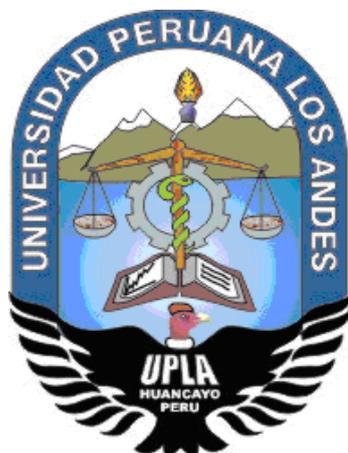


**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**EVALUACIÓN DE LA GENERACIÓN DE SEDIMENTOS DEBIDO A  
MÁXIMAS AVENIDAS PARA SU RETENCIÓN MEDIANTE PRESAS DE  
CONTROL**

**Línea de investigación de la Universidad:**

Salud y gestión de salud.

**Línea de investigación de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil:**

Hidráulica medio ambiente.

**PRESENTADO POR:**

**Bach. QUISPE RAMOS, LUZ AMANDA.**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

INGENIERA CIVIL

**HUANCAYO – PERÚ**

**2019**

Dr. Bullón Rosas, Juan José.

**Asesor**

### **Dedicatoria**

Antes que nada, a Dios por acompañarme en todo momento, a mis padres Silvestre y Teófila por ser pilar fundamental en mi formación como profesional. A mis hermanos Pablo, Ciro, José, Jorge y Luz Katherine por los ejemplos de perseverancia, constancia y ánimos que me transmiten día a día y que hacen posible el luchar por mi gran sueño.

Quispe Ramos, Luz Amanda.

## **Agradecimiento**

A mi querida Universidad Peruana Los Andes y a la facultad de Ingeniería Civil por brindarme la formación académica necesarias en mi tema de investigación.

A mi asesor Dr. Juan José Bullón Rosas que, debido a larga experiencia y sabiduría en el tema, me brindó la mejor orientación, gracias por ofrecer sus conocimientos.

A mis docentes, jurados y compañeros de la UPLA que me brindaron su apoyo, paciencia y consejos necesarios para la culminación de mi tema de investigación.

A mis grandes amigos, colegas y hermanos de la empresa LKS INGENIERÍA que gracias a ellos fue que desarrollé mi tema en el campo de la Hidrología e Hidráulica a sabiendas que me falta mucho por recorrer y aprender, gracias por sus ánimos, por sus palabras de aliento y sincera amistad.

Quispe Ramos, Luz Amanda.

## HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

---

Dr. Casio Aurelio Torres López.  
Presidente

---

Ing. Henry Pautrat Egoavil  
Jurado

---

Ing. Julio Fredy Porras Mayta  
Jurado

---

Ing. Justo Rodas Romero  
Jurado

---

Mg. Miguel Ángel Carlos Canales.  
Secretario docente

## ÍNDICE

<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>x</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>xiv</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>xvi</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>xvii</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>xviii</b>
<b>CAPÍTULO I</b>	<b>19</b>
<b>EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</b>	<b>19</b>
1.1. Planteamiento del problema	19
1.2. Formulación y sistematización del problema	20
1.2.1. Problema general	20
1.2.2. Problemas específicos	20
1.3. Justificación	21
1.3.1. Práctica o social	21
1.3.2. Metodológica	21
1.4. Delimitaciones	21
1.4.1. Delimitación espacial	21
1.4.2. Delimitación temporal	22
1.5. Limitaciones	23
1.5.1. Limitación espacial	23
1.5.2. Limitación económica	23
1.6. Objetivos	23
1.6.1. Objetivo general	23
1.6.2. Objetivos específicos	23
<b>CAPÍTULO II</b>	<b>24</b>
<b>MARCO TEÓRICO</b>	<b>24</b>
2.1. Antecedentes	24
2.1.1. Antecedentes nacionales	24
2.1.2. Antecedentes internacionales	26
2.2. Marco conceptual	28
2.2.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca	28
2.2.2. Parámetros hidrológicos	30
	vi

2.2.3. Tiempo de concentración	30
2.2.4. Uso de suelo	32
2.2.5. Máximas avenidas	34
2.2.6. Hietograma	36
2.2.7. Generación de sedimentos	37
2.2.8. Presas de control	45
2.3. Definición de términos	51
2.4. Hipótesis	52
2.4.1. Hipótesis general	52
2.4.2. Hipótesis específicas	52
2.5. Variables	53
2.5.1. Definición conceptual de la variable	53
2.5.2. Definición operacional de la variable	53
2.5.3. Operacionalización de las variables	54
<b>CAPITULO III</b>	<b>55</b>
<b>METODOLOGÍA</b>	<b>55</b>
3.1. Método de investigación	55
3.2. Tipo de investigación	55
3.3. Nivel de investigación	55
3.4. Diseño de investigación	56
3.5. Población y muestra	56
3.5.1. Población	56
3.5.2. Muestra	56
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	56
3.6.1. Entrevista no estructurada	56
3.6.2. Observación directa	56
3.6.3. Análisis de documentos	56
3.7. Procesamiento de la información	57
3.8. Procedimiento de la información	57
3.8.1. Delimitación de la microcuenca Santa Bárbara	57
3.8.2. Levantamiento topográfico	58
3.8.3. Estudio de mecánica de suelo	72

3.8.4. Cálculo del caudal de diseño	74
3.8.5. Estimación de la producción de sedimentos	83
3.8.6. Diseño de presa de control	83
3.8.7. Costo de inversión	91
3.9. Técnicas y análisis de datos	91
<b>CAPÍTULO IV</b>	<b>92</b>
<b>RESULTADOS</b>	<b>92</b>
4.1. Máximas avenidas para diferentes periodos de retorno	92
4.1.1. Análisis de datos pluviométricos	92
4.1.2. Cálculo de las máximas avenidas	99
4.2. Generación de sedimentos debido a máximas avenidas	104
4.3. Cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control	107
4.3.1. Diseño de presa de control	107
4.3.2. Cantidad de retención de sedimentos	113
4.4. Costo de las presas de control de sedimentos	115
4.4.1. Metrado	115
4.4.2. Costo	115
4.4.3. Análisis del costo efectividad	116
<b>CAPÍTULO V</b>	<b>120</b>
<b>DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>120</b>
5.1. Máximas avenidas para diferentes periodos retorno	120
5.2. Generación de sedimentos debido a las máximas avenidas	121
5.3. Cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control	122
5.4. Estimación del costo de la presa de control	123
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>124</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>126</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>127</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>130</b>
<b>ANEXO N° 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA</b>	<b>131</b>
<b>ANEXO N° 02: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS-ESTACIÓN ASCENSIÓN</b>	<b>133</b>
<b>ANEXO N° 03: CERTIFICADO DE ENSAYOS</b>	<b>136</b>

<b>ANEXO N° 04: PANEL FOTOGRÁFICO</b>	<b>137</b>
<b>ANEXO N° 05: PLANOS</b>	<b>144</b>
<b>ANEXO N° 06: OTROS DOCUMENTOS DE IMPORTANCIA</b>	<b>145</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cuencas según su área geográfica.	28
Tabla 2. Ecuación para el cálculo del tiempo de concentración.	31
Tabla 3. Clasificación del terreno de acuerdo a la pendiente.	32
Tabla 4. Cálculo del CN para un tipo de suelo compuesto.	32
Tabla 5. Condición hidrológica	33
Tabla 6. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra.	33
Tabla 7. Distribuciones de probabilidad usados en la hidrología.	36
Tabla 8. Agentes, tipos de erosión y proceso erosivos.	39
Tabla 9. Clasificación de tamaños de partículas.	40
Tabla 10. Rangos de la constante Z del método de Djorovic.	41
Tabla 11, Valores de la constante C.	43
Tabla 12. Valores de las constantes según cobertura vegetal.	44
Tabla 13. Valores de coeficiente de contracción.	51
Tabla 14. Valores de coeficiente de concentración.	51
Tabla 15. Operacionalización de la variable: Máxima avenida.	54
Tabla 16. Operacionalización de la variable: Retención de sedimentos.	54
Tabla 17. Parámetros de diseño para la presa de control CA-01	73
Tabla 18. Parámetros de diseño para la presa de control CA-02	74
Tabla 19. Precipitaciones máximas de la estación Asunción.	74
Tabla 20. Cálculo de las variables probabilísticas del método de Gumbel.	75
Tabla 21. Cálculo de probabilidad de ocurrencia - precipitaciones máximas.	76
Tabla 22. Factores de corrección - precipitaciones máximas en horas.	76
Tabla 23. Precipitación máxima por tiempos de duración.	76

Tabla 24. Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno.	77
Tabla 25. Cálculo de constantes d y n para un periodo de 100 años.	78
Tabla 26. Cálculo de las constantes K y m para un periodo de 100 años.	78
Tabla 27. Cuadro de la intensidad - duración y frecuencia.	79
Tabla 28. Análisis de presa vacía de las zonas I y II.	84
Tabla 29. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en las zonas I y II.	84
Tabla 30. Análisis de presa llena de las zonas I y II.	85
Tabla 31. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en las zonas I y II.	85
Tabla 32. Cálculo fuerzas actuantes en la zona III a presa vacía.	86
Tabla 33. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en las zonas III.	86
Tabla 34. Cálculo fuerzas actuantes en la zona III a presa llena.	86
Tabla 35. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en las zonas III.	86
Tabla 36. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-1 a presa llena.	87
Tabla 37. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en la zona IV-1.	88
Tabla 38. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-1 a presa vacía.	88
Tabla 39. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en la zona IV-1.	88
Tabla 40. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-2 a presa llena.	88
Tabla 41. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en la zona IV-2.	89
Tabla 42. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-2 a presa vacía.	89
Tabla 43. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en la zona IV-2.	90
Tabla 44. Parámetros de cálculo en la presa llena de sedimentos.	90
Tabla 45. Cálculo de variables probabilísticas para el método de Gumbel.	92
Tabla 46. Precipitaciones máximas probables para distintas frecuencias.	93
Tabla 47. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración	93

Tabla 48. Intensidades de lluvia - Duración de precipitación y frecuencia.	93
Tabla 49. Tabla de intensidades.	94
Tabla 50. Tabla de distribución de la precipitación T = 05 años.	95
Tabla 51. Tabla de distribución de la precipitación T = 5 años.	95
Tabla 52. Tabla de distribución de la precipitación T = 10 años.	96
Tabla 53. Tabla de distribución de la precipitación T = 25 años.	97
Tabla 54. Tabla de distribución de la precipitación T = 50 años.	97
Tabla 55. Tabla de distribución de la precipitación T =100 años.	98
Tabla 56. Parámetros considerados para e modelamiento.	99
Tabla 57. Escorrentía generada por tormenta en un periodo T= 5 años.	100
Tabla 58. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 10 años.	101
Tabla 59. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 25 años.	101
Tabla 60. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 50 años.	102
Tabla 61. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 100 años.	102
Tabla 62. Caudales de diseño par diferentes periodos de retorno	103
Tabla 63. Cantidad de sedimentos producido por el método Djorovic.	104
Tabla 64. Cantidad de sedimentos producido por la ecuación universal.	105
Tabla 65. Promedio ponderado del volumen de sedimentos producidos.	105
Tabla 66. Cantidad de sedimentos producido por el método Fleming, para un caudal de 3.2m <sup>3</sup> /s y un periodo de retorno de 100 años.	106
Tabla 67. Volumen de sedimentos para diferentes periodos y caudales.	106
Tabla 68. Parámetros de diseño para la presa de control.	107
Tabla 69. Resultados del análisis de estabilidad para la zona I y II.	108

Tabla 70. Análisis de estabilidad de la zona III.	108
Tabla 71. Análisis de estabilidad de la zona IV-1.	109
Tabla 72. Análisis de estabilidad de la zona IV-2.	109
Tabla 73. Fuerzas y momentos actuantes en la presa de control.	110
Tabla 74. Verificación del deslizamiento y volteo en la presa de control.	110
Tabla 75. Valores de parámetros de aliviadero.	112
Tabla 76. Valores de las coordenadas del punto A y B.	112
Tabla 77. Coordenadas del perfil del aliviadero.	112
Tabla 78. Análisis del caudal a diferentes alturas de carga en el aliviadero.	112
Tabla 79. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+070.	113
Tabla 80. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+080.	114
Tabla 81. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+100.	114
Tabla 82. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+120.	114
Tabla 83. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+170.	114
Tabla 84. Análisis Metrado de presas de control	115
Tabla 85. Valor de costo directo de presas de control.	116
Tabla 86. Cantidad de viviendas en peligro a inundación y a deslizamiento.	116
Tabla 87. Costo de rehabilitación por ocurrencia de inundaciones o deslizamientos.	117
Tabla 88. Periodo de limpieza.	117
Tabla 89. Costo por mantenimiento.	118
Tabla 90. Costo efectividad del proyecto.	119

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de la zona de estudio -Quebrada Santa Bárbara.	22
Figura 2. Divisoria de aguas.	28
Figura 3. Forma de la quebrada Santa Bárbara-Huancavelica	29
Figura 4. Imagen de las máximas avenidas.	34
Figura 5. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.	35
Figura 6. Representación de un Hietograma.	37
Figura 7. Conjunto de sedimentos.	38
Figura 8. Erosión como resultado de las gotas de lluvia Gracia (1997).	39
Figura 9. Ejemplo de flujos de lodo.	44
Figura 10. Ejemplo de flujo detrítico (Correo-Huancavelica-2011).	45
Figura 11. Características de una presa de control.	46
Figura 12. Esquema de análisis de presas de retención.	48
Figura 13. Esquema de análisis de vertedero.	50
Figura 14. Zona de estudio: quebrada Santa Bárbara.	59
Figura 15. Zona de estudio-quebrada Santa Bárbara.	72
Figura 16. Gráfico de las curvas intensidad – duración y frecuencia.	79
Figura 17. Esquema del modelo Hec-Hms.	80
Figura 18. Visualización de resultados del modelo Hec-Hms.	80
Figura 19. Sección de la geometría de la zona de estudio.	81
Figura 20. Inserción del caudal máximo en el modelo Hec-Hms.	82
Figura 21. Visualización de resultados modelo Hec-Ras.	82
Figura 22. Esquema de análisis para las zonas I y II de la presa de control.	83
Figura 23. Esquema de análisis para la zona III de la presa de control.	85

Figura 24. Esquema de análisis para la zona IV-1 de la presa de control.	87
Figura 25. Gráfico de intensidad - duración y frecuencia.	94
Figura 26. Hietograma para un T= 5 años	95
Figura 27. Hietograma para un T= 10 años	96
Figura 28. Hietograma para un T= 25 años	97
Figura 29. Hietograma para un T= 50 años	98
Figura 30. Hietograma para un T= 100 años	99
Figura 31. Esquema del modelo Hec – Hms	100
Figura 32. Caudales para diferentes periodos de retorno.	103
Figura 33. Visualización del modelo Hec – Ras.	104
Figura 34. Proyección de la cantidad de sedimentos en la zona de estudios.	106
Figura 35. Zonas de análisis de estabilidad de la presa de control.	107
Figura 36. Análisis de estabilidad de presa llena de sedimentos.	110
Figura 37. Dimensiones finales de la presa de control	111
Figura 38. Esquema de datos necesarios para el diseño.	111
Figura 39. Esquema final de aliviadero	113

## RESUMEN

Esta investigación respondió al problema general: ¿Cuál es la evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control?, el objetivo general fué realizar la evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control y la hipótesis general que se contrastará es: La evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control depende de las máximas avenidas.

El método general de investigación es científico, el tipo de investigación es aplicada, el nivel es nivel descriptivo - explicativo y el diseño no experimental de corte transeccional. La población corresponde a las 84 microcuencas del río Ichu, el tipo de muestro es no probabilístico o dirigido y comprende la microcuenca que alberga la quebrada Santa Bárbara, ubicada en el distrito, provincia y región Huancavelica.

Como conclusión se obtuvo que para un periodo de retorno de 100 años la máxima avenida será  $3.2 \text{ m}^3/\text{s}$  generando  $117.32 \text{ m}^3$  de sedimentos, para lo cual es necesario el diseño de presas de control con una altura de 4.90 m.

**Palabras clave:** Sedimentos, máxima avenida y presa de control.

## **ABSTRACT**

This investigation responded to the general problem: What is the evaluation of the generation of sediments due to maximum avenues for their retention by means of control dams ?, the general objective was to make the evaluation of the generation of sediments due to maximum avenues for their retention through control dams and the general hypothesis that will be tested is: The evaluation of the generation of sediments due to maximum avenues for their retention by control dams depends on the maximum avenues.

The general research method is scientific, the type of research is applied, the level is descriptive level - explanatory and the non-experimental design is transeccional. The population corresponds to the 84 micro-basins of the Ichu River, the type of sample is not probabilistic or directed and includes the micro-basin that houses the Santa Bárbara creek, located in the district, province and Huancavelica region.

As a conclusion it was obtained that for a return period of 100 years the maximum avenue will be 3.2 m<sup>3</sup> / s, generating 117.32 m<sup>3</sup> of sediments, for which the design of control dams with a height of 4.90 m is necessary.

Keywords: Sediments, maximum avenue and control dam.

## INTRODUCCIÓN

La tesis titulada: “Evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control”, tiene como objetivo realizar la evaluación la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control, para lo cual se determinó las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno y se realizaron el levantamiento topográfico de la zona, estudio de mecánica de suelos, diseño estructural y la estimación del costo. Para esto se ha considerado los siguientes capítulos:

Capítulo I: trata sobre el problema de investigación, el planteamiento del problema, la formulación y sistematización del problema, justificación, delimitaciones, limitaciones y los objetivos.

Capítulo II: muestra el marco teórico, los antecedentes de la investigación, marco conceptual, definición de términos, hipótesis y variables.

Capítulo III: da a conocer la metodología utilizada en la tesis, en la cual se explica el método, tipo, nivel y diseño de investigación, la población y muestra, la técnica e instrumentos de recolección de información, el procesamiento de la información, técnicas y análisis de datos.

Capítulo IV: trata sobre los resultados obtenidos en base a los objetivos.

Capítulo V: explica la discusión de resultados obtenido,

Finalmente se tiene las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

Bach. Quispe Ramos, Luz Amanda.

# **CAPÍTULO I**

## **EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1. Planteamiento del problema**

El incremento poblacional ha hecho que las zonas urbanas se desplacen a quebradas cercanas a las laderas de los cerros, las viviendas sobre terrenos inclinados están propensas a sufrir daños a causa de fenómenos naturales que ocurren periódicamente tales como inundaciones, deslizamientos entre otros; la mayoría de estas zonas no cuentan con medidas que mitiguen dichos fenómenos.

Esta problemática se muestra a nivel de Sudamérica, tal es el caso de Chile en el año 2017, la Villa Santa Lucía fue afectada por un aluvión a causa del desprendimiento de un glaciar quitando la vida a 26 personas y afectando estructuralmente a 20 viviendas y dejándolas sin conexión eléctrica, ni agua potable (Onemi, 2017).

En el Perú el 2017, el fenómeno de El Niño costero trajo consigo fuertes lluvias causando desbordes, inundaciones y deslizamientos, afectando viviendas y áreas de cultivos en las regiones de Lambayeque, Tumbes y Piura, siendo esta

última la más perjudicada con 211 000 personas y 41 000 viviendas afectadas y 06 fallecidos (OMS, 2017), repitiéndose la tragedia suscitada en el año 1987 en los distritos de Lurigancho - Chosica de la provincia de Lima (Abad, 2009).

La provincia Huancavelica, el año 2011 fue declarado en estado de emergencia a consecuencia de las fuertes lluvias, trayendo consigo un aluvión, provocando el incremento, desbordes de los ríos y deslizamiento de los cerros (INDECI, 2017).

Este fenómeno también se presenta frecuentemente en la zona del Cerro Santa Bárbara en la ciudad de Huancavelica, siendo el año 2010 uno de los más trágicos, pues ocasionó deslizamiento de lodo y piedras, dejando un muerto y graves daños de materiales, estas por ser sectores vulnerables a la inundación y erosión del suelo, inestables producto del fuerte caudal del río Ichu (RPP, 2010), en tal sentido es necesario controlar el arrastre de sedimentos producidos por aluviones con estructuras tales como presas de control, a fin de disminuir la vulnerabilidad de zonas aledañas a la ladera del cerro.

## **1.2. Formulación y sistematización del problema**

### **1.2.1. Problema general**

¿Cuál es la evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control?

### **1.2.2. Problemas específicos**

- a) ¿Cuáles son las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno?
- b) ¿Cuánto es la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para diferentes periodos de retorno?

- c) ¿Cuál es la cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control?
- d) ¿Cuánto es el costo de las presas de control de sedimentos?

### **1.3. Justificación**

#### **1.3.1. Práctica o social**

La investigación de justificación se da en la parte social debido a que con el estudio se pretende dar un aporte para solucionar problemas que afectan a la sociedad en nuestro caso a la comunidad de Santa Bárbara. Con los resultados obtenidos se busca asentar los parámetros para los diseños hidrológicos, hidráulicos y estructurales de presas de control.

#### **1.3.2. Metodológica**

Esta investigación propone métodos para recolectar datos, procesarlos, y concluir usando tecnologías propias del investigador que pueden servir de base para otras investigaciones similares.

### **1.4. Delimitaciones**

#### **1.4.1. Delimitación espacial**

La tesis está delimitada espacialmente para:

Región : Huancavelica

Provincia : Huancavelica

Distrito : Huancavelica

Centro poblado : Comunidad Santa Bárbara

Quebrada : Santa Bárbara



Figura 1. Ubicación de la zona de estudio -Quebrada Santa Bárbara.

#### 1.4.2. Delimitación temporal

La presente investigación se realizó en el año 2018 entre los meses de marzo a julio.

## **1.5. Limitaciones**

### **1.5.1. Limitación espacial**

Las zonas de altas pendientes no fueron tan accesibles para realizar mi levantamiento topográfico y excavación de calicatas en un tiempo determinado,

### **1.5.2. Limitación económica**

- Por falta de recursos económicos solo se realizó dos calicatas en la zona de estudio.
- El elevado costo de los softwares de simulación de transporte de sedimentos, no permitió su utilización.

## **1.6. Objetivos**

### **1.6.1. Objetivo general**

Realizar la evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

- a) Evaluar las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno.
- b) Cuantificar la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para diferentes periodos de retorno.
- c) Determinar la cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control.
- d) Cuantificar el costo de las presas de control de sedimentos.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes**

##### **2.1.1. Antecedentes nacionales**

Garcia (2016) en su investigación “Alternativas para la estabilización de la quebrada Cantuta II con fines de mitigación de Huaycos” planteó alternativas para la estabilización de la quebrada Cantuta II con fines de mitigación de huaycos en las instalaciones de la Universidad Nacional de Educación Enrique Guzmán y Valle, para tal caso se inició la investigación con la obtención y extrapolación con datos topográficos, geológicos, estudio de suelos, hidrológica e hidráulica de flujo de escombros que se emplea para evaluar el tipo de flujos que transporta los huaycos. Como resultado obtuvo que en la quebrada Cantuta II para un periodo de retorno de 200 años existirá una intensidad de 2.29 mm/hr y un caudal de 0.2 m<sup>3</sup>/s, llegando a la conclusión que la mejor alternativa para estabilizar la quebrada es sistema mixto conformado por: zanjas de drenaje, cama de gravas y diques de piedra ubicados en la parte alta, media y baja de la quebrada.

Gami3n (2014) en su investigaci3n “Modelo de flujo de escombros y lodo aplicando el programa FLO-2D, caso sub cuenca del r3o Shullcas”, defini3 zonas de riesgo de flujos hiperconcentrados generados por par3metros geomorfol3gicos e hidr3ulicos para dar a conocer 3reas vulnerables de inundaci3n con la aplicaci3n del modelo FLO-2D en la sub cuenca del r3o Shullcas, realizando la caracterizaci3n de la zona de estudio tanto hidrol3gica como topogr3fica, adem3s determin3 caudales de m3xima avenida para un periodo de retorno de 100 a3os. Como resultado obtuvo que para un caudal m3ximo de 38.97 m<sup>3</sup>/s se produce un volumen de 2.5 millones de metros c3bicos de los cuales 1,46 millones de metros c3bicos son sedimentos mientras que para una avenida de 54.07 m<sup>3</sup>/s se produce un volumen de 3.23 millones de metros c3bicos siendo 1.89 m<sup>3</sup> millones de metros c3bicos sedimentos. Como conclusi3n obtuvo que la zona m3s vulnerable se encuentra en las progresivas 0+080 hasta 0+270 y 0+600 hasta 0+800 expresadas en su investigaci3n.

Silva (2001) en su informe de suficiencia “Estudios de control de protecci3n de flujos de lodo en las microcuencas de Quirio y Pedregal-Chosica” realiz3 los dise3os estructurales e hidr3ulicos de presa de control y protecci3n de flujo de lodos, siendo parte del equipo t3cnico que elabor3 el plan de manejo y estudio de factibilidad del programa ambiental de la cuenca del r3o R3mac; para tal fin hizo uso de herramientas como las im3genes satelitales de teledetecci3n y el software GAWAC BR2.0 para el dise3o de peque3as presas de enrocado, adem3s de recopilar informaci3n hidrogeomorfol3gica de la zona de estudio. Como conclusi3n obtuvo que el sistema de peque3as presas es una alternativa

adecuada para zonas que económicamente no puedan asumir los costos de construcción de defensas frente a aluviones.

### **2.1.2. Antecedentes internacionales**

Montserrat (2005) en su investigación “Estudio experimental de obras de protección contra aluviones en la ciudad de Chile” desarrolló un estudio experimental sobre la dinámica de flujos detríticos y su interacción con distintos obstáculos interpuestos al paso del flujo que simulan obras de protección; además de cuantificar los principales procesos físicos que controlan el movimiento del flujo en aluviones; para tal fin, instaló un canal de alta pendiente de 20 cm de ancho por 6,5 m de largo que facilitó su estudio. Como resultado obtuvo que los flujos detríticos se sitúan en el régimen de transición macroviscoso-inercial o en el inercial, según la clasificación de Bagnold, y como conclusión obtuvo que las barreras en el flujo detrítico resultan efectivas para la mitigación del riesgo aluvional, además que las impermeables pueden actuar como importantes trampas de sedimento en pendientes no muy pronunciadas, mientras que las barreras permeables son capaces de retener, temporalmente, considerables volúmenes de sedimento, retardando así el caudal máximo de descarga de sedimentos.

Franchi y De Barros (2007) en su investigación “Evaluación cualitativa del comportamiento hidráulico de presas de control o retención de sedimentos, abiertas y cerradas, a través de la realización de modelaje físico”, proponen evaluar, el comportamiento de presas abiertas y cerradas para el control de sedimentos, mediante un modelaje físico. Este estudio se realizó en un canal experimental de 8m de largo y 30cm de ancho, donde se ensayaron tres tipos de

presas cerradas, con ventanas y con ranura central, comparando sus cualidades: vacías, colmatadas y establecer las condiciones de su efectividad en la detención de lodos con base en dichas variables. Como resultado se obtuvo que, tanto en presas vacías como colmatadas, se forma un resalto hidráulico producto del choque del lodo con la misma, que disipa una parte de la energía del flujo, además concluye que las presas cerradas no son eficientes, sino que se deben colocar en sitios donde se necesite reducir la pendiente del cauce y realizar mantenimiento para que resulten más efectivos, mientras que en presas abiertas la que mejor comportamiento tiene es la presa de ventana.

Aguilar (2006) en su tema de investigación “Análisis de obras transversales no tradicionales para el control de aluviones en la quebrada Mackay del cerro divisadero, Coyhaique, XI región” diseñó un nuevo sistema de control aluvional, con diques que cumplan la finalidad de retener los sólidos acarreados, además estableció desde el punto de vista técnico, ambiental y económico la alternativa óptima entre dos métodos no tradicionales como lo son los diques de mampostería en trozas y los muros de viguetas prefabricadas. Como parte de su estudio definió los criterios hidráulicos y estructurales para el diseño de obras transversales, teniendo en cuenta los esfuerzos a que son sometidas por los flujos de tipo aluvional. Como conclusión obtuvo que las tres alternativas de obras transversales cumplen con los requerimientos de estabilidad, pero su factibilidad técnica queda condicionada por la vida útil de los materiales en la que resalta el costo de la obra de mampostería gavionada siendo esta la más económica.

## 2.2. Marco conceptual

### 2.2.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca

#### Área de la cuenca (A)

Es la cantidad de unidades de área plana que representa el tamaño de la cuenca, se da desde el límite entre dos cuencas hasta el punto de desembocadura. Se puede inferir que en una misma región geográfica una cuenca de mayor área genera mayor escorrentía (Apacclla, 2010).

Tabla 1. Cuencas según su área geográfica.

Área de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Descripción
<25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia - Pequeña
500 a 2500	Intermedia - Grande
2500 a 5000	Grande
>5000	Muy grande

Fuente: Apacclla (2010).

#### Perímetro de la cuenca

Según Córdova (2015) es la longitud de la línea divisoria de aguas y conforma el contorno del área de la cuenca. Se puede diferenciar la forma de la cuenca, si es alargada o redondeada. La divisoria de agua es una línea imaginaria que delimita la cuenca hidrográfica, dónde marca el límite entre las cuencas vecinas.



Figura 2. Divisoria de aguas.

Fuente: Casa verde (2011).

### Factor de Forma (F)

Definido por Horton que expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud.

$$F = \frac{\text{ancho}}{\text{longitud}} = \frac{B}{L}$$

Dónde:

B : Ancho promedio de la cuenca (km<sup>2</sup>).

L : Longitud de la cuenca, que se define como la distancia entre la salida y el punto más alejado de la cuenca.

La forma de la cuenca es importante debido a que influye en el valor del tiempo de concentración, definido como el tiempo que tarda el agua, desde los límites de la cuenca, para llegar a la salida de la misma (Apaclla, 2010).

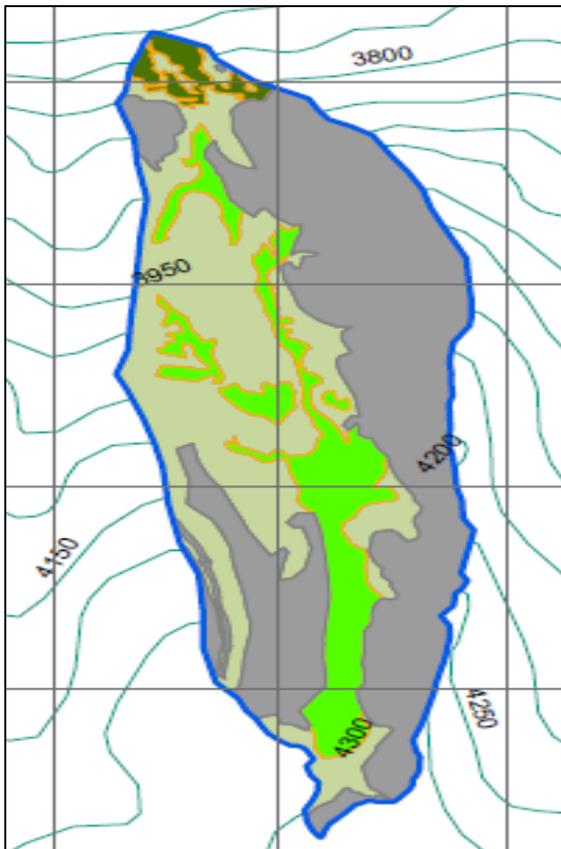


Figura 3. Forma de la quebrada Santa Bárbara-Huancavelica

Siendo una cuenca joven en la zona de estudio esta posee una forma alargada y presenta menor tiempo de concentración por ende tiene mayor rapidez para la concentración de los flujos de aguas superficiales, generando mayor violencia en sus crecidas.

### **2.2.2. Parámetros hidrológicos**

#### **Precipitación máxima en 24 horas**

Son datos que serán proporcionadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), estas son por las crecidas que pueden generar en los cursos hídricos que alimentan a las aguas derivadas de los escurrimientos (Seegerer y Villodas, 2006).

#### **2.2.3. Tiempo de concentración**

Consiste en la duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto más alejado de la cuenca llegue al punto de salida o desembocadura.

El tiempo de concentración depende de muchos factores, como la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración). Otro de los factores es la pendiente, mientras mayor sea producirá flujos rápidos y en menor tiempo de concentración, también está el área, las características del suelo, la cobertura vegetal etc. (Chow, 1994).

Ejemplo:

Al terminar la lluvia, se empieza a generar las gotas formando así charcos entre otros, este flujo de agua desde la parte más alta hasta la desembocadura de la presa es el tiempo de concentración con ello se calcula el hidrograma de caudal máximo.

El tiempo de concentración fue calculada mediante la fórmula de Kirpich:

Tabla 2. Ecuación para el cálculo del tiempo de concentración.

<b>Método</b>	<b>Función</b>
Kirpich	$T_c = 0.02L^{0.77}S^{-0.385}$ <p><math>T_c</math> = Tiempo de concentración en horas.</p> <p><math>S</math> = Pendiente a lo largo del cauce en m/m</p> <p><math>L</math> = Longitud del curso principal en metros.</p>

Fuente: Chow (1994).

