y rocosa del río Contumazá de pendientes laterales fuertes donde se puede disponer de un gran volumen de embalse con un dique de volumen pequeño y la zona a

inundar por el embalse presenta un suelo rocoso impermeable suficiente para evitar una excesiva infiltración, optimizando la eficiencia de la inversión.

## **ALCANCES**

La investigación se enmarca en la hidrología superficial para obtener la oferta de agua de la microcuenca Contumazá y la demanda para uso agrícola de zonas rurales, así como el transporte de sedimentos del río Contumazá donde estará ubicada la Presa Huaynamango.

## **OBJETIVOS**

### **Objetivo general**

- Estimar los volúmenes de almacenamiento de la Presa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo, Provincia de Contumazá – Cajamarca.

### **Objetivos específicos**

- a) Estimar el volumen muerto en el vaso de la Presa Huaynamango.
- b) Estimar el volumen inactivo en el vaso de la Presa Huaynamango.
- c) Estimar el volumen útil de embalse de la Presa Huaynamango.
- d) Estimar el volumen de súper almacenamiento de la Presa Huaynamango.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

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

En la zona no se ha encontrado estudios similares, sin embargo, se han hallado documentos que pueden aportar de sobremanera al desarrollo de este estudio, a continuación, se presenta algunos estudios relacionados al tema a desarrollar:

La Real Estate Market & Lifestyle (2020), realizó una investigación denominada: Las presas hidroeléctricas más importantes del mundo, considerando su capacidad y generación de energía y una vez más, China destaca como una de las naciones con mayor infraestructura; asimismo, países de América Latina siguen dando sorpresas por tener diversas y modernas obras en los lugares más inesperados.

Según la Comisión Internacional de Grandes Represas (ICOLD, por sus siglas en inglés) (2019), existen 59,071 presas en el mundo. "América Latina es, junto con el sureste asiático y África, una región de acelerada expansión de la industria de construcción de represas, actualmente, en su mayoría, hidroeléctricas".

En el Perú el Ministerio de Agricultura y Riego (2015), realizó el estudio denominado: Inventario de Presas en el Perú, logrando inventariar 743 presas que cumplen con las condiciones establecidas en el estudio del inventario, estas incluyen las 54 presas que están incluidas en el ICOLD. En cuanto a la distribución de las presas por departamento se observa que existe un mayor número de presas en Ancash (143) seguida de Lima (115) y Cuzco (86), existiendo en el departamento de Cajamarca 30 presas. Con respecto a la clasificación por su uso, las presas con fines de riego ocupan el primer lugar con 442, seguido de las presas de relave que suman 113.

La Municipalidad Distrital de Santa Cruz de Toledo (2014), realizó estudio de pre inversión a nivel de perfil del proyecto de inversión pública denominado "Mejoramiento y ampliación del servicio de agua para riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambra y Los Higos - Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo - Contumazá – Cajamarca" con código SNIP 289021. Teniendo como única alternativa la construcción de una presa de estructura rígida de concreto armado que permitirá el embalse por medio de cierre y obstrucción del río Contumazá permitiendo el almacenamiento, mejoramiento y ampliación del sistema de riego en 04 caseríos del Distrito de Santa Cruz de Toledo (Toledo, Bellavista, Ayambra y Los Higos), indicando que en la actualidad solo se riegan 56.68 ha,

incrementando con el proyecto la disponibilidad de agua para riego en 114.25 hectáreas nuevas haciendo un total de 170.93 hectáreas de cultivos de alta rentabilidad como son alfalfa, maíz amiláceo, palto, durazno, vid y taya.

Terán Guevara, César N. (2014), desarrolló la tesis de grado denominada: “Volumen de Agua Aprovechable en la Microcuenca del Río Tres Ríos, Usando el Modelo Determinístico Estocástico Lutz Scholz Válido para los Años Hidrológicos 2008-2012”, para obtener el título de Ingeniero Hidráulico en la Universidad Nacional de Cajamarca. En dicha tesis se ha concluido que el volumen para el periodo extendido, se ajusta a 89.6% respecto al observado, mientras que el volumen generado para el año promedio y el volumen calculado de caudales observados se ajusta en un 99.6%.

Córdova Carmen, Jhon J. (2015), desarrolló la tesis de grado denominada: “Diseño de embalse teniendo en consideración los impactos ambientales”, para obtener el título de Ingeniero Civil en la Universidad de Piura. En dicha tesis se tiene como propósito identificar los eventuales impactos ambientales que se generan durante la construcción, operación y mantenimiento de un embalse y proponer una nueva metodología de diseño de embalse que aporte nuevas alternativas de solución para la mitigación de impactos ambientales negativos.

Julcamoro Ispilco, Jheimmy F. (2017), desarrolló la tesis de grado denominada: “Evaluación de la Disponibilidad del Recurso Hídrico en la Microcuenca del Río El Tuyo en el Distrito de Catilluc, Provincia de San Miguel – Cajamarca, 2017”, para obtener el título de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca. La investigación se realizó con el ánimo de determinar la disponibilidad hídrica en la microcuenca El Tuyo según los diferentes niveles de persistencia para cada tipo de proyecto hidráulico: 75%, 80%, 90% y 95% para cada mes, utilizando el método de Weibull. Del análisis de las descargas medias mensuales generadas se determinó que la masa anual media en la microcuenca del Río El Tuyo es de 8.37 m<sup>3</sup> /s, estando concentrado en la época de lluvias (octubre-abril) el 70 % de la misma y el 30% restante, en la época de estiaje

Valdivia Díaz, Roxana B. (2017), desarrolló la tesis de grado denominada: “Transporte de sedimentos de fondo y volumen generado aguas arriba de la captación del Chicche – Cajamarca 2016”, para obtener el título de Ingeniero Hidráulico de la Universidad Nacional de Cajamarca. La investigación se desarrolló con el objetivo de estimar el volumen de sedimentos de transporte de fondo de río Chonta, aguas arriba de la captación El Chicche, en los meses de enero, febrero, marzo y abril de 2016 y para el año promedio con caudales

históricos, concluyendo que el volumen de sedimentos debido al transporte de fondo para el año 2016 es de  $1738.82m^3$  y para el año promedio de  $239938.74m^3$ .

Vásquez Tapia, Walter M. (2018), desarrolló la tesis de grado: “Transporte de sedimentos del Río Jequetepeque e impacto en la vida útil de la Presa Gallito Ciego”, para obtener el título de Ingeniero Hidráulico de la Universidad Nacional de Cajamarca. La investigación se realizó con el ánimo de determinar la tasa de transporte de sedimentos del río Jequetepeque en el tramo de entrega a la presa Gallito Ciego y analizar el impacto en la vida útil de este importante proyecto. De la investigación se concluyó que la estimación de carga de sedimentos de suspensión mediante el método de la ecuación universal de pérdida de suelo aporta 1.57 MMC de enero a marzo del 2015, mientras la carga de sedimentos de suspensión realizado por PEJEZA es de 1.64 MMC de enero a marzo del 2015. Asimismo, se determinó que el impacto del horizonte económico del proyecto se ha visto reducido a menos de 1/5.

## **2.2.BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. Información hidrometeorológica.**

La información hidrometeorológica recopilada es una masa bruta de datos, algo así como una materia prima, que es necesario analizar, seleccionar, procesar y sintetizar en pocos datos (“producto”) manipulables y útiles para el diseño, lo cual es posible gracias a la estadística y cálculo de probabilidades (Ortiz, O. 2004).

### **2.2.2. Análisis de los datos pluviométricos**

#### **Análisis de Consistencia**

Una forma de detectar las inconsistencias es mediante la curva doble másica. Una curva doble másica se construye llevando en ordenadas los valores acumulados de la estación en estudio y en abscisas los valores acumulados de un patrón, que consiste en el promedio de varias estaciones índice.

#### **Consistencia en la media**

Mediante la prueba estadística T de Student, se analiza si los valores promedios son estadísticamente indistinguibles, vale decir, probar que ambos valores provienen de la misma población de la forma que a continuación se describe (Vásquez, R. 1999).

a) Cálculo de la media y desviación estandar para cada período, según:

$$\bar{X}_1 = \frac{1}{n_1} \sum_{i=1}^{n_1} x_i ; S_1(x) = \left[ \frac{1}{n_1-1} \sum_{i=1}^{n_1} (X_i - \bar{X}_1)^2 \right]^{1/2} \quad (01)$$

$$\bar{X}_2 = \frac{1}{n_2} \sum_{i=1}^{n_2} x_i ; S_2(x) = \left[ \frac{1}{n_2-1} \sum_{i=1}^{n_2} (X_i - \bar{X}_2)^2 \right]^{1/2} \quad (02)$$

Donde:

$\bar{X}_i$ : Información de análisis

$\bar{X}_1, \bar{X}_2$ : Medias del período 1 y 2 respectivamente

$S_1(x), S_2(x)$ : Desviación estándar del periodo 1 y 2 respectivamente.

$n_1, n_2$ : Tamaño del período 1 y 2 respectivamente

$n$ : Tamaño de la muestra

$$n = n_1 + n_2$$

### **b) Prueba de Homogeneidad de las medias.**

El procedimiento para realizar esta prueba es el siguiente;

**b.1.)** Establecer la hipótesis planteada y las alternativas posibles, así como el nivel de significación:

$$H_p: \mu_1 = \mu_2 \text{ (media poblacional)}$$

$$H_a: \mu_1 \neq \mu_2$$

$$\alpha = 0.05$$

**b.2)** Cálculo de la desviación estándar de la diferencia de los promedios según:

$$S_d = S_p \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)^{1/2} \quad (3)$$

$$S_p = \left\{ \frac{(n_1-1).S_1^2 + (n_2-1).S_2^2}{n_1+n_2-2} \right\}^{1/2} \quad (4)$$

Donde:

$S_d$  es la desviación estándar de los promedios

$S_p$  es la desviación estándar ponderada

Los demás términos han sido descritos anteriormente. (Vásquez, R. 1999)

### **b.3) Selección de la prueba.**

Para probar si las dos medias muestrales provienen de la misma población, se realiza la prueba de hipótesis de dos medias, presentándose dos casos:

- Cuando se tiene homogeneidad de variancias, entonces se aplica la prueba estadística T
- Cuando se tiene variancias heterogéneas (desiguales), entonces se utiliza la prueba T que viene hacer el promedio ponderado de los valores críticos de T para (n1-1) y (n2-1), donde los coeficientes de ponderación son las variancias de las medias (Vásquez, R. 1999).

**b.4) Realización de la prueba T:**

- Cálculo del valor estadístico T, según:

$$Tc = \frac{(\bar{X}_1 - \bar{X}_2) - (\mu_1 - \mu_2)}{S_d} \tag{5}$$

Dónde:  $\mu_1 - \mu_2 = 0$  (por hipótesis)

Tc es el valor de T calculado

- Hallar el valor de Tt de las tablas con:

$\alpha = 0.05$ , y

G.L. =  $n_1 + n_2 - 2$

Donde:

G.L. = grados de libertad

Tt = T tabulado

Tc = T calculado

- Criterios de decisión

Si  $|Tc| \leq Tt$  (95%)  $\Rightarrow \bar{x}_1 = \bar{x}_2$  (estadísticamente)

Si  $|Tc| > Tt$  (95%)  $\Rightarrow \bar{x}_1 \neq \bar{x}_2$  (estadísticamente) (Vásquez, R. 1999).

**Consistencia en la desviación estándar:**

- a) Cálculo de las variancias de ambos períodos:

$$S_1^2(X) = \left(\frac{1}{n_1-1}\right) \sum_{i=1}^{n_1} (X_i - \bar{X}_1)^2 \tag{6}$$

$$S_2^2(X) = \left(\frac{1}{n_2-1}\right) \sum_{i=1}^{n_2} (X_i - \bar{X}_2)^2 \tag{7}$$

**b) Estadística "F"**

- b.1)** Se establece la hipótesis planteada y alternante, así como el nivel de significación:

$H_p = \sigma_1^2 = \sigma_2^2$  (variancias poblacionales)

$H_a = \sigma_1^2 \neq \sigma_2^2$

$\alpha = 0.05$

**b.2) Cálculo de Fc**

$$FC = \frac{S_1^2}{S_2^2}, \text{ Si } S_1^2 > S_2^2$$

$$FC = \frac{S_2^2}{S_1^2}, \text{ Si } S_2^2 > S_1^2$$

**b.3) Hallar el valor de Ft en las tablas con:**

$\alpha = 0.05$

G.L.N =  $n_1 - 1$

G.L.D =  $n_2 - 1$

Donde:

Fc = valor de F calculado

Ft = valor de F tabular, de las tablas

$\alpha$  = nivel de significación

G.L.N = grados de libertad del numerador

G.L.D = grados de libertad del denominador

**b.4) Criterios de decisión**

Si  $F_c \leq F_t$  (95%)  $\Rightarrow S_1(x) = S_2(x)$  (estadísticamente)

Si  $F_c > F_t$  (95%)  $\Rightarrow S_1(x) \neq S_2(x)$  (estadísticamente) (Vásquez, R. 1999).

## **Corrección de los datos hidrometeorológicos**

### **a) Procedimiento**

Si resultase la media y desviación estándar estadísticamente diferentes, entonces se corrige mediante una ecuación que permite mantener los parámetros del período más confiable. Dicha ecuación se expresa como: (Vásquez, R. 1999).

$$X'_t = \left\{ \frac{X_t - \bar{X}_1}{S_1(X)} \right\} S_2(X) + \bar{X}_2 \quad (8)$$

Dónde:

$X'_t$  = valor corregido de la información

$X_t$  = valor a ser corregido



En la ecuación (8), el período a ser corregido corresponde al primero, pero puede ser también el segundo, entonces la ecuación toma la siguiente forma:

$$X'_t = \left\{ \frac{X_t - \bar{X}_2}{S_2(X)} \right\} \cdot S_1(X) + \bar{X}_1 \quad (9)$$

Donde  $\bar{X}_1, \bar{X}_2$ ;  $S_1(x)$  y  $S_2(x)$  son valores definidos anteriormente

Puede suceder también que los resultados de las pruebas estadísticas proporcionen los siguientes casos:

- Tanto las medias y desviaciones estándar no sean homogéneas, entonces no se corrige la información.
- Las medias son homogéneas y no así las desviaciones estándar homogéneas.
- Las medias no son homogéneas y las desviaciones estándar homogéneas
- Las medias y desviaciones estándar no son homogéneas.

En cualquiera de los casos y de acuerdo a los valores estadísticos calculados y tabulares, se corrigen los valores que resultasen estadísticamente diferentes.

### **Análisis de tendencias**

Las tendencias por lo general pueden ser aproximadas por la ecuación de regresión lineal y en algunos casos por polinomios que representen tendencias curvilíneas.

Se analiza en los dos primeros parámetros de una serie:

- En la media y
- En la desviación estándar (Vásquez, R. 1999).

### **Tendencia en la media**

Según Vásquez (1999), la tendencia en la media puede ser expresada en forma general por el polinomio:

$$T_m = A_m + B_m t + C_m t^2 + D_m T^3 + \dots + \quad (10)$$

En muchos casos, para estimar esta tendencia es suficiente la ecuación de regresión lineal simple como:

$$T_m = A_m + B_m t \quad (11)$$

Donde:

$T_m$  Representa la tendencia en la media de la información hidrometeorológica corregida de saltos.

$A_m, B_m, C_m, D_m, \dots$  Son los coeficientes de los polinomios de regresión que deben ser estimados a partir de los datos

t es el tiempo tomado como la variable independiente en el análisis de regresión para evaluar la tendencia, y su valor se determina por:

$$t = (p - 1) \tag{12}$$

Siendo  $p = 1, 2, \dots, n$ , con n igual al número de datos del registro histórico de los datos.

$t = 1, 2, \dots, w$ , y es igual a la variación de los períodos de análisis con w igual al período básico, que puede ser 365, 52 ó 12 según la serie sea diaria, semanal o mensual, respectivamente.

Las constantes de regresión pueden ser estimadas por el método de mínimos cuadrados.

Para calcular y analizar y una tendencia lineal (en este caso), se procede de la siguiente manera: primero se estima los parámetros de la tendencia, luego se evalúa el grado de significación a un nivel de probabilidades para finalmente corregirlo si ésta resulta significativa.

Con la información disponible, se estima los parámetros de la ecuación (12) por:

$$A_m = \overline{T_m} - B_m \cdot \bar{t} \tag{13}$$

$$B_m = \frac{R \cdot STM}{S_t} \tag{14}$$

$$R = \frac{\overline{t \cdot T_m} - \bar{t} \cdot \bar{T}}{S_t \cdot STM} \tag{15}$$

Donde:

$\bar{T}_m$  es el promedio de la tendencia e igual al promedio de los datos históricos.

$\bar{t}$  es el promedio del tiempo cronológico t.

Stm desviación estándar de la tendencia en la media.

St desviación estándar del tiempo t.

R es el coeficiente de correlación lineal simple entre la tendencia en la media y el tiempo en consideración.

$\overline{T \cdot t_m}$  es el promedio del producto de la tendencia por el tiempo, y su valor es igual a:

$$\overline{t \cdot T_m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (T_m) i \cdot t_i \quad (16)$$

Los valores de  $\bar{t}$ ,  $\overline{T_m}$ , St, STm determinan según las ecuaciones dadas anteriormente.

Para saber si la tendencia es o no significativa, puede realizarse una prueba de hipótesis para el coeficiente de regresión "Bm", o también para el coeficiente de correlación "R". En este caso se analiza el coeficiente de correlación, según el estadístico "T" de Student, desarrollando los siguientes pasos:

a) Establecimiento de la prueba de hipótesis y del nivel de confianza, según:

Hp : p=0 (es el coeficiente de correlación poblacional)

Ha : p#0

$\alpha = 0.05$

b) Cálculo del estadístico Tc, según:

$$Tc = \frac{R(n-2)^{1/2}}{(1-R^2)^{1/2}} \quad (17)$$

Donde:

Tc = es el valor del estadístico T calculado

n = es el número total de información (datos)

R = es el coeficiente de correlación muestral entre los datos y el tiempo cronológico

c) Determinación de los valores teóricos críticos de la distribución de probabilidades de T de Student al 95% de probabilidades, los mismos que dan en forma tabular y un valor específico es encontrado con:

$\alpha = 0.05$

g.l = n-2 (g.l significa grados de libertad)

d) Criterios de decisión

Se refiere a la comparación del valor del T calculado con los valores críticos, para determinarse si el primero cae dentro de la zona de aceptación o en las zonas de rechazo.

Estos criterios para tomar la decisión, se sintetizan en la forma siguiente:

- Si  $|T_c| \leq T_t$  (95 %) entonces se acepta la hipótesis planteada; vale decir, el coeficiente de correlación no es significativo
- Si  $|T_c| > T_t$  (95 %) entonces se rechaza la hipótesis planteada, aceptándose la hipótesis alterna; esto es, el coeficiente de correlación R es significativo al 95% de probabilidades.

Si resulta el coeficiente de correlación R no significativo (primer caso de los criterios de decisión) entonces la información no presenta una tendencia en la media significativa al 95% de probabilidades, por lo que no es necesaria su corrección; pero si R resulta significativo (segundo caso de los criterios de decisión), entonces la tendencia en la media es significativa, siendo en este caso su corrección respectiva.

La corrección de la tendencia en la media cuando resulta significativa a partir de los datos muestrales, se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$Y_t = X_t - Tm \quad (18)$$

O también

$$Y_t = X_T - (A_m + B_m \cdot t) + \overline{T_{mp}} \quad (19)$$

X<sub>t</sub> : es la serie hidrometeorológica analizada

Y<sub>t</sub> : es la serie corregida (sin tendencia en la media)

T<sub>m</sub> : es la tendencia en la media

t = 1,2,...,n con n igual al tamaño muestral

La serie Y<sub>t</sub> presenta las siguientes características:

$$E [Y_t] = 0, \text{ y}$$

$$VAR [Y_t] = VAR [X_t]$$

Esto es, la media de Y<sub>t</sub>. Es igual a cero y la variancia de Y<sub>t</sub> es igual a la variancia de X<sub>t</sub>. (Vásquez, R. 1999).

### 2.2.3. Estimación de datos faltantes

- **Métodos de estimación**

**Método de los promedios.** - Se escoge una estación índice (A) cuya precipitación anual media es  $\bar{x}_A$ ; si la estación problema es la estación x, se halla su correspondiente precipitación anual media x y se establece la proporción:

$$\frac{x}{x_A} = \frac{\bar{x}}{\bar{x}_A} \quad (20)$$

De donde se puede despejar x que es el dato faltante. Hay que tener cuidado de hallar los valores medios para el período común de registros. Si hay dos o tres estaciones índices se procede igual con cada una de ellas, obteniéndose 2 ó 3 valores de x. El valor final de x será el promedio de esos valores (Chereque, W. 1989).

**Método de la recta de regresión.** Por razones de comodidad se va a designar con "y" a la estación con datos incompletos y con "x" a la estación índice. Básicamente, el método consiste en:

1. Dibujar el diagrama de dispersión (puntos de coordenadas x, y).
2. Ajustar una recta a ese diagrama de dispersión.
3. Esta recta, llamada "línea de regresión", se usa para completar la información faltante en y. (Chereque, W. 1989).

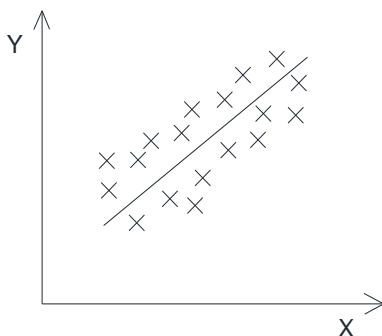


Figura 1. **Método de la recta de regresión**

Esto mismo puede realizarse analíticamente.

Cuando hay varias estaciones índices surge la interrogante de cuál de ellas utilizar. La respuesta la encontramos en la estadística, de varias estaciones índice la mejor correlacionada con la estación incompleta es la de mejor coeficiente de correlación (r).

$$r = \frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{(n-1)S_x * S_y} \quad (21)$$

Dónde:

n: número de pares de datos conocidos = número de datos de y.

$\bar{x}$ : Media aritmética de los datos de x que forman parejas con los de y

$\bar{y}$ : Media aritmética de todos los datos de y

Sx: Desviación estándar para todos los datos de x que forman parejas con los de y

Sy: Desviación estándar para todos los datos de y.

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{(n-1)}} \quad S_y = \sqrt{\frac{\sum (y - \bar{y})^2}{(n-1)}} \quad (22)$$

Los valores de r varían de -1 a +1.

r = 0; significa que no existe ningún grado de asociación entre los valores de x y los valores de y (correlación nula).

r = 1, significa que los puntos del diagrama de dispersión se alinean en una recta de pendiente positiva (correlación directa óptima).

r = -1, significa que los puntos del diagrama de dispersión se alinean en una recta de pendiente negativa (correlación inversa óptima).

En el caso presente de precipitaciones anuales, la experiencia indica que la correlación es directa y entonces la ecuación de la recta de regresión es:

$$y' = \alpha + \beta x \quad (23)$$

La letra y con índice (y') se emplea para referirse a los valores derivados de la recta de regresión.

Los valores de los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  se hallan generalmente con la teoría de los mínimos cuadrados.

En vez de la ecuación 23 se prefiere usar:

$$y' = a + b(x - \bar{x}) \quad (24)$$

Siempre con la teoría de mínimos cuadrados se halla:

$$a = \bar{y}$$
$$b = \frac{\sum (x - \bar{x})y}{\sum (x - \bar{x})^2} = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2} \quad (25)$$

Se demuestra también que:

$$b = r \frac{S_y}{S_x} \quad (26)$$

Siendo r, como antes, el coeficiente de correlación (Chereque, W. 1989).

#### **2.2.4. Extensión del registro**

Una primera forma de extender un registro de corta duración es mediante la recta de regresión. El registro x es más largo que el registro y; los valores extendidos son valores y' (Chereque, W. 1989).

#### **2.2.5. Parámetros geomorfológicos de la cuenca.**

##### **Parámetros geométricos o de superficie**

###### **a) Área de la cuenca (A)**

El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parte aguas (Aparicio, F. 1992).

###### **b) Perímetro de la cuenca (P)**

El perímetro de la cuenca se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca (Villón, M. 2002).

##### **Parámetros morfológicos**

###### **a) Factor de forma (Rf)**

Con la finalidad de tener algún índice que indique la forma, Horton, Vente Chow, 1964, sugirió una expresión cuantitativa a través de un factor adimensional de forma Rf, como índice de forma de una cuenca, el cual es la relación adimensional del área de la cuenca Ac, al cuadrado de la longitud de la cuenca Lb, según la ecuación:

$$Rf = \frac{Ac}{Lb^2} \quad (27)$$

Dónde:

Rf = Factor de forma, adimensional,

Ac = Área de la cuenca, en km<sup>2</sup> y

Lb = Longitud de la cuenca, en km.

### b) Índice de Compacidad o Coeficiente de Gravelius (Ic)

Índice de Compacidad, que queda definido por la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área (Po):

$$I_c = \frac{P}{P_0} = \frac{P}{2 \times \sqrt{\pi \times A}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (28)$$

A igualdad de área, el círculo es la figura de menor perímetro; por lo tanto, en cualquier caso, este coeficiente será mayor que la unidad y tanto más próximo al valor “1” cuanto la cuenca se aproxime más a la forma circular, y más alejado de él cuando la cuenca tenga una forma más irregular en relación con el círculo (Villodas, R. 2008).

Tabla 1. Formas de la cuenca de acuerdo al coeficiente de compacidad

<i>Clase de Forma</i>	<i>Rangos de Clase</i>	<i>Forma de la cuenca</i>
K <sub>cl</sub>	1.0 a 1.25	Casi redonda a oval redonda
K <sub>cl</sub>	1.25 a 1.50	Oval – Redonda a Oval- Oblonga
K <sub>cl</sub>	1.50 a 1.75	Oval-oblonga a rectangular-oblonga

Fuente: Tomado de Ortiz 2004.

### Parámetros de relieve

#### a) Pendiente media de la cuenca.

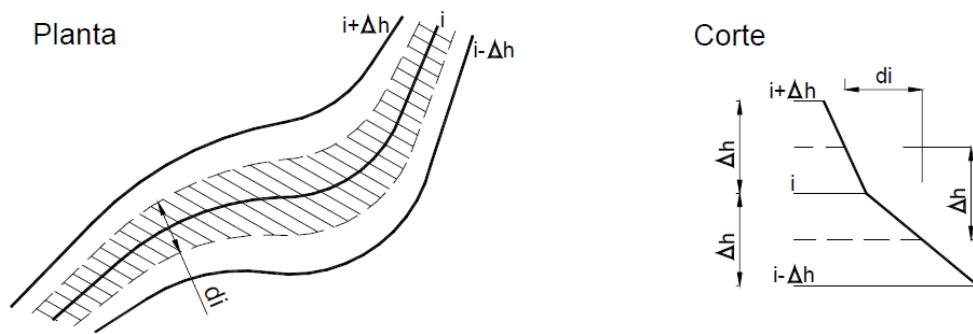
- Longitud de curvas de nivel.

Un primer procedimiento para determinar la pendiente media de una cuenca, en función de las longitudes de las curvas de nivel y de la equidistancia entre ellas ( $\Delta h$ ), parte de considerar tres curvas de nivel consecutivas, de cotas “ $i + \Delta h$ ”, “ $i$ ” e “ $i - \Delta h$ ”.

A cada una de estas curvas de nivel se le atribuye una faja de área de la cuenca, denominándose a esta fracción de área “ $a_i$ ” y a la longitud de la curva de nivel que le corresponde “ $L_i$ ”, como indica la figura 2. (Villodas, R 2008).



Figura 2. Pendiente media de una cuenca por curvas de nivel



Fuente: Villodas, R. 2008.

La pendiente media de la cuenca puede así obtenerse calculando la pendiente media de cada una de estas bandas y efectuando luego la ponderación entre todas ellas.

Efectuando la ponderación, la pendiente media de la cuenca resultará:

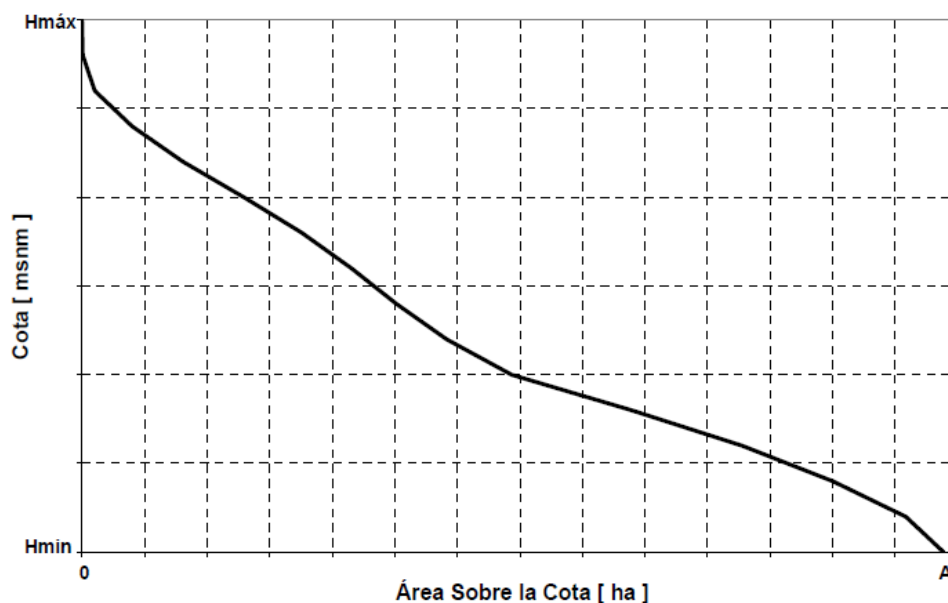
$$S_m = \frac{\Delta h \times L}{A} \quad (29)$$

## b) Elevación media de la cuenca.

### • Curva Hipsométrica

Consiste en la curva que resulta de representar, en abscisas, la superficie de la cuenca que se halla por encima de las cotas de altura indicadas en ordenadas, representando las superficies dominadas por sobre cada cota (Figura 3) (Villodas, R. 2008).

Figura 3. Curva Hipsométrica de una Cuenca

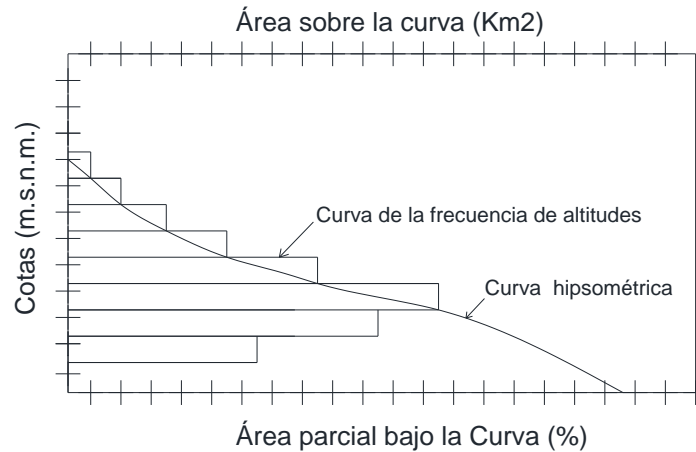


Fuente: Villodas, R. 2008.

- **Curva de frecuencia de Altitudes.**

Es el complemento de la curva hipsométrica, puesto que es la representación gráfica de la distribución de áreas ocupadas por las diferentes altitudes. Las áreas parciales, en porcentaje, se plotean en el eje de las abscisas versus las alturas en el eje de las ordenadas (ver figura 4.) (Ortiz, O. 2004).

Figura 4. Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes



De las curvas anteriores se pueden obtener dos parámetros igualmente importantes en hidrología:

**Altitud más frecuente:** Esta definida por la abscisa de mayor valor en la curva de frecuencia de altitudes.

**Altitud media:** Esta definida por la ordenada media de la curva hipsométrica, o sea:

$$\bar{H} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n H_i * A_i \quad (30)$$

Dónde:

$\bar{H}$  : Altitud media (m.s.n.m.)

$H_i$  : Altura correspondiente al área  $A_i$

$A$  : Área proyectada total

$n$  : Numero de áreas parciales de la cuenca

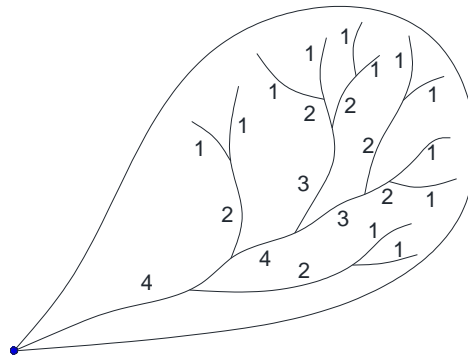
### Parámetros de la red hidrográfica

#### a) Orden de las corrientes.

El orden de corrientes, es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El procedimiento más común para esta clasificación, es considerar como

corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos, aquellas las que solo tienen tributarios de orden uno; de orden tres, aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. (Figura 5). Así, el orden de la principal, indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. (Villón, M. 2002).

Figura 5. Orden de corrientes de una cuenca



Fuente: Villón, M. 2002.

#### b) Relación de bifurcación o confluencias.

La relación de confluencias se obtiene dividiendo el número total de ríos de cierto orden por el número total de ríos de orden inmediatamente superior (Ortiz, O. 2004).

$$r_c = \frac{n_i}{n_{i+1}} \quad (31)$$

$$N_r = \frac{r_c \times N - 1}{r_c - 1} \quad (32)$$

Dónde:

$r_c$  : Relación de confluencias o bifurcación (adimensional)

$N_r$  : Número total de ríos

$N$  : Orden de la cuenca o del río principal

$n_i$  : Número total de cursos  $i$

$n_{i+1}$  : Número de cursos de orden inmediatamente superior,  $i+1$

La relación de confluencias promedio es el valor representativo de la cuenca y es un indicador de la potencialidad erosiva y de la rapidez de escurrimiento superficial. A mayor valor, mayor capacidad de erosión y de escurrimiento superficial.

**c) Densidad de drenaje.**

Villón, M. (2002) señala que, la densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área, es decir:

$$D_d = \frac{L}{A} \quad (33)$$

Dónde:

$D_d$  : Densidad de drenaje

L : Longitud total de las corrientes perennes o intermitentes en Km

A : Área total de la cuenca, en  $Km^2$ .

**d) Densidad de corriente.**

Villón, M. (2002) señala que, la relación entre el número de corrientes y el área drenada nos proporciona una medida real de la eficiencia de drenaje, pues puede suceder, que se tengan dos cuencas con la misma densidad de corriente, y estén drenadas en muy diferente forma, dependiendo de la longitud de sus corrientes.

Es la relación entre el número de corrientes y el área drenada, es decir:

$$D_c = \frac{N_c}{A} \quad (34)$$

Dónde:

$D_c$  : Densidad de corriente

$N_c$  : Numero de corrientes perennes e intermitentes

A : Área total de la cuenca en  $Km^2$

**e) Pendiente del cauce.**

**• Método I. Pendiente Uniforme**

Villón, M. (2002) señala que, este método considera la pendiente del cauce, como la relación entre el desnivel que hay entre los extremos del cauce y la proyección horizontal de su longitud, es decir:

$$S = \frac{H}{L} \quad (35)$$

Dónde:

S = Pendiente del cauce.

H = Desnivel, en km.

L = Longitud del cauce, en km.

### f) Tiempo de concentración (tc)

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca (MTC. 2011).

Tabla 2. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA $t_c$ (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar $t_c$ por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525(0.000276 \cdot i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}i^{0.667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser $\geq 3800$ .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = \frac{0.7035(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C = coeficiente de escorrentía del método racional.</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.

	L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m	
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7L^{0.6}n^{0.6}}{I^{0.4}S^{0.3}}$ L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno-m/m.	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como $t_c$ son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para $t_c$ .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0.0136L^{0.8} \left(\frac{100}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.

Fuente: SCS Soil Conservation Service.

## 2.2.6. Precipitación media en la cuenca

### Polígono de Thiessen.

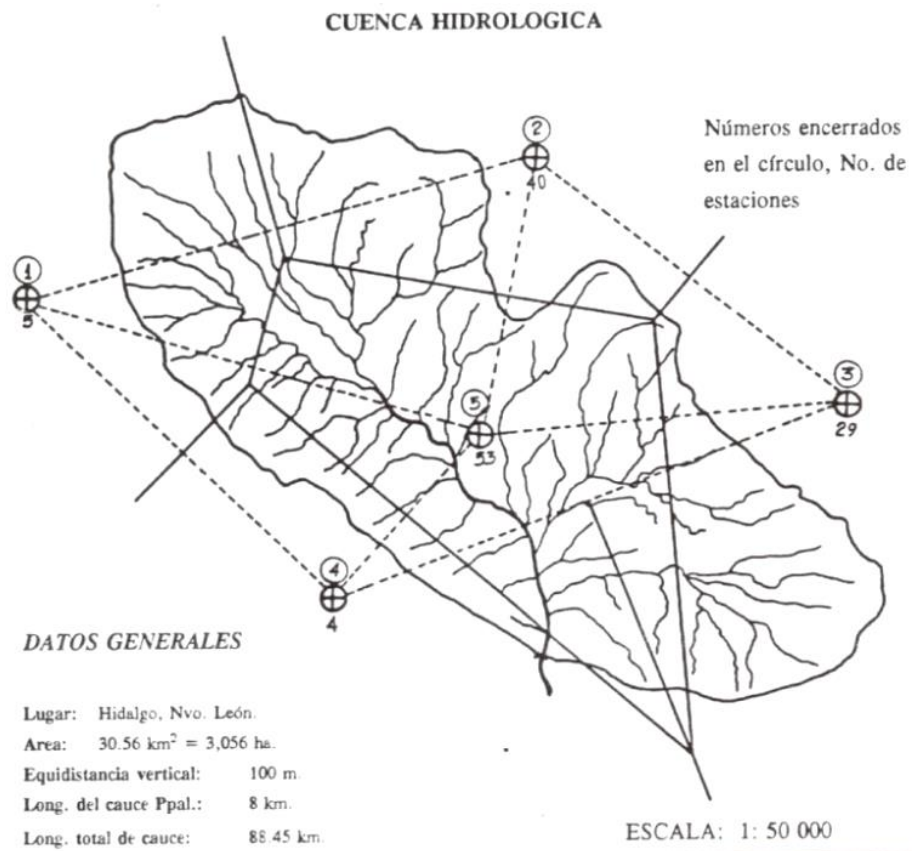
Chereque, W. (1989) señala que, el método consiste en (fig. 6):

- 1° Unir las estaciones formando triángulos
- 2° Trazar las mediatrices de los lados de los triángulos formando polígonos. Cada polígono es el área de influencia de una estación
- 3° Hallar las áreas  $a_1, a_2, \dots, a_n$ , de los polígonos.
- 4° Si  $p_1, p_2, \dots, p_n$ , son las correspondientes precipitaciones anuales, entonces:

$$p = \frac{p_1a_1 + p_2a_2 + \dots + p_n a_n}{a_1 + a_2 + \dots + a_n} \quad (36)$$

Es la precipitación anual media en la cuenca.

Figura 6. Configuración de Polígonos de Thiessen



Fuente: Chereque, W. 1989.

### Elaboración de Curvas de Persistencia

Las curvas de persistencia se elaboran para precipitaciones o para descargas y como parte de una evaluación en materia de disponibilidades hídricas en una cuenca; para lo cual se sigue el siguiente procedimiento:

- Se ordenan los datos de mayor a menor, sin importar el tiempo.
- Se asigna una probabilidad empírica a cada dato, mediante la ecuación de Weibull.
- Se plotea el valor de la variable X (precipitación o descarga) Vs. Probabilidad P(x).
- Se ajusta el diagrama de dispersión a una curva.
- Obtener la disponibilidad, para un periodo dado y para recurrencia que requiere el proyecto.
- El gráfico de preferencia, deberá confeccionarse en papel probabilístico, pudiéndose hacer también a escala aritmética (Vásquez, R. 1999).

## 2.2.7. Balance hídrico

### Cédula de cultivo

#### Valores Kc de los cultivos.

García, E. (2008) señala que, la cédula de cultivo afecta la necesidad de agua de riego, de acuerdo a un factor Kc que se aplica a la evapotranspiración potencial (ETP), y determina el valor de la evapotranspiración real (ETR).

### Estimación de la evapotranspiración Potencial (Etp)

#### Fórmula de Hargreaves:

$$ETP = 0.0075 \times RS \times ^\circ F \times FA \quad (37)$$

Dónde:

ETP = Evapotranspiración potencial en mm/mes

RS = Radiación Solar

F° = Temperatura en Grados Fahrenheit

FA = Corrección por factor de altura

$$RS = (0.25 + 0.50 \left(\frac{n}{N}\right)) \times Ra \quad (38)$$

Dónde:

Ra = Radiación Extraterrestre (tabla)

n = Número promedio de horas reales diarias de sol

N = Número de horas máximas posibles de sol fuerte (tabla)

$$^\circ F = ^\circ C \times \frac{9}{5} + 32 \quad (39)$$

Dónde:

°F = Temperatura en Grados Fahrenheit

°C = Temperatura en Grados Centígrados

$$FA = 1 + (0.06 \times \frac{ALT}{1000}) \quad (40)$$

Dónde:

FA = Factor de Altura



ALT = Altura en m (Huaccoto, P. 2017).

### **Estimación de la evapotranspiración real (ETR)**

La evapotranspiración real está referida a la cantidad real de vapor transferida a la atmosfera, que depende no solo de las condiciones meteorológicas existentes sino del ciclo vegetativo del cultivo, se determina aplicando la siguiente formula (Cieza, L. 2015).

$$ETR = ETP \times K \quad (41)$$

Dónde:

ETR: Evapotranspiración real

ETP: Evapotranspiración potencial

K: Es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la relación agua, suelo planta y está afectado por 3 factores.

$$K = K_c + K_s + K_h \quad (42)$$

Dónde:

K<sub>c</sub>: Sub-coeficiente del cultivo

K<sub>s</sub>: Sub coeficiente del suelo

K<sub>h</sub>: Sub coeficiente del nivel de humedad

K<sub>c</sub>= depende de las características anatomo- morfológicas y fisiológicas de los cultivos y expresa la variación de su capacidad para extraer agua del suelo durante el ciclo vegetativo está determinado por el volumen foliar de los cultivos.

K<sub>s</sub>= Se refiere a restricciones de la profundidad del suelo

En condiciones de suelos profundos, de adecuadas condiciones físicas y de buena disponibilidad de nutrientes, puede considerarse que, K<sub>s</sub>=1 en caso de existir limitaciones

K<sub>s</sub><1

K<sub>h</sub>= 1 Cuando la variación del contenido de humedad es normal.

Entonces:

$$ETR = ETP \times K_c \quad (43)$$

### **Demanda de agua para los cultivos.**

La demanda neta de agua de los cultivos se obtiene al hacer el balance entre las ganancias (precipitación efectiva) y las pérdidas de agua (evapotranspiración real). La demanda de agua lo podemos representar por la siguiente relación: (Cieza, L. 2015).

$$Da = Etr - (Pe + d1 + d2) \quad (44)$$

Dónde:

Etr: Evapotranspiración real

Pe: Precipitación efectiva

d1: Humedad que existe en el perfil del suelo

d2: Aporte del nivel freático

Por razones prácticas cuando no se tiene información confiable de d1, d2, estos parámetros se hacen igual a cero, quedando la ecuación anterior de la siguiente manera.

$$Da = Etr - Pe \quad (45)$$

### **Generación de caudales mensuales promedio**

El modelo hidrológico a exponer fue propuesto por Lutz Scholtz en 1980, permite realizar el cálculo de caudales tomando como base el balance hídrico.

Combina, para su cálculo, los distintos factores como precipitación efectiva, retención de la cuenca y agotamiento de la misma, en los distintos meses.

La metodología consiste, primero en establecer el balance hídrico (balance hidrológico) para el año promedio, empleando la ecuación básica del "balance hídrico"; y luego realizar una generación de caudales mensuales para periodos extendidos mediante el modelo autorregresivo de primer orden (Vásquez, R. 1999).

#### **A. Balance hídrico**

La lámina de agua que corresponde al caudal mensual para el año promedio, se calcula según la ecuación básica de balance hídrico (Vásquez, R. 1999).

a. Ecuación básica:

$$Q_m = P_i - D_i + G_i - A_i \quad (\text{mm/año}) \quad (46)$$

Donde:

$Q_m$  = Caudal medio mensual (mm/mes)

Pi = Precipitación total mensual sobre la cuenca (mm/mes)

Di = Déficit de escurrimiento

Gi = Gasto de la retención en la cuenca (mm/mes)

Ai = Abastecimiento de la retención en la cuenca (mm/mes)

Empleándose la siguiente simplificación:

$$P_i - D_i = c * P_i \quad (47)$$

Se obtiene:

$$Q_m = P_{Ei} + G_i - A_i \quad (48)$$

El déficit de escurrimiento puede calcularse según L-TURC, que ha sido obtenido mediante las observaciones en 254 cuencas en África y Francia, como:

$$D_i = P_i * (0.9 + P_i^2/L^2)^{-1/2} \quad (49)$$

Donde:

Di = Déficit de escurrimiento (mm/año)

Pi = Precipitación total anual (mm/año)

L = Coeficiente de temperatura:  $L = 300 + 25 * T + 0.5 * T^3$

T = Temperatura media anual (°C)

## **B. Precipitación efectiva Mensual (PEi)**

La precipitación efectiva se determina de acuerdo al siguiente método:

### **Método de la curva de escurrimiento (Número de escurrimiento)**

$$P_{Ei} = (P - 508/N + 5.08)^2 / (P + 2032/N - 20.32) \quad (50)$$

Donde:

PEi : Precipitación efectiva (cm/mes)

P : Precipitación total (cm/mes)

N : Número de escurrimiento; en función del tipo del suelo y cobertura vegetal, pendiente, cultivos, etc.

### C. Gasto de la retención de la cuenca (Gi)

Es el aporte de las aguas subterráneas, almacenadas en época de lluvias, a la escorrentía, este fenómeno se supone se producirá en época de secas. Se calcula con la siguiente expresión: (Vásquez, R. 1999).

$$G_i = R \times b_0 / b_m \quad (51)$$

Donde:

R = retención de la cuenca

$b_0$  = relación entre la descarga del mes actual y del mes anterior

$b_m$  = suma de factores mensuales durante la estación seca

$$b_m = \sum b_{0i}$$

$b_{0i}$  =relación entre el caudal del mes i y el caudal inicial

$$b_0 = Q_i / Q_0$$

#### C.1. Retención de la cuenca (Ri)

Se produce en los almacenes naturales que generan la retención en la cuenca, y se distinguen 3 tipos principales: acuíferos, nevados, lagunas y pantanos; sus valores se indican en la tabla N° 3. (Vásquez, R. 1999).

Tabla 3. Almacenamiento hídrico en mm/año

Tipo de almacén	Lamina específica formula (mm/año)	área (km <sup>2</sup> ) formula
. Acuíferos	LA=-750 x I+315	Ca x AR
.Lagunas y pantanos	LL=500	AL
.Nevados	LN=500	AN

Donde:

I = Pendiente del desagüe; I < 15% (cauce principal)

El coeficiente Ca varía de 15% a 30%, de acuerdo a observaciones realizadas por Scholz, un cálculo exacto implicaría determinar el perfil geológico de la zona, lo que resultaría demasiado costoso; esta es la variable de mayor incertidumbre en el cálculo y podrá ser calibrada de acuerdo a la cantidad de aforos obtenidos.

$$R = [(C_a * AR) * LA + AL * LL + AN * LN] / AR \quad (52)$$

## C.2. Relación entre descarga y retención (b0)

Durante la estación seca, el gasto de la retención alimenta los ríos y mantiene la descarga básica, la reserva de la cuenca se agota al final de la estación seca, y durante este tiempo se puede indicar la descarga en función de la descarga del mes anterior y el coeficiente de agotamiento. Esta relación se expresa mediante: (Vásquez, R. 1999).

$$Q_t = Q_0 \times e^{-a \times t} \quad (53)$$

Donde:

$Q_t$  = descarga en el tiempo t

$Q_0$  = descarga inicial

a = coeficiente de agotamiento

t = tiempo

$$b_0 = Q_t / Q_0 = e^{-a \times t} \quad (54)$$

## C.3. Coeficiente de agotamiento (ai)

Es un parámetro que nos describirá la variación de la descarga en el tiempo. Su valor no es constante durante toda la estación seca., si no que disminuye poco a poco. Su cálculo directo es posible si se dispone de varios aforos durante la estación seca, aplicando la ecuación anterior.

Existe una dependencia conocida del coeficiente de agotamiento y el área de la cuenca en forma logarítmica,  $a=f(\text{Ln AR})$ . A continuación, se muestra un conjunto de ecuaciones que permite calcular el coeficiente de agotamiento para diferentes características de la cuenca: (Vásquez, R. 1999).

Tabla 4. Cálculo del coeficiente de agotamiento

TIPO DE CUENCA	COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO (a)
Agotamiento muy rápido por temperatura elevada, > 10 °C, y retención reducida (50 mm/año) hasta retención mediana (80 mm/año)	$a=-0.0025\text{Ln AR}+0.034$
Agotamiento rápido por la retención entre 50 y 80 mm/año y vegetación poco desarrollada (puna)	$a=-0.00252\text{Ln AR}+0.030$
Agotamiento mediano por retención mediana (alrededor de 80 mm/año) y vegetación mezclada (pastos, bosques y terrenos cultivados).	$a=-0.00252\text{Ln AR}+0.026$
Agotamiento reducido por alta retención (arriba de 100 mm/año) y vegetación mezclada	$a=-0.00252\text{Ln AR}+0.023$

#### C.4. Abastecimiento de la retención de la cuenca (Ai)

No existe una fórmula similar a la del gasto de la retención para el abastecimiento de la retención durante la estación lluviosa, se aplican entonces coeficientes de acuerdo al mes en que se inicia la temporada de lluvias y se produce un aporte en la retención de la cuenca (Vásquez, R. 1999).

La sumatoria de estos porcentajes es igual al 100% correspondiente a la contribución total de la retención R de la cuenca. Se presenta los valores deducidos para las siguientes provincias:

Tabla 5. Coeficiente de abastecimiento (%)

DPTO.	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	$\Sigma$
Cusco	0	5	35	40	20	0	100
Huancavelica	10	0	35	30	20	5	100
Junín	20	0	25	30	30	5	100
Cajamarca	25	-5	0	20	25	35	100

Ai= Abastecimiento mensual (mm/año)

ai = coeficiente de abastecimiento (%)

R = retención de la cuenca (mm/año)

### Generación de caudales mensuales para períodos extendidos

Vásquez, R. (1999) señala que, realizada la generación de caudales mensuales durante el año promedio, en base al balance hídrico (balance hidrológico); enseguida se determina los caudales para el periodo extendido mediante un modelo estocástico Markoviano de primer orden (modelo autorregresivo), teniendo en cuenta la precipitación efectiva como variable de impulso para determinar los parámetros estadísticos de la distribución empírica tales como: el promedio, desviación estándar y sesgo.

Con las series generadas (caudales) deben hacerse el respectivo análisis de frecuencia, usando la ecuación de Weibull, tomando una serie de datos al 75% o 95% de recurrencia, para hacer la respectiva compatibilización con las demandas (Balance hídrico) o lo que se llama la "Simulación del sistema".

El modelo autorregresivo de Primer Orden (Markoviano de Primer Orden) que permite realizar la generación sintética de caudales mensuales para periodos extendidos; se expresa de la siguiente manera:

$$Q_t = B_1 + B_2 + Q_{t-1} + B_3 + PE_t + Z \quad (55)$$

Para aumentar el rango de los valores generados y obtener una aproximación óptima a la realidad se utiliza una variable aleatoria [Z (0,1)].

$$Z = z * s * (1 - r^2)^{1/2} \quad (56)$$

$$Q_t = B_1 + B_2 + Q_{t-1} + B_3 + PE_t + z * s * (1 - r^2)^{1/2} \quad (57)$$

Donde:

$Q_t$  : Caudal del mes t

$Q_{t-1}$  : Caudal del mes anterior

$PE_t$  : Precipitación efectiva del mes t

Z : Variable aleatoria (0,1), números aleatorios normal estándar.

B1 : Parámetro del caudal base.

B2, B3: Parámetros del modelo para el año promedio,

S : Desviación estándar de los residuos.

r : Coeficiente de regresión múltiple,

Una vez obtenidos los datos de  $Q_t$ ,  $Q_{t-1}$  y  $PE_t$  por correlación múltiple se obtiene los valores de  $B_1$ ,  $B_2$  y  $B_3$ ; luego se lo ajusta a una distribución normal y mediante el modelo estocástico de primer orden generar series hidrológicas de escurrimiento (Vásquez, R. 1999).

### 2.2.8. Medición del escurrimiento

#### a) Método del Flotador

Chamorro de Rodríguez, G. (2011) señala que, el método de aforo por flotadores, es un método de campo, sencillo y rápido para estimar el caudal de agua que pasa en una sección transversal del río. Con este método se calcula las velocidades superficiales de la corriente de un canal o río., utilizando materiales sencillos (flotadores) que se puedan visualizar y cuya recuperación no sea necesaria.

- **Aplicación del método**

- Cuando no se cuente con un correntómetro o equipos de aforo.
- En periodos de máximas avenidas de los ríos pelagra el equipo de correntómetro.
- Cuando existe peligro para ingresar al agua el observador hidrológico.
- Cuando los niveles de agua son muy bajos y no permite medir con el correntómetro.
- Cuando existen algas o sedimentos que impide que se haga mediciones con correntómetro
- Cuando se desea conocer el caudal de la corriente en forma aproximada sin tener que recurrir a la construcción de una estación hidrométrica costosa.

- **Velocidad superficial de la corriente ( $V_s$ )**

- En el tramo seleccionado ubicar dos puntos, A (de inicio) y B (de llegada) y medir la distancia (D).
- Medir con un cronómetro el tiempo (T), que tarde en desplazarse el flotador en el tramo AB. Entonces la velocidad superficial está dada por la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{D}{T_p} \quad (58)$$

- **Velocidad media ( $V_m$ )**

Este valor es la velocidad corregida del flujo de agua en cada sección y es igual a la velocidad del flotador o superficial ( $V_m$ ) multiplicada por un coeficiente que existe entre la velocidad media de la sección y la superficial, para los diferentes tipos de cauces.

$$V_m = f_c \times V_s \quad (59)$$

Donde:

$V_m$ : Velocidad media en metros sobre segundos (m/s)



$V_s$ : Velocidad superficial en metros sobre segundos (m/s)

$f_c$  : Factor de corrección.

Tabla 6. Factores de corrección de velocidad

<b>Tipos de arroyo</b>	<b>F.C</b>	<b>Precisión</b>
Canal revestido en concreto: con lados y lechos lisos. Profundidad agua > 15cm.	0.80 – 0.85	Buena
Canal de tierra: Profundidad del agua > 15cm.	0.70 – 0.75	Razonable
Río o riachuelo, de lecho parejo y liso.	0.50 – 0.65	Razonable
Arroyo rápido y turbulento.	0.45	Mala
Arroyo muy poco profundo: de lecho rocoso	0.25	Muy mala

**Fuente:** Tomado de Manual de Hidrometría 2005.

- **Cálculo de la profundidad media media ( $h_p$ )**

Dividir el ancho del río en partes iguales (cinco como mínimo), realizando el sondeo para medir las diferentes profundidades y así obtener el promedio. La fórmula es la siguiente.

$$h_p = \frac{h_1+h_2+h_3+\dots+h_n}{n} \quad (60)$$

Donde:

$h_p$ : Profundidad media en un tramo del río (m).

$h_{1,2,3,\dots,n}$ : Profundidades en un tramo del río (m).

$n$ : Cantidad de profundidades divididas.

- **Área promedio del tramo seleccionado**

$$A_p = \frac{A_A+A_B}{2} \quad (61)$$

$$A_{A,B} = h_{p(A,B)} \times a_{A,B} \quad (62)$$

Donde:

$a_{A,B}$ : Ancho en los tramos A y B del río (m).

$h_{p(A,B)}$ : Profundidad promedio en los tramos A y B del río (m).

$A_{A,B}$ : Área en la sección A y B de los tramos del río.

$A_p$ : Área promedio en la sección A y B del río.

- **Cálculo del caudal (Q)**

Se calcula la velocidad media ( $V_m$ ) de la corriente y el área de la sección transversal ( $A$ ), luego con estos valores, se calcula el caudal con la formula siguiente:

$$Q = V_m \times A \quad (63)$$

Donde:

A: Área de la sección, en metros cuadrados ( $m^2$ ).

$V_m$ : velocidad media del agua (m/s).

Q: Caudal del río ( $m^3/s$ ).

### b) Método volumétrico

Villón, M. (2002) señala que, este método consiste en hacer llegar la corriente a un depósito o recipiente de volumen (V) conocido, y medir el tiempo (T) que tarda en llenarse dicho depósito.

Para calcular el caudal, hacer:

- Calcular o medir el volumen del depósito o recipiente (V).
- Con un cronómetro, medir el tiempo (T), requerido para llenar el depósito.
- Calcular el caudal con la ecuación:

$$Q = \frac{V}{T} \quad (64)$$

Donde:

Q: Caudal, en l/s ó  $m^3/s$ .

V: Volumen del depósito, en l ó  $m^3$

T: Tiempo en que se llena el depósito, en s.

### 2.2.9. Estimación de máximas avenidas

#### Periodo de retorno de una avenida

Villón, M. (2002) señala que, para el caso de un caudal de diseño, el período de retorno se define, como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud Q, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

Si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en T casos, es decir:

$$P = \frac{1}{T} \text{ ó } T = \frac{1}{P} \quad (65)$$

Dónde:

P = Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q

T = Período de retorno

La probabilidad de que el evento, ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocida como riesgo o falla R, y se representa por:

$$R = 1 - \bar{P}^n \quad (66)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (67)$$

Con el parámetro riesgo, es posible determinar cuáles son las implicaciones, de seleccionar un período de retorno dado una obra, que tiene una vida útil de n años.

Despejando el parámetro T de las ecuaciones (67) se tiene:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/n}} \quad (68)$$

Vásquez (1999) señala que, las etapas a seguir para usar los modelos probabilísticos son:

- Seleccionar el modelo probabilístico
- Estimar los parámetros del modelo de calibración
- Generación de datos a partir del modelo de predicción o proceso de simulación.
- Pruebas de bondad de ajuste (Kolmogorov – Smirnov)

$$D = \max |F_0(X_n) - F(X_m)|$$

- Simulación matemática del modelo

La función de distribución de probabilidades a usar en el presente proyecto es la de Gumbel la cual vamos a describir continuación.