### **Longitud de la cuenca (Lc)**

Es la mayor distancia del punto más bajo de la cuenca al punto topográfico más alejado de la cuenca (Apaclla, 2010).

### **Pendiente de la cuenca**

Es un parámetro importante para el estudio de la cuenca, que controla el tiempo de concentración de la lluvia, también determina donde resulta más practico construir obras de protección según sea el tipo de control que desee. (Villón, 2002).

### **Clasificación de pendiente en la cuenca principal**

Se relaciona con las características hidráulicas de escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.

De esta manera la pendiente obtenida a partir del levantamiento topográfico en la zona de estudio es de 60.67 %, siendo el tipo de terreno muy escarpada propensas a la formación de flujos de gran velocidad (Ver Tabla 3).

Tabla 3. Clasificación del terreno de acuerdo a la pendiente.

Pendiente (%)	Tipo de Terreno
2	Llano
5	Suave
10	Accidentado Medio
15	Accidentado
25	Fuertemente accidentado
50	Escarpado
>50	Muy escarpado

Fuente: Apacclla (2010).

## 2.2.4. Uso de suelo

### Determinación del número curva

Fue determinante para ver la presencia o ausencia de diferentes tipos de suelos y coberturas vegetales que se obtuvieron mediante el software ArcGis, con ello se determinó el área promedio ponderado del uso de suelo en la microcuenca que alberga a la quebrada Santa Bárbara, así también ver si favorece o dificulta el escurrimiento, cabe resaltar que si la CN =0 quiere decir que la cantidad de lluvia se infiltra y si la CN=100 quiere decir que la cantidad de lluvia escurre.

Tabla 4. Cálculo del CN para un tipo de suelo compuesto.

Uso de suelo	Grupo hidrológico	Curva número	Área (km <sup>2</sup> )	%	Producto	Promedio ponderado
Pastos	C	86	0.07	14.00	1204.000	88.66
Zona boscosa	C	77	0.01	2.00	154.000	
Afloramiento rocoso	D	91	0.25	50.00	4550.000	
Suelo desnudo	C	87	0.17	34.00	2958.000	
Sumatoria			0.50	100.00	8866.00	

### Condición hidrológica

Es la capacidad de la superficie de la cuenca para favorecer o dificultar el escurrimiento, esta depende de la cobertura vegetal.

Tabla 5. Condición hidrológica

Cobertura vegetal	Condición hidrológica
>75% del área	Buena
Entre 50% y 75%	Regular
<50%	Pobre

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje (2009).

### Grupo hidrológico del suelo

Se define como los grupos del suelo estas son 4:

**Grupo A:** Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados (Bajo potencial de escorrentía).

**Grupo B:** Suelos pocos profundos depositados por el viento, margas arenosas (Moderado bajo potencial de escorrentía).

**Grupo C:** Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelo con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla (Moderado alto potencial de escorrentía).

**Grupo D:** Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos (Alto potencial de escorrentía).

### Uso de suelo

Son las características superficiales del terreno.

Tabla 6. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra.

Descripción del uso del suelo	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada : sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales : condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78

Bosques : troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
Condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales /72% impermeables)	81	88	91	93
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentos con cunetas	98	98	98	98
Gravas	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje (2009).

### 2.2.5. Máximas avenidas

Se dice máxima avenida a los caudales pico que se presenta en cierto punto en un intervalo de tiempo determinado. Estos intervalos pueden ser periodos usados comúnmente (día, mes, año, etc.). La finalidad de las máximas avenidas es determinar las descargas máximas probables para diferentes periodos de retorno que servirán para el diseño de la presa (Apacclla, 2010).



Figura 4. Imagen de las máximas avenidas.  
Fuente: Apacclla (2010).

## Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia (IDF)

Según Tarazona (2016) son elementos de diseño que relacionan la intensidad o magnitud de la lluvia, la duración de la misma expresada en minutos y la frecuencia con la que se presenta el periodo de retorno expresada en años.

La ecuación general es la siguiente:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

Dónde:

I : Intensidad máxima (mm/h).

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

T : Período de retorno en años.

t : Duración de la precipitación (min.).

Se muestra las Curvas IDF resultante y la ecuación encontrada para la Intensidad en función del tiempo de retorno y la duración de la tormenta.

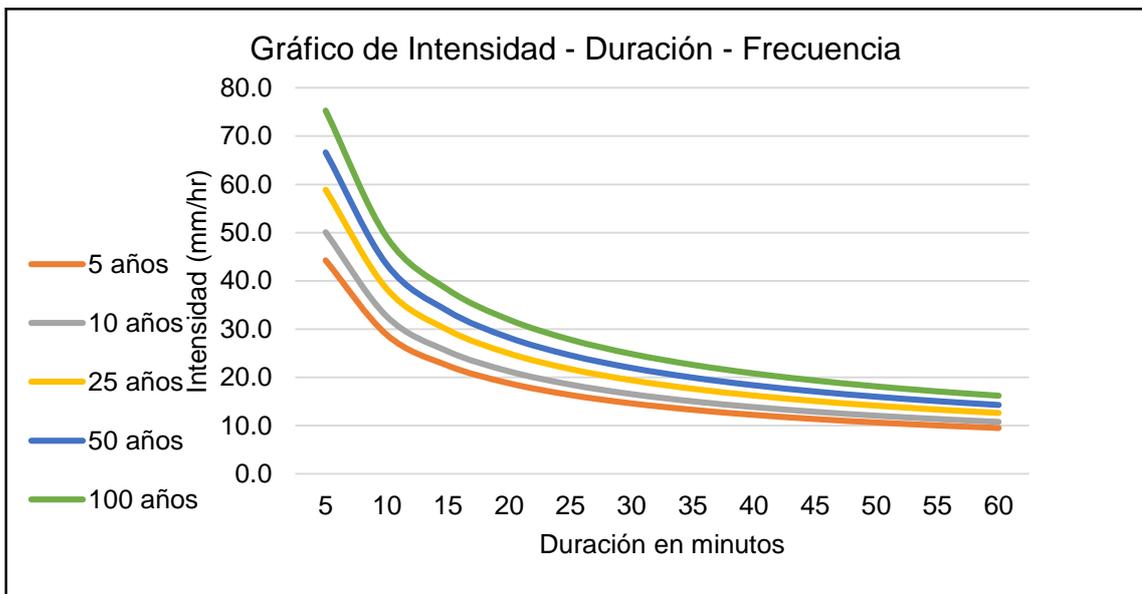


Figura 5. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.

## Distribución de probabilidad en la hidrología - Método de Gumbel

La distribución de probabilidades es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una serie hidrometeorológica, en este caso para el tema de investigación se ha utilizado el método de distribución de Gumbel por ser la que mejor se ajusta a la tabla de distribución de precipitación de la estación Ascensión.

Tabla 7. Distribuciones de probabilidad usados en la hidrología.

Distribución	Función
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$ <p><math>x</math> = Representa el valor a asumir por la Variable aleatoria.</p> <p><math>e</math> = Constante de Neper</p>

Fuente: Chow (1994).

### Método del bloque alterno

Es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando las curvas de IDF.

#### 2.2.6. Hietograma

Según Chow (1994) es la representación gráfica de la precipitación máxima para un determinado intervalo de tiempo.

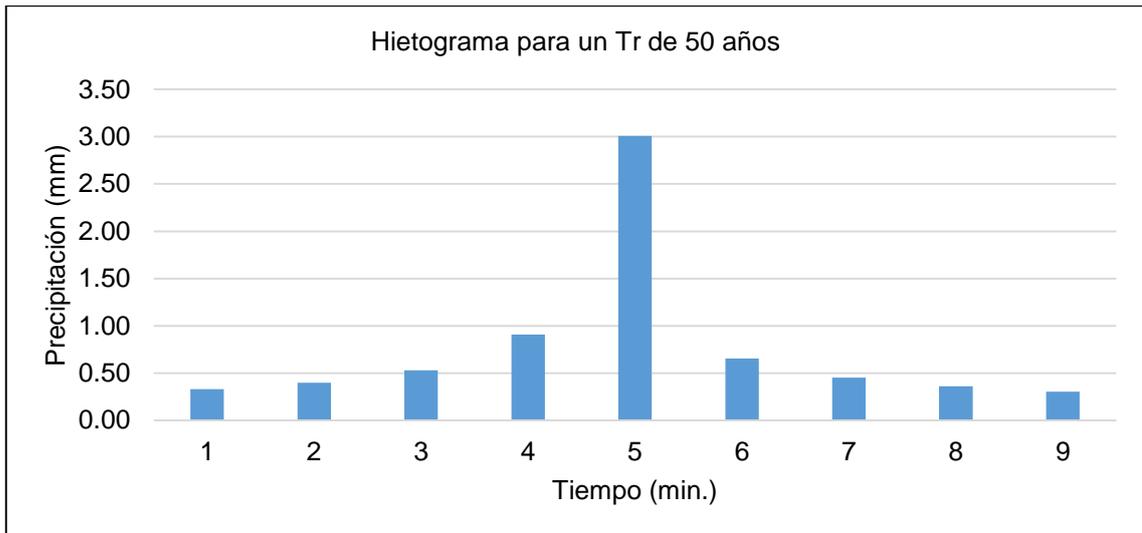


Figura 6. Representación de un Hietograma.

## 2.2.7. Generación de sedimentos

### Origen de los sedimentos

El origen de sedimentos se da a partir de la erosión hídrica generada por las lluvias prolongadas y de alta intensidad las cuales están conformadas por partículas entre gruesas y finas.

### Sedimentos

Son el conjunto de materiales sólidos acumulado sobre la superficie terrestre (litosfera) derivado de las acciones de fenómenos y procesos que actúan en la atmósfera, hidrósfera y en la biósfera, estas se van transportando de un lugar a otro dónde forman capas horizontales dando así a la formación de rocas sedimentarias y/o metamórficas.



Figura 7. Conjunto de sedimentos.

Fuente: Rojas (2017).

### **Descripción del transporte de los sedimentos**

El continuo cambio de forma que ocurre en la superficie de la tierra implica la generación y distribución de los sedimentos. Las partículas de suelo y roca son trasladadas de un lugar a otro. El agua mediante la lluvia es el principal agente responsable del desprendimiento y transporte de las partículas de suelo hacia aguas abajo (Rojas, 2017).

Las principales causas que contribuyen a la formación del caudal sólido son las siguientes:

#### **Erosión**

Es el desgaste de la superficie terrestre por acción de los agentes erosivos como: el agua, viento, degradando los suelos y transportándolos y depositándolos en otros lugares este último proceso es conocido como sedimentación.

Tabla 8. Agentes, tipos de erosión y proceso erosivos.

Agente	Tipo de erosión	Tipo de proceso erosivo
Agua	Erosión hídrica	Erosión en curso de agua Erosión de impacto Erosión laminar
Viento	Erosión eólica	Abrasión Deflación
Hielo	Erosión glaciar	Movimiento de glaciares
Gravedad	Erosión por gravedad	Derrumbes Movimiento en masas

Fuente: Pizarro y Morales (2009)

### Erosión hídrica

Consiste en el desprendimiento y transporte de partículas de la superficie del suelo debido al agua siendo este el principal agente de erosión, que ocasiona la caída de las gotas de lluvia. En la figura 9 se observa que las gotas de lluvia generan un impacto sobre el suelo causando (A) que sus agregados sean desintegrados en partículas minúsculas (B), se tapen los poros formando una selladura superficial (C) y provocando el escurrimiento superficial del agua lluvia (D).

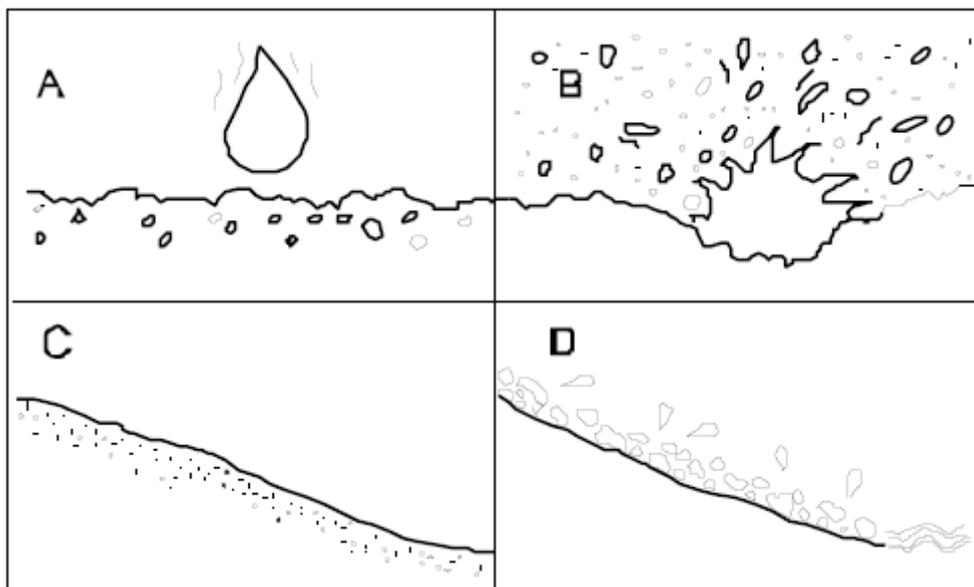


Figura 8. Erosión como resultado de las gotas de lluvia Gracia (1997).

## Clasificación de los sedimentos

Los sedimentos pueden clasificarse en dos grandes categorías, sedimentos cohesivos y sedimentos no cohesivos.

Los **sedimentos no cohesivos** comprenden los cantos, bloques, gravas y arenas y los **cohesivos** son esencialmente mezcla de limos y arcillas.

## Tamaño de los sedimentos

Los cauces naturales generalmente presentan un rango amplio de tamaño de partículas, pudiéndose encontrar desde partículas muy finas (limos y arcillas) hasta piedras y rocas de gran tamaño (Suárez, 2001).

Tabla 9. Clasificación de tamaños de partículas.

Partículas	Rango de tamaño en mm
Cantos	Más de 256
Guijarros	64 a 256
Grava	2 a 64
Arena	0.064 a 2
Limos	0.004 a 0.064
Arcillas	Menos de 0.004

Fuente: Suárez (2001).

## Métodos para el cálculo del volumen de sedimentos

### Método de M. Djorovic

Este modelo para la predicción de los caudales sólidos transportados por la red hidrográfica, calcula la degradación en volumen de sedimentos por año, en cuencas no muy extensas; sus principios matemáticos se basan en la concurrencia de parámetros como la precipitación, suelo, relieve y vegetación, incluyendo además un parámetro que estima la influencia del grado de erosión presente en la cuenca y el tipo de erosión predominante (Perret, 1992).

$$W = T * P * \pi * \sqrt{Z^3} * F$$

Dónde:

W: Caudal de sólido (m<sup>3</sup>/s).

P: Precipitación media anual (mm).

F: Superficie de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

Z: Coeficiente de erosión que refleja la intensidad y extensión del fenómeno erosivo de una cuenca; además se tiene:

$$T = \sqrt{\frac{t_o}{10} + 1}; Z = Y * X * (a + \sqrt{S})$$

Dónde:

t<sub>o</sub>: Temperatura media anual (C°).

Y: Coeficiente adimensional de erosionabilidad (0.5 - 2).

X: Coeficiente adimensional de que cuantifica el estado de erosionabilidad.

a: Coeficiente adimensional que cuantifica el grado de erosión de la cuenca (0.1 – 0.2).

S: Pendiente media de la cuenca (%).

Según Perret (1992) de acuerdo a los estudios efectuados los valores de Z se clasifican en:

Tabla 10. Rangos de la constante Z del método de Djorovic.

N°	Tipo de erosión	Rango de Z
I	Erosión excesiva	1.01 - 1.50
II	Erosión intensa	0.71 - 1.01
III	Erosión media	0.41 - 0.71
IV	Erosión débil	0.20 - 0.41
V	Erosión muy débil	0.01 - 0.20

Fuente: Perret (1992).

## Ecuación universal de pérdida de suelos modificada

Este modelo entrega, al incorporar en la ecuación sus dos primeros términos el efecto que produce el flujo de escorrentía en el proceso erosivo, tanto en volumen total escurrido (m<sup>3</sup>) como el caudal pico (m<sup>3</sup>/s) (Perret, 1992).

$$A = R * k * L * S * C * P$$

Dónde:

A: Pérdida media anual de suelo.

R: Factor de lluvia.

K: Factor de erosionabilidad del suelo.

L: Factor de longitud de declive.

S: Factor de pendiente de declive.

C: Factor de cultivo y ordenación.

P: Factor de práctica de conservación de suelos.

El factor R se puede determinar mediante la expresión planteada por Fourier.

$$R = \frac{\sum P^2}{P}$$

El factor K, representa la susceptibilidad del suelo se obtiene de acuerdo al cálculo propuesto por Wischmher (1971), quien propone la siguiente tabla:

$$K = \frac{2.1 * M^{1.14} * 10^{-4} * (12 - a) + 3.25 * (b - 2) + 2.5 * (c - 3)}{100}$$

Dónde: M, tamaño de la partícula (% limo + % arena fina) \*(100 - % arcilla); a, % de materia orgánica; b, código que está en función de la estructura del suelo (1 granular muy fina, 2 granular fina, 3 granular media a gruesa y 4 masiva o de bloque); c, clase de permeabilidad del perfil (1 rápida, 2 moderada a rápida, 3 moderada, 4 moderada a lenta, 5 lenta, 6 muy lenta); a las cuales para llevar al sistema métrico el valor obtenido se multiplica por 1.292.

El factor de declive (L) se obtiene mediante la aplicación de la siguiente fórmula (Perret, 1992).

$$L = (\lambda/22.13)^m$$

En donde m asume el valor de 0.6 para pendientes > 10 % y 0.5 para valores < 10%.

Según Perret (1992) el factor de pendiente S, se puede obtener de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$S = (0.43 + 0.30 * s + 0.043 * s^2/6.613)$$

Donde s, es la pendiente media del terreno.

El valor de la constante C se asume de la siguiente tabla (Perret, 1992).

Tabla 11, Valores de la constante C.

% de cobertura	Establecimiento o consolidación	Valor de C
95	Bien	0.003
80	Moderadamente	0.012
40	Pobremente	0.1
20	Muy pobremente	0.2

Fuente: Perret (1992).

### **Modelo Fleming**

Según Perret (1992) la formulación de este modelo se analizó el comportamiento de más de 250 cuencas de diferentes países del mundo, en base estos antecedentes se definió una tasa anual y los grados de cobertura vegetal; la ecuación propuesta es:

$$Q_s = a * Q^n$$

Donde Qs, transporte medio anual en suspensión (Tn); Q, caudal máximo (m3/s); a y n, constantes, que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 12. Valores de las constantes según cobertura vegetal.

Cobertura	n	a
Bosques de hoja ancha y coníferas	1.02	117.00
Bosques de coníferas y pastos altos	0.82	3.523
Pastos bajo y arbustos	0.65	19.260
Desiertos y arbustos	0.72	37.760

Fuente: Perret (1992).

## **Tipos de flujos con gran transporte de sedimentos**

### **Flujos hiperconcentrado**

Se dice al conjunto de sedimentos y agua que se producen por las lluvias que caen en un cauce natural. Dónde dichas lluvias producen efectos erosivos en el cauce, los cuales generan sedimentos de sólidos, que al mezclarse con la lluvia se genera un denso o hiperconcentrado (J. Suarez, 1999).

A los flujos hiperconcentrados de sedimentos se clasifican en :

- Inundaciones o crecidas de barro
- Flujos de barro
- Flujos detríticos



Figura 9. Ejemplo de flujos de lodo.

Fuente: Suarez (1999).

## **Flujos de detritos**

Son una mezcla de materiales generalmente contiene partículas gruesas, mayores pesos específicos y menores cantidades de agua.

Cuando el cambio en el ancho del cauce es muy fuerte, o la pendiente presenta una disminución del cauce, la velocidad disminuye abruptamente y se deposita la mayoría del material sólido, formando barras de grandes bloques. Primero se depositan las partículas de mayor tamaño, mientras las partículas finas tratan de recorrer una distancia mayor antes de producirse la sedimentación (Gamión, 2014).



Figura 10. Ejemplo de flujo detrítico (Correo-Huancavelica-2011).

### **2.2.8. Presas de control**

Para Diez (2007) son estructuras también denominadas cortina, cuyas funciones básicas son la de control de inundaciones y control de sedimentos.

#### **Criterios de diseño**

El diseño de las presas de control se basa según Diez (2007) en controlar la fuerza tractiva y tiene las siguientes características:

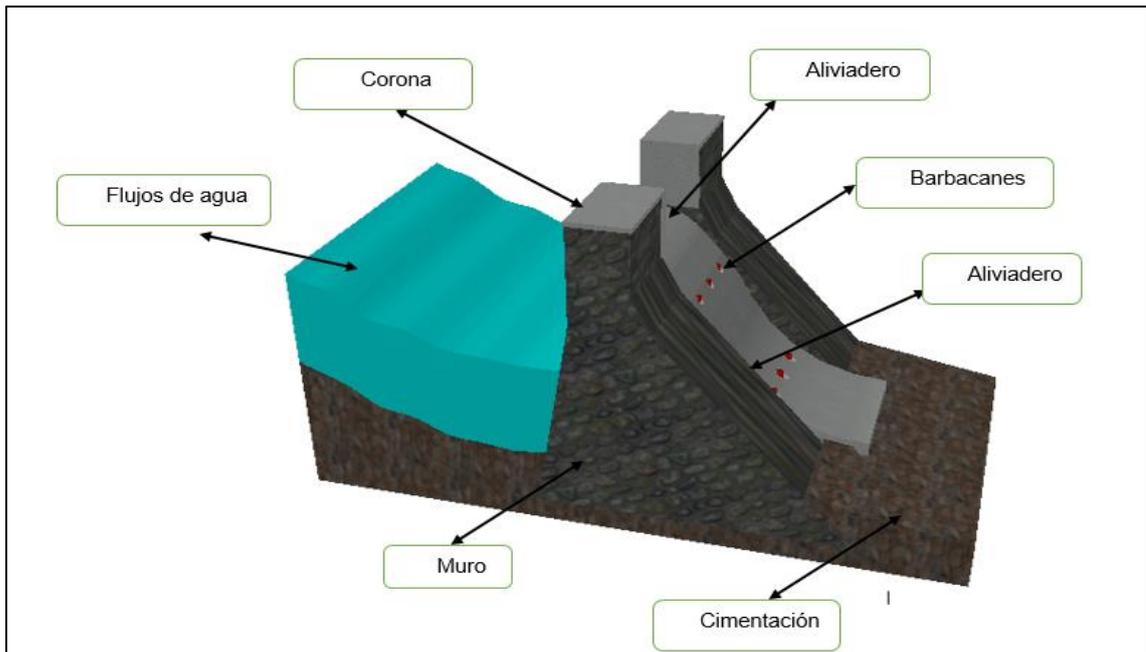


Figura 11. Características de una presa de control.  
Fuente: Díez (2007).

El diseño de una presa de retención se da bajo sobre unos supuestos básicos que pueden o no estar de acuerdo con las siguientes condiciones

- La cimentación debe estar sobre un terreno capaz de soportar las cargas impuestas.
- El concreto debe ser homogéneo.
- El concreto es uniformemente elástico.
- Debe estar perfectamente unido al suelo de cimentación.

### Condiciones de trabajo de una presa

Para SAGARPA (2015) una de las condiciones necesarias en una presa es que la cortina debe ser segura al deslizamiento, la cual se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$F.S.D = 1.5$$

Dónde:

V : Fuerzas verticales.

Tgφ: Talud de reposos del material.

C : Capacidad de rasante del concreto simple (0.2f'c).

A : Área de la superficie de corte horizontal.

H : Fuerzas horizontales.

También esta debe verificarse por volcamiento, de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$F.S.V = \frac{\sum M(F_v)}{\sum M(F_h)} \geq 1.75$$

En la que M(Fv), es la suma de los momentos de las fuerzas verticales; M(Fh), suma de los momentos de las fuerzas horizontales.

### **Cálculos estructurales de la presa**

Los cálculos estructurales de una presa se realizan para una sección representativa de la estructura (SAGARPA, 2015).

Para un mejor análisis es recomendado tener en consideración tres condiciones: a presa llena, a presa vacía y llena de sedimentos.

### **Cargas que actúan en la presa**

Las cargas a la que está a la presa son:

- Peso propio de la presa.
- La supresión por la infiltración del agua en la presa.
- La presión del agua.
- Sismo sobre la cortina y sobre el agua.
- Carga de azolves o sedimentos.

## Ancho de corona

El ancho que se le dé a la corona depende muchos factores entre ellos la forma de la boquilla, de acuerdo a esto la siguiente fórmula da valores aproximados para el ya mencionado ancho (SAGARPA, 2015).

$$C = \sqrt{H} \text{ o } C = 0.5 * \sqrt{H}$$

Según SAGARPA (2015) en cada caso se escoge a criterio, valorando los riesgos y seleccionando el ancho que mejor armonice con la cortina y sobre todo que permita usar para satisfacer las necesidades esperadas.

## Diseño de la presa

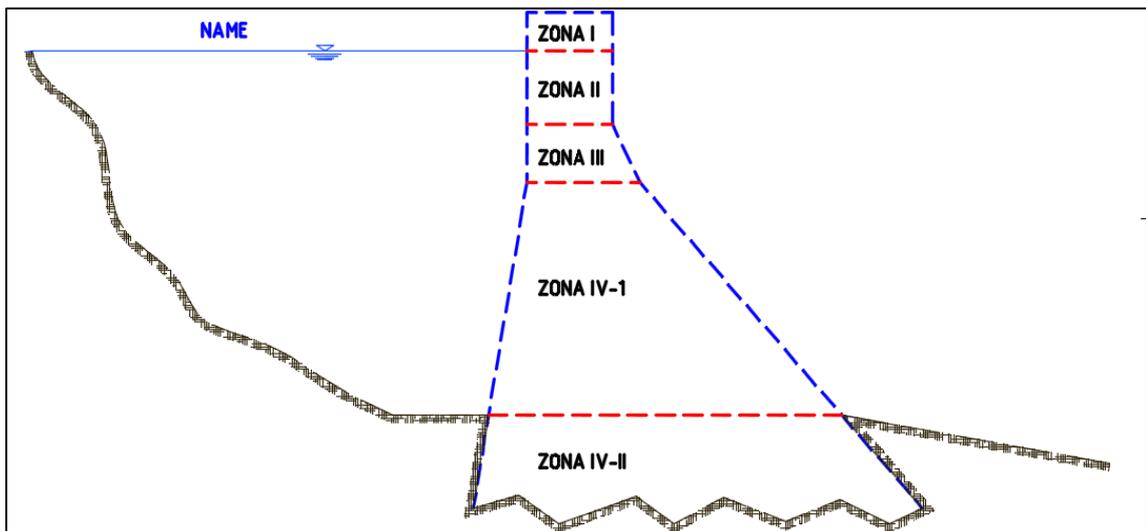


Figura 12. Esquema de análisis de presas de retención.

De acuerdo a SAGARPA (2015) una vez fijado el ancho de la presa, se diseña la presa, calculándola de arriba hacia abajo, para lo cual se definen las siguientes zonas:

**Zona I**, es considerada desde el coronamiento hasta el NAME, donde exclusivamente habrá cargas verticales; por lo que es innecesario aumentar la amplitud de la base de la zona, conservando los parámetros horizontales.

**Zona II**, ésta será definida a una altura en la que, conservando verticales los parámetros, la resultante a presa llena incida sobre la base en el límite del tercio medio aguas abajo. Siendo éste el límite para que no aparezcan tensiones del lado aguas arriba.

**Zona III**, a partir de la anterior zona es necesario ir ampliando la base del lado de aguas abajo, con el fin de evitar tensiones aguas arriba.

**Zona IV**, a partir de la sección que limita la anterior zona, ambos taludes se van ampliando lo necesario para tener la resultante general en los límites del núcleo central (tercio medio) de aguas abajo a presa llena y de aguas arriba a presa vacía; debido a que los esfuerzos máximos han ido aumentando, los esfuerzos del paramento aguas abajo a presa llena son más fuertes, por lo que en este lado es el primer lugar donde se llega a los límites de resistencia.

### **Criterios para el cálculo de esfuerzos**

Para SAGARPA (2015) los esfuerzos presentes y que se deben analizar en las presas de retención son:

- A presa llena se determina:

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{t}\right); \sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{t}\right), \text{ además}$$

$$\sigma_1 \leq f_{perm} \left(= \frac{1}{6} f'c\right), \text{ en condiciones sísmicas } f_{perm} = \left(1.33 \frac{1}{6} f'c\right)$$

- A presa vacía

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{t}\right); \sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{t}\right), \text{ además}$$

$$\sigma_2 \leq f_{perm} \left(= \frac{1}{6} f'c\right), \text{ en condiciones sísmicas } f_{perm} = \left(1.33 \frac{1}{6} f'c\right)$$

## Diseño de vertedero de rebose tipo Creager

El aliviadero para evacuar las aguas de exceso dentro de la presa consta de cuatro partes esenciales: cresta vertedora, cara vertedero, contorno subterráneo y estructura de disipación de energía (SAGARPA, 2015).

La fórmula general que determina la capacidad de la descarga es:

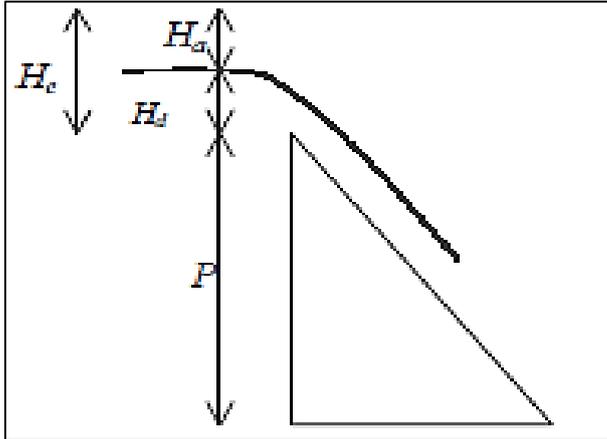


Figura 13. Esquema de análisis de vertedero.

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L H_e^{3/2}$$

Donde **Q**, caudal máximo de diseño; **C<sub>d</sub>**, coeficiente de descarga (usualmente 0.61 a 0.75); **g**, aceleración de la gravedad; **L**, longitud efectiva de vertedero; **H<sub>e</sub>**, altura de carga.

Para SAGARPA (2015) la longitud efectiva del vertedero se puede calcular, mediante la siguiente expresión:

$$L = Lt - 2(nK_p + K_a)H_e$$

Dónde:

Lt: Longitud total del frente vertedero incluyendo el espesor de las pilas.

n: Número de pilas.

K<sub>p</sub> : Coeficiente de contracción de la pila.

K<sub>a</sub>: Coeficiente de concentración debido a los estribos.

Tabla 13. Valores de coeficiente de contracción.

Tipo de pila	Kp
Punta cuadrada con esquina redondeadas. Radio aproximadamente igual a 0.1 el espesor de la pila	0.02
Pilas de punta redonda	0.01
Pilas de punta diamante	0.00

Fuente: SAGARPA (2015).

Tabla 14. Valores de coeficiente de concentración.

Tipo de estribo	Ka
Estribo cuadrado con aletas a 90° con la dirección del flujo	0.20
Estribos redondeados con aletas a 90° con la dirección del flujo y $0.5 He \leq \text{radio} \leq 0.15 He$	0.10
Estribos redondeados donde el radio $> 0.5 He$ y las aletas están colocadas a no más de 45° con la dirección del flujo	0.00

Fuente: SAGARPA (2015).

### 2.3. Definición de términos

#### Cuenca

Es un área de terreno rodeado de montañas y cuyas aguas se trasladan hacia una corriente principal y luego a un punto común de salida, cada cuenca tiene características particulares que determinan la cantidad de agua a drenar. (Apaclla, 2010).

**Sub cuenca.** Son los ríos secundarios que desaguan en el río principal. (Villón, 2002).

**Microcuenca.** Son áreas pequeñas donde se originan quebradas y riachuelos que drenan de las laderas y pendientes altas. (Villón, 2002).

**Quebrada.** Es toda área que desarrolla su drenaje directamente a la corriente principal de una microcuenca (Villón, 2002).

**Escorrentía.** Se refiere al volumen de las precipitaciones que cae sobre una determinada cuenca. Cabe resaltar que la escorrentía es una de las principales causas de erosión hídrica, en zonas con una cubierta vegetal escasa. (Villón, 2002).

**Cimentación.** Es la parte de la estructura de la presa, a través de la cual se transmiten las cargas, tanto las producidas por la presión hidrostática como las del peso propio de la estructura (Villón, 2002).

**Aliviadero.** Es la estructura hidráulica por la que rebosa el agua excedente cuando la presa está llena.

**Vulnerabilidad.** Son procesos físicos, sociales, económicos y ambientales, que aumentan la susceptibilidad de una comunidad al impacto de amenazas (Vílchez, 2010).

**Reforestación.** Jaime (2013) Esta medida implica un ordenamiento y planificación de las especies más adecuadas en relación a factores como actividad, suelos, precipitaciones, accesibilidad y labor de protección, manejo y aprovechamiento del suelo, donde la siembra de árboles y arbustos proporcionan estabilidad al suelo.

## **2.4. Hipótesis**

### **2.4.1. Hipótesis general**

La evaluación de la generación de sedimentos para su retención mediante presas de control depende de las máximas avenidas.

### **2.4.2. Hipótesis específicas**

- a) Las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno dependen de los parámetros hidrológico, geomorfológico, tiempo de concentración y uso de suelo.
- b) La generación de sedimentos depende de las máximas avenidas y el tipo de cobertura de suelo.

- c) La cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control depende del periodo de retorno.
- d) El costo de la presa de control de sedimentos depende del tipo de material utilizado para su construcción.

## **2.5. Variables**

### **2.5.1. Definición conceptual de la variable**

**Variable independiente (X) : Máxima avenida.**– Es cualquier caudal alto que desborda los terraplenes, ya sea naturales o artificiales a lo largo de un río; su magnitud está en función del caudal, elevación y volumen (Chow, 1994).

**Variable dependiente (Y): Generación de sedimentos.** – Es la cantidad de sedimentos producidos debidos a procesos de erosionabilidad (Martín, 2006).

### **2.5.2. Definición operacional de la variable**

**Variable independiente (X) : Máxima avenida.**– Se determinó la cantidad de caudal producida por la precipitación máxima en 24 horas mediante la curvas de intensidad, duración y frecuencia; considerando las características de la cuenca (Chow, 1994).

**Variable dependiente (Y): Generación de sedimentos.** – Se estimó la cantidad de volumen la máxima avenida considerando el tipo de suelo y la pendiente de la cuenca (Martín, 2006).

### 2.5.3. Operacionalización de las variables

Tabla 15. Operacionalización de la variable: Máxima avenida.

Variable	Definición conceptual-variable	Dimensiones	Indicadores	Índice
Máxima avenida	Es cualquier caudal alto que desborda los terraplenes, ya sea naturales o artificiales a lo largo de un río; su magnitud está en función del caudal, elevación y volumen.	Parámetros hidrológicos	Precipitación máxima en 24 horas	
		Parámetros geomorfológicos	Área de la cuenca	km <sup>2</sup>
			Forma de la cuenca	
			Perímetro	m
		Tiempo de concentración	Pendiente	%
	Longitud de cauce	m		
	Uso de suelo	Curva número		

Tabla 16. Operacionalización de la variable: Retención de sedimentos.

Variable	Definición conceptual-variable	Dimensiones	Indicadores	Índice
Generación de sedimentos	Es la cantidad de sedimentos producidos debidos a procesos de erosionabilidad.	Cantidad de sedimento	Caudal	m <sup>3</sup> /s
			Periodo de retorno	

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1. Método de investigación**

El método de la investigación es el método científico, pues se ha realizado un conjunto de pasos ordenados que empezó con la observación, el planteamiento del problema, la postulación de las hipótesis y concluyendo con los resultados.

#### **3.2. Tipo de investigación**

La investigación corresponde a una investigación aplicada pues se buscó la generación de conocimientos con aplicación a problemas reales el cual es el de los aluviones que ocurren con frecuencia en las laderas del cerro Santa Bárbara; con la finalidad de proponer alternativas de solución.

#### **3.3. Nivel de investigación**

El nivel de la investigación es descriptivo - explicativo puesto que además de describir las características de las variables de estudio, se buscó las causas y efectos de las mismas para su mejor entendimiento y el posterior planteamiento de propuestas de solución.

### **3.4. Diseño de investigación**

El diseño de la investigación es no experimental de corte transeccional, pues no se manipuló intencionalmente las variables y la toma de datos necesarios se realizó en un solo momento.

### **3.5. Población y muestra**

#### **3.5.1. Población**

La población corresponde a las 84 microcuencas que conforman la subcuenca del río Ichu; ubicadas en la provincia y región Huancavelica.

#### **3.5.2. Muestra**

El tipo de muestreo es el no probabilístico intencional o dirigido, la muestra correspondió a la microcuenca que alberga a la quebrada Santa Bárbara del distrito, provincia y región Huancavelica con una extensión superficial de 0.507 km<sup>2</sup>.

### **3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

#### **3.6.1. Entrevista no estructurada**

Se determinó preguntas no estructuradas a los habitantes quienes viven cerca de la zona de estudio; esto a fin de tener un mejor panorama de la problemática.

#### **3.6.2. Observación directa**

Esta se dio mediante un procedimiento sistematizado y controlado, a fin de distinguir zonas adecuada para ubicar las presas de control.

#### **3.6.3. Análisis de documentos**

Basada en información bibliográfica e Internet, para la elaboración del marco teórico y demás componentes de la investigación.

### **3.7. Procesamiento de la información**

Se dio en cada etapa de desarrollo de la investigación, tal como se describe a continuación:

- Delimitación de la zona de estudio, se aplicó el software ArcGis y Sas Planet con las que mediante imágenes satelitales se delimitó la microcuenca que alberga a la quebrada en estudio.
- Cálculo de las máximas avenidas; Se realizó a partir de los programas Hec-Hms y Hec-Ras con los que se pudo obtener el caudal pico y el comportamiento hidráulico de la zona de estudio.
- Calculo del sedimento y diseño de presas, se usó Microsoft Excel, en la que se desarrolló hojas de cálculo que facilitó su estimación en ambos casos.
- Costo de las presas de control; se hizo uso del software S10 para que mediante los costos unitarios se determine el presupuesto final de las presas de control.

### **3.8. Procedimiento de la información**

#### **3.8.1. Delimitación de la microcuenca Santa Bárbara**

Para la delimitación se utilizó imágenes satelitales que se obtuvieron mediante Sas Planet para definir el uso de suelo de la microcuenca; además se usó las curvas de nivel proporcionadas por el Instituto Geofísico del Perú para determinar las líneas divisorias en la zona de estudio, las cuales fueron dibujadas y plasmadas en planos mediante el software ArcGis 10.4, obteniendo finalmente parámetros geomorfológicos de la microcuenca como: área, perímetro, longitud de cauce, etc.

### **3.8.2. Levantamiento topográfico**

Para el desarrollo del presente proyecto, se ha planteado la ejecución del levantamiento topográfico, ejecutadas con estación total y referida a las coordenadas UTM – WGS84.

- El presente trabajo de topografía se realizó para ubicar el terreno dónde se plantearán las presas de control.
- Un aspecto importante de este estudio es la pendiente promedio que se obtuvo de 60.67 %, la cual muestra que el terreno es propenso a deslizamientos, además que la parte baja de la zona es un terreno llano por lo que es propensa a inundación.
- El levantamiento planimétrico del terreno para la construcción de las presas, ha sido efectuado con estación total y GPS de alta precisión, partiendo del punto de inicio proyectado.
- Para el control topográfico se han ubicado BMs, los que se presentan en los planos adjuntos. Los niveles y sus coordenadas se describen en el plano. Estos BM están ubicados sobre elementos fijos de difícil remoción.
- En el recorrido del levantamiento topográfico se encontró pequeños bosques en proceso de extinción.

#### **Ubicación geográfica**

La quebrada Santa Bárbara se ubica en la región, provincia y distrito de Huancavelica, entre las coordenadas UTM – WGS84:

Este: 503148.00 y Norte: 8585940.00

El estudio se desarrolló en el área rural de la comunidad de Santa Bárbara, interviniendo a la quebrada Santa Bárbara.



Figura 14. Zona de estudio: quebrada Santa Bárbara.

### **Desarrollo del trabajo de campo**

- a) Se procedió a realizar los trabajos de campo con la finalidad de elaborar los planos topográficos respectivos, teniendo como plan de trabajo labores importantes. Como actividad inicial el reconocimiento de la zona asignada, ubicando las principales obras como las presas de control.
- b) Georreferenciación de dos puntos fijos y monumentación de los mismos (hitos de concreto) en base a la Red Geodésica Mundial WGS-84 (Sistema de Posicionamiento Global), con un GPS navegador Marca Garmin Map modelo 60CSX, estos puntos a su vez sirven de base para tomarlos como BMs, y establecer a partir de estos una poligonal abierta de apoyo que servirá de control topográfico durante el levantamiento topográfico.

- c) Levantamiento topográfico con estación total marca LEICA, Modelo TS06 PLUS, en el área del proyecto partiendo de los Hitos de concreto obteniendo los datums topográficos.
- d) Para los trabajos de gabinete se tuvo en cuenta los siguientes programas:
- Google Earth para la ubicación satelital del proyecto, cuyos datos confirman los resultados del levantamiento topográfico del proyecto.
  - AutoCAD Civil 3D-2018 procesamiento de datos de campo, tales como curvas de nivel, perfiles longitudinales, cálculos de área, pendientes, etc.

### **Puntos topográficos de la Quebrada Santa Bárbara**

Punto	Este (e)	Norte (n)	Elevación	Descrip.	Punto	Este (e)	norte (n)	Elevación	Descripción
1	503157.6268	8585932.503	3868	E1	26	503174.9553	8585927.535	3870.5069	RIO
2	503169.174	8585939.691	3868	E2	27	503177.9694	8585932.575	3871.3829	TN
3	503155.1482	8585929.476	3866.6661	RIO	28	503173.3061	8585919.244	3873.7148	TN
4	503155.2701	8585928.575	3867.1071	RIO	29	503174.6878	8585926.386	3870.677	RIO
5	503155.2322	8585930.48	3866.6716	RIO	30	503179.0341	8585926.882	3871.5519	RIO
6	503157.0423	8585929.801	3866.9006	RIO	31	503181.6716	8585925.243	3871.8819	TN
7	503157.0907	8585928.543	3868.3301	RIO	32	503176.4804	8585914.72	3875.2331	TN
8	503152.8507	8585929.025	3866.0406	RIO	33	503179.9244	8585919.998	3872.8999	TN
9	503161.2931	8585930.547	3868.0675	RIO	34	503181.1543	8585918.059	3873.7193	TN
10	503161.6298	8585929.026	3868.6627	RIO	35	503162.747	8585922.344	3872.5083	TN
11	503163.9734	8585929.639	3868.0745	RIO	36	503165.8159	8585915.619	3875.122	TN
12	503162.0912	8585930.949	3868.9608	RIO	37	503167.6611	8585909.958	3878.2806	TN
13	503165.314	8585928.919	3869.2385	RIO	38	503156.274	8585920.624	3870.9902	TN
14	503166.8863	8585929.604	3868.6151	RIO	39	503161.453	8585911.033	3876.6497	TN
15	503165.2604	8585930.853	3869.343	RIO	40	503162.7117	8585904.608	3879.2041	TN
16	503165.814	8585927.487	3869.9889	RIO	41	503153.0813	8585913.777	3873.043	TN
17	503166.6649	8585929.283	3868.5726	RIO	42	503157.0037	8585907.837	3876.2366	TN
18	503169.5565	8585929.601	3869.1284	RIO	43	503158.1609	8585899.949	3879.9156	TN
19	503168.0371	8585926.353	3870.9813	TN	44	503147.4666	8585916.224	3869.2486	TN
20	503168.3531	8585930.166	3869.7466	TN	45	503151.8384	8585900.384	3876.1378	TN
21	503172.4653	8585928.715	3870.0646	RIO	46	503152.9521	8585894.55	3880.3012	TN
22	503172.2567	8585928.155	3870.0595	RIO	47	503140.7752	8585913.341	3867.6269	TN
23	503172.9659	8585931.603	3869.8837	TN	48	503143.7869	8585896.219	3876.7584	TN
24	503171.7536	8585924.151	3871.3241	TN	49	503143.5258	8585887.413	3882.4249	TN
25	503177.9332	8585932.597	3871.3715	TN	50	503136.1894	8585905.606	3870.7918	TN
51	503132.3345	8585891.653	3877.8099	TN	79	503096.8389	8585904.404	3871.068	CAM

52	503130.4066	8585877.521	3884.9234	TN	80	503096.9161	8585909.849	3868.7693	CAM
53	503128.9629	8585899.717	3872.6325	TN	81	503095.0835	8585909.907	3868.9744	CAM
54	503123.2141	8585887.473	3878.2849	TN	82	503099.8761	8585921.379	3865.7472	CAM
55	503119.9613	8585871.968	3883.9715	TN	83	503100.6317	8585918.813	3865.5501	CAM
56	503120.8763	8585899.579	3873.3621	TN	84	503100.6196	8585920.187	3865.5323	CAM
57	503120.0472	8585871.952	3883.98	TN	85	503105.5971	8585921.415	3863.3203	CAM
58	503111.6297	8585896.903	3875.0581	TN	86	503106.8085	8585920.554	3863.1369	CAM
59	503111.893	8585884.867	3878.5748	TN	87	503106.9402	8585918.787	3863.4867	CAM
60	503109.6159	8585871.79	3882.5694	TN	88	503104.6908	8585928.63	3861.0831	CAM
61	503102.7282	8585892.639	3875.577	TN	89	503108.7341	8585926.191	3860.6381	CAM
62	503105.8238	8585882.48	3879.6822	TN	90	503114.7185	8585927.4	3858.8372	CAM
63	503101.8424	8585866.929	3884.2413	TN	91	503115.2251	8585929.897	3858.5341	CAM
64	503093.2033	8585891.071	3877.0927	TN	92	503123.1533	8585928.062	3857.254	CAM
65	503091.4281	8585867.41	3885.5293	TN	93	503122.4337	8585930.436	3857.0267	CAM
66	503087.8484	8585896.718	3878.8978	TN	94	503127.9488	8585936.208	3855.0259	CAM
67	503093.3307	8585879.637	3880.956	TN	95	503117.3709	8585921.83	3861.3872	TN
68	503103.8887	8585881.644	3879.4135	CAM	96	503126.0318	8585922.301	3863.6094	TN
69	503101.33	8585885.707	3878.2349	CAM	97	503129.1681	8585932.412	3857.9834	TN
70	503099.3794	8585883.859	3878.5708	CAM	98	503124.3432	8585933.509	3855.7893	RIO
71	503097.9059	8585887.357	3877.4075	CAM	99	503127.0914	8585928.765	3857.4399	RIO
72	503097.2096	8585890.426	3876.3809	CAM	100	503133.7305	8585924.845	3861.1367	RIO
73	503094.4216	8585888.987	3877.3754	CAM	101	503125.5515	8585927.833	3857.7957	RIO
74	503095.5022	8585891.128	3876.5208	CAM	102	503129.413	8585927.032	3859.944	RIO
75	503103.5469	8585895.827	3874.6113	CAM	103	503134.3974	8585924.951	3861.0201	RIO
76	503101.0564	8585895.435	3874.5139	CAM	104	503131.423	8585925.447	3860.4598	RIO
77	503101.7586	8585898.885	3873.5447	CAM	105	503128.2208	8585925.881	3861.0087	TN
78	503101.4281	8585906.288	3870.956	CAM	106	503137.4153	8585923.76	3861.9358	RIO

107	503140.752	8585922.816	3862.829	RIO	135	503120.9599	8585911.682	3867.8123	TN
108	503137.4029	8585923.264	3861.9607	RIO	136	503115.3829	8585921.063	3862.1303	TN
109	503134.539	8585922.935	3862.7953	TN	137	503130.119	8585924.39	3862.6691	TN
110	503145.1933	8585924.016	3863.6862	RIO	138	503121.5544	8585920.54	3862.5886	TN
111	503141.0931	8585921.787	3864.4398	TN	139	503116.6304	8585926.726	3859.6108	TN
112	503150.0827	8585925.558	3864.5487	RIO	140	503123.4334	8585925.18	3859.8236	TN
113	503143.5747	8585917.348	3866.7089	TN	141	503119.861	8585924.787	3859.6843	TN
114	503148.0793	8585919.922	3867.1674	TN	142	503121.918	8585935.996	3854.5563	TN
115	503153.6063	8585927.649	3866.923	TN	143	503111.3997	8585934.045	3855.7964	TN
116	503150.9554	8585925.095	3865.8813	TN	144	503104.2777	8585933.76	3858.5668	TN
117	503152.3287	8585929.015	3866.5499	TN	145	503122.3783	8585939.024	3851.0727	RIO
118	503137.6127	8585910.289	3868.6146	TN	146	503108.4321	8585943.103	3852.6979	TN
119	503152.6637	8585928.513	3865.6284	RIO	147	503120.8235	8585941.691	3851.0839	TN
120	503125.2193	8585909.043	3868.8001	TN	148	503096.097	8585941.646	3852.4718	TN
121	503134.869	8585920.652	3863.8448	RIO	149	503120.6168	8585946.837	3848.2505	TN
122	503133.1468	8585916.515	3865.7817	RIO	150	503106.334	8585949.633	3849.1395	TN
123	503116.7464	8585907.215	3869.8463	TN	151	503091.8147	8585947.519	3849.4067	TN
124	503131.5491	8585910.059	3867.848	RIO	152	503121.5202	8585953.902	3845.5431	TN
125	503130.4862	8585906.7	3869.2447	RIO	153	503101.5978	8585956.627	3844.9506	TN
126	503125.9732	8585897.137	3873.5531	RIO	154	503117.3833	8585959.567	3840.7559	TN
127	503107.8489	8585907.901	3870.4893	TN	155	503106.2476	8585959.266	3843.7802	TN
128	503127.2938	8585900.943	3871.805	RIO	156	503092.782	8585954.406	3845.3153	TN
129	503122.313	8585886.205	3878.2349	RIO	157	503111.0023	8585955.035	3843.6053	TN
130	503110.7199	8585899.899	3873.6457	TN	158	503114.135	8585964.693	3839.1137	TN
131	503118.7548	8585896.396	3874.7796	TN	159	503098.5928	8585962.951	3841.7596	TN
132	503118.6327	8585877.412	3880.8776	RIO	160	503105.7636	8585963.139	3841.0443	TN
133	503127.9427	8585918.826	3865.6654	TN	161	503106.5366	8585970.462	3835.3124	TN

134	503114.6647	8585915.221	3865.4699	TN	162	503099.1345	8585967.034	3838.4999	TN
163	503092.927	8585965.374	3839.4663	TN	191	503117.1089	8585957.161	3843.1939	TN
164	503103.7821	8585975.15	3833.3414	TN	192	503117.4501	8585957.249	3842.4667	RIO
165	503093.5957	8585971.734	3835.391	TN	193	503120.7845	8585953.149	3844.8972	RIO
166	503089.5174	8585963.327	3839.7766	TN	194	503117.964	8585955.075	3843.4265	RIO
167	503098.1714	8585979.369	3831.4056	TN	195	503121.0608	8585951.406	3845.8867	RIO
168	503090.592	8585979.458	3831.3264	TN	196	503117.7036	8585954.619	3844.3278	TN
169	503089.7215	8585970.665	3836.0312	TN	197	503123.435	8585946.54	3849.1177	TN
170	503086.9272	8585981.842	3828.4764	TN	198	503120.3214	8585952.676	3845.2894	RIO
171	503076.464	8585968.895	3834.6922	TN	199	503121.25	8585947.35	3848.0241	RIO
172	503113.7453	8585965.516	3837.6028	RIO	200	503120.5919	8585950.308	3846.2807	RIO
173	503111.7465	8585966.751	3837.567	TN	201	503122.441	8585942.241	3850.7668	TN
174	503110.274	8585965.774	3837.8492	TN	202	503120.3795	8585947.729	3847.647	TN
175	503117.8598	8585964.755	3840.4038	TN	203	503120.9563	8585945.276	3849.0786	TN
176	503112.4984	8585966.336	3837.1373	RIO	204	503122.4518	8585942.254	3850.7566	TN
177	503117.4879	8585964.3	3839.3819	RIO	205	503120.89	8585941.952	3851.0088	TN
178	503117.5323	8585959.705	3840.783	RIO	206	503122.3616	8585941.772	3849.9901	RIO
179	503114.4327	8585964.69	3839.1558	TN	207	503121.0382	8585942.161	3849.971	RIO
180	503119.8511	8585960.502	3842.9018	TN	208	503122.8684	8585939.67	3851.1946	RIO
181	503115.6267	8585963.408	3839.3268	TN	209	503121.6639	8585939.631	3851.768	TN
182	503119.1133	8585960.273	3841.6577	RIO	210	503124.5834	8585939.86	3853.0346	TN
183	503115.3039	8585962.009	3840.3626	TN	211	503122.2487	8585939.62	3851.0348	RIO
184	503115.7055	8585961.89	3840.0241	RIO	212	503124.3202	8585939.422	3851.7626	RIO
185	503118.9907	8585957.07	3843.6133	TN	213	503123.5114	8585936.455	3852.834	RIO
186	503117.779	8585956.275	3842.5514	RIO	214	503122.0584	8585937.643	3853.5961	TN
187	503118.6888	8585957.141	3842.814	RIO	215	503124.8154	8585935.51	3854.8889	TN
188	503116.4281	8585960.288	3841.5136	TN	216	503122.5261	8585936.976	3853.2361	RIO

189	503117.0157	8585959.684	3840.7535	RIO	217	503124.3247	8585935.189	3853.878	RIO
190	503121.0027	8585953.165	3845.5642	TN	218	503124.0672	8585934.313	3854.1571	RIO
219	503122.3224	8585935.449	3854.875	TN	247	503129.0006	8585959.624	3846.1226	TN
220	503125.3598	8585934.481	3855.541	CAM	248	503129.0322	8585957.151	3846.436	CAM
221	503126.0712	8585933.15	3855.715	CAM	249	503135.2555	8585959.193	3847.5687	CAM
222	503134.4809	8585933.463	3858.0408	TN	250	503141.5287	8585961.29	3848.6945	TN
223	503128.3839	8585936.815	3855.0303	CAM	251	503135.359	8585955.911	3848.064	CAM
224	503126.4969	8585937.294	3854.6863	CAM	252	503137.0229	8585959.021	3847.9493	CAM
225	503140.4061	8585936.516	3857.8707	TN	253	503136.5313	8585966.032	3844.5446	TN
226	503136.6324	8585947.813	3851.2799	CAM	254	503143.0649	8585973.56	3841.9659	TN
227	503134.7651	8585949.166	3851.0222	CAM	255	503119.8105	8585955.972	3843.8753	CAM
228	503142.5749	8585930.351	3861.0159	TN	256	503121.3448	8585957.051	3843.5998	CAM
229	503148.6963	8585939.71	3861.2941	TN	257	503148.7923	8585940.523	3861.0281	BM1
230	503128.8694	8585948.53	3850.6238	TN	258	503125.3755	8585978.34	3836.0122	CAM
231	503155.1457	8585942.456	3863.295	TN	259	503130.6744	8585978.736	3837.1946	CAM
232	503140.3339	8585946.885	3853.7577	TN	260	503126.2824	8585970.638	3839.8306	CAM
233	503126.6338	8585946.096	3851.2576	TN	261	503125.231	8585963.744	3843.0764	CAM
234	503159.9691	8585939.942	3865.7638	TN	262	503123.4983	8585959.425	3844.8167	CAM
235	503135.976	8585940.008	3855.2381	TN	263	503123.9736	8585953.574	3846.9955	TN
236	503124.8201	8585951.078	3848.7041	TN	264	503125.6051	8585922.684	3863.5235	BM2
237	503156.6794	8585935.23	3866.544	TN	265	503100.8537	8585972.432	3835.6873	E3
238	503130.7356	8585935.621	3856.704	TN	266	503117.9482	8585973.382	3837.4044	TN
239	503124.861	8585951.077	3848.688	TN	267	503123.6396	8585981.675	3835.0587	CAM
240	503147.142	8585947.426	3858.1074	TN	268	503114.7976	8585982.306	3832.7054	CAM
241	503124.7279	8585956.253	3846.1984	TN	269	503121.5489	8585979.383	3834.8529	CAM
242	503124.5247	8585956.024	3846.2249	TN	270	503117.7691	8585977.299	3835.3046	TN
243	503141.9589	8585950.344	3854.4739	TN	271	503116.6038	8585983.156	3832.8579	CAM

244	503125.2429	8585957.164	3845.2956	CAM	272	503114.6301	8585985.849	3831.9067	CAM
245	503124.3382	8585959.057	3845.1925	CAM	273	503116.8196	8585986.071	3831.6706	CAM
246	503149.7267	8585958.688	3851.8371	TN	274	503117.3141	8585988.543	3831.1703	CAM
275	503121.5461	8585987.56	3830.7315	CAM	303	503104.3691	8586016.744	3814.2502	TN
276	503120.3273	8585989.294	3830.669	CAM	304	503085.6479	8586021.126	3803.6193	TN
277	503123.9281	8585989.773	3829.9713	CAM	305	503094.8052	8586016.108	3812.4731	TN
278	503124.7238	8585993.132	3828.0992	CAM	306	503091.1305	8586019.755	3809.35	TN
279	503125.9824	8585990.633	3829.1588	CAM	307	503093.9338	8586024.039	3808.1321	TN
280	503108.8309	8585977.657	3832.5541	TN	308	503083.3411	8586028.983	3802.4367	TN
281	503111.5699	8585988.754	3830.2624	TN	309	503091.1108	8586024.713	3807.2195	TN
282	503114.5478	8585993.768	3828.5841	TN	310	503079.0221	8586031.192	3795.4175	TN
283	503106.1518	8585989.26	3827.1704	TN	311	503080.9218	8586027.219	3799.1234	TN
284	503106.5873	8585981.952	3829.7707	TN	312	503078.2443	8586025.497	3797.4191	TN
285	503118.9524	8585996.798	3827.6183	TN	313	503077.3272	8586037.44	3792.6452	TN
286	503105.9515	8585986.494	3828.0378	TN	314	503073.3116	8586040.521	3787.801	TN
287	503102.9112	8585993.601	3824.0459	TN	315	503071.7631	8586045.704	3785.4757	TN
288	503113.7257	8585996.81	3826.8052	TN	316	503080.3215	8586018.54	3799.4307	EJE
289	503106.6945	8585992.382	3826.6854	TN	317	503080.2471	8586023.587	3798.7154	TN
290	503099.0211	8585994.791	3820.714	TN	318	503083.9763	8586020.734	3801.6005	TN
291	503106.2405	8585997.38	3824.4873	TN	319	503084.2245	8586012.476	3802.3428	RIO
292	503108.1494	8586002.279	3822.2257	TN	320	503078.8473	8586016.753	3800.1794	TN
293	503096.8688	8586002.787	3818.4881	TN	321	503084.2864	8586016.189	3802.5316	TN
294	503102.348	8586001.964	3821.1144	TN	322	503088.0843	8586006.561	3806.7075	RIO
295	503109.348	8586008.057	3819.0622	TN	323	503080.6786	8586012.919	3803.5959	TN
296	503094.1627	8586010.15	3814.5007	TN	324	503083.9606	8586013.898	3802.1062	RIO
297	503101.7385	8586008.653	3817.9193	TN	325	503082.8408	8586013.028	3801.844	RIO
298	503110.6623	8586012.51	3817.1938	TN	326	503084.1435	8586009.395	3805.8046	TN

299	503091.692	8586016.036	3811.8737	TN	327	503087.2279	8586011.196	3806.0456	TN
300	503104.0117	8586014.039	3815.9211	TN	328	503086.3605	8586005.56	3808.0003	TN
301	503112.5394	8586016.08	3814.467	TN	329	503089.0623	8585999.373	3812.7712	TN
302	503097.8414	8586010.417	3815.8261	TN	330	503087.3406	8586011.225	3806.0973	TN
331	503088.1356	8586000.439	3812.804	TN	359	503112.3491	8585964.534	3838.8557	TN
332	503089.6455	8585995.781	3816.676	TN	360	503113.6102	8585965.839	3836.7959	RIO
333	503090.9852	8585991.489	3820.1914	TN	361	503114.7466	8585963.406	3839.9441	TN
334	503097.8306	8585992.187	3819.4674	EJE	362	503113.0002	8585965.419	3837.4649	RIO
335	503094.1874	8585989.389	3822.209	TN	363	503093.19	8585972.681	3834.9831	TN
336	503101.3614	8585987.647	3822.3219	EJE	364	503086.8976	8585975.705	3832.6564	TN
337	503097.2336	8585988.369	3822.642	TN	365	503084.2444	8585970.875	3834.5504	TN
338	503103.5563	8585982.717	3825.6209	RIO	366	503079.936	8585972.717	3833.1902	TN
339	503103.5684	8585982.718	3825.6172	RIO	367	503088.2441	8585982.63	3828.4175	TN
340	503099.1483	8585985.762	3825.1458	TN	368	503073.2133	8585974.002	3832.2574	TN
341	503103.506	8585982.71	3825.6156	RIO	369	503066.3323	8585976.12	3831.4374	TN
342	503104.785	8585982.341	3826.2085	RIO	370	503058.3092	8585982.269	3831.4736	TN
343	503099.9051	8585982.368	3827.723	TN	371	503073.5689	8585989.567	3822.9095	TN
344	503105.498	8585978.703	3828.1235	RIO	372	503055.595	8585989.038	3829.2921	TN
345	503102.2437	8585980.885	3827.0897	TN	373	503093.2432	8586014.545	3812.9214	E4
346	503107.3999	8585978.893	3829.4132	RIO	374	503092.8151	8585979.099	3831.6545	TN
347	503103.5665	8585978.436	3829.0369	TN	375	503096.3914	8585987.817	3822.9011	TN
348	503108.7459	8585974.882	3831.7639	RIO	376	503088.4512	8586007.467	3806.0775	RIO
349	503103.9741	8585977.182	3830.33	TN	377	503086.6381	8586007.208	3805.9239	RIO
350	503109.5453	8585975.245	3831.9983	RIO	378	503088.0793	8586003.394	3808.2267	RIO
351	503111.195	8585971.65	3833.526	RIO	379	503089.4531	8586004.717	3807.6978	RIO
352	503112.0805	8585973.113	3833.6047	RIO	380	503093.3675	8585989.867	3821.4811	TN
353	503104.832	8585974.959	3832.8198	TN	381	503085.4629	8585994.589	3819.3648	TN

354	503113.1078	8585968.575	3835.5183	RIO	382	503092.1502	8585999.52	3810.5928	RIO
355	503107.9874	8585971.774	3834.009	TN	383	503090.7843	8585999.128	3810.6353	RIO
356	503114.1708	8585968.511	3835.7423	RIO	384	503091.5292	8585993.243	3817.7232	TN
357	503110.265	8585970.102	3835.7871	TN	385	503091.6426	8585996.363	3811.3735	RIO
358	503112.2561	8585968.889	3834.8017	RIO	386	503092.6093	8585997.06	3811.5158	RIO
387	503094.1354	8585992.618	3817.5682	TN	415	503058.8104	8586016.945	3806.8895	TN
388	503090.0949	8585999.469	3810.932	TN	416	503084.2705	8586009.43	3805.7421	TN
389	503077.7012	8585992.237	3819.8777	TN	417	503078.1972	8586025.454	3797.403	TN
390	503092.3246	8586000.297	3810.771	TN	418	503080.4688	8586013.57	3803.1231	TN
391	503096.608	8585995.24	3817.4381	TN	419	503078.7869	8586023.602	3797.5416	TN
392	503068.5264	8585995.544	3820.2533	TN	420	503070.7155	8586014.648	3806.4136	TN
393	503087.961	8586003.771	3808.0349	TN	421	503076.2186	8586014.883	3804.2755	TN
394	503092.8033	8585994.495	3814.3828	RIO	422	503078.908	8586027.957	3797.2044	TN
395	503085.511	8586008.665	3805.1587	RIO	423	503060.5448	8586018.566	3804.7494	TN
396	503086.9145	8586009.447	3805.224	RIO	424	503079.731	8586031.067	3796.6565	TN
397	503060.6822	8585997.893	3822.2533	TN	425	503079.1674	8586017.575	3799.8432	TN
398	503088.2632	8585998.334	3813.9219	TN	426	503050.2469	8586022.011	3805.3138	TN
399	503068.2508	8586001.259	3817.2302	TN	427	503085.1929	8586034.774	3798.37	TN
400	503084.5835	8586000.68	3814.93	TN	428	503073.2907	8586018.219	3801.7145	TN
401	503073.1907	8586004.384	3815.3447	TN	429	503042.853	8586027.708	3803.7279	TN
402	503078.6368	8586001.176	3812.9656	TN	430	503089.1807	8586036.818	3798.1376	TN
403	503068.6362	8586006.964	3814.8677	TN	431	503096.9321	8586037.095	3799.0117	TN
404	503083.7755	8586014.12	3802.1043	RIO	432	503046.6921	8586037.125	3797.4079	TN
405	503081.5217	8586013.127	3801.8361	RIO	433	503065.968	8586021.541	3800.7055	TN
406	503071.6833	8586009.361	3812.1158	TN	434	503047.2635	8586039.727	3795.2771	TN
407	503087.7893	8586002.315	3810.4238	TN	435	503059.531	8586024.408	3799.0438	TN
408	503061.904	8586011.719	3810.9683	TN	436	503098.3074	8586029.795	3803.9115	TN