#### a) Distribución de Gumbel

Supóngase que se tiene N muestras, cada una de las cuales contiene n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que “n” aumenta, la función de distribución de probabilidad de “x” tiende a: (Vásquez, R. 1999).

$$F_{(x)} = e^{\left(-e^{(-a(x-b))}\right)} \quad (69)$$

Estimación de los parámetros a, b se obtienen con las siguientes ecuaciones, teniendo en cuenta la cantidad de datos muestrales.

$$a = 1.2825 / \text{Desv. S tandard.} \quad (70)$$

$$b = \text{Promedio} - (0.45 * \text{Desv. S tandard.}) \quad (71)$$

Tabla 7. Período de retorno para estructuras de control de agua.

<b>Tipo de Estructura</b>	<b>Periodo de Retorno (años)</b>	<b>ELV</b>
<b><i>Alcantarillas de carreteras</i></b>		
Volúmenes de tráfico bajo	5-10	-
Volúmenes de tráfico intermedios	10-25	-
Volúmenes de tráfico altos	50-100	-
<b><i>Puentes de carreteras</i></b>		
Sistema secundario	10-50	-
Sistema Primario	50-100	-
<b><i>Drenaje agrícola</i></b>		
Culverts	5-50	-
Surcos	5-50	-
<b><i>Drenaje Urbano</i></b>		
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2-25	-
Alcantarillas en ciudades grandes	25-50	-
<b><i>Aeropuertos</i></b>		
Volúmenes bajos	5-10	-
Volúmenes intermedios	10-25	-
Volúmenes altos	50-100	-
<b><i>Diques</i></b>		

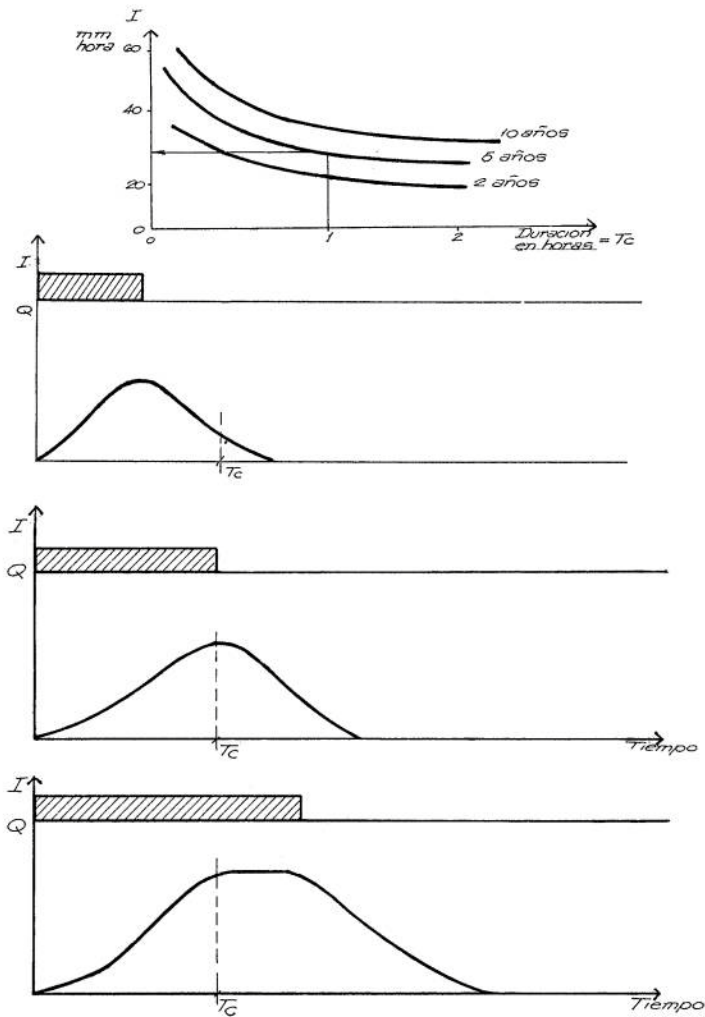
En fincas	2-50	-
Alrededor de ciudades	50-200	-
<i>Presas con poca probabilidad de pérdida de vidas (baja amenaza)</i>		
Presas pequeñas	50-100	-
Presas intermedias	100+	-
Presas grandes	-	50-100%
<i>Presas con probabilidad de pérdida de vidas (amenaza significativa)</i>		
Presas pequeñas	100+	50%
Presas intermedias	-	50-100%
Presas grandes	-	100%
<i>Presas con alta probabilidad de pérdida de vidas (alta amenaza)</i>		
Presas pequeñas	-	50-100%
Presas intermedias	-	100%
Presas grandes	-	100%

**Fuente:** Tomado de Ven te Chow 1994.

### **Determinación de la intensidad de lluvia.**

Fattorelli, S y Fernández, P. (2011), señalan que, la intensidad de la lluvia se puede seleccionar en base a estudios o referencias locales y en caso de contar con curvas de IDF (como ilustra la Figura 7), para la región, se debe seleccionar para un determinado tiempo de retorno la intensidad que corresponda a una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Figura 7. Relaciones entre el tiempo de concentración (TC), la duración (D), Tiempo y el caudal (Q)



**Fuente:** Tomado de Fattorelli, S. y Fernández, P. 2011.

### Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

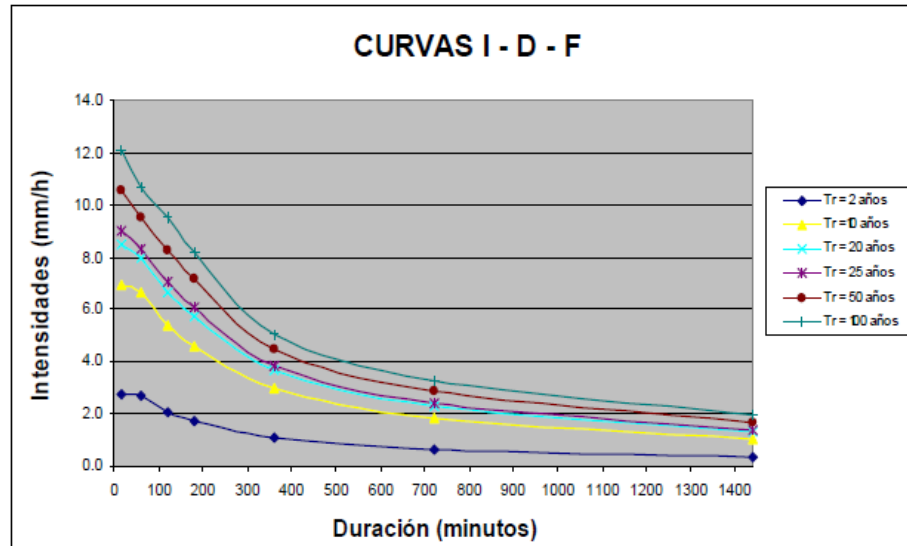
Según MTC (2011) señala que, la intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$I = \frac{P}{T_d} \quad (72)$$

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

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

Figura 8. Ejemplo Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia



Fuente: Tomado de MTC 2011.

Según MTC (2011) señala que, en nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla 8, se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Tabla 8. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
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:** Tomado de MTC 2011.

Según MTC (2011) señala que, se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

- Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
- Ordenar de mayor a menor.
- Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica
- Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
- Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24d} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (73)$$

Dónde:

$P_d$  = Precipitación total (mm)

$d$  = Duración en minutos

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

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

### **Método del Hidrograma Unitario Triangular.**

Este método fue originalmente desarrollado por Mockus y posteriormente adoptado por el Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos, se caracteriza por proporcionar parámetros fundamentales del hidrograma como son Caudal Pico ( $Q_p$ ), tiempo base ( $T_b$ ) y tiempo en que se produce el pico ( $T_p$ ).



La expresión del caudal pico,  $Q_p$ , se obtiene igualando las expresiones correspondientes al volumen de agua escurrido:

Para una lámina de precipitación efectiva,  $h_e$ , caída sobre una cuenca de área  $A$ , a lo largo de un periodo de tiempo,  $d_e$ , se tiene;

$$V_e = h_e \times A \quad (74)$$

Dónde:

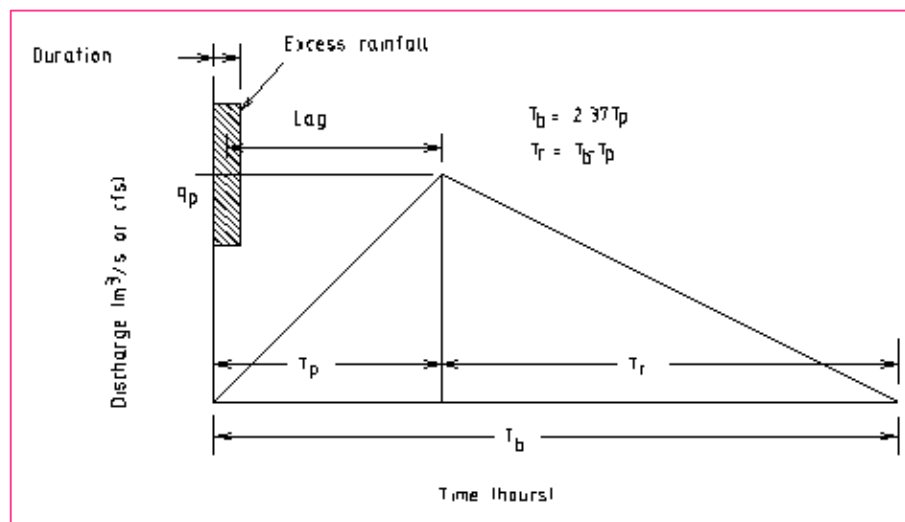
$V_e$  = Volumen de agua escurrido

$h_e$  = Altura de precipitación en exceso o precipitación efectiva

$A$  = Área de la Cuenca (CONIC 2011).

Está basado en la siguiente representación gráfica de la figura 9.

Figura 9. Representación del hidrograma por el método triangular



**Fuente:** Tomado de CONIC 2011.

Considerando el hidrograma triangular de la figura se tiene:

$$V_e = \frac{1}{2T_b} \times Q_p \quad (75)$$

Dónde:

$V_e$  = Volumen de agua escurrido

$T_b$  = Tiempo base

$Q_p$  = Caudal pico

Al igualar las dos ecuaciones, se despeja:  $Q_p = \frac{2 h_e \times A}{T_b}$  (76)

Al efectuar cambios de unidades, la expresión anterior puede reescribirse como:

$$Q_p = 0.555 \frac{he \times A}{T_b}, \quad (77)$$

Dónde:

$Q_p$ = Caudal Máximo o pico en m<sup>3</sup>/s

$he$ = Altura de la precipitación en exceso, en mm

$A$ = Área de la Cuenca en km<sup>2</sup>

$T_b$ = Tiempo base en horas

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluyó que el tiempo base y el tiempo pico se relacionan mediante la expresión:

$$T_b = 2.67T_p \quad (78)$$

Con lo cual la expresión de  $Q_p$  puede reescribirse como:

$$Q_p = 0.208 \frac{he \times A}{T_p} \quad (79)$$

A su vez el tiempo pico se expresa como:

$$T_p = \frac{de}{2} + T_r, \quad (80)$$

Dónde:

$de$ = Duración de exceso en horas

$T_r$ = Tiempo de retraso en horas

El tiempo de retraso  $T_r$ , se estima mediante diversas aproximaciones, todas ellas en función del tiempo de concentración

a)  $T_r = 0.6T_c$  (81)

b) Según Chow:

$$T_r = 0.005 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (82)$$

Dónde;

$T_r$  = Tiempo de retraso en horas

$L$  = Longitud del cauce principal

$S$  = Pendiente del cauce en %

Tc = Tiempo de Concentración en horas

A falta de mejores datos, la duración en exceso (de), se puede calcular aproximadamente con alguna de las siguientes relaciones:

a) Para cuencas grandes:  $d_e = 2\sqrt{t_c}$  (83)

b) Para cuencas pequeñas  $d_e = t_c$  (84)

Además:

$$P_e = \frac{(P-Ia)^2}{P+0.80 S} = \frac{(P-0.20 S)^2}{P+0.80 S}, \quad (85)$$

Dónde;

Pe= Precipitación efectiva en pulgadas

P= Precipitación de diseño en pulgadas

S= Abstracción inicial

Además:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (86)$$

Dónde;

CN= Numero hidrológico o número de curva

$$Ia=0.20 S \quad (87)$$

Además:

$$P = P_{24h} \left( \frac{D}{1440} \right)^{0.25} \quad (88)$$

Dónde:

P24h= Precipitación Máxima en 24 horas

D= Duración en minutos (CONIC 2011).

### 2.2.10. Tránsito de crecientes en embalses

El tránsito de piscina nivelada es un procedimiento para calcular el hidrograma de flujo de salida desde un embalse con una superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento- caudal de salida (Chow, V. et al. 1994).

El horizonte de tiempo se divide en intervalos de duración  $\Delta t$ , indexados por j, es decir  $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j + 1)\Delta t, \dots$ , y la ecuación de continuidad, se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se muestra en la figura 10. Para el j-ésimo intervalo de tiempo:

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt \quad (89)$$

Los valores del flujo de entrada al inicio y al final del  $j$ -ésimo intervalo son  $I_j$  e  $I_{j+1}$ , respectivamente, y los correspondientes valores del caudal de salida son  $Q_j$  y  $Q_{j+1}$ .

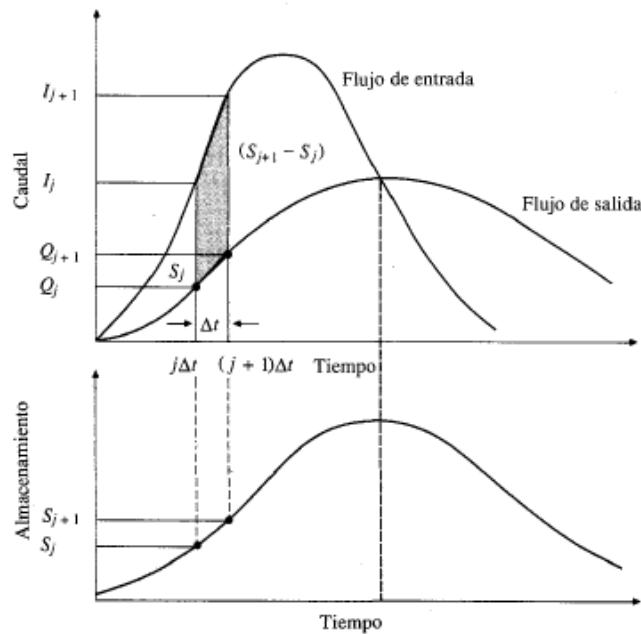
Aquí, tanto el caudal de entrada como el caudal de salida son tasas de flujo medidas como información por muestra, en lugar de que el caudal de entrada sea información por pulso y el caudal de salida sea información por muestra como ocurría con el hidrograma unitario. Si la variación de los caudales de entrada y de salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo,  $S_{j+1} - S_j$ , puede encontrarse reescribiendo (89) como: (Chow, V. et al. 1994).

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad (90)$$

Los valores de  $I_j$  e  $I_{j+1}$  se conocen debido a que han sido preespecificados. Los valores de  $Q_j$  y  $S_j$  se conocen en el intervalo de tiempo  $j$ -ésimo a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo previo. Por consiguiente, la ecuación (90) contiene dos incógnitas,  $Q_{j+1}$  y  $S_{j+1}$ , las cuales pueden aislarse multiplicando (90) por  $2/\Delta t$ , y reordenando el resultado para producir: (Chow, V. et al. 1994).

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j\right) \quad (91)$$

Figura 10. Cambio de almacenamiento durante un periodo de tránsito  $\Delta t$



Fuente: Tomado de Chow, V. et al. 1994.

Con el fin de calcular el caudal de salida  $Q_{j+1}$ , a partir de la ecuación (91), se necesita una función almacenamiento - caudal de salida que relacione  $\frac{2S}{\Delta t} + Q$  y  $Q$ . El método para desarrollar esta función utilizando las relaciones elevación-almacenamiento y elevación de la superficie de agua y almacenamiento en el embalse puede determinarse planimetrando mapas topográficos o mediante estudios topográficos de campo. La relación elevación-caudal se deduce de las ecuaciones hidráulicas que relacionan cabeza y caudal, como las que se muestran en la tabla 9 para varios tipos de vertederos y de estructuras de salida. El valor de  $\Delta t$  se toma como el intervalo de tiempo del hidrograma de caudal de entrada. Para un valor dado de la elevación de la superficie de agua, se determinan los valores de almacenamiento  $S$  y del caudal de salida  $Q$  (partes a y b de la figura 11), luego se calcula el valor de  $\frac{2S}{\Delta t} + Q$  y se dibuja en el eje horizontal de una gráfica con el valor del caudal de salida  $Q$  en el eje vertical (parte c de la figura 11). (Chow, V. et al. 1994).

Figura 11. Desarrollo de una función almacenamiento – caudal de salida para tránsito de piscina nivelada con base en las curvas almacenamiento- elevación y elevación-caudal de salida.

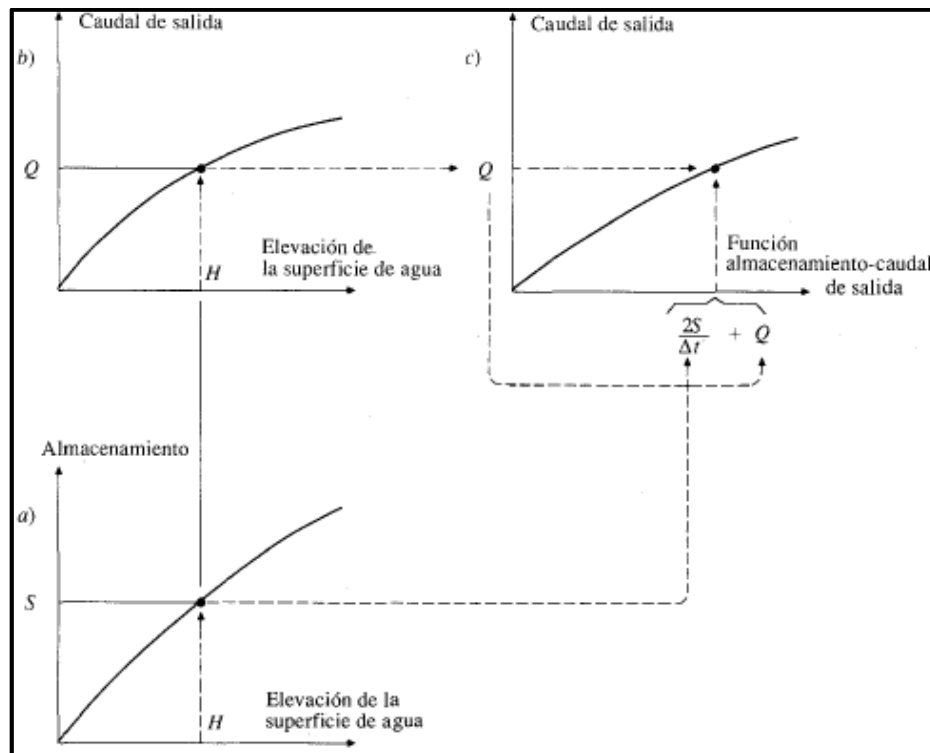

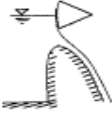
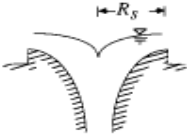
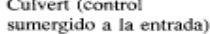


Tabla 9: Ecuaciones de caudal de salida de vertederos

Tipo de vertedero	Ecuación	Notación
Cresta libre no controlada 	$Q = CLH^{3/2}$	$Q$ = caudal, cfs $C$ = coeficiente de caudal variable $L$ = longitud efectiva de la cresta $H$ = cabeza total en la cresta incluyendo la cabeza de velocidad de aproximación
Cresta controlada con compuertas 	$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$	$H_1$ = cabeza total con respecto al fondo de la abertura $H_2$ = cabeza total con respecto a la parte superior de la abertura $C$ = coeficiente variable con la forma de compuertas y cresta
Vertedero Morning glory 	$Q = C_o (2\pi R_s) H^{3/2}$	$C_o$ = coeficiente relacionado con $H$ y $R_s$ $R_s$ = radio de la cresta circular $H$ = cabeza total
Culvert (control sumergido a la entrada) 	$Q = C_d W D \sqrt{2gH}$	$W$ = ancho de entrada $D$ = altura de entrada $C_d$ = coeficiente de descarga

Fuente: *Design of Small Dams*. Bureau of Reclamation, U. S. Department of the Interior, 1973.

**Fuente:** Tomado de Chow, V. et al. 1994.

Durante el tránsito de flujo a través del intervalo de tiempo  $j$ , todos los términos de la parte derecha de la ecuación (91) se conocen, luego el valor de  $2S_{j+1}/\Delta t + Q_{j+1}$  puede calcularse. El valor correspondiente de  $Q_{j+1}$  puede determinarse a partir de la función almacenamiento-caudal de salida  $2S/\Delta t + Q$  versus  $Q$ , ya sea gráficamente o por interpolación lineal de unos valores dados en forma tabular. Con el fin de organizar la información requerida para el siguiente intervalo de tiempo, el valor de  $2S_{j+1}/\Delta t - Q_{j+1}$  se calcula utilizando

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1} \quad (92)$$

Este cálculo se repite para los subsiguientes periodos de tránsito. (Chow, V. et al. 1994).

### 2.2.11. Vertedero de excedencias

#### Avenida de diseño

Según SAGARPA (2017) señala que, la obra de excedencias deberá diseñarse para el gasto máximo de descarga, y a la avenida que se utilice se le llamará “avenida de proyecto”. En la mayor parte de los casos, especialmente para las estructuras que tienen un gran volumen de almacenamiento, la avenida de proyecto es la máxima avenida probable, es decir, la mayor

avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente y punto determinado que se elija.

### Geometría del vertedor

Según SAGARPA (2017) señala que, la descarga sobre la cresta de un cimacio se calcula con la fórmula de Francis en vertedores:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (93)$$

Donde:

Q = Gasto de diseño,  $m^3/s$ .

C = Coeficiente del vertedor, tipo lavadero, y descarga directa C=1.45, cimacio C= 2.2.

L = Longitud de la cresta, m.

H = Carga de diseño, m.

Después de haber calculado previamente la avenida de diseño, existen dos variables que influyen para la selección de la longitud de la cresta vertedora.

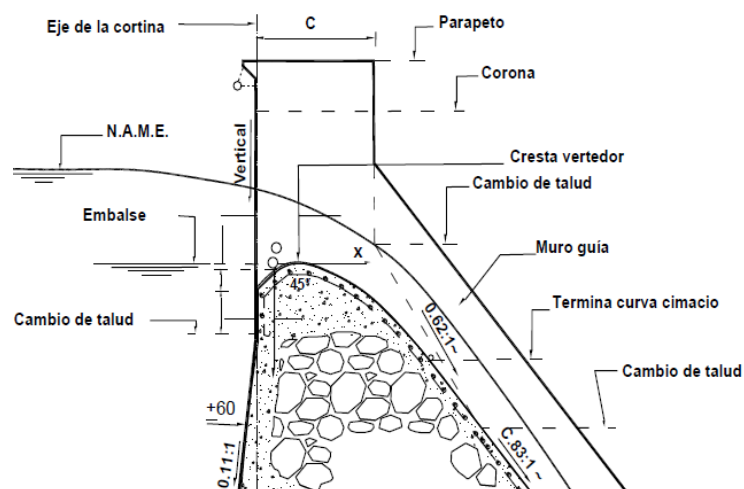
1. Si tiene restricción topográfica (no hay vaso suficiente), se propone la carga y se determina la longitud:

$$L = \frac{Q}{C \times H^{3/2}} \quad (94)$$

2. Si tiene restricción hidrológica (no hay agua suficiente), se propone la longitud y determina la carga:

$$H = \left( \frac{Q}{C \times L} \right)^{2/3} \quad (95)$$

Figura 12. Perfil cimacio Creager (paramento vertical).



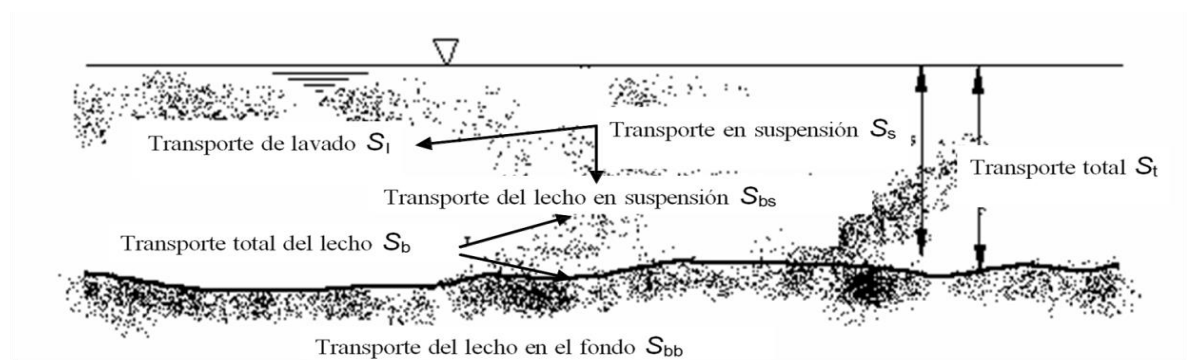
Fuente: Tomado de SAGARPA 2017.

## 2.2.12. Transporte de sedimentos en cauces naturales

### A. Distribución del transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos desde el punto de vista de la hidráulica fluvial se puede clasificar en dos grandes grupos de acuerdo con su origen: carga de lecho y carga lavada (Figura 13). La principal diferencia entre el uno y el otro es que la carga de lecho depende de las características hidráulicas del flujo y de las características físicas de los materiales, en tanto que la carga lavada depende más de las condiciones de la cuenca hidrográfica (García, M. y Maza, J. A. 1996).

Figura 13: Tipos de transporte de sedimentos.



Fuente: Maza, J. 1987.

- **Transporte de lecho total o carga de material de fondo ( $S_b$ )**

Los sedimentos tienen origen en el lecho del cauce y pueden ser transportados como carga de lecho en el fondo ( $S_{bb}$ ), o como carga de lecho suspendida ( $S_{bs}$ ). La carga de lecho es generalmente granular de tipo piedras, gravas, y arenas (García, M. y Maza, J. A. 1996).

$$S_b = S_{bb} + S_{bs} \quad (96)$$

$S_{bb}$ =carga de lecho en el fondo o carga de fondo

$S_{bs}$ =carga de lecho en suspensión o carga en suspensión.

- **Transporte de lecho en el fondo o carga de fondo ( $S_{bb}$ )**

Es el material del lecho que es transportado en una capa próxima al fondo ya sea por deslizamiento, rodamiento o saltación, y tiene un espesor aproximado igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. La carga de lecho en el fondo varía entre el 5% y 25% de la carga en suspensión, aunque puede representar porcentajes mayores en materiales gruesos (García, M. y Maza, J. A. 1996).



- **Transporte de lecho en suspensión o carga en suspensión ( $S_{bs}$ )**

Es el material del lecho que es transportado en suspensión por el flujo de agua. El líquido levanta las partículas debido a su velocidad y turbulencia. Las partículas se mantienen en suspensión hasta que caen nuevamente al cesar las condiciones de velocidad y turbulencia. (García, M. y Maza, J. A. 1996).

- **Transporte de lavado ( $S_l$ )**

Está formado por el material fino que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material del fondo del cauce. Al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba. Su origen se encuentra en el suelo de la cuenca, erosionado por las gotas de lluvia, o proviene, en ocasiones, de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes.

Cuando no se conoce el tamaño de las partículas del fondo, aquellas transportadas en suspensión y menores de 0.062 mm., éstas se consideran como material de lavado (García, M. y Maza, J. A. 1996).

- **Transporte de sedimentos en suspensión o carga total en suspensión ( $S_s$ )**

La carga de sedimentos en suspensión está formada por la combinación de carga de lecho en suspensión y la carga lavada (García, M. y Maza, J. A. 1996).

$$S_s = S_{bs} + S_l \quad (97)$$

- **Transporte total de sedimentos o carga total de sedimentos ( $S_t$ )**

La carga total de sedimentos está dada por las siguientes expresiones: (García, M. y Maza, J. A. 1996).

$$S_t = S_b + S \quad (98)$$

$$S_t = S_{bb} + S_{bs} + S_l \quad (99)$$

$$S_t = S_{bb} + S_s \quad (100)$$

## **B. Propiedades de los sedimentos**

- **Tamaño**

**1. Diámetro nominal,  $D_n$** , es el diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula de que se trata (García, M. y Maza, J. A. 1998).

$$D_n = \left( \frac{6V}{\pi} \right)^{1/3} \quad (101)$$

$V$  = volumen de la partícula

**2. Diámetro de sedimentación,  $D_w$ .** Se define como el diámetro de una esfera de la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad terminal uniforme en el mismo fluido y a la misma temperatura (García, M. y Maza, J. A. 1998).

**3. Diámetro del tamiz,  $D_i$ .** Es la apertura mínima de una malla de tamiz a través de la cual pasa la partícula en una distribución granulométrica.

En general:

$D_n$  = diámetro tal que el n por ciento de la muestra en peso tiene partículas menores que  $D_n$ .

Diámetros característicos muy usados en hidráulica fluvial que se obtienen de una curva granulométrica son:  $D_{16}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{84}$ ,  $D_m$ .

**4. Diámetro medio ponderado  $D_m$ ,** es una medida de la tendencia central.

$$D_m = \frac{\sum D_i P_i}{\sum P_i} \quad (102)$$

$D_m$  = diámetro medio de la muestra

$D_i$  = diámetro medio de cada tamaño de clase o fracción

$P_i$  = peso del material retenido en cada malla

$D_i = (D_{imax} + D_{imin})/2$  diámetro medio aritmético

$D_i = (D_{imax} * D_{imin})^{0.5}$  diámetro medio geométrico

$(D_{imax} * D_{imin})$  = valores extremos de cada clase

**5. Diámetro medio aritmético,  $D_{50}$ .**

$D_{50}$  = diámetro que representa la mediana de la muestra, en donde el 50% de la muestra en peso tiene partículas menores que  $D_{50}$ . Solo para distribuciones simétricas  $D_m = D_{50}$

Usualmente,  $D_m \cong 1.25D_{50}$

La tabla 10 presenta la clasificación de sedimentos según su tamaño, dada por la American Geophysical Unión.

Tabla 10. Clasificación de los sedimentos por tamaño según la American Geophysical Union.

Grupo	Clase	Tamaño (mm)	
Piedras (guijarros)	Muy grande	2,048	a 4,096
	Grande	1,024	a 2,048
	Mediana	512	a 1,024
	Pequeña	256	a 512
Cantos (cascajo)	Grande	128	a 256
	Pequeña	64	a 128
Grava	Muy gruesa	32	a 64
	Gruesa	16	a 32
	Mediana	8	a 16
	Fina	4	a 8
	Muy fina	2	a 4
Arena	Muy gruesa	1.000	a 2.000
	Gruesa	0.500	a 1.000
	Mediana	0.250	a 0.500
	Fina	0.125	a 0.250
	Muy fina	0.062	a 0.125
Limo	Gruesa	0.031	a 0.062
	Mediana	0.016	a 0.031
	Fina	0.008	a 0.016
	Muy fina	0.004	a 0.008
Arcilla	Gruesa	0.002	a 0.004
	Mediana	0.001	a 0.002
	Fina	0.0005	a 0.001
	Muy fina	0.00024	a 0.0005

**Fuente:** Tomado de García, M. y Maza, J. A. 1998.

Algunos de los tamices más corrientes que se emplean se dan en la tabla 11. (Boletín Vías, Unal-Manizales).

Tabla 11. Numeración de tamices Sistema U.S. Estándar.

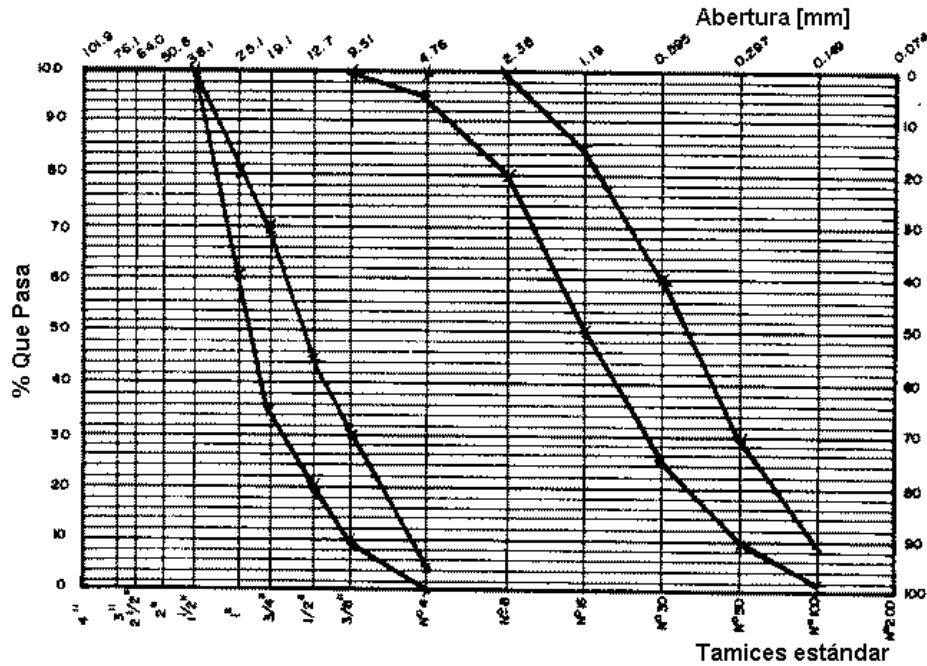
Número	Abertura (mm)	Número	Abertura (mm)
4"	101.60	16	1.19
2"	50.80	20	0.84
1"	25.40	30	0.59
¾"	19.10	40	0.42
½"	12.70	50	0.297
3/8"	9.52	60	0.25
3	6.35	70	0.21
4	4.76	100	0.149
6	3.36	140	0.105
8	2.38	200	0.074
10	2	270	0.053
12	1.68	400	0.037

**Fuente:** Tomado de Boletín Vías, Unal - Manizales.

- **Distribución granulométrica**

Se representa usualmente en forma gráfica (Figura 14). La curva granulométrica de sedimentos naturales transportados por los ríos usualmente presenta una distribución log-normal. (García, M. y Maza, J. A. 1998)

Figura 14. Curva granulométrica.



Fuente: Tomado de García, M. y Maza, J. A. 1998.

- **Coefficiente de uniformidad**

Es el cociente de graduación o uniformidad del suelo, expresado numéricamente

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{103}$$

Si  $C_u > 4$ , indicará que el suelo es bien graduado.

Donde:

$D_{60}$  = Diámetro de la curva granulométrica tal que el 60% de las partículas son menores que él, en m.

$D_{10}$  = Diámetro de la curva granulométrica tal que el 10% de las partículas son menores que él, en m.

La uniformidad de un suelo puede expresarse por el coeficiente de uniformidad, que es la relación entre el  $D_{60}$  y el  $D_{10}$ , siendo el  $D_{60}$  el diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60% del suelo en peso y  $D_{10}$  el valor correspondiente para el 10%. Un suelo con un

coeficiente de uniformidad menor de 2 se considera “uniforme” (Lambe, W y Whitman, R. 2004).

- **Densidad aparente de los sedimentos**

$$\rho_a = \frac{P_s}{V_0} \quad (104)$$

$P_s$  = Peso seco de la muestra extraída en campo, en Kg.

$V_0$  = Volumen que la muestra ocupaba en el campo, en  $m^3$

- **Densidad relativa de los sedimentos**

$$\rho_r = \frac{P_s}{V_s} \quad (105)$$

$P_s$  = Peso seco de la muestra extraída en campo, en Kg.

$V_s$  = Volumen de los sólidos de la muestra seca, en  $m^3$ .

- **Porosidad**

$$n = 1 - \frac{\rho_a}{\rho_r} \quad (106)$$

$\rho_a$  = Densidad aparente de la muestra, en  $Kg/m^3$ .

$\rho_r$  = Densidad relativa de la muestra, en  $Kg/m^3$ .

- **Peso específico de arena gruesa y grava**

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_f - V_i} \quad (107)$$

$\gamma_s$  = Peso específico de arena gruesa y grava,  $Kg/m^3$ .

$W_s$  = Peso seco de la muestra, en Kg.

$V_i$  = Volumen del agua (inicial), en  $m^3$ .

$V_f$  = Volumen del agua (final), en  $m^3$ . (Llique, R. 2003).

- **Peso específico de material fino**

$$\gamma_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fws}} \quad (108)$$

$\gamma_s$  = Peso específico de material fino,  $gr/cm^3$ .

$W_s$  = Peso seco de la muestra, en gr.

$W_{fw}$  = Peso de fiola con agua hasta la marca de 500ml, en gr.

$W_{fws}$  = Peso de fiola con agua hasta la marca de 500ml después de retirar de la bomba de vacíos, en gr. (Llique, R. 2003).

### C. Cuantificación del transporte de sedimentos.

La evaluación de los diferentes tipos de transporte de sedimento requiere tanto de los métodos o procedimientos como de información técnica relacionada con las características y propiedades mecánicas de los sedimentos, la hidráulica e ingeniería de ríos, así como de información hidrológica que permita determinar los gastos. (Apacla, R. 2014).

El transporte de sedimentos por unidad de tiempo y de ancho (transporte unitario) para su cuantificación puede expresarse en peso o en volumen.

- En peso  $g_x = \text{kgf/s /m}$
- En volumen  $q_x = m^3/\text{s /m}$

El subíndice x indica la existencia de diferentes tipos de transporte.

Cuando se expresa en volumen, el valor calculado no considera espacios entre las partículas de sedimento, porque puede relacionarse  $g_x$  con  $q_x$  a partir de la expresión siguiente.

$$G_x = \gamma_s \times Q_x \quad (109)$$

Si el material transportado se deposita durante un periodo de tiempo  $\Delta t$ , el volumen V que ocuparía está dado por:

$$V = \frac{q_x B \Delta t}{1-n} = \frac{g_x B \Delta t}{\gamma_s(1-n)} \quad (110)$$

O bien:

$$V = \frac{Q_x \Delta t}{(1-n)} = \frac{G_x \Delta t}{\gamma_s(1-n)} \quad (111)$$

Donde:

V = Volumen de sedimentos, en  $m^3$ .

$g_x$  = Transporte unitario de sedimentos en peso, en  $\text{kg/s /m}$ .

$q_x$  = Transporte unitario de sedimentos en volumen, en  $m^3/\text{s /m}$ .

B = Ancho del fondo del cauce, en m.

$\Delta t$  = Intervalo de tiempo, en s.

$G_x$  = Transporte de sedimentos en peso que pasa por la sección completa.

$Q_x$  = Transporte de sedimentos en volumen que pasa por la sección completa.

n = Porosidad.

## Cálculo de la carga de sedimentos en el fondo

- **Fórmula de Parker, Klingeman y Mac Lean (1982)**

La ecuación de Parker, Klingeman y Mc Lean (1982) es una de las pocas ecuaciones desarrolladas a partir de mediciones hechas en corrientes naturales con lecho de grava, basándose única y exclusivamente en datos de campo. La tasa de transporte de fondo, en peso seco, está definida por:

$$G_x = 1400 \left( \frac{W \times g^{\frac{1}{2}} (dS)^{\frac{3}{2}}}{2.65} \right) \quad (112)$$

Donde:

$G_x$  = Transporte total de sedimentos en peso, en Kg/m/s.

$g$  = Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$ .

$d$  = Tirante medio de la sección, en m.

$S$  = Pendiente de fondo del cauce, en m/m.

Para  $0.95 < \phi_{50}$

$$W^* = 0,0025 \phi_{50}^{14.2} \quad (113)$$

Para  $0.95 < \phi_{50} < 1.65$

$$W^* = 0,0025 e^{[14,2(\phi_{50}-1)-9,28(\phi_{50}-1^2)]} \quad (114)$$

Para  $\phi_{50} > 1.65$

$$W^* = 11,2 \left[ 1 - \frac{0,822}{\phi_{50}} \right]^{4,5} \quad (115)$$

$$\phi_{50} = \frac{\tau_{50}^*}{0,0876} \quad (116)$$

$$\tau_{50}^* = \frac{0,606 R_h S}{D_{50sub}} \quad (117)$$

En donde:

$\phi_{50}$  = Esfuerzo Hidráulico normalizado para el tamaño de partícula  $D_{50sub}$ .

$\tau_{50}^*$  = Esfuerzo hidráulico adimensional para  $D_{50sub}$ .

$D_{50sub}$  = Mediana de la distribución de tamaño de partículas de la sub – superficie del lecho del cauce (L).

Entre las asunciones de la ecuación de Parker, Klingeman y Mc Lean, figuran:

- Todas las partículas de un cauce, finas y gruesas, de manera aproximada, son igualmente móviles al inicio de su desplazamiento y durante el proceso de transporte para un mismo valor de esfuerzo cortante.
- La distribución del tamaño de partículas permanece constante durante ascensos en el gasto de la corriente.
- Para un rango amplio de gastos está presente un pavimento formado con materiales granulares gruesos.
- La descarga del arrastre de fondo es función de la mediana del tamaño de partículas de la sub-superficie del lecho.
- El esfuerzo crítico de Shields (0.06) no presenta un buen parámetro de la condición de umbral para el colapso del lecho de grava (pavimento).
- La habilidad de la corriente, medida en términos del tamaño máximo de partícula que puede trasportar, carece de significado en un contexto de arrastre cuasi-uniforme de partículas.
- El concepto de cauce con pavimento formado por partículas gruesas es esencial en la formulación de la hipótesis de movilidad uniforme.

### **Caudal dominante o formativo del cauce**

La descarga formativa o dominante de varios ríos estudiados no tiene una frecuencia recurrente común. Usando un conjunto de 233 datos, Williams obtuvo la siguiente ecuación de regresión para la descarga formativa (Apacla, R. 2014).

$$Q = 4,0A_f^{1.21}S^{0.28} \quad (118)$$

Donde:

Q = Caudal Dominante, en *pies*<sup>3</sup>/s.

$A_f$  = Área correspondiente al cauce con caudal dominante, en *pies*<sup>2</sup>.

S = Pendiente de la superficie de agua, en pie/pie.



### 2.2.13. Curvas características del vaso de almacenamiento

En base al plano topográfico, se construye el gráfico a la escala adecuada de las funciones volumen versus altura y área versus altura, tal como muestra el esquema de la figura 15.

Figura 15: Curvas características del vaso de almacenamiento.

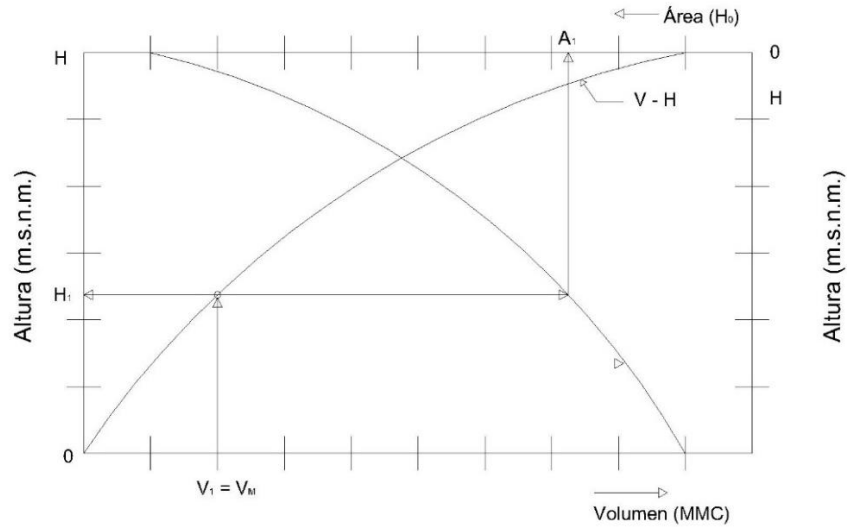
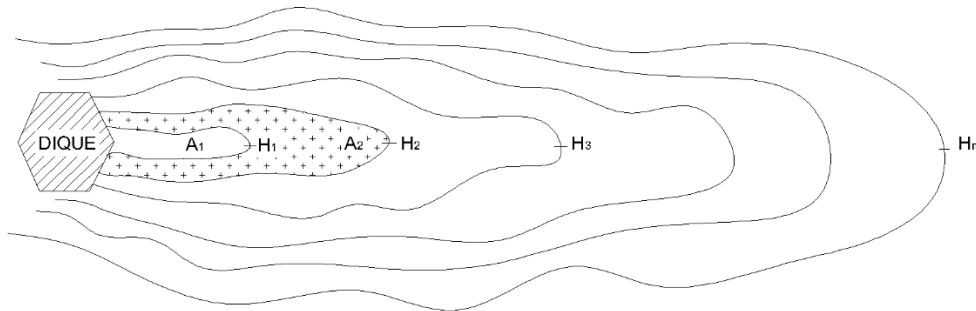


Figura 16: Esquema de la topografía del embalse.



La figura 15, representa las curvas características del embalse que se describen brevemente.

**Curvas A versus H:** Para cada  $H_i$  corresponde una y sólo una superficie de aguas libre (área dentro de la curva), la misma que se determina por planimetrado o mediante software que para el caso existe.

**Curva V versus H:** Para cada  $H_i$  corresponde uno y sólo un volumen  $V_i$  bajo la superficie de aguas libres. Los volúmenes parciales, entre altitudes consecutivas, se determinan mediante la expresión que sigue.

$$\Delta V_i = \left( \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \right) (H_i - H_{i+1}) = \left( \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \right) \Delta H_i \quad (119)$$

Donde:

A = Área de la superficie

V = Volumen por debajo de la superficie

H = Altitud m.s.n.m.

El gráfico, a escala, de las curvas características es de gran utilidad para la determinación del tamaño del espejo de aguas libres para cualquier altura y volumen del embalse por debajo de tal superficie. Por ende, nos sirve para ubicar, entre otros, el nivel de toma y los niveles de cresta del aliviadero y de corona y, los espejos de aguas libres correspondiente (Ortiz. O 2004).

#### **2.2.14. Volúmenes de almacenamiento de una Presa**

El nivel del agua en un embalse es siempre mayor que el nivel original del río. Desde el punto de vista de la operación de los embalses, se definen una serie de niveles. Los principales son: (Córdova, J. 2015).

- **NAMÍN** (Nivel de Aguas Mínimo). Es el nivel mínimo de agua en el embalse. Delimita superiormente el volumen muerto del embalse.
- **NAMINO** (Nivel de Aguas Mínimo de Operación). Delimita superiormente el volumen generado por la altura mínima del agua necesaria para el correcto funcionamiento de toma de agua la que se sitúa por encima de NAMIN.
- **NAMO** (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias). Delimita superiormente al volumen útil del embalse, que es el que se aprovecha y gasta en función de diferentes propósitos: energía, irrigación, suministro de agua, etc. Para su ubicación se tienen en cuenta los siguientes aspectos: aportes de la cuenca, demanda de agua, pérdidas por infiltración y evaporación.
- **NAME** (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias). Se presenta temporalmente durante la creciente de los ríos dando lugar al volumen forzado del embalse, el cual puede ser usado en algunos casos, pero por lo general es evacuado rápidamente por medio del vertedor de demasías o rebosadero o aliviadero.

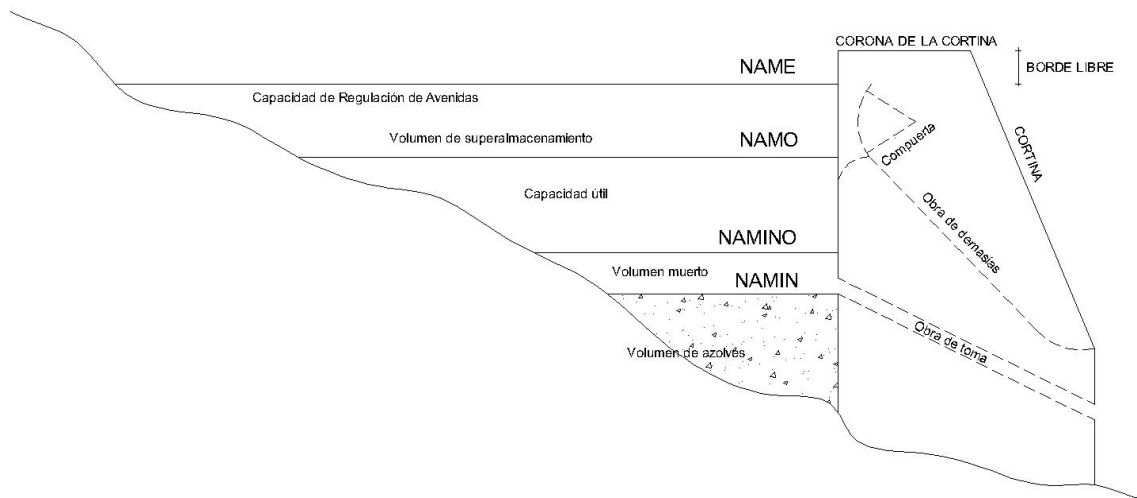
Córdova, J. (2015) señala que, los volúmenes característicos de los embalses están asociados a los niveles, de esta forma se tiene:

- **Volumen muerto:** Está ubicado por debajo del nivel muerto del embalse (NAMIN) y es donde se acumularán los sedimentos durante la vida útil del embalse. Debe exceder en

capacidad al volumen de sedimentos calculado durante la vida útil con el fin de que el embalse los pueda contener.

- **Volumen útil:** Es el volumen de almacenamiento ubicado entre el nivel mínimo de operación del embalse (NAMINO) y el nivel de aguas normales (NAMO).
- **Volumen de superalmacenamiento:** Es el volumen, como su nombre indica, que se utiliza para reducir el caudal vertido en las avenidas, para limitar los daños aguas abajo.

Figura 17: Principales componentes de un vaso



### Estimación del volumen muerto (volumen de sedimentos, NAMIN y nivel del NAMINO)

El sedimento en suspensión es el que interesa porque el arrastre de fondo en su mayoría se deposita en la cola del embalse. El sedimento en suspensión se deposita en el embalse en una proporción diferente según sean las características del sedimento, las normas de operación y la relación entre la descarga del río y el volumen del embalse. (Córdova, J. 2015).

Para definir el volumen muerto de la presa debe estimarse el volumen de sedimentos que probablemente ingresarán al embalse cada año. Para ello se deberá definir en primer lugar si se hará un control de la tasa de sedimentos o se dejará tal como cuando existía el proyecto. El volumen muerto se estima entonces mediante. (Ortiz, O. 2004)

$$VM = q_{sn} \times VE \quad (120)$$

Donde:

VM = Volumen muerto, MMC

$q_{sn}$  = Tasa neta anual de sedimentos. MMC/año

VE = Vida económica de la presa, años

## **Pérdidas de carga en obras de toma**

### **Pérdidas por fricción**

Según SAGARPA (2017) señala que, de todas las fórmulas existentes para determinar las pérdidas de energía en las tuberías únicamente la ecuación de Darcy-Weisbach permite la evaluación apropiada del efecto de cada uno de los factores que afectan la pérdida de carga.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (121)$$

Donde:

$h_f$  = Pérdida de carga por fricción, m.

$f$  = Factor de fricción, adimensional.

$L$  = Longitud de la tubería, m.

$D$  = Diámetro de la tubería, m.

$g$  = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s<sup>2</sup>

### **Determinación del factor de fricción (f)**

Según SAGARPA (2017) señala que, una expresión explícita y ampliamente utilizada, por su pequeño margen de error, es la ecuación de Swamee y Jain:

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (122)$$

Donde:

$\epsilon$  = Rugosidad absoluta que depende del material de la tubería, mm.

$Re$  = Número de Reynolds, adimensional.

Por medio del número de Reynolds se distingue el tipo de flujo que predomina en la tubería.

El número de Reynolds queda definido por la siguiente ecuación:

$$Re = \frac{vD}{\mu} \quad (123)$$

$\mu$  = Viscosidad cinemática del fluido, m<sup>2</sup>/s

Tabla 12. Valores de Viscosidad Cinemática para el agua

Temperatura (°C)	$\mu$ ( $m^2/s$ )
5	$1.52 \times 10^{-6}$
10	$1.31 \times 10^{-6}$
15	$1.14 \times 10^{-6}$
20	$1.01 \times 10^{-6}$
25	$0.90 \times 10^{-6}$
30	$0.81 \times 10^{-6}$
40	$0.66 \times 10^{-6}$
50	$0.55 \times 10^{-6}$

### Pérdidas localizadas

Según SAGARPA (2017) señala que, la fórmula general de pérdidas localizadas o menores es la siguiente:

$$h_x = k_x \frac{v^2}{2g} \quad (124)$$

Donde:

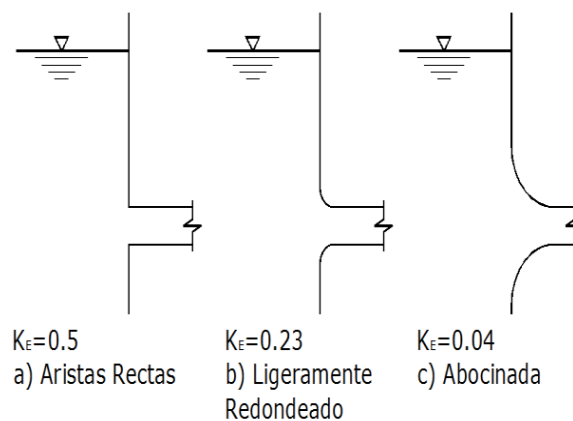
$h_x$  = Pérdida de carga localizada, m.

$k_x$  = Coeficiente de pérdida de carga localizada, adimensional.

### Pérdidas por entrada

Según SAGARPA (2017) señala que, estas pérdidas dependen de la forma que tenga la entrada al conducto (Figura 18).

Figura 18. Coeficiente de pérdida de entrada



**Fuente:** Tomado de SAGARPA 2017.

Dependiendo de la forma que tenga la entrada de la obra de toma será el coeficiente a utilizar, el cual se sustituye en la ecuación 124, y así se obtiene la pérdida de carga por entrada.

### Pérdidas por rejillas

Según SAGARPA (2017) señala que, una de las fórmulas más aceptadas para calcular las pérdidas directamente, por rejillas, es la siguiente:

$$h_{Rj} = \beta \left(\frac{S}{B}\right)^{4/3} sen\gamma \frac{v_0^2}{2g} \quad (125)$$

Donde:

$h_{rj}$  = Pérdida de carga por rejilla, m.

$S$  = Grueso de las rejillas, cm.

$B$  = Separación entre paños interiores de la misma, cm.

$\gamma$  = Ángulo que forma el plano de las rejillas con la horizontal.

$v_0$  = Velocidad del líquido, inmediatamente antes de que ingrese a las rejillas,  $m/s$ .

$\beta$  = Coeficiente que varía de acuerdo con la forma de la rejilla (ver tabla 13).

Tabla 13. Valores de  $\beta$

Tipo de rejilla	$\beta$
De sección rectangular	2.42
Con aristas redondeadas	1.83
Con el extremo final adelgazado	1.63
De sección circular	1.79

### Pérdidas por salida

Según SAGARPA (2017) señala que, generalmente las obras de toma tienen una descarga libre, por lo que el coeficiente de pérdida es igual a 1, y la fórmula para calcular la pérdida se tiene:

$$h_s = \frac{V_T^2}{2g} \quad (126)$$

Siendo  $V_T$  la velocidad en la sección inmediatamente anterior a la salida.

### Estimación del volumen útil y el NAMO

Según Vásquez, R. (1999) señala que, dada una serie de volúmenes de entrada al vaso Xi y de salida Di para satisfacer la demanda durante un lapso de T semanas, meses, años, etc. El algoritmo del pico secuento consiste en:

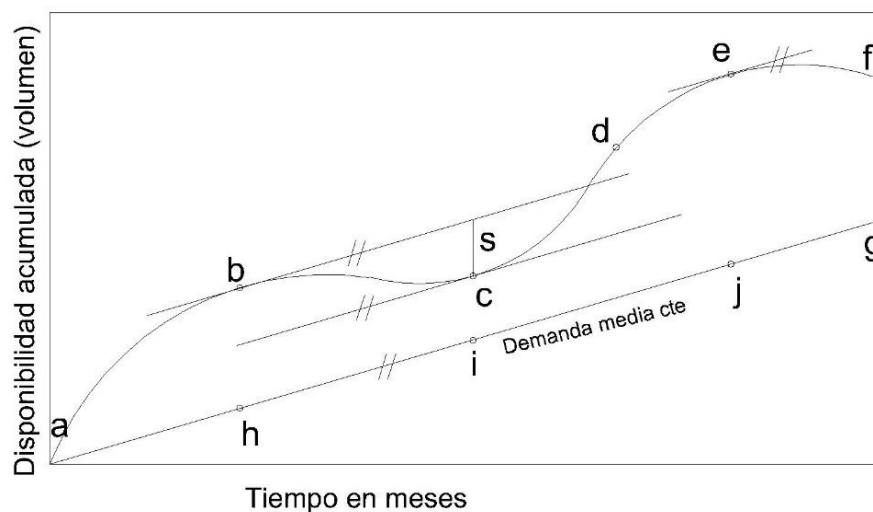
- a) Calcular la entrada neta al vaso ( $X_i - D_i$ ) para  $i= 1,2,\dots,2T$  y la entrada neta acumulada  $\sum (X_j - D_j)$  para  $i=1,2,\dots,2T$
  - b) Encontrar el primer pico (valor máximo) de las entradas netas acumuladas, P1, el cual equivale a la diferencia de ordenadas entre los puntos “b” y “h” de la Fig. 19.
  - c) Localizar el pico seciente., P2, esto es, el siguiente pico mayor que P1, el cual es equivalente a la diferencia de ordenadas entre los puntos “e” y “j” de la Fig. 19.
  - d) Entre el primer par de picos, P1 y P2, hallar el valor más bajo. Este valor corresponde a la diferencia de las ordenadas entre los puntos “c” e “i” de la Fig. 19 y, por lo tanto, la diferencia  $T_1 - P_1$  equivale al volumen “S” en la figura citada.
  - e) Buscar el pico seciente P3 mayor que P2
  - f) Encontrar el valor mínimo T2 que se encuentre entre P2 y P3 y calcular  $P_2 - T_2$
  - g) Repetir los pasos “e” y “f” para todos los picos secientes de los  $2T$  intervalos de tiempo.
- En los ejemplos de la Fig. 19 no es necesario realizar los pasos “e”, “f” y “g”, pues sólo se tienen dos picos, No obstante, pueden aparecer más picos en un registro más largo.

La capacidad útil mínima necesaria para que no se tenga déficit en el período de los datos es, como en el caso de la curva masa:

$$S_{\mu} = \max(P_j - T_j)V_j \quad (127)$$

Nuevamente, dado que el período de datos nunca se repetirá exactamente igual durante la vida útil de la presa, este volumen útil no garantiza que no habrá déficit.

Figura 19. Curva masa



## Volumen de súper almacenamiento

Conociendo la avenida de diseño, se puede calcular su respectivo hidrograma de entrada; y mediante la aplicación del tránsito de avenidas a través del embalse, obtener el hidrograma de salida del vaso (las cuales se hacen por lo general, a través de un vertedero de demasías).