409	503079.3582	8586017.921	3799.612	RIO	437	503096.4068	8586023.989	3807.7425	TN
410	503080.5628	8586018.555	3799.4991	RIO	438	503079.6687	8586017.651	3799.7895	E5
411	503081.33	8586005.261	3810.3398	TN	439	503078.7868	8586025.347	3797.6705	E6
412	503054.2044	8586014.712	3810.6595	TN	440	503059.7655	8586028.652	3794.6774	TN
413	503080.1367	8586022.894	3798.3277	TN	441	503054.7146	8586031.002	3794.3883	TN
414	503079.3339	8586009.494	3806.3861	TN	442	503050.5934	8586033.414	3795.161	TN
443	503049.4469	8586035.604	3795.4649	TN	471	503065.2723	8586035.762	3786.2541	TN
444	503047.7258	8586039.394	3795.1632	TN	472	503057.3581	8586040.804	3785.9729	TN
445	503044.8302	8586041.792	3794.2211	TN	473	503046.3524	8586048.741	3786.3413	TN
446	503037.4589	8586044.732	3794.23	TN	474	503057.1505	8586047.498	3777.3964	TN
447	503073.9636	8586019.733	3798.3156	TN	475	503063.5684	8586039.42	3780.921	TN
448	503068.2912	8586018.778	3801.2032	TN	476	503063.0374	8586036.594	3787.466	TN
449	503068.9277	8586022.297	3795.7312	TN	477	503044.0538	8586045.214	3790.9595	TN
450	503070.2823	8586023.915	3793.1237	TN	478	503071.6807	8586045.876	3785.4555	TN
451	503069.5547	8586028.036	3790.6244	TN	479	503044.2041	8586048.743	3787.2733	TN
452	503071.3478	8586024.936	3789.779	TN	480	503070.4805	8586035.357	3783.2971	TN
453	503074.6974	8586021.351	3793.9854	RIO	481	503070.7689	8586052.903	3783.0104	TN
454	503075.3868	8586021.16	3794.0427	RIO	482	503036.5132	8586052.973	3787.1207	TN
455	503076.0088	8586021.152	3794.2107	RIO	483	503068.5632	8586037.137	3781.9388	TN
456	503078.9516	8586019.543	3795.9198	RIO	484	503069.2607	8586035.565	3781.6293	RIO
457	503079.5845	8586020.265	3798.0569	RIO	485	503033.9535	8586057.646	3783.8014	TN
458	503082.4511	8586020.779	3799.1968	RIO	486	503027.6544	8586055.658	3786.9206	TN
459	503067.873	8586028.49	3783.9416	RIO	487	503065.8127	8586035.833	3781.7466	TN
460	503065.1371	8586029.651	3792.7634	RIO	488	503066.6437	8586054.573	3778.5943	TN
461	503054.6635	8586034.864	3790.2812	RIO	489	503025.7286	8586061.682	3781.8594	TN
462	503049.2905	8586039.587	3792.0442	RIO	490	503062.5898	8586038.896	3781.0729	TN
463	503051.4975	8586041.032	3788.1159	RIO	491	503060.2051	8586041.113	3780.5014	TN

464	503058.0047	8586036.86	3787.6281	RIO	492	503058.5079	8586046.555	3776.9347	TN
465	503062.4329	8586033.843	3787.2887	RIO	493	503044.5262	8586050.759	3784.3834	TN
466	503067.0969	8586031.44	3788.6067	RIO	494	503041.9803	8586050.866	3785.059	TN
467	503067.792	8586032.013	3786.8258	RIO	495	503043.5212	8586070.208	3766.6837	E7
468	503068.2497	8586032.256	3785.8267	RIO	496	503052.5697	8586055.444	3773.0483	TN
469	503064.2529	8586039.28	3779.6538	RIO	497	503049.6772	8586060.162	3770.0036	TN
470	503066.5917	8586034.515	3784.9866	TN	498	503049.3864	8586061.022	3770.0676	TN
499	503075.2328	8586051.528	3787.6492	TN	527	503049.8084	8586078.804	3753.1189	TN
500	503047.8329	8586063.899	3768.8196	TN	528	503052.0576	8586075.574	3751.9259	RIO
501	503054.1802	8586056.173	3770.2822	TN	529	503058.2965	8586081.371	3758.8409	TN
502	503077.9766	8586058.12	3782.9782	TN	530	503071.5781	8586084.961	3762.536	TN
503	503073.3066	8586062.07	3778.3497	TN	531	503051.6309	8586080.668	3750.5325	RIO
504	503048.7993	8586065.573	3766.8807	TN	532	503050.782	8586080.412	3750.4186	RIO
505	503065.025	8586070.737	3768.0428	TN	533	503047.9701	8586079.185	3754.1861	TN
506	503059.4881	8586062.735	3765.8682	TN	534	503050.0883	8586085.102	3749.2875	RIO
507	503061.3036	8586067.008	3764.9703	TN	535	503060.7771	8586084.012	3757.3849	TN
508	503056.5026	8586066.882	3759.444	TN	536	503049.8491	8586083.519	3750.2229	RIO
509	503059.6699	8586071.44	3760.5627	TN	537	503048.7541	8586089.501	3748.5399	LOTE
510	503038.923	8586078.479	3761.3858	TN	538	503050.9519	8586088.518	3747.4314	RIO
511	503041.9922	8586076.33	3760.0289	TN	539	503047.5974	8586082.347	3751.573	TN
512	503033.9082	8586079.878	3763.5817	TN	540	503049.9269	8586086.943	3748.3361	RIO
513	503055.0554	8586075.344	3756.4002	TN	541	503066.244	8586094.748	3753.8411	TN
514	503048.0303	8586073.839	3758.776	TN	542	503053.3646	8586085.068	3751.5701	TN
515	503055.2515	8586071.419	3755.8695	TN	543	503067.0708	8586093.038	3754.3275	TN
516	503044.9821	8586077.155	3757.5175	TN	544	503071.063	8586094.574	3754.3415	TN
517	503031.407	8586089.697	3758.1431	TN	545	503049.1659	8586084.468	3750.4885	LOTE
518	503053.6491	8586072.14	3754.3704	RIO	546	503055.7256	8586084.296	3753.8756	TN

519	503038.6246	8586080.969	3759.6049	TN	547	503071.379	8586093.581	3754.6231	TN
520	503023.7409	8586093.937	3756.0254	TN	548	503067.195	8586046.738	3777.9278	TN
521	503053.0789	8586075.517	3752.4482	RIO	549	503067.4784	8586051.145	3779.2323	TN
522	503036.7159	8586084.903	3756.8047	RIO	550	503070.6858	8586052.171	3783.0553	TN
523	503053.8682	8586075.679	3753.3564	RIO	551	503068.9403	8586061.456	3774.8551	TN
524	503040.3498	8586081.937	3755.6653	RIO	552	503062.156	8586059.354	3772.7527	TN
525	503045.4639	8586079.29	3754.1591	TN	553	503059.6233	8586059.224	3766.4243	TN
526	503056.0511	8586079.238	3756.5354	TN	554	503060.2603	8586055.424	3767.6758	TN
555	503045.1267	8586069.655	3766.6909	TN	557	503054.9731	8586078.34	3755.9369	TN
556	503054.2149	8586079.452	3755.2644	TN					

## Procesamiento de los datos de campo, AutoCAD CIVIL 3D 2018

- Exportación de los puntos del levantamiento.
- Creación de la superficie del terreno.
- Proceso de curvas de nivel.
- Plano topográfico

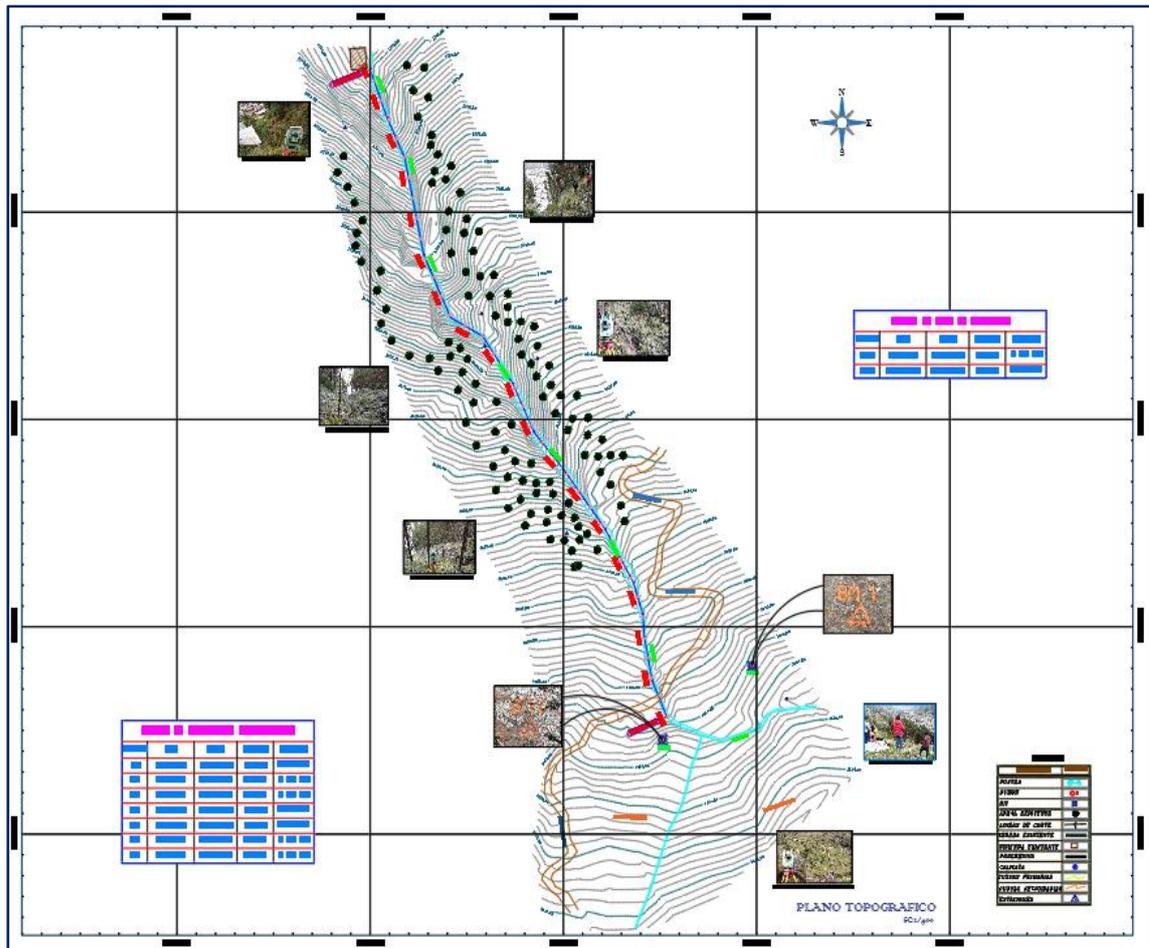


Figura 15. Zona de estudio-quebrada Santa Bárbara.

### 3.8.3. Estudio de mecánica de suelo

Es una parte fundamental para el diseño de la estructura, pues de esta se obtienen datos necesarios como la capacidad portante, el tipo de suelo predominante en la zona de estudio y la granulometría del cauce, para ello se realizó dos calicatas a cielo abierto, donde se han encontrado C-01 SP (Arena

mal graduada, arenas gravosas, poco o ningún fino) y C-02 SP-SC (Arena arcillosa), de color marrón.

### **Ensayos de laboratorio**

Las muestras de suelos fueron clasificadas y seleccionadas siguiendo el procedimiento descrito en ASTM D-2488 "Practica Recomendada para la Descripción de Suelos". Estas muestras representativas fueron sometidas a los siguientes ensayos:

#### **Ensayo Estándar**

- Análisis Granulométrico por tamizado ASTM C – 136
- Ensayo de Límite de consistencia. ASTM. D - 4318
- Limite Liquido
- Limite Plástico
- Índice de Plasticidad

#### **Clasificación SUCS ASTM D - 2487**

- Clasificación AASHTO ASTM D - 3282

#### **Ensayo especial**

- Corte Directo ASTM D – 2216
- Capacidad Admisible del Suelo ASTM D – 420

#### **Parámetros para el diseño de la estructura**

Tabla 17. Parámetros de diseño para la presa de control CA-01

Parámetros	Resultados
Angulo de fricción interna $\phi$	18.16
Cohesión c	0.25
$Q_{admisible}$	0.91 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: LCCMSC (2018).

Tabla 18. Parámetros de diseño para la presa de control CA-02

Parámetros	Resultados
Angulo de fricción interna $\phi$	19.83
Cohesión c	0.30
$Q_{admisible}$	0.95 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: LCCMSC (2018).

### 3.8.4. Cálculo del caudal de diseño

Esta fase inicia con el análisis estadístico de la precipitación máxima en 24 horas, información que fue proporcionada por SENAMHI, la intención de esta es que mediante la distribución probabilística de Gumbel, obtener las curvas intensidad, duración y frecuencia de la zona de estudio.

### Cálculo de las máximas precipitaciones

Tabla 19. Precipitaciones máximas de la estación Asunción.

Nº	Año	Mes	Precipitación (mm)	
		Máx. Precip.	$X_i$	$(x_i - \bar{x})^2$
1	1964	23.60	23.60	0.00
2	1965	25.20	25.20	2.44
3	1966	30.30	30.30	44.37
4	1967	30.00	30.00	40.46
5	1968	47.60	47.60	574.13
6	1969	26.30	26.30	7.08
7	1970	23.60	23.60	0.00
8	1971	22.50	22.50	1.30
9	1972	25.80	25.80	4.67
10	1973	29.20	29.20	30.93
11	1974	25.10	25.10	2.13
12	1982	24.80	24.80	1.35
13	1988	25.00	25.00	1.85
14	1989	25.30	25.30	2.76
15	1990	24.40	24.40	0.58
16	1991	25.80	25.80	4.67
17	1992	21.60	21.60	4.16
18	1993	29.20	29.20	30.93
19	1994	25.60	25.60	3.85
20	1995	21.00	21.00	6.96
21	1996	15.90	15.90	59.89
22	1997	17.60	17.60	36.47
23	1998	14.90	14.90	76.37
24	1999	16.90	16.90	45.41
25	2000	12.40	12.40	126.31

26	2001	28.30	28.30	21.73
27	2002	26.20	26.20	6.56
28	2003	30.40	30.40	45.71
29	2004	15.50	15.50	66.24
30	2005	13.20	13.20	108.97
31	2006	14.00	14.00	92.91
32	2007	15.20	15.20	71.21
33	2008	16.50	16.50	50.96
34	2009	30.60	30.60	48.46
35	2010	24.30	24.30	0.44
36	2011	27.20	27.20	12.68
36		Suma	851.0	1634.9

Fuente: SENAMHI (2018).

La tabla anterior muestra las precipitaciones máximas ordenadas anualmente.

### Cálculo de las variables probabilísticas

Tabla 20. Cálculo de las variables probabilísticas del método de Gumbel.

Cálculo variables probabilísticas		
$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} =$	23.64	mm
$S = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} =$	6.83	mm
$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S =$	5.33	mm
$u = \bar{x} - 0.5772\alpha =$	20.56	mm

La Tabla 20 muestra los valores de las variables utilizadas en el método Gumbel, con las cuales se determinará las precipitaciones máximas probables.

Los parámetros de ajuste se estiman como:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \qquad u = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Siendo:

$\bar{x}$  = media aritmética de la muestra

S = Desviación típica de la muestra

## Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias

Una vez calculada las variables, se procede a determinar las precipitaciones máximas probables y la probabilidad de ocurrencia para los diferentes periodos de retorno, tal como se muestra a continuación:

Tabla 21. Cálculo de probabilidad de ocurrencia - precipitaciones máximas.

Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias				
Periodo de retorno (años)	Variable reducida (YT)	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia (F(xT))	Corrección de intervalo fijo (XT (mm))
2	0.3665	22.5161	0.5000	25.4432
5	1.4999	28.5561	0.8000	32.2684
10	2.2504	32.5551	0.9000	36.7873
25	3.1985	37.6079	0.9600	42.4969
50	3.9019	41.3563	0.9800	46.7326
100	4.6001	45.0771	0.9900	50.9371

## Cálculo de las máximas precipitaciones para diferentes horas en un día

El siguiente paso consiste en determinar las precipitaciones en un día para lo cual es necesario multiplicar XT por los factores que se muestra en la Tabla 22 y cuyos valores corregidos se muestra en la Tabla 23:

Tabla 22. Factores de corrección - precipitaciones máximas en horas.

Duraciones en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00

Tabla 23. Precipitación máxima por tiempos de duración.

Tiempo de duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración					
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
24 hr	X24	25.44	32.27	36.79	42.50	46.73	50.94
18 hr	X18 = 91%	23.15	29.36	33.48	34.00	42.53	46.35
12 hr	X12 = 80%	20.35	25.81	29.43	34.00	37.39	40.75
8 hr	X8 = 68%	17.30	21.94	25.02	28.90	31.78	34.64
6 hr	X6 = 61%	15.52	19.68	22.44	25.92	28.51	31.07

5 hr	X5 = 57%	14.50	18.39	20.97	24.22	26.64	29.03
4 hr	X4 = 52%	13.23	16.78	19.13	22.10	24.30	26.49
3 hr	X3 = 46%	11.70	14.84	16.92	19.55	21.50	23.43
2 hr	X2 = 39%	9.92	12.58	14.35	16.57	18.23	19.87
1 hr	X1 = 30%	7.63	9.68	11.04	12.75	14.02	15.28

### **Cálculo de las intensidades de lluvia a partir de las máximas precipitaciones**

Tabla 24. Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno.

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno					
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
24 hr	1440	1.06	1.34	1.53	1.77	1.95	2.12
18 hr	1080	1.29	1.63	1.86	1.89	2.36	2.58
12 hr	720	1.70	2.15	2.45	2.83	3.12	3.40
8 hr	480	2.16	2.74	3.13	3.61	3.97	4.33
6 hr	360	2.59	3.28	3.74	4.32	4.75	5.18
5 hr	300	2.90	3.68	4.19	4.84	5.33	5.81
4 hr	240	3.31	4.19	4.78	5.52	6.08	6.62
3 hr	180	3.90	4.95	5.64	6.52	7.17	7.81
2 hr	120	4.96	6.29	7.17	8.29	9.11	9.93
1 hr	60	7.63	9.68	11.04	12.75	14.02	15.28

La tabla anterior muestra las intensidades de la precipitación obtenida luego de dividir la precipitación calculada en la Tabla 23 entre los minutos en los que se desarrolla.

### **Cálculo de las constantes K y n**

De acuerdo a la fórmula de la intensidad  $I = (KT^m)/t^n$ , se procede a determinar los valores de las constantes que gobiernan la mencionada fórmula para cada periodo de retorno; a continuación, se muestran como ejemplo los valores obtenidos para un periodo de retorno de 100 años. Como resultado en la primera regresión se obtuvieron los parámetros “d” y “n”.

Tabla 25. Cálculo de constantes d y n para un periodo de 100 años.

Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	2.12	7.27	0.75	5.47	52.89
2	1080	2.58	6.98	0.95	6.61	48.79
3	720	3.40	6.58	1.22	8.04	43.29
4	480	4.33	6.17	1.47	9.05	38.12
5	360	5.18	5.89	1.64	9.68	34.65
6	300	5.81	5.70	1.76	10.03	32.53
7	240	6.62	5.48	1.89	10.36	30.04
8	180	7.81	5.19	2.06	10.67	26.97
9	120	9.93	4.79	2.30	10.99	22.92
10	60	15.28	4.09	2.73	11.16	16.76
10	4980	63.05	58.16	16.76	92.07	346.94
Ln (d) =	5.2605	d =	192.5689	n =	-0.6164	

La intención de este paso es determinar mediante sustitución las variables de la ecuación de las intensidades, para lo cual es necesario el cálculo de las variables d, n, K y m que se muestran en las tablas adyacentes.

Tabla 26. Cálculo de las constantes K y m para un periodo de 100 años.

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	2	96.1888	0.6931	4.5663	3.1651	0.4805
2	5	121.9917	1.6094	4.8040	7.7317	2.5903
3	10	139.0754	2.3026	4.9350	11.3633	5.3019
4	25	175.3292	3.2189	5.1667	16.6309	10.3612
5	50	176.6740	3.9120	5.1743	20.2420	15.3039
6	100	192.5689	4.6052	5.2605	24.2253	21.2076
6	192	901.8280	16.3412	29.9067	83.3582	55.2453
Ln (K) =	4.5010	K =	90.1117	m =	0.1775	

### Cálculo de la ecuación de la intensidad y las curvas I-D-F

Una vez obtenidos los valores de las constantes que gobiernan la ecuación de la intensidad, se reemplazan en la siguiente ecuación para finalmente obtener las curvas de intensidad – duración y frecuencia.

$$I = \frac{90.117 T^{0.17749}}{t^{0.61926}}$$

Tabla 27. Cuadro de la intensidad - duración y frecuencia.

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia en años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
5	44.3	28.8	22.4	18.8	16.3	14.6	13.3	12.2	11.4	10.6	10.0	9.5
10	50.1	32.6	25.3	21.2	18.5	16.5	15.0	13.8	12.8	12.0	11.3	10.7
25	58.9	38.3	29.8	25.0	21.7	19.4	17.6	16.2	15.1	14.2	13.3	12.6
50	66.6	43.4	33.7	28.2	24.6	22.0	20.0	18.4	17.1	16.0	15.1	14.3
100	75.3	49.0	38.1	31.9	27.8	24.8	22.6	20.8	19.3	18.1	17.1	16.2

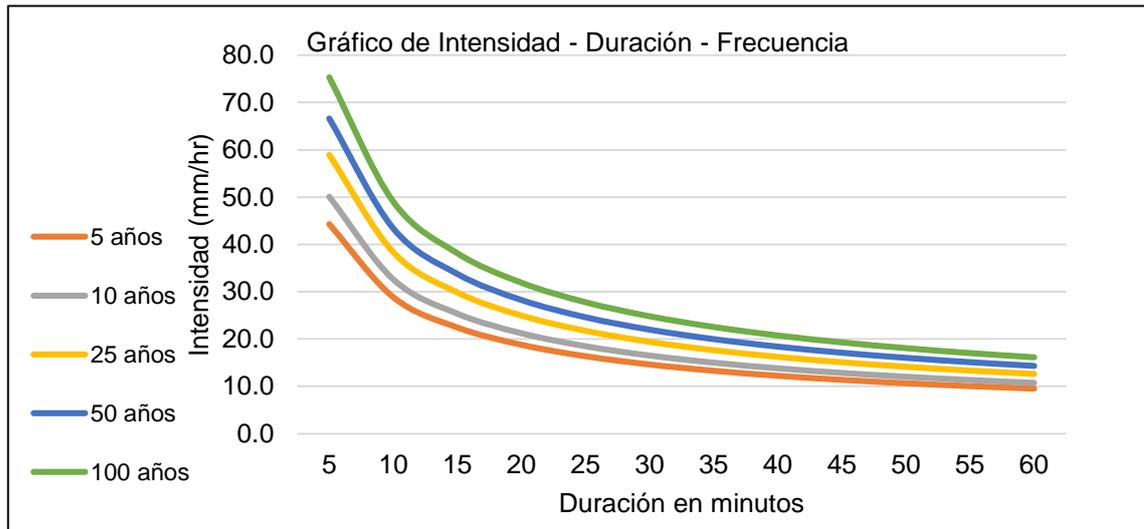


Figura 16. Gráfico de las curvas intensidad – duración y frecuencia.

En la Figura 16 se puede apreciar cómo se representaron gráficamente las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para distintos periodos de retorno.

Lo siguiente a este paso es distribuir la precipitación obtenida en las curvas I-D-F en hietogramas de precipitación los cuales son base para el modelamiento en Hec-Hms.

### Modelo Hec- Hms

El cálculo de las máximas avenidas, se realizó mediante la aplicación del modelo Hec-Hms (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System), pues este modelo puede lograr simular la respuesta hidrológica de la cuenca, toma en cuenta la descripción física de la cuenca y descripción meteorológica.

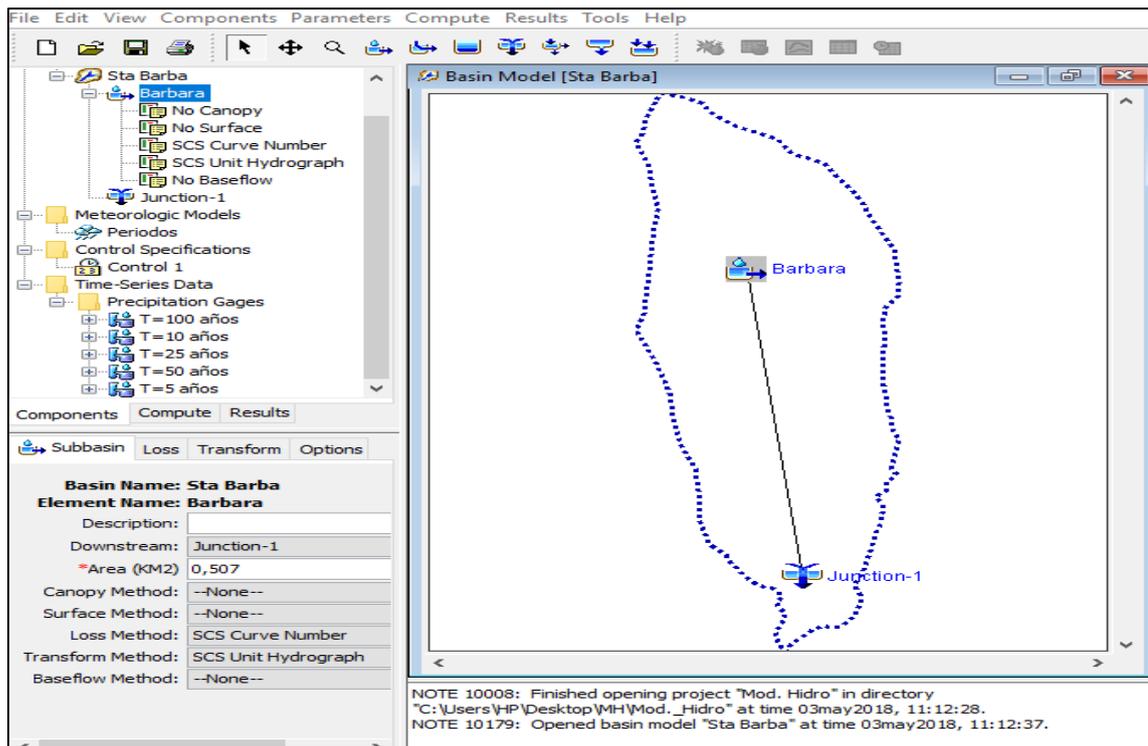


Figura 17. Esquema del modelo Hec-Hms.

En la figura anterior muestra los componentes usados para el análisis de las máximas avenidas para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

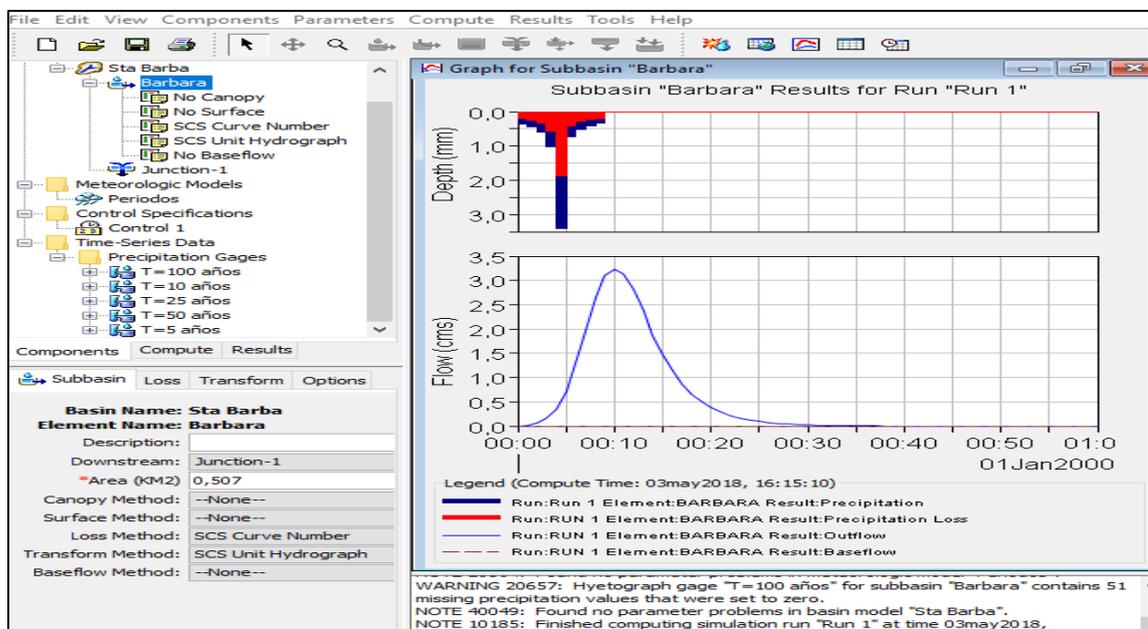


Figura 18. Visualización de resultados del modelo Hec-Hms.

## Modelamiento HEC-RAS

Para comprender el comportamiento hidráulico de la zona de estudio, se ha realizado el modelamiento en HEC-RAS, mediante el cual, se logró determinar el desborde del caudal para un periodo de retorno de 100 años en la progresiva 00+170.

Para un correcto análisis se debe seguir los siguientes pasos:

- a. Insertar la forma geométrica, tal como se muestra en la Figura 19 en la cual se muestra, la correcta inserción del terreno en formato DEM, transportado desde Arc-Map, y como se muestra, da una mejor representación del terreno y por ende muestra resultados más confiables.

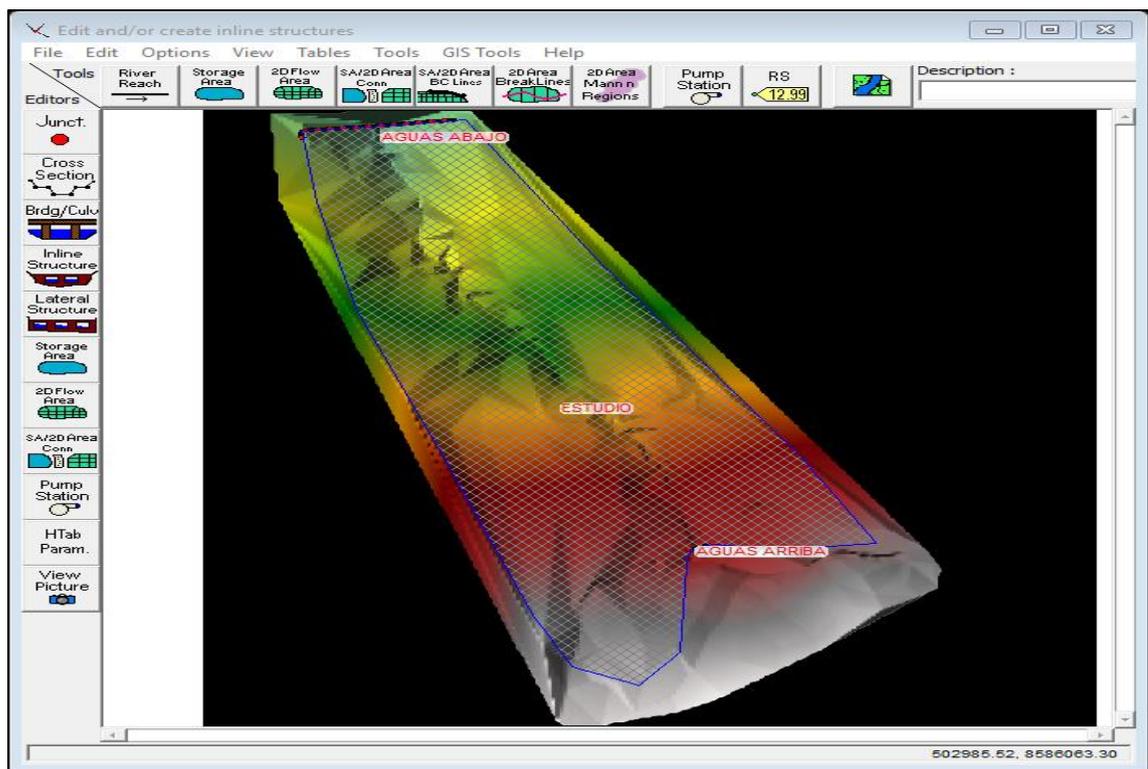


Figura 19. Sección de la geometría de la zona de estudio.

- b. Insertar el caudal de análisis, de acuerdo al análisis en el modelo Hec-Hms; en este caso se considera el caudal para un periodo de diseño de 10 años.

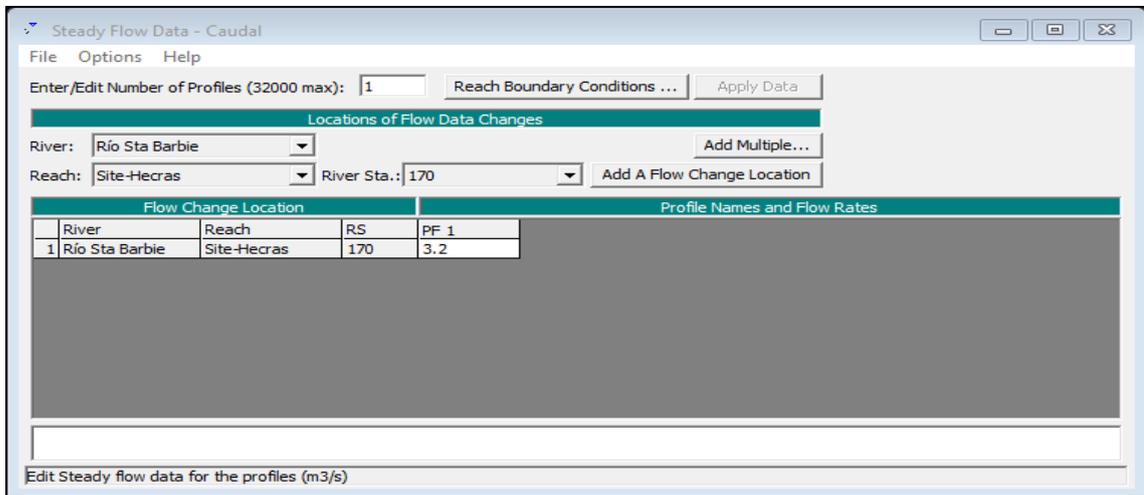


Figura 20. Inserción del caudal máximo en el modelo Hec-Hms.

- c. Visualización de resultados; en esta etapa, el modelo muestra el comportamiento de la zona de estudio, además de poder determinar los puntos críticos.

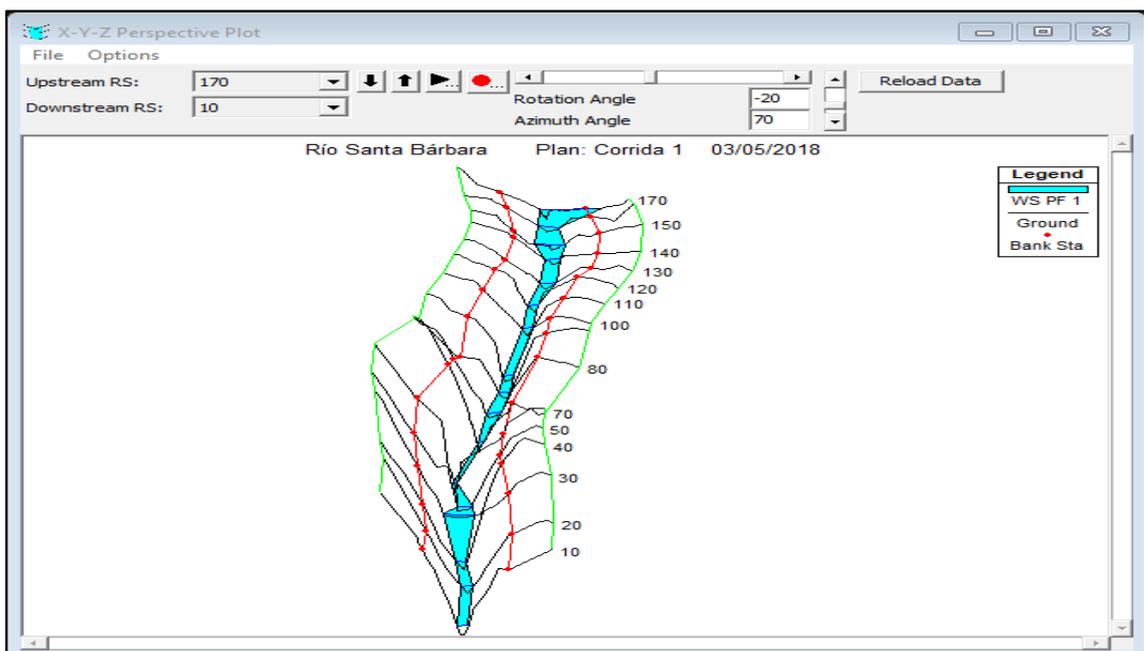


Figura 21. Visualización de resultados modelo Hec-Ras.

### 3.8.5. Estimación de la producción de sedimentos

La estimación de la producción de sedimentos se realizó mediante las metodologías propuestas por Djorovic, Fleming y la Ecuación Universal de pérdida de suelos que se describen en el ítem 2.2.4; de los valores obtenidos se consideró el promedio ponderado para así determinar el valor final.

### 3.8.6. Diseño de presa de control

Para el diseño de la presa de control se consideró el análisis estático en tres condiciones, a presa vacía, a presa llena de agua y llena de sedimentos.

#### Cálculo del ancho de corona

Se determinó aplicando la siguiente fórmula:

$$C_e = \frac{\sqrt{H}}{2}$$

#### Cálculo de la estabilidad a presa llena y vacía de agua

Para el cálculo de la estabilidad, la estructura se analizó en cuatro secciones, las cuales son analizadas a continuación:

- Zona I y II

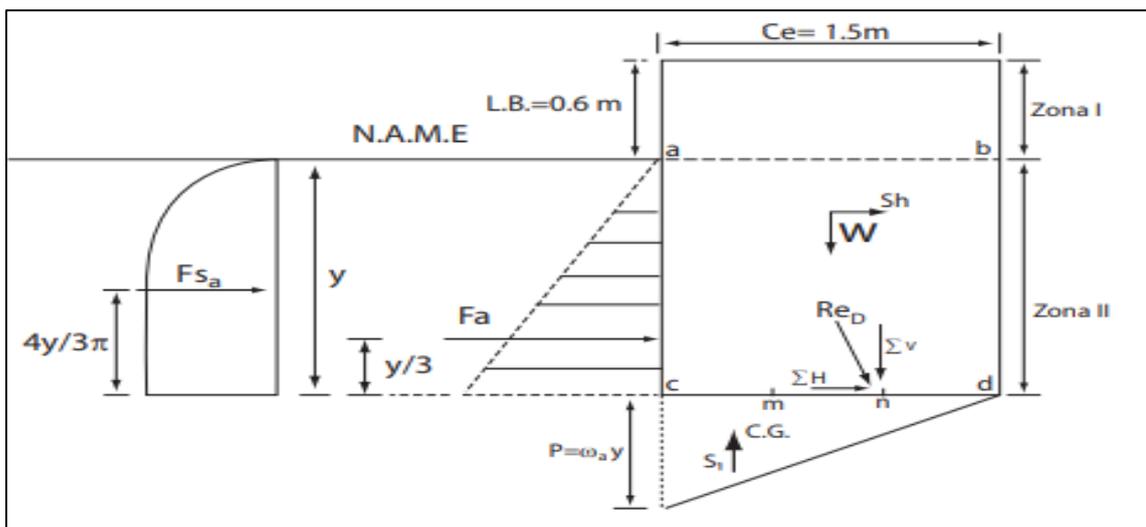


Figura 22. Esquema de análisis para las zonas I y II de la presa de control.

Donde:

W: Peso propio del material

Sh: Supresión horizontal

Si: Supresión vertical

Fa: Fuerza del agua

Fsa: Fuerza sismo del agua

Este procedimiento consiste en determinar las fuerzas actuantes en las zonas I y II para obtener los momentos actuantes respecto al punto "n".

Tabla 28. Análisis de presa vacía de las zonas I y II.

No	Símbolo	Detalle de cálculo	Fuerzas (Kg)		Brazo (m)	Momento (Kg-m)
			Fv	Fh		
1	W	[1.15(X+0.5)]2200	3671.991		0.000	0.000
2	Sh'	0.1W		-367.199	0.726	-266.473
Suma			3671.991	-367.199		-266.473

Además del cálculo de las fuerzas externas, es necesario determinar el comportamiento de las fuerzas internas; las cuales se obtienen en la siguiente tabla:

Tabla 29. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en las zonas I y II.

$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_1$ :	7627.002	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.763	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_2$ :	0.000	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.000	Kg/cm <sup>2</sup>

De la misma manera, se analizan las zonas I y II pero considerando que la presa está llena de agua; los resultados se muestran a continuación:

Tabla 30. Análisis de presa llena de las zonas I y II.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	W	3671.991		0.192	-703.798
2	Sh		367.199	0.726	266.473
3	Fa		452.562	0.317	143.519
4	Fsa		50.234	0.404	20.284
5	S1	713.535		0.383	273.522
Suma		4385.526	869.995		-0.001

Tabla 31. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en las zonas I y II.

$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_1$ :	1984.086	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.198	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_2$ :	3985.503	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.399	Kg/cm <sup>2</sup>

- Zona III

En la zona III, empieza ancharse la base de acuerdo de acuerdo a un talud 0.5:1, y cuyos valores obtenidos se muestran a continuación:

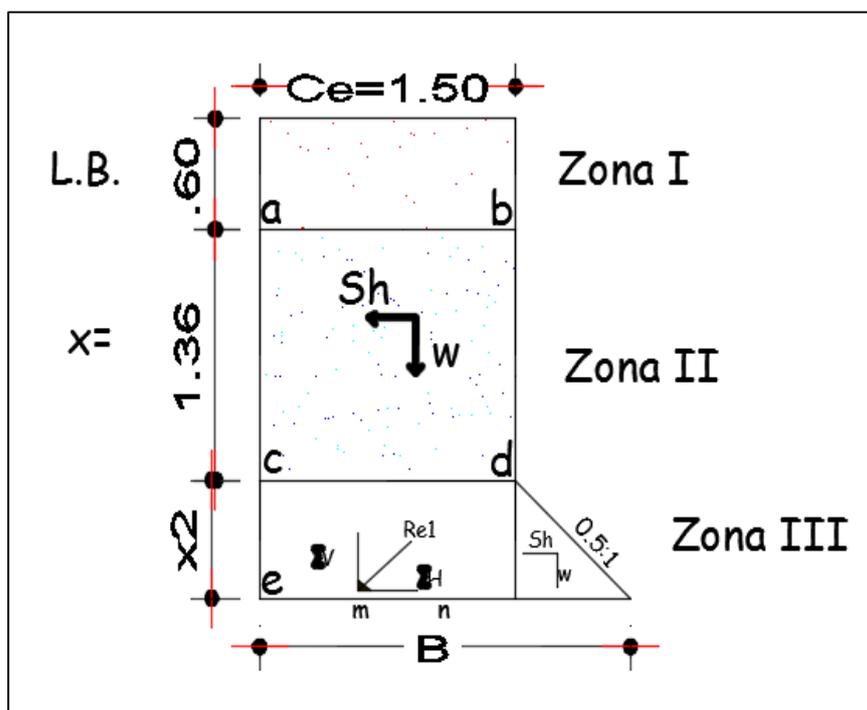


Figura 23. Esquema de análisis para la zona III de la presa de control.

El procedimiento de cálculo es el mismo que el descrito anteriormente, por lo que a continuación se da a conocer los resultados para la zona III.

Tabla 32. Cálculo fuerzas actuantes en la zona III a presa vacía.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
		X2	0.73276		
1	W	5525.8742		0.06954	-384.269292
2	Sh		552.58742	1.09207	603.464144
3	w'	295.31547		0.7666667	-226.408527
4	sh'		29.531547	0.2442533	7.21317879
	Suma	5821.18967	582.118967		-0.00049608

Tabla 33. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en las zonas III.

$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_1$ :	4780.510	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.478	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_2$ :	1213.095	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.121	Kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 34. Cálculo fuerzas actuantes en la zona III a presa llena.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	W	5525.874		0.436	-2408.839
2	Sh		552.587	1.092	603.464
3	W'	295.315		0.261	77.138
4	Sh'		29.532	0.244	7.213
5	Fa		1418.164	0.561	796.129
6	Fsa		157.416	0.715	112.517
7	S1	-1276.898		0.272	347.478
	Suma:	4544.292	2157.699		-464.900

Tabla 35. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en las zonas III.

$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_1$ :	7677.744	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.768	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_2$ :	0.001	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.000	Kg/cm <sup>2</sup>

- Zona IV-1

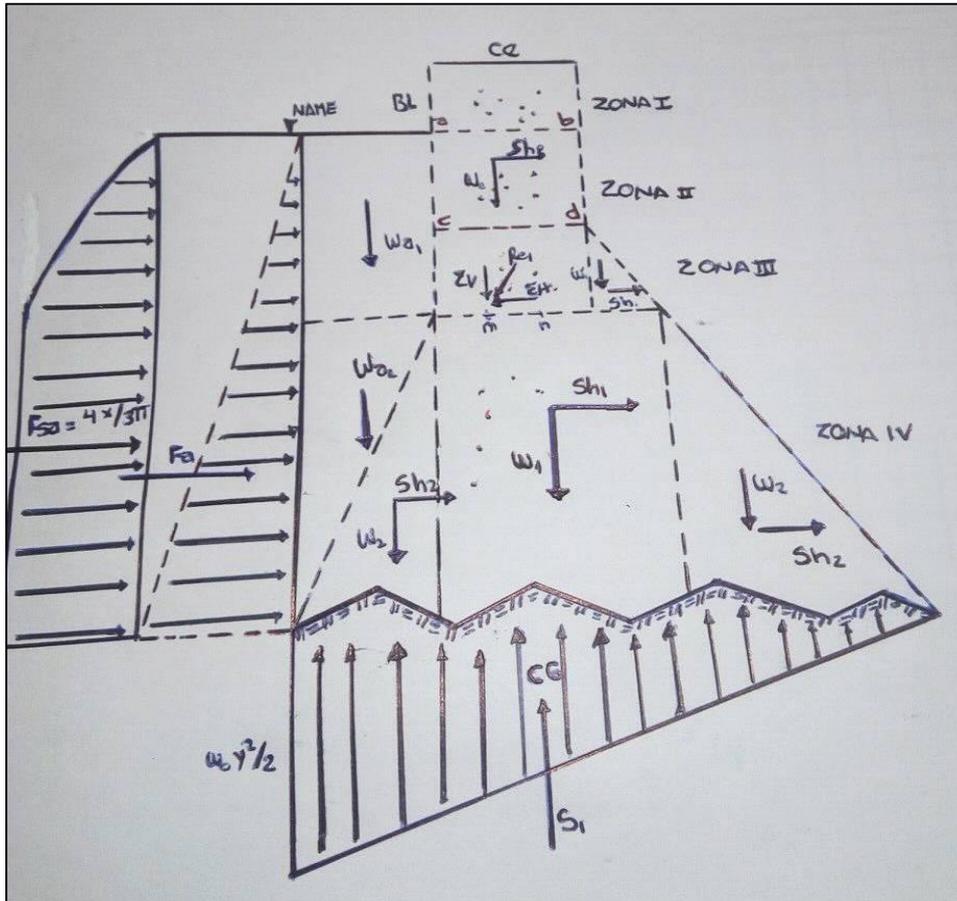


Figura 24. Esquema de análisis para la zona IV-1 de la presa de control.

Tabla 36. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-1 a presa llena.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	RZIII	5821.190		1.228	7148.235
2	RYIII		582.119	3.016	1755.589
3	W1	10061.018		1.271	12786.408
4	Sh1		1006.102	1.508	1517.131
5	W2	1700.842		0.342	581.343
6	Sh2		170.084	1.005	170.983
7	W3	9004.457		2.934	26417.585
8	Sh3		900.446	1.005	905.206
9	War	863.452		0.256	221.344
10	Wat	773.110		0.171	132.124
11	Fa		11045.000	1.567	17303.833
12	Fsa		1225.995	1.995	2445.544
13	S1	-11146.873		1.581	-17624.507
Suma:		17077.196	14929.746		53760.820

Tabla 37. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en la zona IV-1.

$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_1$ :	7136.141	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.714	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_2$ :	64.338	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.006	Kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 38. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-1 a presa vacía.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	RZIII	5821.190		1.228	7148.235
2	RYIII		582.119	3.016	1755.589
3	W1	10061.018		0.389	3910.930
4	Sh1		1006.102	1.508	1517.131
5	W2	1700.842		0.342	581.343
6	Sh2		170.084	1.005	170.983
7	W3	9004.457		2.934	26417.585
8	Sh3		900.446	1.005	905.206
Suma:		26587.507	2658.751		42407.004

Tabla 39. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en la zona IV-1.

$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_1$ :	11112.017	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	1.111	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_2$ :	98.417	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.010	Kg/cm <sup>2</sup>

- Zona IV-2

Tabla 40. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-2 a presa llena.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	RZIV-1	26587.507		1.799	47830.855
2	RYIV-1		2658.751	1.200	3190.501
3	W1	12522.445		2.576	32253.749
4	Sh1		1252.244	0.600	751.347
5	W2	269.280		0.136	36.622
6	Sh2		26.928	0.400	10.771

7	W3	1425.600		5.307	7566.158
8	Sh3		142.560	0.400	57.024
9	War1	1207.017		0.358	432.532
10	War2	615.235		0.102	62.754
11	Wat1	773.110		0.375	289.838
12	Wat2	122.400		0.068	8.323
13	Wt1	364.752		0.068	24.803
14	Wt2	1853.280		5.667	10503.187
15	Fa		11045.000	2.767	30557.833
16	Fsa		1225.995	3.195	3916.738
17	S1	-17780.683		2.009	-35723.468
Suma:		27959.942	16351.478		101769.567

La zona IV-2 representa la parte de la cimentación, por lo que en el análisis de esta zona es necesario considerar la influencia de los volúmenes de sedimentos acumulados en la base.

Tabla 41. Cálculo de los esfuerzos internos a presa llena en la zona IV-2.

$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_1$ :	7530.322	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.753	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$		
$\sigma_2$ :	1747.368	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.175	Kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 42. Cálculo de fuerzas actuantes en la zona IV-2 a presa vacía.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	RZIV-1	26587.507		1.799	47830.855
2	RYIV-1		2658.751	1.200	3190.501
3	W1	12522.445		2.576	32253.749
4	Sh1		1252.244	0.600	751.347
5	W2	269.280		0.136	36.622
6	Sh2		26.928	0.400	10.771
7	W3	1425.600		5.307	7566.158
8	Sh3		142.560	0.400	57.024
9	Wt1	364.752		0.068	24.803
10	Wt2	1853.280		5.667	10503.187
Suma:		43022.863	4080.483		102225.017

Tabla 43. Cálculo de los esfuerzos internos a presa vacía en la zona IV-2.

	$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$	
$\sigma_1$ :	11668.527	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	1.167	Kg/cm <sup>2</sup>
	$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$	
$\sigma_2$ :	2607.352	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.261	Kg/cm <sup>2</sup>

En cada una de las secciones analizadas se verifican que la fuerza resultante caiga en el tercio medio de la base de la estructura para evitar grandes excentricidades; además también se verificó los factores de seguridad contra volteo y deslizamiento

### Cálculo de estabilidad a presa llena de sedimentos

Para la verificación cuando la presa está llena de sedimentos, se debe calcular el empuje de Rankine, para posteriormente verificar los factores de seguridad a deslizamiento, volteo y además la verificación de presiones sobre el terreno.

Tabla 44. Parámetros de cálculo en la presa llena de sedimentos.

Dimensionamiento de la pantalla	
<p>Coeficiente de empuje activo:</p> $k_a = \cos\theta \left( \frac{\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}}{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}} \right)$ <p><b>Ka: 0.529</b></p> <p>Mu: <math>1.7Ka\gamma hp^3/6</math></p> <p><b>Mu: 60.27 Tn-m</b></p> <p>Dimensionamiento de t1</p> $C_e = \frac{\sqrt{H}}{2}$ <p>Ce: 1.1402</p> <p>Ce (asumido) 1.15</p>	<p>t1: 1.15m</p> <p>hp= 5.2 m</p> <p>4.7433502</p> <p><math>P = \frac{1}{2} K_a \gamma h_p^2</math></p> <p><math>= 26.33</math></p> <p>Tn</p>

Una vez determinada las dimensiones de la presa, se calcula la capacidad de retención de la estructura y el número de estas necesarias para que cumpla un adecuado funcionamiento.

### **3.8.7. Costo de inversión**

Como último objetivo se obtuvo el costo de inversión de la obra la cual es de s/1,017,379.47, iniciando con el metrado, seguido del cálculo de los precios unitarios con el cual se obtuvo el costo total, para finalmente mediante un análisis de costo - efectividad determinar el monto que las zonas de peligro (alta, media y baja) deberían invertir.

### **3.9. Técnicas y análisis de datos**

Las técnicas y análisis de datos para la presente investigación fueron de acuerdo a un análisis cuantitativo, para lo cual se recurrió a la aplicación de softwares especializados como Excel, Hec-Hms, Hec Ras, Arc gis y S10.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS

#### 4.1. Máximas avenidas para diferentes periodos de retorno

##### 4.1.1. Análisis de datos pluviométricos

El análisis de los datos pluviométricos inicia con búsqueda de datos de precipitación máxima en 24 horas, las cuales se muestran en el Anexo N°02 para posteriormente obtener las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias mediante el modelo Gumbel.

Tabla 45. Cálculo de variables probabilísticas para el método de Gumbel.

Cálculo variables probabilísticas		
$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} =$	23.64	mm
$S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} =$	6.83	mm
$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S =$	5.33	mm
$u = \bar{x} - 0.5772\alpha =$	20.56	mm

La tabla anterior muestra el valor de las variables necesarias para el cálculo probabilístico de la precipitación.

Tabla 46. Precipitaciones máximas probables para distintas frecuencias.

Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias				
Periodo de retorno (años)	Variable reducida (YT)	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia (F(xT))	Corrección de intervalo fijo (XT (mm))
2	0.3665	22.5161	0.5000	25.4432
5	1.4999	28.5561	0.8000	32.2684
10	2.2504	32.5551	0.9000	36.7873
25	3.1985	37.6079	0.9600	42.4969
50	3.9019	41.3563	0.9800	46.7326
100	4.6001	45.0771	0.9900	50.9371

La Tabla 46 muestra la precipitación para diferentes periodos de retorno, a las cuáles se las ha afectado por un factor de corrección.

Tabla 47. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración

Tiempo de duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración					
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
24 hr	X24	25.44	32.27	36.79	42.50	46.73	50.94
18 hr	X18 = 91%	23.15	29.36	33.48	34.00	42.53	46.35
12 hr	X12 = 80%	20.35	25.81	29.43	34.00	37.39	40.75
8 hr	X8 = 68%	17.30	21.94	25.02	28.90	31.78	34.64
6 hr	X6 = 61%	15.52	19.68	22.44	25.92	28.51	31.07
5 hr	X5 = 57%	14.50	18.39	20.97	24.22	26.64	29.03
4 hr	X4 = 52%	13.23	16.78	19.13	22.10	24.30	26.49
3 hr	X3 = 46%	11.70	14.84	16.92	19.55	21.50	23.43
2 hr	X2 = 39%	9.92	12.58	14.35	16.57	18.23	19.87
1 hr	X1 = 30%	7.63	9.68	11.04	12.75	14.02	15.28

Los valores de la Tabla 46 son utilizados para determinar la precipitación máxima en un día para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años; los cuales se muestran en la Tabla 47.

Tabla 48. Intensidades de lluvia - Duración de precipitación y frecuencia.

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno					
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
24 hr	1440	1.06	1.34	1.53	1.77	1.95	2.12
18 hr	1080	1.29	1.63	1.86	1.89	2.36	2.58
12 hr	720	1.70	2.15	2.45	2.83	3.12	3.40
8 hr	480	2.16	2.74	3.13	3.61	3.97	4.33
6 hr	360	2.59	3.28	3.74	4.32	4.75	5.18

5 hr	300	2.90	3.68	4.19	4.84	5.33	5.81
4 hr	240	3.31	4.19	4.78	5.52	6.08	6.62
3 hr	180	3.90	4.95	5.64	6.52	7.17	7.81
2 hr	120	4.96	6.29	7.17	8.29	9.11	9.93
1 hr	60	7.63	9.68	11.04	12.75	14.02	15.28

La Tabla 48 da a conocer las intensidades en un día para los diferentes periodos de retorno.

Mediante las tablas descritas anteriormente y de acuerdo al método de Gumbel se calculó la ecuación de la intensidad, por lo que se obtuvo la siguiente:

$$I = \frac{90.1117 * T^{0.1777490}}{t^{0.61926}}$$

Tabla 49. Tabla de intensidades.

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia en años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
5	44.3	28.8	22.4	18.8	16.3	14.6	13.3	12.2	11.4	10.6	10.0	9.5
10	50.1	32.6	25.3	21.2	18.5	16.5	15.0	13.8	12.8	12.0	11.3	10.7
25	58.9	38.3	29.8	25.0	21.7	19.4	17.6	16.2	15.1	14.2	13.3	12.6
50	66.6	43.4	33.7	28.2	24.6	22.0	20.0	18.4	17.1	16.0	15.1	14.3
100	75.3	49.0	38.1	31.9	27.8	24.8	22.6	20.8	19.3	18.1	17.1	16.2

La Tabla 49 muestra los valores de la curva intensidad – duración y frecuencia calculadas mediante el remplazo de estas en la fórmula mostrada, además son expresadas en la Figura 25.

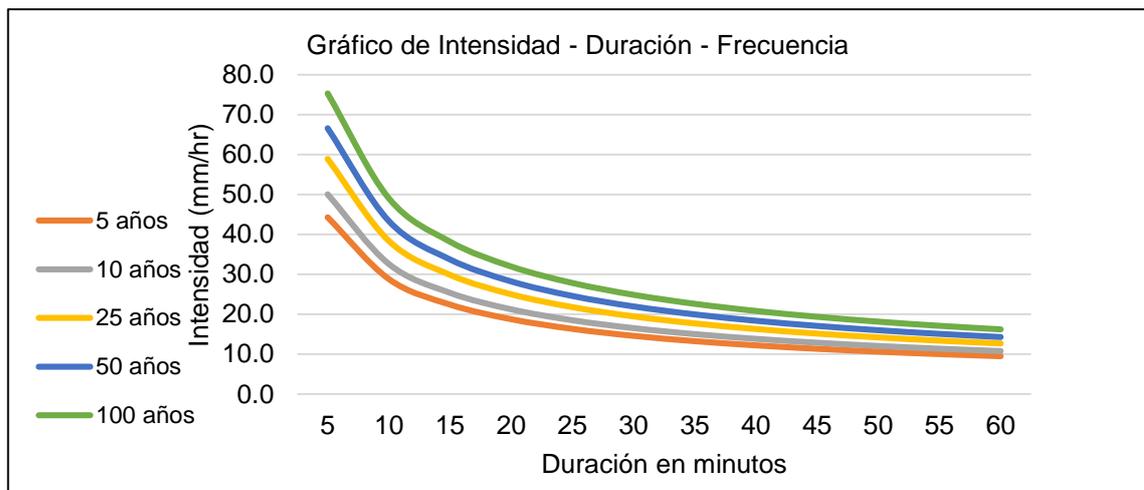


Figura 25. Gráfico de intensidad - duración y frecuencia.

Terminado el cálculo de las curvas – intensidad – frecuencia, se procedió a construir hietogramas de precipitación para su posterior análisis; un factor importante para estos es la determinación del tiempo de concentración, el cual fue obtenido mediante la fórmula de Kirpich con valor de 8.6424 minutos.

Los hietogramas de precipitación se calcularon a partir de las curvas Intensidad- Duración- Frecuencia, para distintos periodos de retorno y una duración de tormenta de 9 horas para cada estación pluviométrica, mediante el método de los bloques alternos.

Tabla 50. Tabla de distribución de la precipitación T = 05 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	119.91	2.00	2.00	2.00	0	1	0.22
2	78.06	2.60	0.60	0.60	1	2	0.27
3	60.73	3.04	0.43	0.43	2	3	0.35
4	50.82	3.39	0.35	0.35	3	4	0.60
5	44.26	3.69	0.30	0.30	4	5	2.00
6	39.53	3.95	0.27	0.27	5	6	0.43
7	35.93	4.19	0.24	0.24	6	7	0.30
8	33.08	4.41	0.22	0.22	7	8	0.24
9	30.76	4.61	0.20	0.20	8	9	0.20

Tabla 51. Tabla de distribución de la precipitación T = 5 años.

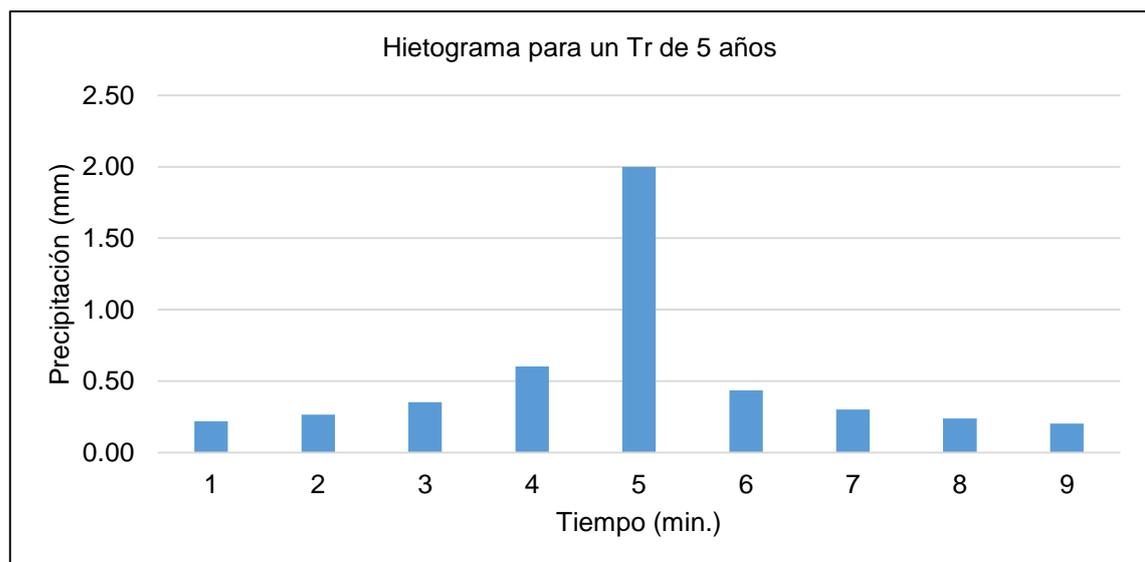


Figura 26. Hietograma para un T= 5 años

La Tabla 51 y Figura 26 dan a conocer la distribución de la precipitación en el tiempo de concentración obtenida mediante Kirpich para un periodo de retorno de 5 años.

Tabla 52. Tabla de distribución de la precipitación T = 10 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P.acumulada (mm)	Prof.incremental	Prof.ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	135.60	2.26	2.26	2.26	0	1	0.25
2	88.28	2.94	0.68	0.68	1	2	0.30
3	68.68	3.43	0.49	0.49	2	3	0.40
4	57.47	3.83	0.40	0.40	3	4	0.68
5	50.05	4.17	0.34	0.34	4	5	2.26
6	44.71	4.47	0.30	0.30	5	6	0.49
7	40.64	4.74	0.27	0.27	6	7	0.34
8	37.41	4.99	0.25	0.25	7	8	0.27
9	34.78	5.22	0.23	0.23	8	9	0.23

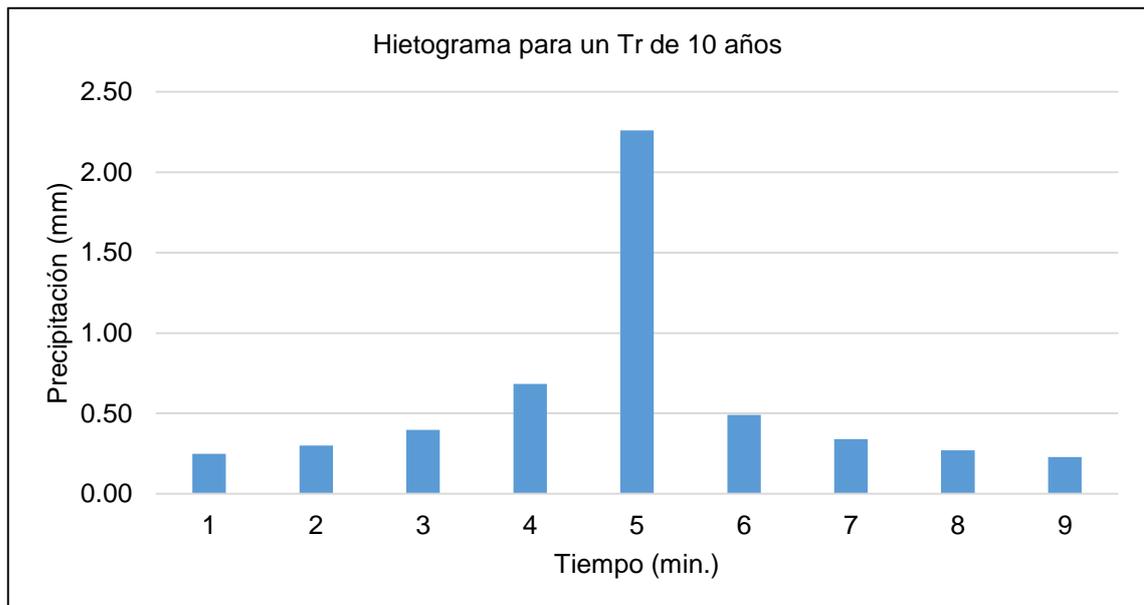


Figura 27. Hietograma para un T= 10 años

La Tabla 52 y la Figura 27 muestran los valores de la precipitación y el Hietograma respectivamente para un periodo de retorno de 10 años.