En el tránsito de avenidas se supone que, al momento de iniciarse la avenida, el vaso está lleno hasta el nivel de aguas normales (Vásquez, R. 1999).

## Volumen por pérdida de evaporación e infiltración

**Evaporación:** Para estimar las pérdidas por evaporación hay necesidad de conocer los requisitos y el tamaño de la superficie libre del embalse. El volumen de agua evaporada del embalse se puede calcular mediante la fórmula: (Guevara, M. 2000).

$$V_{ev} = 10A \times Ev \times C \quad (128)$$

Donde:

$V_{ev}$  = volumen de agua evaporada [m<sup>3</sup>]

$A$  = superficie media del embalse [ha]

$$A = (A1 + A2)/2 \quad (129)$$

$A1$  = Área correspondiente al embalse lleno

$A2$  = Área correspondiente al embalse vacío

$Ev$  = Evaporación promedio [mm/mes]

$C$  = Número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío

**Infiltración:** Aunque existen fórmulas y métodos matemáticos para el cálculo de la infiltración a través de la presa, fondo y contorno del embalse, la información necesaria no siempre está disponible, por lo que, para pequeños almacenamientos, se puede tomar como un porcentaje del volumen útil del embalse así: (Guevara, M. 2000)

$$V_{inf} = C \times (\%V_U) \quad (130)$$

$V_{inf}$  = volumen de infiltración [m<sup>3</sup>/mes]

$\%V_U$  = porcentaje del volumen útil (Ver Tabla 14).

$C$  = número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío.

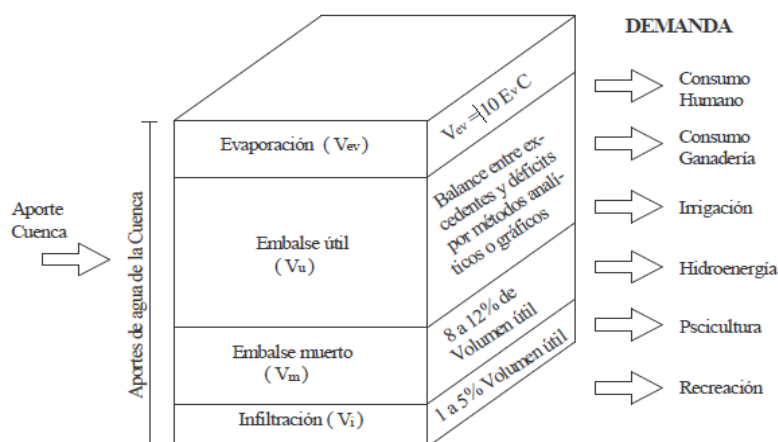


Tabla 14. Valores de infiltración mensual.

SUELOS DEL EMBALSE	INFILTRACIÓN MENSUAL (%)
Impermeable	1
Regular impermeabilidad	1.5
Permeabilidad	2 a 5

Fuente: Guevara, M. 2000.

Figura 20. Distribución del agua en un embalse. Guevara 2000



Fuente: Guevara, M. 2000.

### 2.2.15. Borde libre de presas

Novak - Moffat y Nalluri (2001) indican que el borde libre es la distancia vertical entre la parte superior de la presa y el nivel máximo del embalse correspondiente al suministro pleno. Como base para el cálculo de la altura de la onda,  $H$  (m) (cresta a garganta), la ecuación (Stevenson) (Davis y Sorensen, 1969) puede utilizarse:

$$H = 0.34F^{1/2} + 0.76 - 0.26F^{1/4} \quad (131)$$

Para valores grandes de la línea de agua ( $F > 20$  Km) los dos últimos términos pueden ignorarse. Una modificación de la ecuación (131) para tener en cuenta la velocidad del viento:

$$H = 0.032(UF)^{1/2} + 0.76 - 0.24(F)^{1/4} \quad (132)$$

En caso de un embalse de tamaño medio y en etapas preliminares de diseño en embalses grandes, el borde libre debido a la onda,  $f_w$ , se toma en general como  $0.75H + c^2/2g$ , donde

$c$  es la velocidad de propagación del agua ( $ms^{-1}$ ) que, a su vez, se puede aproximar por  $c = 1.5 + 2H$ ; entonces:

$$f_w = 0.75H + (1.5 + 2H)^2/2g \quad (133)$$

La ecuación (133) supone que la altura de la cresta de la onda por encima del nivel del embalse esta alrededor de  $0.75H$ . (Novak - Moffat y Nalluri. 2001).

### 2.3.DEFINICION DE TÉRMINOS BÁSICOS.

**Volumen muerto:** Está ubicado por debajo del nivel muerto del embalse (NAMIN) y es donde se acumularán los sedimentos durante la vida útil del embalse. Debe exceder en capacidad al volumen de sedimentos calculado durante la vida útil con el fin de que el embalse los pueda contener.

**Volumen inactivo:** Es el volumen de almacenamiento ubicado entre el nivel mínimo de operación del embalse (NAMINO) y el nivel de aguas normales (NAMO).

**Volumen Útil:** Es el volumen de almacenamiento ubicado entre el nivel mínimo de operación del embalse (NAMINO) y el nivel de aguas normales (NAMO).

**Volumen de súper almacenamiento:** Es el volumen, como su nombre indica, que se utiliza para reducir el caudal vertido en las avenidas, para limitar los daños aguas abajo.

**NAMÍN (Nivel de Aguas Mínimo):** Es el nivel mínimo de agua en el embalse. Delimita superiormente el volumen muerto del embalse.

**NAMINO (Nivel de Aguas Mínimo de Operación):** Delimita superiormente el volumen generado por la altura mínima del agua necesaria para el correcto funcionamiento de toma de agua la que se sitúa por encima de NAMIN.

**NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias):** Delimita superiormente al volumen útil del embalse, que es el que se aprovecha y gasta en función de diferentes propósitos: energía, irrigación, suministro de agua, etc. Para su ubicación se tienen en cuenta los siguientes aspectos: aportes de la cuenca, demanda de agua, pérdidas por infiltración y evaporación.

**NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias):** Se presenta temporalmente durante la creciente de los ríos dando lugar al volumen forzado del embalse, el cual puede ser usado en algunos casos, pero por lo general es evacuado rápidamente por medio del vertedor de demasías o rebosadero o aliviadero.

## CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS

### 3.1. UBICACIÓN Y CARACTERISTICAS DE LA ZONA

#### 3.1.1. Ubicación política del área de beneficio

Región : Cajamarca  
Provincia : Contumazá  
Distrito : Santa Cruz de Toledo  
Caseríos : Toledo, Ayambla y Los Higos

#### 3.1.2. Ubicación política de la presa Huaynamango

Región : Cajamarca  
Provincia : Contumazá  
Distritos : Contumazá y Santa Cruz de Toledo

#### 3.1.3. Ubicación geográfica.

La presa Huaynamango, se ubica en la zona 17 sur (de acuerdo a la proyección Universal Transverse Mercator - UTM), en las coordenadas: 9187294.95 N y 739643.17 E a 2406.50 m de altitud, mientras que las coordenadas del área de beneficio (riego agrícola) está dentro 9187156.37, 9189632.18 N y 735296.44, 739550.12 E, de 2210 a 2405 m de altitud, y las coordenadas de la cuenca aportante está dentro de 9181780.71, 9189769.55 N y 737556.84, 748759.92 E, de 2406.50 a 3625.00 m de altitud. Ver figura 31.

#### 3.1.4. Accesibilidad:

Para llegar al distrito de Santa Cruz de Toledo en donde se ubicará la Presa Huaynamango, se cuenta con el siguiente itinerario y tiempos que se detallan en la tabla 15, a partir de la ciudad de Cajamarca:

Tabla 15. Vías de acceso a la Presa Huaynamango.

<i>Desde - Hasta</i>	<i>Distancia (km)</i>	<i>Tiempo (hr)</i>	<i>Tipo de Vía</i>	<i>Estado</i>
Cajamarca - Chilete	90	2.00	Nacional asfaltada	Buena
Chilete - Contumazá	38	1.50	Nacional asfaltada	Regular
Contumazá - Toledo	12.21	0.50	Vecinal afirmada	Regular

## **3.2.EQUIPO Y MATERIALES UTILIZADOS EN LA INVESTIGACION**

### **3.2.1. Materiales.**

Los materiales utilizados en la presente tesis son:

- Archivos meteorológicos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).
- Muestras de material sedimentado en el lecho del río
- Materiales de escritorio (papel, libreta de apuntes, lapiceros, etc.)

### **3.2.2. Equipos**

- Computadora Toshiba CORE i5
- Impresora multifuncional HP2050
- Cámara fotográfica
- GPS Garmin Oregon 450
- Estación total marca Leica
- Wincha de 5m.
- Wincha de 30m.
- Balde de 20 litros
- Balde de 4 litros
- Cronómetro
- Juego de tamices
- Balanza con aproximación de 0.1g.
- Probeta graduada
- Bomba de vacíos
- Fiola de 500ml
- Taras
- Sacos de polietileno

## **3.3.PROCEDIMIENTO**

### **3.3.1. Visita de campo a la zona de estudio**

- Visita a la zona de estudio para conocer sus características generales, ubicación del vaso de almacenamiento, zona de riego, y características de la cuenca aportante a la presa Huaynamango.

- Levantamiento topográfico del vaso de almacenamiento.
- Toma de fotografías del área de estudio.
- Identificación de zonas con visible acumulación de sedimentos, considerándolos como punto de muestreos de sedimentos.
- Identificación de la zona de aforo aguas arriba del vaso de almacenamiento. Ver tabla 30 y 31.

### **3.3.2. Estudio hidrológico**

- Recopilación de información con la que cuenta el Instituto Geográfico Nacional del Perú, así como modelos de elevación digital mundiales con escalas de resolución variable y del software ARGIS.
- Recopilación de datos meteorológicos de las estaciones de Contumazá, Chilete, Magdalena, Cospán, San Benito y Cascabamba los cuales fueron solicitados al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).
- Se realizó el análisis de tendencias y extensión de datos de precipitación para las estaciones meteorológicas de Asunción, Cospán, San Benito Magdalena, Chilete, Cascabamba.
- Se determinó la precipitación media de la cuenca haciendo uso del método de Polígono de Thiessen.
- Se realizó el balance hídrico, teniendo en cuenta la demanda y oferta de agua de acuerdo a la cedula de cultivo, precipitación efectiva, retención de la cuenca y agotamiento de la misma.
- Cálculo de los caudales aforados en los meses de junio, julio, agosto, setiembre, octubre, noviembre y diciembre del año 2017 y los meses de enero, febrero, marzo, abril y mayo del año 2018 haciendo uso del método por flotadores y volumétrico (Ver tabla 30 y 31).
- Estimación de la máxima avenida haciendo uso del método del hidrograma unitario triangular (Ver figura 22).
- Determinación del caudal máximo de salida proponiendo un vertedero de demasías para un perfil de cresta tipo cimacio y aplicando la metodología descrita en el capítulo 2 y las ecuaciones 89, 90, 91 y 92 se elaboró el hidrograma de salida (Ver tablas 42 y figura 23).

### **3.3.3. Transporte de sedimentos**

- Se realizó el muestreo de sedimentos aguas arriba del vaso de almacenamiento. En total se obtuvieron 5 puntos de muestreo de los cuales se extrajeron 50 kg de muestra para su estudio de mecánica de suelos.
- Se realizó el secado de la muestra extraída y tamizado por el método ASTM E-11 desde el tamiz 2.5" hasta el tamiz N° 200. Ver tabla 44.
- Se elaboró la curva granulométrica de los sedimentos extraídos aguas arriba del vaso de almacenamiento. Ver figura 24.
- Determinación de la densidad relativa, densidad aparente y el peso específico de los sedimentos. Ver tablas 45, 46, 47, 48, 49 y panel fotográfico.
- Se estimó el gasto sólido del fondo del río Contumazá mediante la aplicación de la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean. Ver tabla 53.
- Se estimó el volumen de sedimentos debido al transporte de fondo del río Contumazá mediante la aplicación de la ecuación 111. Ver tabla 54.
- Se estimó el volumen de sedimentos debido al transporte en suspensión del río Contumazá mediante la aplicación de la ecuación 111. Ver tabla 55.

### **3.3.4. Volúmenes de almacenamiento**

- Elaboración de curvas características del vaso de almacenamiento.
- Determinación del nivel de agua mínimo (NAMIN).
- Determinación del nivel de agua máximo de operación (NAMO).
- Determinación del nivel de agua máximo extraordinario (NAME).
- Determinación del volumen muerto de la presa considerando la vida útil de la presa y el volumen anual de sedimentos de fondo y suspensión.
- Determinación del volumen útil o de operación de la presa a través del algoritmo del pico secuente descrito en el capítulo 2 considerando también las pérdidas por evaporación e infiltración.
- Determinación del volumen de súper almacenamiento de la presa restando el volumen de agua almacenada hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), menos el volumen de agua que se almacena hasta el nivel de agua máximo de operación (NAMO).

### **3.4. TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACION DE RESULTADOS**

#### **3.4.1. Tratamiento y análisis de datos**

##### **Análisis de los datos pluviométricos**

Los datos meteorológicos de las estaciones de Contumazá, Asunción, Cospán, Magdalena, Chilete, San Benito y Cascabamba se solicitaron al SENAMHI, para luego ser sometidas a una evaluación y eliminación de errores que se manifiestan como saltos, para luego ser completadas y extendidas.

##### **Análisis de consistencia**

Se realizó el análisis de consistencia de la información pluviométrica de las estaciones Asunción, Cospán, Magdalena, Chilete y San Benito con la finalidad de detectar la presencia de errores denominados saltos y así obtener series confiables. Para lo cual se efectuó el análisis de doble masa.

Después de haber obtenido los periodos de información dudosa y de información confiable de los diagramas de doble masa se realizó el análisis estadístico consistente en procesos de inferencia estadística para la media y desviación estándar mediante la prueba T y F.

Con dichas pruebas se establece si existe diferencia estadística a un determinado nivel de significación (95%) entre las medias y desviación estándar entre dos períodos de información considerados. En los casos que se encontró diferencia estadística entre los parámetros estadísticos, se procedió a corregir la información del periodo dudoso en base al periodo confiable.

##### **Análisis de tendencias**

El análisis de tendencias se realizó a las estaciones Asunción, Cospán, Magdalena, Chilete y San Benito, las cuales anteriormente habían sido sometidas al análisis de consistencia y corrección de saltos, observándose que no necesitan correcciones por tendencia en la media ni tampoco en la varianza.

##### **Estimación de datos faltantes**

La completación de datos faltantes se realizó usando el método de regresión lineal simple.

##### **Extensión del registro**

La extensión de información realizó usando el método de regresión lineal simple desde una estación con largo registro histórico (estación Contumazá) a otra de corto registro.

### **Caracterización de la cuenca hidrológica**

Para la caracterización la de cuenca hidrológica, se ha tomado la recopilación de información con la que cuenta el Instituto Geográfico Nacional del Perú, así como modelos de elevación digital mundiales con escalas de resolución variable y del software ARGIS.

### **Delimitación de la cuenca**

En primer lugar, se ha realizado la delimitación de la cuenca mediante modelos de elevación digital, y haciendo uso del Software ARGIS. Ver figura 33.

### **Ubicación hidrográfica.**

Hidrográficamente el sector de la cuenca aportante, está ubicada dentro de la unidad hidrográfica del pacífico, cuenca hidrográfica Jequetepeque teniendo como el río principal al río Contumazá, que a su vez es tributario del río Jequetepeque, definiéndose, así como una cuenca endorreica.

Siguiendo la configuración del terreno representada por el modelo de elevación digital, se obtuvo el sistema hidrográfico, considerando como punto de salida la ubicación del eje de la presa (9187294.45 N y 739643.17 E, a 2406.50 m) y el trazo automatizado de los cauces de ríos y quebradas del sector de la cuenca aportante, que está constituido por 20 subcuencas con las características que se detallan en la Tabla 16 y figura 31 y 32.

### **Determinación de parámetros geomorfológicos de la cuenca**

#### **Área de la cuenca (A)**

El área de la cuenca se ha obtenido del mapa elaborado, utilizando sistemas de Información geográfica, GIS y la cuenca digitaliza. Ver figura 33. El área de la cuenca aportante es de  $33.74 \text{ km}^2$  (3374.48 has), delimitado desde el punto estimado para la construcción del dique de la presa, en las coordenadas 9187294.45 N y 739643.17 E, a 2406.50 m.s.n.m.

#### **Perímetro de la cuenca (P)**

El parte aguas se definió realizando el recorrido perimétrico de la cuenca haciendo uso de un equipo receptor GPS, se ha localizado e identificando los puntos donde el sentido de los escurrimientos de los cauces en los extremos de la hidrografía cambia de dirección. El perímetro de la cuenca aportante es de 36.76 km. Ver figura 33.



## **Forma de la cuenca.**

### **A. Factor de forma.**

El factor de forma de la cuenca se ha calculado haciendo uso de la ecuación 27.

$$Rf = \frac{Ac}{Lb^2}$$

$$Rf = \frac{33.74}{9.32^2} = 0.388$$

De acuerdo a la ecuación anterior, se ha obtenido un factor de forma adimensional de  $Rf = 0.388$ , lo cual nos indica que la cuenca tiene una forma medianamente alargada.

### **Coefficiente de compacidad de Gravelius**

El Coeficiente de Compacidad de Gravelius o simplemente Índice de Compacidad, se determinó haciendo uso de la ecuación 28.

$$I_c = 0.282 \frac{36.76}{\sqrt{33.74}} = 1.78$$

Al aplicar la fórmula se obtuvo un resultado de  $I_c = 1.78$ , valor que nos indica que la cuenca tiene una forma oval oblonga o rectangular oblonga, donde es posible que el tiempo de concentración ocurra en periodos de duración larga, con menor probabilidad de que ocurran crecidas bruscas pero las que se presenten tengan una duración considerable.

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

Para determinar la pendiente media de la cuenca se usó el método de longitud de curvas de nivel (ecuación 29).

$$S_m = \frac{0.01 \text{ km} * 1166.11 \text{ km}}{33.74 \text{ km}^2} = 0.3456 = 34.56\%$$

La pendiente media de la cuenca aportante es de 34.56%

### **Elevación media de la cuenca.**

Para determinar la elevación media de la cuenca se consideró el método de la curva hipsométrica y de frecuencia de altitudes, obteniendo una elevación media de la cuenca de 2,820 m.s.n.m. Ver figura 35.

### **Orden de las corrientes.**

Teniendo disponible el mapa del sistema de cauces e incluyendo todas las líneas de flujo permanente e intermitente, localizado en el área de la cuenca en estudio, claramente definidos, se ha determinado para la cuenca aportante a la presa Huaynamango que el orden de corrientes es 4. Ver figura 36.

### **Densidad de drenaje.**

La densidad de drenaje de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango se calculó haciendo uso de la ecuación 33. Obteniendo una densidad de drenaje de 3.16 km/km<sup>2</sup>.

$$D = \frac{106.61}{33.74} = 3.16 \frac{km}{km^2}$$

Es decir, existe 3.16 km de cauce de drenaje por cada km<sup>2</sup> de superficie, lo que se considera una longitud muy grande producto de una red muy densa.

### **Densidad de corriente.**

La densidad de corriente de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango, se calculó haciendo uso de la ecuación 34. Obteniendo una densidad de corriente de 8.68 cauces/km<sup>2</sup>.

$$D_c = \frac{293}{33.74} = 8.68 \text{ cauces}/km^2$$

Lo que nos indica que hay 8.68 cauces por cada km<sup>2</sup> de superficie, considerándose una red muy densa producto de las fuertes pendientes de la cuenca aportante.

### **Pendiente del cauce.**

- **Método I. Pendiente Uniforme**

Para determinar la pendiente del cauce se empleó el método de la pendiente uniforme, haciendo uso de la ecuación 35. La longitud del cauce principal es de 11.90 km. Ver figura 37.

$$S = \frac{1.2km}{11.90km} = 0.1008 = 10.08\%$$

La pendiente del cauce del río Contumazá aportante a la Presa Huaynamango es de: 10.08%

### **Tiempo de concentración.**

Para el caso, se ha empleado la fórmula de kirpich, según la tabla N° 2, teniendo en cuenta las variables de longitud del cauce y la pendiente.

$$t_c = 0.01947 * 11900^{0.77} * 0.1008^{-0.385}$$

$t_c = 64.74$  min.

Obteniéndose un valor de TC = 64.74 minutos, equivalente a 1 Hora con 4.74 minutos.

### **Precipitación media en la cuenca**

La precipitación media en la cuenca se ha calculado haciendo uso del método de los polígonos de Thiessen en el software ARGIS, para lo cual utilizamos las estaciones meteorológicas más cercanas a la zona de estudio (ver tabla 18), obteniendo una precipitación media anual de 767.57mm. Ver figura 38 y tabla 18 y 19.

### **Balance hídrico**

#### **Demanda de agua para la agricultura**

Para calcular la demanda actual de agua para la agricultura en la presa Huaynamango se han considerado la demanda de los siguientes cultivos: alfalfa, maíz, palto, durazno, uva y taya expuestos en la cédula de cultivo (tabla 21). La superficie a regar es de 170.93 hectáreas. La zona a irrigar se encuentra cercana al pueblo de Santa Cruz de Toledo y a 12 km, de la ciudad de Contumazá.

#### **Cálculo de la evapotranspiración potencial**

Para calcular la evapotranspiración potencial se ha utilizado el método de Hargreaves, el cual está en función de los siguientes parámetros: temperatura, radiación solar, altitud, horas de sol. Para el presente estudio se utilizó los datos de temperatura de la estación de Contumazá y las horas de sol se han usado las registradas en la estación weberbauer.

En la tabla 20, se muestra la evapotranspiración mensual calculada a partir de las ecuaciones 37,38,39 y 40.

#### **Cédula de cultivo**

Los parámetros que se han usado en la cédula de cultivo son los siguientes:

- Kc: Obtenido de tablas
- ETP: Evapotranspiración potencial calculada mediante la fórmula de Hargreaves
- ETR: Evapotranspiración real que es igual a  $K_c \times ETP$
- Precipitación (mm/mes) al 75% de disponibilidad de la estación de Contumazá

El cálculo de la cédula de cultivo con 57% de eficiencia de riego considerando el uso de canales revestidos en la línea de conducción y distribución para un riego por gravedad se detalla en la tabla 22.

## **Generación de caudales**

### **Caudales mensuales para el año promedio**

El modelo hidrológico fue propuesto por en 1980, el cual permite realizar el cálculo de caudales tomando como base el balance hídrico. Combina, para su cálculo, los distintos factores como precipitación efectiva, retención de la cuenca y agotamiento de la misma, en los distintos meses.

La metodología consiste, primero en establecer el balance hídrico (balance hidrológico) para el año promedio, empleando la ecuación básica del "balance hídrico" (ecuación 46). Para convertir los caudales a  $m^3/s$ , se multiplica los caudales medios mensuales en mm/mes, por el área de la cuenca, dividido entre el número de días del mes, 24h, 60min y 60seg.

### **Caudales mensuales para un periodo extendido**

El modelo hidrológico de Lutz Scholtz permite estimar los caudales del año promedio del sector aportante de la cuenca de Contumazá, el periodo extendido es generado por un proceso Markoviano de primer orden tomando como variable de impulso la precipitación efectiva.

El protocolo establecido para la generación de caudales para un periodo extendido se resume de la siguiente manera.

- Con los caudales generados para el año promedio se calcula los parámetros de regresión lineal múltiple mediante un cálculo de regresión con  $Q_t$  como valor dependiente y  $Q_{t-1}$  y  $PE_t$ , como valores independientes. Asimismo, se determinó los caudales estimados y los coeficientes estadísticos de la correlación múltiple. Ver tabla 24 y 25.
- Se calculó la precipitación efectiva a partir de la precipitación media para un periodo de 51 años desde 1964 hasta 2016. Ver tabla 26.
- Se generó números aleatorios normalmente distribuidos para un mismo periodo que la precipitación efectiva, con distribución normal de media igual a 0 y desviación estándar igual a 1.
- Se calculó los caudales generados para el periodo extendido según la ecuación (57). Ver tabla 27 y 28.

Una vez conseguidos los registros de caudales mensuales generados se elabora la curva de persistencia al 75% de probabilidades de ocurrencia usando el método de Weibull. Ver tabla 29.

## **Medición del escurrimiento**

### **Caudales aforados por el método de flotadores**

En la presente investigación se utilizó este método porque no se tuvo acceso a un correntómetro, se realizaron las mediciones de aforos en un punto específico del río Contumazá con coordenadas (739932 E ; 9186850 N) -WGS 1984-17S durante los meses de diciembre, enero, febrero, marzo, abril y mayo del año 2018.

El procedimiento realizado se detalla a continuación:

- Se escogió un tramo recto adecuado identificando el punto inicial (A) y un punto final (B) donde el agua fluya de manera natural con pocas piedras y troncos. Medimos el ancho del río y la distancia que recorrerán los flotadores.
- Se lanzó el flotador antes del punto A con la finalidad de que alcance una velocidad constante para luego proceder a medir el tiempo que demoraba en llegar el flotador desde el Punto A hasta el punto B, se realizó dicho procedimiento un mínimo de 5 veces por cada día que se aforó.
- La velocidad superficial y la velocidad media vienen dadas por las ecuaciones 58 y 59, factor de corrección fue seleccionado de la Tabla 6.
- Se dividió el ancho del río en siete partes iguales, midiendo las diferentes profundidades y así se obtuvo el promedio, aplicando la ecuación 63. El área promedio se calculó mediante las ecuaciones 61 y 62.
- Teniendo todas las variables se procedió al cálculo del caudal del río, expresado por la ecuación 63. Ver tabla 30.

### **Caudales aforados por el método volumétrico**

Este método se utilizó en los meses de junio, julio, agosto, setiembre, octubre y noviembre del año 2017, debido a que había poca agua en el cauce del río Contumazá

El procedimiento realizado se detalla a continuación:

- Primeramente, se debe conocer el volumen del depósito, en este caso se utilizó un balde de 20 litros.
- Luego se tiene que hacer llegar la corriente de agua al depósito usado y medir con un cronómetro el tiempo en que demora en llenarse. Se repitió este procedimiento un número de 5 veces por día que se aforó.

- Finalmente se calculó el caudal haciendo uso de la ecuación 64. Ver tabla 31.

### **Estimación de máximas avenidas**

El caudal máximo nos servirá para calcular la geometría del vertedero de demasías y para hallar la cota NAME, pero debido a que no contamos con registros pluviográficos que nos permitan obtener intensidades máximas, usamos la metodología de Dick Peschke que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas en este caso de la estación Contumazá desde el año 1984 hasta el 2013, usando la ecuación 73.

Posteriormente de obtener las precipitaciones máximas para duraciones de 5min, 10 min, 15min, 30min, 60min y 120min, de la Estación Contumazá, procedemos a obtener las intensidades máximas (mm/h) para las mismas duraciones y los ordenamos de manera descendente para luego traspasar los datos a la zona de estudio con una altitud media de 2820 m.s.n.m. Ver tabla 32,33,34 y 35.

Luego realizamos la prueba de bondad de ajuste de (SMIRNOV - KOLMOGOROV) para el modelo matemático de Gumbel para 5min, 10min, 15min, 30min, 60 min y 120 min. Ver tabla 36.

A continuación, realizamos el modelamiento de intensidades en función de la vida útil y el riesgo de falla de la estructura hidráulica en nuestro caso se trata de una presa intermedia con una vida útil de 100 años y un riesgo de falla de 15% con un tiempo de retorno de 615.85 años. Ver tabla 37, 38 y 39.

Seguidamente se procede a la elaborar la curva de intensidad – duración – frecuencia, de la cual obtenemos la intensidad de 65.55 mm/h para un tiempo de duración igual al tiempo de concentración de 64.74 minutos. Ver Figura 21.

### **Método del Hidrograma Unitario Triangular**

Para encontrar la máxima avenida con el método del hidrograma unitario triangular se usó la ecuación 79 para un periodo de retorno de 615.81 años. El tiempo pico para la elaboración del hidrograma triangular se calculó usando las ecuaciones 76, 77 y 79. El tiempo base usando la ecuación 78 y la precipitación efectiva con las ecuaciones 85, 86 y 87, con número de curva N=84.91. Ver tabla 40 y figura 22.

$$Q = \frac{0.208 \times 45.53 \times 33.74}{1.69} = 189.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **Tránsito de crecientes en embalses**

Primeramente, se propuso un vertedero de demasías para un perfil de cresta tipo cimacio con una longitud de 11m. y coeficiente de descarga  $C = 2.2$ , para un hidrograma de entrada cuyo caudal máximo es de  $189.09 \text{ m}^3/\text{s}$  obtenido a través del método del hidrograma unitario triangular (ver figura 22). Posteriormente aplicando la metodología descrita en el capítulo 2 y las ecuaciones 89, 90, 981 y 92 se elaboró el hidrograma de salida, obteniendo un caudal máximo de salida de  $141.41 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ver tablas N° 41, 42,43 y figura 23.

## **Transporte de sedimentos**

### **Sedimentos del río**

Se realizó el muestreo de sedimentos en 5 puntos ubicados aguas arriba de donde se proyecta el vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango, de los cuales se extrajeron 50 kg de muestra para su estudio de mecánica de suelos.

### **Granulometría de sedimentos**

La granulometría de los sedimentos se obtuvo mediante tamizado en seco hasta tamaño de partículas de 3", tal como se muestra en la Tabla 44.

La curva granulométrica de los sedimentos se muestra en la figura 24.

Esta curva muestra que las partículas sólidas que transporta el río Contumazá aguas arriba de donde se proyecta el vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamngo tiene una distribución de solidos bien gradados con un coeficiente de uniformidad de  $C_u = 18.39$ .

De la figura 24, se obtiene que los sedimentos están bien gradados, de donde encontramos:

$$D_{10} = 0.00087m$$

$$D_{16} = 0.00163m$$

$$D_{30} = 0.004m$$

$$D_{40} = 0.0074m$$

$$D_{50} = 0.0104m$$

$$D_{60} = 0.016m$$

$$D_{84} = 0.0463m$$

$$D_{90} = 0.0521m$$

$$D_m = 0.01946m$$

### **Densidad aparente de los sedimentos**

La densidad aparente de los sedimentos se obtuvo tomando en cuenta la porosidad y la humedad de las muestras tal como se encontraron en el lecho del río. Ver tabla 45.

### **Densidad relativa de los sedimentos**

La densidad relativa de los sedimentos (in situ) del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamngo se muestran en la tabla 46.

### **Porosidad**

La porosidad de los sedimentos la hallamos aplicando la ecuación 106, teniendo.

$$n = 1 - \frac{1527.88}{2647.34} = 0.42$$

### **Peso específico de arena gruesa y grava**

El peso específico de arena gruesa y grava del río Contumazá, aguas arriba de la Presa Huaynamango se muestra en la tabla 47. Obteniendo un peso específico de arena gruesa y grava de  $2660 \text{ kg/m}^3$ .

### **Peso específico de material fino**

El peso específico de material fino del río Contumazá, aguas arriba de la Presa Huaynamango, se muestran en la tabla 48. Obteniendo un peso específico de material fino de  $2630 \text{ kg/m}^3$ .

### **Caudales de aforo**

De los aforos realizados en los meses de diciembre del año 2017, enero, febrero, marzo, abril, mayo del año 2018, en la sección ubicada en las coordenadas 739932 E; 9186850 N - WGS 1984-17S. Se obtuvieron caudales que varían desde los  $0.055 \text{ m}^3/\text{s}$  hasta  $0.485 \text{ m}^3/\text{s}$  y un área promedio de  $0.71 \text{ m}^2$ . Considerando el área promedio como el área correspondiente al cauce encontramos el caudal dominante  $Q = 0.212 \text{ m}^3/\text{s}$ . Obteniendo también el perímetro mojado, radio hidráulico, coeficiente de rugosidad de Manning "n", ancho medio del cauce y tirante medio. Ver tabla 50. Luego relacionamos los caudales aforados con los datos encontrados. Ver figura 25, 26 y 27.

### **Gasto sólido de fondo del río Contumazá con caudales aforados de diciembre a mayo del 2018**

El gasto sólido de fondo del río Contumazá en los meses de diciembre del año 2017, enero, febrero, marzo, abril y mayo del 2018, aguas arriba de la Presa Huaynamngo, se calculó mediante la fórmula de Parker, Klingeman y Mc (ecuación 112). Ver tabla 52.

Para aplicar esta fórmula, primero calcularemos el esfuerzo hidráulico adimensional para  $D_{50sub}$ , aplicando la ecuación 117, tenemos:



$$\tau_{50}^* = \frac{(0,606)(0,21)(0,1008)}{0,01043}$$

$$\tau_{50}^* = 1.23$$

Luego, calculamos el esfuerzo hidráulico normalizado para el tamaño de partícula  $D_{50sub}$ , aplicando la ecuación 116, y reemplazando el valor del esfuerzo hidráulico adimensional en la ecuación 115, tenemos:

$$\phi_{50} = \frac{1.23}{0,0876}$$

$$\phi_{50} = 14.04$$

$$W^* = 11,2 \left[ 1 - \frac{0,822}{14.04} \right]^{4,5}$$

$$W^* = 8.54$$

Ahora, aplicando la ecuación 112, tenemos:

$$G_x = 1400 \left( \frac{(8.54)(9.81^{\frac{1}{2}})(0.21(0.1008))^{3/2}}{2,65} \right)$$

$$G_x = 43.52 \text{ kg/s}$$

### **Gasto sólido de fondo del río Contumazá con caudales medios mensuales del año promedio para el periodo 1965 – 2016**

Los caudales medios mensuales del periodo 1965 – 2016 fueron determinados tomando como punto de descarga, la cortina de la presa Huaynamango, ubicado en las coordenadas 9187294.45 N y 739643.17 E. Cuyos caudales mensuales para el año promedio han sido obtenidos aplicando el modelo del balance hídrico (Ver Tabla 24), posteriormente aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean se calculó el gasto sólido de fondo del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamngo. Ver tabla 53.

### **Volumen de sedimentos de fondo del río Contumazá**

Con el tiempo de concentración ( $t_c = 74.74 \text{ min.}$ ), la porosidad ( $n = 0,42$ ), peso específico ( $\gamma = 2.66 \text{ kg/m}^3$ ) y gasto de sólido de fondo para caudales medios del año promedio, obtenemos el volumen de sedimentos de fondo del río Contumazá, aplicando la ecuación 111. Ver tabla 54.

## **Volumen de sedimentos en suspensión del río Contumazá**

Para calcular el volumen de los sedimentos en suspensión del río Contumazá, primeramente, se tuvo que hallar la concentración de sedimentos en suspensión, para lo cual en los meses de lluvia (enero – abril), se tomaron muestras del agua en un balde de 20 litros, para dejarlo reposar hasta que se sedimenten todos los sólidos, posteriormente se drenó cuidadosamente el agua del recipiente y se procedió a secar en una estufa los sedimentos para luego pesarlo. Ver tabla 55 y figura 28. El punto de muestreo tiene las coordenadas 739932 E ; 9186850 N -WGS 1984/17S.

Una vez obtenida la relación entre el caudal y la concentración de sedimentos en suspensión se calcula el caudal máximo para un periodo de retorno de 1 año ( $Q_{\text{máx}} = 4.89 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y la concentración de sedimentos en suspensión para dicho caudal, luego aplicando la ecuación 111, para un tiempo de concentración de 64.74 minutos y peso específico del material fino de  $\gamma = 2.63 \text{ kg/m}^3$ , encontramos los volúmenes de sedimento en suspensión para los meses de enero, febrero, marzo y abril considerando el número de ocurrencias por mes del caudal máximo. Ver tabla 56.

## **Curvas características del vaso de almacenamiento**

En base al plano topográfico, se construyó la tabla 57, para posteriormente elaborar el gráfico de volumen versus altura y área versus altura, tal como muestra en la figura 29 y figura 30.

De las curvas características podemos determinar del tamaño del espejo de aguas libres para cualquier altura y volumen del embalse por debajo de tal superficie. Por ende, nos sirve para ubicar, entre otros, el nivel de toma y los niveles de cresta del aliviadero y de corona y, los espejos de aguas libres correspondiente.

## **Volúmenes de almacenamiento**

### **Estimación del volumen muerto (volumen de sedimentos, NAMIN y nivel del NAMINO)**

Para definir el volumen muerto de la presa se consideró una vida útil de 100 años y se estimó un volumen anual de sedimentos de fondo y suspensión que probablemente ingresarán al embalse de  $2,806.50 \text{ m}^3/\text{año}$ . El volumen de sedimentos se encontró usando la ecuación 120. Ver tabla 54 y 56.

$$VS = 2806.50 \times 100 = 280,650 \text{ m}^3$$

El volumen muerto por cota de derivación se calculó asignándole una altura de 3.5m, para los sedimentos que ingresarán a la presa durante su vida útil, y de acuerdo a la curva característica de cota versus volumen de la Presa Huaynamango, se estimó un volumen muerto por cota de derivación de  $785.16 \text{ m}^3$ . Ver tabla 57 y figura 29.

#### **Estimación del nivel de agua mínimo (NAMIN)**

El nivel de agua mínimo (NAMIN), está determinado por el nivel considerado para recibir los sedimentos durante la vida útil de la obra. En este estudio se ha considerado una altura de 3.5m, teniendo una cota de 2410.00 m.s.n.m. Ver tabla 57 y figura 29.

#### **Estimación del nivel de agua mínimo de operación (NAMINO)**

El nivel de agua mínimo de operación (NAMINO), está establecido por el mínimo nivel que se puede tener para el funcionamiento de la obra de toma, por lo cual tenemos que calcular las pérdidas de carga en la obra de toma.

#### **Pérdidas de carga en obra de toma**

Para calcular la pérdida de carga en la obra de toma de la presa Huaynamango se ha considerado como caudal de diseño al máximo caudal de la cédula de cultivo (ver tabla 22) igual a  $0.098 \text{ m}^3/\text{s}$ . Y una tubería de acero galvanizado de 250mm de diámetro con una longitud de  $L= 60\text{m}$ . Y un coeficiente de rugosidad de  $\epsilon= 0.15\text{mm}$ .

Primeramente, de la ecuación de continuidad se calcula la velocidad del fluido en la tubería, siendo esta igual a  $v = 2.00 \text{ m/s}$ .

Posteriormente se calcula el Número de Reynolds haciendo uso de la ecuación 123 y la tabla 12, considerando una viscosidad cinemática para el agua de  $\mu = 1.14 \times 10^{-6}$ . Obteniendo un régimen de flujo turbulento.

$$Re = \frac{2.00 * 0.25}{1.14 \times 10^{-6}} = 438596.49$$

Una vez obtenido el Número de Reynolds, procedemos a encontrar el factor de fricción (f) haciendo uso de la ecuación 122.

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{0.15/250}{3.7} + \frac{5.74}{(438596.49)^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.018$$

#### **Pérdida por fricción**

Para encontrar la pérdida por fricción, se ha usado la ecuación 121, teniendo como resultado  $h_f = 0.88m$ .

$$h_f = 0.018 \frac{60}{0.25} \frac{(2.00)^2}{(2 * 9.81)} = 0.88m.$$

### **Pérdida por entrada**

Para encontrar la pérdida por entrada, se ha usado la ecuación 124, considerando aristas rectas  $k = 0.5$  (figura 18)

$$h_x = 0.5 \frac{(2.00)^2}{2 * 9.81} = 0.10m.$$

### **Pérdida por rejas**

Para encontrar la pérdida por rejas, se ha usado la ecuación 125 considerando una reja de sección circular ( $\beta = 1.79$ ), con un grosor de rejas de 2.54 cm, y una separación entre paños de 5 cm, que forma un ángulo con la horizontal de  $90^\circ$ , obteniendo una pérdida de  $h_{Rj} = 0.15m$ .

$$h_{Rj} = 1.79 \left(\frac{2.54}{5}\right)^{4/3} \text{sen}(90^\circ) \frac{(2.00)^2}{2 * 9.81} = 0.15m.$$

### **Pérdida por válvula compuerta**

Para encontrar la pérdida por válvula compuerta, se ha usado la ecuación 124, considerando  $k = 0.20$  para válvula compuerta totalmente abierta, obteniendo una pérdida de  $h_x = 0.04m$ .

$$h_x = 0.20 \frac{(2.00)^2}{2 * 9.81} = 0.04m.$$

### **Pérdidas por salida**

Para encontrar la pérdida por salida, se ha usado la ecuación 126, considerando una descarga libre  $k = 1$ , obteniendo una pérdida de  $h_s = 0.20m$ .

$$h_s = \frac{(2.00)^2}{2 * 9.81} = 0.20m.$$

La pérdida de carga total en la obra de toma viene hacer la suma de la pérdida de carga por fricción, más la perdida por entrada, perdida por salida y perdidas localizadas, obteniendo una pérdida total de  $h_T = 1.37m$ .

$$h_T = 0.88 + 0.10 + 0.15 + 0.04 + 0.20 = 1.37m.$$

Para el presente estudio vamos a considerar una pérdida de carga total a 2.00m.

Entonces, el nivel de agua mínimo de operación (NAMINO), tiene como cota 2412.00 m.s.n.m. Ver tabla 57 y figura 29.

### **Volumen inactivo**

El volumen inactivo es el volumen de agua que se encuentra entre el nivel de agua mínimo (NAMIN) y el nivel de agua mínimo de operación (NAMINO), y de acuerdo a la curva característica de cota versus volumen se estima un volumen inactivo de 1,650.54 m<sup>3</sup>. Ver tabla 57. y figura 29.

### **Volumen útil y nivel de agua máximo de operación (NAMO)**

El volumen útil se obtuvo con el método del algoritmo del pico secante (ver tabla 60), a partir de las demandas de agua de la cédula de cultivo (ver tabla 22), con una eficiencia de riego por gravedad con canales revestidos de 57% y los aportes del sector de la cuenca de Contumazá al 75% de persistencia.

El volumen útil de la Presa Huaynamango es de 1.138 MMC. Ver tabla 60.

### **Volumen por pérdida de evaporación e infiltración**

#### **Evaporación:**

Para estimar las pérdidas por evaporación se usó la ecuación 128 considerando una evaporación promedio anual de 1500mm/año de acuerdo al estudio denominado: Mapas Temáticos de la Variable Clima (GORE CAJAMARCA) elaborado por: Adelma Bersebha Serpa López con la asesoría técnica de SENAMHI. También se ha determinado un área correspondiente al embalse lleno de 7.05 ha. y un área del embalse vacío de 0.12 ha. Para un periodo crítico de 7 meses contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío. Obteniendo como resultado un volumen de agua evaporada de 31,368.75 m<sup>3</sup>.

$$V_{ev} = 10 * \left( \frac{7.05 + 0.12}{2} \right) \times 125 \times 7 = 31,368.75 m^3$$

#### **Infiltración:**

Para estimar las pérdidas por infiltración se usó la ecuación 130 y la tabla 14 considerando el suelo del embalse de regular impermeabilidad y un periodo crítico de 7 meses contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío.

$$V_{inf} = 7 \times \left( \frac{1.5}{100} * 1,138,000.00 \right) = 119,490.00 m^3$$

La pérdida total de agua en el embalse es igual a la suma de la pérdida por evaporación más la pérdida por infiltración, obteniendo como resultado  $150,858.75 \text{ m}^3$ .

$$V_{perd} = 31,368.75 + 119,490.00 = 150,858.75 \text{ m}^3$$

### **Estimación del nivel de agua máximo de operación (NAMO)**

Para estimar el nivel máximo con el que opera la presa se tiene que considerar las pérdidas de volumen por evaporación e infiltración, obteniendo un volumen útil de la presa Huaynamango de  $1,288,858.75 \text{ m}^3$ , alcanzando la cota de 2458.60 m.s.n.m. Ver figura 29 y tabla 57.

### **Volumen de súper almacenamiento**

#### **Estimación del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME)**

Para estimar el nivel máximo que es capaz de resistir la cortina se realizó el tránsito de avenidas, proponiéndose un vertedero de demasías con una longitud de 11m. y coeficiente de descarga  $C = 2.2$ , para un caudal máximo de entrada de  $189.09 \text{ m}^3/\text{s}$ , obteniendo un caudal máximo de salida de  $141.41 \text{ m}^3/\text{s}$ , y una elevación sobre el vertedero de 3.30 m, siendo la cota del nivel de aguas máximas extraordinarias 2461.90 m.s.n.m. Ver tabla 57 y figura 29.

El volumen de súper almacenamiento se estimó restando el volumen de agua almacenada hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), menos el volumen de agua que se almacena hasta el nivel de agua máximo de operación (NAMO), obteniendo un volumen de  $244,037.92 \text{ m}^3$ . Ver tabla 57.

$$V_{Super\ almac.} = 1,532,896.67 - 1,288,858.75 = 244,037.92 \text{ m}^3$$

### **Borde libre de presas**

Para estimar el bordo libre primeramente se determinó la altura de la onda usando la ecuación 131, para un fetch de 0.522 km. Obteniendo como resultado  $H = 0.78\text{m}$ .

$$H = 0.34(0.522)^{1/2} + 0.76 - 0.26(0.522)^{1/4} = 0.78\text{m}.$$

Luego aplicamos la ecuación 133, obteniendo un bordo libre igual a  $BL = 1.06\text{m}$ . Pero por seguridad y efectos de construcción consideramos un  $BL = 1.20\text{m}$ .

$$BL = 0.75(0.78) + \frac{(1.5 + 2(0.78))^2}{2(9.81)} = 1.06\text{m}.$$

### **3.4.2. Presentación de resultados.**

#### **Parámetros geomorfológicos de la cuenca.**

El área de la cuenca aportante al embalse de la Presa Huaynamango es de  $33.74 \text{ km}^2$ , lo que nos indica que es una cuenca pequeña, con un factor de forma de 0.388 y un índice de compacidad de 1.78, lo que significa que es una cuenca que tiene una forma de oval oblonga a rectangular oblonga, donde es posible que el tiempo de concentración ocurra en periodos de duración larga, con menor probabilidad de que ocurran crecidas bruscas pero las que se presenten tengan una duración considerable. La pendiente media de la cuenca es de 34.56%, lo que significa que tiene un relieve accidentado.

La densidad de drenaje del sector aportante de la cuenca Contumazá a la Presa Huaynamango es de  $3.16 \text{ km/km}^2$ . Es decir, existe 3.16 km de cauce de drenaje por cada  $\text{km}^2$  de superficie, lo que se considera una longitud muy grande producto de una red muy densa.

La densidad de corriente del sector aportante de la cuenca Contumazá a la Presa Huaynamango es de  $8.68 \text{ cauces/km}^2$ . Lo que nos indica que hay 8.68 cauces por cada  $\text{km}^2$  de superficie, considerándose una red muy densa producto de las fuertes pendientes de la cuenca aportante.

El tiempo de concentración es de 64.74 minutos, equivalente a 1 hora con 4.74 minutos, la cual se obtuvo en función de la longitud y pendiente del cauce principal, siendo la pendiente 10.08% y la longitud 11.90 km.

Los resultados se muestran en la tabla 17.

#### **Precipitación media en la cuenca**

La precipitación media anual del sector aportante de la cuenca Contumazá a la Presa Huaynamango es de 767.57 mm. Y la precipitación media mensual se indica en la tabla 19. Como se puede observar en la figura 38, las estaciones meteorológicas que están más cercanas e influyen en la obtención de la precipitación media a través de los polígonos de Thiessen son la estación de Contumazá y la estación de Cascabamba con un área de influencia de 2960 ha. (88% del área de la cuenca) y 414.48 ha. (12% del área de la cuenca), respectivamente.

En la cuenca la precipitación aumenta con la altitud, siendo los meses de mayor precipitación pluvial los meses de febrero y marzo, y los meses de estiaje julio y agosto.

#### **Balance hídrico**

La demanda actual de agua para la agricultura en la presa Huaynamango está determinada en la cédula de cultivo con una eficiencia de riego por gravedad de 57% usando canales revestidos (ver tabla 22). Siendo el área a regar de 170.93 hectáreas y la dotación total mensual de 1.95 MMC.

El objetivo de la Presa Huaynamango es retener los escurrimientos durante los meses lluviosos desde enero hasta mayo, para poder descargarlos en los meses de estiaje desde junio a diciembre (ver tabla 59). La diferencia entre la disponibilidad de agua anual (5.90 MMC) y el requerimiento total anual (1.95 MMC) es de 3.95 MMC.

### **Estimación de máximas avenidas**

Para el cálculo de la máxima avenida se empleó el hidrograma unitario triangular, siendo igual a  $189.09 m^3/s$ , en un tiempo pico de 1.69 horas y tiempo base de 4.51 horas, para una vida útil de la presa de 100 años, con un periodo de retorno de la tormenta de diseño de 615.81 años, riesgo de falla de 15% y una intensidad de 65.55mm/h para un tiempo de concentración de 64.74 minutos. Ver tabla 39, 40 y figura 21 y 22.

### **Tránsito de crecientes en embalses**

El tránsito de avenidas en la presa Huaynamango se determinó usando un hidrograma de entrada cuyo caudal máximo es de  $189.09 m^3/s$ , y considerando un vertedero de demasías de perfil de cresta tipo cimacio de longitud 11m. y coeficiente de descarga  $C = 2.2$ , obteniendo un hidrograma de salida cuyo caudal máximo es de  $141.41 m^3/s$ , resultando una altura del vertedero de 3.25m. para efectos de construcción se considera 3.50m. Ver tabla 43 y figura 24.

Como se puede apreciar la diferencia entre el caudal máximo de entrada y el caudal máximo de salida es de  $47.68 m^3/s$ .

### **Transporte de sedimentos**

#### **Sedimentos del río**

En la tabla 48, se muestra el análisis granulométrico y en la figura 24, la curva granulométrica de los sedimentos del río Contumazá. Esta curva muestra que las partículas sólidas que transporta el río Contumazá aguas arriba de donde se proyecta el vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango tiene una distribución de sólidos bien gradados con un coeficiente de uniformidad de  $C_u = 18.39$ .

Las propiedades de los sedimentos se muestran en la tabla 49.



### **Caudales del río Contumazá aguas arriba del vaso de almacenamiento de la presa Huaynamango.**

En los meses de diciembre del año 2017, enero, febrero, marzo, abril y mayo del año 2018, se realizaron una serie de aforos obteniendo caudales que varían desde los  $0.055 \text{ m}^3/\text{s}$  hasta  $0.485 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ver tabla 51.

Los valores mínimos de los caudales aforados indican que hay poco o nulo transporte de sedimentos de fondo, ya que de acuerdo al valor estimado para el caudal dominante  $Q = 0.212 \text{ m}^3/\text{s}$ , indica que a partir de dicho caudal empieza a ocurrir un transporte de sedimentos considerable, que puede afectar la morfología del cauce.

### **Gasto sólido de fondo del río Contumazá con caudales aforados de diciembre a mayo del 2018**

En la tabla 52, se presenta el resumen de los valores obtenidos para el gasto sólido de fondo ( $\text{kg/s}$ ) del río Contumazá, aguas arriba de la presa Huaynamango, para los meses de diciembre 2017, enero, febrero, marzo abril y mayo del año 2018, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean.

### **Gasto sólido de fondo para caudales medios mensuales históricos del año promedio**

Se ha estimado el gasto sólido de fondo ( $\text{kg/s}$ ) del río Contumazá, aguas arriba de la presa Huaynamango, para los caudales medios mensuales del periodo 1965 - 2016, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean. Los resultados se presentan en la tabla 53.

### **Volumen de sedimentos de fondo del río Contumazá**

Se ha estimado el volumen de sedimentos ( $\text{m}^3$ ) que transporta el río Contumazá, aguas arriba de la presa Huaynamango, para los caudales medios del año promedio, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean. Los resultados se presentan en la tabla 54

El volumen anual de sedimentos de fondo que transporta el río Contumazá estimado es de  $2692.35 \text{ m}^3/\text{año}$ .

### **Volumen de sedimentos en suspensión del río Contumazá**

Se ha estimado el volumen de sedimentos en suspensión ( $\text{m}^3$ ) que transporta el río Contumazá, aguas arriba de la presa Huaynamango, para los meses de enero, febrero, marzo y abril, para un caudal máximo de  $4.89 \text{ m}^3/\text{s}$ , con periodo de retorno de 1 año, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean. Los resultados se presentan en la tabla 56.

El volumen anual de sedimentos en suspensión que transporta el río Contumazá calculado es de  $114.15 \text{ m}^3/\text{año}$ .

### **Volúmenes de almacenamiento**

#### **Volumen muerto (volumen de sedimentos, NAMIN y nivel del NAMINO)**

El volumen muerto estimado por cota de derivación es de  $785.16 \text{ m}^3$ . El resultado se muestra en la tabla 57 y en la figura 29. Y el volumen de sedimentos estimado para la presa Huaynamango considerando una vida útil de 100 años es de  $280,650 \text{ m}^3$ .

El nivel de agua mínimo (NAMIN), estimado tiene una altura de 3.5m, llegando a la cota de 2410.00 m.s.n.m. El resultado se muestra en la tabla 57 y en la figura 29.

El nivel de agua mínimo de operación (NAMINO), considerado tiene una altura de 2.00 m, llegando a la cota de 2412.00 m.s.n.m. El resultado se muestra en la tabla 57 y en la figura 29.

#### **Volumen inactivo**

El volumen inactivo es el volumen de agua que se encuentra entre el nivel de agua mínimo (NAMIN) y el nivel de agua mínimo de operación (NAMINO), estimándose un volumen inactivo de  $1,650.54 \text{ m}^3$ . El resultado se muestra en la tabla 57 y figura 29.

#### **Volumen útil**

El volumen útil para la presa Huaynamango se estimó usando el método del pico secuente, debido a que se emplea especialmente para demandas variables, siendo el resultado 1.138 MMC ( $1,138,000.00 \text{ m}^3$ ).

El volumen por pérdidas de evaporación es de  $31,368.75 \text{ m}^3$ . y por pérdidas de infiltración es  $119,490.00 \text{ m}^3$ , haciendo un total de pérdidas de agua en el embalse de  $150,858.75 \text{ m}^3$ .

El nivel máximo de operación estimado tiene una cota de 2458.60 m.s.n.m. considerando las pérdidas de volumen por evaporación e infiltración, obteniendo un volumen útil de la presa Huaynamango de  $1,288,858.75 \text{ m}^3$ . El resultado se muestra en la tabla 57 y Figura 29.

#### **Volumen de súper almacenamiento**

El nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) tiene una cota de 2461.90 m.s.n.m. Y el volumen de súper almacenamiento estimado es de  $244,037.92 \text{ m}^3$ . El resultado se muestra en la tabla 57 y figura 29.

## Borde libre

El borde libre calculado es de 1.06 m. Pero por seguridad y efectos de construcción se ha considerado un borde libre de 1.20m. Ver figura 39 y 40.

Tabla 16. Subcuencas del sector aportante de la cuenca Contumazá

<b>Micro sub cuenca</b>	<b>Área (ha)</b>	<b>Perímetro (km)</b>
Hoyada Verde	179.52	6.61
El Potrero	85.1	5.61
La Taya	87.32	4.74
Huaynamango	110.97	4.78
Rumiaco	175.19	7.95
Canra	71.11	5.34
Pilancones	119.62	4.99
El Tingo	66.94	4.57
Chilín	91.56	6.14
Andara	281.85	7.89
Contumazá	810.42	15.01
Silacot	95.76	5.92
Lanchicot	128.53	5.73
Agua Sucia	181.04	5.44
Las Botijas	151.82	5.74
Cachil	196.3	9.49
Cascabamba	182.3	6.83
La Mesita	82.32	4.22
Cosiete	142.91	5.19
Cunantén	133.9	6.02
<b>TOTAL</b>	<b>3,374.48</b>	<b>128.21</b>

Tabla 17. Parámetros geomorfológicos del sector aportante de la cuenca Contumazá a la presa Huaynamango.

PARÁMETROS	SÍMBOLO	DATO
Área ( $km^2$ )	A	33.74
Perímetro (Km)	P	36.76
factor de forma	Rf	0.388
Índice de compacidad	Ic	1.78
Pendiente media de la cuenca (%)	Sm	34.56
Número de orden de la cuenca	N	4
Densidad de drenaje ( $km/km^2$ )	D	3.16
Densidad de corrientes (ríos/ $km^2$ )	Dc	8.68
Longitud del cauce principal (km)	L	11.90
Pendiente del cauce principal (%)	S	10.08
Altitud media (m.s.n.m.)	Hm	2820

Tabla 18. Ubicación geográfica de las estaciones meteorológicas

ESTAC.	LATITUD	LONGITUD	ALT. (msnm)	UBICACIÓN			PERIODO DE REGISTRO
				DISTRITO	PROVIN.	DEPART.	
CONTUMAZÁ	-7.365278	-78.822778	2440	Contumazá	Contumazá	Cajamarca	1965 -2016
ASUNCION	-7.176111	-78.515833	2160	Asunción	Cajamarca	Cajamarca	1965 -2016
COSPAN	-7.428611	-78.541111	2300	Cospán	Cajamarca	Cajamarca	1965 -2016
SAN BENITO	-7.428333	-78.926667	1330	San Benito	Contumazá	Cajamarca	1965 -2016
MAGDALENA	-7.253333	-78.652500	1260	Magdalena	Cajamarca	Cajamarca	1965 -2016
CHILETE	-7.219750	-78.837978	854	Chilete	Contumazá	Cajamarca	1965 -2016
CASCABAMBA	-7.383333	-78.718333	3395	Contumazá	Contumazá	Cajamarca	1965 -2016

Tabla 19. Precipitación media areal mensual (mm) del sector de la cuenca Contumazá (1965 -2016).

Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	12.46	173.72	177.63	52.40	19.54	0.68	2.11	0.04	5.48	29.65	32.69	76.86	583.27
1966	159.00	86.28	41.29	40.30	10.21	0.68	0.28	0.04	23.95	67.50	6.52	12.91	448.96
1967	201.17	296.16	129.30	19.83	34.59	0.68	0.28	0.04	0.39	46.21	2.25	10.78	741.68
1968	15.61	51.49	129.30	26.07	9.63	0.68	1.65	0.04	16.94	71.67	30.02	33.59	386.68
1969	31.68	118.23	203.19	84.50	9.63	8.16	0.28	0.04	4.21	32.83	70.51	80.80	644.05
1970	72.69	50.86	105.02	100.31	41.83	5.66	0.28	5.74	19.74	77.26	18.16	20.59	518.15
1971	28.42	92.16	316.22	73.89	7.18	0.68	0.65	6.79	33.37	71.23	41.56	47.55	719.70
1972	119.63	160.79	581.86	75.57	6.36	2.67	3.03	0.04	7.01	13.96	26.82	50.00	1047.73
1973	294.94	106.67	151.33	154.56	26.43	10.65	9.44	0.04	48.78	17.03	2.25	23.57	845.68
1974	47.29	132.42	29.85	61.14	2.63	11.05	0.28	0.04	58.97	1.67	7.80	13.98	367.12
1975	32.03	126.74	79.47	21.70	2.63	8.85	0.28	46.84	23.31	115.99	2.25	10.78	470.87
1976	152.25	116.34	52.09	81.43	21.18	12.64	0.28	0.92	0.39	8.26	8.66	29.33	483.74
1977	131.16	133.05	131.22	63.94	2.63	0.68	0.28	0.04	2.93	12.64	75.96	125.57	680.09
1978	18.87	67.15	111.23	207.78	190.46	0.68	13.10	0.04	240.34	154.39	138.99	146.14	1289.14
1979	103.32	759.45	193.46	232.15	51.63	0.68	18.60	81.58	121.38	1.67	25.75	52.35	1642.01
1980	205.25	129.89	87.38	26.16	44.86	0.68	0.28	0.04	0.39	588.61	310.98	64.92	1459.44
1981	97.85	205.46	135.39	38.16	2.63	0.68	0.28	3.63	0.39	45.01	19.45	32.31	581.23
1982	55.91	64.63	6.75	78.92	8.81	0.68	0.28	0.04	11.59	21.09	24.25	141.45	414.39
1984	62.55	428.91	66.42	106.55	8.46	9.05	16.76	0.04	21.02	100.52	35.26	60.98	916.52
1985	53.00	109.29	65.56	46.07	24.33	0.68	18.60	27.91	79.48	19.45	11.65	24.00	480.01
1986	111.24	26.47	194.96	194.75	55.13	0.68	5.78	0.04	0.39	1.67	2.25	100.09	693.44
1987	523.84	312.03	292.16	31.56	2.63	0.68	16.76	3.55	10.19	3.43	34.08	10.46	1241.37
1988	94.70	91.64	47.81	99.85	20.01	0.68	0.28	0.04	2.80	21.42	36.86	11.85	427.94
1989	124.41	269.26	191.43	168.89	10.56	8.45	0.28	0.04	18.98	55.54	26.18	2.25	876.26
1990	5.36	87.12	110.37	34.91	3.21	15.54	0.28	0.04	0.39	32.83	38.99	10.35	339.38
1991	7.34	106.98	188.54	134.09	33.19	0.68	0.28	0.04	2.30	39.85	54.38	31.88	599.55
1992	56.38	57.79	206.40	194.47	39.26	9.25	0.28	0.04	27.64	5.18	6.09	2.25	605.05
1993	62.09	348.29	374.51	151.67	25.38	0.68	0.28	2.84	42.42	62.56	34.19	34.55	1139.45
1994	130.35	134.10	204.48	65.98	28.41	0.68	1.20	0.04	7.77	1.67	31.09	33.70	639.46
1995	125.22	112.87	118.07	72.68	9.04	2.97	4.86	0.04	0.39	18.90	40.49	64.92	570.45
1996	107.05	182.55	227.47	78.73	9.39	8.75	0.28	0.83	7.90	27.02	2.89	4.92	657.77
1997	9.67	194.11	71.98	133.62	18.96	8.06	0.28	0.04	37.19	18.90	94.33	304.94	892.08
1998	436.59	563.96	471.71	152.79	28.88	10.95	0.28	1.62	6.75	17.69	10.36	21.23	1722.81
1999	83.40	324.54	191.22	101.52	99.46	24.81	17.22	0.04	53.50	17.14	22.65	46.38	981.88
2000	29.70	240.14	411.83	118.55	78.46	8.45	0.56	5.04	30.70	9.02	39.32	86.24	1058.01
2001	225.40	173.51	492.35	163.58	30.51	9.35	0.28	0.04	23.44	23.29	46.79	48.08	1236.63
2002	22.95	205.88	208.75	261.55	26.43	9.75	0.92	0.04	6.37	38.32	88.46	47.76	917.18
2003	91.44	109.29	89.62	67.75	23.98	7.16	0.28	0.65	1.91	3.76	12.07	87.30	495.23
2004	5.12	118.54	127.59	81.33	26.89	0.68	3.12	0.04	13.89	32.06	22.33	41.37	472.96
2005	6.52	56.64	125.34	55.93	2.63	0.68	0.28	0.04	2.42	18.57	14.10	24.74	307.90
2006	93.54	213.66	437.38	75.66	6.83	15.24	0.28	0.57	11.34	1.67	35.26	78.46	969.88
2007	100.29	53.06	277.62	114.55	42.18	0.68	0.28	3.63	0.39	61.57	33.55	26.02	713.82
2008	100.06	373.83	231.10	197.91	5.08	5.56	0.28	8.54	11.98	48.74	54.27	5.03	1042.38
2009	245.32	200.63	283.93	84.87	37.98	3.57	5.04	0.04	7.52	72.43	53.10	22.72	1017.14
2010	31.68	191.48	178.38	90.27	32.49	5.46	0.28	0.04	13.25	13.96	20.19	38.49	615.99
2011	82.01	40.35	119.25	176.70	8.11	1.27	0.56	0.04	10.96	4.42	12.61	45.21	501.47
2012	83.40	205.99	269.28	158.09	45.44	0.68	0.28	0.04	1.02	72.00	41.35	59.06	936.63
2013	34.36	172.04	309.59	33.60	43.81	3.17	0.28	0.48	0.39	64.54	2.89	76.22	741.37
2014	61.61	48.18	190.81	74.73	56.50	1.47	0.55	0.10	21.79	46.87	30.63	96.47	629.71
2015	111.71	80.38	325.04	96.77	57.88	0.49	2.38	0.00	0.51	12.96	63.93	71.00	823.04
2016	71.07	155.71	131.58	143.77	2.47	9.34	0.07	0.01	0.64	12.00	2.77	29.97	559.38
<b>TOTAL</b>	<b>5168.91</b>	<b>8860.69</b>	<b>9894.51</b>	<b>5202.59</b>	<b>1436.80</b>	<b>252.67</b>	<b>151.11</b>	<b>202.49</b>	<b>1097.13</b>	<b>2356.62</b>	<b>1900.18</b>	<b>2622.36</b>	
<b>Promedio</b>	<b>101.35</b>	<b>173.74</b>	<b>194.01</b>	<b>102.01</b>	<b>28.17</b>	<b>4.95</b>	<b>2.96</b>	<b>3.97</b>	<b>21.51</b>	<b>46.21</b>	<b>37.26</b>	<b>51.42</b>	<b>767.57</b>
D.est.	101.38	136.75	127.19	59.24	31.32	5.32	5.45	13.46	38.72	83.97	47.50	50.26	
VARIANZA	10075.80	18333.94	15861.01	3440.97	961.88	27.77	29.09	177.53	1469.55	6912.62	2211.75	2476.91	

Tabla 20. Cálculo de la evapotranspiración potencial método de Hargreaves.

<b>Referencia</b>	<b>E</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>
T° Media Mensual (°C)	14.07	13.94	14.10	14.22	14.53	14.32	14.41	14.63	14.81	14.76	14.45	14.42
T° Media Mensual (°F)	57.32	57.10	57.38	57.60	58.16	57.78	57.93	58.34	58.66	58.57	58.02	57.96
Número de horas diarias de sol (n)	5.21	4.59	4.40	5.33	6.31	6.83	7.35	7.27	5.74	5.38	6.11	5.61
Número de horas sol máxima diaria (N) (tabla)	12.44	12.35	12.10	11.91	11.76	11.66	11.71	11.85	12.00	12.25	12.44	12.54
Número de días al mes	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00
Relación de n/N	0.42	0.37	0.36	0.45	0.54	0.59	0.63	0.61	0.48	0.44	0.49	0.45
Radiación máxima extraterrestre (Ra) (tabla)	16.00	16.07	15.53	14.50	13.20	12.53	12.83	13.80	14.93	15.77	15.94	15.90
Radiación incidente mensual (Rs)	227.80	196.11	207.82	206.03	212.14	204.12	224.20	238.18	219.16	229.50	236.99	233.41
Factor de corrección por altura	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
<b>Evapotranspiración Potencial Mensual</b>	<b>112.27</b>	<b>96.27</b>	<b>102.53</b>	<b>102.03</b>	<b>106.08</b>	<b>101.41</b>	<b>111.67</b>	<b>119.47</b>	<b>110.54</b>	<b>115.57</b>	<b>118.21</b>	<b>116.32</b>

Tabla 21. Cálculo del Kc promedio mensual para los cultivos propuestos

CEDULA DE CULTIVOS		MESES											
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Cultivo	Ha												
Alfalfa Var. Beacon	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	Kc	1.30	1.30	1.30	1.3	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Maíz Amiláceo + Frijol	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00		25.00	25.00	25.00	25.00	25.00		25.00
	Kc	1.13	1.44	0.89	0.27		0.43	1.13	1.44	0.89	0.27		0.43
Palto Var. Fuerte y Hass	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00	57.00
	Kc	0.62	0.68	0.73	0.78	0.81	0.84	0.86	0.86	0.85	0.83	0.8	0.75
Durazno Var. Huayco rojo	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00	28.00			
	Kc	0.65	0.78	0.89	0.97	1	0.97	0.9	0.79	0.65			
Vid Var. Red Globe	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93	5.93				
	Kc	0.45	0.62	0.77	0.86	0.85	0.75	0.59	0.41				
Taya	43.00	43.00	43.00	43.00	43.00								43.00
	Kc	1	1.12	0.99	0.68								0.71
TOTAL Has	170.93	170.93	170.93	170.93	170.93	102.93	127.93	127.93	127.93	122.00	94.00	69.00	137.00
<b>KC Ponderado</b>		<b>0.84</b>	<b>0.96</b>	<b>0.89</b>	<b>0.75</b>	<b>0.92</b>	<b>0.83</b>	<b>0.95</b>	<b>0.98</b>	<b>0.86</b>	<b>0.74</b>	<b>0.89</b>	<b>0.73</b>

Fuente: (Estudio de pre inversión: Mejoramiento y ampliación del servicio de agua para riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambla y Los Higos - Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo - Contumazá – Cajamarca)

Tabla 22. Cédula de cultivo y dotación de agua mensual (área = 170.93 ha)

PARAMETROS	MESES												TOTAL
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
ETP en mm	112.27	96.27	102.53	102.03	106.08	101.41	111.67	119.47	110.54	115.57	118.21	116.32	
Kc	0.84	0.96	0.89	0.75	0.92	0.83	0.95	0.98	0.86	0.74	0.89	0.73	
ETR en mm [a*b]	93.96	92.39	90.89	76.59	97.71	83.90	106.12	116.90	94.69	85.64	104.85	84.59	
PP Promedio (mm/mes)	85.31	152.72	177.77	91.32	21.90	4.29	2.93	4.48	16.59	40.59	32.77	46.13	
PP confiable 75% Prob. (mm/mes)	21.31	56.06	88.08	37.65	2.82	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	3.02	12.13	
Requerimiento Neto (mm)	72.65	36.33	2.81	38.93	94.90	83.52	106.12	116.90	94.69	85.64	101.83	72.46	
Área de riego (ha)	170.93	170.93	170.93	170.93	102.93	127.93	127.93	127.93	122.00	94.00	69.00	137.00	
Requerimiento Neto (m3/ha)	726.51	363.32	28.07	389.34	948.98	835.25	1061.20	1168.96	946.86	856.45	1018.32	724.59	
Eficiencia de riego por gravedad	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	
Requerimiento Bruto 57% ef.(m3/ha)	1274.58	637.41	49.25	683.05	1664.89	1465.35	1861.75	2050.80	1661.16	1502.54	1786.53	1271.21	15,908.51
Dotación total mensual (m3)	217,864.4	108,952.5	8,418.1	116,754.1	171,366.7	187,461.6	238,173.3	262,358.8	202,661.7	141,238.9	123,270.5	174,155.3	1,952,675.9
Dotación total mensual (MMC)	0.22	0.11	0.01	0.12	0.17	0.19	0.24	0.26	0.20	0.14	0.12	0.17	1.95
Requerimiento bruto 57% ef. (lt/seg/ha)	0.48	0.26	0.02	0.26	0.62	0.57	0.70	0.77	0.64	0.56	0.69	0.47	6.03
Requerimiento bruto (lt/s)	81.34	45.04	3.14	45.04	63.98	72.32	88.92	97.95	78.19	52.73	47.56	65.02	741.25



Tabla 23. Información básica para la aplicación del modelo de balance hídrico

INFORMACIÓN	DATO
. Área de la cuenca (Km <sup>2</sup> )	33.74
. Altitud media (m.s.n.m.)	2,820.00
. Temperatura media (°C)	14.39
. Precipitación mensual anual	767.57
. Coeficiente de temperatura	
$L = 300 + 25T + 0.05T^3$	808.72
. Déficit de escorrentía	
$D = P(0.9 + P^2/L^2)^{-1/2}$	571.98
. Coeficiente de escorrentía	
$C = (P-D)/P$	0.25
. Precipitación total mensual	Cuadro N°
. Precipitación efectiva	P.E
. Retención	
Abastecimiento: Ai (mm/año)	46.44
Gasto: Gi (mm/año)	46.44
. Coeficiente de agotamiento	
$a = 0.0025Ln(A)+0.034$	0.0428

Tabla 24. Generación de caudales mensuales para el año promedio: sector aportante de la cuenca Contumazá.

Mes	PP Anual	P.E	Gasto (mm/mes)		Abastecimiento		Caudales generados		Volumen
	(mm)		bi	Gi	ai	Ai	(mm/mes)	(m <sup>3</sup> /s)	MMC
ENERO	101.35	62.0			0.20	9.29	52.74	0.6644	1.7796
FEBRERO	173.74	129.3			0.25	11.61	117.70	1.6416	3.9713
MARZO	194.01	148.7			0.35	16.25	132.48	1.6688	4.4697
ABRIL	102.01	62.6	0.2770	33.99			96.61	1.2575	3.2596
MAYO	28.17	5.7	0.0735	9.02			14.73	0.1855	0.4969
JUNIO	4.95	0.0	0.0204	2.50			2.50	0.0325	0.0843
JULIO	2.96	0.0	0.0056	0.69			0.69	0.0087	0.0233
AGOSTO	3.97	0.0	0.0016	0.19			0.19	0.0024	0.0065
SETIEMBRE	21.51	2.7	0.0004	0.05			2.76	0.0360	0.0932
OCTUBRE	46.21	16.8			0.25	11.61	5.20	0.0655	0.1753
NOVIEMBRE	37.26	10.9			-0.05	-2.32	13.20	0.1718	0.4452
DICIEMBRE	51.42	20.5			0.00	0.00	20.54	0.2588	0.6932
<b>TOTAL</b>	<b>767.57</b>	<b>459.34</b>	<b>0.38</b>	<b>46.44</b>	<b>1.00</b>	<b>46.44</b>	<b>459.34</b>	<b>5.99</b>	<b>15.50</b>

N = 84.91 (Número de curva)

Po = 9.02mm

Tabla 25. Cálculo de parámetros del modelo de generación de caudales mensuales

Qt	Qt-1	PEt
52.74	20.54	62.03
117.70	52.74	129.31
132.48	117.70	148.73
96.61	132.48	62.62
14.73	96.61	5.71
2.50	14.73	0.00
0.69	2.50	0.00
0.19	0.69	0.00
2.76	0.19	2.71
5.20	2.76	16.81
13.20	5.20	10.87
20.54	13.20	20.54

Parámetros

$$S^2 = 73.22229428$$

$$S = 8.557$$

$$B1 = -0.7696$$

$$B2 = 0.2439$$

$$B3 = 0.7762$$

$$R^2 = 0.969935755$$

$$R = 0.9849$$

Ecuación

$$Qt = -0.7696 + 0.2439Qt-1 + 0.7762PEt + 1.48z$$

Tabla 26. Precipitación efectiva media areal mensual (mm) del sector de la cuenca contumazá (1965 -2016). Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	0.24	129.30	133.03	21.27	1.99	0.00	0.00	0.00	0.00	6.47	8.15	40.75	341.20
1966	115.31	48.78	13.46	12.81	0.03	0.00	0.00	0.00	3.71	33.02	0.00	0.31	227.43
1967	155.62	248.17	87.48	2.09	9.25	0.00	0.00	0.00	0.00	16.81	0.00	0.07	519.49
1968	0.84	20.60	87.48	4.68	0.01	0.00	0.00	0.00	1.18	36.42	6.67	8.66	166.54
1969	7.58	77.29	157.57	47.25	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	8.23	35.47	44.09	377.48
1970	37.27	20.13	65.32	61.11	13.82	0.00	0.00	0.00	2.06	41.09	1.54	2.36	244.69
1971	5.84	53.90	267.88	38.27	0.00	0.00	0.00	0.00	8.54	36.06	13.64	17.75	441.87
1972	78.57	117.00	531.03	39.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.49	5.04	19.51	791.30
1973	246.97	66.80	108.06	111.11	4.85	0.06	0.00	0.00	18.63	1.21	0.00	3.55	561.23
1974	17.57	90.37	6.58	27.95	0.00	0.09	0.00	0.00	26.25	0.00	0.00	0.49	169.29
1975	7.78	85.11	42.95	2.78	0.00	0.00	0.00	17.25	3.44	75.24	0.00	0.07	234.62
1976	108.93	75.56	21.04	44.62	2.58	0.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.30	259.30
1977	89.20	90.95	89.26	30.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	39.99	84.03	423.86
1978	1.77	32.73	70.91	162.00	145.32	0.00	0.34	0.00	193.58	110.95	96.49	103.18	917.25
1979	63.79	707.89	148.20	185.62	20.70	0.00	1.68	44.74	80.18	0.00	4.53	21.23	1278.55
1980	159.56	88.03	49.73	4.72	15.87	0.00	0.00	0.00	0.00	537.75	262.72	30.94	1149.32
1981	58.91	159.76	93.14	11.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.97	1.96	7.93	349.11
1982	23.90	30.70	0.00	42.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14	2.55	3.85	98.78	202.41
1984	29.05	379.16	32.14	66.69	0.00	0.00	1.14	0.00	2.52	61.29	9.65	27.82	609.46
1985	21.71	69.17	31.45	16.71	3.88	0.00	1.68	5.58	42.96	1.96	0.14	3.73	198.97
1986	70.93	4.87	149.64	149.44	23.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.91	459.10
1987	473.35	263.76	244.24	7.51	0.00	0.00	1.14	0.00	0.03	0.00	8.95	0.04	999.02
1988	56.13	53.44	17.94	60.69	2.15	0.00	0.00	0.00	0.00	2.67	10.63	0.17	203.83
1989	82.96	221.80	146.25	124.69	0.05	0.00	0.00	0.00	1.80	23.62	4.73	0.00	605.90
1990	0.00	49.51	70.14	9.44	0.00	0.82	0.00	0.00	0.00	8.23	11.97	0.04	150.14
1991	0.00	67.08	143.48	91.92	8.44	0.00	0.00	0.00	0.00	12.52	22.74	7.69	353.87
1992	24.26	25.34	160.67	149.17	12.14	0.00	0.00	0.00	5.44	0.00	0.00	0.00	377.02
1993	28.69	299.47	325.34	108.39	4.35	0.00	0.00	0.00	14.21	29.06	9.01	9.23	827.74
1994	88.45	91.93	158.81	31.79	5.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.25	8.73	392.79
1995	83.71	72.40	77.14	37.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.77	12.93	30.94	316.17
1996	67.14	137.73	181.06	42.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.13	0.00	0.00	433.40
1997	0.01	148.83	36.68	91.49	1.80	0.00	0.00	0.00	10.83	1.77	55.81	256.78	604.00
1998	386.77	513.23	421.60	109.44	6.07	0.08	0.00	0.00	0.00	1.40	0.04	2.60	1441.23
1999	46.31	276.06	146.04	62.19	60.35	4.10	1.26	0.00	22.08	1.24	3.16	16.93	639.71
2000	6.50	193.39	362.25	77.58	42.10	0.00	0.00	0.00	7.04	0.00	12.17	48.75	749.78
2001	179.06	129.09	442.08	119.65	6.94	0.00	0.00	0.00	3.49	3.43	17.22	18.13	919.09
2002	3.29	160.17	162.94	214.27	4.85	0.01	0.00	0.00	0.00	11.54	50.67	17.90	625.63
2003	53.27	69.17	51.69	33.22	3.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.19	49.67	260.93
2004	0.00	77.58	85.90	44.54	5.07	0.00	0.00	0.00	0.47	7.79	3.03	13.51	237.89
2005	0.00	24.46	83.82	23.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.67	0.51	4.06	138.45
2006	55.11	167.68	387.56	39.74	0.00	0.75	0.00	0.00	0.11	0.00	9.65	42.10	702.71
2007	61.09	21.76	229.98	73.93	14.05	0.00	0.00	0.00	0.00	28.28	8.64	4.65	442.39
2008	60.88	324.67	184.60	152.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	18.60	22.66	0.00	764.08
2009	198.43	155.10	236.17	47.57	11.32	0.00	0.00	0.00	0.00	37.06	21.79	3.19	710.62
2010	7.58	146.30	133.75	52.25	8.04	0.00	0.00	0.00	0.36	0.49	2.22	11.65	362.62
2011	45.11	12.84	78.22	132.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00	0.26	16.11	284.77
2012	46.31	160.27	221.82	114.45	16.27	0.00	0.00	0.00	0.00	36.70	13.50	26.32	635.63
2013	9.12	127.69	261.36	8.67	15.15	0.00	0.00	0.00	0.00	30.63	0.00	40.21	492.84
2014	28.31	18.20	145.65	38.96	24.35	0.00	0.00	0.00	2.82	17.27	7.00	57.70	340.27
2015	71.35	43.72	276.56	57.96	25.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	30.15	35.87	541.34
2016	35.93	112.19	89.59	100.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	6.64	345.50
<b>TOTAL</b>	<b>3500.45</b>	<b>6761.12</b>	<b>7749.68</b>	<b>3341.46</b>	<b>520.05</b>	<b>6.18</b>	<b>7.23</b>	<b>67.57</b>	<b>452.14</b>	<b>1267.15</b>	<b>836.72</b>	<b>1312.07</b>	
Promedio	68.64	132.57	151.95	65.52	10.20	0.12	0.14	1.32	8.87	24.85	16.41	25.73	506.31
D est.	92.62	131.72	121.35	52.46	22.51	0.59	0.42	6.70	29.60	76.48	39.38	41.56	
VARIANZA	8409.81	17008.90	14438.05	2698.04	496.62	0.34	0.17	43.95	858.71	5734.58	1520.47	1693.73	

Tabla 27. Caudales mensuales calculados (mm/mes) del sector de la cuenca Contumazá (1965 - 2016). Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1965	3.32	97.01	129.62	47.92	14.47	4.03	0.00	0.00	0.00	1.68	3.69	30.99
1966	95.62	60.78	24.56	16.11	1.65	0.00	0.00	0.00	1.40	25.76	3.11	1.73
1967	119.72	220.17	119.03	29.76	12.30	0.66	0.00	0.00	2.30	13.00	2.06	0.00
1968	0.30	13.98	73.92	22.18	5.71	2.44	0.00	0.08	0.30	27.11	11.70	9.39
1969	7.57	61.29	136.34	68.67	19.19	1.27	1.36	0.33	0.00	3.80	25.43	41.40
1970	36.96	21.71	53.89	59.94	22.61	2.76	0.00	0.25	1.85	31.31	8.41	2.78
1971	4.61	41.46	216.18	80.10	20.51	2.97	0.00	0.00	8.61	30.36	16.85	14.85
1972	66.15	105.55	437.95	136.97	35.41	6.26	2.76	0.00	1.08	0.00	4.97	16.23
1973	193.83	95.44	104.56	109.95	26.83	6.21	0.00	0.00	12.86	3.87	3.39	1.68
1974	14.14	71.76	20.81	25.15	4.64	0.00	1.77	1.65	19.73	1.87	0.00	0.14
1975	3.99	65.94	49.67	12.70	2.93	0.00	0.00	10.74	4.80	57.09	12.95	2.33
1976	83.16	78.93	33.29	41.66	9.88	2.46	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	3.73
1977	74.21	86.63	89.41	43.40	10.61	2.53	0.00	0.00	0.00	0.00	30.16	73.42
1978	20.27	29.20	59.60	140.24	147.42	35.45	9.27	1.82	147.98	121.83	106.84	106.14
1979	76.11	567.27	253.70	203.42	64.79	13.96	6.28	37.36	73.77	18.42	9.40	15.36
1980	124.75	98.05	64.23	18.78	13.83	4.78	1.25	0.00	0.00	417.99	303.69	97.09
1981	66.76	142.08	106.49	33.74	7.42	0.00	0.00	0.00	0.00	12.61	2.05	5.81
1982	18.18	25.41	5.71	33.12	8.32	3.16	0.00	1.49	1.53	2.95	0.23	76.85
1984	39.10	302.32	100.17	73.42	17.12	2.31	0.00	0.00	0.27	46.01	16.25	24.41
1985	21.01	60.32	35.40	19.55	5.32	0.01	2.95	4.55	32.72	10.90	0.00	2.39
1986	54.18	17.10	118.37	143.03	52.21	12.98	1.04	1.04	1.50	0.00	0.00	45.54
1987	379.25	296.03	261.59	67.85	16.02	5.43	1.24	0.23	0.00	0.00	7.43	0.00
1988	43.91	52.33	25.47	51.83	10.27	1.71	0.00	0.00	0.00	2.90	6.17	2.64
1989	63.49	186.41	158.04	131.04	30.67	7.39	3.62	1.98	1.43	20.35	7.13	0.00
1990	0.52	38.76	62.63	19.19	3.49	2.33	0.15	0.00	0.00	6.13	9.26	0.59
1991	0.00	50.88	122.90	102.36	31.06	6.13	0.00	0.00	0.09	9.57	17.95	9.25
1992	18.16	22.28	129.57	148.57	44.00	9.95	1.79	0.59	3.01	1.98	0.00	1.13
1993	22.26	239.01	309.60	159.10	40.05	8.09	0.81	0.02	13.24	23.42	11.67	8.37
1994	72.63	88.44	143.61	58.25	16.80	3.23	0.00	0.00	0.00	0.38	5.70	8.84
1995	66.38	71.61	75.05	48.51	8.59	0.00	0.00	0.00	1.55	0.00	9.01	25.92
1996	56.29	118.78	166.91	72.29	16.36	1.85	0.00	1.40	0.00	2.52	0.09	0.00
1997	0.00	115.14	57.45	84.75	20.76	4.67	1.26	1.43	9.86	2.41	42.16	209.22
1998	349.80	481.80	444.75	191.28	49.93	12.58	1.47	0.00	0.21	0.45	0.08	3.51
1999	37.67	224.14	167.90	87.94	69.90	21.40	4.49	3.55	16.98	5.28	4.81	14.18
2000	8.76	151.12	318.43	139.67	64.14	14.15	1.58	1.50	3.31	1.45	10.82	40.67
2001	149.50	138.97	377.42	184.52	51.06	11.89	0.51	0.00	0.38	1.45	13.79	15.77
2002	5.33	127.02	157.99	204.56	51.76	11.76	2.36	0.00	0.00	7.44	41.49	23.38
2003	47.63	64.95	56.13	36.42	12.86	3.23	0.06	0.00	0.00	0.48	0.00	36.53
2004	10.23	60.38	79.73	51.08	17.58	5.36	0.00	0.00	0.32	5.11	2.18	8.43
2005	0.24	17.50	69.14	36.05	8.46	2.70	0.00	0.52	0.36	0.00	0.51	2.54
2006	43.22	138.33	331.77	108.21	25.42	4.66	0.00	1.43	0.00	0.00	7.36	37.62
2007	57.56	30.15	185.80	105.84	32.68	8.87	2.26	2.76	0.00	21.70	9.81	3.42
2008	45.42	264.18	204.98	168.01	40.76	9.15	1.15	0.82	1.83	15.08	22.41	6.19
2009	156.01	160.85	222.02	87.55	29.95	5.76	1.35	0.00	0.64	26.48	20.24	9.24
2010	6.12	112.33	131.08	71.50	22.65	5.94	0.42	0.00	1.04	1.33	0.00	8.04
2011	35.36	13.84	62.62	117.86	29.21	6.69	0.00	0.00	0.18	2.20	0.00	13.57
2012	40.44	133.59	203.89	137.31	45.53	10.93	0.19	0.00	0.00	27.21	16.84	23.13
2013	14.10	104.69	224.89	61.41	26.75	5.37	0.85	0.00	0.00	23.71	3.88	29.11
2014	29.74	19.03	116.28	60.40	32.53	8.57	1.04	0.00	0.98	13.41	10.37	44.76
2015	67.13	51.11	227.70	100.24	46.98	10.14	3.30	0.00	0.00	0.00	24.15	29.90
2016	31.46	94.83	90.74	99.33	21.17	3.44	0.00	1.46	0.00	0.00	0.00	3.56

Tabla 28. Caudales mensuales calculados (l/s) del sector de la cuenca Contumazá (1965 -2016).

Aguas arriba de la presa Huaynamango - Santa Cruz de Toledo - Contumazá- Cajamarca.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1965	41.77	1353.04	1632.81	623.82	182.32	52.43	0.00	0.00	0.00	21.21	48.00	390.33
1966	1204.59	847.72	309.34	209.71	20.83	0.00	0.00	0.00	18.25	324.50	40.54	21.83
1967	1508.12	3070.71	1499.42	387.36	154.90	8.64	0.00	0.00	29.87	163.75	26.78	0.00
1968	3.84	194.97	931.12	288.77	71.97	31.78	0.00	0.96	3.85	341.50	152.26	118.26
1969	95.38	854.76	1717.47	893.84	241.72	16.55	17.10	4.21	0.00	47.91	331.03	521.57
1970	465.64	302.83	678.91	780.17	284.88	35.95	0.00	3.14	24.06	394.36	109.51	35.02
1971	58.01	578.22	2723.30	1042.69	258.31	38.61	0.00	0.00	112.11	382.50	219.34	187.04
1972	833.33	1472.14	5516.88	1782.91	446.09	81.51	34.80	0.00	14.07	0.00	64.73	204.51
1973	2441.69	1331.01	1317.15	1431.16	337.96	80.78	0.00	0.00	167.37	48.72	44.15	21.16
1974	178.12	1000.87	262.14	327.35	58.47	0.00	22.30	20.84	256.77	23.57	0.00	1.76
1975	50.27	919.68	625.74	165.29	36.86	0.00	0.00	135.36	62.43	719.22	168.63	29.36
1976	1047.55	1100.82	419.35	542.31	124.46	31.97	1.36	0.00	0.00	0.00	0.00	47.00
1977	934.85	1208.27	1126.29	565.00	133.61	32.91	0.00	0.00	0.00	0.00	392.63	924.93
1978	255.29	407.29	750.83	1825.51	1857.03	461.51	116.80	22.95	1926.25	1534.64	1390.76	1337.03
1979	958.80	7911.52	3195.94	2647.88	816.19	181.66	79.12	470.57	960.23	232.02	122.34	193.49
1980	1571.54	1367.53	809.07	244.50	174.19	62.22	15.70	0.00	0.00	5265.48	3953.19	1223.04
1981	841.02	1981.62	1341.49	439.23	93.46	0.00	0.00	0.00	0.00	158.84	26.72	73.16
1982	228.98	354.36	71.98	431.14	104.84	41.19	0.00	18.83	19.95	37.19	2.95	968.07
1984	492.57	4216.41	1261.82	955.69	215.64	30.13	0.00	0.00	3.49	579.58	211.53	307.44
1985	264.65	841.26	446.00	254.48	67.00	0.10	37.18	57.34	425.86	137.30	0.00	30.17
1986	682.56	238.47	1491.06	1861.86	657.64	169.00	13.12	13.11	19.59	0.00	0.00	573.65
1987	4777.40	4128.60	3295.31	883.22	201.81	70.73	15.63	2.94	0.00	0.00	96.73	0.00
1988	553.10	729.85	320.82	674.65	129.37	22.25	0.00	0.00	0.00	36.55	80.33	33.31
1989	799.76	2599.81	1990.83	1705.78	386.40	96.17	45.61	24.91	18.55	256.31	92.83	0.00
1990	6.55	540.62	788.99	249.76	43.95	30.36	1.84	0.00	0.00	77.23	120.49	7.43
1991	0.00	709.60	1548.23	1332.44	391.23	79.86	0.00	0.00	1.12	120.55	233.65	116.56
1992	228.73	310.79	1632.24	1933.87	554.21	129.46	22.60	7.47	39.12	24.88	0.00	14.25
1993	280.46	3333.35	3900.09	2071.04	504.57	105.33	10.19	0.31	172.34	294.99	151.95	105.44
1994	914.91	1233.45	1809.05	758.29	211.61	42.01	0.00	0.00	0.00	4.77	74.16	111.41
1995	836.16	998.76	945.40	631.39	108.15	0.00	0.00	0.00	20.20	0.00	117.30	326.49
1996	709.06	1656.54	2102.62	941.04	206.10	24.06	0.00	17.63	0.00	31.80	1.13	0.00
1997	0.00	1605.84	723.71	1103.18	261.49	60.78	15.92	17.96	128.36	30.31	548.77	2635.53
1998	4406.49	6719.49	5602.59	2489.84	628.98	163.70	18.55	0.00	2.74	5.66	0.99	44.16
1999	474.51	3126.03	2115.05	1144.75	880.48	278.51	56.53	44.74	221.09	66.55	62.65	178.64
2000	110.32	2107.58	4011.28	1818.05	807.97	184.24	19.91	18.91	43.08	18.24	140.81	512.27
2001	1883.23	1938.19	4754.38	2401.93	643.22	154.79	6.49	0.00	5.00	18.23	179.46	198.59
2002	67.08	1771.47	1990.16	2662.77	652.09	153.07	29.78	0.00	0.00	93.73	540.02	294.47
2003	600.05	905.86	707.03	474.10	162.02	42.01	0.79	0.00	0.00	5.98	0.00	460.20
2004	128.84	842.09	1004.36	664.87	221.50	69.80	0.00	0.00	4.16	64.36	28.33	106.25
2005	3.03	244.10	871.01	469.31	106.63	35.18	0.00	6.58	4.64	0.00	6.61	32.03
2006	544.49	1929.23	4179.38	1408.58	320.16	60.72	0.00	17.98	0.00	0.00	95.79	473.86
2007	725.10	420.49	2340.55	1377.76	411.70	115.44	28.42	34.76	0.00	273.35	127.69	43.08
2008	572.17	3684.47	2582.13	2186.98	513.43	119.15	14.44	10.38	23.80	189.99	291.73	78.01
2009	1965.21	2243.35	2796.85	1139.67	377.27	74.92	17.00	0.00	8.29	333.51	263.40	116.43
2010	77.04	1566.58	1651.16	930.75	285.29	77.27	5.31	0.00	13.51	16.72	0.00	101.28
2011	445.38	193.04	788.88	1534.15	367.92	87.09	0.00	0.00	2.28	27.75	0.00	170.99
2012	509.45	1863.19	2568.36	1787.30	573.51	142.34	2.36	0.00	0.00	342.73	219.16	291.31
2013	177.62	1460.04	2832.94	799.42	336.94	69.91	10.71	0.00	0.00	298.69	50.52	366.73
2014	374.65	265.42	1464.80	786.20	409.73	111.52	13.13	0.00	12.77	168.93	134.96	563.79
2015	845.65	712.84	2868.35	1304.88	591.78	131.99	41.61	0.00	0.00	0.00	314.30	376.70
2016	396.25	1322.63	1143.09	1292.98	266.68	44.73	0.00	18.34	0.00	0.00	0.00	44.79
PROM.	736.69	1621.90	1832.50	1110.97	350.87	81.06	14.01	19.02	93.44	259.10	221.15	294.37

Tabla 29. Curva de persistencia.

Estación: Sector aportante de cuenca Contumazá (Presa Huaynamango)

MES	TIPO	ECUACION	USO	PERSIST.	Disponib. (75%) L/S
ENERO	Logarítmica	$y = -765.6\ln(x) - 75.279$	agrícola	0.75	144.97
FEBRERO	Logarítmica	$y = -1429\ln(x) + 167.57$	agrícola	0.75	578.67
MARZO	Logarítmica	$y = -1493\ln(x) + 394.56$	agrícola	0.75	824.07
ABRIL	Lineal	$y = -2368.1x + 2295$	agrícola	0.75	518.93
MAYO	Lineal	$y = -767.55x + 711.91$	agrícola	0.75	136.25
JUNIO	Lineal	$y = -187.41x + 166.58$	agrícola	0.75	26.02
JULIO	Logarítmica	$y = -21.04\ln(x) - 7.0468$	agrícola	0.75	0.00
AGOSTO	Logarítmica	$y = -16.44\ln(x) - 6.6222$	agrícola	0.75	0.00
SEPTIEMBRE	Logarítmica	$y = -97.31\ln(x) - 44.854$	agrícola	0.75	0.00
OCTUBRE	Logarítmica	$y = -224.6\ln(x) - 61.147$	agrícola	0.75	3.47
NOVIEMBRE	Logarítmica	$y = -183.2\ln(x) - 35.504$	agrícola	0.75	17.20
DICIEMBRE	Logarítmica	$y = -340\ln(x) - 72.056$	agrícola	0.75	25.76

Tabla 30. Aforo de caudales por el método de flotadores en río Contumazá. Aguas arriba de vaso de almacenamiento proyectado de Presa Huaynamango.

CONTROL DE CAUDALES - METODO POR FLOTADORES															
NOMBRE AFORADOR: JOSÉ ROQUE SALDAÑA LEÓN						MICROCUENCA: CONTUMAZÁ						RÍO: CONTUMAZÁ			
COORDENADAS (739932 E ; 9186850 N) -WGS 1984/17S															
FECHA	HORA	TRABAJO DE CAMPO						TRABAJO DE GABINETE							CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
		TIEMPO (s)					Tiempo promedio	VELOCIDAD (m/s)			AREA SECCION RIO ( m <sup>2</sup> )				
dd/mm/aa	Inicial	Flotadores						D	Factor de corrección	Velocidad media	Profundidad promedio	Ancho río	Área	Q = V <sub>m</sub> × A	
		f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f <sub>3</sub>	f <sub>4</sub>	f <sub>5</sub>	t <sub>p</sub>								
03/12/2017	10:00	15.87	15.78	15.92	15.71	15.84	15.82	5.00	0.55	0.17	0.100	2.10	0.21	<b>0.036</b>	
10/12/2017	10:20	14.05	13.96	13.82	14.15	13.89	13.97	5.00	0.55	0.20	0.120	2.25	0.270	<b>0.053</b>	
17/12/2017	09:45	13.36	13.42	13.45	13.35	13.54	13.42	5.00	0.55	0.20	0.125	2.30	0.288	<b>0.059</b>	
23/12/2017	10:40	13.17	13.25	13.14	13.15	13.22	13.19	5.00	0.55	0.21	0.135	2.55	0.34425	<b>0.072</b>	
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE DICIEMBRE</b>													<b>0.055</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	
06/01/2018	15:30	12.79	12.88	13.02	13.31	13.04	13.01	5.00	0.55	0.21	0.156	2.95	0.4602	<b>0.097</b>	
13/01/2018	10:00	12.05	11.96	11.72	12.15	11.89	11.95	5.00	0.55	0.23	0.164	3.02	0.49528	<b>0.114</b>	
20/01/2018	10:30	11.46	11.72	11.55	11.25	11.64	11.52	5.00	0.55	0.24	0.169	3.05	0.51545	<b>0.123</b>	
27/01/2018	09:30	11.18	11.26	11.04	11.15	10.92	11.11	5.00	0.55	0.25	0.175	3.08	0.539	<b>0.133</b>	
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE ENERO</b>													<b>0.117</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	
04/02/2018	11:20	10.56	10.65	10.44	10.28	10.85	10.56	5.00	0.55	0.26	0.182	3.17	0.57694	<b>0.150</b>	
10/02/2018	09:30	10.09	10.27	10.04	9.95	9.8	10.03	5.00	0.55	0.27	0.200	3.28	0.656	<b>0.180</b>	
17/02/2018	09:45	9.15	9.46	9.20	9.05	9.10	9.19	5.00	0.55	0.30	0.212	3.35	0.7102	<b>0.212</b>	
25/02/2018	10:20	8.19	8.34	8.43	8.22	8.13	8.26	5.00	0.55	0.33	0.225	3.48	0.783	<b>0.261</b>	
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE FEBRERO</b>													<b>0.201</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	
04/03/2018	09:45	7.85	7.95	7.76	8.08	8.01	7.93	5.00	0.55	0.35	0.233	3.55	0.82715	<b>0.287</b>	
11/03/2018	10:30	7.63	7.47	7.52	7.8	7.35	7.55	5.00	0.55	0.36	0.248	3.67	0.91016	<b>0.331</b>	
18/03/2018	10:00	7.15	7.06	7.28	7.12	7.03	7.13	5.00	0.55	0.39	0.255	3.78	0.9639	<b>0.372</b>	
25/03/2018	10:40	6.62	6.84	6.93	6.58	6.75	6.74	5.00	0.55	0.41	0.272	3.81	1.03632	<b>0.423</b>	
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE MARZO</b>													<b>0.353</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	
07/04/2018	09:25	6.55	6.7	6.32	6.2	6.4	6.43	5.00	0.55	0.43	0.29	3.85	1.1165	<b>0.477</b>	
14/04/2018	10:00	5.76	5.39	5.44	5.78	5.57	5.59	5.00	0.55	0.49	0.310	3.9	1.209	<b>0.595</b>	
21/04/2018	10:20	6.05	5.98	6.25	6.22	6.15	6.13	5.00	0.55	0.45	0.304	3.8	1.155	<b>0.518</b>	
29/04/2018	11:00	7.37	7.54	7.23	7.45	7.33	7.38	5.00	0.55	0.37	0.255	3.7	0.9435	<b>0.351</b>	
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE ABRIL</b>													<b>0.485</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	
05/05/2018	09:00	7.55	7.7	7.32	7.2	7.4	7.43	5.00	0.55	0.37	0.24	3.55	0.852	<b>0.315</b>	
12/05/2018	10:00	8.94	9.29	8.84	9.18	9.08	9.07	5.00	0.55	0.30	0.210	3.30	0.693	<b>0.210</b>	
19/05/2018	09:30	10.56	10.77	10.23	10.72	10.65	10.59	5.00	0.55	0.26	0.182	3.15	0.573	<b>0.149</b>	
26/05/2018	09:40	12.92	13.10	13.23	13.15	13.34	13.15	5.00	0.55	0.21	0.150	2.9	0.435	<b>0.091</b>	
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE MAYO</b>													<b>0.191</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	

Tabla 31. Aforo de caudales por el método volumétrico en río Contumazá. Aguas arriba de vaso de almacenamiento proyectado de Presa Huaynamango.

<b>CONTROL DE CAUDALES - METODO VOLUMÉTRICO</b>									
AFORADOR: JOSÉ ROQUE SALDAÑA LEÓN			MICROCUCENCA: CONTUMAZÁ				RÍO: CONTUMAZÁ		
COORDENADAS (739966 E; 9186781 N) -WGS 1984/17S									
FECHA	HORA	TRABAJO DE CAMPO						Volumen del depósito ( $m^3$ )	Caudal ( $m^3/s$ ) $Q = V/t_p$
		TIEMPO (s)							
dd/mm/aa	Inicial	Tiempo de llenado del depósito (s)					Tiempo promedio		
		$t_1$	$t_2$	$t_3$	$t_4$	$t_5$	$t_p$		
03/06/2017	09:30	0.77	0.86	0.9	0.93	0.85	0.86	0.02	<b>0.023</b>
10/06/2017	10:00	1	1.05	1.05	1.10	1.1	1.05	0.02	<b>0.019</b>
17/06/2017	10:30	1.25	1.2	1.30	1.25	1.2	1.24	0.02	<b>0.016</b>
25/06/2017	09:30	1.35	1.38	1.33	1.35	1.35	1.35	0.02	<b>0.015</b>
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE JUNIO</b>								<b>0.018</b>	$m^3/s$
08/07/2017	10:20	1.55	1.53	1.5	1.58	1.5	1.53	0.02	<b>0.013</b>
15/07/2017	09:30	1.68	1.7	1.65	1.65	1.7	1.68	0.02	<b>0.012</b>
22/07/2017	09:45	1.77	1.83	1.9	1.85	1.92	1.85	0.02	<b>0.011</b>
29/07/2017	10:00	2.05	2.1	2.05	2.08	1.9	2.04	0.02	<b>0.010</b>
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE JULIO</b>								<b>0.011</b>	$m^3/s$
05/08/2017	09:45	2.21	2.25	2.15	2.2	2.23	2.21	0.02	<b>0.009</b>
12/08/2017	10:30	2.45	2.4	2.47	2.5	2.45	2.45	0.02	<b>0.008</b>
19/08/2017	10:00	2.70	2.66	2.65	2.75	2.68	2.69	0.02	<b>0.007</b>
27/08/2017	10:20	2.95	3.02	3.05	3.00	3.05	3.01	0.02	<b>0.007</b>
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE AGOSTO</b>								<b>0.008</b>	$m^3/s$
03/09/2017	09:50	3.35	3.3	3.28	3.35	3.3	3.32	0.02	<b>0.006</b>
10/09/2017	10:10	3.55	3.61	3.63	3.65	3.6	3.61	0.02	<b>0.006</b>
17/09/2017	10:20	3.65	3.75	3.7	3.68	3.75	3.71	0.02	<b>0.005</b>
30/09/2017	10:00	2.88	2.84	2.83	2.85	2.78	2.84	0.02	<b>0.007</b>
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE SETIEMBRE</b>								<b>0.006</b>	$m^3/s$
07/10/2017	09:00	2.47	2.55	2.45	2.53	2.49	2.50	0.02	<b>0.008</b>
14/10/2017	10:00	3.55	3.5	3.58	3.5	3.57	3.54	0.02	<b>0.006</b>
21/10/2017	09:45	1.55	1.52	1.60	1.55	1.48	1.54	0.02	<b>0.013</b>
29/10/2017	09:40	1.16	1.14	1.19	1.15	1.15	1.16	0.02	<b>0.017</b>
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE OCTUBRE</b>								<b>0.011</b>	$m^3/s$
05/11/2017	09:00	1.08	1.04	1.1	1.05	1.05	1.06	0.02	<b>0.019</b>
12/11/2017	10:00	1.15	1.25	1.18	1.17	1.14	1.18	0.02	<b>0.017</b>
19/11/2017	10:30	0.77	0.86	0.9	0.93	0.85	0.86	0.02	<b>0.023</b>
26/11/2017	09:40	0.67	0.65	0.7	0.68	0.70	0.68	0.02	<b>0.029</b>
<b>CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE NOVIEMBRE</b>								<b>0.022</b>	$m^3/s$



Tabla 32. Precipitación máxima mensual en 24 horas(mm). Estación Contumazá.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1984	12.0	28.0	21.0	11.5	5.0	8.4	11.4	0.0	6.0	15.4	12.3	8.5
1985	7.0	13.8	16.6	11.4	6.8	0.0	4.8	11.0	8.8	4.4	4.0	4.8
1986	12.6	3.8	20.4	28.0	23.0	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.4
1987	54.0	68.4	40.6	4.6	0.0	0.0	17.0	4.0	3.5	1.6	19.8	5.5
1988	23.2	12.2	13.2	17.4	5.1	0.0	0.0	0.0	1.4	4.8	7.6	6.2
1989	16.6	28.8	18.6	18.8	6.8	4.6	0.0	0.0	6.4	20.4	22.4	0.0
1990	18.2	15.1	16.6	7.9	0.5	10.0	0.0	0.0	0.0	13.2	14.8	4.2
1991	4.6	22.6	41.4	22.4	15.2	0.0	0.0	0.0	1.5	7.2	24.8	12.8
1992	13.4	13.9	24.1	45.7	4.2	8.0	0.0	0.0	10.2	3.2	3.6	0.0
1993	16.0	58.0	35.2	32.4	3.6	0.0	0.0	3.2	12.2	14.0	9.2	8.8
1994	26.2	20.8	47.6	12.8	13.7	0.0	1.0	0.0	5.8	0.0	7.9	21.0
1995	17.2	20.4	22.2	2.14	2.6	1.6	4.6	0.0	0.0	6.1	10.8	10.0
1996	16.8	40.4	29.6	9.3	3.8	3.4	0.0	0.0	4.6	5.5	0.6	1.3
1997	2.1	23.0	20.8	17.4	5.8	5.6	0.0	0.0	6.7	6.6	18.4	50.0
1998	63.0	81.0	50.2	23.7	11.6	9.4	0.0	1.2	3.8	4.3	3.9	6.7
1999	15.4	37.4	37.2	13.7	11.8	9.6	6.8	0.0	11.2	4.1	5.4	10.6
2000	7.5	66.6	86.0	22.1	19.6	4.7	0.3	2.7	14.4	5.1	22.1	0.6
2001	18.3	31.1	38.8	34.5	6.2	3.2	0.0	0.0	3.9	6.1	10.9	21.4
2002	13.2	74.8	21.4	80.5	18.8	8.7	0.7	0.0	4.7	10.5	14.7	11.3
2003	25.4	16.2	16.6	9.2	7.6	2.0	0.0	0.4	0.8	0.8	4.1	38.9
2004	1.3	17.8	25.4	18.2	4.1	0.0	2.1	0.0	6.4	9.6	8.4	8.5
2005	9.7	7.3	14.8	13.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	5.0	7.8	5.9
2006	14.1	30.3	34.7	13.2	1.6	4.4	0.0	0.3	4.2	0.0	6.7	16.6
2007	26.8	10.6	26.3	17.3	14.8	0.0	0.0	3.9	0.0	13.8	5.1	5.2
2008	17.7	59.3	30.9	81.9	0.7	2.3	0.0	6.5	3.4	9.1	14.4	1.6
2009	33.8	25.7	30.3	15.8	14.2	1.9	1.9	0.0	2.8	18.2	14.4	8.4
2010	4.8	39.6	24.5	24.5	10.6	4.8	0.0	0.0	6.7	2.4	5.2	11.7
2011	20.0	7.1	14.6	34.3	34.3	0.6	0.3	0.0	5.9	1.1	4.7	11.3
2012	9.1	31.0	42.5	34.4	15.1	0.0	0.0	0.0	0.5	30.0	10.6	23.5
2013	9.8	31.7	34.2	4.7	14.3	2.5	0.0	0.5	0	17.5	0.6	12.4

Fuente: SENAMHI

Tabla 33. Precipitación máxima(mm), para 5,10,15,30,60,120 min. Estación Contumazá.

Año	P.Max.24h	DURACION EN MINUTOS					
		5	10	15	30	60	120
1984	28.0	6.80	8.08	8.95	10.64	12.65	15.04
1985	16.6	4.03	4.79	5.30	6.31	7.50	8.92
1986	28.0	6.80	8.08	8.95	10.64	12.65	15.04
1987	68.4	16.60	19.75	21.85	25.99	30.90	36.75
1988	23.2	5.63	6.70	7.41	8.81	10.48	12.47
1989	28.8	6.99	8.31	9.20	10.94	13.01	15.47
1990	18.2	4.42	5.25	5.81	6.91	8.22	9.78
1991	41.4	10.05	11.95	13.23	15.73	18.70	22.24
1992	45.7	11.09	13.19	14.60	17.36	20.65	24.55
1993	58.0	14.08	16.74	18.53	22.04	26.20	31.16
1994	47.6	11.55	13.74	15.21	18.08	21.51	25.57
1995	22.2	5.39	6.41	7.09	8.43	10.03	11.93
1996	40.4	9.81	11.66	12.91	15.35	18.25	21.71
1997	50.0	12.14	14.43	15.97	19.00	22.59	26.86
1998	81.0	19.66	23.38	25.88	30.77	36.60	43.52
1999	37.4	9.08	10.80	11.95	14.21	16.90	20.09
2000	86.0	20.88	24.83	27.47	32.67	38.85	46.21
2001	38.8	9.42	11.20	12.40	14.74	17.53	20.85
2002	80.5	19.54	23.24	25.72	30.58	36.37	43.25
2003	38.9	9.44	11.23	12.43	14.78	17.58	20.90
2004	25.4	6.17	7.33	8.11	9.65	11.48	13.65
2005	14.8	3.59	4.27	4.73	5.62	6.69	7.95
2006	34.7	8.42	10.02	11.09	13.18	15.68	18.64
2007	26.8	6.51	7.74	8.56	10.18	12.11	14.40
2008	81.9	19.88	23.64	26.16	31.12	37.00	44.00
2009	33.8	8.20	9.76	10.80	12.84	15.27	18.16
2010	39.6	9.61	11.43	12.65	15.04	17.89	21.28
2011	34.3	8.33	9.90	10.96	13.03	15.50	18.43
2012	42.5	10.32	12.27	13.58	16.15	19.20	22.83
2013	34.2	8.30	9.87	10.93	12.99	15.45	18.38

Tabla 34. Intensidades máximas ordenadas (mm/h). Estación Contumazá.

Año	P.Max.24h	DURACION EN MINUTOS					
		5	10	15	30	60	120
1	86.0	250.51	148.96	109.90	65.35	38.85	23.10
2	81.9	238.57	141.85	104.66	62.23	37.00	22.00
3	81.0	235.95	140.30	103.51	61.55	36.60	21.76
4	80.5	234.49	139.43	102.87	61.17	36.37	21.63
5	68.4	199.25	118.47	87.41	51.97	30.90	18.38
6	58.0	168.95	100.46	74.12	44.07	26.20	15.58
7	50.0	145.65	86.60	63.89	37.99	22.59	13.43
8	47.6	138.66	82.45	60.83	36.17	21.51	12.79
9	45.7	133.12	79.15	58.40	34.72	20.65	12.28
10	42.5	123.80	73.61	54.31	32.29	19.20	11.42
11	41.4	120.60	71.71	52.90	31.46	18.70	11.12
12	40.4	117.68	69.97	51.63	30.70	18.25	10.85
13	39.6	115.35	68.59	50.60	30.09	17.89	10.64
14	38.9	113.31	67.38	49.71	29.56	17.58	10.45
15	38.8	113.02	67.20	49.58	29.48	17.53	10.42
16	37.4	108.94	64.78	47.79	28.42	16.90	10.05
17	34.7	101.08	60.10	44.34	26.37	15.68	9.32
18	34.3	99.91	59.41	43.83	26.06	15.50	9.21
19	34.2	99.62	59.24	43.70	25.99	15.45	9.19
20	33.8	98.46	58.54	43.19	25.68	15.27	9.08
21	28.8	83.89	49.88	36.80	21.88	13.01	7.74
22	28.0	81.56	48.50	35.78	21.28	12.65	7.52
23	28.0	81.56	48.50	35.78	21.28	12.65	7.52
24	26.8	78.07	46.42	34.25	20.36	12.11	7.20
25	25.4	73.99	43.99	32.46	19.30	11.48	6.82
26	23.2	67.58	40.18	29.65	17.63	10.48	6.23
27	22.2	64.67	38.45	28.37	16.87	10.03	5.96
28	18.2	53.02	31.52	23.26	13.83	8.22	4.89
29	16.6	48.35	28.75	21.21	12.61	7.50	4.46
30	14.8	43.11	25.63	18.91	11.25	6.69	3.98

**Datos transpuestos a la zona de estudio con una altitud media:**

$$I_2 = I_1 \times \frac{(H_{media})}{H_1}$$

- I2 : Intensidad de la cuenca Desconocida
- I1 : Intensidad de la estación con información
- Hmedia: Altura media de la cuenca desconocida
- H1: Altura de la estación con información

**Hmedia = 2820.00 m**

Tabla 35. Intensidades máximas (mm/h). Sector aportante de la cuenca Contumazá.

INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h): ZONA DE ESTUDIO (CUENCA APORTANTE)							
Año	P.Max.24h	DURACION EN MINUTOS					
		5	10	15	30	60	120
1	86.0	289.53	172.15	127.01	75.52	44.91	26.70
2	81.9	275.73	163.95	120.96	71.92	42.77	25.43
3	81.0	272.70	162.15	119.63	71.13	42.30	25.15
4	80.5	271.01	161.14	118.89	70.69	42.03	24.99
5	68.4	230.28	136.92	101.02	60.07	35.72	21.24
6	58.0	195.26	116.10	85.66	50.93	30.29	18.01
7	50.0	168.33	100.09	73.85	43.91	26.11	15.52
8	47.6	160.25	95.29	70.30	41.80	24.85	14.78
9	45.7	153.85	91.48	67.49	40.13	23.86	14.19
10	42.5	143.08	85.08	62.77	37.32	22.19	13.20
11	41.4	139.38	82.87	61.14	36.36	21.62	12.85
12	40.4	136.01	80.87	59.67	35.48	21.10	12.54
13	39.6	133.32	79.27	58.49	34.78	20.68	12.30
14	38.9	130.96	77.87	57.45	34.16	20.31	12.08
15	38.8	130.62	77.67	57.30	34.07	20.26	12.05
16	37.4	125.91	74.87	55.24	32.84	19.53	11.61
17	34.7	116.82	69.46	51.25	30.47	18.12	10.77
18	34.3	115.47	68.66	50.66	30.12	17.91	10.65
19	34.2	115.14	68.46	50.51	30.03	17.86	10.62
20	33.8	113.79	67.66	49.92	29.68	17.65	10.49
21	28.8	96.96	57.65	42.53	25.29	15.04	8.94
22	28.0	94.26	56.05	41.35	24.59	14.62	8.69
23	28.0	94.26	56.05	41.35	24.59	14.62	8.69
24	26.8	90.23	53.65	39.58	23.53	13.99	8.32
25	25.4	85.51	50.85	37.51	22.31	13.26	7.89
26	23.2	78.11	46.44	34.26	20.37	12.11	7.20
27	22.2	74.74	44.44	32.79	19.50	11.59	6.89
28	18.2	61.27	36.43	26.88	15.98	9.50	5.65
29	16.6	55.89	33.23	24.52	14.58	8.67	5.15
30	14.8	49.83	29.63	21.86	13.00	7.73	4.60

Tabla 36. Modelo de Gumbel para 5min, 10min, 15min, 30min, 60min, 120 minutos.