Tabla 53. Tabla de distribución de la precipitación T = 25 años.

Duración (min)	Intensidad(m m/hr)	P.acumulada (mm)	Prof.incremental	Prof.ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	159.55	2.66	2.66	2.66	0	1	0.29
2	103.87	3.46	0.80	0.80	1	2	0.35
3	80.81	4.04	0.58	0.58	2	3	0.47
4	67.62	4.51	0.47	0.47	3	4	0.80
5	58.89	4.91	0.40	0.40	4	5	2.66
6	52.60	5.26	0.35	0.35	5	6	0.58
7	47.82	5.58	0.32	0.32	6	7	0.40
8	44.02	5.87	0.29	0.29	7	8	0.32
9	40.92	6.14	0.27	0.27	8	9	0.27

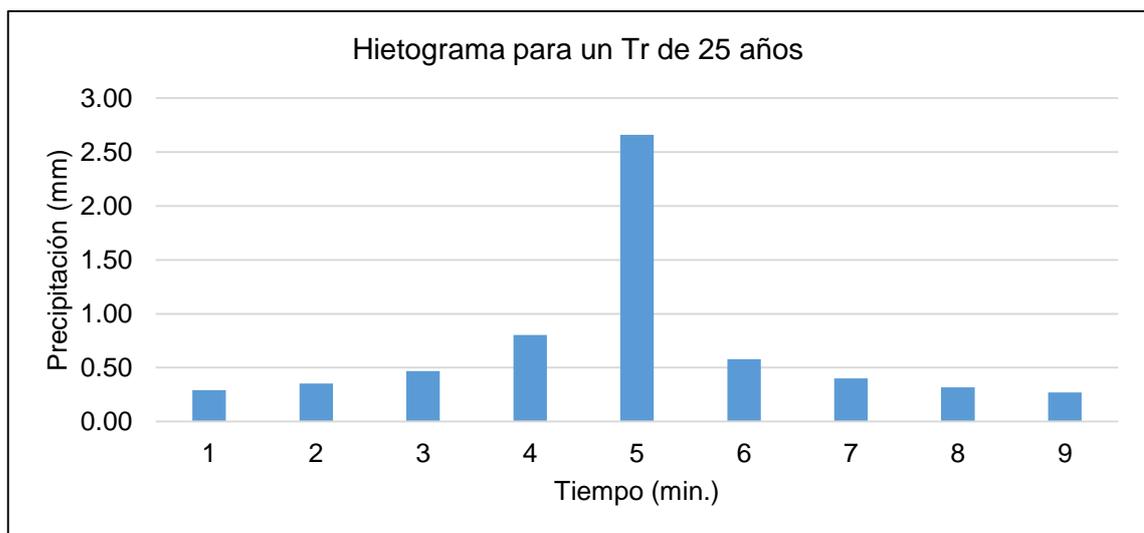


Figura 28. Hietograma para un T= 25 años

En la tabla y figura anterior de muestra los valores de la precipitación distribuidas en un tiempo de 9 minutos, en la que, la a los 5 minutos se da la máxima precipitación.

Tabla 54. Tabla de distribución de la precipitación T = 50 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	180.44	3.01	3.01	3.01	0	1	0.33
2	117.47	3.92	0.91	0.91	1	2	0.40
3	91.38	4.57	0.65	0.65	2	3	0.53
4	76.47	5.10	0.53	0.53	3	4	0.91
5	66.60	5.55	0.45	0.45	4	5	3.01
6	59.49	5.95	0.40	0.40	5	6	0.65

7	54.08	6.31	0.36	0.36	6	7	0.45
8	49.78	6.64	0.33	0.33	7	8	0.36
9	46.28	6.94	0.30	0.30	8	9	0.30

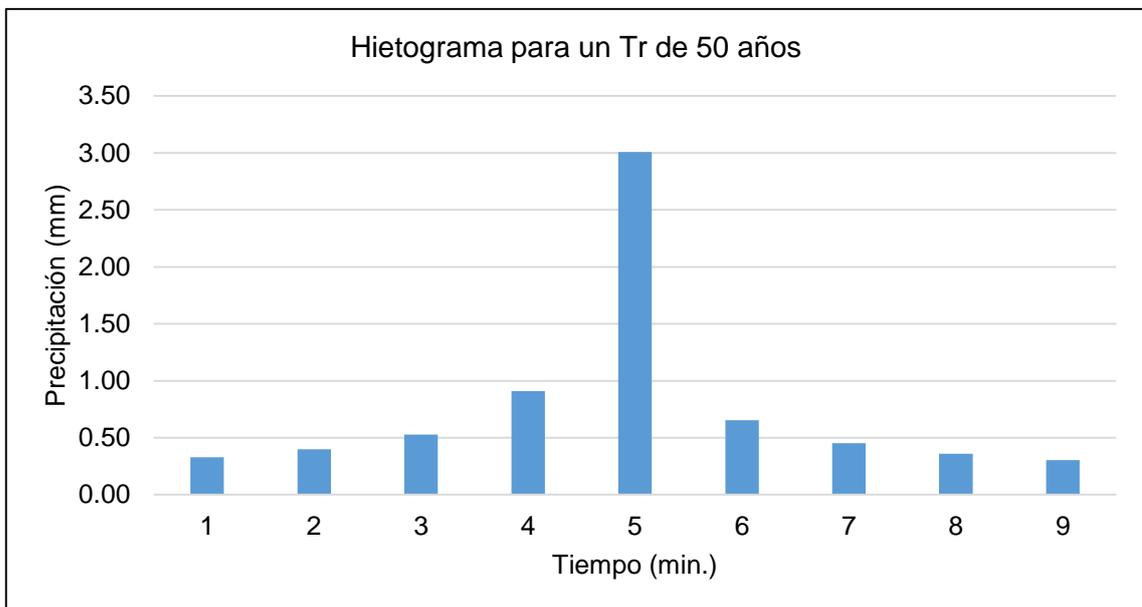


Figura 29. Hietograma para un T= 50 años

La Tabla 54 y la Figura 29 muestran la distribución de la precipitación para un periodo de retorno de 5 años.

Tabla 55. Tabla de distribución de la precipitación T =100 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	204.06	3.40	3.40	3.40	0	1	0.37
2	132.85	4.43	1.03	1.03	1	2	0.45
3	103.35	5.17	0.74	0.74	2	3	0.60
4	86.48	5.77	0.60	0.60	3	4	1.03
5	75.32	6.28	0.51	0.51	4	5	3.40
6	67.28	6.73	0.45	0.45	5	6	0.74
7	61.15	7.13	0.41	0.41	6	7	0.51
8	56.30	7.51	0.37	0.37	7	8	0.41
9	52.34	7.85	0.34	0.34	8	9	0.34

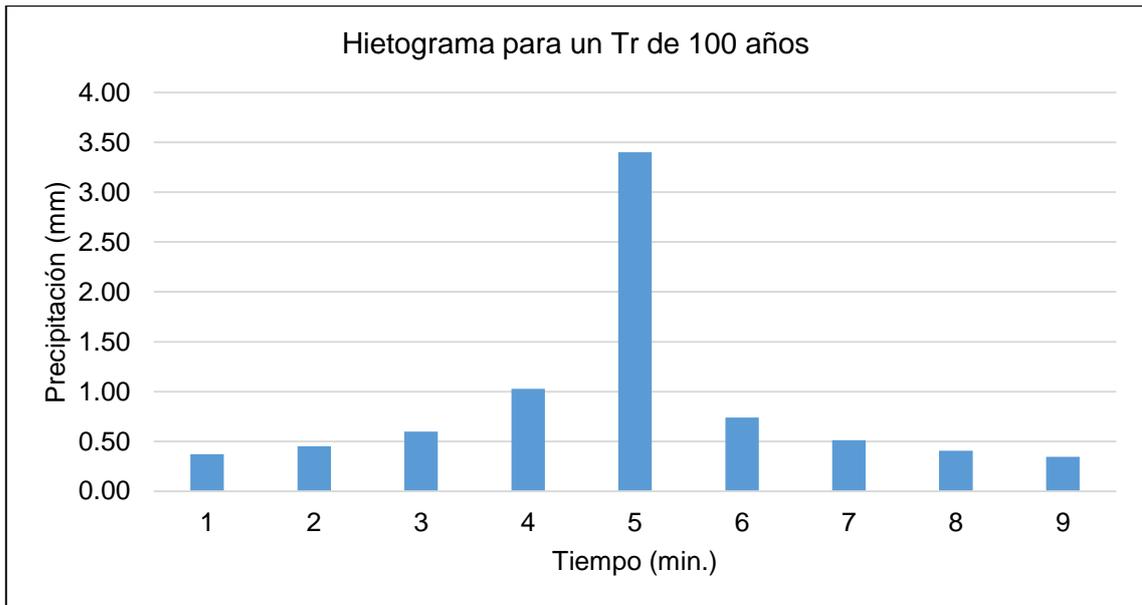


Figura 30. Hietograma para un T= 100 años

La Tabla 55 y Figura 30 se muestra el Hietograma de la precipitación para un periodo de retorno de 100 años que fue de 3.2 mm/min los cuales al igual que los demás valores obtenidos serán utilizados para el análisis en el modelo Hec – Hms.

#### 4.1.2. Cálculo de las máximas avenidas

El cálculo de las máximas avenidas se realizó con la ayuda del software Hec - Hms V 3.5; para lo cual se ha considerado los siguientes parámetros:

Tabla 56. Parámetros considerados para e modelamiento.

Parámetros	Cantidad	Unidad
Área:	0.507	km <sup>2</sup>
Loss Method	SCS Curve Number	
Transform Method:	SCS Unit Hydrograph	
Curve Number:	86	
Lag Time	5.4	Min

En la tabla anterior se muestra los valores utilizados en el modelo Hec-Hms para obtener los caudales para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, en el que se destaca el método de pérdida de infiltración y el método de

transformación, los cuales se basaron en el método curva número respectivamente.

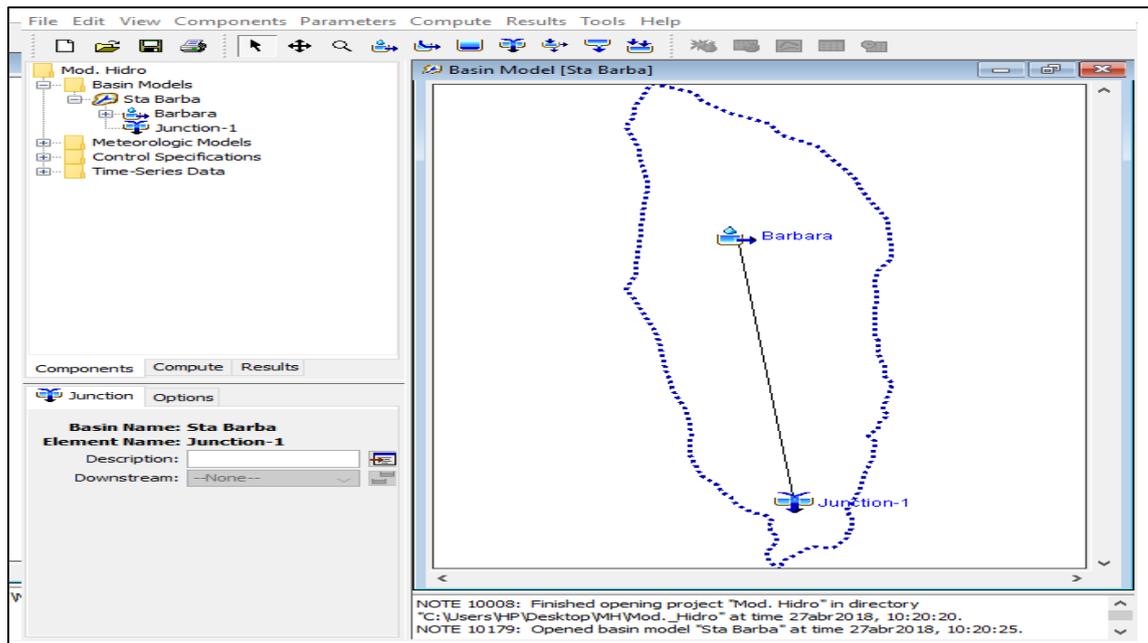


Figura 31. Esquema del modelo Hec – Hms

La figura muestra el esquema considerado por el modelo Hec – Hms para realizar la determinación de los caudales para los diferentes periodos de retorno.

Tabla 57. Escorrentía generada por tormenta en un periodo T= 5 años.

Periodo de retorno T= 5 años			
Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
00:00	0	00:13	1.4
00:01	0	00:14	1.1
00:02	0	00:15	0.9
00:03	0.1	00:16	0.7
00:04	0.2	00:17	0.5
00:05	0.4	00:18	0.4
00:06	0.7	00:19	0.3
00:07	1.1	00:20	0.2
00:08	1.6	00:21	0.2
00:09	1.8	00:22	0.1
00:10	1.9	00:23	0.1
00:11	1.8	00:24	0.1
00:12	1.7	00:25	0.1

En la Tabla 57 se muestra la distribución del caudal con una precipitación de un periodo de retorno de 5 años.

Tabla 58. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 10 años.

Periodo de retorno T= 10 años			
Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
00:00	0	00:13	1.6
00:01	0	00:14	1.2
00:02	0	00:15	1
00:03	0.1	00:16	0.8
00:04	0.2	00:17	0.6
00:05	0.5	00:18	0.4
00:06	0.8	00:19	0.3
00:07	1.3	00:20	0.3
00:08	1.8	00:21	0.2
00:09	2.1	00:22	0.1
00:10	2.2	00:23	0.1
00:11	2.1	00:24	0.1
00:12	1.9	00:25	0.1

En la tabla anterior muestra el caudal pico que se obtiene en una precipitación para un periodo de retorno de 10 años.

Tabla 59. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 25 años.

Periodo de retorno T= 25 años			
Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
00:00	0	00:13	1.9
00:01	0	00:14	1.5
00:02	0	00:15	1.1
00:03	0.1	00:16	0.9
00:04	0.3	00:17	0.7
00:05	0.6	00:18	0.5
00:06	1	00:19	0.4
00:07	1.5	00:20	0.3
00:08	2.1	00:21	0.2
00:09	2.4	00:22	0.2
00:10	2.5	00:23	0.1
00:11	2.4	00:24	0.1
00:12	2.2	00:25	0.1

La anterior muestra la distribución del caudal para un periodo de retorno de 25 años, en esta se puede observar que el máximo caudal se da a los 10 minutos de iniciado la escorrentía.

Tabla 60. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 50 años.

Periodo de retorno T=50 años			
Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
00:00	0	00:13	2.1
00:01	0	00:14	1.7
00:02	0.1	00:15	1.3
00:03	0.1	00:16	1
00:04	0.3	00:17	0.8
00:05	0.6	00:18	0.6
00:06	1.1	00:19	0.4
00:07	1.7	00:20	0.3
00:08	2.3	00:21	0.3
00:09	2.7	00:22	0.2
00:10	2.9	00:23	0.1
00:11	2.8	00:24	0.1
00:12	2.5	00:25	0.1

La Tabla 60 muestra la distribución del caudal para un periodo de retorno de 25 años, en esta se puede observar que el máximo caudal se da a los 10 minutos de iniciado la escorrentía.

Tabla 61. Escorrentía generada por tormenta en un periodo de T= 100 años.

Periodo de retorno T=100 años			
Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Time (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
00:00	0	00:13	2.4
00:01	0	00:14	1.9
00:02	0.1	00:15	1.5
00:03	0.2	00:16	1.1
00:04	0.4	00:17	0.9
00:05	0.7	00:18	0.6
00:06	1.3	00:19	0.5
00:07	2	00:20	0.4
00:08	2.7	00:21	0.3
00:09	3.1	00:22	0.2
00:10	3.2	00:23	0.2
00:11	3.1	00:24	0.1
00:12	2.8	00:25	0.1

En la Tabla 61 se muestran la distribución del caudal generado por una precipitación con un periodo de diseño de 100 años.

Con los valores de caudal para los diferentes periodos de retorno se puede determinar el caudal final para diferentes periodos de retorno.

Tabla 62. Caudales de diseño par diferentes periodos de retorno

Periodo (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
5	1.9
10	2.2
25	2.5
50	2.9
100	3.2

En la anterior se muestra de manera ordenada los valores picos del caudal para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años; debido a la importancia de la estructura propuesta, se consideró un caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años.

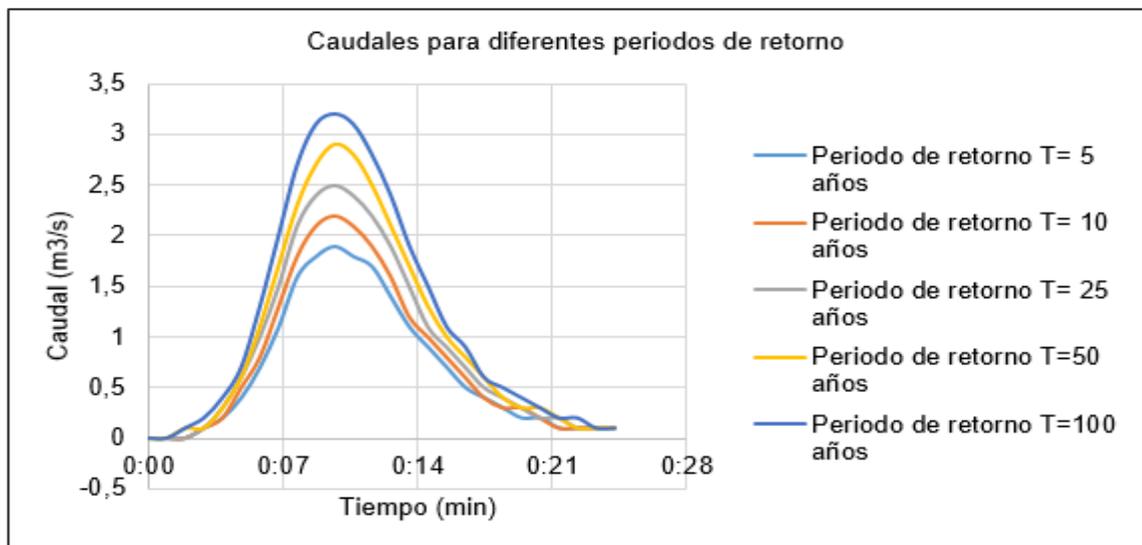


Figura 32. Caudales para diferentes periodos de retorno.

Para una mejor comprensión del efecto que un caudal con un periodo de retorno de 100 años se ha modelado mediante el software Hec – Ras.

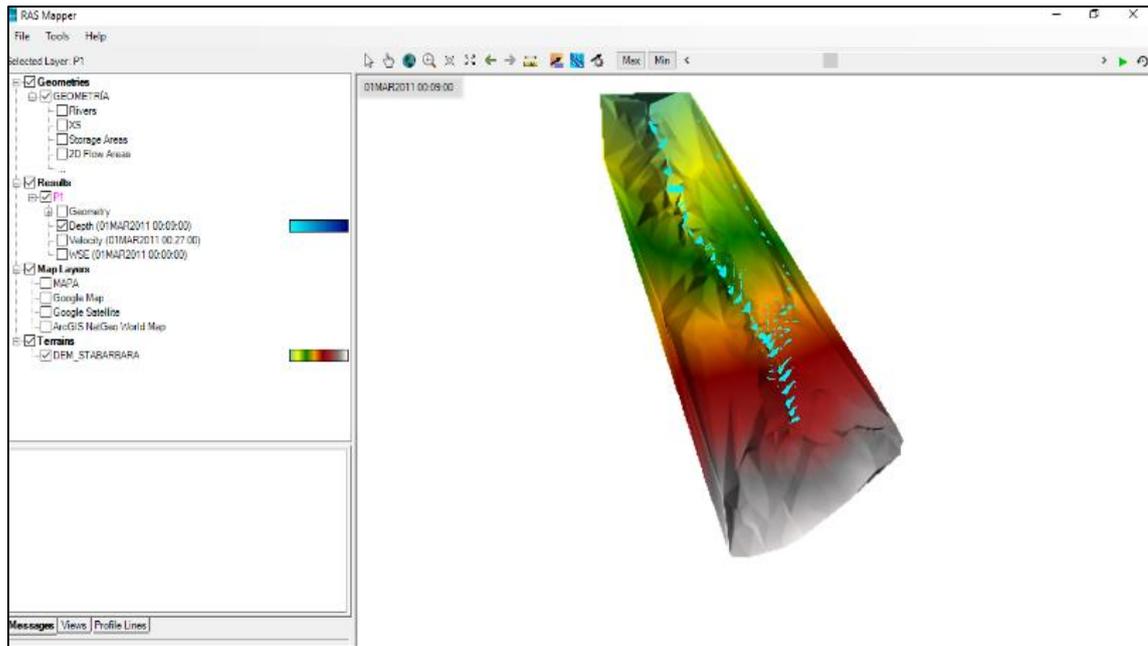


Figura 33. Visualización del modelo Hec – Ras.

En la figura anterior se observa que, en el minuto 9:00 el caudal toma su mayor valor ( $3.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ), provocando un ligero desborde y comprometiendo las zonas que están erosionadas por el agua, debido a su elevada pendiente.

#### 4.2. Generación de sedimentos debido a máximas avenidas

La cantidad de sedimentos generados en la zona de investigación fueron determinadas mediante los modelos propuestos por Djorovic y la ecuación universal de pérdida de suelo.

##### Modelo Djorovic

Según el modelo de Djorovic la cantidad transportada de sedimentos en la zona de estudio es de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 63. Cantidad de sedimentos producido por el método Djorovic.

Nombre	Área de aporte ( $\text{km}^2$ )	Temp. Media anual ( $^{\circ}\text{C}$ )	Precipitación media anual (mm)	Coef. Erosión	Transport. M. anual $W(\text{m}^3/\text{año})$
Santa Bárbara	0.0098	9	64.04	0.31	0.469

De lo mostrado en la tabla anterior se deduce que en un año se produce un total de 0.469 m<sup>3</sup> de sedimento.

### **Ecuación universal de pérdida de suelos**

El cálculo del peso de sedimento producido en un periodo de un año se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 64. Cantidad de sedimentos producido por la ecuación universal.

A (Km <sup>2</sup> )	Factor R	Factor K	L*S	Factor C	Factor P	Factor A (Ton/año)	Factor A (Ton/10 años)
0.0098	98.582	0.3	0.1887	0.1	1	0.547	5.470

Para determinar el volumen de sedimentos producidos en un año se multiplica por el peso específico, de acuerdo a la cantidad de años que se tomará en cuenta, tal como se muestra a continuación:

$$W_1 = W_i + K * \log t = 0.93 + 0 * \log(100) = 0.93 \text{ Ton/m}^3$$

Por lo tanto, el aporte de sedimento en un año será de 0.588 m<sup>3</sup>.

### **Promedio de producción de sedimentos**

Para una mejor perspectiva de la cantidad de sedimentos que se produce en la zona de estudio, se obtuvo el promedio ponderado de los valores obtenidos mediante los métodos ya mencionados, esto, debido a que los valores calculados se asemejan en valor.

Tabla 65. Promedio ponderado del volumen de sedimentos producidos.

Métodos	Vol. Sedimento (m <sup>3</sup> /año)
Djorovic	0.469
Ecuación universal	0.588
Promedio	0.529

## Proyección de la cantidad de sedimentos producidos

De acuerdo al modelo de Fleming se puede generar la cantidad de sedimento para diferentes caudales y periodos de retorno tal como se muestra en la siguiente gráfica.

Tabla 66. Cantidad de sedimentos producido por el método Fleming, para un caudal de 3.2m<sup>3</sup>/s y un periodo de retorno de 100 años.

N°	Presa	Vol. Aporte (m <sup>3</sup> /año)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	n	a	Transport. M. anual Qs (Tn)
1	Santa Bárbara	54.975	3.200	0.65	19.26	41.021

El peso específico del suelo de arrastre es:	2.86	Tn/m <sup>3</sup>
En un año se arrastra un total de sedimentos de :	117.319	m <sup>3</sup>

Tabla 67. Volumen de sedimentos para diferentes periodos y caudales.

Periodo (años)	Vol. Sedimento (m <sup>3</sup> )
5	83.60
10	91.96
25	99.93
50	110.05
100	117.32

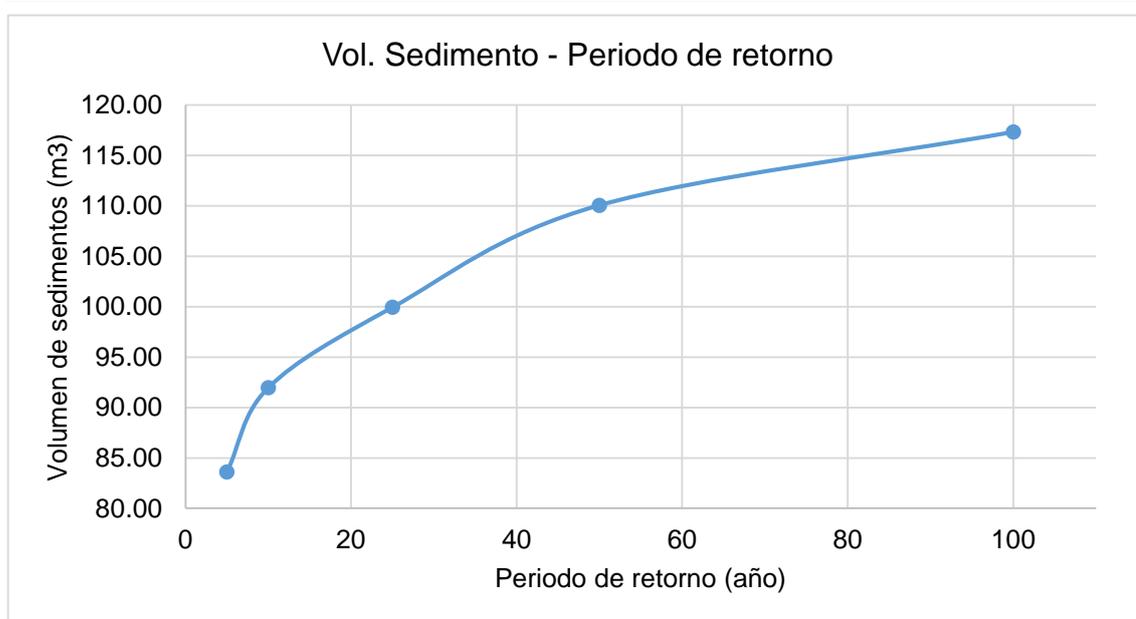


Figura 34. Proyección de la cantidad de sedimentos en la zona de estudios.

### 4.3. Cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control

#### 4.3.1. Diseño de presa de control

De acuerdo al método explicado en el ítem 2.2.8 los parámetros considerados para la presa son:

Tabla 68. Parámetros de diseño para la presa de control.

Parámetro	Valor	Unidades	Observaciones
$f'c$ :	175.00	Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión
$0.25f'c$ :	43.75	Kg/m <sup>3</sup>	Máximo esfuerzo unitario a la compresión
$V_{zy}$ :	35.00	Kg/cm <sup>2</sup>	Máximo esfuerzo unitario de corte
$\Upsilon_c$ :	2200.00	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del concreto ciclópeo
$\alpha$ :	30.00	°	Ángulo de reposo de la capa de lecho del río
$K$ :	40.00	%	Relación vacíos de la capa de lecho del río
$\Upsilon_m$ :	2860.00	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo
$\Upsilon_a$ :	1000.00	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del agua
$q_u$ :	0.91	Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia ultima del terreno

Con los datos se procede a realizar los análisis de estabilidad a presa vacía, llena y con sedimentos, considerando los esfuerzos que en ella actúan se describe en la siguiente figura.

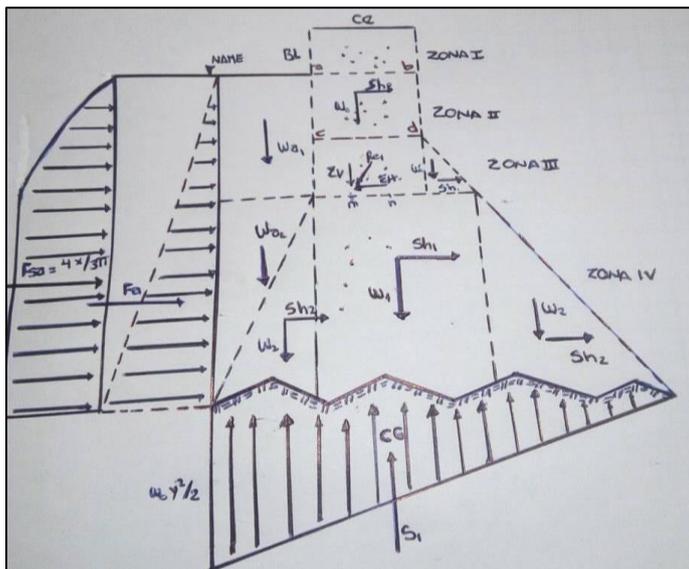


Figura 35. Zonas de análisis de estabilidad de la presa de control.

### **Análisis de estabilidad en las zonas I y II**

Para el diseño de la presa de control, se deberá asumir valores de la profundidad para cada zona; por lo que para el análisis de las zonas I y II se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 69. Resultados del análisis de estabilidad para la zona I y II.

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
$X_{I,II}$	0.95138	0.95138	M
$\Sigma V$ :	4385.526	3671.991	Kg
$\Sigma H$ :	869.995	-367.199	Kg
e:	0.192	-0.073	M
$Br(\Sigma V)$ :	0.000	0.073	M
$\sigma_1$ :	0.763	0.198	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.000	0.399	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V/\Sigma H$	0.198	0.100	

### **Análisis de estabilidad en la zona III**

Para la zona III, se analizan la influencia de las zonas I y II, además de considerar pendientes aguas arriba y debajo de la presa que aseguran a estabilidad.

Tabla 70. Análisis de estabilidad de la zona III.

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
$X_{III}$	0.73276	0.73276	M
$\Sigma V$ :	4544.292	5821.190	Kg
$\Sigma H$ :	2157.699	582.119	Kg
e:	0.150	0.253	M
$Br(\Sigma V)$ :	-0.102	0.000	M
$\sigma_1$ :	0.768	0.478	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.000	0.121	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V/\Sigma H$	0.475	0.100	

### **Análisis de estabilidad en la zona IV-1**

LA zona IV-1 es la parte fundamental de la presa de control, pues es en esta donde se acumularán los sedimentos, por lo que es fundamental su correcto diseño, y cuyos resultados se muestran a continuación.

Tabla 71. Análisis de estabilidad de la zona IV-1.

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
X IV-1	3.016	3.016	M
$\Sigma V$ :	17077.196	26587.507	Kg
$\Sigma H$ :	14929.746	2658.751	Kg
e:	-0.776	0.777	M
Br( $\Sigma V$ ):	3.148	1.595	M
$\sigma_1$ :	0.714	1.111	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.006	0.010	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V/\Sigma H$	0.874	0.100	
F.S.D.	12.136	70.828	

### Análisis de estabilidad en la zona IV-2

Esta zona hace referencia a la cimentación de la estructura, la cual tiene una profundidad de 1.50 m y en la que se verifica que la capacidad del suelo sea mayor que los producidos en la presa.

Tabla 72. Análisis de estabilidad de la zona IV-2.

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
X IV-2	1.50	1.50	M
$\Sigma V$ :	27959.942	43022.863	Kg
$\Sigma H$ :	16351.478	4080.483	Kg
e:	-0.626	0.638	M
Br( $\Sigma V$ ):	3.640	2.376	M
$\sigma_1$ :	0.753	1.167	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.175	0.261	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V/\Sigma H$	0.585	0.095	
F.S.D.	14.367	60.340	

### Análisis de estabilidad a presa llena de sedimentos

Para el análisis de estabilidad de la presa llena de sedimentos, se consideró el empuje pasivo de Rankine para posteriormente verificar los factores de seguridad a deslizamiento y volteo.