MODELO GUMBEL				5 minutos			10 minutos			15 minutos			30 minutos			60 minutos			120 minutos		
m	P(x<X)	P(x<X)	Tr años 1/P(x)	Intensidades Ord. Desc.	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Intensidades Ord. Desc.	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Intensidades Ord. Desc.	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Intensidades Ord. Desc.	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Intensidades Ord. Desc.	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)	Intensidades Ord. Desc.	F(x<X)	P(x<X)- F(x<X)
	m/(N+1)	1-P(x>X)																			
1	0.0323	0.9677	31.00	289.53	0.9678	0.0001	172.15	0.9678	0.0001	127.0135	0.9678	0.0001	75.52	0.9678	0.0001	44.91	0.9678	0.0001	26.70	0.9678	0.0001
2	0.0645	0.9355	15.50	275.73	0.9584	0.0229	163.95	0.9584	0.0229	120.9582	0.9584	0.0229	71.92	0.9584	0.0229	42.77	0.9584	0.0229	25.43	0.9584	0.0229
3	0.0968	0.9032	10.33	272.70	0.9560	0.0527	162.15	0.9560	0.0527	119.6290	0.9560	0.0527	71.13	0.9560	0.0527	42.30	0.9560	0.0527	25.15	0.9560	0.0527
4	0.1290	0.8710	7.75	271.01	0.9546	0.0836	161.14	0.9546	0.0836	118.8906	0.9546	0.0836	70.69	0.9546	0.0836	42.03	0.9546	0.0836	24.99	0.9546	0.0836
5	0.1613	0.8387	6.20	230.28	0.9041	0.0654	136.92	0.9041	0.0654	101.0200	0.9041	0.0654	60.07	0.9041	0.0654	35.72	0.9041	0.0654	21.24	0.9041	0.0654
6	0.1935	0.8065	5.17	195.26	0.8218	0.0154	116.10	0.8218	0.0154	85.6603	0.8218	0.0154	50.93	0.8218	0.0154	30.29	0.8218	0.0154	18.01	0.8218	0.0154
7	0.2258	0.7742	4.43	168.33	0.7208	0.0534	100.09	0.7208	0.0534	73.8451	0.7208	0.0534	43.91	0.7208	0.0534	26.11	0.7208	0.0534	15.52	0.7208	0.0534
8	0.2581	0.7419	3.88	160.25	0.6827	0.0593	95.29	0.6827	0.0593	70.3005	0.6827	0.0593	41.80	0.6827	0.0593	24.85	0.6827	0.0593	14.78	0.6827	0.0593
9	0.2903	0.7097	3.44	153.85	0.6498	0.0599	91.48	0.6498	0.0599	67.4944	0.6498	0.0599	40.13	0.6498	0.0599	23.86	0.6498	0.0599	14.19	0.6498	0.0599
10	0.3226	0.6774	3.10	143.08	0.5892	0.0883	85.08	0.5892	0.0883	62.7683	0.5892	0.0883	37.32	0.5892	0.0883	22.19	0.5892	0.0883	13.20	0.5892	0.0883
11	0.3548	0.6452	2.82	139.38	0.5669	0.0783	82.87	0.5669	0.0783	61.1437	0.5669	0.0783	36.36	0.5669	0.0783	21.62	0.5669	0.0783	12.85	0.5669	0.0783
12	0.3871	0.6129	2.58	136.01	0.5460	0.0669	80.87	0.5460	0.0669	59.6668	0.5460	0.0669	35.48	0.5460	0.0669	21.10	0.5460	0.0669	12.54	0.5460	0.0669
13	0.4194	0.5806	2.38	133.32	0.5289	0.0517	79.27	0.5289	0.0517	58.4853	0.5289	0.0517	34.78	0.5289	0.0517	20.68	0.5289	0.0517	12.30	0.5289	0.0517
14	0.4516	0.5484	2.21	130.96	0.5137	0.0347	77.87	0.5137	0.0347	57.4515	0.5137	0.0347	34.16	0.5137	0.0347	20.31	0.5137	0.0347	12.08	0.5137	0.0347
15	0.4839	0.5161	2.07	130.62	0.5115	0.0046	77.67	0.5115	0.0046	57.3038	0.5115	0.0046	34.07	0.5115	0.0046	20.26	0.5115	0.0046	12.05	0.5115	0.0046
16	0.5161	0.4839	1.94	125.91	0.4803	0.0035	74.87	0.4803	0.0035	55.2361	0.4803	0.0035	32.84	0.4803	0.0035	19.53	0.4803	0.0035	11.61	0.4803	0.0035
17	0.5484	0.4516	1.82	116.82	0.4183	0.0333	69.46	0.4183	0.0333	51.2485	0.4183	0.0333	30.47	0.4183	0.0333	18.12	0.4183	0.0333	10.77	0.4183	0.0333
18	0.5806	0.4194	1.72	115.47	0.4090	0.0104	68.66	0.4090	0.0104	50.6577	0.4090	0.0104	30.12	0.4090	0.0104	17.91	0.4090	0.0104	10.65	0.4090	0.0104
19	0.6129	0.3871	1.63	115.14	0.4066	0.0195	68.46	0.4066	0.0195	50.5100	0.4066	0.0195	30.03	0.4066	0.0195	17.86	0.4066	0.0195	10.62	0.4066	0.0195
20	0.6452	0.3548	1.55	113.79	0.3972	0.0424	67.66	0.3972	0.0424	49.9193	0.3972	0.0424	29.68	0.3972	0.0424	17.65	0.3972	0.0424	10.49	0.3972	0.0424
21	0.6774	0.3226	1.48	96.96	0.2805	0.0421	57.65	0.2805	0.0421	42.5348	0.2805	0.0421	25.29	0.2805	0.0421	15.04	0.2805	0.0421	8.94	0.2805	0.0421
22	0.7097	0.2903	1.41	94.26	0.2623	0.0280	56.05	0.2623	0.0280	41.3532	0.2623	0.0280	24.59	0.2623	0.0280	14.62	0.2623	0.0280	8.69	0.2623	0.0280
23	0.7419	0.2581	1.35	94.26	0.2623	0.0043	56.05	0.2623	0.0043	41.3532	0.2623	0.0043	24.59	0.2623	0.0043	14.62	0.2623	0.0043	8.69	0.2623	0.0043
24	0.7742	0.2258	1.29	90.23	0.2358	0.0100	53.65	0.2358	0.0100	39.5810	0.2358	0.0100	23.53	0.2358	0.0100	13.99	0.2358	0.0100	8.32	0.2358	0.0100
25	0.8065	0.1935	1.24	85.51	0.2059	0.0124	50.85	0.2059	0.0124	37.5133	0.2059	0.0124	22.31	0.2059	0.0124	13.26	0.2059	0.0124	7.89	0.2059	0.0124
26	0.8387	0.1613	1.19	78.11	0.1621	0.0009	46.44	0.1621	0.0009	34.2641	0.1621	0.0009	20.37	0.1621	0.0009	12.11	0.1621	0.0009	7.20	0.1621	0.0009
27	0.8710	0.1290	1.15	74.74	0.1438	0.0147	44.44	0.1438	0.0147	32.7872	0.1438	0.0147	19.50	0.1438	0.0147	11.59	0.1438	0.0147	6.89	0.1438	0.0147
28	0.9032	0.0968	1.11	61.27	0.0817	0.0151	36.43	0.0817	0.0151	26.8796	0.0817	0.0151	15.98	0.0817	0.0151	9.50	0.0817	0.0151	5.65	0.0817	0.0151
29	0.9355	0.0645	1.07	55.89	0.0623	0.0022	33.23	0.0623	0.0022	24.5166	0.0623	0.0022	14.58	0.0623	0.0022	8.67	0.0623	0.0022	5.15	0.0623	0.0022
30	0.9677	0.0323	1.03	49.83	0.0444	0.0122	29.63	0.0444	0.0122	21.8581	0.0444	0.0122	13.00	0.0444	0.0122	7.73	0.0444	0.0122	4.60	0.0444	0.0122
Max P(x<X)-F(x<X)				0.0883			0.0883			0.0883			0.0883			0.0883			0.0883		
Promedio				139.9498			83.2147			61.3948			36.5056			21.7063			12.9067		
Desv. Est.				67.4715			40.1188			29.5992			17.5998			10.4649			6.2225		
a				0.0190			0.0320			0.0433			0.0729			0.1226			0.2061		
b				109.5877			65.1612			48.0752			28.5857			16.9971			10.1066		

Tabla 37. Modelamiento de intensidades en función de la vida útil y riesgo de falla.

VIDA ÚTIL AÑOS	RIESGO DE FALLA R(%)	TIEMPO DE RETORNO	INTENSIDADES					
			$X = \beta - \frac{1}{\alpha} \times Ln \times \left[ -Ln \times \left( 1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]$					
"N"	R(%)	Tr(AÑOS)	5 MIN	10 MIN	15 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN
5	5	97.98	350.52	208.42	153.77	91.43	54.37	32.33
	10	47.96	312.65	185.90	137.16	81.55	48.49	28.83
	15	31.27	289.85	172.34	127.15	75.61	44.96	26.73
	20	22.91	273.17	162.43	119.84	71.26	42.37	25.19
	25	17.89	259.81	154.48	113.97	67.77	40.30	23.96
	50	7.73	213.54	126.97	93.68	55.70	33.12	19.69
	75	4.13	177.08	105.29	77.68	46.19	27.46	16.33
10	5	195.46	386.99	230.10	169.77	100.94	60.02	35.69
	10	95.41	349.12	207.59	153.15	91.07	54.15	32.20
	15	62.03	326.31	194.03	143.15	85.12	50.61	30.09
	20	45.32	309.64	184.11	135.83	80.77	48.02	28.56
	25	35.26	296.27	176.16	129.97	77.28	45.95	27.32
	50	14.93	250.01	148.66	109.68	65.21	38.78	23.06
	75	7.73	213.54	126.97	93.68	55.70	33.12	19.69
20	5	390.41	423.45	251.79	185.76	110.46	65.68	39.05
	10	190.32	385.58	229.27	169.15	100.58	59.80	35.56
	15	123.56	362.78	215.71	159.15	94.63	56.27	33.46
	20	90.13	346.10	205.79	151.83	90.28	53.68	31.92
	25	70.02	332.74	197.85	145.97	86.79	51.61	30.69
	50	29.36	286.47	170.34	125.67	74.73	44.43	26.42
	75	14.93	250.01	148.66	109.68	65.21	38.78	23.06
25	5	487.89	435.19	258.77	190.91	113.52	67.50	40.13
	10	237.78	397.32	236.25	174.30	103.64	61.62	36.64
	15	154.33	374.52	222.69	164.30	97.69	58.09	34.54
	20	112.54	357.84	212.77	156.98	93.34	55.50	33.00
	25	87.40	344.48	204.83	151.12	89.86	53.43	31.77
	50	36.57	298.21	177.32	130.82	77.79	46.25	27.50
	75	18.54	261.75	155.64	114.83	68.28	40.60	24.14
50	5	975.29	471.66	280.45	206.91	123.03	73.15	43.50
	10	475.06	433.79	257.93	190.30	113.15	67.28	40.01
	15	308.16	410.99	244.37	180.30	107.20	63.74	37.90
	20	224.57	394.31	234.46	172.98	102.85	61.16	36.36
	25	174.30	380.94	226.51	167.12	99.37	59.08	35.13
	50	72.64	334.68	199.00	146.82	87.30	51.91	30.87
	75	36.57	298.21	177.32	130.82	77.79	46.25	27.50
75	5	1462.68	492.99	293.13	216.27	128.59	76.46	45.47
	10	712.34	455.12	270.62	199.66	118.72	70.59	41.97
	15	461.98	432.32	257.06	189.65	112.77	67.05	39.87
	20	336.61	415.64	247.14	182.34	108.42	64.47	38.33
	25	261.20	402.27	239.19	176.47	104.93	62.39	37.10
	50	108.70	356.01	211.68	156.18	92.86	55.22	32.83
	75	54.60	319.54	190.00	140.18	83.35	49.56	29.47
100	5	1950.07	508.12	302.13	222.91	132.54	78.81	46.86
	10	949.62	470.25	279.61	206.30	122.66	72.94	43.37
	15	615.81	447.45	266.06	196.29	116.72	69.40	41.27
	20	448.64	430.77	256.14	188.98	112.37	66.81	39.73
	25	348.11	417.41	248.19	183.11	108.88	64.74	38.49
	50	144.77	371.14	220.68	162.82	96.81	57.56	34.23
	75	72.64	334.68	199.00	146.82	87.30	51.91	30.87

Tabla 38. Modelamiento de intensidades para Presa Huaynamango en función de la vida útil y tiempo de retorno.

OBRA DE ARTE	VIDA ÚTIL (años)	TIEMPO DE RETORNO (años)	5 MIN	10 MIN	15 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN
Presa	5	31.27	289.85	172.34	127.15	75.61	44.96	26.73
Presa	10	62.03	326.31	194.03	143.15	85.12	50.61	30.09
Presa	20	123.56	362.78	215.71	159.15	94.63	56.27	33.46
Presa	25	154.33	374.52	222.69	164.30	97.69	58.09	34.54
Presa	50	308.16	410.99	244.37	180.30	107.20	63.74	37.90
Presa	75	461.98	432.32	257.06	189.65	112.77	67.05	39.87
Presa	100	615.81	447.45	266.06	196.29	116.72	69.40	41.27

Tabla 39. Modelamiento de intensidades para Presa Huaynamango para una vida útil de 100 años y tiempo de retorno de 615.81 años.

OBRA DE ARTE	VIDA ÚTIL (años)	TIEMPO DE RETORNO (años)	5 MIN	10 MIN	15 MIN	30 MIN	60 MIN	120 MIN
Presa	100	615.81	447.45	266.06	196.29	116.72	69.40	41.27

Tabla 40. Datos para elaborar el Hidrograma Unitario Triangular

<i>Datos de entrada</i>		<i>Cálculos</i>		<i>Datos para dibujar el triángulo</i>	
Long cauce =	11.9 km.	Pendiente =	0.10 m/m	Tiempo	Q
Cota max =	3625 m	Tiempo concentración =	1.08 horas	0.00	0.00
Cota min =	2406 m	Tiempo pico =	1.69 horas	1.69	<b>189.09</b> Q Máx
Superficie =	33.74 km <sup>2</sup>	Tiempo base =	4.51 horas	4.51	0.00
Precipitación Neta =	45.53 mm	Caudal punta =	<b>189.09</b> m <sup>3</sup> /seg.		
Duración P. Neta =	2.08 horas				

Figura 21. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia del sector aportante de la cuenca Contumazá a la Presa Huaynamango.

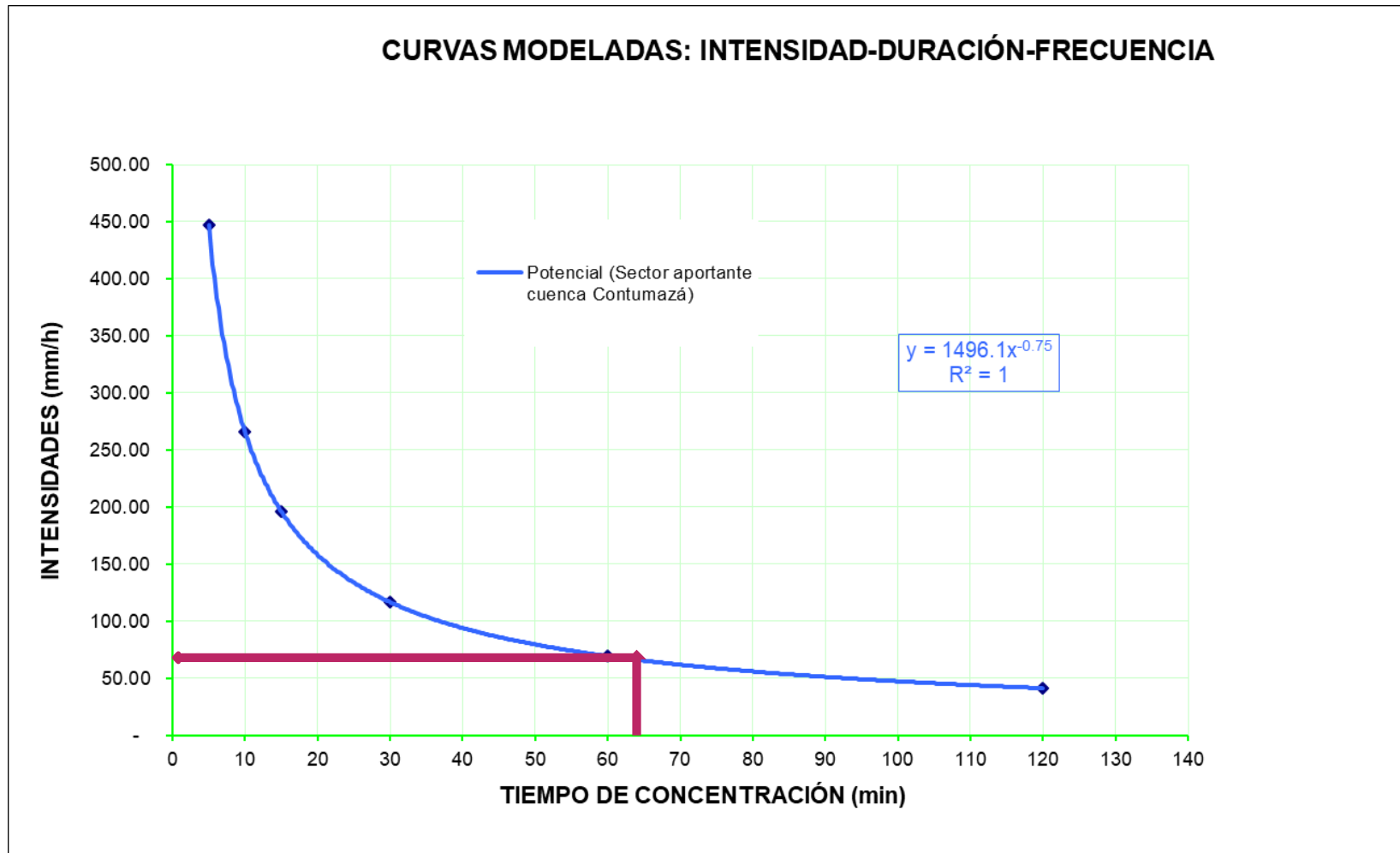
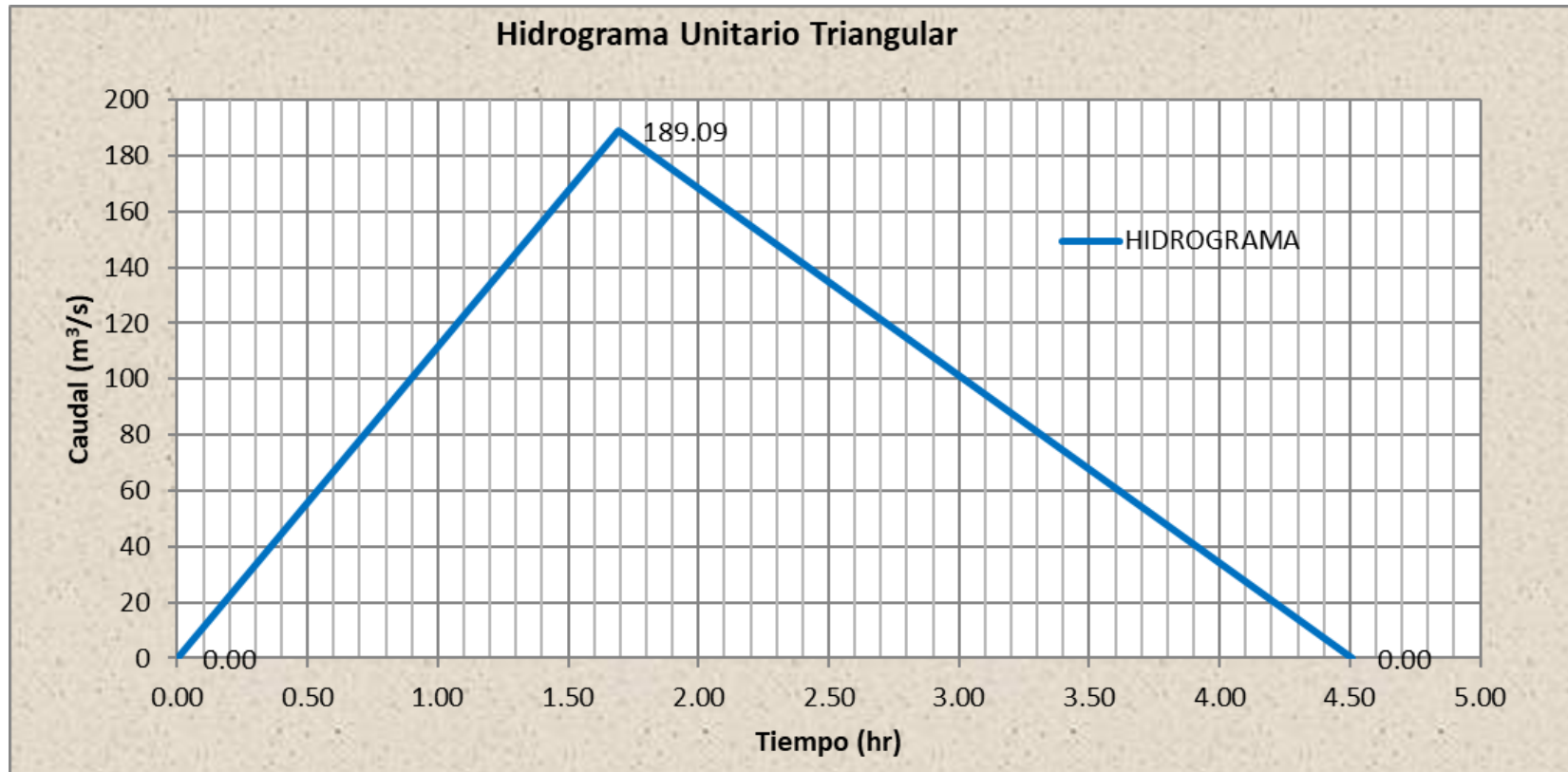




Figura 22. Hidrograma Unitario Triangular



Fuente: (Elaboración del Tesista)

Tabla 41. Datos para elaborar el hidrograma de entrada y curva de desague.

HIDROGRAMA DE ENTRADA (dato de tormenta de diseño)		CURVA DE DESAGUE (de acuerdo al vertedor)	
TIEMP(h)	I(m <sup>3</sup> /s)	ELEV. SOBRE ALIVIAD. (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)
0.00	0.00	0.00	0.00
0.13	14.55	0.10	0.77
0.26	29.09	0.20	2.16
0.39	43.64	0.30	3.98
0.52	58.18	0.40	6.12
0.65	72.73	0.50	8.56
0.78	87.27	0.60	11.25
0.91	101.82	0.70	14.17
1.04	116.37	0.80	17.32
1.17	130.91	0.90	20.66
1.30	145.46	1.00	24.20
1.43	160.00	1.10	27.92
1.56	174.55	1.20	31.81
1.69	189.09	1.30	35.87
1.82	180.37	1.40	40.09
1.95	171.66	1.50	44.46
2.08	162.94	1.60	48.98
2.21	154.22	1.70	53.64
2.34	145.51	1.80	58.44
2.47	136.79	1.90	63.38
2.60	128.07	2.00	68.45
2.73	119.36	2.10	73.65
2.86	110.64	2.20	78.97
2.99	101.92	2.30	84.41
3.12	93.20	2.40	89.98
3.25	84.49	2.50	95.66
3.38	75.77	2.60	101.46
3.51	67.05	2.70	107.36
3.64	58.34	2.80	113.38
3.77	49.62	2.90	119.51
3.90	40.90	3.00	125.75
4.03	32.19	3.10	132.09
4.16	23.47	3.20	138.53
4.29	14.75	3.30	145.07
4.42	6.04	3.40	151.72

Tabla 42. Función Almacenamiento- Caudal de salida.

<b>Desarrollo de la función Almacenamiento-Caudal de salida: <math>2S/\Delta t + Q</math> versus <math>Q</math></b>						
Elevación h (m)	Superficie libre A (m <sup>2</sup> )	Volumen alm. (m <sup>3</sup> )	Elev. Sob. Aliv. h(m)	Alm. Sob. Aliv. S (m <sup>3</sup> )	Caudal desagüe Q (m <sup>3</sup> /s)	$2S/\Delta t+Q$ (m <sup>3</sup> /s)
2458.60	70,462.00	1,288,858.75	0.00	0.00	0.00	0.00
2458.70	70,670.50	1,296,274.14	0.10	7067.05	0.77	30.97
2458.80	70,878.99	1,303,689.53	0.20	14175.80	2.16	62.74
2458.90	71,087.49	1,311,104.91	0.30	21326.25	3.98	95.11
2459.00	71,295.98	1,318,520.30	0.40	28518.39	6.12	128.00
2459.10	71,465.50	1,325,734.66	0.50	35732.75	8.56	161.26
2459.20	71,635.03	1,332,949.02	0.60	42981.02	11.25	194.93
2459.30	71,804.55	1,340,163.38	0.70	50263.18	14.17	228.97
2459.40	71,974.07	1,347,377.74	0.80	57579.26	17.32	263.38
2459.50	72,143.60	1,354,592.10	0.90	64929.24	20.66	298.14
2459.60	72,313.12	1,361,806.46	1.00	72313.12	24.20	333.23
2459.70	72,482.64	1,369,020.82	1.10	79730.91	27.92	368.65
2459.80	72,652.16	1,376,235.18	1.20	87182.60	31.81	404.39
2459.90	72,821.69	1,383,449.54	1.30	94668.19	35.87	440.43
2460.00	72,991.21	1,390,663.90	1.40	102187.69	40.09	476.79
2460.10	73,175.83	1,398,055.33	1.50	109763.75	44.46	513.53
2460.20	73,360.46	1,405,446.76	1.60	117376.73	48.98	550.59
2460.30	73,545.08	1,412,838.20	1.70	125026.63	53.64	587.94
2460.40	73,729.70	1,420,229.63	1.80	132713.46	58.44	625.59
2460.50	73,914.33	1,427,621.06	1.90	140437.22	63.38	663.54
2460.60	74,098.95	1,435,012.49	2.00	148197.90	68.45	701.77
2460.70	74,283.57	1,442,403.93	2.10	155995.50	73.65	740.29
2460.80	74,468.19	1,449,795.36	2.20	163830.03	78.97	779.10
2460.90	74,652.82	1,457,186.79	2.30	171701.48	84.41	818.18
2461.00	74,837.44	1,464,578.22	2.40	179609.86	89.98	857.54
2461.10	75,051.81	1,472,169.15	2.50	187629.52	95.66	897.49
2461.20	75,266.17	1,479,760.08	2.60	195692.05	101.46	937.75
2461.30	75,480.54	1,487,351.01	2.70	203797.46	107.36	978.29
2461.40	75,694.91	1,494,941.93	2.80	211945.74	113.38	1019.14
2461.50	75,909.28	1,502,532.86	2.90	220136.90	119.51	1060.27
2461.60	76,123.64	1,510,123.79	3.00	228370.93	125.75	1101.69
2461.70	76,338.01	1,517,714.72	3.10	236647.83	132.09	1143.40
2461.80	76,552.38	1,525,305.64	3.20	244967.60	138.53	1185.40
2461.90	76,766.74	1,532,896.57	3.30	253330.25	145.07	1227.68
2462.00	76,981.11	1,540,487.50	3.40	261735.77	151.72	1270.25

Tabla 43. Datos para elaborar el hidrograma de entrada y salida.

t	Q entrada(m3/s)	Q salida(m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.13	14.55	0.09
0.26	29.09	2.01
0.39	43.64	5.70
0.52	58.18	11.57
0.65	72.73	19.68
0.78	87.27	29.71
0.91	101.82	41.03
1.04	116.37	52.99
1.17	130.91	65.01
1.30	145.46	76.75
1.43	160.00	88.05
1.56	174.55	99.01
1.69	189.09	110.05
1.82	180.37	120.34
1.95	171.66	128.73
2.08	162.94	135.18
2.21	154.22	139.42
2.34	145.51	141.41
2.47	136.79	141.36
2.60	128.07	139.66
2.73	119.36	136.73
2.86	110.64	132.93
2.99	101.92	128.56
3.12	93.20	123.79
3.25	84.49	118.72
3.38	75.77	113.38
3.51	67.05	107.75
3.64	58.34	101.76
3.77	49.62	95.31
3.90	40.90	88.32
4.03	32.19	80.73
4.16	23.47	72.55
4.29	14.75	63.84
4.42	6.04	54.75

Figura 23. Hidrograma de entrada vs hidrograma de salida

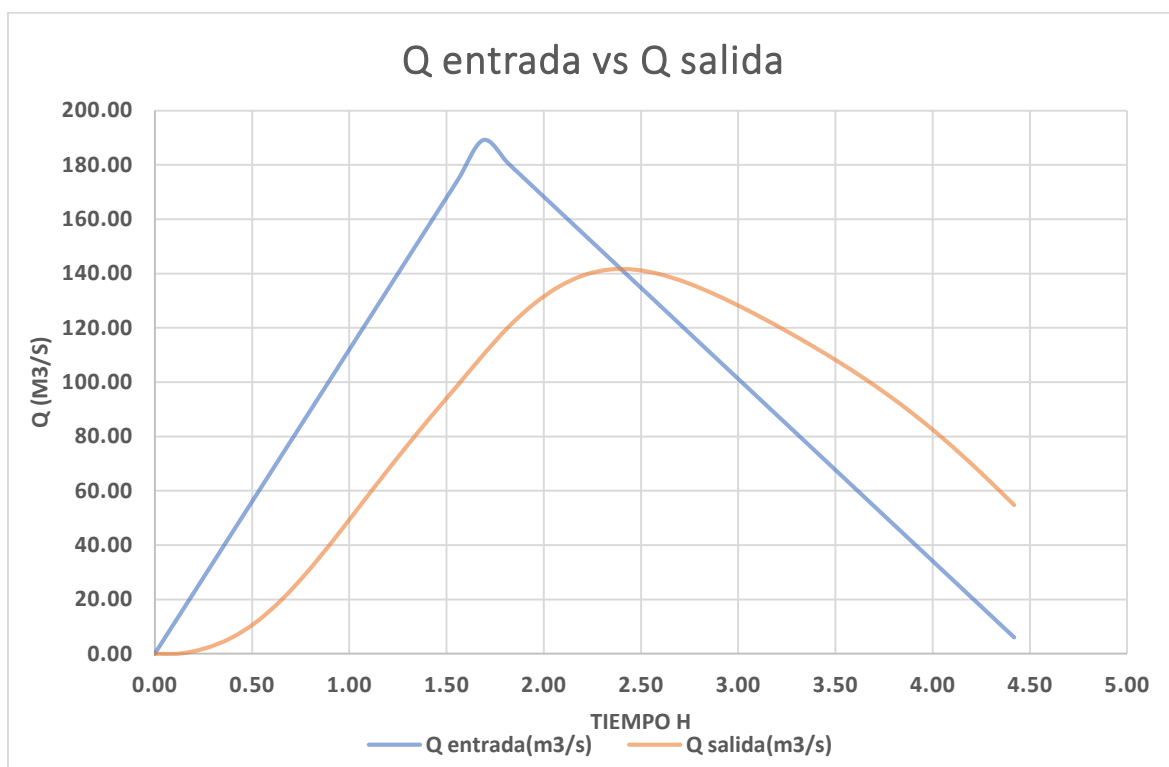


Tabla 44. Análisis granulométrico de sedimentos del río Contumazá.

Malla	Malla (mm)	P.R.P.	% R.P.	% R.A.	% PASA
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	53.85	2.838	5.68	5.68	94.32
2"	50.8	3.778	7.56	13.23	86.77
1 1/2"	38.1	3.924	7.85	21.08	78.92
1"	25.4	4.136	8.27	29.35	70.65
3/4"	19.050	3.266	6.53	35.88	64.12
1/2"	12.70	4.656	9.31	45.20	54.80
3/8"	9.53	3.356	6.71	51.91	48.09
1/4"	6.350	5.994	11.99	63.90	36.10
N° 4	4.760	1.858	3.72	67.61	32.39
N° 10	2.000	6.734	13.47	81.08	18.92
N° 20	0.840	4.58	9.16	90.24	9.76
N° 30	0.590	1.34	2.68	92.92	7.08
N° 40	0.420	1.084	2.17	95.09	4.91
N° 60	0.250	1.02	2.04	97.13	2.87
N° 100	0.150	0.866	1.73	98.86	1.14
N° 200	0.074	0.248	0.50	99.36	0.64
< N° 200		0.322	0.64	100.00	0.00
TOTAL (KG)		50.00 Kg			

Figura 24. Curva granulométrica de los sedimentos del río Contumazá aguas arriba del Vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango.

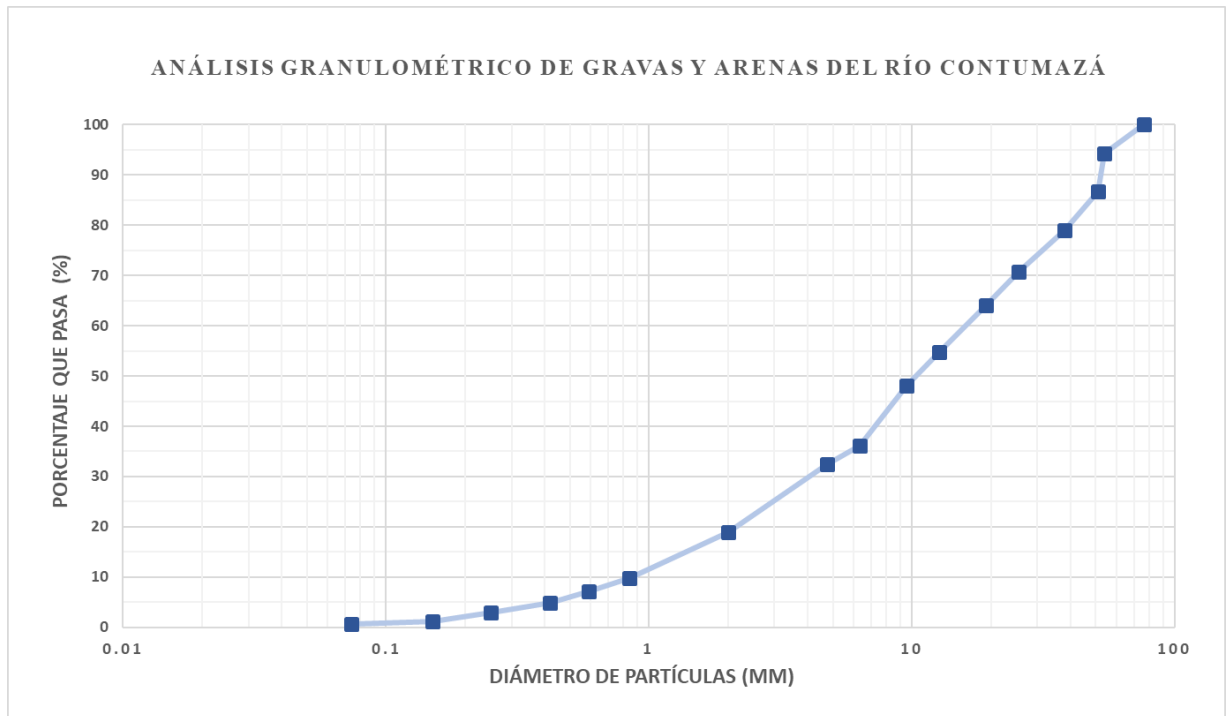


Tabla 45. Densidad aparente de los sedimentos (in situ) del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamngo

Muestra	Peso in situ (kg)	Volumen in situ (m3)	Peso seco (kg)	$\rho_a$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_a$ prom (kg/m <sup>3</sup> )
M1	5.45	0.00265	4.10	1546.75	1527.88
M2	5.85	0.00265	4.20	1584.47	
M3	5.10	0.00265	3.85	1452.43	

### Densidad relativa de los sedimentos

Tabla 46. Densidad relativa de los sedimentos (in situ) del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamngo

Muestra	Peso seco (kg)	Volumen del suelo seco (m <sup>3</sup> )	$\rho_r$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_r \text{ prom}$ (kg/m <sup>3</sup> )
M1	0.120	0.000045	2666.67	2647.34
M2	0.120	0.000046	2608.70	
M3	0.120	0.000045	2666.67	

### Peso específico de arena gruesa y grava

Tabla 47. Peso específico de arena gruesa y grava del río Contumazá, aguas arriba de la Pesa Huaynamango.

Muestra	Ws(gr)	Vi(gr)	Vf(gr)	$\gamma_s$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{prom}$ (gr/cm <sup>3</sup> )
M1	90.00	300.00	334.00	2.65	2.66
M2	100.00	300.00	338.00	2.63	
M3	95.00	300.00	335.00	2.71	

### Peso específico de material fino

Tabla 48. Peso específico de material fino del río Contumazá, aguas arriba de la Pesa Huaynamango.

Muestra	Wms (gr)	Wfw (gr)	Wfws (gr)	$\gamma_s$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{prom}$ (gr/cm <sup>3</sup> )
M1	56.00	660.00	695.00	2.67	2.63
M2	60.00	660.00	697.00	2.61	
M3	60.00	660.00	697.00	2.61	

Tabla 49. Propiedades de los sedimentos del río Contumazá aguas arriba del vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango.

<b>Propiedades del sedimento</b>	<b>Dato</b>	<b>Unidades</b>
Densidad aparente	1527.88	kg/m <sup>3</sup>
Densidad relativa	2647.34	kg/m <sup>3</sup>
Porosidad	0.42	
Peso específico de la arena gruesa y grava	2660	kg/m <sup>3</sup>
Peso específico material fino	2630	kg/m <sup>3</sup>

Tabla 50. Características de la sección de aforo aguas arriba de la Presa Huaynamngo

<b>FECHA</b>	<b>Caudal (m3/s)</b>	<b>Área hidráulica (m2)</b>	<b>Perímetro mojado (m)</b>	<b>Ancho medio (m)</b>	<b>Radio hidráulico (m)</b>	<b>Coef. De rugosidad de Manning "n"</b>	<b>Tirante medio (m)</b>
03/12/2017	0.036	0.21	2.11	2.10	0.10	0.39	0.10
10/12/2017	0.053	0.27	2.28	2.25	0.12	0.39	0.12
17/12/2017	0.059	0.29	2.34	2.30	0.12	0.38	0.13
23/12/2017	0.072	0.34	2.65	2.55	0.13	0.39	0.14
06/01/2018	0.097	0.46	3.01	2.95	0.15	0.43	0.16
13/01/2018	0.114	0.50	3.08	3.02	0.16	0.41	0.16
20/01/2018	0.123	0.52	3.11	3.05	0.17	0.40	0.17
27/01/2018	0.133	0.54	3.15	3.08	0.17	0.40	0.18
04/02/2018	0.150	0.58	3.24	3.17	0.18	0.39	0.18
10/02/2018	0.180	0.66	3.36	3.28	0.20	0.39	0.20
17/02/2018	0.212	0.71	3.43	3.35	0.21	0.37	0.21
25/02/2018	0.261	0.78	3.56	3.48	0.22	0.35	0.23
04/03/2018	0.287	0.83	3.63	3.55	0.23	0.34	0.23
11/03/2018	0.331	0.91	3.77	3.67	0.24	0.34	0.25
18/03/2018	0.372	0.96	4.05	3.78	0.24	0.32	0.26
25/03/2018	0.423	1.04	3.91	3.81	0.27	0.32	0.27
07/04/2018	0.477	1.12	3.95	3.85	0.28	0.32	0.29
14/04/2018	0.595	1.21	4.00	3.90	0.30	0.29	0.31
21/04/2018	0.518	1.16	3.90	3.80	0.30	0.31	0.30
29/04/2018	0.351	0.94	3.80	3.70	0.25	0.34	0.26
05/05/2018	0.315	0.85	3.63	3.55	0.23	0.33	0.24
12/05/2018	0.210	0.69	3.35	3.30	0.21	0.37	0.21
19/05/2018	0.149	0.57	3.21	3.15	0.18	0.39	0.18
26/05/2018	0.091	0.44	2.94	2.90	0.15	0.42	0.15



Tabla 51. Caudales mínimos y máximos aforados de diciembre del 2017 hasta mayo del 2018 aguas arriba del vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango.

Mes	Caudal ( $m^3/s$ )	
	Mínimo	Máximo
Diciembre	0.036	0.072
Enero	0.097	0.133
Febrero	0.150	0.261
Marzo	0.287	0.423
Abril	0.351	0.595
Mayo	0.091	0.315

Figura 25. Relación caudal – Radio hidráulico.

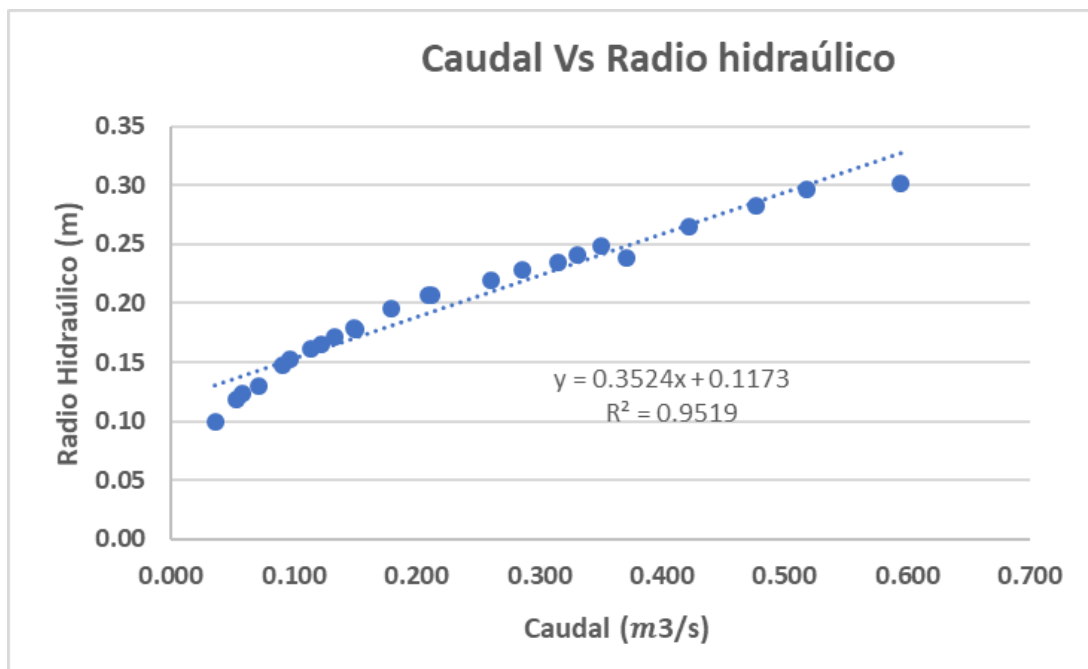


Figura 26. Relación caudal – Tirante medio.

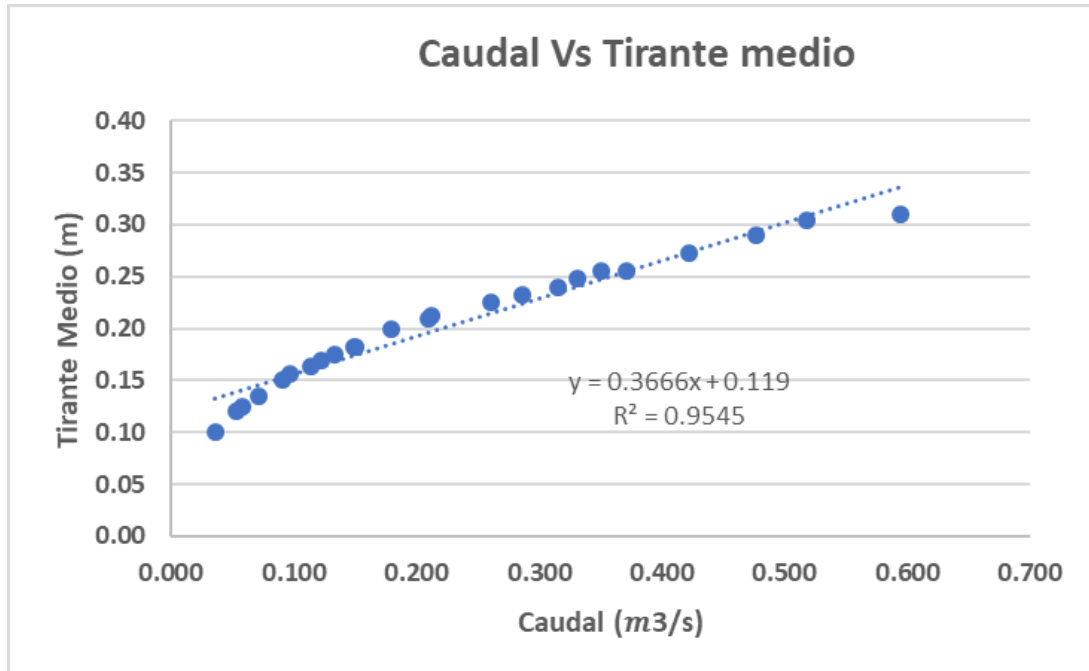


Figura 27. Relación caudal – Ancho medio.

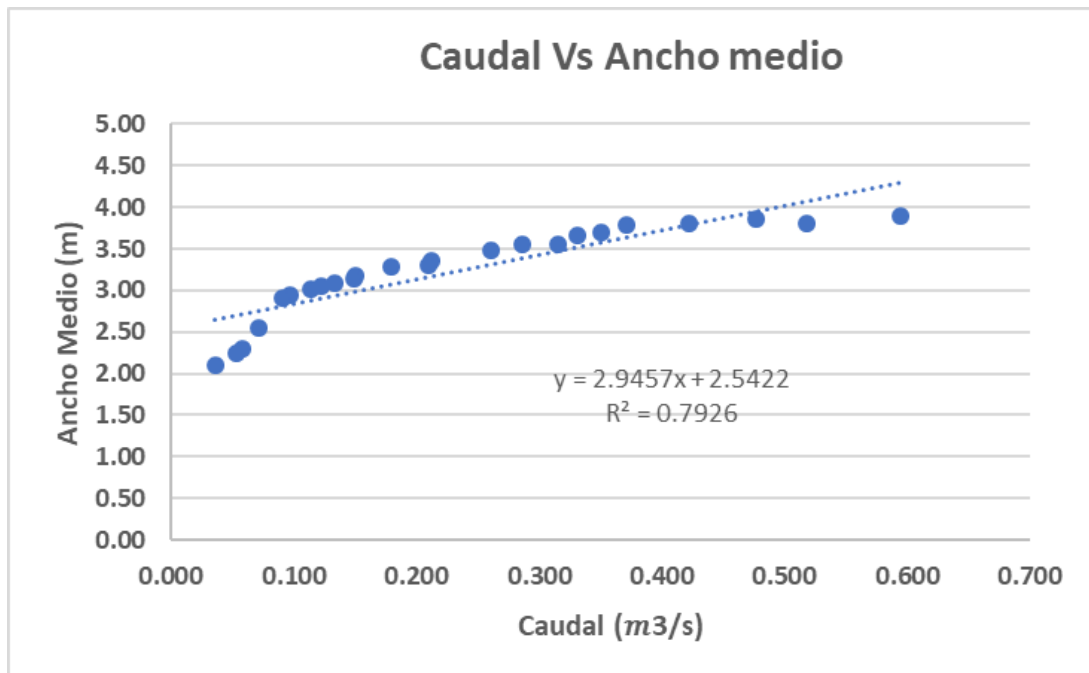


Tabla 52. Gasto sólido de fondo (kg/s) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamango, para los meses de diciembre 2017, enero, febrero, marzo abril y mayo del año 2018, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean

FECHA	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Radio hidráulico (m)	Tirante medio (m)	$\tau_{50}^*$	$\emptyset_{50}$	$W^*$	Gasto solido de fondo (kg/s)
03/12/2017	0.036	0.10	0.10	0.58	6.64	6.18	10.35
10/12/2017	0.053	0.12	0.12	0.69	7.92	6.84	15.05
17/12/2017	0.059	0.12	0.13	0.72	8.23	6.97	16.32
23/12/2017	0.072	0.13	0.14	0.76	8.69	7.16	18.81
06/01/2018	0.097	0.15	0.16	0.90	10.22	7.68	25.04
13/01/2018	0.114	0.16	0.16	0.94	10.75	7.83	27.54
20/01/2018	0.123	0.17	0.17	0.97	11.08	7.92	29.13
27/01/2018	0.133	0.17	0.18	1.00	11.44	8.01	31.04
04/02/2018	0.150	0.18	0.18	1.04	11.91	8.12	33.37
10/02/2018	0.180	0.20	0.20	1.15	13.07	8.36	39.60
17/02/2018	0.212	0.21	0.21	1.21	13.84	8.50	43.95
25/02/2018	0.261	0.22	0.23	1.29	14.70	8.65	48.86
04/03/2018	0.287	0.23	0.23	1.33	15.23	8.73	51.97
11/03/2018	0.331	0.24	0.25	1.41	16.14	8.85	57.90
18/03/2018	0.372	0.24	0.26	1.39	15.91	8.82	60.16
25/03/2018	0.423	0.27	0.27	1.55	17.72	9.04	67.94
07/04/2018	0.477	0.28	0.29	1.66	18.90	9.17	75.82
14/04/2018	0.595	0.30	0.31	1.77	20.21	9.29	84.92
21/04/2018	0.518	0.30	0.30	1.73	19.80	9.25	82.15
29/04/2018	0.351	0.25	0.26	1.45	16.60	8.91	60.77
05/05/2018	0.315	0.23	0.24	1.37	15.69	8.79	54.74
12/05/2018	0.210	0.21	0.21	1.21	13.83	8.50	43.32
19/05/2018	0.149	0.18	0.18	1.05	11.94	8.13	33.41
26/05/2018	0.091	0.15	0.15	0.87	9.89	7.58	23.32

Tabla 53. Gasto sólido de fondo (kg/s) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamango, para caudales medios del año promedio, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean

Mes	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Radio hidráulico (m)	Tirante medio (m)	$\tau_{50}^*$	$\phi_{50}$	$W^*$	Gasto sólido de fondo (kg/s)
Enero	0.664	0.35	0.36	2.06	23.50	9.54	110.31
Febrero	1.642	0.70	0.72	4.08	46.52	10.34	334.97
Marzo	1.669	0.71	0.73	4.13	47.16	10.35	342.33
Abril	1.258	0.56	0.58	3.28	37.47	10.14	237.10
Mayo	0.186	0.18	0.19	1.07	12.21	8.19	*
Junio	0.033	0.13	0.13	0.75	8.61	7.13	*
Julio	0.009	0.12	0.12	0.70	8.05	6.90	*
Agosto	0.002	0.12	0.12	0.69	7.90	6.83	*
Setiembre	0.036	0.13	0.13	0.76	8.69	7.16	*
Octubre	0.065	0.14	0.14	0.82	9.38	7.41	*
Noviembre	0.172	0.18	0.18	1.04	11.89	8.11	*
Diciembre	0.259	0.21	0.21	1.22	13.94	8.52	44.63

\*No existe gasto sólido de fondo debido a que el caudal es menor al caudal dominante  $Q = 0.212m^3/s$ .

Tabla 54. Volumen de sedimentos de fondo (m<sup>3</sup>) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaynamango, para caudales medios del año promedio, aplicando la fórmula de Parker, Klingeman y Mc Lean

Mes	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Radio hidráulico (m)	Tirante medio (m)	$\tau_{50}^*$	$\phi_{50}$	$W^*$	Gasto sólido de fondo (kg/s)	Volumen de sólidos de fondo (m <sup>3</sup> )
Enero	0.664	0.35	0.36	2.06	23.50	9.54	110.31	277.74
Febrero	1.642	0.70	0.72	4.08	46.52	10.34	334.97	843.38
Marzo	1.669	0.71	0.73	4.13	47.16	10.35	342.33	861.91
Abril	1.258	0.56	0.58	3.28	37.47	10.14	237.10	596.97
Mayo	0.186	0.18	0.19	1.07	12.21	8.19	*	*
Junio	0.033	0.13	0.13	0.75	8.61	7.13	*	*
Julio	0.009	0.12	0.12	0.70	8.05	6.90	*	*
Agosto	0.002	0.12	0.12	0.69	7.90	6.83	*	*
Setiembre	0.036	0.13	0.13	0.76	8.69	7.16	*	*
Octubre	0.065	0.14	0.14	0.82	9.38	7.41	*	*
Noviembre	0.172	0.18	0.18	1.04	11.89	8.11	*	*
Diciembre	0.259	0.21	0.21	1.22	13.94	8.52	44.63	112.36
TOTAL (m <sup>3</sup> /año)								2692.35

Tabla 55. Concentración de sedimentos en suspensión (mg/l) del río Contumazá aguas arriba de la presa Huaymango.

Fecha	Hora	Caudal ( $m^3/s$ )	Volumen de recipiente (l)	Peso de sedimento (mg)	Concentrac. Sedimento en suspensión (mg/l)	Aspecto del agua
dd/mm/aa	Inicial					
27/01/2018	09:30	0.133	20.00	80	4	Claro
10/02/2018	09:30	0.180	20.00	200	10	Turbio
25/02/2018	10:20	0.261	20.00	280	14	Turbio
11/03/2018	10:30	0.331	20.00	390	19.5	Turbio
25/03/2018	10:40	0.423	20.00	480	24	Turbio
07/04/2018	09:25	0.477	20.00	600	30	Turbio
14/04/2018	10:00	0.595	20.00	925	46.25	Turbio
21/04/2018	10:20	0.518	20.00	670	33.5	Turbio
29/04/2018	11:00	0.351	20.00	425	21.25	Turbio

Figura 28. Relación de caudales – concentración de sedimentos en suspensión del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamgo.

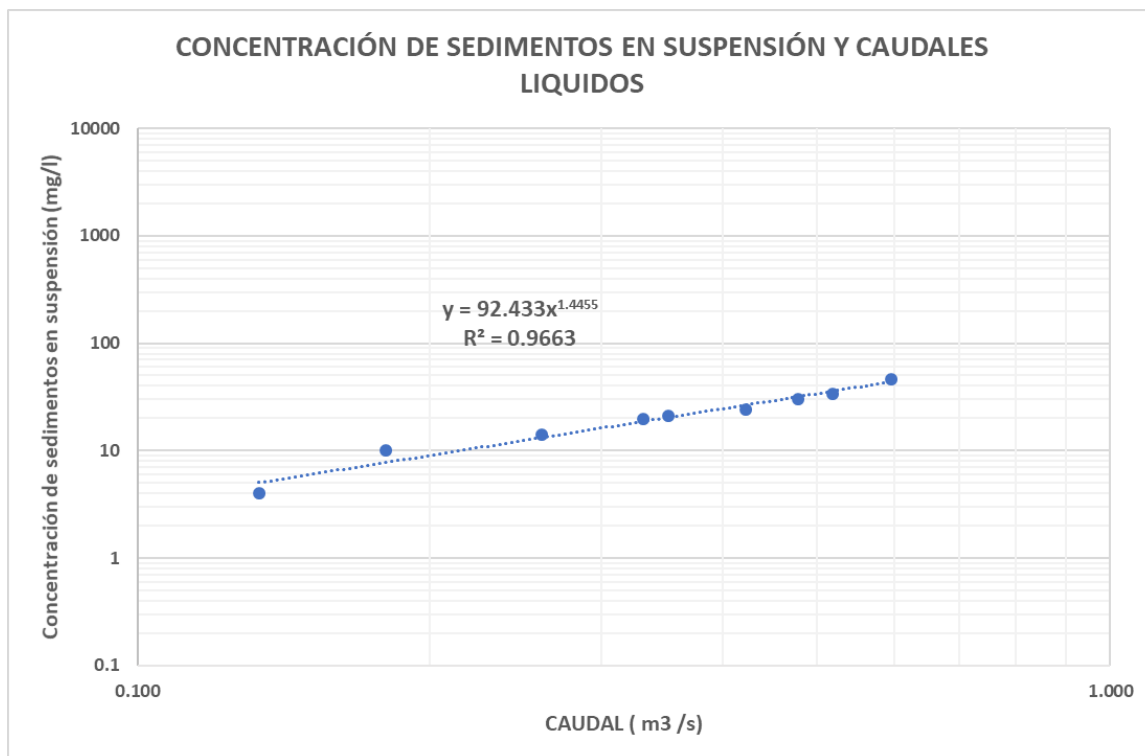


Tabla 56. Volumen de sedimentos en suspensión ( $m^3$ ) del río Contumazá aguas arriba de la Presa Huaynamgo en los meses de enero, febrero, marzo y abril.

Mes	Qmáx. Para Tr = 1 año (m <sup>3</sup> /s)	Concentrac. sedimentos suspensión (kg/m <sup>3</sup> )	Tiempo de concentración (s)	Sedimentos en suspensión (kg/s)	N° de ocurrencias al mes	Volumen sedimentos suspensión (m <sup>3</sup> )
Enero	4.89	0.92	3884.40	4.48	1.000	11.41
Febrero	4.89	0.92	3884.40	4.48	2.000	22.83
Marzo	4.89	0.92	3884.40	4.48	4.000	45.66
Abril	4.89	0.92	3884.40	4.48	3.000	34.24
TOTAL (m <sup>3</sup> /año)						114.15

Tabla 57. Cota, Área y Volumen acumulado de la Presa Huaynamango.

Elevación	Área	Área Media	Área	Intervalo vertical (h)	Volumen parcial	Volumen acumulado	
m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	ha	m	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	
2406.50	0		0			0	
2407.00	57.51	28.76	0.01	0.50	14.38	14.38	
2408.00	170.21	113.86	0.02	1.00	113.86	128.24	
2409.00	304.73	237.47	0.03	1.00	237.47	365.71	
2410.00	534.17	419.45	0.05	1.00	419.45	785.16	NAMIN
2411.00	802.40	668.29	0.08	1.00	668.29	1,453.44	
2412.00	1162.11	982.26	0.12	1.00	982.26	2,435.70	NAMINO
2413.00	1484.25	1,323.18	0.15	1.00	1,323.18	3,758.88	
2414.00	1936.24	1,710.25	0.19	1.00	1,710.25	5,469.12	
2415.00	2411.93	2,174.09	0.24	1.00	2,174.09	7,643.21	
2416.00	2895.58	2,653.76	0.29	1.00	2,653.76	10,296.96	
2417.00	3557.97	3,226.78	0.36	1.00	3,226.78	13,523.74	
2418.00	4131.02	3,844.50	0.41	1.00	3,844.50	17,368.23	
2419.00	4646.56	4,388.79	0.46	1.00	4,388.79	21,757.02	
2420.00	5137.32	4,891.94	0.51	1.00	4,891.94	26,648.96	
2421.00	5850.10	5,493.71	0.59	1.00	5,493.71	32,142.67	
2422.00	6835.29	6,342.70	0.68	1.00	6,342.70	38,485.37	
2423.00	7671.17	7,253.23	0.77	1.00	7,253.23	45,738.60	
2424.00	8504.64	8,087.91	0.85	1.00	8,087.91	53,826.50	
2425.00	9442.49	8,973.57	0.94	1.00	8,973.57	62,800.07	
2426.00	10700.78	10,071.64	1.07	1.00	10,071.64	72,871.70	
2427.00	11880.45	11,290.62	1.19	1.00	11,290.62	84,162.32	
2428.00	13339.04	12,609.75	1.33	1.00	12,609.75	96,772.06	
2429.00	14685.00	14,012.02	1.47	1.00	14,012.02	110,784.08	
2430.00	16033.68	15,359.34	1.60	1.00	15,359.34	126,143.42	

2431.00	17400.17	16,716.93	1.74	1.00	16,716.93	142,860.35	
2432.00	18799.24	18,099.71	1.88	1.00	18,099.71	160,960.05	
2433.00	20144.58	19,471.91	2.01	1.00	19,471.91	180,431.96	
2434.00	21489.69	20,817.14	2.15	1.00	20,817.14	201,249.10	
2435.00	22876.91	22,183.30	2.29	1.00	22,183.30	223,432.40	
2436.00	24357.6	23,617.26	2.44	1.00	23,617.26	247,049.65	
2437.00	25929.96	25,143.78	2.59	1.00	25,143.78	272,193.43	
2438.00	27687.88	26,808.92	2.77	1.00	26,808.92	299,002.35	
2439.00	29695.16	28,691.52	2.97	1.00	28,691.52	327,693.87	
2440.00	31335.97	30,515.57	3.13	1.00	30,515.57	358,209.44	
2441.00	32967.28	32,151.63	3.30	1.00	32,151.63	390,361.06	
2442.00	34596.3	33,781.79	3.46	1.00	33,781.79	424,142.85	
2443.00	36222.4	35,409.35	3.62	1.00	35,409.35	459,552.20	
2444.00	37865.96	37,044.18	3.79	1.00	37,044.18	496,596.38	
2445.00	39561.39	38,713.68	3.96	1.00	38,713.68	535,310.06	
2446.00	41655.46	40,608.43	4.17	1.00	40,608.43	575,918.48	
2447.00	43288.58	42,472.02	4.33	1.00	42,472.02	618,390.50	
2448.00	45756.73	44,522.66	4.58	1.00	44,522.66	662,913.16	
2449.00	49039.24	47,397.99	4.90	1.00	47,397.99	710,311.14	
2450.00	50723.35	49,881.30	5.07	1.00	49,881.30	760,192.44	
2451.00	53250.26	51,986.81	5.33	1.00	51,986.81	812,179.24	
2452.00	56116.23	54,683.25	5.61	1.00	54,683.25	866,862.49	
2453.00	58589.63	57,352.93	5.86	1.00	57,352.93	924,215.42	
2454.00	61660.18	60,124.91	6.17	1.00	60,124.91	984,340.32	
2455.00	63992.07	62,826.13	6.40	1.00	62,826.13	1,047,166.45	
2456.00	66061.42	65,026.75	6.61	1.00	65,026.75	1,112,193.19	
2457.00	68015.28	67,038.35	6.80	1.00	67,038.35	1,179,231.54	
2458.00	69633.13	68,824.21	6.96	1.00	68,824.21	1,248,055.75	
2458.60	70462.00	70,047.57	7.05	0.60	42028.54	1,288,858.75	NAMO
2459.00	71295.98	70,464.56	7.13	1.00	70,464.56	1,318,520.30	
2460.00	72991.21	72,143.60	7.30	1.00	72,143.60	1,390,663.90	
2461.00	74837.44	73,914.33	7.48	1.00	73,914.33	1,464,578.22	
2461.90	76766.74	75802.09	7.68	0.90	68221.88	1,532,896.67	NAME
2462.00	76981.11	75,909.28	7.70	1.00	75,909.28	1,540,487.50	
2463.00	79503.78	78,242.45	7.95	1.00	78,242.45	1,618,729.94	
2464.00	82380.08	80,941.93	8.24	1.00	80,941.93	1,699,671.87	
2465.00	85436.94	83,908.51	8.54	1.00	83,908.51	1,783,580.38	
2466.00	88687.93	87,062.44	8.87	1.00	87,062.44	1,870,642.82	
2467.00	92279.65	90,483.79	9.23	1.00	90,483.79	1,961,126.61	
2468.00	95722.65	94,001.15	9.57	1.00	94,001.15	2,055,127.76	

Figura 29. Cota vs Volumen acumulado de la Presa Huaynamango.

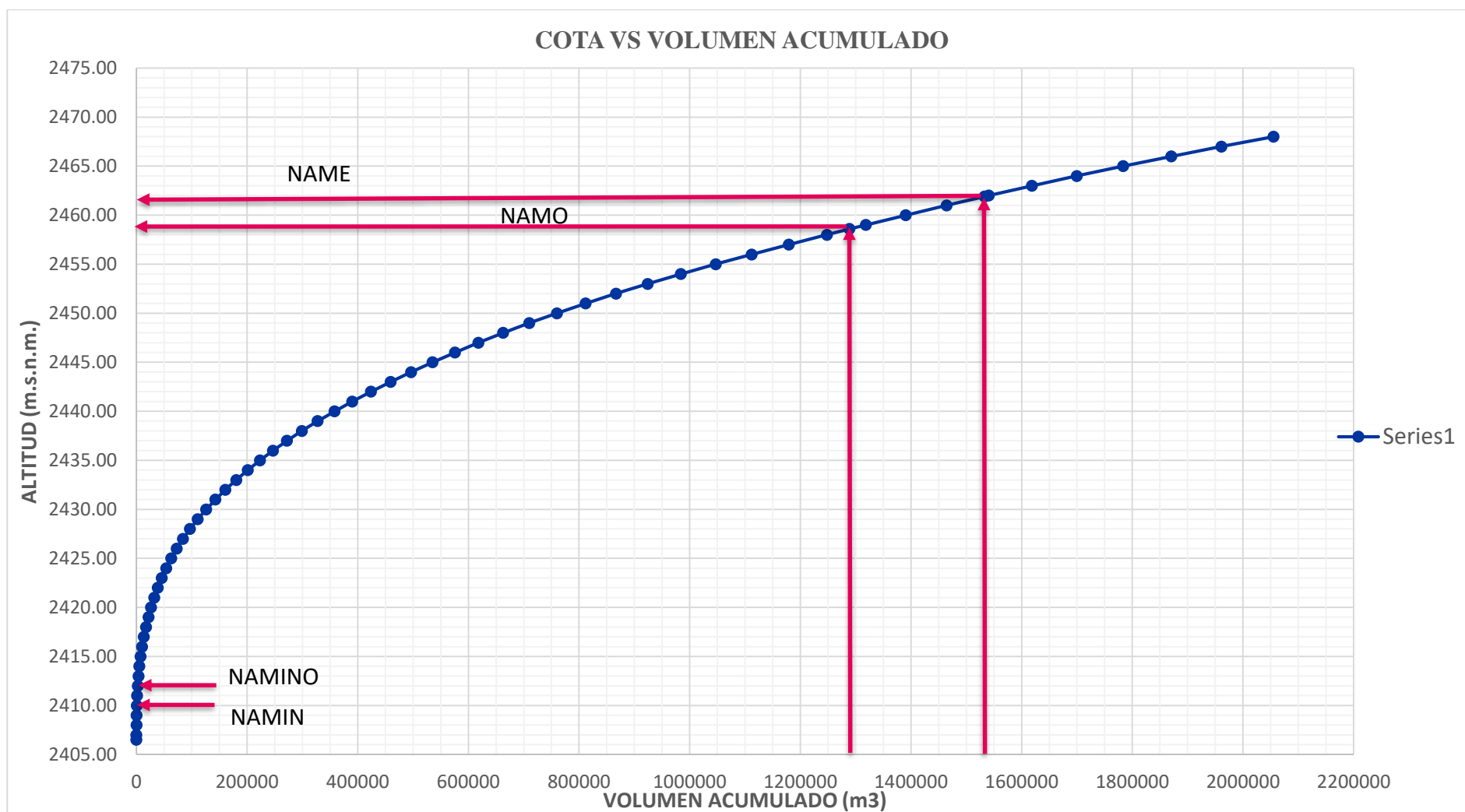




Figura 30. Cota vs Área de la Presa Huaynamango.

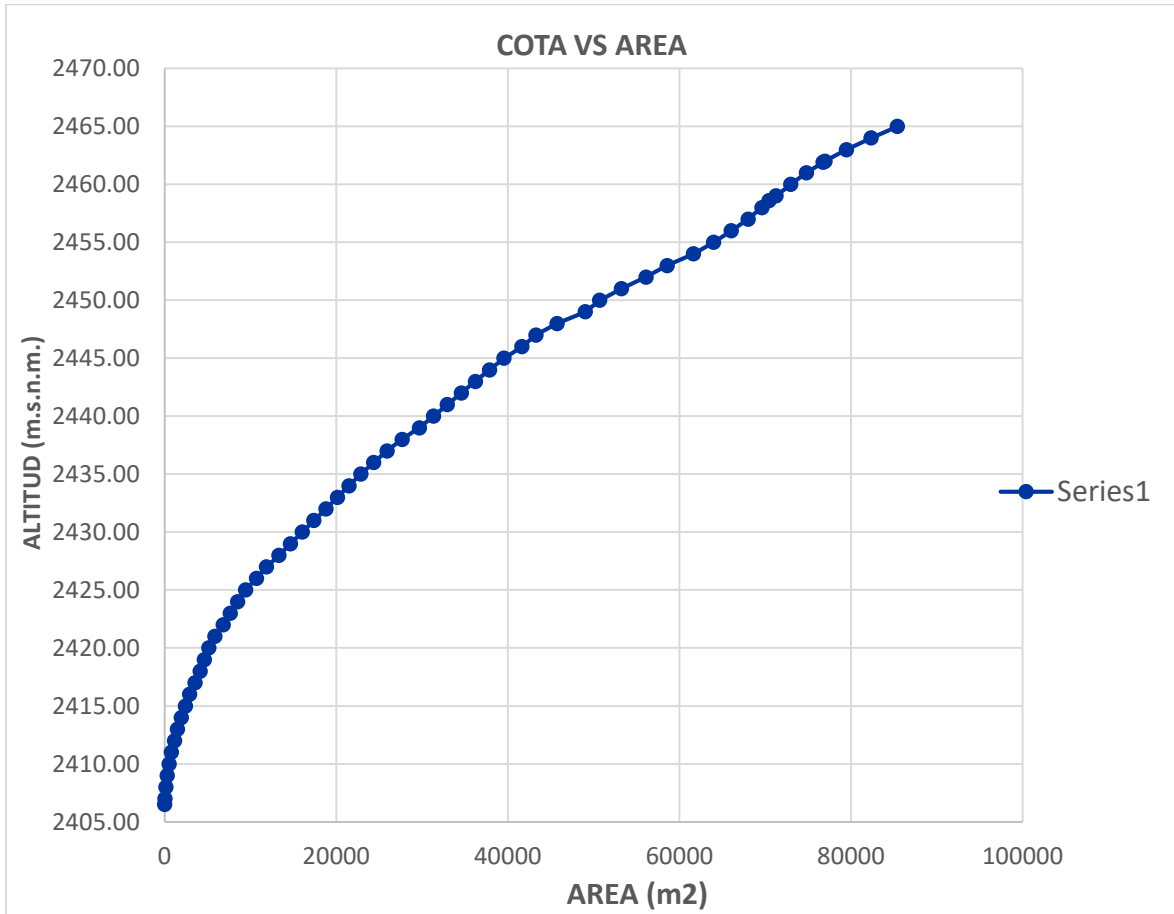


Tabla 58. Caudales mensuales promedio y al 75% de probabilidad de ocurrencia para el cálculo del volumen útil (l/s).

Mes	Sub Cuenca Huaynamango		Cédula
	75%	Prom.	Efic. 57%
ENE	84.30	736.69	81.34
FEB	578.67	1621.90	45.04
MAR	824.07	1832.50	3.14
ABR	518.93	1110.97	45.04
MAY	128.33	350.87	63.98
JUN	8.70	81.06	72.32
JUL	0.00	14.01	88.92
AGO	0.00	19.02	97.95
SET	0.00	93.44	78.19
OCT	0.00	259.10	52.73
NOV	0.00	221.15	47.56
DIC	0.00	294.37	65.02
TOTAL	2142.99	6635.09	741.25

Tabla 59. Caudales mensuales promedio y al 75% de probabilidad de ocurrencia para el cálculo del volumen útil (MMC).

Mes	Sub Cuenca Huaynamango		Cédula
	75%	Prom.	Efic. 57%
ENE	0.39	1.97	0.22
FEB	1.40	3.92	0.11
MAR	2.21	4.91	0.01
ABR	1.35	2.88	0.12
MAY	0.36	0.94	0.17
JUN	0.07	0.21	0.19
JUL	0.00	0.04	0.24
AGO	0.00	0.05	0.26
SET	0.00	0.24	0.20
OCT	0.01	0.69	0.14
NOV	0.04	0.57	0.12
DIC	0.07	0.79	0.17
TOTAL	5.90	17.22	1.95

Tabla 60. Algoritmo del pico secuente para calcular el volumen útil.

Mes	Xi	Di	Xi-Di	(Xi-Di) acum.	Volumen	Derram e	Estado vaso	
1	0.390	0.218	0.172	0.172	P1	1.138	lleno	
2	1.400	0.109	1.291	1.463		1.138	lleno	
3	2.210	0.008	2.202	3.665		1.138	lleno	
4	1.350	0.117	1.233	4.898		1.138	lleno	
5	0.360	0.171	0.189	5.087		1.138	lleno	
6	0.070	0.187	-0.117	4.970	1.021			
7	0.000	0.238	-0.238	4.732	0.783			
8	0.000	0.262	-0.262	4.470	0.521			
9	0.000	0.203	-0.203	4.267	0.318			
10	0.010	0.141	-0.131	4.136	0.187			
11	0.040	0.123	-0.083	4.053	0.104			
12	0.070	0.174	-0.104	3.949	T1	0.000	vacio	
1	0.390	0.218	0.172	4.121	P2	0.172		
2	1.400	0.109	1.291	5.412		1.463		
3	2.210	0.008	2.202	7.614		1.138	2.527	lleno
4	1.350	0.117	1.233	8.847		1.138	1.233	lleno
5	0.360	0.171	0.189	9.036		1.138	0.189	lleno
6	0.070	0.187	-0.117	8.919		1.021		
7	0.000	0.238	-0.238	8.681		0.783		
8	0.000	0.262	-0.262	8.419		0.521		

9	0.000	0.203	-0.203	8.216	0.318		
10	0.010	0.141	-0.131	8.085	0.187		
11	0.040	0.123	-0.083	8.002	0.104		
12	0.070	0.174	-0.104	7.898	0.000		vacío

$$Vu = \max(P_j - T_j)V_j$$

$$Vu = (5.087 - 3.949)$$

$$Vu = 1.138 \text{ MMC}$$

$$Vu = 1,138,000.00 \text{ m}^3$$

## CAPITULO IV: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.1. Volúmenes de almacenamiento

#### 4.1.1. Volumen muerto (volumen de sedimentos, NAMIN y nivel del NAMINO)

El volumen muerto por cota de derivación se calculó asignándole una altura de 3.5m, para los sedimentos que ingresarán a la presa durante su vida útil, ya que no todo el material transportado por el río llegará a la cortina de la presa, quedándose gran parte en el ingreso al vaso y de acuerdo a la curva característica de cota versus volumen de la Presa Huaynamango, se estimó un volumen muerto por cota de derivación de  $785.16 m^3$ . Ver tabla 57 y figura 29. El volumen de sedimentos estimado para la presa Huaynamango es de  $280,650 m^3$  considerando una vida útil de 100 años, debido a que es un proyecto importante cuya explotación económica está en función de la reducción de su capacidad debido a los procesos de sedimentación y por existir el riesgo de inundación y pérdidas de vidas humanas aguas abajo del embalse.

El nivel de agua mínimo (NAMIN), estimado tiene una altura de 3.5m, llegando a la cota de 2410.00 m.s.n.m. y está determinado por el nivel considerado para recibir los sedimentos durante la vida útil de la presa. El resultado se muestra en la tabla 57 y en la figura 29.

El nivel de agua mínimo de operación (NAMINO) tiene una altura de 2.00 m, llegando a la cota de 2412.00 m.s.n.m. y está establecido por el mínimo nivel que se puede tener para el funcionamiento de la obra de toma, para lo cual se calculó la pérdida de carga en la obra de toma. El resultado se muestra en la tabla 57 y en la figura 29.

#### 4.1.2. Volumen inactivo

El volumen inactivo es el volumen de agua que se encuentra entre el nivel de agua mínimo (NAMIN) y el nivel de agua mínimo de operación (NAMINO), estimándose un volumen inactivo de  $1,650.54 m^3$ . El resultado se muestra en la tabla 57 y figura 29.

#### 4.1.3. Volumen útil

El volumen útil para la presa Huaynamango se estimó usando el método del pico secuente, debido a que se emplea especialmente para demandas variables, siendo el resultado 1.138 MMC ( $1,138,000.00 m^3$ ), teniendo que agregarle el volumen por pérdidas de evaporación ( $31,368.75 m^3$ ) y las pérdidas por infiltración ( $119,490.00 m^3$ ), obteniendo un volumen útil de la presa Huaynamango de  $1,288,858.75 m^3$  el cual va a satisfacer la demanda de agua de

acuerdo a la cedula de cultivo propuesta. El nivel de agua máximo de operación (NAMO) es de 2458.60 m.s.n.m. El resultado se muestra en la tabla 57 y Figura 29.

#### **4.1.4. Volumen de súper almacenamiento**

El volumen de superalmacenamiento estimado es de 244,037.92  $m^3$ , el cual se obtuvo restando el volumen de agua almacenada hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), menos el volumen de agua que se almacena hasta el nivel de agua máximo de operación (NAMO). Para calcular el NAME se tuvo que realizar el tránsito de avenidas, proponiéndose un vertedero de demasías con una longitud de 11m. para un caudal máximo de entrada de 189.09  $m^3/s$ , obteniendo un caudal máximo de salida de 141.41  $m^3/s$ , y una elevación sobre el vertedero de 3.30m, siendo la cota del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) 2461.90 m.s.n.m. Ver tabla 57 y figura 29.

Podemos decir que la falta de agua para riego en los meses de estiaje de cada año, en los caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambla y Los Higos, se cubre con el almacenamiento de agua en los meses lluviosos mediante el uso de la Presa Huaynamango del Distrito de Santa Cruz de Toledo, Provincia de Contumazá – Cajamarca.

## CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

- El volumen muerto estimado por cota de derivación en el vaso de la presa Huaynamngo es de  $785.16 m^3$ , con una altura de 3.50m, teniendo como nivel de agua mínimo (NAMIN) la cota de 2410.00 m.s.n.m.
- El volumen inactivo estimado en el vaso de la presa Huaynamango es de  $1,650.54 m^3$ , con una altura de 2.00m, teniendo como nivel de agua mínimo de operación (NAMINO) la cota de 2412.00 ms.n.m.
- El volumen útil estimado del embalse de la presa Huaynamango considerando las pérdidas por evaporación e infiltración es de  $1,288,858.75 m^3$ , teniendo como nivel de agua máximo de operación (NAMO) la cota de 2458.60 m.s.n.m. y una altura de 46.60m.
- El volumen de súper almacenamiento estimado de la presa Huaynamango es de  $244,037.92 m^3$ , teniendo como nivel de agua máxima extraordinaria (NAME) la cota de 2461.90 m.s.n.m. y una altura de 3.30m.
- Se estimaron los volúmenes de almacenamiento de la Presa Huaynamango ubicada en el distrito de Santa cruz de Toledo, en la provincia de Contumazá, en el departamento de Cajamarca, determinando un volumen muerto por cota de derivación de  $785.16 m^3$ , un volumen inactivo de  $1,650.54 m^3$ , un volumen útil de  $1,288.858.75m^3$ , y un volumen de súper almacenamiento de  $244,037.92m^3$ , teniendo una altura total de 56.60 m. considerando un borde libre de 1.20 m.

### 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda la instalación de una estación meteorológica completa en la zona donde se ubica la presa Huaynamango, para poder contar con información que permita ajustar los resultados del presente estudio, así como suministrar la información necesaria para la operación de la presa cuando entre en funcionamiento.
- Se recomienda realizar investigación de transporte de sedimentos con tamaño de solidos mayores a 3”.
- Se recomienda incorporar a la presa sistemas de purga, así como construir diques aguas arriba para la retención de los sedimentos y poder alargar la vida útil de la presa.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Apaclla Nalvarte, R. 2014. Hidráulica Fluvial. Lima. Perú. Universidad Nacional Agraria La Molina. 123, 137 p.
- Aparicio Mijares, F. 1992. Fundamentos de Hidrología de Superficie. México D.F. México. 20 p.
- Chamorro de Rodríguez, G. 2011. Guía de Hidrometría: Estimación del Caudal por el Método de Flotadores. Lima. Perú. Dirección Regional de Lima. 5-12 p.
- Chereque Morán, W. 1989. Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. Lima. Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú. 22-27, 30 p.
- Chow, V.T; Maidment, D; Mayz, L. 1994. Hidrología Aplicada. Bogotá. Colombia. 252p.
- Cieza Coronel, L. 2015. Diseño de Sistemas de Riego. Puno. Perú. Universidad Nacional del Altiplano. Disponible en <https://es.slideshare.net/dianaddd/59331500-cursoriegosi>
- CONIC (XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil). 2011. Libro de Ponencias. Cajamarca. Perú. 82-85 p.
- Córdova Carmen, J. 2015. Diseño de Embalse Teniendo en Consideración Los Impactos Ambientales. Tesis Ing. Civil. Piura. Perú. 24, 58 p.
- Fattorelli, S y Fernández, P. 2011. Diseño Hidrológico. París. Francia. 300 p.
- García Trisolini, E. 2008. Manual de Pequeñas Irrigaciones. Lima. Perú. Fondo Perú – Alemania. (44-45 p.)
- García Flores, M. y Maza Álvarez, J. A. (1996). Cap. 10. Manual de Ingeniería de Ríos: Transporte de Sedimentos. Instituto de Ingeniería UNAM. México.
- García Flores, M. y Maza Álvarez, J. A. (1998). Cap. 7. Manual de Ingeniería de Ríos: Origen y propiedades de los sedimentos. Instituto de Ingeniería UNAM. México.
- Guevara, M. E. (2000). Embalses. Estructuras Hidráulicas (págs. 1-31). Disponible en [http://www.academia.edu/7223828/Obras\\_hidraulicas.\\_Embalses](http://www.academia.edu/7223828/Obras_hidraulicas._Embalses).
- Huaccoto García, P. 2017. Determinación del método más eficiente para calcular la evapotranspiración potencial para un modelo lluvia - escorrentía en la Cuenca Huancané – Puno. Tesis Ing. Agrícola. Puno. Perú. Universidad Nacional del Altiplano. 54 p.

- Julcamoro Ispilco, J. F. 2017. Evaluación de la Disponibilidad del Recurso Hídrico en la Microcuenca del Río El Tuyo en el Distrito de Catilluc, Provincia de San Miguel – Cajamarca, 2017. Tesis Ingeniero Civil. Cajamarca Perú. UNC.
- Lambe, W. y Whitman, R. 2004. Mecánica de Suelos. México. 44 p.
- LLique Mondragón, R. 2003. Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos. Cajamarca. Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. 10 p.
- Ministerio de Agricultura y Riego (2015). Inventario de Presas en el Perú. Lima. Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). 2011. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima. Perú. 33-38 p.
- Novak, P; Moffat, A y Nalluri, C. 2001. Estructuras Hidráulicas Bogotá. Colombia. 160 p.
- Ortiz Vera, O. 2004. Hidrología de Superficie: Recopilación de información hidrometeorológica. Cajamarca. Perú. 18, 25, 45 p.
- SAGARPA (Secretaría de Agricultura Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación). 2017. Obras de excedencia. México. México. 4-7 p.
- SAGARPA (Secretaría de Agricultura Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación). 2017. Obras de Toma para Aprovechamientos Hidráulicos. México. México. 3-18 p.
- Salazar, Beatriz. 2013. El riego en el Perú: Falta mucho por hacer: La agricultura bajo riego se concentra en la costa. La Revista Agraria, no. 155, 2013, p. 10
- Terán Guevara, C. 2014. Volumen de Agua Aprovechable en la Microcuenca del Río Tres Ríos, Usando el Modelo Determinístico Estocástico Lutz Scholz Válido para los Años Hidrológicos 2008-2012. Tesis Ingeniero Hidráulico. Cajamarca. Perú. UNC.
- Vásquez Chiquilín, R. 1999. Balance Hidrológico de la Sub Cuenca Totorá (Cajabamba): Tesis Ing. Civil. Cajamarca. Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. (7-18, 30, 52 p.)
- Vásquez Tapia, W. M. 2018. desarrolló la tesis de grado: “Transporte de sedimentos del Río Jequetepeque e impacto en la vida útil de la Presa Gallito Ciego. Tesis Ingeniero Hidráulico. UNC.
- Villodas, Rubén. 2008. Hidrología: Las Cuencas. Mendoza. Argentina. Universidad Nacional de Cuyo. (89-94 p.)
- Villón Béjar, M. 2002. Hidrología. Cartago. Costa Rica. Instituto Tecnológico de Costa Rica. 55, 61, 63, 143, 146, 250, 256 p.



# **Anexo 1**

Figuras de los trabajos realizados durante la investigación

Figura 31. Ubicación de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango

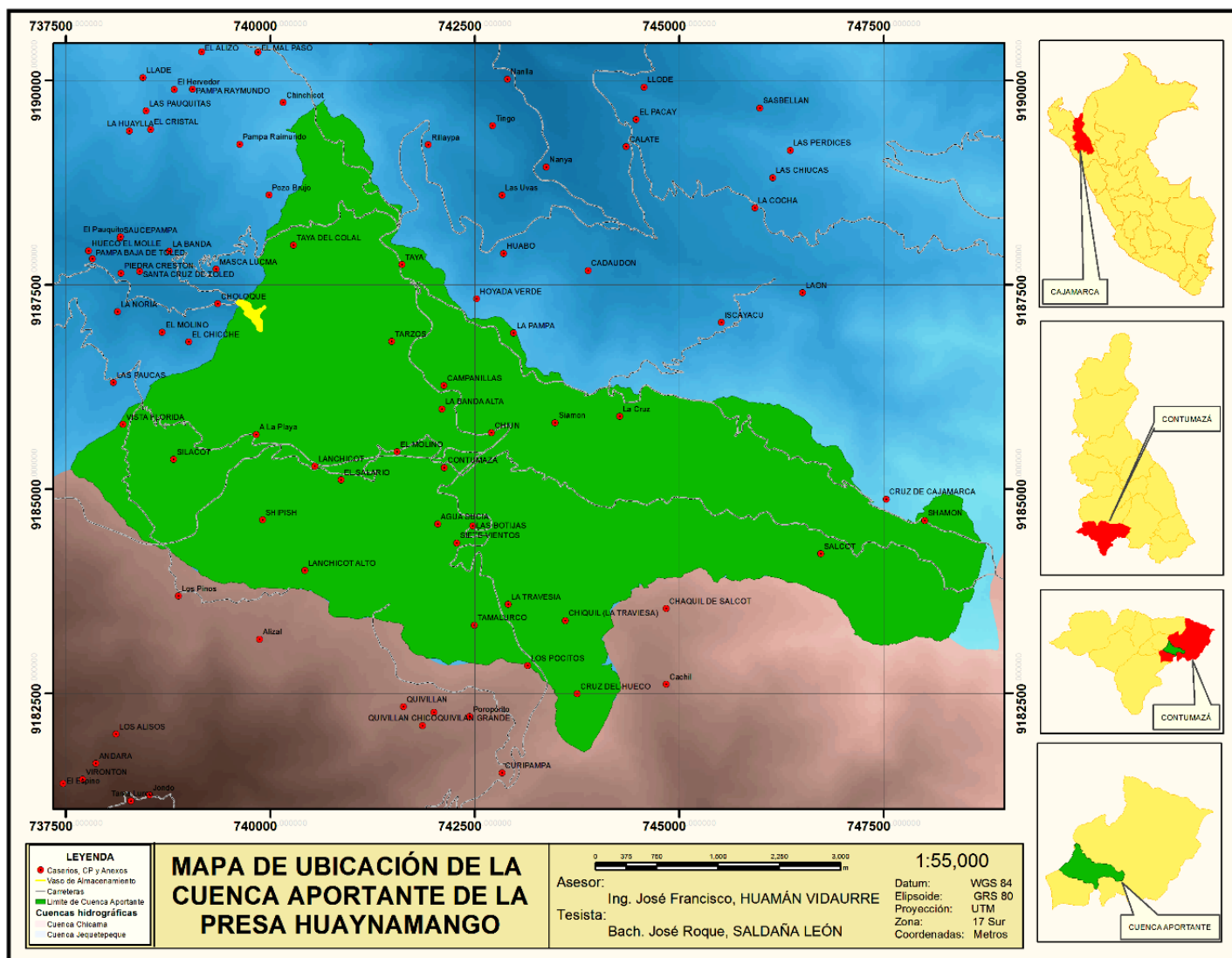


Figura 32. Subcuencas de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango

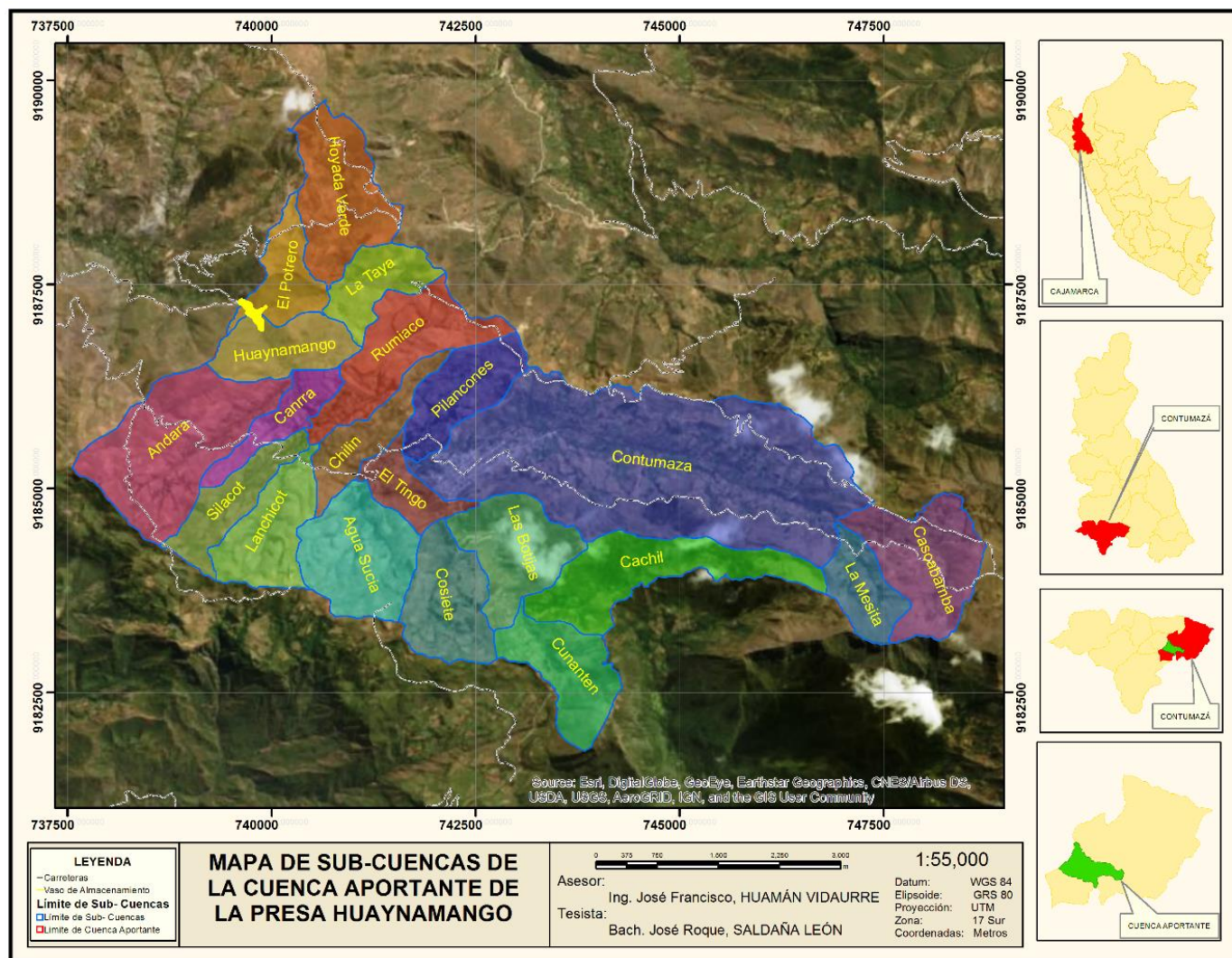


Figura 33. Área y perímetro de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.

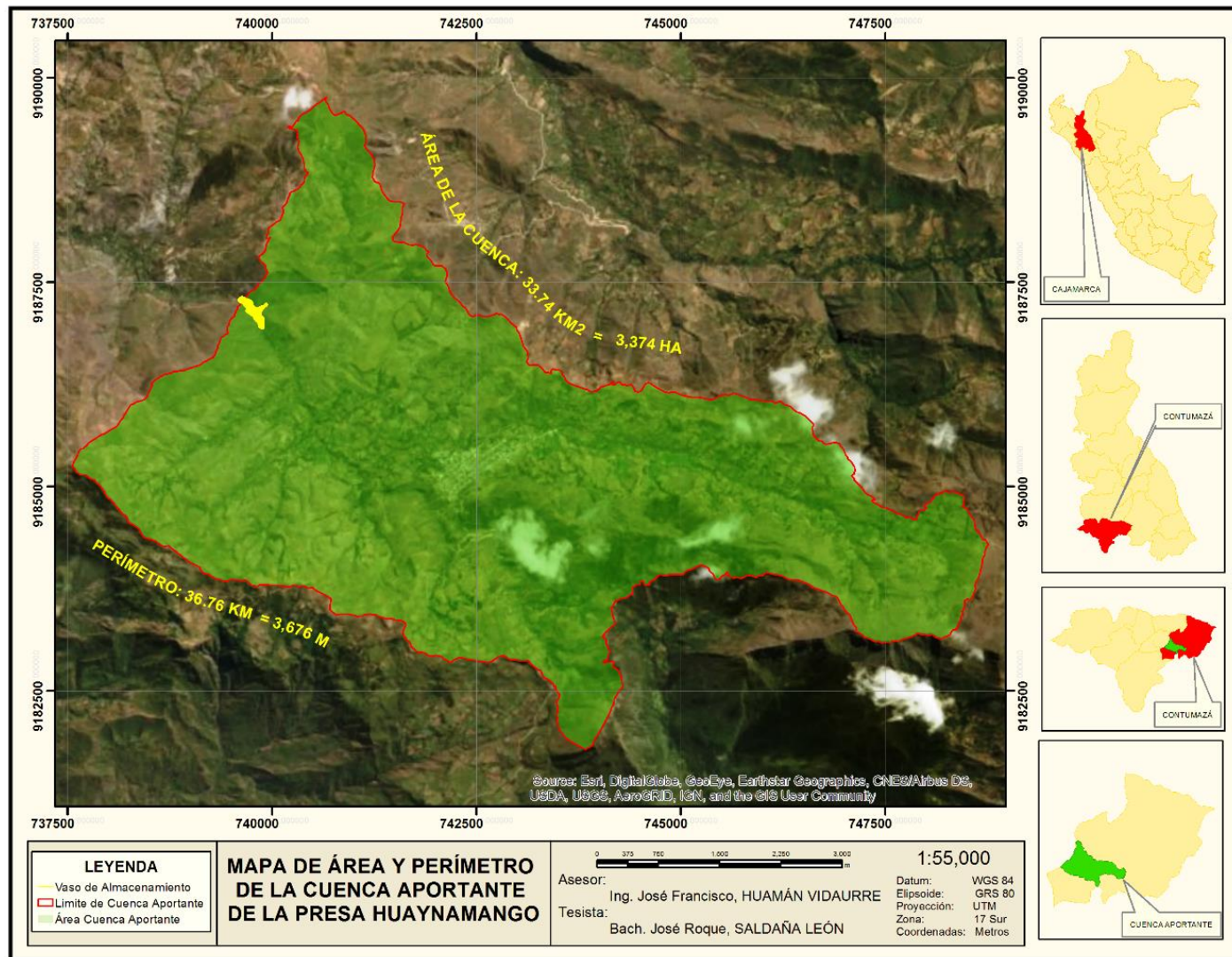


Figura 34. Curvas a nivel de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.

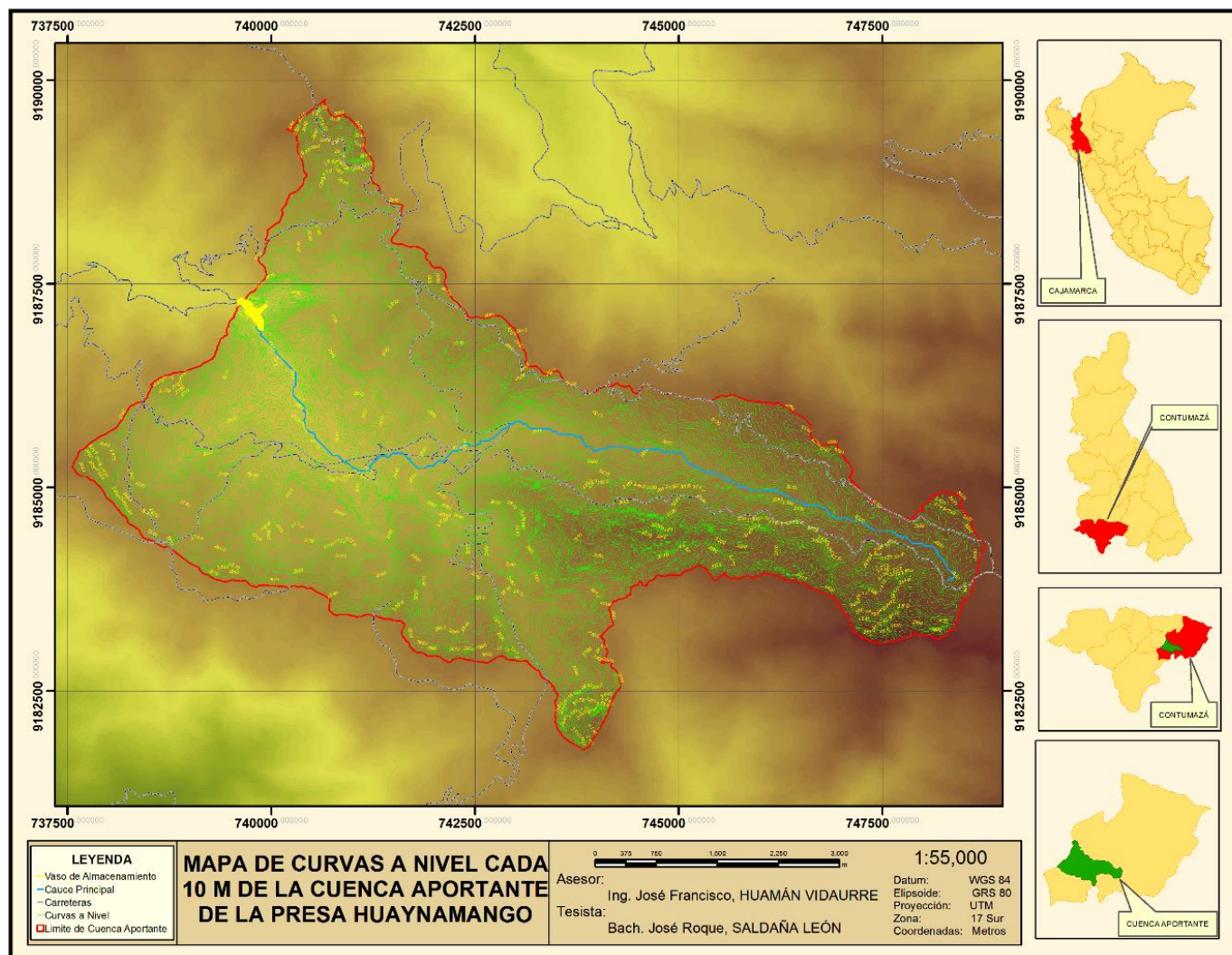


Figura 35. Áreas para curva hipsométrica de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.

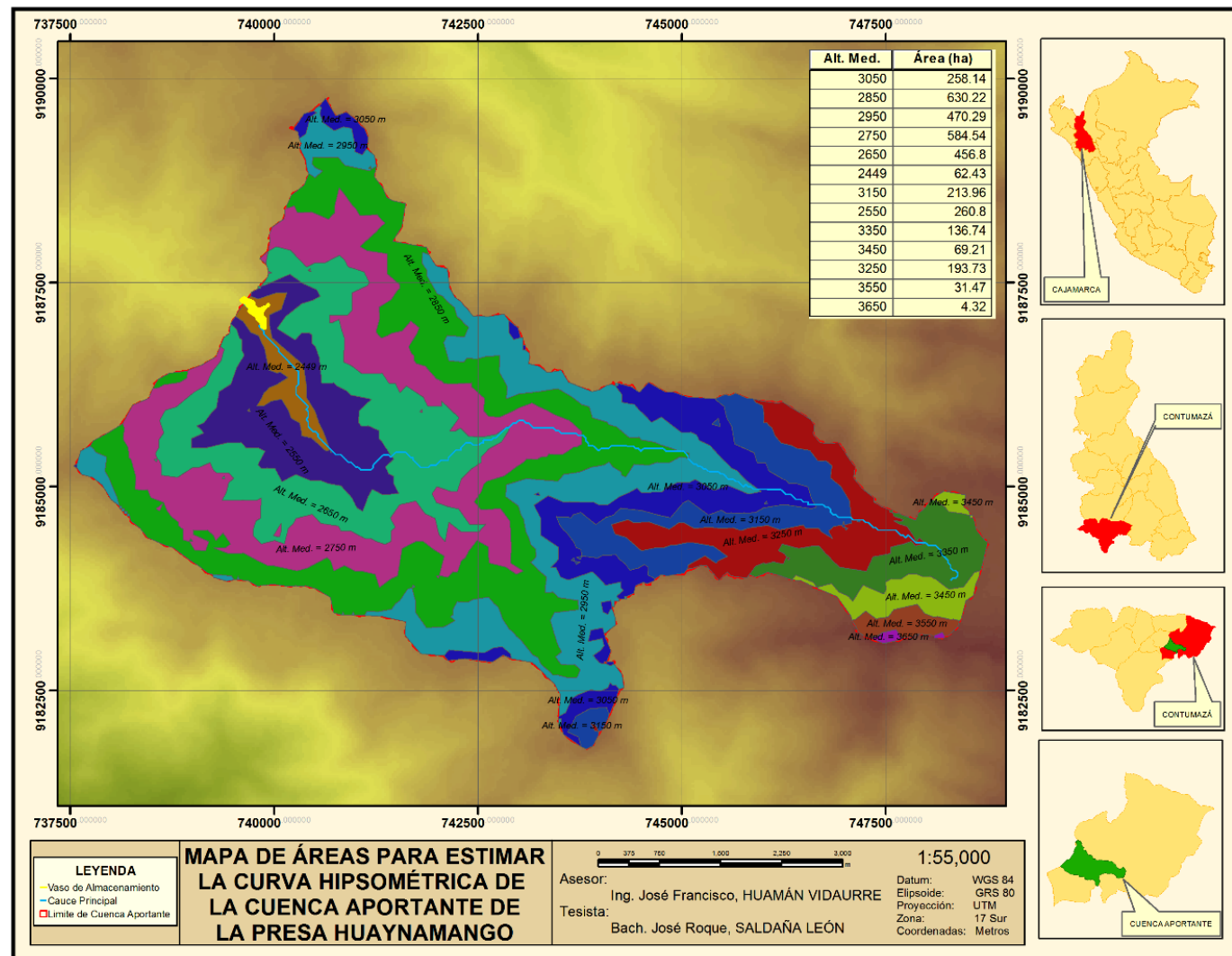


Figura 36. Orden de corrientes de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.

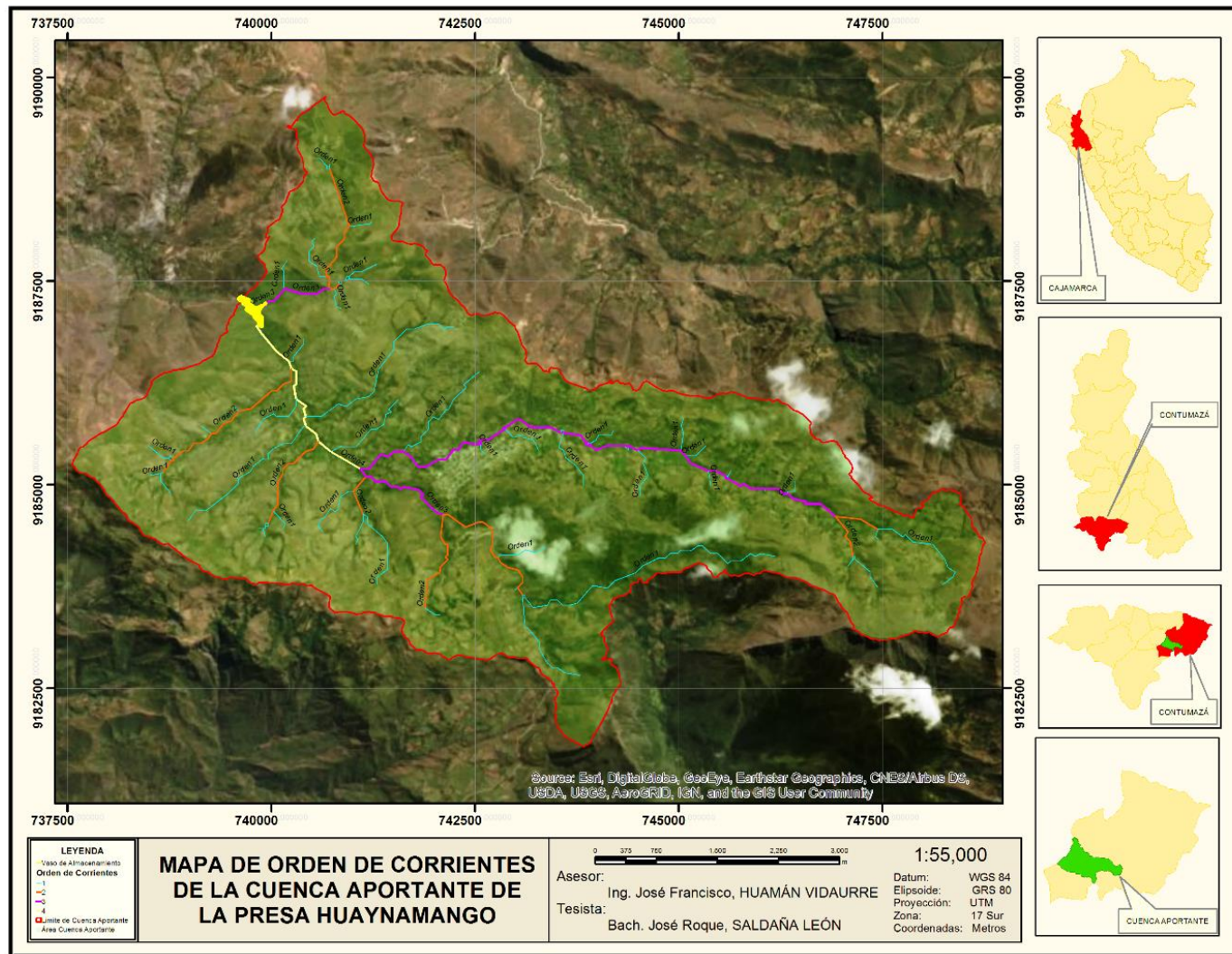


Figura 37. Cauce principal de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.

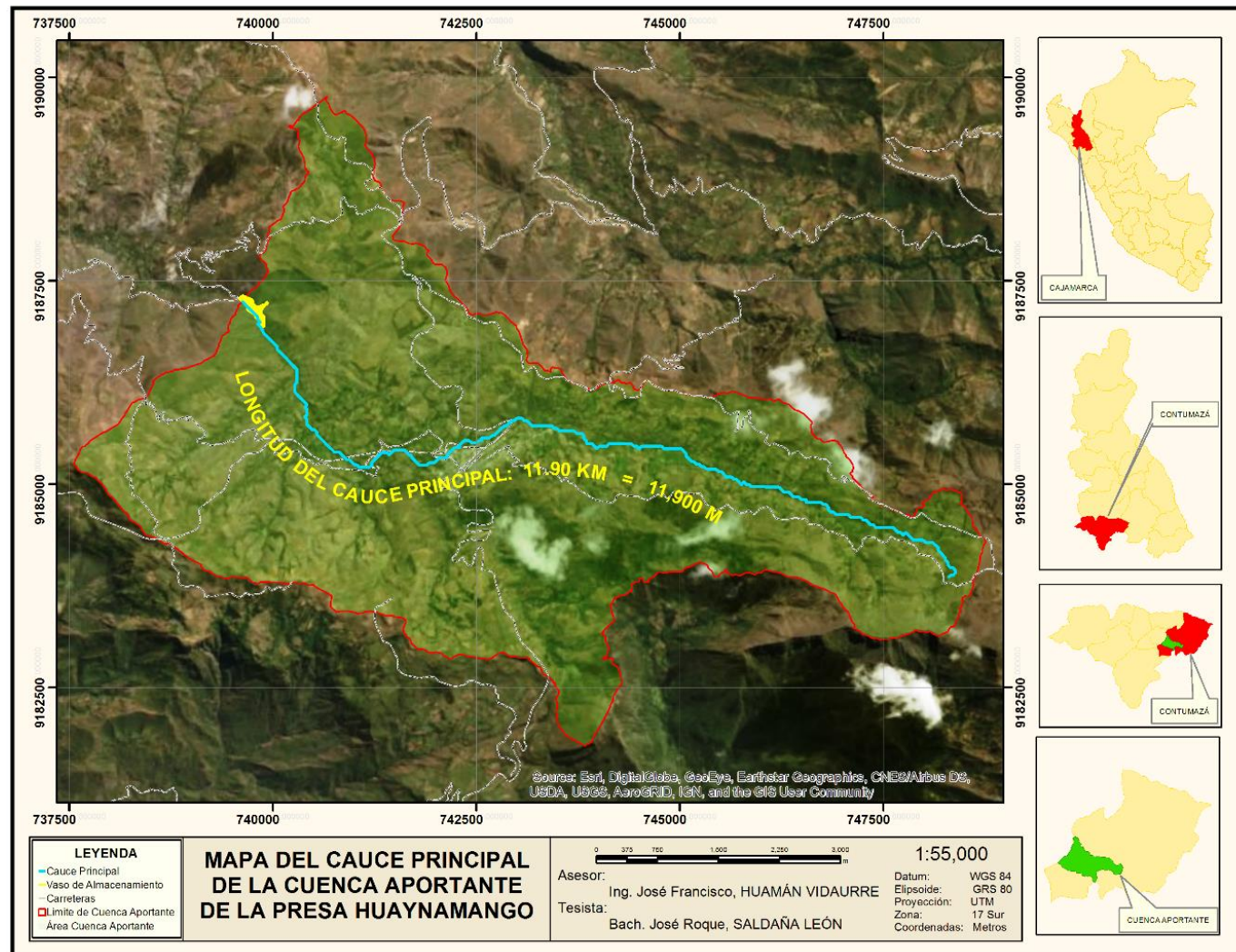




Figura 38. Polígonos de Thiessen de la cuenca aportante de la Presa Huaynamango.