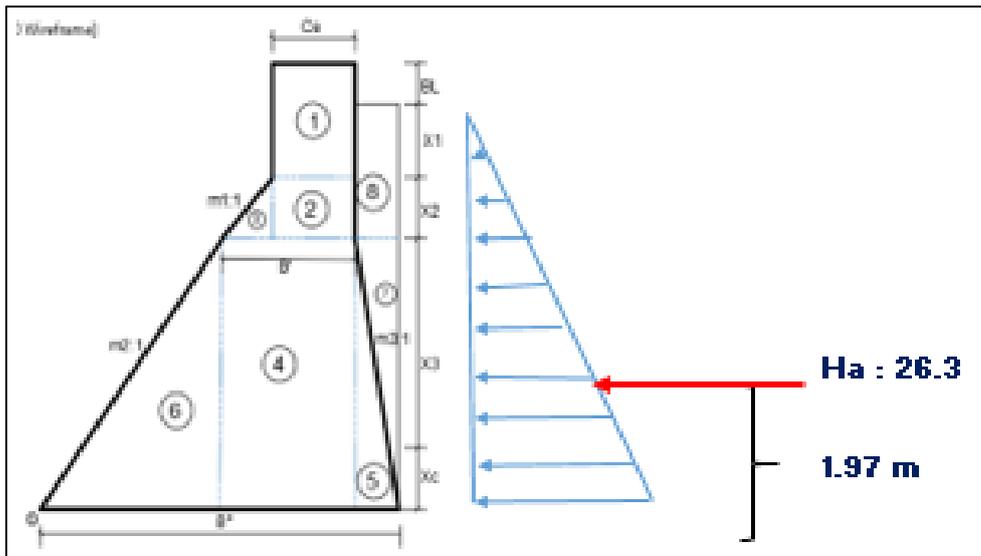


Figura 36. Análisis de estabilidad de presa llena de sedimentos.

Tabla 73. Fuerzas y momentos actuantes en la presa de control.

Pi	PESOS P (t)	Brazo de Giro X (m)	P*X (T-m)
1	3.672	4.736	17.39
2	1.854	4.74	8.78
3	0.295	4.04	1.19
4	14.064	4.55	64.03
5	3.324	5.55	18.45
6	17.596	2.53	44.51
7	4.321	5.79	25.01
8	3.452	5.67	19.57
TOTAL N=		48.578	M= 198.93

Tabla 74. Verificación del deslizamiento y volteo en la presa de control.

Verificación de los factores de seguridad				
FSD=	1.5881269	>	1.5	CONFORME
FSV=	3.883751	>	1.751	CONFORME

En las tablas anteriores se muestran los resultados del cálculo de estabilidad de la presa de control a su máxima capacidad de retención de sedimentos, se puede verificar que tanto los factores de seguridad a volteo y deslizamiento son mayores que los mínimos recomendados.

Con estas verificaciones, se plantean las dimensiones finales de la estructura y se muestran en la siguiente figura.

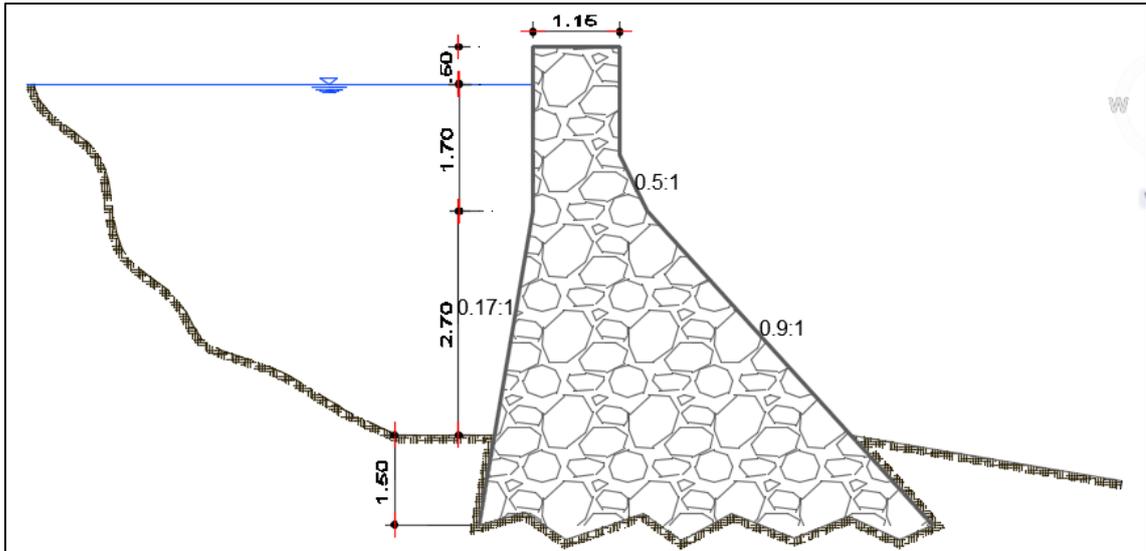


Figura 37. Dimensiones finales de la presa de control

### Diseño de aliviadero

Otro elemento indispensable de la estructura es el aliviadero, el diseño de este inicia con la estimación de las coordenadas del perfil hidrodinámico que se muestra a continuación.

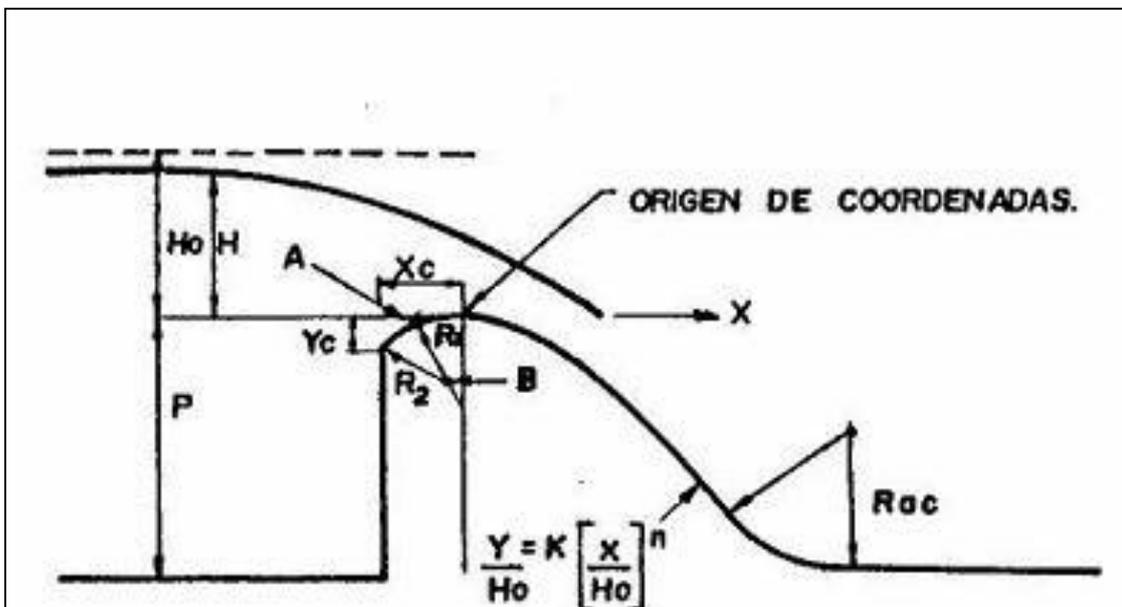


Figura 38. Esquema de datos necesarios para el diseño.

Tabla 75. Valores de parámetros de aliviadero.

Cálculo de parámetros	
R2:	0.21375
R1:	0.5111
Xc:	0.25935
Yc:	0.114

La tabla anterior muéstralos valores de R2 y R1, con los cuales se traza el perfil del aliviadero.

Tabla 76. Valores de las coordenadas del punto A y B.

Punto	X (m)	Y (m)
A	-0.1303	-0.0169
B	-0.0758	-0.7986

Otro aspecto importante para el dibujo del perfil del aliviadero son las coordenadas del punto A y B que se muestran en la Figura 38 y cuyos valores se presentan en la Tabla 76.

Tabla 77. Coordenadas del perfil del aliviadero.

Coordenadas agua abajo						
X(m)	0.866	1.413	2.047	2.306	2.543	2.869
Y(m)	0.4	1	2	2.5	3	3.76

La tabla anterior muestra los valores de las coordenadas tanto del eje X-X y Y-Y, con las cuales se obtiene el perfil hidrodinámico del aliviadero.

Tabla 78. Análisis del caudal a diferentes alturas de carga en el aliviadero.

He (m)	mo	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	m	L (m)	Lt(m)	Q (m <sup>3</sup> /S)
0.10	0.50	1.00	1.00	0.55	1.00	0.28	2.73	2.73	0.11
0.60	0.50	1.00	1.00	0.55	1.00	0.28	2.74	2.74	1.56
0.80	0.50	1.00	1.00	0.55	1.00	0.28	2.75	2.75	2.40
0.95	0.50	1.00	1.00	0.55	1.00	0.27	2.75	2.75	3.10

La Tabla 78 muestra las características del aliviadero , en la que destaca el caudal , la altura del nivel del agua (He) y el ancho necesario del aliviadero (Lt); además de los parámetros considerados para su cálculo; con estos valores y los

valores obtenidos en las tablas anteriores se define las dimensiones finales del perfil del aliviadero, la cual se muestra en la siguiente figura.

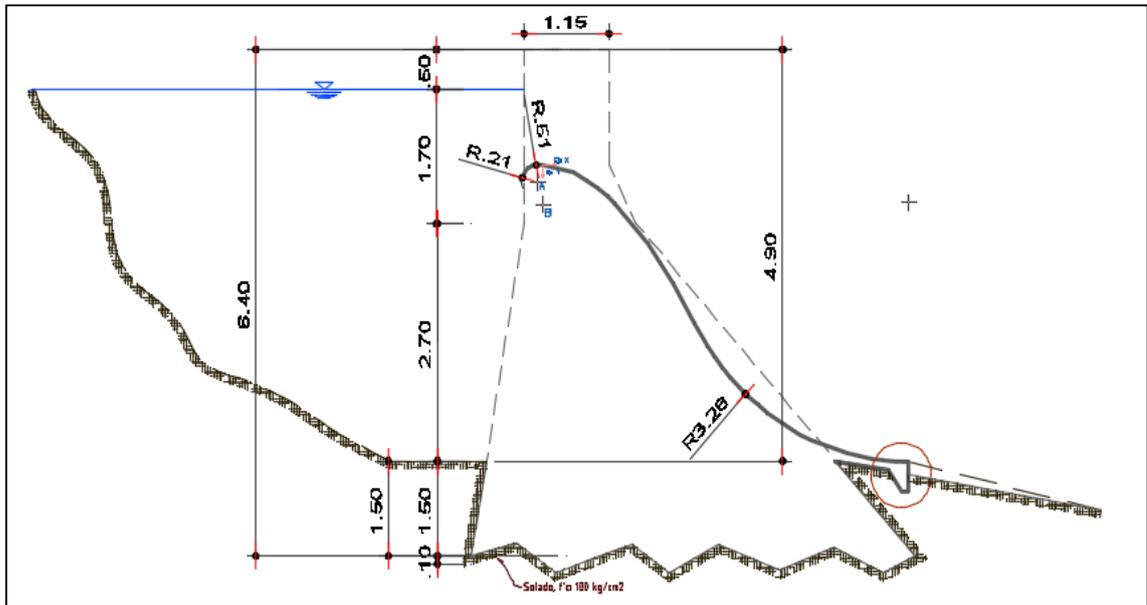


Figura 39. Esquema final de aliviadero

#### 4.3.2. Cantidad de retención de sedimentos

Para el cálculo de la cantidad de sedimentos se determinó la capacidad de cada presa propuesta, cada una respetando el diseño ya propuesto.

Tabla 79. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+070.

N°	Elevación (m.s.n.m)	Altura (m)	Áreas parc. (m <sup>2</sup> )	Vol. Parcial (m <sup>3</sup> )	Vol. Acum (m <sup>3</sup> )
1	3819	0	2.85	0	0
2	3820	1	5.513	4.1815	4.1815
3	3821	1	5.835	5.674	9.8555
4	3822	1	12.669	9.252	19.1075
5	3823	1	23.9	18.2845	37.392

La Tabla 79 muestra la capacidad de retención de la presa ubicada en la progresiva 00+070, la capacidad de retención es de 37.392 m<sup>3</sup>.

Tabla 80. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+080.

Nº	Elevación (m.s.n.m)	Altura (m)	Áreas parc. (m <sup>2</sup> )	Vol. Parcial (m <sup>3</sup> )	Vol. Acum (m <sup>3</sup> )
1	3812	0	3.09	0	0
2	3813	1	6.669	4.8795	4.8795
3	3814	1	11.472	9.0705	13.95
4	3815	1	17.404	14.438	28.388

En la tabla anterior se determina la capacidad de retención en la progresiva 00+080, la cual es de 28.388 m<sup>3</sup>.

Tabla 81. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+100.

Nº	Elevación (m.s.n.m)	Altura (m)	Áreas parc. (m <sup>2</sup> )	Vol. Parcial (m <sup>3</sup> )	Vol. Acum (m <sup>3</sup> )
1	3802	0	6.419	0	0
2	3803	1	15.332	10.8755	10.8755
3	3804	1	26.766	21.049	31.9245
4	3805	1	41.858	34.312	66.2365
5	3806	1	63.174	52.516	118.7525

La presa ubicada en la progresiva 00+100 tiene una capacidad de 118.75 m<sup>3</sup>.

Tabla 82. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+120.

Nº	Elevación (m.s.n.m)	Altura (m)	Áreas parc. (m <sup>2</sup> )	Vol. Parcial (m <sup>3</sup> )	Vol. Acum (m <sup>3</sup> )
1	3785	0	0.247	0	0
2	3786	1	0.872	0.5595	0.5595
3	3787	1	1.909	1.3905	1.95
4	3788	1	16.86	9.3845	11.3345
5	3789	1	31.88	24.37	35.7045
6	3792	1	53.214	42.547	78.2515

La tabla anterior muestra la capacidad de retención de la presa ubicada en la progresiva 00+120.

Tabla 83. Capacidad de retención de sedimentos en la progresiva 00+170.

Nº	Elevación (m.s.n.m)	Altura (m)	Áreas parc. (m <sup>2</sup> )	Vol. Parcial (m <sup>3</sup> )	Vol. Acum (m <sup>3</sup> )
1	3802	0	0.088	0	0
2	3803	1	3.058	1.573	1.573
3	3804	1	7.698	5.378	6.951
4	3805	1	13.691	10.6945	17.6455
5	3806	1	20.693	17.192	34.8375

La capacidad de retención del sistema de presas es de 297.62 m<sup>3</sup>, lo cual comparado con el volumen producido de 117.32 m<sup>3</sup> por una máxima avenida en un periodo de retorno de 100 años, el sistema tiene la capacidad de soporte hasta en 2.5 veces aproximadamente.

#### 4.4. Costo de las presas de control de sedimentos

La estimación de costo inicia con calcular el metrado, la cual se muestra a continuación.

##### 4.4.1. Metrado

Para el cálculo del metrado se ha considerado los títulos obras preliminares, movimiento de tierras, obras de concreto simple y revoques.

Tabla 84. Análisis Metrado de presas de control

Ítem	Descripción	Und	Metrado
01	Presas de control de sedimentos		
01.01	Obras provisionales		
01.01.01	Trazo niveles y replanteo preliminar	m <sup>2</sup>	303.05
01.01.02	Limpieza y desbroce de terreno manual	m <sup>2</sup>	303.05
01.02	Movimiento de tierras		
01.02.01	Excavación de zanja para cimiento	m <sup>3</sup>	363.66
01.02.02	Excavación y refine de talud	m <sup>3</sup>	231.17
01.02.03	Extracción de piedra grande D=8"	m <sup>3</sup>	279.54
01.02.04	Transporte de piedra grande D=8"	m <sup>3</sup>	279.54
01.03	Obras de concreto simple		
01.03.01	Concreto f'c=100 kg/cm <sup>2</sup> para solado	m <sup>2</sup>	90.91
01.03.02	Concreto f'c=175 kg/cm <sup>2</sup> +30% PG	m <sup>2</sup>	1,190.56
01.03.03	Encofrado y desencofrado	m <sup>2</sup>	926.21
01.04	Revoques y enlucidos		
01.04.01	Tarrajeo de cortina con impermeabilizante	m <sup>2</sup>	325.20
02	Flete rural		
02.01	Flete rural	Glb	1.00

##### 4.4.2. Costo

La tabla que se muestra a continuación, da a conocer el valor del costo directo el cual es de S/ 862 185.99 soles.

Tabla 85. Valor de costo directo de presas de control.

Item	Descripción	Und.	Precio S/.	Parcial S/.
01	<b>Presas de control</b>			<b>739,429.25</b>
01.01	<b>Obras provisionales</b>			<b>13,573.61</b>
01.01.01	Trazo niveles y replanteo preliminar	m2	38.21	11,579.54
01.01.02	Limpieza y desbroce de terreno manual	m2	6.58	1,994.07
01.02	<b>Movimiento de tierras</b>			<b>179,546.57</b>
01.02.01	Excavación de zanja para cimiento	m3	244.55	88,933.05
01.02.02	Excavación y refine de talud	m3	283.11	65,446.54
01.02.03	Extracción de piedra grande d=8"	m3	52.69	14,728.96
01.02.04	Transporte de piedra grande d=8"	m3	37.34	10,438.02
01.03	<b>Obras de concreto simple</b>			<b>536,315.67</b>
01.03.01	Concreto fc=100 kg/cm2 para solado	m3	231.97	21,088.39
01.03.02	Concreto fc=175 kg/cm2 +30% pg	m3	360.34	429,006.39
01.03.03	Encofrado y desencofrado	m2	93.09	86,220.89
01.04	<b>Revoques y enlucidos</b>			<b>9,993.40</b>
01.04.01	Tarrajeo de cortina con impermeabilizante	m2	30.73	9,993.40
02	<b>Flete rural</b>			<b>122,756.74</b>
02.01	Flete rural	GLB	122,756.74	122,756.74
<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>862,185.99</b>
<b>IGV (0.18)</b>				<b>155,193.48</b>
<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>				<b>1,017,379.47</b>

#### 4.4.3. Análisis del costo efectividad

Para determinar la viabilidad en cuanto a costo de la estructura propuesta, se ha determinado la cantidad de viviendas propensas a inundación y a deslizamiento de la zona de estudio, las cuales nos dan una mejor perspectiva de la inversión que se debe realizar para mitigar estos posibles desastres naturales.

Tabla 86. Cantidad de viviendas en peligro a inundación y a deslizamiento.

Peligro	Nivel de peligro	Viviendas	Habitantes
Deslizamiento	Baja	53	265
	Media	21	105
	Alta	26	130
Inundación	Baja	29	145
	Media	27	135
	Alta	44	220

También se determinó el monto necesario a evaluar ante los efectos de un posible desastre natural, en la que se considera un monto de S/ 9,461.00 para rehabilitación o construcción de viviendas de adobe, S/122,570.00 para rehabilitación o construcción y S/1,000.00 para efectos de limpieza en cada vivienda afectada. Dicho monto se muestra a continuación:

Tabla 87. Costo de rehabilitación por ocurrencia de inundaciones o deslizamientos.

Peligro	Nivel de peligro	Tipo	N° Vivienda	Costo	Parcial
Inundación	Alto	Adobe	14	S/9,461.80	S/132,465.20
		Material Noble	12	S/1,000.00	S/12,000.00
		Adobe	0	S/1,000.00	S/0.00
	Medio	Material Noble	12	S/1,000.00	S/12,000.00
		Adobe	6	S/9,461.00	S/56,766.00
		Material Noble	10	S/122,570.0	S/1,225,700.0
Deslizamiento	Medio	Adobe	15	S/1,000.00	S/15,000.00
		Material Noble	31	S/1,000.00	S/31,000.00
		TOTAL	100	S/146,492.8	S/1,484,931.2

Para determinar con certeza el costo efectividad es necesario calcular el periodo de limpieza, este es determinado como la relación entre la capacidad de la presa y el volumen de sedimentos producidos en la zona de estudio (consideramos el de menor volumen) la cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 88. Periodo de limpieza.

Vol. Prog 00+080 (m <sup>3</sup> )	Vol Sedimento (m <sup>3</sup> /año)	Periodo de limpieza (años)
28.388	0.529	53.714

De acuerdo a la tabla anterior el periodo de limpieza es de 53.714 años, sin embargo, de acuerdo a Franchi y De Barros (2007) el periodo de limpieza recomendado es de 3 años. Los cuales se considera en la siguiente tabla:

Tabla 89. Costo por mantenimiento.

Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>3,232.50</b>
LIMPIEZA DE DERRUMBES MENORES RENDIMIENTO=15 M3/DI	m <sup>3</sup>	30.00	93.63	2,808.90
ACOMODO DE MATERIALES EXTRAÍDOS	m <sup>3</sup>	30.00	14.12	423.60
<b>REVOQUES</b>				<b>6,199.50</b>
RESANE DE MURO CON CEMENTO	m <sup>2</sup>	150.00	41.33	6,199.50
<b>REPOSICIÓN DE ELEMENTOS</b>				<b>300.83</b>
REPOSICION DE MATERIALES	GLB	1.00	300.83	300.83
COSTO DIRECTO			9,732.83	
IGV (18%)			1,751.91	
<b>COSTO TOTAL DE MANTENIMIENTO</b>			<b>11,484.74</b>	

La tabla anterior muestra que el coste por mantenimiento del sistema de presas de control es de S/.11 484.74 soles.

Tabla 90. Costo efectividad del proyecto.

Año	Viviendas Beneficiarias	Inversión (S/.)	Costo de O&M	Total Costos (S/.)	Factor de descuentos	Valor Actual
					8%	
0	100	S/1,017,379.47		S/1,017,379.47	1.00	S/1,017,379.47
1	100		S/0.00	S/0.00	0.93	S/0.00
2	100		S/0.00	S/0.00	0.86	S/0.00
3	100		S/11,484.74	S/11,484.74	0.79	S/9,116.96
4	100		S/0.00	S/0.00	0.74	S/0.00
5	100		S/0.00	S/0.00	0.68	S/0.00
6	100		S/11,484.74	S/11,484.74	0.63	S/7,237.33
7	100		S/0.00	S/0.00	0.58	S/0.00
8	100		S/0.00	S/0.00	0.54	S/0.00
9	100		S/11,484.74	S/11,484.74	0.50	S/5,745.23
10	100		S/0.00	S/0.00	0.46	S/0.00
VAC O Y M PP						S/22,099.52
VACS						S/1,039,478.99
POBLACIÓN BENEFICIARIA						500
ICE						S/211.52

En la tabla se observa el flujo de la inversión en un periodo de 10 años. Como parte final del proyecto se ha estimado el costo - efectividad por habitante, el cual es de S/. 211.52 soles y beneficiaría a 500 personas aproximadamente.

## **CAPÍTULO V**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### **5.1. Máximas avenidas para diferentes periodos retorno**

Para la determinación de las máximas avenidas, se inició con el análisis de los datos meteorológicos de precipitación máxima en 24 horas obtenidas de la estación Ascensión de la ciudad de Huancavelica, pues es la única estación de la zona. Con los datos de precipitación y mediante el método Gumbel se logró determinar las curvas intensidad – duración y frecuencia (ver Figura 25) para la zona de estudio.

Los resultados obtenidos de la curva intensidad, duración y frecuencia son convertidos a hietogramas de precipitación según el método de bloque alterno para posteriormente ser evaluados mediante el modelo Hec-Hms a fin de calcular las máximas avenidas para los diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años. Los resultados muestran que la máxima avenida se presenta en el minuto 10 para todos los periodos de retorno, además de que los valores del caudal máximo varía de 1.9, a 3.2 m<sup>3</sup>/s para los diferentes periodos de retorno; estos valores más la elevada pendiente que se encuentra en la zona, hace que

la zona en estudio sea propensa a erosión y por ende a deslizamiento de grandes masas de tierra que perjudicaría si se da la ocurrencia de un caudal para un periodo de retorno de 100 años, pues de acuerdo al modelamiento hidráulico con el software Hec- Ras para un caudal de 3.2 m<sup>3</sup>/s esta se desbordaría en la parte alta perjudicando las partes bajas de la zona de estudio.

## **5.2. Generación de sedimentos debido a las máximas avenidas**

Para determinar la cantidad de sedimentos generados en la zona de estudio se han considerado los métodos de Djorovic y la ecuación universal de pérdida de suelos, pues como menciona Zambrano (2015) la modelación empírica es útil para la estimación de la producción de sedimentos en forma continua y para áreas en donde se pueda trabajar de manera agregada; además a esto los resultados muestran muy poca dispersión, por lo que el valor del promedio de sedimentos producidos en la zona de investigación es de 0.529m<sup>3</sup>/año (ver

Tabla 67), también se ha considerado en base al modelo de Fleming la cantidad de sedimentos que se produciría para cada periodo de retorno (ver Figura 34) dándonos una perspectiva del volumen que deberían almacenar las presas de retención frente a eventos extremos.

Otro aspecto importante en el cálculo de la cantidad de sedimentos producidos en la zona de estudio es el tipo de suelo que existe, pues debido a que el suelo tiene una clasificación tipo SP a la cual se añade una elevada pendiente, este es muy propenso a la erosión de la base y los costados del cauce, esto coincide con lo mencionado por Zambrano (2015) quien menciona que la producción de sedimentos es bastante sensible a la granulometría del material en cada sección de la cuenca.

### **5.3. Cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control**

Con la cantidad de sedimentos que se producirá para un periodo de retorno de 100 años se procedió con el diseño de la presa de control, la cual fue propuesta de concreto ciclópeo por la presencia de rocas fragmentadas en la parte alta de la quebrada en estudio. Para un correcto análisis de estabilidad de la presa, se dividió en zonas dependiendo de la altura de la presa las cuales fueron analizadas en condiciones llenas, vacías y saturadas de sedimentos, como resultado se obtuvo que la presa debería de tener una altura efectiva de 4.90 m y una cimentación de 1.50, con un ancho de base de 4.7 m, con los que se asegura un correcto comportamiento, esto concuerda con lo mencionado por Franchi y De Barros (2007), quienes concluyen que las presas cerradas no son eficientes si se las colocan en lugares donde se requiera reducir la pendiente del cauce; otro punto importante de estas presas es el capacidad del aliviadero, pues debe satisfacer la necesidad de evacuar la cantidad de aguas máximas que se originaría para un periodo de retorno de 100 años.

Otro aspecto principal además de la estabilidad que cada una de las cinco presas planteadas tendrá, es la capacidad de almacenamiento de los volúmenes de sedimentos que se produce en la zona de estudio, los cuales se muestran en la Tabla 79 al Tabla 83, haciendo un total de volumen retenido de 297.62 m<sup>3</sup>, , lo cual indica que es capaz de soportar hasta 2.5 veces los sedimentos producidos por un caudal de 3.2 m<sup>3</sup>/s, de acuerdo al valor determinado mediante el modelo de Flemming.

#### **5.4. Estimación del costo de la presa de control**

De acuerdo al análisis en campo se determinó que la cantidad de viviendas afectadas con un nivel de peligro alto, medio y bajo para fenómenos de deslizamientos e inundaciones son 100 viviendas (ver Tabla 86), las cuales sin ningún aporte del estado éstas debería importar una inversión per cápita de S/ 1,017,379.47, esto de acuerdo al monto calculado en la Tabla 85 lo que representa una inversión por vivienda de S/10,173.79 o S/2,034.75 por habitante.

Sin embargo, un análisis per cápita no es suficiente para determinar el verdadero beneficio del proyecto, por lo cual se ha determinado una análisis costo - efectividad, lo que para determinar el beneficio de la propuesta se ha estimado el costo que es necesario a la ocurrencia de un desastre natural basada en los propuesto por Rubiños (2009) y EDIFICAR (2001). Del análisis se ha determinado que en el periodo de 10 años y considerando un periodo de limpieza de tres años el costo efectividad es de S/ 211.52 que beneficiaría a 100 viviendas o 500 habitantes quienes habitan en la zona de estudio.

Cabe resaltar que el mantenimiento que se le debe dar a las estructura de acuerdo a los cálculos estimados resulta un periodo de 53 años aproximadamente; sin embargo de acuerdo a Franchi y De Barros (2007) un periodo de limpieza para este tipo de estructuras es de 3 a 10 años considerándose que el monto por el mantenimiento es de S/ 11 484.74 soles; monto que asegura el buen funcionamiento frente a la presencia de eventos extremos y mitigan en gran medida a desastres naturales como inundaciones y deslizamientos, los cuales ocurren con mucha frecuencia en la zona de estudio.

## CONCLUSIONES

1. Se evaluó la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control, obteniéndose que para un periodo de retorno de 100 años con una máxima avenida de  $3.2 \text{ m}^3/\text{s}$  se genera  $117.32 \text{ m}^3$  de sedimentos, para lo cual es necesario el diseño de presas de control con una altura de 4.90 m.
2. Las máximas avenidas en la zona de estudio según los periodos de retornos de 5, 10, 25, 50 y 100 años tienen un valor respectivamente de 1.90, 2.20, 2.50, 2.90, y  $3.20 \text{ m}^3/\text{s}$ , dichos valores fueron determinados mediante el uso del modelo Hec-Hms, para finalmente comprender su comportamiento hidráulico mediante el modelo Hec-Ras, con la que se determinó que en la ocurrencia de un caudal para un periodo de diseño de 100 años, el caudal se desborda comprometiendo la estabilidad de talud y las secciones de la zona de estudio, debido a su alta pendiente y al tipo de suelo.
3. El promedio de cantidad de sedimentos generados de acuerdo a los modelos establecidos por Djorivic y la ecuación universal de pérdida de suelos es en promedio de  $0.529 \text{ m}^3/\text{año}$  y según Fleming se genera  $117.319 \text{ m}^3$  para un periodo de retorno de 100 años y un caudal de  $3.2 \text{ m}^3/\text{s}$ .
4. La cantidad de retención de sedimentos de las presas de control es de  $297.62 \text{ m}^3$ , siendo capaz de soportar hasta 2.5 veces la cantidad de sedimentos producidos en un caudal máximo de un periodo de retorno de 100 años.
5. De acuerdo al metrado y a los precios unitarios obtenidos, el monto de inversión es de S/1, 017,379.47, monto que beneficiaría a las 100 viviendas

que están aledañas a la zona de estudio, además que la creación de las presas de control mitigaría el peligro a inundación y deslizamiento.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda el uso de la metodología aplicada en la presente investigación para diseños de presas de control en otras quebradas del país.
2. Se sugiere la utilización de softwares especializados en hidrología para el cálculo de las máximas avenidas puesto que, facilita la resolución de ecuaciones complejas.
3. Para la estimación de sedimentos en diferentes periodos de retorno se recomienda utilizar la ecuación de Fleming debido a que, entre las variables que la componen consideran la máxima avenida.
4. El material propuesto para las presas de control es de concreto ciclópeo, siendo lo más recomendable debido a la pendiente de la zona de estudio; pues de considerar presas de gavión estas no soportarían los impactos producidos por los detritos de las máximas avenidas y de ser de concreto armado resultaría muy costoso.
5. La finalidad de las presas de control cerradas es a lo largo del tiempo disminuir la pendiente del cauce, por lo que la sedimentación resulta adecuada para tal fin; por lo que son recomendables en lugares de alta pendiente como lo es el caso de esta quebrada.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abad, C. (2009). Huaycos en 1987 en el distrito de Lurigancho-Chosica (Lima-Perú). *Bulletin de l'Institut Français D'études Andines*, 38(38 (3)), 475–486. <https://doi.org/10.4000/bifea.2272>
2. Aguilar, C. (2006). Análisis de obras transversales no tradicionales para el control de aluviones, en la quebrada Mackay del cerro divisadero, Coyhaique, XI región.
3. Apacclla, R. (2010). Estudio de máximas avenidas de las cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico, 185.
4. Chow, V. (1994). *Hidrología aplicada*. (M. Suarez, Ed.) (Primera). Santa fe de Bogotá: McGraw-Hill.
5. Córdova, M. (2015). Estimación de caudales medios naturalizados en la cuenca del río Mantaro mediante el método de regionalización estadística., 10.
6. Diez, J. (2007). Obras hidráulicas para la corrección de torrentes. Madrid - España: Universidad de Valladolid.
7. EDIFICAR. (2001, August). Revista técnica de la construcción, 76.
8. Franchi, M., & De Barros, M. (2007a). *Evaluación cualitativa del comportamiento hidráulico de presas de control o retención de sedimentos, abiertas y cerradas, a través de la realización del modelaje físico*. Universidad de Venezuela.
9. Franchi, M., & De Barros, M. (2007b). *Evaluación cualitativa del comportamiento hidráulico de presas de control o retención de sedimietnos, abiertas y cerradas, a traés de la realización de modelaje*

*físico.*

10. Gamión, J. (2014). *Modelo de flujo de escombros y lodo aplicando el programa FLO-2D, caso sub cuenca del río Shullcas*. Universidad del Centro del Perú.
11. Garcia, R. (2016). Alternativas para la estabilización de la quebrada Cantuta II con fines de mitigación de huaycos.
12. INDECI. (2017). Precipitaciones pluviales en las provincias del departamento Huancavelica. Huancavelica - Perú: Centro de Operaciones de Emergencia Nacional.
13. Martín, J. (2006). *Ingeniería de ríos*. (U. P. de Catalunya, Ed.) (Segunda). Cataluña: EDICIONS UPC.
14. Montserrat, S. (2005). Estudio Experimental de Obras de Protección contra Aluviones, 268. Retrieved from [www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2005/cf...sm/.../cf-montserrat\\_sm.pdf](http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2005/cf...sm/.../cf-montserrat_sm.pdf)
15. OMS. (2017). Lluvias e inundaciones en el Perú. Lima - Perú: Organización Panamericana de la Salud.
16. Onemi. (2017). Aluvión provoca tragedia en Chile. Chile: CNN.
17. Perret, S. (1992). Metodologías de predicción de pérdidas de suelo por erosión hídrica. España: INFOR.
18. Pizarro, R., & Morales, C. (2009). *Propuesta de un modelo de estimación de erosión hídrica para la región de Coquimbo, Chile*.
19. Rojas, L. (2017). FLUVIALES EN EL TRANSPORTE DE VILCACOTO , APLICANDO UN MODELO, 145.
20. RPP. (2010). Un muerto y 10 heridos tras caídas de huaycos en

Huancavelica. Huancavelica - Perú: RPP Noticias.