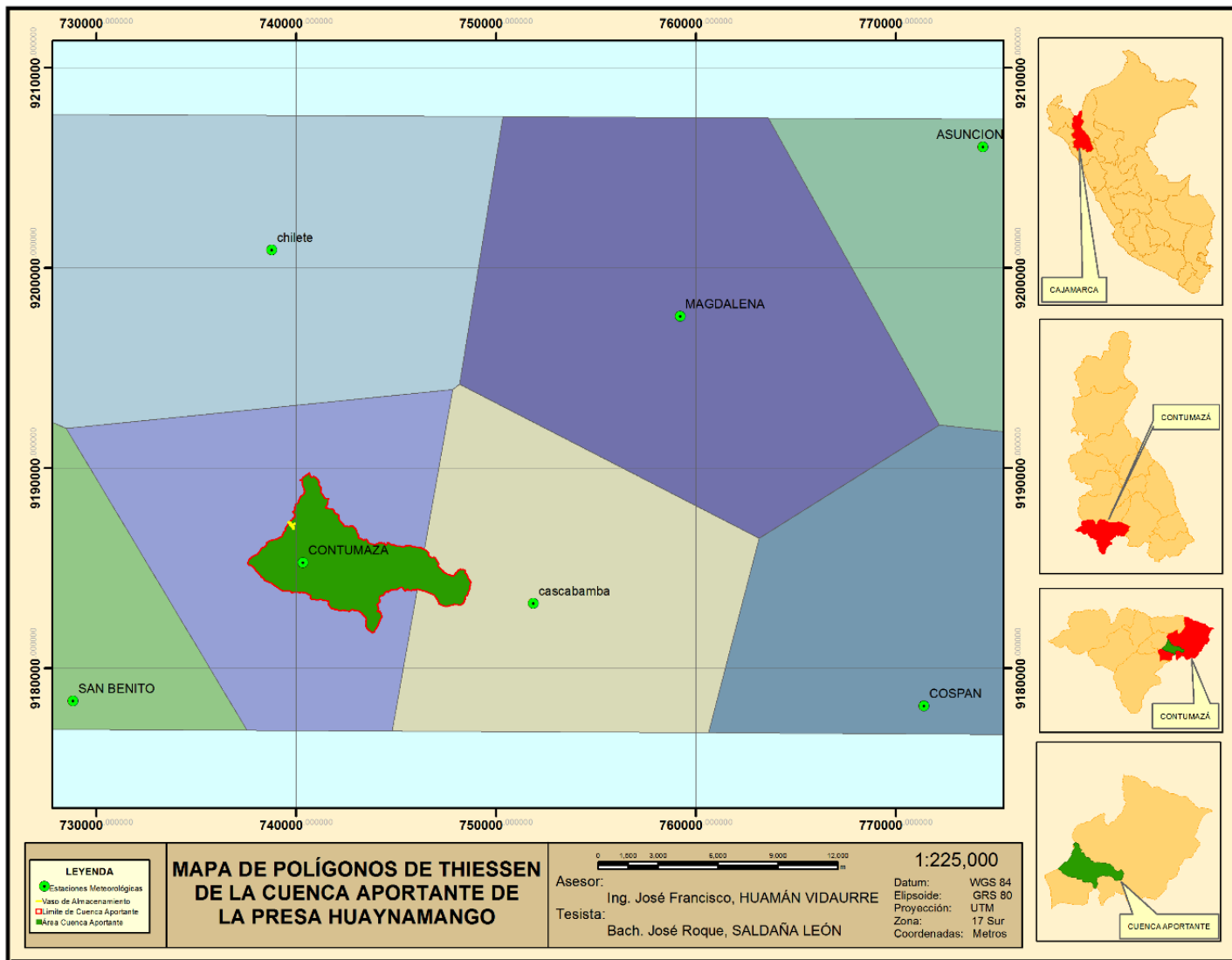
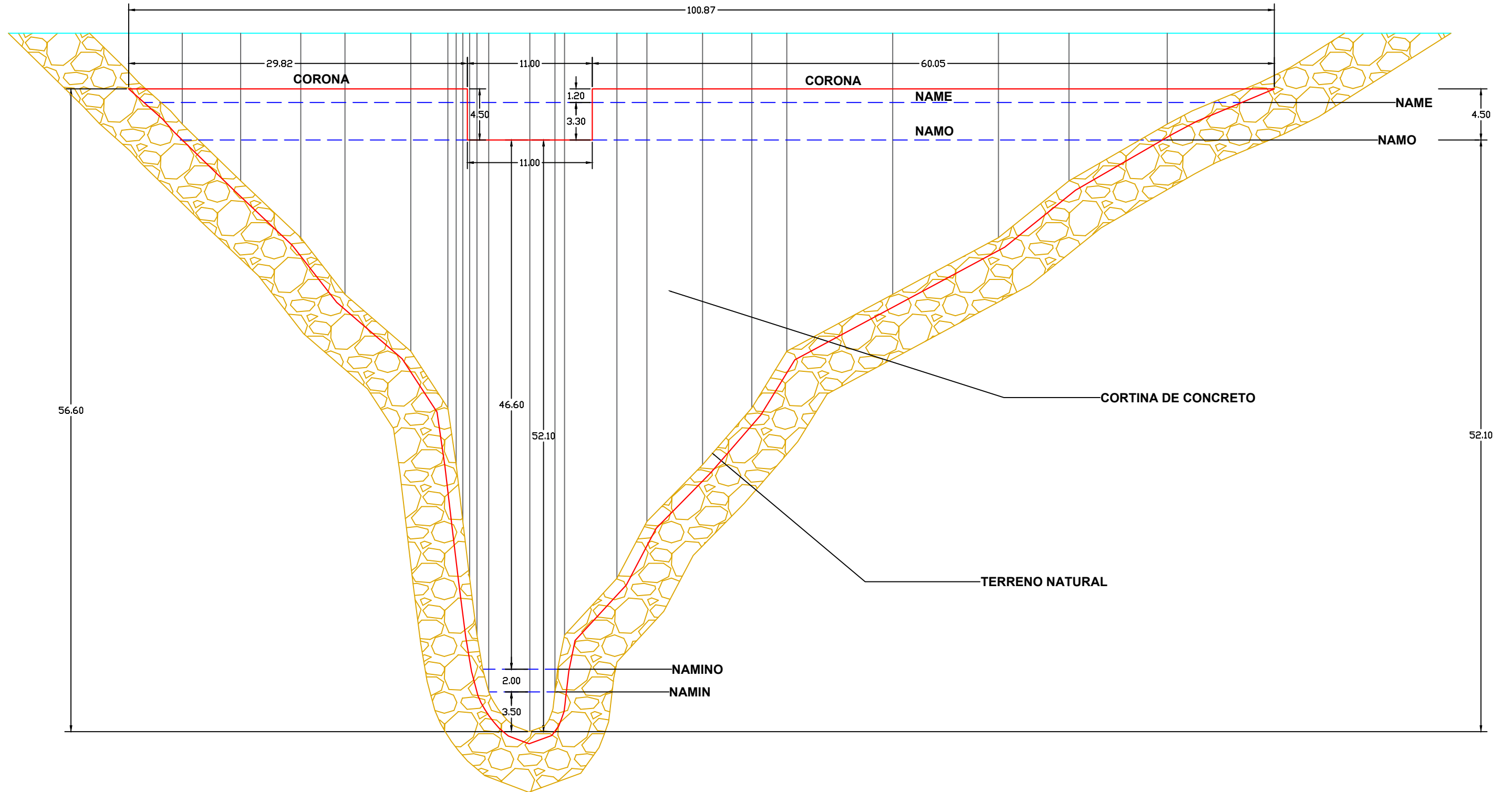


Figura 39. Sección transversal de la boquilla de la presa Huaynamango



ESCALA: 1/350

ESCALA GRAFICA 1/350



Figura 40. Perfil de la cortina de la presa Huaynamango

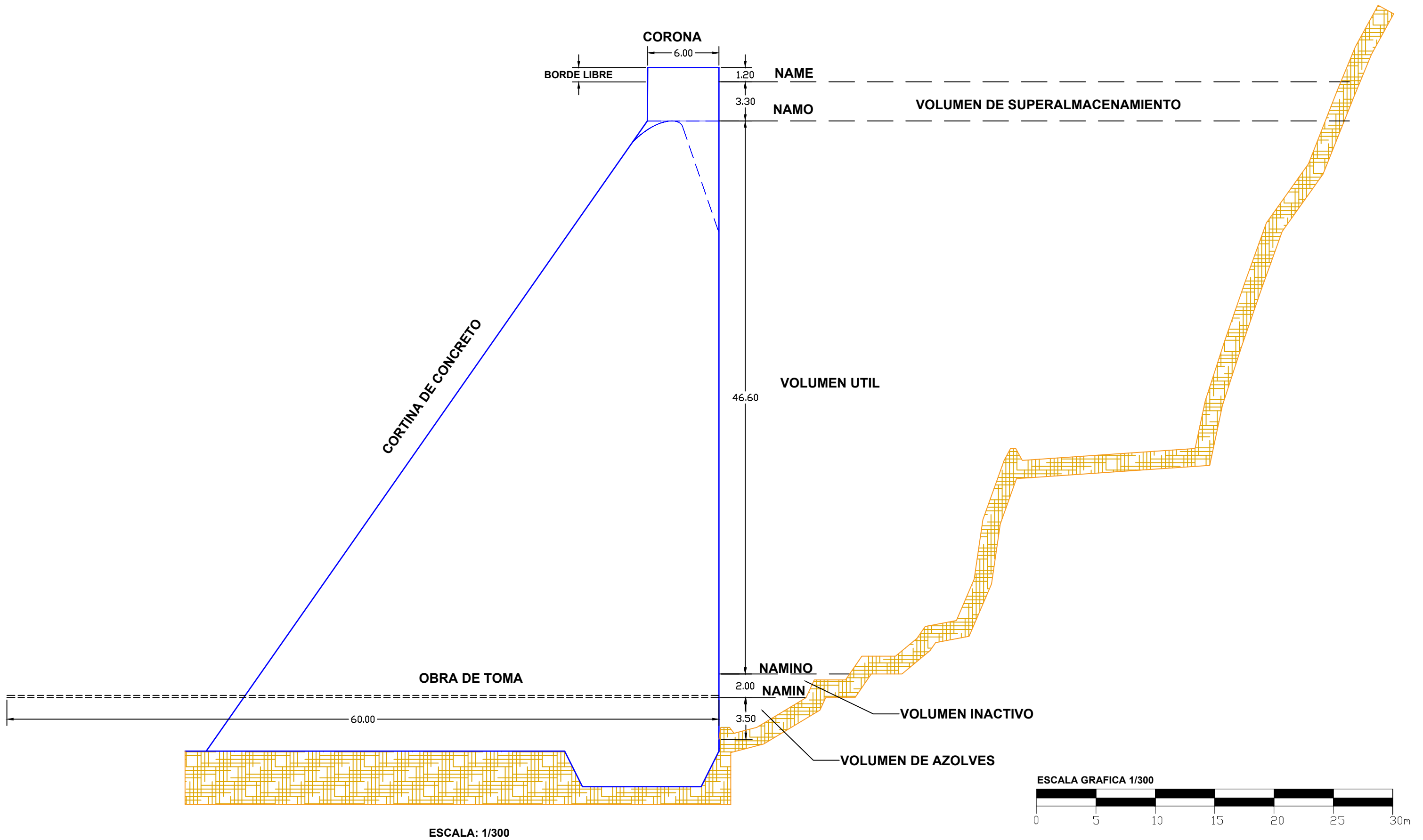


Figura 41. Topografía del vaso de almacenamiento de la presa Huaynamango

Pto	E	N	Z	Pto	E	N	Z	Pto	E	N	Z
1	739628.582	9187279.205	2430.847	82	739811.310	9187153.490	2420.026	162	739757.221	9187068.674	2456.767
2	739643.476	9187299.229	2435.225	83	739730.831	9187256.260	2434.859	163	739774.468	9187085.874	2442.675
3	739643.547	9187300.189	2435.526	84	739831.558	9187166.860	2424.457	164	739788.362	9187072.583	2436.439
4	739643.625	9187301.254	2435.799	85	739749.400	9187192.708	2428.106	165	739831.414	9187001.235	2446.772
5	739642.073	9187280.077	2427.002	86	739853.825	9187178.532	2429.092	166	739832.400	9187082.098	2426.138
6	739643.687	9187302.088	2436.154	87	739878.226	9187198.394	2436.667	167	739826.142	9187090.586	2423.974
7	739643.754	9187303.015	2436.740	88	739764.152	9187211.935	2445.003	168	739818.047	9187088.927	2419.450
8	739643.803	9187303.664	2438.294	89	739784.137	9187207.205	2448.618	169	739824.178	9187014.343	2444.524
9	739643.784	9187303.422	2440.163	90	739799.727	9187193.733	2452.869	170	739831.278	9187024.927	2438.149
10	739642.142	9187281.028	2426.006	91	739817.684	9187204.739	2464.031	171	739823.783	9187084.671	2420.625
11	739644.155	9187308.417	2444.845	92	739818.500	9187193.768	2458.228	172	739808.984	9187033.145	2441.614
12	739644.220	9187309.297	2445.800	93	739833.010	9187202.813	2460.003	173	739814.424	9187095.807	2425.289
13	739644.275	9187310.030	2447.371	94	739856.997	9187210.082	2455.672	174	739782.472	9187068.789	2444.480
14	739641.840	9187276.900	2428.077	95	739862.777	9187196.467	2444.342	175	739771.825	9187065.145	2449.900
15	739641.769	9187275.945	2429.045	96	739870.580	9187219.515	2456.630	176	739784.526	9187057.849	2445.130
16	739635.451	9187306.824	2441.261	97	739868.471	9187233.336	2468.691	177	739811.480	9186997.644	2458.111
17	739635.205	9187303.630	2438.565	98	739922.167	9187234.674	2439.452	178	739792.964	9187050.367	2442.188
18	739641.691	9187274.871	2430.625	99	739877.339	9187240.302	2471.391	179	739815.394	9186989.444	2458.611
19	739641.526	9187272.622	2431.345	100	739904.767	9187252.766	2473.449	180	739801.525	9187028.655	2446.645
20	739641.375	9187270.568	2431.788	101	739952.146	9187241.682	2453.426	181	739826.447	9186970.510	2457.920
21	739641.303	9187270.973	2437.779	102	739955.821	9187261.818	2467.550	182	739810.393	9187016.585	2448.717
22	739641.143	9187269.166	2439.590	103	739988.227	9187256.867	2463.593	183	739831.864	9186925.782	2463.884
23	739641.371	9187270.493	2437.755	104	739983.634	9187238.148	2457.801	184	739848.725	9186908.953	2462.800
24	739641.313	9187269.711	2438.477	105	739988.363	9187256.741	2463.628	185	739840.226	9187002.757	2440.750
25	739642.751	9187289.349	2415.182	106	739997.522	9187224.140	2465.868	186	739869.662	9186892.281	2462.712
27	739643.170	9187294.953	2407.506	107	739915.656	9187160.231	2465.320	187	739825.452	9187035.680	2434.861
28	739643.255	9187296.184	2405.754	108	739895.989	9187143.367	2462.935	188	739878.245	9186878.317	2463.248
29	739630.881	9187279.776	2431.238	109	739883.307	9187125.644	2457.100	189	739833.210	9187042.997	2429.800
30	739656.972	9187260.386	2436.135	110	739856.897	9187125.465	2442.673	190	739854.579	9187032.186	2424.030
31	739642.172	9187300.057	2407.668	111	739943.012	9187154.982	2467.046	191	739868.182	9186905.254	2457.360
32	739658.134	9187255.650	2435.861	112	739815.328	9187118.129	2443.081	192	739862.063	9187014.549	2425.661
33	739664.420	9187240.584	2437.523	113	739900.021	9187136.662	2467.618	193	739859.517	9186925.998	2450.894
34	739639.211	9187264.001	2443.872	114	739809.682	9187125.140	2437.141	194	739864.827	9187002.730	2427.152
35	739671.815	9187228.072	2437.143	115	739883.326	9187131.390	2458.851	195	739845.337	9186939.002	2450.029
36	739637.926	9187260.883	2444.625	116	739796.041	9187124.612	2429.814	196	739857.192	9186986.535	2427.867
37	739679.137	9187212.883	2438.465	117	739879.911	9187142.065	2456.342	197	739843.183	9186947.144	2447.658
38	739635.697	9187258.527	2445.914	118	739867.430	9187143.645	2447.237	198	739850.839	9186957.229	2443.009
39	739689.031	9187199.263	2440.208	119	739792.490	9187156.249	2421.647	199	739860.127	9186981.402	2430.640
40	739633.143	9187257.139	2449.773	120	739785.003	9187161.493	2429.797	200	739844.529	9186959.919	2441.938
41	739695.985	9187192.898	2440.731	121	739872.883	9187093.148	2448.271	201	739847.850	9186964.020	2439.395
42	739635.232	9187253.738	2447.469	122	739835.909	9187085.755	2432.373	202	739871.220	9186991.022	2427.162
43	739603.054	9187182.487	2440.193	123	739803.453	9187176.591	2436.033	203	739844.576	9186971.993	2441.046
44	739642.429	9187242.769	2447.900	124	739847.336	9187097.630	2437.338	204	739878.682	9187009.036	2433.074
45	739650.825	9187231.040	2446.437	125	739857.861	9187086.621	2433.444	205	739836.788	9186988.101	2440.662
46	739661.813	9187220.146	2445.146	126	739865.152	9187069.928	2433.181	206	739886.985	9187017.311	2439.659
47	739670.406	9187208.892	2445.146	127	739865.223	9187058.506	2431.734	207	739848.987	9186989.356	2435.363
48	739678.433	9187196.645	2447.607	128	739836.842	9187078.705	2421.093	208	739894.191	9187015.609	2445.099
49	739759.865	9187087.529	2448.378	129	739849.241	9187077.564	2422.111	209	739892.629	9187000.985	2444.115
50	739685.538	9187188.379	2451.311	130	739851.502	9187070.974	2422.312	210	739894.769	9186994.911	2445.027
51	739690.837	9187178.353	2452.542	131	739706.099	9187161.538	2433.380	211	739873.806	9186981.062	2429.240
52	739692.590	9187189.893	2446.512	132	739715.349	9187165.686	2428.502	212	739902.617	9186974.264	2448.184
53	739658.160	9187235.380	2440.886	133	739716.308	9187181.544	2428.448	213	739878.638	9186990.364	2427.957
54	739650.749	9187251.412	2439.823	134	739693.747	9187195.776	2440.773	214	739885.150	9186946.783	2441.444
55	739776.129	9187125.010	2418.015	135	739728.838	9187167.594	2423.582	215	739884.462	9187039.627	2438.229
57	739769.527	9187131.429	2418.193	136	739702.991	9187178.207	2439.985	216	739872.404	9187027.157	2429.263
56	739762.012	9187085.884	2447.592	137	739697.742	9187171.978	2439.448	217	739845.366	9186938.275	2450.320
58	739765.813	9187142.384	2415.955	138	739735.544	9187158.010	2422.204	218	739622.001	9187278.536	2429.154
59	739755.482	9187110.973	2437.705	139	739697.478	9187150.174	2440.426	219	739614.226	9187276.686	2427.600
60	739747.688	9187163.593	2415.040	140	739708.922	9187138.246	2441.725	220	739607.459	9187275.342	2425.836
61	739736.713	9187185.489	2412.641	141	739739.159	9187147.145	2426.011	221	739600.173	9187274.081	2423.333
62	739710.958	9187185.097	2434.220	142	739708.900	9187138.197	2441.715	222	739593.146	9187269.645	2420.912
63	739692.754	9187208.255	2432.897	143	739735.572	9187111.834	2442.498	223	739586.297	9187265.920	2418.658
64	739675.718	9187238.991	2432.432	144	739725.405	9187133.973	2435.673	224	739579.514	9187263.664	2417.077
65	739668.925	9187242.893	2436.852	145	739742.330	9187106.968	2443.652	225	739575.750	9187261.352	2416.358
66	739663.788	9187255.950	2433.219	146	739747.652	9187096.582	2445.096	226	739569.937	9187258.341	2415.005
67	739720.631	9187219.925	2411.784	147	739746.368	9187109.812	2441.406	227	739560.575	9187257.792	2413.461
68	739692.201	9187256.972	2410.144	148	739758.643	9187088.373	2448.192	228	739548.274	9187257.528	2410.514
69	739732.067	9187199.091	2413.508	149	739755.748	9187110.718	2437.766	229	739566.466	9187261.636	2409.564
70	739692.163	9187257.016	2410.123	150	739760.825	9187075.966	2451.161	230	739581.422	9187271.953	2406.035
71	739737.871	9187199.224	2413.465	151	739763.470	9187061.000	2454.349	231	739590.084	9187273.117	2412.289
72	739699.410	9187248.401	2410.965	152	739772.738	9187067.868	2449.030	232	739597.121	9187274.497	2413.784
73	739702.660	9187240.622	2410.428	153	739693.003	9187176.770	2448.819	233	739588.580	9187278.660	2409.532
74	739743.971	9187185.189	2413.062	154	739781.091	9187069.077	2445.227	234	739590.060	9187297.866	2407.094
75	739714.292	9187240.789	2414.497	155	739681.622	9187167.124	2449.733	235	739586.136	9187296.135	2406.752
76	739752.922	9187172.084	2414.622	156	739758.468	9187014.978	2471.131	236	739583.046	9187298.088	2408.697
77	739718.973	9187244.974	2419.303	157	739780.761	9186994.024	2473.540	237	739584.993	9187305.249	2411.362
78	739733.829	9187230.463	2423.175	158	739793.247	91869					

Figura 42. Ubicación de la boquilla de la Presa Huaynamango (aguas abajo).



Figura 43. Ubicación de la boquilla de la Presa Huaynamango (aguas arriba).



Figura 44. Levantamiento topográfico de la boquilla.



Figura 45. Vista de una parte del vaso de almacenamiento.



Figura 46. Vista de Contumazá y los límites de la cuenca aportante.



Figura 47. Vista de laderas en el margen izquierdo de la cuenca aportante.



Figura 48. Vista panorámica de área a irrigar.



Figura 49. Huella de máximas avenidas.





Figura 50. Vista de una máxima avenida.



Figura 51. Aforo de río en mes de enero.



Figura 52. Aforo de río en mes de febrero.



Figura 53. Aforo de río en mes de marzo.



Figura 54. Aforo de río en mes de abril.



Figura 55. Aforo de río en mes de mayo.



Figura 56. Aforo de río en mes de junio.



Figura 57. Aforo de río en mes de julio.



Figura 58. Aforo de río en mes de agosto.



Figura 59. Aforo de río en mes de setiembre.



Figura 60. Aforo de río en mes de noviembre.



Figura 61. Aforo de río en mes de diciembre.



Figura 62. Obtención de material sedimentado en lecho del río.



Figura 63. Obtención de material sedimentado en lecho del río.



Figura 64. Secado del material de río en laboratorio de suelos para análisis granulométrico.



Figura 65. Tamizado del material de río en laboratorio de suelos para análisis granulométrico.





Figura 66. Pesado de material de río en laboratorio de suelos para análisis granulométrico.



Figura 67. Ensayo de peso específico de material fino.



Figura 68. Curva de doble masa Contumazá - Asunción.

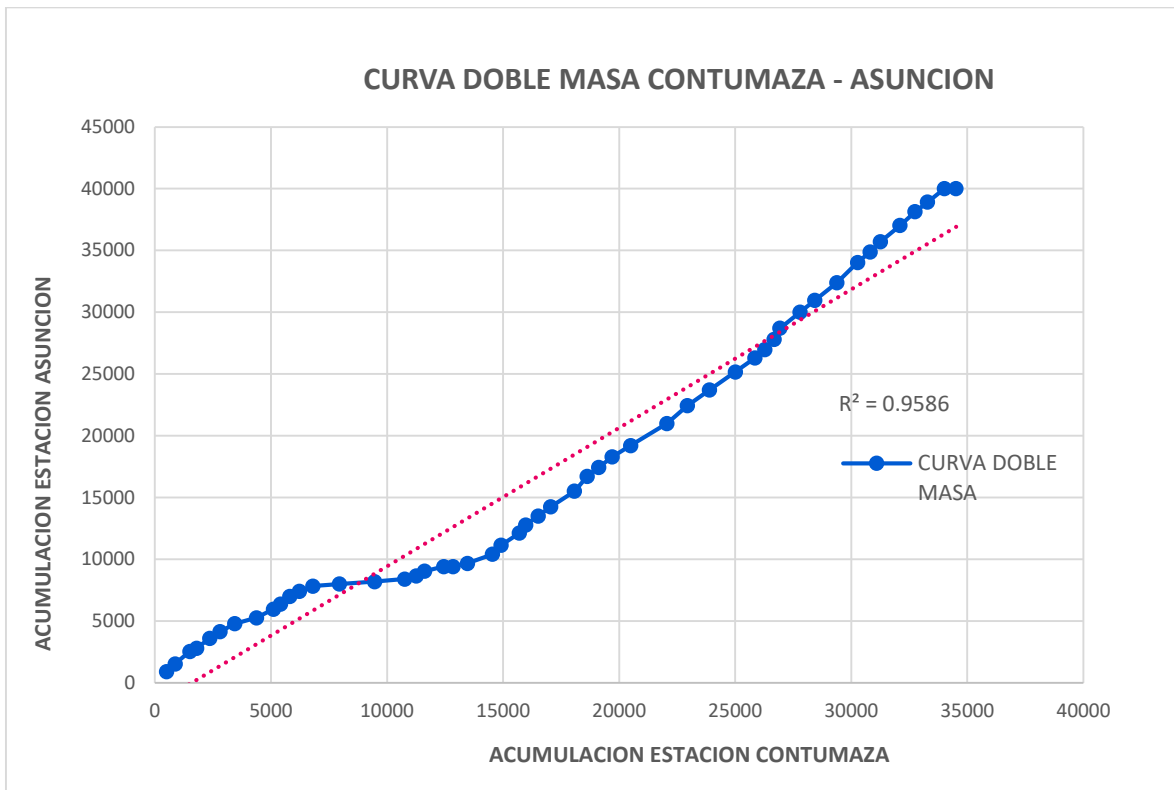


Figura 69. Curva de doble masa Contumazá - Cospán.

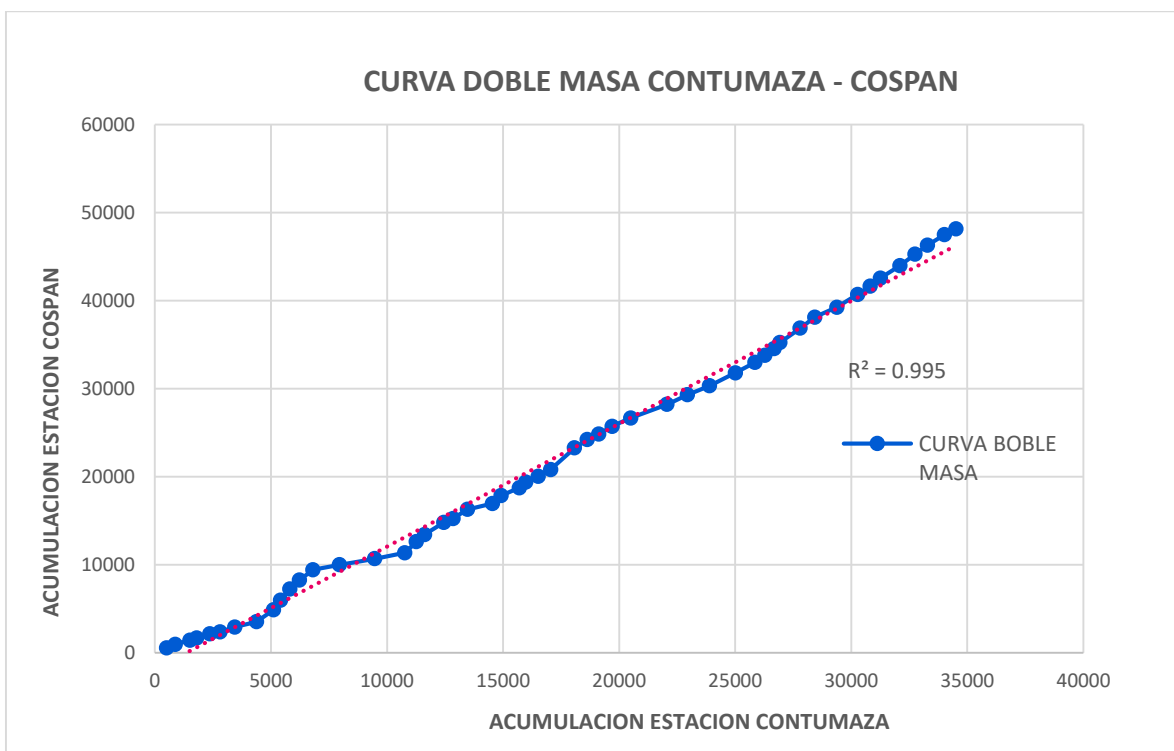


Figura 70. Curva de doble masa Contumazá – San Benito.

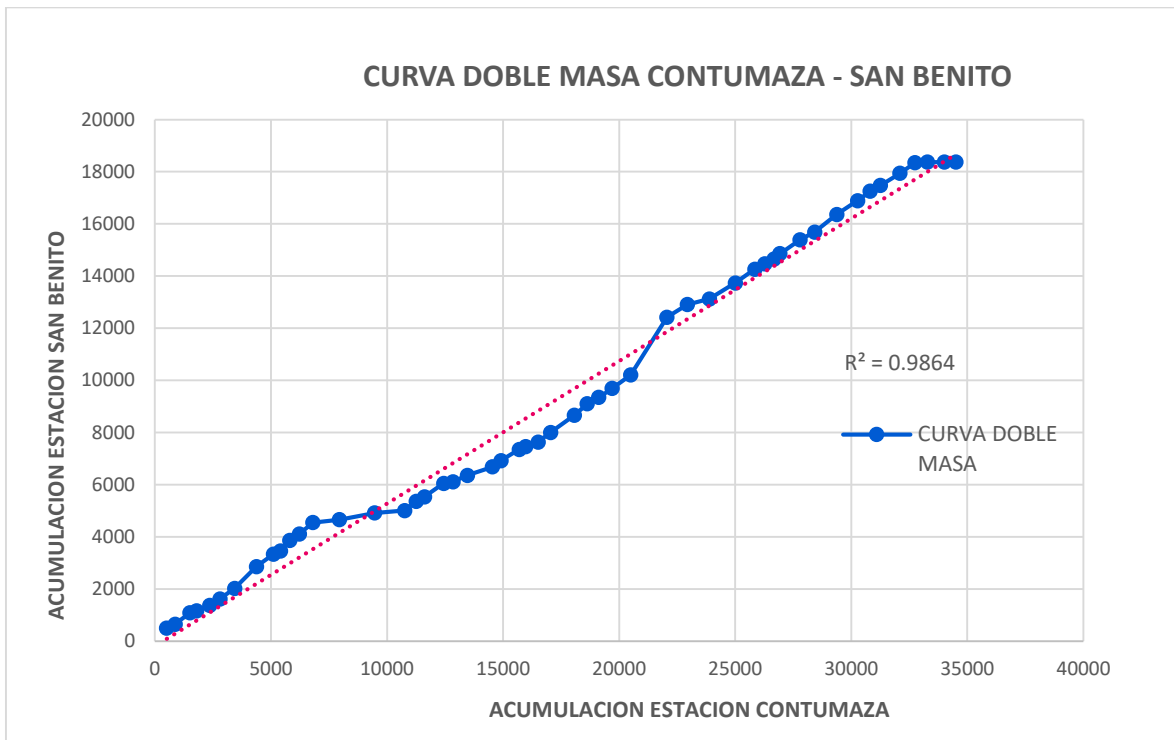


Figura 71. Curva de doble masa Contumazá – Magdalena.

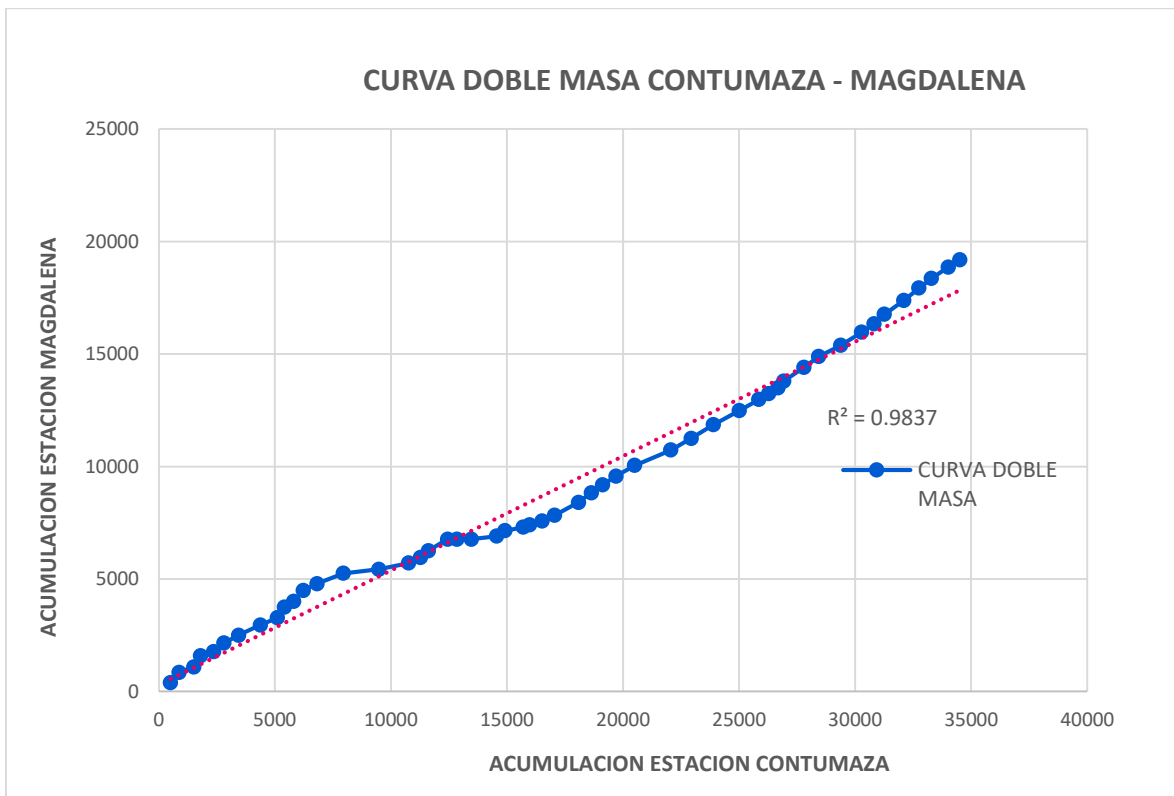


Figura 72. Curva de doble masa Contumazá – Chilete.

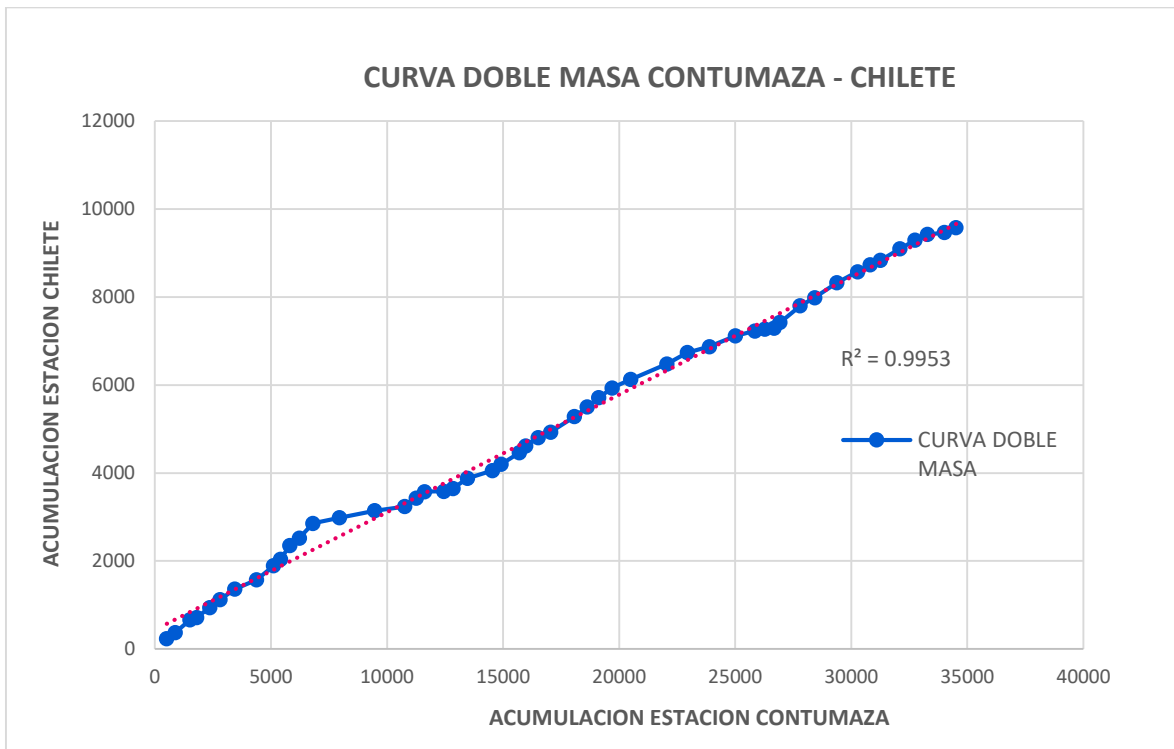


Figura 73. Curva de doble masa Contumazá – Cascabamba.

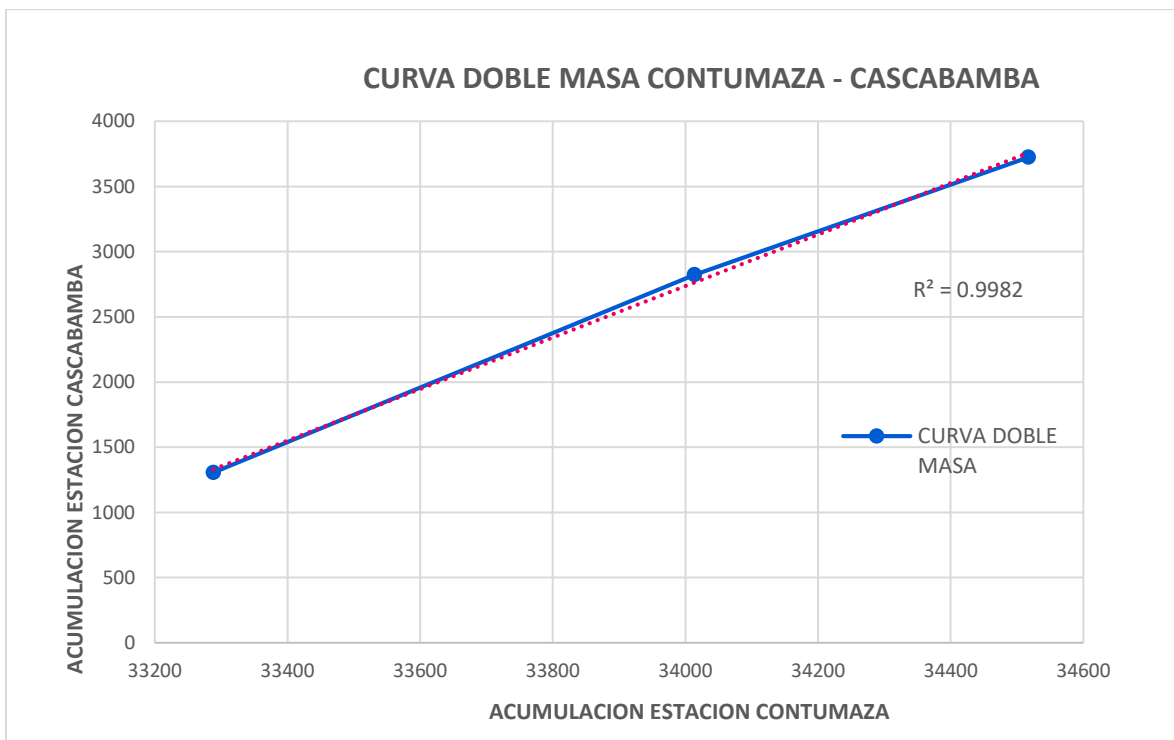


Figura 74. Curva de doble masa Contumazá – Asunción con datos corregidos.

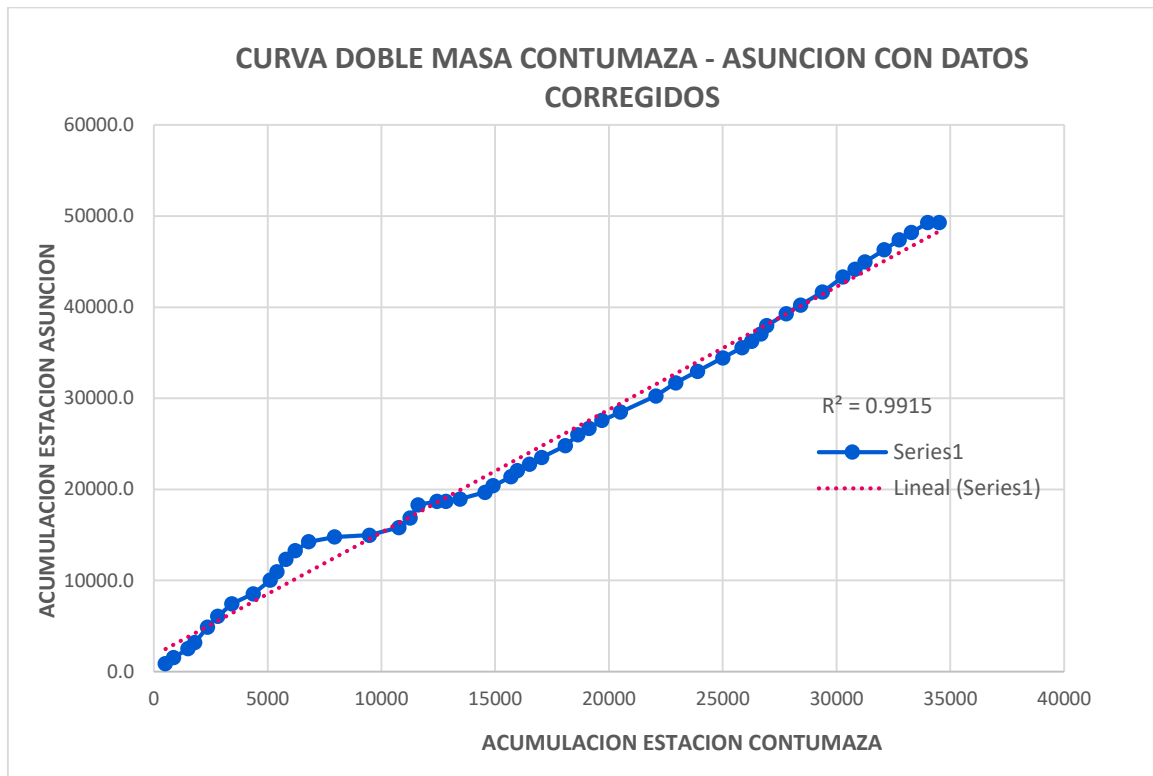


Figura 75. Curva de doble masa Contumazá – Cospán con datos corregidos.

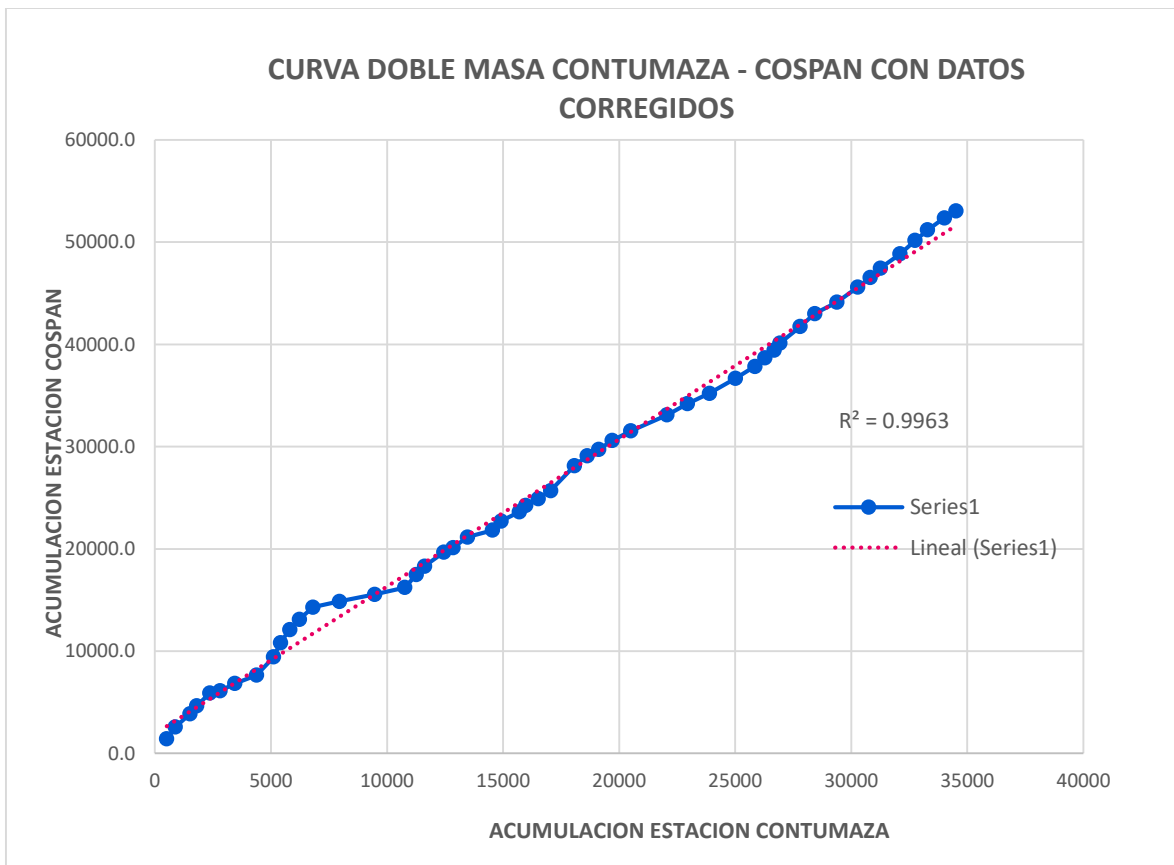


Figura 76. Curva de doble masa Contumazá – San Benito con datos corregidos.

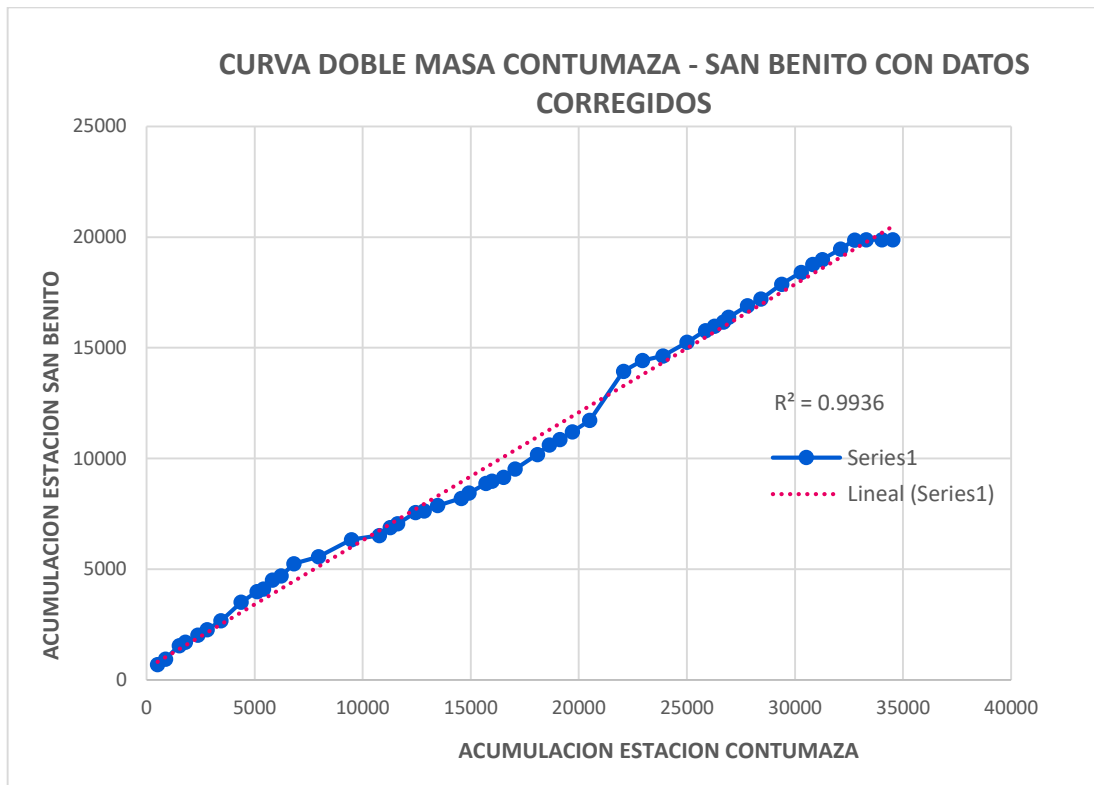
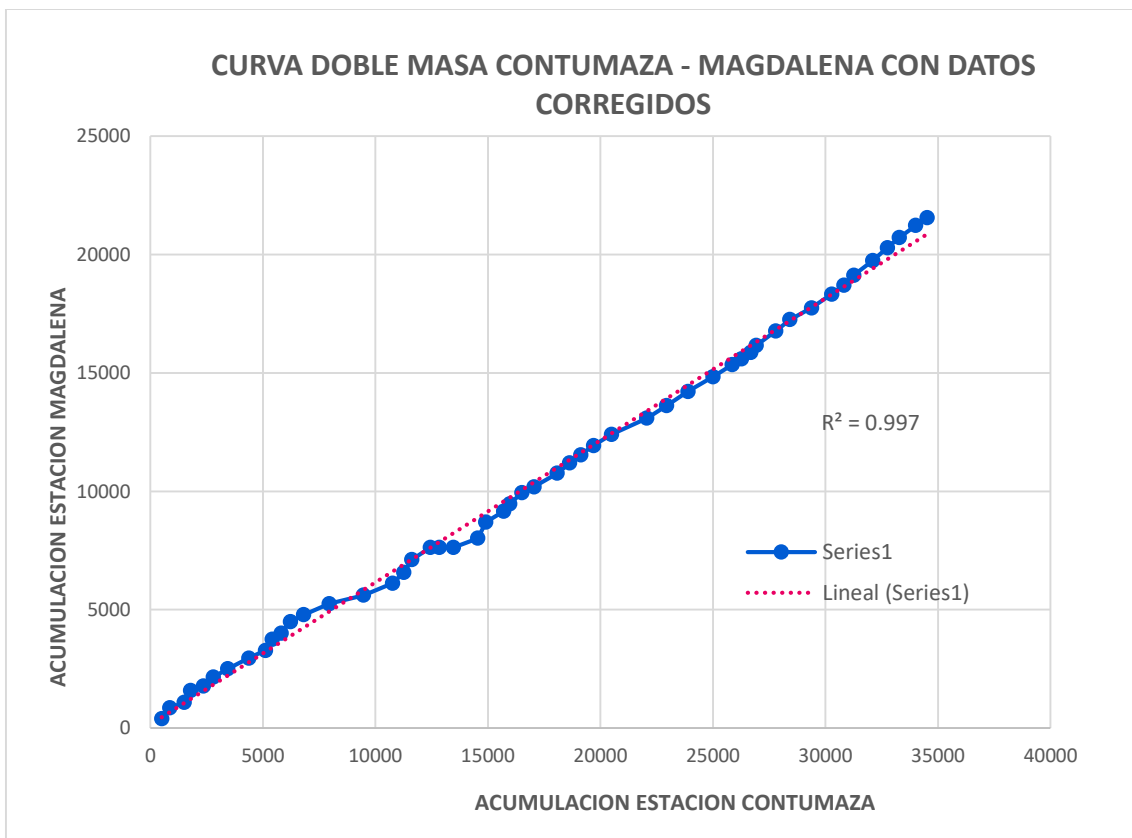


Figura 77. Curva de doble masa Contumazá – Magdalena con datos corregidos.



# **Anexo 2**

Tablas de los trabajos realizados durante la investigación

Tabla 61. Análisis estadísticos de los saltos en la media y desviación estándar, pruebas T y F

ESTACIÓN	Período dudoso			Período confiable			Salto en la media			Salto en la dev. Estandar				
	AÑOS	N1	X1	S1	AÑOS	N2	X2	S2	Tc	Tt(95% )	signif.	Fc	Ft(95% )	signif.
Asunción	1968 - 1978	132	41.374	60.819	2005 - 2014	120	92.739	112.052	-4.5775	1.9600	SI	3.3944	1.817	SI
Asunción	1980- 1982	36	23.38	33.35	2005 - 2014	120	92.739	112.052	-3.6582	1.9600	SI	11.2886	1.635	SI
Asunción	2015 - 2015	12	90.433	142.604	2005 - 2014	120	92.739	112.052	-0.0663	1.9600	NO	1.6197	1.8760	NO
Cospán	1965 - 1969	60	35.555	46.941	2005 - 2014	120	98.178	113.289	-4.1046	1.9600	SI	5.8246	1.4770	SI
Cospán	1971 - 1975	48	74.856	86.593	2005 - 2014	120	98.178	113.289	1.7116	1.9600	NO	1.7116	1.5360	SI
Cospán	1976 - 1976	12	83.192	87.732	2005 - 2014	120	98.178	113.289	-0.4445	1.9600	NO	1.6675	2.5420	NO
San Benito	1965 - 1969	60	22.772	49.158	2001 - 2013	156	33.551	61.901	-1.2096	1.9600	NO	1.5856	1.4640	SI
San Benito	1971 - 1971	12	33.546	69.47	2001 - 2013	156	33.551	61.901	-0.0003	1.9600	NO	1.2595	1.8620	NO
San Benito	1976 - 1980	60	20.359	44.332	2001 - 2013	156	33.551	61.901	-1.5078	1.9600	NO	1.9497	1.4640	SI
Magdalena	1974 - 1974	12	39.367	41.521	1999 - 2011	156	38.671	49.889	0.0471	1.9600	NO	1.4437	2.4440	NO
Magdalena	1976 - 1976	12	40.075	49.901	2000 - 2011	156	38.671	49.889	0.0940	1.9600	NO	1.0005	1.8620	NO
Magdalena	1979 - 1982	48	20.848	34.021	2001 - 2011	156	38.671	49.889	-2.3131	1.9600	SI	2.1503	1.5240	SI
Magdalena	1987 - 1991	60	13.567	17.871	2002 - 2011	156	38.671	49.889	-3.7862	1.9600	SI	7.8545	1.4640	SI
Chilete	1978 - 1982	60	11.966	20.459	1990 - 1997	96	17.355	24.423	-1.4248	1.9600	NO	1.4251	1.4900	NO
Chilete	1985 - 1989	60	14.633	20.879	1991 - 1997	96	17.355	24.423	-0.7151	1.9600	NO	1.3682	1.4900	NO
Chilete	2010 - 2010	12	13.058	29.389	1992 - 1997	96	17.355	24.423	-0.5617	1.9600	NO	1.4480	1.8850	NO
Chilete	2012 - 2013	24	19.092	31.086	1993 - 1997	96	17.355	24.423	0.2943	1.9600	NO	1.6200	1.6440	NO



Tabla 62. Precipitación total mensual (mm). Estación Contumazá.

ESTACION . CONTUMAZA  
 CATEGORIA . C O  
 CUENCA . JEQUETEPEQUE

DPTO. CAJAMARCA  
 PROV. CONTUMAZA  
 DIST . CONTUMAZA

LAT. 7° 21' 55"  
 LONG. 78° 49' 22"  
 ALTI . 2440 m.s.n.m.

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	9.00	152.70	163.00	38.00	14.50	0.00	2.00	0.00	4.00	25.50	28.50	70.00	507.20
1966	134.80	69.50	35.50	25.00	6.50	0.00	0.00	0.00	18.50	60.00	4.00	10.00	363.80
1967	171.00	269.20	117.80	3.00	27.40	0.00	0.00	0.00	0.00	40.60	0.00	8.00	637.00
1968	11.70	36.40	90.10	9.70	6.00	0.00	1.50	0.00	13.00	63.80	26.00	29.40	287.60
1969	25.50	99.90	186.90	72.50	6.00	7.50	0.00	0.00	3.00	28.40	63.90	73.70	567.30
1970	60.70	35.80	95.10	89.50	33.60	5.00	0.00	6.50	15.20	68.90	14.90	17.20	442.40
1971	22.70	75.10	292.60	61.10	3.90	0.00	0.40	7.70	25.90	63.40	36.80	42.50	632.10
1972	101.00	140.40	541.00	62.90	3.20	2.00	3.00	0.00	5.20	11.20	23.00	44.80	937.70
1973	251.50	88.90	138.40	147.80	20.40	10.00	10.00	0.00	38.00	14.00	0.00	20.00	739.00
1974	38.90	113.40	24.80	47.40	0.00	10.40	0.00	0.00	46.00	0.00	5.20	11.00	297.10
1975	25.80	108.00	71.20	5.00	0.00	8.20	0.00	53.40	18.00	104.20	0.00	8.00	401.80
1976	129.00	98.10	45.60	69.20	15.90	12.00	0.00	1.00	0.00	6.00	6.00	25.40	408.20
1977	110.90	114.00	119.60	50.40	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	10.00	69.00	115.70	591.60
1978	14.50	51.30	100.90	205.00	161.00	0.00	14.00	0.00	188.40	139.20	128.00	135.00	1137.30
1979	87.00	710.00	177.80	231.20	42.00	0.00	20.00	93.00	95.00	0.00	22.00	47.00	1525.00
1980	174.50	111.00	78.60	9.80	36.20	0.00	0.00	0.00	0.00	535.00	289.00	58.80	1292.90
1981	82.30	182.90	123.50	22.70	0.00	0.00	0.00	4.10	0.00	39.50	16.10	28.20	499.30
1982	46.30	48.90	3.20	66.50	5.30	0.00	0.00	0.00	8.80	17.70	20.60	130.60	347.90
1984	52.00	395.50	59.00	96.20	5.00	8.40	18.00	0.00	16.20	90.10	30.90	55.10	826.40
1985	43.80	91.40	58.20	31.20	18.60	0.00	20.00	31.80	62.10	16.20	8.80	20.40	402.50
1986	93.80	12.60	179.20	191.00	45.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	91.80	619.40
1987	448.00	284.30	270.10	15.60	0.00	0.00	18.00	4.00	7.70	1.60	29.80	7.70	1086.80
1988	79.60	74.60	41.60	89.00	14.90	0.00	0.00	0.00	1.90	18.00	32.40	9.00	361.00
1989	105.10	243.60	175.90	163.20	6.80	7.80	0.00	0.00	14.60	49.10	22.40	0.00	788.50
1990	2.90	70.30	100.10	19.20	0.50	14.90	0.00	0.00	0.00	28.40	34.40	7.60	278.30
1991	4.60	89.20	173.20	125.80	26.20	0.00	0.00	0.00	1.50	34.80	48.80	27.80	531.90
1992	46.70	42.40	189.90	190.70	31.40	8.60	0.00	0.00	21.40	3.20	3.60	0.00	537.90
1993	51.60	318.80	347.10	144.70	19.50	0.00	0.00	3.20	33.00	55.50	29.90	30.30	1033.60
1994	110.20	115.00	188.10	52.60	22.10	0.00	1.00	0.00	5.80	0.00	27.00	29.50	551.30
1995	105.80	94.80	107.30	59.80	5.50	2.30	5.00	0.00	0.00	15.70	35.80	58.80	490.80
1996	90.20	161.10	209.60	66.30	5.80	8.10	0.00	0.90	5.90	23.10	0.60	2.50	574.10
1997	6.60	172.10	64.20	125.30	14.00	7.40	0.00	0.00	28.90	15.70	86.20	284.00	804.40
1998	373.10	524.00	438.00	145.90	22.50	10.30	0.00	1.80	5.00	14.60	7.60	17.80	1560.60
1999	69.90	296.20	175.70	90.80	83.00	24.20	18.50	0.00	41.70	14.10	19.10	41.40	874.60
2000	23.80	215.90	382.00	109.10	65.00	7.80	0.30	5.70	23.80	6.70	34.70	78.80	953.60
2001	191.80	152.50	457.30	157.50	23.90	8.70	0.00	0.00	18.10	19.70	41.70	43.00	1114.20
2002	18.00	183.30	192.10	262.80	20.40	9.10	0.70	0.00	4.70	33.40	80.70	42.70	847.90
2003	76.80	91.40	80.70	54.50	18.30	6.50	0.00	0.70	1.20	1.90	9.20	79.80	421.00
2004	2.70	100.20	116.20	69.10	20.80	0.00	3.10	0.00	10.60	27.70	18.80	36.70	405.90
2005	3.90	41.30	114.10	41.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60	15.40	11.10	21.10	250.30
2006	78.60	190.70	405.90	63.00	3.60	14.60	0.00	0.60	8.60	0.00	30.90	71.50	868.00
2007	84.40	37.90	256.50	104.80	33.90	0.00	0.00	4.10	0.00	54.60	29.30	22.30	627.80
2008	84.20	343.10	213.00	194.40	2.10	4.90	0.00	9.70	9.10	42.90	48.70	2.60	954.70
2009	208.90	178.30	262.40	72.90	30.30	2.90	5.20	0.00	5.60	64.50	47.60	19.20	897.80
2010	25.50	169.60	163.70	78.70	25.60	4.80	0.00	0.00	10.10	11.20	16.80	34.00	540.00
2011	68.70	25.80	108.40	171.60	4.70	0.60	0.30	0.00	8.30	2.50	9.70	40.30	440.90
2012	69.90	183.40	248.70	151.60	36.70	0.00	0.00	0.00	0.50	64.10	36.60	53.30	844.80
2013	27.80	151.10	286.40	17.80	35.30	2.50	0.00	0.50	0.00	57.30	0.60	69.40	648.70
2014	47.20	30.80	175.80	64.90	44.60	0.60	0.00	0.00	16.80	41.20	24.70	88.40	535.00
2015	91.10	67.70	300.70	81.90	48.80	0.00	2.50	0.00	0.30	9.80	58.50	64.50	725.80
2016	66.40	134.20	119.60	137.10	0.00	8.70	0.00	0.00	0.00	9.90	1.60	26.00	503.50
<b>TOTAL</b>	<b>4350.70</b>	<b>7788.60</b>	<b>9066.30</b>	<b>4657.50</b>	<b>1116.70</b>	<b>218.80</b>	<b>149.50</b>	<b>228.70</b>	<b>846.00</b>	<b>2070.30</b>	<b>1671.50</b>	<b>2352.60</b>	
Promedio	85.31	152.72	177.77	91.32	21.90	4.29	2.93	4.48	16.59	40.59	32.77	46.13	676.81
D est.	87.02	130.11	119.29	63.67	26.85	5.34	5.95	15.35	30.40	76.54	44.46	47.16	
VARIANZA	7424.12	16597.02	13950.34	3974.54	706.61	27.91	34.69	230.99	905.93	5743.31	1937.90	2180.57	

Tabla 63. Precipitación total mensual (mm). Estación Asunción.

ESTACION . ASUNCION  
 CATEGORIA . C O  
 CUENCA . JEQUETEPEQUE

DPTO. CAJAMARCA  
 PROV. CAJAMARCASAN  
 DIST . ASUNCION

LAT. 7° 10' 34"  
 LONG. 78° 30' 57"  
 ALTI . 2160 m.s.n.m.

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	46.60	130.20	269.70	193.00	17.51	0.00	2.11	0.00	16.31	55.10	48.42	107.30	886.25
1966	125.04	150.41	100.70	64.90	33.13	9.00	5.25	5.88	28.29	98.16	20.02	4.49	645.27
1967	231.01	328.01	182.12	73.60	34.80	0.02	14.30	0.02	10.80	92.80	6.60	27.92	1002.00
1968	62.85	93.63	90.47	67.79	16.51	16.51	16.51	16.51	53.95	163.17	16.51	36.96	651.37
1969	16.53	27.40	399.36	239.81	16.60	16.53	16.51	16.51	16.51	256.65	227.32	455.05	1704.79
1970	205.60	114.36	120.98	149.75	46.97	68.12	16.53	51.35	61.67	195.06	124.49	28.12	1182.99
1971	67.38	147.52	593.97	170.72	28.30	16.53	16.51	55.42	76.22	77.68	41.20	93.34	1384.81
1972	185.83	237.98	321.79	99.24	39.21	16.51	16.53	16.51	36.24	16.53	76.02	16.51	1078.91
1973	377.49	81.18	176.63	429.39	20.77	16.51	17.08	16.51	86.71	59.29	41.94	168.73	1492.23
1974	157.10	294.36	175.71	85.05	57.04	16.51	16.53	16.51	16.51	46.36	16.51	36.23	934.44
1975	99.97	156.53	527.05	54.32	33.52	40.28	16.55	29.43	69.06	254.57	16.53	64.43	1362.24
1976	240.38	313.15	96.29	122.69	32.41	16.55	16.55	17.27	16.59	16.51	16.53	49.68	954.59
1977	267.26	271.52	143.27	135.71	16.53	16.53	16.51	16.51	24.29	16.51	32.39	24.10	981.14
1978	27.23	57.41	143.64	74.03	16.51	16.51	16.53	16.51	18.17	60.93	42.31	24.27	514.06
1979	35.92	33.10	122.91	88.16	3.40	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03	2.31	0.00	285.86
1980	37.80	14.18	97.31	14.18	29.30	14.22	14.18	14.89	14.22	217.22	251.42	128.86	847.80
1981	66.83	170.82	352.25	33.07	14.22	14.32	14.52	14.29	14.45	99.59	94.89	151.03	1040.29
1982	72.34	164.77	49.97	14.35	14.39	14.32	14.29	14.39	111.08	307.77	474.55	198.30	1450.52
1984	5.00	135.00	112.40	74.20	29.10	16.50	3.10	6.73	18.36	101.29	99.60	82.53	683.81
1985	47.64	140.92	90.88	71.02	29.29	6.61	5.45	8.04	35.90	31.69	24.63	101.97	594.04
1986	254.38	134.94	156.47	150.54	7.00	0.00	0.60	18.40	2.00	16.60	60.60	146.80	948.33
1987	237.70	114.00	119.20	84.30	7.30	2.00	7.70	10.90	27.50	12.80	73.30	48.70	745.40
1988	212.30	143.50	51.40	117.60	0.60	0.50	0.00	3.00	8.60	45.60	79.80	61.20	724.10
1989	182.40	303.70	257.80	87.00	13.60	11.40	0.20	3.90	20.00	92.30	15.30	0.00	987.60
1990	87.70	141.80	154.40	48.20	32.80	24.30	0.00	0.00	0.00	45.30	73.00	52.70	660.20
1991	40.60	88.30	278.60	81.70	25.20	3.00	0.00	0.00	2.20	53.20	55.20	97.30	725.30
1992	140.90	69.80	124.40	206.30	43.20	25.10	1.10	6.20	17.00	62.40	9.80	33.30	739.50
1993	87.70	242.70	345.10	185.30	53.80	0.70	4.20	0.50	29.30	86.30	84.40	149.20	1269.20
1994	232.60	217.40	295.00	204.40	35.10	3.00	0.00	0.00	0.00	2.40	52.80	165.20	1207.90
1995	119.30	207.40	121.20	63.30	25.80	4.10	3.30	0.00	4.30	32.50	39.50	94.70	715.40
1996	151.10	205.70	273.10	78.20	10.50	10.10	0.00	2.50	27.00	49.70	21.80	20.60	850.30
1997	53.60	184.60	70.10	92.90	17.10	10.30	0.00	0.00	33.10	57.60	121.50	279.20	920.00
1998	436.50	481.00	474.40	180.70	51.30	4.80	0.00	2.60	7.40	51.40	24.00	68.10	1782.20
1999	123.70	554.90	236.40	120.10	69.40	36.20	9.60	0.00	58.70	35.70	73.70	121.30	1439.70
2000	119.90	343.00	331.50	138.70	74.00	26.00	0.50	4.30	31.00	21.10	38.20	139.30	1267.50
2001	314.40	166.70	615.10	90.50	65.10	0.00	1.90	0.00	13.30	27.50	107.10	64.70	1466.30
2002	21.70	231.30	311.60	201.00	15.30	7.00	3.70	0.00	20.00	105.60	77.30	134.70	1129.20
2003	112.00	140.30	149.60	48.70	27.30	23.00	2.10	4.40	2.30	23.40	50.70	103.00	686.80
2004	39.10	211.80	165.40	78.90	20.80	0.60	6.90	4.50	12.80	58.30	75.10	141.20	815.40
2005	153.90	164.40	375.70	33.00	1.10	0.20	0.00	0.00	3.50	51.20	18.40	107.10	908.50
2006	151.40	216.10	480.80	170.70	4.70	30.40	3.10	1.80	21.50	2.40	66.30	164.30	1313.50
2007	182.10	69.80	338.60	129.70	11.20	0.00	0.00	5.00	2.40	72.10	72.30	59.20	942.40
2008	277.90	399.60	286.20	204.00	29.20	3.20	0.00	0.80	40.70	85.90	92.10	9.50	1429.10
2009	390.60	252.00	460.70	128.60	41.40	8.40	10.50	0.00	2.30	72.80	135.00	142.30	1644.60
2010	66.20	230.30	213.60	152.90	33.70	5.30	3.80	0.00	24.20	15.90	50.20	56.30	852.40
2011	130.50	138.80	179.90	124.70	7.40	4.10	5.90	0.00	26.80	13.80	23.90	160.40	816.20
2012	347.40	237.70	240.20	113.30	67.90	1.70	0.00	0.30	4.70	108.10	121.20	81.70	1324.20
2013	87.30	249.60	420.50	105.20	59.00	6.20	0.40	3.50	1.20	101.20	0.30	80.80	1115.20
2014	71.70	107.40	210.60	51.80	77.70	4.30	1.00	0.00	15.60	29.60	94.10	118.80	782.60
2015	162.20	112.90	513.20	70.00	44.30	0.50	0.00	0.00	11.60	18.90	92.50	59.10	1085.20
2016	80.45	220.46	178.42	184.93	24.94	17.28	0.00	6.12	14.21	66.21	23.87	76.25	893.14
<b>TOTAL</b>	<b>7445.04</b>	<b>9644.38</b>	<b>12596.59</b>	<b>5982.14</b>	<b>1527.27</b>	<b>605.77</b>	<b>322.06</b>	<b>412.00</b>	<b>1210.58</b>	<b>3684.71</b>	<b>3597.47</b>	<b>4836.78</b>	
Promedio	145.98	189.11	246.99	117.30	29.95	11.88	6.31	8.08	23.74	72.25	70.54	94.84	1016.96
D est.	105.17	108.06	146.97	71.13	19.81	12.75	6.79	11.75	23.74	68.20	76.64	77.81	
VARIANZA	10843.61	11446.97	21176.90	4959.95	384.59	159.37	45.16	135.30	552.46	4559.71	5758.78	5935.59	

Tabla 64. Precipitación total mensual (mm). Estación Cospán.

ESTACION . COSPAN  
 CATEGORIA . C O  
 CUENCA . CHICAMA

DPTO. CAJAMARCA  
 PROV. CAJAMARCA  
 DIST . COSPAN

LAT. 7° 25' 43"  
 LONG. 78° 32' 28"  
 ALTI . 2300 m.s.n.m.

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL EN mm.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	133.04	67.15	514.12	116.63	23.23	12.37	12.37	47.85	61.60	177.21	86.94	169.97	1422.47
1966	240.68	64.02	69.08	61.36	269.88	12.37	12.37	12.37	82.60	241.40	25.64	60.15	1151.93
1967	195.06	343.01	415.89	64.26	118.08	77.77	12.37	12.37	12.37	12.37	12.37	12.37	1288.29
1968	52.43	195.06	184.20	48.57	21.30	12.37	12.37	12.37	51.95	149.93	12.37	17.92	770.85
1969	52.19	84.29	420.00	181.07	12.37	24.44	12.37	24.68	22.99	71.02	208.34	143.42	1257.16
1970	237.02	149.91	99.78	182.57	34.30	18.20	0.00	0.00	30.00	68.50	27.90	36.80	884.97
1971	46.17	12.15	490.07	20.26	0.24	22.09	5.87	0.24	9.14	52.97	8.88	59.51	727.60
1972	64.22	12.80	302.33	4.82	51.53	0.24	14.90	32.82	58.20	30.60	91.82	141.02	805.31
1973	346.03	150.83	329.67	312.27	49.31	74.29	2.86	30.60	121.13	131.60	77.04	159.20	1784.83
1974	219.91	362.90	162.08	96.40	4.17	53.10	106.87	39.36	78.48	111.71	79.27	80.57	1394.83
1975	172.90	249.90	434.00	109.20	64.32	8.10	7.30	44.80	70.70	159.50	22.30	15.50	1358.52
1976	269.40	218.60	159.00	69.70	67.70	25.00	9.70	4.30	39.30	25.50	12.40	97.70	998.30
1977	372.30	351.00	174.70	81.20	36.40	1.30	0.00	6.70	11.00	16.70	61.50	75.50	1188.30
1978	56.60	122.00	62.90	57.10	65.50	0.00	11.80	0.00	28.60	22.60	62.60	74.20	563.90
1979	68.30	195.50	269.30	50.90	9.30	0.00	5.50	0.00	39.30	2.40	17.30	32.70	690.50
1980	24.80	43.40	151.90	24.50	16.80	10.20	0.00	7.40	0.00	180.90	90.10	117.30	667.30
1981	145.80	410.50	227.30	127.80	30.90	7.80	0.00	9.20	19.70	134.80	42.70	113.00	1269.50
1982	118.50	95.90	113.90	130.70	38.50	0.00	0.00	0.00	12.00	147.20	85.70	73.60	816.00
1984	75.00	585.70	175.80	128.00	43.60	24.00	35.80	2.40	11.80	106.90	89.20	76.50	1354.70
1985	42.50	110.20	64.40	10.60	27.60	0.00	0.00	7.50	57.10	19.40	10.80	99.10	449.20
1986	297.10	98.30	141.50	197.50	0.00	0.00	0.00	18.90	0.00	33.00	100.40	155.10	1041.80
1987	240.20	139.40	112.90	66.10	10.90	0.00	13.20	15.80	6.10	0.00	61.70	10.10	676.40
1988	259.60	163.40	47.30	152.70	77.10	0.00	0.00	0.00	24.80	40.90	82.90	48.20	896.90
1989	274.10	101.90	193.90	154.60	25.60	6.20	0.00	0.00	17.00	93.00	13.70	0.00	880.00
1990	103.30	132.10	96.20	61.80	38.70	28.30	0.00	0.00	10.20	77.40	93.30	1.00	642.30
1991	33.83	97.00	224.60	105.20	20.00	0.00	0.00	0.00	1.00	52.00	70.00	98.10	701.73
1992	130.50	199.70	59.60	168.20	47.50	3.00	0.00	2.00	35.00	68.00	17.00	45.50	776.00
1993	366.50	520.00	680.50	501.90	57.00	0.00	0.00	0.00	66.50	100.00	65.00	90.00	2447.40
1994	198.00	255.50	200.00	162.00	25.00	5.00	2.00	0.00	9.00	10.00	57.50	45.00	969.00
1995	79.00	148.00	122.00	62.40	12.80	1.80	0.00	0.00	8.90	29.10	36.30	119.00	619.30
1996	107.40	311.10	237.50	62.20	0.00	11.30	1.30	5.70	1.50	81.00	25.40	14.70	859.10
1997	33.10	204.40	41.30	78.90	22.00	13.80	0.00	0.20	41.10	72.60	136.50	303.40	947.30
1998	371.70	362.80	440.70	146.40	28.40	13.10	0.00	0.00	2.00	64.50	33.40	96.10	1559.10
1999	141.30	387.30	160.10	69.60	80.00	24.90	5.40	5.00	40.00	27.90	53.50	99.50	1094.50
2000	79.70	256.40	202.60	113.60	63.00	15.00	1.40	3.20	13.10	30.50	53.70	185.50	1017.70
2001	326.80	213.30	540.40	60.70	56.70	0.50	4.00	0.00	41.00	48.20	104.00	69.10	1464.70
2002	58.20	265.40	353.60	137.20	25.30	6.50	1.10	0.30	4.10	66.00	154.50	102.40	1174.60
2003	129.90	185.80	179.30	124.80	38.50	9.60	0.00	14.00	11.00	26.00	32.80	77.70	829.40
2004	25.60	203.40	145.10	50.50	28.30	3.10	6.60	6.20	21.10	70.30	85.30	92.80	738.30
2005	136.20	123.60	195.90	55.00	5.80	0.00	1.30	0.00	4.30	66.90	13.70	108.10	710.80
2006	184.10	306.00	612.80	118.70	19.70	34.20	3.60	9.90	27.20	5.40	124.40	172.40	1618.40
2007	246.10	101.60	367.50	170.20	58.40	0.00	5.80	15.00	5.90	124.20	100.50	67.60	1262.80
2008	188.40	338.10	230.50	104.30	15.20	26.00	0.00	0.50	12.30	108.30	50.60	44.10	1118.30
2009	264.00	319.90	369.30	134.10	31.90	13.30	21.30	0.00	8.30	91.00	93.00	119.10	1465.20
2010	120.00	249.20	282.50	108.80	29.90	11.10	12.30	0.00	26.30	9.30	30.70	65.80	945.90
2011	139.40	84.60	232.50	222.80	8.80	0.30	15.40	0.00	9.10	9.00	31.00	160.30	913.20
2012	250.20	262.40	337.00	174.40	53.00	3.30	0.00	8.50	8.60	76.60	103.40	124.60	1402.00
2013	93.30	280.90	439.80	115.20	65.90	8.40	4.50	3.80	2.20	118.60	3.00	177.00	1312.60
2014	244.50	126.00	274.70	64.90	80.20	1.50	2.10	0.00	36.90	39.40	40.50	121.50	1032.20
2015	219.50	127.40	370.90	122.20	94.50	0.10	0.20	1.00	4.10	48.50	66.80	121.70	1176.90
2016	82.90	268.40	167.30	278.33	9.67	18.29	0.20	0.00	1.10	62.80	10.00	69.20	968.19
<b>TOTAL</b>	<b>8357.27</b>	<b>10658.12</b>	<b>12880.22</b>	<b>6023.14</b>	<b>2114.80</b>	<b>642.24</b>	<b>364.15</b>	<b>404.96</b>	<b>1317.66</b>	<b>3613.60</b>	<b>3069.68</b>	<b>4660.63</b>	
<b>Promedio</b>	<b>163.87</b>	<b>208.98</b>	<b>252.55</b>	<b>118.10</b>	<b>41.47</b>	<b>12.59</b>	<b>7.14</b>	<b>7.94</b>	<b>25.84</b>	<b>70.85</b>	<b>60.19</b>	<b>91.38</b>	<b>1060.91</b>
D est.	101.25	123.93	153.80	83.43	41.88	17.05	15.90	12.08	26.06	53.73	42.74	57.53	
VARIANZA	10050.42	15056.99	23191.31	6824.63	1719.28	284.87	247.77	143.15	665.61	2830.61	1790.77	3244.51	

Tabla 65. Precipitación total mensual (mm). Estación San Benito.

ESTACION . SAN BENITO  
 CATEGORIA . C O  
 CUENCA . CHICAMA

DPTO. CAJAMARCA  
 PROV. CONTUMAZA  
 DIST . SAN BENITO

LAT. 7° 25' 42"  
 LONG. 78° 55' 36"  
 ALTI . 1330 m.s.n.m.

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL EN mm.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	29.31	96.04	332.15	112.29	13.44	7.40	4.88	7.77	10.04	15.20	13.06	48.95	690.53
1966	87.23	49.33	31.82	15.96	4.88	4.88	4.88	4.90	7.40	17.22	7.65	7.65	243.78
1967	137.86	322.48	59.22	10.72	19.14	4.88	10.80	5.88	7.91	15.49	4.97	8.70	608.06
1968	11.95	27.74	19.21	9.36	11.31	4.88	5.25	4.91	11.17	24.45	18.75	7.70	156.69
1969	20.42	74.39	72.75	39.76	9.56	5.51	4.88	5.41	6.01	16.11	19.99	39.25	314.02
1970	45.70	13.20	78.10	40.82	9.91	1.50	0.00	3.70	8.72	47.34	5.04	4.86	258.89
1971	19.52	53.21	248.31	22.52	1.11	11.90	0.00	1.32	4.64	8.04	0.65	31.33	402.55
1972	52.82	87.31	584.01	35.06	4.44	4.24	1.22	0.03	1.92	1.42	26.42	36.21	835.10
1973	181.00	51.02	117.82	78.47	11.44	2.60	1.15	1.14	10.24	5.33	5.74	16.52	482.47
1974	12.50	60.80	13.80	13.02	4.34	2.94	0.02	1.81	1.34	1.14	4.00	5.06	120.77
1975	32.73	132.83	117.95	39.93	2.75	11.21	3.52	9.60	8.74	25.94	8.62	4.51	398.33
1976	12.01	21.47	35.37	5.17	12.11	5.12	7.23	6.27	6.26	36.86	10.18	27.51	185.55
1977	96.62	147.07	197.86	26.53	5.15	5.17	5.15	13.53	5.12	13.71	16.57	26.78	559.27
1978	51.80	49.28	11.02	53.62	6.27	5.14	5.12	5.15	11.03	23.01	13.80	70.93	306.16
1979	51.90	390.37	202.42	20.76	26.63	5.12	6.66	7.92	14.34	16.57	21.04	12.80	776.54
1980	12.01	21.47	35.37	5.17	12.11	5.12	7.23	6.27	6.26	36.86	10.18	27.51	185.55
1981	65.53	101.66	138.03	15.33	0.02	0.03	0.02	6.02	0.00	6.15	8.20	15.51	356.50
1982	33.43	31.62	4.22	34.73	0.82	0.01	0.00	0.02	4.23	12.81	6.21	47.13	175.23
1984	33.50	275.90	141.30	11.20	15.40	0.00	1.10	2.00	6.60	8.20	11.40	5.50	512.10
1985	11.70	6.90	19.20	7.50	5.30	0.80	0.00	2.50	6.90	0.00	0.00	2.10	62.90
1986	72.20	32.10	23.60	89.10	2.90	0.00	0.00	2.00	2.80	3.40	0.00	15.30	243.40
1987	102.30	48.60	93.90	47.00	8.00	0.00	3.30	1.30	4.70	6.30	5.00	10.00	330.40
1988	101.90	68.90	10.10	42.40	0.00	0.00	0.00	5.30	2.60	3.50	0.00	4.00	238.70
1989	23.20	210.80	109.50	59.50	0.00	0.00	0.00	4.30	5.20	13.60	3.40	0.00	429.50
1990	13.00	16.70	45.50	7.00	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	10.70	0.00	6.00	103.00
1991	0.00	14.60	88.40	23.10	5.30	0.00	0.00	0.00	1.40	19.60	12.60	9.20	174.20
1992	32.60	17.80	92.60	170.30	20.50	10.80	0.00	2.40	9.90	8.70	0.00	8.30	373.90
1993	14.90	142.00	356.60	72.80	8.20	0.00	1.50	0.00	4.30	15.90	15.60	31.40	663.20
1994	50.80	77.80	170.00	56.90	2.70	2.50	0.00	0.00	7.50	0.00	14.50	49.10	431.80
1995	51.00	117.80	32.70	23.00	2.70	0.00	0.00	1.10	0.80	0.00	2.20	14.30	245.60
1996	54.80	98.10	166.10	12.30	2.10	0.00	0.50	1.00	2.50	5.50	0.00	3.70	346.60
1997	9.00	70.30	10.80	127.00	0.70	2.10	0.00	0.00	10.20	6.10	54.80	223.00	514.00
1998	681.40	671.50	723.80	105.10	12.70	1.80	0.00	0.00	4.40	5.20	2.20	10.40	2218.50
1999	49.90	287.20	50.90	31.70	13.70	5.90	4.30	0.00	9.00	2.00	4.40	25.70	484.70
2000	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60	211.20
2001	94.50	71.20	379.70	46.30	1.90	0.00	0.00	0.00	3.00	6.40	6.90	7.30	617.20
2002	2.20	196.50	184.80	87.10	0.30	0.00	0.00	0.00	0.40	11.80	31.90	13.00	528.00
2003	20.70	65.90	32.10	23.50	1.90	1.50	0.00	0.20	0.00	1.40	6.60	45.70	199.50
2004	8.30	101.60	22.00	15.70	7.10	0.20	0.30	0.00	7.50	9.60	1.40	8.80	182.50
2005	29.50	49.00	101.80	14.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	5.60	2.20	8.50	211.60
2006	65.00	144.40	235.80	40.50	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.20	33.60	533.50
2007	48.60	24.50	148.90	37.70	11.40	0.00	0.00	1.40	0.00	16.50	4.60	2.40	296.00
2008	125.60	222.30	203.90	88.20	0.00	1.10	0.00	0.00	1.90	14.00	14.90	0.50	672.40
2009	161.50	147.00	174.40	10.80	7.90	0.00	0.00	0.00	2.30	10.80	14.20	1.60	530.50
2010	34.40	167.40	66.50	67.20	3.20	0.00	0.00	0.00	3.80	4.80	3.20	13.80	364.30
2011	43.80	34.90	40.00	51.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	10.50	37.20	218.50
2012	54.40	117.70	182.80	43.10	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	23.50	11.10	26.10	465.40
2013	12.60	80.90	285.50	5.00	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	14.00	0.00	12.40	414.60
2014	31.82	15.01	133.79	33.58	18.40	0.00	1.65	2.56	5.11	14.43	9.84	49.48	315.66
2015	66.57	44.07	250.57	38.97	7.40	1.97	1.65	2.53	4.03	9.51	16.47	34.50	478.25
2016	47.02	96.44	81.24	56.50	4.26	3.13	1.65	2.53	4.03	5.60	4.31	10.37	317.09
<b>TOTAL</b>	<b>3120.64</b>	<b>5484.72</b>	<b>6975.82</b>	<b>2143.35</b>	<b>351.98</b>	<b>142.05</b>	<b>101.55</b>	<b>140.38</b>	<b>254.43</b>	<b>597.90</b>	<b>492.09</b>	<b>1179.77</b>	
<b>Promedio</b>	<b>61.19</b>	<b>107.54</b>	<b>136.78</b>	<b>42.03</b>	<b>6.90</b>	<b>2.79</b>	<b>1.99</b>	<b>2.75</b>	<b>4.99</b>	<b>11.72</b>	<b>9.65</b>	<b>23.13</b>	<b>411.46</b>
D est.	97.37	117.27	143.18	34.92	6.31	3.78	3.41	3.71	4.10	10.08	9.72	32.90	
VARIANZA	9295.13	13482.99	20099.10	1195.53	38.99	13.99	11.40	13.47	16.51	99.61	92.57	1061.02	

Tabla 66. Precipitación total mensual (mm). Estación Magdalena.

ESTACION : MAGDALENA  
 CATEGORIA : C O  
 CUENCA : JEQUETEPEQUE

DPTO: CAJAMARCA  
 PROV: CAJAMARCA  
 DIST : MAGDALENA

LAT : 7° 15' 12"  
 LONG: 78° 39' 09"  
 ALTI ; 1260 m.s.n.m.

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL En (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	59.30	73.10	86.20	53.70	11.10	0.20	0.00	10.50	10.80	48.00	22.90	21.60	397.40
1966	29.70	56.30	186.20	63.20	5.20	0.00	2.20	0.00	30.30	21.00	19.50	38.80	452.40
1967	59.40	38.20	36.40	37.40	8.00	0.00	0.00	0.00	7.30	36.00	13.00	4.50	240.20
1968	112.30	202.10	75.60	7.90	13.90	0.00	14.60	1.50	4.80	53.20	0.00	9.10	495.00
1969	13.10	33.40	29.30	11.00	10.10	0.00	2.20	0.00	11.80	33.70	12.10	30.20	186.90
1970	6.40	54.50	116.80	86.40	0.00	2.30	0.00	0.00	0.00	18.40	34.00	61.80	380.60
1971	34.40	26.20	46.60	62.70	33.40	10.70	0.00	1.50	9.40	81.90	11.00	27.90	345.70
1972	25.10	60.80	204.10	46.80	6.20	4.50	0.90	4.50	8.20	21.40	25.00	47.00	454.50
1973	40.60	51.70	109.80	27.50	10.80	0.40	0.20	0.00	7.40	15.80	26.50	33.20	323.90
1974	109.30	55.20	89.60	110.70	13.50	8.70	0.00	0.00	23.30	21.20	10.50	30.40	472.40
1975	46.50	82.10	36.30	28.50	0.00	4.87	0.00	0.00	15.10	17.20	19.80	11.00	261.37
1976	53.90	86.30	169.80	64.40	5.70	4.70	0.00	5.40	25.30	49.10	13.80	2.50	480.90
1977	76.00	47.10	61.70	22.00	14.80	6.60	0.00	0.00	0.00	9.20	18.40	45.70	301.50
1978	132.80	166.10	40.00	47.90	0.20	0.20	0.00	0.00	6.50	5.40	17.30	49.60	465.80
1979	8.10	104.88	71.59	22.91	48.87	8.10	8.10	8.10	23.94	8.69	18.95	21.30	353.52
1980	43.88	161.78	186.27	22.76	20.56	8.10	11.77	13.82	13.23	8.10	14.40	8.10	512.77
1981	16.60	21.88	114.12	28.63	17.92	11.62	8.10	8.10	8.10	102.39	42.41	74.53	454.40
1982	71.74	230.11	93.88	9.86	17.92	8.10	8.10	8.10	8.10	44.91	12.20	22.47	535.50
1984	14.30	291.60	33.00	63.90	100.80	0.00	0.00	8.50	9.10	31.41	31.66	32.77	617.04
1985	43.02	80.85	76.04	47.00	15.22	1.93	1.39	30.16	12.39	19.38	14.40	40.96	382.74
1986	87.37	63.43	114.61	63.79	8.20	1.93	0.56	10.90	7.93	21.25	34.13	61.26	475.35
1987	72.54	159.92	23.13	47.14	0.80	0.80	0.80	31.51	11.96	14.76	28.16	0.80	392.30
1988	165.50	71.98	98.50	194.81	0.80	1.92	0.80	0.80	9.17	38.76	49.37	51.05	683.46
1989	91.52	181.13	65.00	106.88	5.54	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	455.67
1990	37.09	49.93	83.71	30.39	19.22	9.17	0.80	0.80	0.80	13.08	33.74	28.16	306.88
1991	10.85	38.76	60.54	127.53	6.94	0.80	0.80	0.80	2.75	40.72	119.72	71.70	481.91
1992	45.50	27.30	72.90	34.20	25.90	6.20	0.00	0.00	8.50	21.50	1.50	1.90	245.40
1993	51.10	91.70	208.90	82.40	19.60	0.00	0.00	0.00	8.30	45.90	23.70	44.70	576.30
1994	61.10	104.90	129.00	53.30	5.70	0.00	0.00	0.00	7.10	2.70	18.70	50.60	433.10
1995	28.10	82.20	94.90	47.70	12.60	2.20	0.00	0.00	2.90	18.20	10.70	44.70	344.20
1996	65.30	103.40	123.20	61.40	1.60	3.70	0.00	0.50	6.30	17.30	8.80	0.00	391.50
1997	13.30	84.80	28.60	41.90	0.00	0.00	0.00	0.00	47.90	33.60	80.80	144.00	474.90
1998	125.40	192.70	243.10	65.00	13.60	0.00	0.00	0.00	7.40	19.20	10.30	6.50	683.20
1999	76.00	185.40	40.50	57.10	40.70	20.60	5.30	0.00	31.20	7.10	21.50	38.20	523.60
2000	32.60	112.50	141.00	66.00	60.90	4.80	0.00	2.20	7.00	8.20	36.30	128.20	599.70
2001	128.80	52.70	261.10	56.70	23.50	0.00	0.00	0.00	13.40	13.30	41.70	36.60	627.80
2002	27.80	77.40	155.50	47.40	0.00	3.70	0.00	0.00	7.90	40.90	74.10	65.80	500.50
2003	27.30	56.10	87.60	24.20	22.80	4.20	0.00	0.00	0.70	1.70	19.30	9.70	253.60
2004	7.10	71.70	57.80	37.50	12.20	0.00	2.70	0.60	2.90	22.50	16.50	32.90	264.40
2005	59.90	29.70	135.20	18.10	0.80	0.80	0.00	0.00	6.30	14.30	6.20	29.30	300.60
2006	83.90	111.60	228.40	66.40	0.00	8.60	0.00	4.90	8.10	0.00	22.40	79.10	613.40
2007	71.30	15.30	217.70	59.10	9.80	4.10	0.00	2.20	0.00	40.30	22.20	34.90	476.90
2008	96.00	146.50	116.60	38.80	9.80	1.70	0.90	0.00	13.60	22.70	48.50	0.00	495.10
2009	166.00	109.90	136.90	34.60	17.50	8.20	7.40	0.90	0.00	38.40	27.60	35.20	582.60
2010	28.00	117.00	122.30	47.20	8.90	0.30	0.00	0.00	2.30	8.00	18.80	25.10	377.90
2011	55.50	42.30	82.10	123.40	10.00	0.00	0.00	0.00	10.30	10.40	8.50	74.00	416.50
2012	93.90	174.60	141.90	64.80	10.40	0.70	0.00	0.00	0.60	43.00	47.70	45.40	623.00
2013	33.20	123.90	207.60	26.70	30.30	1.00	0.00	0.00	0.00	59.00	0.00	62.50	544.20
2014	35.00	61.60	126.60	31.20	21.70	3.10	0.00	0.30	5.40	45.70	26.30	72.00	428.90
2015	86.00	38.40	183.80	48.40	17.70	0.00	0.00	0.00	0.00	21.90	55.90	55.10	507.20
2016	33.20	67.40	132.30	54.10	1.00	4.90	0.00	0.00	0.80	10.40	1.60	23.20	328.90
<b>TOTAL</b>	<b>2992.41</b>	<b>4770.36</b>	<b>5784.30</b>	<b>2723.30</b>	<b>772.70</b>	<b>175.23</b>	<b>78.41</b>	<b>157.38</b>	<b>467.37</b>	<b>1341.94</b>	<b>1293.35</b>	<b>1966.78</b>	
<b>Promedio</b>	58.67	93.54	113.42	53.40	15.15	3.44	1.54	3.09	9.16	26.31	25.36	38.56	441.64
D est.	39.75	60.13	61.79	33.44	17.54	4.16	3.27	6.63	9.32	20.45	21.91	29.92	
VARIANZA	1548.77	3545.21	3742.63	1096.48	301.55	16.95	10.48	43.09	85.08	409.88	470.76	877.54	

Tabla 67. Precipitación total mensual (mm). Estación Chilete.

ESTACION : **CHILETE**

CATEGORIA : C O

CUENCA : JEQUETEPEQUE

DPTO: CAJAMARCA

PROV: CONTUMAZA

DIST : CHILETE

LAT : 7° 13' 11.1"

LONG; 78° 50' 16.72"

ALTI ; 854 m.s.n.m.

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL En (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	10.00	29.30	136.00	19.50	1.70	0.00	0.00	0.00	4.00	9.00	1.20	24.80	235.50
1966	30.40	13.50	43.30	20.12	2.26	0.00	0.00	0.02	2.11	20.04	2.81	0.82	135.38
1967	82.85	123.17	35.40	8.16	8.62	0.00	12.70	0.01	1.51	16.54	0.01	2.62	291.59
1968	3.61	5.32	7.32	0.04	15.43	0.00	0.02	0.03	0.06	12.52	1.66	6.44	52.45
1969	4.04	42.80	88.90	60.20	1.22	0.00	0.00	0.02	0.60	9.61	13.92	7.50	228.81
1970	24.50	3.80	30.10	23.14	11.83	3.81	0.01	2.20	5.90	48.80	11.60	10.90	176.59
1971	6.90	34.84	143.81	31.12	3.00	0.03	0.00	2.40	1.80	4.10	4.80	9.40	242.20
1972	28.10	39.20	87.20	10.20	3.24	0.00	0.80	0.00	2.20	7.80	12.20	18.20	209.14
1973	91.00	31.50	59.10	102.80	6.30	0.00	0.00	0.00	10.10	5.10	0.00	16.00	321.90
1974	28.90	44.40	23.00	14.60	0.00	0.00	0.00	0.80	4.40	6.20	12.00	10.40	144.70
1975	34.10	59.30	127.40	38.30	1.30	7.30	0.00	0.00	8.12	24.70	10.70	0.00	311.22
1976	54.10	57.20	12.60	19.60	5.20	4.00	0.00	0.00	0.02	1.60	0.00	17.30	171.62
1977	50.00	142.00	69.00	36.00	6.70	0.00	0.00	0.00	3.50	0.81	14.40	14.40	336.81
1978	0.30	51.50	40.80	5.10	8.00	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	12.92	124.62
1979	8.10	43.10	104.00	3.23	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	2.51	161.74
1980	2.00	6.10	36.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.01	20.90	0.00	26.80	92.53
1981	41.60	80.20	34.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.40	7.00	12.40	195.10
1982	20.50	0.00	10.10	31.70	2.70	0.00	0.00	0.00	8.64	14.20	16.90	39.20	143.94
1984	21.32	82.80	29.12	23.76	3.50	1.87	0.95	2.03	2.49	10.73	9.12	7.40	195.07
1985	0.60	18.80	0.90	5.40	10.70	0.00	0.00	7.20	8.00	2.20	0.30	12.10	66.20
1986	71.80	13.60	32.00	77.30	3.00	0.00	0.00	2.60	0.00	5.00	6.80	17.40	229.50
1987	45.00	62.80	12.60	26.90	0.00	0.90	5.60	12.10	1.60	0.00	11.90	0.00	179.40
1988	40.20	22.50	11.80	42.90	3.50	1.20	0.00	0.00	0.00	8.10	7.10	2.40	139.70
1989	41.10	85.60	42.90	44.00	12.00	0.00	0.00	0.00	7.90	25.40	4.30	0.00	263.20
1990	30.90	33.30	28.40	7.30	3.90	8.60	0.00	0.00	0.00	20.30	20.70	3.70	157.10
1991	0.00	32.30	57.50	29.60	4.40	0.00	0.00	0.00	0.00	14.90	25.60	18.30	182.60
1992	20.40	14.00	33.80	24.20	14.40	8.40	0.00	0.00	1.50	8.50	0.00	3.30	128.50
1993	24.90	78.70	131.40	44.30	6.20	0.00	0.00	0.00	5.20	21.70	9.20	30.80	352.40
1994	20.30	53.30	88.90	21.00	3.60	1.40	0.00	0.00	1.20	0.00	7.00	20.90	217.60
1995	28.90	89.80	34.40	15.80	6.80	0.00	0.50	0.00	0.00	2.90	2.20	30.70	212.00
1996	42.90	46.70	92.80	29.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	5.20	0.00	3.60	221.50
1997	0.00	50.20	18.40	6.20	0.00	0.00	0.00	0.00	13.80	12.00	34.10	59.70	194.40
1998	70.30	109.90	142.20	28.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	351.30
1999	29.70	147.70	9.50	17.40	23.60	8.30	0.00	0.00	4.60	0.00	3.20	13.80	257.80
2000	0.00	53.00	56.00	10.50	7.60	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	9.40	136.52
2001	34.60	30.20	146.90	12.70	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	0.00	4.20	5.70	241.80
2002	2.10	25.60	42.00	15.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.00	7.70	115.30
2003	5.50	9.60	16.30	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.40	42.20
2004	0.00	13.70	4.20	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	3.20	23.50
2005	23.40	10.30	63.40	11.40	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	3.90	3.70	5.40	125.20
2006	42.40	76.50	194.30	31.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.50	23.90	378.20
2007	31.10	16.70	76.50	31.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.60	10.90	4.90	186.20
2008	42.80	131.50	79.90	34.30	1.40	0.00	0.00	0.00	7.70	12.50	28.10	0.00	338.20
2009	86.50	80.50	48.40	8.70	14.20	0.00	0.00	0.00	0.00	8.70	4.00	0.00	251.00
2010	0.00	104.10	14.70	16.70	5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	13.40	0.00	156.70
2011	1.40	18.90	29.50	49.40	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	10.58	111.58
2012	31.10	79.30	102.00	22.80	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	16.90	6.50	2.30	267.60
2013	9.30	28.00	103.10	0.00	13.70	0.00	0.00	0.00	0.00	12.70	0.00	23.80	190.60
2014	19.10	10.80	41.90	17.10	26.00	0.40	0.00	0.20	2.70	12.20	7.71	19.32	157.43
2015	28.23	36.84	89.59	22.36	7.39	0.30	0.60	0.00	0.00	5.40	20.40	18.00	229.12
2016	15.90	34.20	37.50	23.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	111.30
<b>TOTAL</b>	<b>1382.75</b>	<b>2508.97</b>	<b>3001.54</b>	<b>1187.03</b>	<b>255.89</b>	<b>46.52</b>	<b>21.98</b>	<b>29.62</b>	<b>127.57</b>	<b>441.75</b>	<b>382.64</b>	<b>600.31</b>	
Promedio	27.11	49.20	58.85	23.28	5.02	0.91	0.43	0.58	2.50	8.66	7.50	11.77	195.81
D est.	23.65	37.71	45.54	19.62	6.04	2.29	1.93	2.02	3.38	9.42	8.25	11.74	
VARIANZA	548.30	1393.93	2032.95	377.52	35.79	5.15	3.65	3.98	11.21	87.00	66.81	135.17	

Tabla 68. Precipitación total mensual (mm). Estación Cascabamba.

ESTACION : **CASCABAMBA**  
 CATEGORIA : C O  
 CUENCA : CHICAMA

DPTO: CAJAMARCA  
 PROV: CONTUMAZA  
 DIST : CONTUMAZA

LAT : 7° 23' 0"  
 LONG; 78° 43' 6"  
 ALTI ; 3395 m.s.n.m.

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL En (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	37.19	323.84	282.14	155.23	55.56	5.50	2.92	0.32	16.05	59.28	62.63	125.85	1126.51
1966	331.84	206.08	82.63	149.60	36.71	5.50	2.29	0.32	62.85	121.05	24.51	33.71	1057.09
1967	416.63	488.72	211.41	140.06	85.97	5.50	2.29	0.32	3.13	86.31	18.28	30.64	1489.27
1968	43.52	159.24	168.07	142.96	35.53	5.50	2.76	0.32	45.10	127.85	58.74	63.50	853.09
1969	75.84	249.11	319.54	170.18	35.53	12.84	2.29	0.32	12.82	64.47	117.71	131.53	1192.18
1970	158.29	158.39	175.89	177.55	100.58	10.39	2.29	0.29	52.20	136.98	41.47	44.77	1059.07
1971	69.28	214.01	484.94	165.24	30.58	5.50	2.41	0.28	86.73	127.13	75.54	83.62	1345.28
1972	252.68	306.43	873.64	166.02	28.93	7.46	3.23	0.32	19.92	33.67	54.07	87.15	1833.52
1973	605.18	233.54	243.65	202.82	69.47	15.28	5.43	0.32	125.79	38.69	18.28	49.07	1607.52
1974	107.23	268.22	65.89	159.30	21.39	15.67	2.29	0.32	151.61	13.62	26.37	35.25	867.16
1975	76.54	260.57	138.49	140.93	21.39	13.52	2.29	0.03	61.24	200.18	18.28	30.64	964.10
1976	318.26	246.56	98.43	168.75	58.86	17.24	2.29	0.32	3.13	24.36	27.62	57.36	1023.19
1977	275.86	269.06	214.23	160.60	21.39	5.50	2.29	0.32	9.59	31.53	125.65	196.02	1312.05
1978	50.08	180.32	184.97	227.61	400.84	5.50	6.69	0.32	611.25	262.84	217.45	225.66	2373.53
1979	219.89	1112.58	305.30	238.96	120.38	5.50	8.57	0.00	309.78	13.62	52.52	90.53	2477.62
1980	424.83	264.82	150.07	143.01	106.71	5.50	2.29	0.32	3.13	971.49	467.97	108.65	2648.78
1981	208.88	366.58	220.33	148.60	21.39	5.50	2.29	0.30	3.13	84.34	43.33	61.66	1166.34
1982	124.56	176.93	32.09	167.58	33.88	5.50	2.29	0.32	31.54	45.31	50.34	218.91	889.24
1984	137.91	667.47	119.40	180.45	33.18	13.72	7.95	0.32	55.42	174.94	66.36	102.97	1560.09
1985	118.70	237.08	118.15	152.28	65.23	5.50	8.57	0.15	203.58	42.63	31.98	49.68	1033.53
1986	235.81	125.55	307.49	221.54	127.45	5.50	4.17	0.32	3.13	13.62	18.28	159.32	1222.20
1987	1065.42	510.09	449.73	145.52	21.39	5.50	7.95	0.30	27.99	16.49	64.65	30.18	2345.21
1988	202.55	213.30	92.17	177.33	56.51	5.50	2.29	0.32	9.27	45.85	68.70	32.18	905.97
1989	262.28	452.49	302.33	209.49	37.42	13.13	2.29	0.32	50.26	101.53	53.14	18.36	1503.03
1990	22.91	207.22	183.72	147.08	22.57	20.08	2.29	0.32	3.13	64.47	71.81	30.03	775.62
1991	26.89	233.96	298.10	193.28	83.14	5.50	2.29	0.32	7.98	75.93	94.22	61.05	1082.65
1992	125.50	167.73	324.23	221.41	95.39	13.91	2.29	0.32	72.21	19.35	23.88	18.36	1084.59
1993	136.97	558.92	570.22	201.47	67.35	5.50	2.29	0.31	109.65	112.99	64.81	64.88	1895.36
1994	274.23	270.48	321.42	161.56	73.48	5.50	2.60	0.32	21.86	13.62	60.30	63.66	1269.01
1995	263.92	241.89	194.98	164.68	34.35	7.75	3.86	0.32	3.13	41.73	73.99	108.65	1139.26
1996	227.38	335.72	355.06	167.49	35.06	13.42	2.29	0.32	22.18	54.98	19.22	22.20	1255.32
1997	31.57	351.29	127.54	193.07	54.39	12.74	2.29	0.32	96.42	41.73	152.41	454.47	1518.23
1998	889.99	849.34	712.46	201.99	74.42	15.58	2.29	0.31	19.27	39.76	30.11	45.69	2881.21
1999	179.83	526.93	302.01	178.11	217.01	29.17	8.10	0.32	137.73	38.87	48.00	81.93	1748.03
2000	71.86	413.28	624.83	186.04	174.58	13.13	2.38	0.29	79.96	25.62	72.28	139.36	1803.62
2001	465.35	323.55	742.66	207.02	77.72	14.01	2.29	0.32	61.56	48.89	83.17	84.39	2110.93
2002	58.27	367.14	327.68	252.66	69.47	14.40	2.51	0.32	18.31	73.42	143.85	83.93	1411.96
2003	196.00	237.08	153.36	162.38	64.52	11.86	2.29	0.32	7.01	17.02	32.60	140.90	1025.33
2004	22.44	249.53	208.91	168.71	70.41	5.50	3.26	0.32	37.35	63.22	47.54	74.71	951.90
2005	25.25	166.17	205.62	156.88	21.39	5.50	2.29	0.32	8.30	41.19	35.55	50.76	719.23
2006	200.21	377.62	662.23	166.06	29.88	19.78	2.29	0.32	30.89	13.62	66.36	128.15	1697.42
2007	213.80	161.36	428.45	184.18	101.29	5.50	2.29	0.30	3.13	111.38	63.87	52.60	1328.15
2008	213.33	593.31	360.38	223.01	26.34	10.29	2.29	0.27	32.51	90.43	94.06	22.35	1668.57
2009	505.40	360.07	437.68	170.35	92.80	8.34	3.92	0.32	21.21	129.10	92.35	47.84	1869.39
2010	75.84	347.75	283.24	172.87	81.73	10.20	2.29	0.32	35.74	33.67	44.42	70.57	1158.63
2011	177.02	144.23	196.70	213.13	32.47	6.09	2.38	0.32	29.93	18.10	33.38	80.24	933.99
2012	179.83	367.29	416.24	204.46	107.89	5.50	2.29	0.32	4.75	128.39	75.23	100.20	1592.40
2013	81.23	321.57	475.24	146.47	104.59	7.95	2.29	0.32	3.13	116.21	19.22	124.93	1403.14
2014	164.50	172.30	298.00	144.90	141.50	7.70	4.50	0.80	57.40	87.40	73.00	154.10	1306.10
2015	258.90	170.90	498.90	203.00	122.70	4.00	1.50	0.00	2.00	35.50	102.70	117.40	1517.50
2016	104.40	309.30	217.10	191.40	20.10	13.90	0.60	0.10	5.20	27.00	11.10	58.28	958.48
<b>TOTAL</b>	<b>11012.08</b>	<b>16516.93</b>	<b>15567.96</b>	<b>9095.30</b>	<b>3722.78</b>	<b>494.58</b>	<b>162.62</b>	<b>15.35</b>	<b>2890.58</b>	<b>4401.34</b>	<b>3533.29</b>	<b>4548.80</b>	
<b>Promedio</b>	215.92	323.86	305.25	178.34	73.00	9.70	3.19	0.30	56.68	86.30	69.28	89.19	1411.01
D est.	204.15	184.24	186.66	28.08	63.34	5.23	1.92	0.11	98.12	137.04	69.24	72.42	
VARIANZA	40861.62	33277.24	34159.27	773.14	3933.00	26.81	3.62	0.01	9438.74	18411.10	4699.82	5141.91	

Tabla 69. Caudales mensuales para períodos extendidos  
Series y coeficientes estadísticos para la regresión múltiple

Mes	Qt	Qt-1	P Et	(Qt)( Qt-1)	(Qt-1) (P Et)	(Qt)(P Et)	(Qt-1)(Qt-1)	(P Et)(P Et)
Enero	52.74	20.54	62.03	1083.61	1274.43	3271.74	422.09	3847.89
Febrero	117.70	52.74	129.31	6208.06	6820.41	15220.55	2781.86	16721.88
Marzo	132.48	117.70	148.73	15592.85	17505.99	19703.18	13854.02	22120.64
Abril	96.61	132.48	62.62	12798.30	8295.78	6049.71	17549.92	3921.39
Mayo	14.73	96.61	5.71	1422.81	551.54	84.08	9333.17	32.59
Junio	2.50	14.73	0.00	36.79	0.00	0.00	216.90	0.00
Julio	0.69	2.50	0.00	1.73	0.00	0.00	6.24	0.00
Agosto	0.19	0.69	0.00	0.13	0.00	0.00	0.48	0.00
Setiembre	2.76	0.19	2.71	0.53	0.52	7.49	0.04	7.34
Octubre	5.20	2.76	16.81	14.36	46.43	87.33	7.63	282.45
Noviembre	13.20	5.20	10.87	68.57	56.50	143.47	27.00	118.22
Diciembre	20.54	13.20	20.54	271.09	271.09	422.09	174.11	422.09
$\Sigma =$	459.34	459.34	459.34	37498.80	34822.70	44989.65	44373.46	47474.50
	$\Sigma Q_t$	$\Sigma Q_{t-1}$	$\Sigma P_{Et}$	$\Sigma(Q_t)( Q_{t-1})$	$\Sigma(Q_{t-1})( P_{Et})$	$\Sigma(Q_t)( P_{Et})$	$\Sigma(Q_{t-1})( Q_{t-1})$	$\Sigma(P_{Et})(P_{Et})$

Ecuaciones para estimar B1, B2 y B3

459.3360817  
35821.82759  
44989.4553

459.34  
37498.80  
44989.65

B1=

B2=

B3

-0.7696

0.2439

0.7762



Tabla 70. Cálculo de  $\hat{Q}_t$  mensual

Mes	Qt-1	P Et	$\hat{Q}_t$
Enero	20.54	62.03	52.39
Febrero	52.74	129.31	112.47
Marzo	117.70	148.73	143.38
Abril	132.48	62.62	80.15
Mayo	96.61	5.71	27.22
Junio	14.73	0.00	2.82
Julio	2.50	0.00	0.00
Agosto	0.69	0.00	0.00
Setiembre	0.19	2.71	1.38
Octubre	2.76	16.81	12.95
Noviembre	5.20	10.87	8.94
Diciembre	13.20	20.54	18.40

$$\hat{Q}_t = -0.7696 + 0.2439 Q_{t-1} + 0.7762 PE_t$$

Mes	Qt	$\hat{Q}_t$	$e = Q_t - \hat{Q}_t$	$e^2$	$Q_t^2$
Enero	52.74	52.39	0.353312171	0.12	2781.8615
Febrero	117.70	112.47	5.235768104	27.41	13854.0204
Marzo	132.48	143.38	-10.90639138	118.95	17549.91589
Abril	96.61	80.15	16.46062755	270.95	9333.172862
Mayo	14.73	27.22	-12.49695297	156.17	216.9018453
Junio	2.50	2.82	-0.324753706	0.11	6.23853018
Julio	0.69	0.00	0.69174521	0.48	0.478511435
Agosto	0.19	0.00	0.191580446	0.04	0.036703067
Setiembre	2.76	1.38	1.382372371	1.91	7.633065738
Octubre	5.20	12.95	-7.752991595	60.11	27.00178763
Noviembre	13.20	8.94	4.257597376	18.13	174.1084383
Diciembre	20.54	18.40	2.149287947	4.62	422.0935857
Media Qt=	38.278			659.00	44373.46311

$$S = \sqrt{\frac{\sum e^2}{n-3}}$$

$$S = 8.557$$

$$S_{Q_t}^2 = \frac{1}{n-1} \left[ \sum Q_t^2 - n(\overline{Q_t})^2 \right] = 2435.527$$

$$r = \left[ 1 - \frac{S^2}{S_{Q_t}^2} \right]^{1/2} = 0.9849$$

$$Q_t = -0.7696 + 0.2439 Q_{t-1} + 0.7762 PE_t + 1.48 z$$

PARAMETROS

$$\begin{aligned} S^2 &= 73.22229428 & S &= 8.557 \\ B1 &= -0.7696 \\ B2 &= 0.2439 \\ B3 &= 0.7762 \\ R^2 &= 0.969935755 & R &= 0.9849 \end{aligned}$$

ECUACION

$$Q_t = -0.7696 + 0.2439 Q_{t-1} + 0.7762 PE_t + 1.48 z$$

Número aleatorios para 12 meses (un año)  
Con media 0 y Distribución estándar 1

Mes	z
Enero	-0.357
Febrero	-0.525
Marzo	0.459
Abril	-0.308
Mayo	-2.054
Junio	0.280
Julio	0.072
Agosto	0.054
Setiembre	-0.381
Octubre	0.761
Noviembre	-0.749
Diciembre	0.808

Tabla 71. Caudales generados Qm (mm/mes) para un período extendido

Mes	z	Qt-1	P Et	Qm
Enero	-0.357	20.54	62.03	51.86
Febrero	-0.525	52.74	129.31	111.69
Marzo	0.459	117.70	148.73	144.06
Abril	-0.308	132.48	62.62	79.69
Mayo	-2.054	96.61	5.71	24.18
Junio	0.280	14.73	0.00	3.24
Julio	0.072	2.50	0.00	0.00
Agosto	0.054	0.69	0.00	0.00
Setiembre	-0.381	0.19	2.71	0.82
Octubre	0.761	2.76	16.81	14.08
Noviembre	-0.749	5.20	10.87	7.83
Diciembre	0.808	13.20	20.54	19.59

$$Q_t = -0.7696 + 0.2439 Q_{t-1} + 0.7762PE_t + 1.48z$$

Tabla 72. Número aleatorios con distribución Normal, con media 0 y desviación estándar 1 (z)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1965	-0.59638182	-2.287670213	2.341112122	0.38478106	1.355949735	0.85492957	-0.28729232	-0.0434261	-0.4993808	-1.739008439	-1.54083864	-0.524321422
1966	-0.45005777	0.245992169	0.035540779	0.637749054	-1.0351323	-1.10906285	0.27297119	-0.98071951	-0.48092033	0.377459628	-1.62201104	1.014311692
1967	-0.49220034	-0.597569851	-1.218513717	-0.08751158	-0.93000835	-1.05922254	-0.90968797	-3.05401045	2.06933692	0.10672693	-0.23331722	0.008606094
1968	0.28530053	-0.887353053	2.279375622	0.87404942	0.718634965	1.22659003	-0.45166644	0.569993972	0.08536063	-0.316115347	0.455227109	0.390058403
1969	0.11342195	0.146596904	-0.101188107	-0.33199854	2.163287718	-1.78449227	1.22659003	0.520901722	-0.05751986	-1.22659003	-1.5286696	1.18234766
1970	-0.87259195	-1.461107786	-0.901732164	0.085360625	-1.32385139	-1.34207767	-1.48695108	0.686809472	0.64592768	-0.182189979	0.235833113	-0.227581722
1971	0.1128069	-0.497041128	-0.734071364	-1.05440904	1.173316377	-0.85658485	-0.3900584	-1.14192062	1.85968929	0.701900262	-0.25183112	-1.535845513
1972	1.56225269	-0.426981615	0.532149897	0.089585228	1.873668225	-1.08614813	1.353269	-0.95096084	1.2491364	-2.119377314	1.237535798	0.435796892
1973	-0.71310069	-1.972211976	-1.233761395	-0.69613634	-2.0151856	0.2607635	-0.78772018	-0.02222464	-0.56478257	0.379102403	2.172928362	-0.766510766
1974	0.58291107	-0.716656814	-0.697989435	-0.57513034	-0.48952529	-0.49816663	1.71487955	1.344719749	-0.19355753	-1.467810762	-1.05387471	0.355696557
1975	-0.88429488	-0.221775736	0.689815352	-0.54612656	0.403299509	-1.2109922	-1.00412763	-1.26959321	0.18530159	-1.157177394	-0.13732461	-0.076150855
1976	-0.80367727	0.517137551	-1.030048224	-0.21738742	-1.02498916	0.40828354	0.18709216	-0.73697947	-0.14350462	0.214724878	-0.38519261	-0.266466031
1977	3.26399459	-0.875394335	-0.160684976	-0.7020958	0.531972546	0.47928893	-1.00818852	-0.13006911	-1.51962467	-0.284821908	-0.07546078	1.089051693
1978	1.18697699	-0.255860186	-1.212906682	0.492027539	0.800723683	0.18032324	0.76282049	0.221855316	-1.31835804	0.259576609	2.02996489	0.513643954
1979	0.99945282	0.005852598	0.730969987	-1.1950624	-0.08098596	-0.72957164	1.58306648	1.257189979	2.15542059	0.806851403	1.460216481	-1.78562459
1980	-1.39860731	0.044498165	1.672506187	0.14992338	-1.55708676	1.46961156	0.57287593	-1.03265165	-2.49907316	0.918516889	-0.95373025	-0.155882844
1981	-1.26805389	1.730736585	0.211751967	-0.23166649	-0.02926527	-1.20149252	0.14087732	-2.25343683	0.2004208	0.661747208	-1.19882088	-0.055222245
1982	-0.69127054	-1.411744961	0.192233074	-0.32440994	0.683423877	1.28533429	-0.51810048	1.5286696	1.23490736	0.924012511	-1.83154953	0.598026872
1984	-0.96220219	-0.507803861	1.519624675	-1.35748451	-0.0142677	-0.73838464	-1.96372639	0.041665089	-0.62235586	-0.582911071	-1.14412614	-0.257203965
1985	-0.69506541	1.53858764	-1.996313586	-0.87102535	-1.14383283	-0.35268272	1.63207005	0.182656095	-0.65680297	1.464900379	-1.37795269	0.178613391
1986	-0.46364448	0.588086095	-0.803572675	-0.7203198	-0.00279215	0.68758482	-0.91735046	1.050416358	1.36385552	-0.863783498	-0.38807798	-0.657373675
1987	1.01048045	-0.292238838	0.392122956	-0.68448799	0.161693379	1.54967438	-0.13369572	0.471836756	-0.70817578	0.472521151	0.844720489	-0.765176082
1988	0.74644731	0.613282509	-0.304956984	-0.49047458	-2.21270966	-0.01901071	0.21065716	-0.27805754	-0.7113249	1.076675744	-1.36211384	1.200862698
1989	-0.52809924	-0.315793613	-0.119583774	-2.3782377	-0.37787004	0.45556703	1.74739398	1.258199518	0.21081291	1.643479663	-0.49496521	-1.240009624
1990	0.87125045	0.659748594	-0.334910055	-1.78978553	-0.28609747	1.08808308	0.23276698	-0.68845793	-0.41577891	0.34609684	-0.51381789	-0.628494945
1991	-1.5355954	-0.28394652	-0.070705255	1.218513717	0.209952304	-0.45420961	-1.06432935	-0.0182456	0.57702664	0.4047115	-0.85868351	-0.221227765
1992	-1.45844297	-0.707489107	0.131381057	1.311277629	-0.60389311	-0.01227818	0.09173505	0.623749656	-0.40230475	1.358062036	-0.00707587	1.282719495

1993	0.33215997	1.282542144	-0.305037702	0.154566351	-0.92061782	-0.61476044	-0.26828957	0.402055775	2.00881004	-1.08215545	-0.1808678	-0.588904641
1994	1.82665644	0.092811661	-0.312820703	-0.46075002	-0.78886842	-0.06878736	-1.84691089	-0.1465969	-0.87449735	0.774434739	0.502502644	0.979234756
1995	0.00852992	-0.006004939	-1.033172339	1.381322363	-1.67405688	-1.52891516	-0.77991899	-0.348291	1.56693204	-1.148405318	-0.17597131	0.318528919
1996	-0.93142489	-0.738485824	-1.236878688	-0.33984861	-0.34171421	-0.92883056	-0.2199738	1.464227353	0.07323592	-0.467650807	0.1612284	-0.54018642
1997	-0.58463456	0.263217999	1.123037237	0.33159381	-0.36353072	0.25254167	0.60334173	1.273542694	1.26532314	-0.41136218	-0.66250891	0.262189133
1998	-0.45183697	-0.75852995	0.518100478	-0.93107019	-0.44980425	0.74574018	-0.55895953	-1.66757218	0.66098551	0.054455995	0.475602064	1.51142558
1999	1.10764859	0.974428076	0.43268642	-0.34406639	1.603202691	1.30911303	-0.63737389	2.178639988	-0.17201046	0.639156497	1.240832717	0.430839009
2000	0.68962095	-0.242996521	0.785739758	1.722246452	-1.23935024	-0.48788706	-0.74614491	1.272337613	-1.18342541	0.951563379	1.20464847	0.646587068
2001	0.92120217	2.075885277	0.777122295	0.247016487	0.973075203	0.13740191	-1.09307393	0.132615696	-1.05374284	-0.364511834	0.565858045	-0.610239113
2002	-0.20338803	1.461553438	0.87808985	0.325135261	-0.75863227	-0.07269932	0.17791308	-0.25831127	-1.32183231	-0.503978299	0.749280389	0.087127319
2003	0.91444235	0.280442691	0.631107469	-1.54410827	1.253151822	0.57992111	0.02903562	-1.17529908	-0.01411422	0.839595486	-2.07919584	-0.846907824
2004	1.41008968	-1.056143901	-0.608856681	-1.46758794	1.321466243	1.24381359	-0.36524852	-0.0429668	0.48599304	-0.168206498	-0.44346507	-1.227076609
2005	-0.70758688	-0.520813046	0.391710273	0.939480742	0.296392955	0.94987854	-0.29231842	0.871584689	0.67321707	-0.426143743	0.591910521	0.02122988
2006	0.40338364	-1.082705694	-1.365604021	-1.88484591	-0.14141847	-0.91316451	-0.27909095	1.483031156	-2.23539246	0.042966803	0.430168257	2.644592314
2007	1.17514446	-0.008988081	0.474060471	2.639571903	-2.20918082	1.12461976	0.58146043	2.011120159	-1.32311698	0.347233708	-0.96038093	-1.228538622
2008	-1.28341526	1.255166353	-1.33123649	0.285459691	0.370404223	-0.01342642	-0.21542974	0.886784619	1.52303073	0.653579946	1.289890861	1.009589141
2009	0.84144631	2.14920874	0.167276539	-1.86012585	0.387994987	-0.52783548	0.48220841	-0.0265095	0.94891902	-1.133446403	-1.59742285	1.755197445
2010	-0.84603244	-1.322382559	0.427148734	-0.16975946	-0.17705815	0.79735401	-0.17480602	0.158361217	1.02991635	0.988545708	-1.05427489	-0.157353952
2011	-0.57431862	-2.690212568	-0.472862212	0.529594217	0.830596036	0.22577638	-1.86315447	0.230644446	0.59537683	1.978132786	0.000497948	1.241496648
2012	1.32311698	0.064801498	-0.07223889	-0.33102879	0.117735226	0.40421355	-1.15687953	0.477316462	0.18001174	-0.343985675	0.332806849	-0.434620233
2013	1.45446393	1.960052032	-1.853686626	0.404461389	0.524585175	-0.26044745	0.20815378	-0.17550519	-0.06342134	0.474574335	-0.7667154	-1.540338417
2014	0.97037855	-1.068654001	-0.439332553	1.731077646	-0.22970198	0.94735924	-0.18896117	-1.52181201	-0.29559374	0.358223815	1.642006282	-1.208609319
2015	1.08078439	1.060161594	0.903917226	0.326748477	2.416127245	-0.37196173	1.07954975	-0.87887884	-0.54417342	-0.45675506	1.021890057	-2.069336915
2016	-1.99856004	0.571524197	-0.782617917	-0.2690831	-1.54663212	-0.64941787	-0.86056616	1.502139639	-0.93936251	-0.599217174	-0.16533704	-0.562629339