21. Rubiños, Á. (2009). *Propuesta de reconstrucción Post-Terremoto de viviendas de adobe reforzado*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
22. SAGARPA. (2015). *Presas de concreto para abrevadero y pequeño riego*. México.
23. Segerer, C., & Villodas, R. (2006). Hidrología I, Precipitaciones. *Hidrología I*, 26.
24. Silva, S. (2001). *Estudios de control de protección de flujos de lodo en las microcuencas de Quirio y Pedregal-Chosica*. Universidad Nacional de Ingeniería.
25. Suarez, J. (1999). Deslizamientos: Análisis Geotécnico-Flujos, 36.
26. Tarazona, H. (2016). Modelamiento hidrológico de la cuenca del río Ica con fines de prevención de inundaciones en la ciudad de Ica., 154.
27. Vílchez, M. (2010). Inspección de peligros geológicos en los sectores de Santa Bárbara y Potocchi (distrito, provincia y región Huancavelica). Lima - Perú: INGENMET.
28. Villón, M. (2002). Hidrología, 435.
29. Zambrano, J. (2015). Estimación de la producción y transporte de sedimentos en cuencas urbanas pequeñas a escala de evento mediante un modelo de base física basado en SIG, 295.

# **ANEXOS**

**ANEXO N° 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA**

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología
<p><b>Problema general:</b> ¿Cuál es la evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control?</p> <p><b>Problemas específicos:</b> a) ¿Cuáles son las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno? b) ¿Cuánto es la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para diferentes periodos de retorno? c) ¿Cuál es la cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control? d) ¿Cuál es el costo de las presas de control de sedimentos?</p>	<p><b>Objetivo general:</b> Realizar la evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control.</p> <p><b>Objetivos específicos:</b> a) Evaluar las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno. b) Cuantificar la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para diferentes periodos de retorno. c) Determinar la cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control. d) Cuantificar el costo de las presas de control de sedimentos.</p>	<p><b>Hipótesis general:</b> La evaluación de la generación de sedimentos para su retención mediante presas de control depende de las máximas avenidas.</p> <p><b>Hipótesis específicas:</b> a) a) Las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno dependen de los parámetros hidrológico, geomorfológico, tiempo de concentración y uso de suelo. b) a) La generación de sedimentos depende de las máximas avenidas y el tipo de cobertura de suelo. c) La cantidad de retención de sedimentos mediante presas de control depende del periodo de retorno. d) El costo de la presa de control de sedimentos depende del tipo de material utilizado para su construcción.</p>	<p><b>Variable Independiente:</b> Máxima avenida</p> <p><b>Dimensiones:</b> - Parámetros hidrológicos. - Parámetros geomorfológicos. - Tiempo de concentración. - Uso de suelo</p> <p><b>Variable dependiente:</b> Generación de sedimentos</p> <p><b>Dimensiones:</b> - Caudal - Periodo de retorno</p>	<p><b>Método:</b> Método científico.</p> <p><b>Tipo:</b> Aplicada.</p> <p><b>Nivel:</b> Descriptivo -explicativo</p> <p><b>Diseño:</b> No experimental – transeccional.</p> <p><b>Cuando:</b> 2018</p> <p><b>Población y muestra:</b> <b>Población:</b> La población corresponde a las 84 microcuencas del río Ichu.</p> <p><b>Muestra:</b> El tipo de muestreo es el no probabilístico intencional o dirigido, la muestra correspondió a la microcuenca que alberga a la quebrada Santa Bárbara del distrito, provincia y región Huancavelica con una extensión superficial de 0.507 km<sup>2</sup>.</p>

**ANEXO N° 02: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS-ESTACIÓN  
ASCENSIÓN**

<b>Estación:</b>	<b>Ascensión</b>	<b>Coordenadas UTM WGS84 (m)</b>	<b>Este (m):</b>	<b>503148</b>	<b>Cota</b>	3660
<b>Denominación:</b>	<b>Ascensión</b>		<b>Norte (m):</b>	<b>8585940</b>		

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1964	11.8	18	20.8	14.1	0.4	1	4	15.2	15.8	7	23.6	17.2
1965	17.2	25.2	23.5	15.4	3.5	1.4	11.4	8	9.4	10.5	12	19.9
1966	21	17.2	20.8	6.6	5.7	5	0	6	12.6	30.3	12.7	16.8
1967	27.3	19.5	27	5.6	30	3.3	8.9	5.1	4.3	7	20.8	12.1
1968	0	23.2	17.5	3.5	8.9	13.3	12.4	9	S/D	S/D	47.6	16
1969	16.1	14	26.3	10.2	2.5	11	10.9	4.5	10.1	12.4	10.4	14
1970	22	14.4	18.8	14.5	19.9	0.1	2	4.9	16.7	6.8	0.2	23.6
1971	22.5	19.9	21.7	10	6	2.8	6	5	8	7.5	21.5	14.3
1972	14.5	25.8	16.8	20.4	4.2	2.5	5.8	0.2	10	7.5	11	15
1973	16	20.7	14.9	29.2	2	0.5	1	5.5	2.5	12.8	0.5	10.1
1974	25.1	22.1	17.6	7.5	0.2	6.5	1.8	8.5	4	S/D	S/D	S/D
1982	17.2	19.8	24.8	4.1	0.7	1.5	0.5	1.4	11.5	14	15.9	8.6
1988	18.5	20.4	19.5	12.9	5	2	0	0	6.2	8.7	14	25
1989	17	10	19.2	19.2	5.9	6.8	2	9.4	10.3	25.3	14.1	5.6
1990	24.4	6.9	16.7	9.8	9.7	14.4	5	9.5	6.4	11.3	10.6	12
1991	10.2	7.6	12.4	25.8	5	3.2	0	0	S/D	S/D	S/D	S/D
1992	3.2	9	11.4	14	2.4	9.7	21.6	6.6	4.3	10.9	4.4	12
1993	S/D	S/D	S/D	S/D	19.6	18.6	10.4	18.8	21.5	27	29.2	23
1994	20.7	25.6	18.4	13.2	13.3	9.2	8.6	7	11.4	17	12.2	13.2
1995	21	16.3	17.1	15.5	7.4	2.4	6.6	0	12.6	7.4	9	8.4

1996	12.6	15.9	15	7.6	9.2	6.2	5.5	8.8	9	6.1	7.6	15
1997	9.6	11	11	7.3	4.4	5.6	0	7.6	1	8.7	17.6	11.4
1998	14.9	10.8	10	9.3	5.3	5.3	0	5.9	5	8.6	7.2	12.9
1999	16.9	13.1	9.1	11.7	9	2.8	3	3.5	12.3	11.3	8.1	9.3
2000	12	12.4	10.8	10.4	4.3	3.7	6.3	6.1	2.6	10.9	9.4	6.6
2001	12.1	13.2	28.3	5.8	7.5	0	11.2	8.2	11.2	10	12.2	10.7
2002	0.7	21.8	26.2	9.4	6.3	5.8	10	10.3	10.8	11.2	14.4	15.5
2003	17.8	28.8	30.4	17.3	5.5	0	7.4	10.5	12.2	11	6.3	17
2004	8	14.7	15.2	9.4	4.2	11.5	10.7	10.4	11.2	7.6	11.7	15.5
2005	13.2	10	11.4	11.9	6.9	3.8	2.1	2.2	8.9	9	10	4
2006	13.6	14	10	12.6	0	5.2	0	5.5	6.8	11	10.2	11
2007	8.9	15.2	13.4	9.4	5.5	0	2.7	3.6	3.6	9.3	9.9	10.9
2008	12.7	16.5	9.9	3.6	2.7	2.5	5.9	9.6	7.6	13.5	8.2	10.2
2009	30.6	21.8	18.9	12.5	5.8	2.1	11.2	5	7.4	11.6	16.8	15
2010	21.3	15.5	14.9	10.5	3.8	2.1	0	4.8	4.5	23.5	24.3	21.5
2011	24.9	27.2	25.5	12.1	4.1	1.1	7.5	5.4	11.7	S/D	24.5	S/D

**ANEXO N° 03: CERTIFICADO DE ENSAYOS**

**ANEXO N° 04: PANEL FOTOGRÁFICO**



Fotografía 1. Vista del cauce actual de la zona de estudio.



Fotografía 2. Equipo de trabajo para realizar el levantamiento topográfico.



Fotografía 3. Vista de los prismeros en la zona de estudio.



Fotografía 4. Alta erosión del cauce del río debido a la elevada pendiente de la zona de estudio.



Fotografía 5. Árboles inestables a consecuencia de la erosión del cauce.



Fotografía 6. Vista del alta pendiente de la zona.



Fotografía 7. Prismeros en la zona media del cauce.



Fotografía 8. Excavación de calicatas en la zona de estudio.



Fotografía 9. Excavación de la Calicata N°1.



Fotografía 10. Se realizó preguntas no estructuradas los pobladores que viven cerca de la zona de la Quebrada Santa Bárbara.



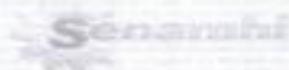
Fotografía 11. Se realizó preguntas no estructuradas los pobladores que viven cerca de la zona de la Quebrada Santa Bárbara.



Fotografía 12. Viviendas aledañas a los cerros, propensas a inundaciones deslizamientos.

**ANEXO N° 05: PLANOS**

**ANEXO N° 06: OTROS DOCUMENTOS DE IMPORTANCIA**



OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA



ESTACION HUANCAYELCA (00064) (DFO 11)

LAT 12° 48' S

DPID HUANCAYELCA

PARAMETRO PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LONG 75° 2' W

PROV HUANCAYELCA

ALT 3770 msnnm

DIST ASCENSION

Para mayor información contactarse con:  
 Oficina de Estadística e Informática  
 CP 20 0114

HOJ CONSULTORES S.A.  
 Para mayor información contactarse con:  
 Oficina de Estadística e Informática  
 CP 20 0114

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	11.0	18.0	20.8	14.1	0.4	1.0	4.0	15.2	18.8	7.0	23.8	17.2
1965	17.2	25.2	23.5	15.4	3.0	1.4	11.4	8.0	9.4	10.5	12.0	19.0
1966	21.0	17.2	20.8	6.8	5.7	5.0	0.0	6.0	12.6	30.3	12.7	16.8
1967	27.3	19.5	27.0	8.6	20.0	3.3	8.8	5.1	4.3	7.0	20.8	12.1
1968	0.0	23.2	17.5	3.5	8.9	13.3	12.4	9.0	39.0	5.0	47.6	16.0
1969	18.1	14.0	26.3	10.2	2.5	11.0	10.9	4.5	10.1	12.4	10.4	14.0
1970	22.0	14.4	18.8	14.8	19.9	0.1	2.0	4.9	16.7	6.8	9.2	23.6
1971	22.5	19.9	21.7	10.0	6.0	2.8	6.0	5.0	8.0	7.5	21.5	14.8
1972	14.5	25.8	16.5	20.4	4.2	2.5	8.8	0.2	10.0	7.5	11.0	18.0
1973	18.0	20.7	14.9	29.2	2.0	0.8	1.0	5.5	2.5	12.8	8.6	16.1
1974	25.1	22.1	17.6	7.5	0.2	5.9	1.8	8.5	4.0	5.0	5.0	5.0

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN  
TOTAL O PARCIAL



OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA



ESTACION HUANCABALLA / 300640 / DRE (T)  
PARAMETRO PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT 12° 46' S  
LONG 75° 2' W  
ALT 3770 msnm  
DPTO HUANCABALLA  
PROV HUANCABALLA  
DIST ASCENSION

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1982	17.2	15.8	34.8	4.1	0.7	1.5	0.5	1.4	11.5	14.0	15.9	8.6

THE WORLD BANK  
 The International Bank for Reconstruction and Development  
 IDB

HOB CONSULTORES S.A.  
 THE CONSULTING ENGINEERS



PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN  
TOTAL O PARCIAL

THE CONSULTING ENGINEERS  
 HOB CONSULTORES S.A.

HOB CONSULTORES S.A.  
 THE CONSULTING ENGINEERS

150 - San Mateo  
1 - Lima

INFORMACION PREPAGADA PARA HOB CONSULTORES S.A.  
LIMA - 3 DE SETIEMBRE DEL 2012



OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA



ESTACION: HUANCAVELICA (500549) (DRE 11)  
PARAMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT: 12° 40' S  
LONG: 75° 2' W  
ALT: 3770 msnm

DPTO:  
PROV:  
INST:

SIEMPRE  
HUANCAVELICA  
ASCENSION

HOR CONSULTORES S.A.

AÑO	ENE	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1988	18.5	20.4	19.5	12.9	5.0	2.0	0.0	0.0	6.7	8.7	14.0	25.0
1989	17.0	10.0	13.2	19.2	5.9	6.8	2.0	9.4	10.3	25.3	13.1	5.6
1990	24.4	6.0	16.7	9.8	9.7	14.4	5.0	9.5	6.4	11.3	10.6	12.0
1991	10.2	7.6	12.4	25.8	6.0	3.2	0.0	0.0	5.0	5.0	3.0	5.0
1992	3.2	9.0	11.4	14.0	2.4	9.7	21.0	6.8	4.3	10.9	4.4	12.0
1993	5.0	5.0	5.0	5.0	19.6	18.6	10.4	18.6	21.5	27.0	29.3	23.0
1994	20.7	25.6	18.4	13.2	13.3	9.2	8.8	7.0	11.4	17.0	12.2	13.2
1995	21.0	16.3	17.1	15.8	7.4	2.4	6.6	0.0	12.6	7.4	9.0	8.4
1996	12.6	15.9	15.0	7.6	0.2	5.2	6.5	8.8	9.0	6.1	7.8	11.6
1997	9.6	11.0	11.0	7.1	4.4	5.6	0.0	7.0	16.0	8.7	17.6	11.4
1998	14.9	10.8	10.0	9.2	1.1	5.9	0.0	5.9	0.0	8.6	7.2	12.9
1999	16.8	13.1	9.1	11.7	9.0	2.8	3.9	3.5	12.3	11.3	8.1	9.3
2000	12.0	12.4	10.8	10.4	4.5	3.7	6.3	6.1	9.6	10.9	9.4	6.8
2001	12.1	13.2	28.3	8.8	7.3	0.0	11.2	8.2	11.2	10.0	12.2	10.7
2002	6.7	21.8	26.2	9.4	6.3	5.8	10.0	10.3	10.8	11.2	14.4	15.8
2003	17.8	28.6	30.4	17.3	5.5	0.9	7.4	10.5	12.2	11.6	6.3	17.0
2004	8.0	14.7	15.2	9.4	4.2	11.0	10.7	10.4	11.7	7.6	11.7	15.5
2005	13.2	10.0	11.4	11.0	6.9	3.8	2.1	2.3	6.9	9.0	10.0	8.0

SEMI DE ENVI  
7 - 1998

INFORMACION PREPARADA PARA HOR CONSULTORES S.A  
LIMA 3 DE DICIEMBRE DEL 2012

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN  
TOTAL O PARCIAL

001



OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA



ESTACION HUANCAYELIDA (000640) / DRE-11  
PARAMETRO PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (MM)

LAT 12° 45' 3"  
LONG 75° 2' 30"  
ALT 3770 (msnm)

DEPTO HUANCAYELIDA  
PROV HUANCAYELIDA  
DIST ASCENSION

HOB CONSULTORES S.A.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2006	13.6	14.0	10.9	12.6	0.0	5.2	0.0	8.5	8.8	11.0	10.2	11.0
2007	8.9	15.2	13.8	9.4	5.5	0.0	2.7	3.5	9.9	0.3	0.8	10.9
2008	12.7	16.5	9.9	3.0	2.7	2.5	5.0	9.6	7.6	13.5	8.2	10.2
2009	30.0	21.8	18.9	12.5	5.8	2.1	11.2	5.0	7.4	11.6	16.6	15.0
2010	21.3	15.6	14.9	10.5	3.8	2.1	0.0	4.8	4.5	23.5	24.3	21.5
2011	24.9	27.2	25.5	12.1	4.1	1.5	7.8	5.4	11.7	18.0	24.5	5.0

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN  
TOTAL O PARCIAL

HOB CONSULTORES S.A.

CH de Bolo  
- Tarma

INFORMACION PREPARADA PARA: HOB CONSULTORES S.A.  
LIMA - 3 DE SEPTIEMBRE DEL 2012

## 1. Distribución de probabilidades de Gumbel

Tabla 1. Distribución de Gumbel.

Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel															
Nº	Año	Mes			Precipitación (mm)			Nº	Año	Mes			Precipitación (mm)		
		Máx. Precip.	xi	(xi - x)²	Máx. Precip.	xi	(xi - x)²			Máx. Precip.	xi	(xi - x)²			
1	1964	23.60	23.60	0.00	19	1994	25.60	25.60	3.85						
2	1965	25.20	25.20	2.44	20	1995	21.00	21.00	6.96						
3	1966	30.30	30.30	44.37	21	1996	15.90	15.90	59.89						
4	1967	30.00	30.00	40.46	22	1997	17.60	17.60	36.47						
5	1968	47.60	47.60	574.13	23	1998	14.90	14.90	76.37						
6	1969	26.30	26.30	7.08	24	1999	16.90	16.90	45.41						
7	1970	23.60	23.60	0.00	25	2000	12.40	12.40	126.31						
8	1971	22.50	22.50	1.30	26	2001	28.30	28.30	21.73						
9	1972	25.80	25.80	4.67	27	2002	26.20	26.20	6.56						
10	1973	29.20	29.20	30.93	28	2003	30.40	30.40	45.71						
11	1974	25.10	25.10	2.13	29	2004	15.50	15.50	66.24						
12	1982	24.80	24.80	1.35	30	2005	13.20	13.20	108.97						
13	1988	25.00	25.00	1.85	31	2006	14.00	14.00	92.91						
14	1989	25.30	25.30	2.76	32	2007	15.20	15.20	71.21						
15	1990	24.40	24.40	0.58	33	2008	16.50	16.50	50.96						
16	1991	25.80	25.80	4.67	34	2009	30.60	30.60	48.46						
17	1992	21.60	21.60	4.16	35	2010	24.30	24.30	0.44						
18	1993	29.20	29.20	30.93	36	2011	27.20	27.20	12.68						
		Suma				851.0			1634.9						

Tabla 2. Parámetros de la Distribución de Gumbel.

Cálculo variables probabilísticas			
$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} =$	23.64		mm
$S = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} =$	6.83		mm
$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{n} S =$	5.33		mm
$u = \bar{x} - 0.5772\alpha =$	20.56		mm

Tabla 3. Cálculo de la sprecipitaciones diárias máximas probables para distintas frecuencias.

Periodo de retorno (años)	Variable reducida (YT)	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia (F(xT))	Corrección de intervalo fijo (XT (mm))
2	0.3665	22.5161	0.5000	25.4432
5	1.4999	28.5561	0.8000	32.2684
10	2.2504	32.5551	0.9000	36.7873
25	3.1985	37.6079	0.9600	42.4969
50	3.9019	41.3563	0.9800	46.7326
100	4.6001	45.0771	0.9900	50.9371

## 2. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias.

Tabla 4. Precipitación máxima por tiempo de duración.

Tiempo de duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración					
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
24 hr	X24	25.44	32.27	36.79	42.50	46.73	50.94
18 hr	X18 = 91%	23.15	29.36	33.48	34.00	42.53	46.35
12 hr	X12 = 80%	20.35	25.81	29.43	34.00	37.39	40.75
8 hr	X8 = 68%	17.30	21.94	25.02	28.90	31.78	34.64
6 hr	X6 = 61%	15.52	19.68	22.44	25.92	28.51	31.07
5 hr	X5 = 57%	14.50	18.39	20.97	24.22	26.64	29.03
4 hr	X4 = 52%	13.23	16.78	19.13	22.10	24.30	26.49
3 hr	X3 = 46%	11.70	14.84	16.92	19.55	21.50	23.43
2 hr	X2 = 39%	9.92	12.58	14.35	16.57	18.23	19.87
1 hr	X1 = 30%	7.63	9.68	11.04	12.75	14.02	15.28

Tabla 5. Intensidades de lluvia según duración de la precipitación.

Intensidades de lluvia a partir de Pd, según Duración de precipitación y Frecuencia de la misma							
Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno					
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
24 hr	1440	1.06	1.34	1.53	1.77	1.95	2.12
18 hr	1080	1.29	1.63	1.86	1.89	2.36	2.58
12 hr	720	1.70	2.15	2.45	2.83	3.12	3.40
8 hr	480	2.16	2.74	3.13	3.61	3.97	4.33
6 hr	360	2.59	3.28	3.74	4.32	4.75	5.18
5 hr	300	2.90	3.68	4.19	4.84	5.33	5.81
4 hr	240	3.31	4.19	4.78	5.52	6.08	6.62
3 hr	180	3.90	4.95	5.64	6.52	7.17	7.81
2 hr	120	4.96	6.29	7.17	8.29	9.11	9.93
1 hr	60	7.63	9.68	11.04	12.75	14.02	15.28

### 3. Regresiones de las I-D-T

Representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

Realizando un cambio de variable:  $d = K \cdot T^m$

Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} = I = d \cdot t^{-n}$$

Tabla 6. Cálculo del parámetro “d” para un periodo T=2 años.

Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	1.06	7.27	0.06	0.42	52.89
2	1080	1.29	6.98	0.25	1.76	48.79
3	720	1.70	6.58	0.53	3.48	43.29
4	480	2.16	6.17	0.77	4.76	38.12
5	360	2.59	5.89	0.95	5.59	34.65
6	300	2.90	5.70	1.06	6.07	32.53
7	240	3.31	5.48	1.20	6.56	30.04
8	180	3.90	5.19	1.36	7.07	26.97
9	120	4.96	4.79	1.60	7.67	22.92
10	60	7.63	4.09	2.03	8.32	16.76
10	4980	31.50	58.16	9.82	51.70	346.94
Ln (d) =	4.5663	d =	96.1888	n =	-0.6164	

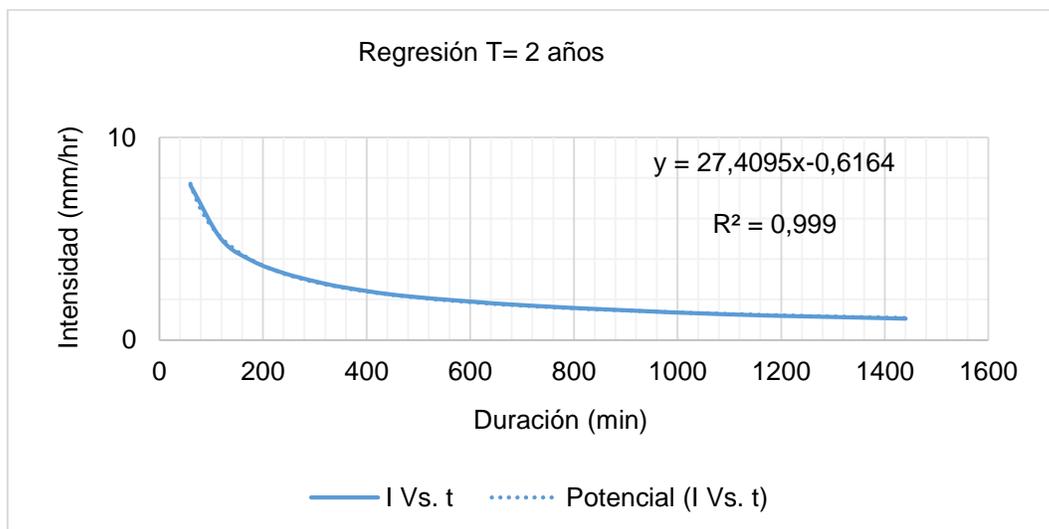


Figura 1. Curva de regresión para T=2 años.

Tabla 7. Cálculo del parámetro “d” para un periodo T=5 años.

Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.34	7.27	0.30	2.15	52.89
2	1080	1.63	6.98	0.49	3.42	48.79
3	720	2.15	6.58	0.77	5.04	43.29
4	480	2.74	6.17	1.01	6.23	38.12
5	360	3.28	5.89	1.19	6.99	34.65
6	300	3.68	5.70	1.30	7.43	32.53
7	240	4.19	5.48	1.43	7.86	30.04
8	180	4.95	5.19	1.60	8.30	26.97
9	120	6.29	4.79	1.84	8.81	22.92
10	60	9.68	4.09	2.27	9.29	16.76
10	4980	39.94	58.16	12.19	65.52	346.94
Ln (d) =	4.8040	d =	121.9917	n =	-0.6164	

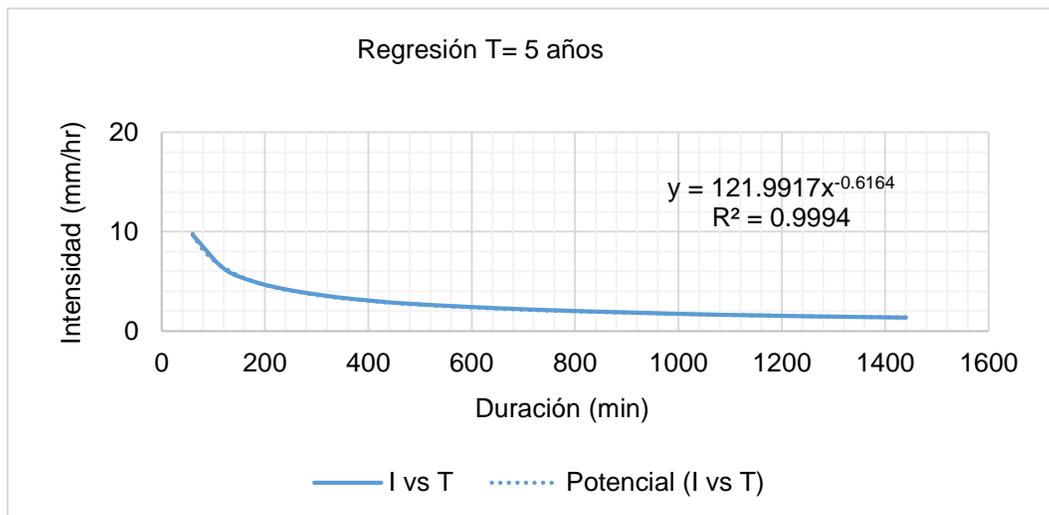


Figura 2. Curva de regresión para T=5 años.

Tabla 8. Cálculo del parámetro “d” para un periodo T=10 años.

Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.53	7.27	0.43	3.11	52.89
2	1080	1.86	6.98	0.62	4.33	48.79
3	720	2.45	6.58	0.90	5.90	43.29
4	480	3.13	6.17	1.14	7.04	38.12
5	360	3.74	5.89	1.32	7.76	34.65
6	300	4.19	5.70	1.43	8.18	32.53
7	240	4.78	5.48	1.56	8.58	30.04
8	180	5.64	5.19	1.73	8.98	26.97
9	120	7.17	4.79	1.97	9.43	22.92
10	60	11.04	4.09	2.40	9.83	16.76
10	4980	45.54	58.16	13.50	73.15	346.94
Ln (d) =	4.9350	d =	139.0754	n =	-0.6164	

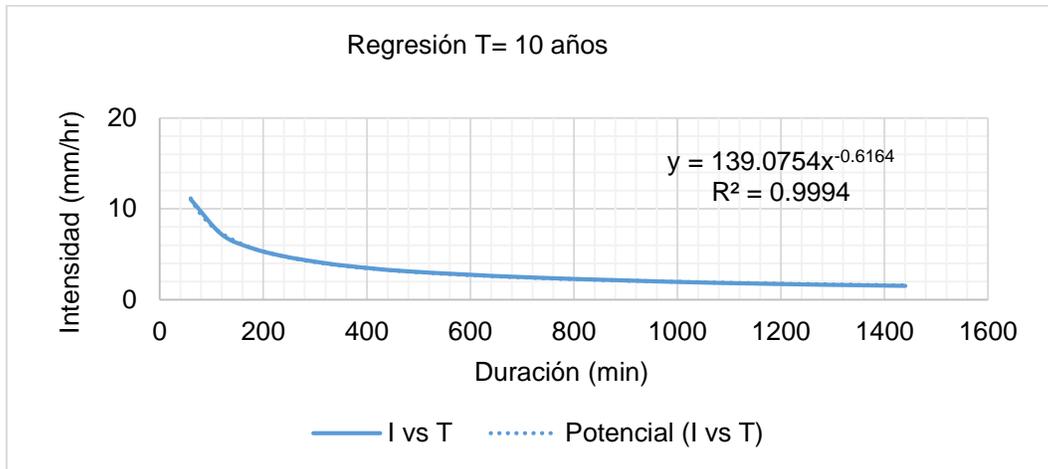


Figura 3. Curva de regresión para T=10 años.

Tabla 9. Cálculo del parámetro “d” para un periodo T=25 años.

Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.77	7.27	0.57	4.16	52.89
2	1080	1.89	6.98	0.64	4.44	48.79
3	720	2.83	6.58	1.04	6.85	43.29
4	480	3.61	6.17	1.28	7.93	38.12
5	360	4.32	5.89	1.46	8.61	34.65
6	300	4.84	5.70	1.58	9.00	32.53
7	240	5.52	5.48	1.71	9.37	30.04
8	180	6.52	5.19	1.87	9.73	26.97
9	120	8.29	4.79	2.11	10.12	22.92
10	60	12.75	4.09	2.55	10.42	16.76
10	4980	52.35	58.16	14.82	80.64	346.94
Ln (d) =	5.1667	d =	175.3292	n =	-0.6336	

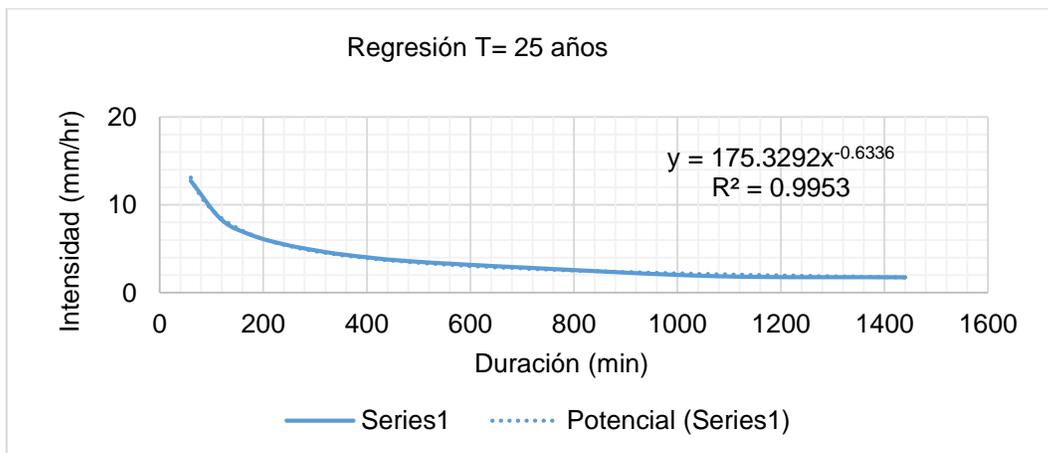


Figura 4. Curva de regresión para T=25 años.

Tabla 10. Cálculo del parámetro “d” para un periodo T=50 años.

Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.95	7.27	0.67	4.85	52.89
2	1080	2.36	6.98	0.86	6.01	48.79
3	720	3.12	6.58	1.14	7.48	43.29
4	480	3.97	6.17	1.38	8.52	38.12
5	360	4.75	5.89	1.56	9.17	34.65
6	300	5.33	5.70	1.67	9.54	32.53
7	240	6.08	5.48	1.80	9.89	30.04
8	180	7.17	5.19	1.97	10.23	26.97
9	120	9.11	4.79	2.21	10.58	22.92
10	60	14.02	4.09	2.64	10.81	16.76
10	4980	57.85	58.16	15.90	87.06	346.94
Ln (d) =	5.1743	d =	176.6740	n =	-0.6164	

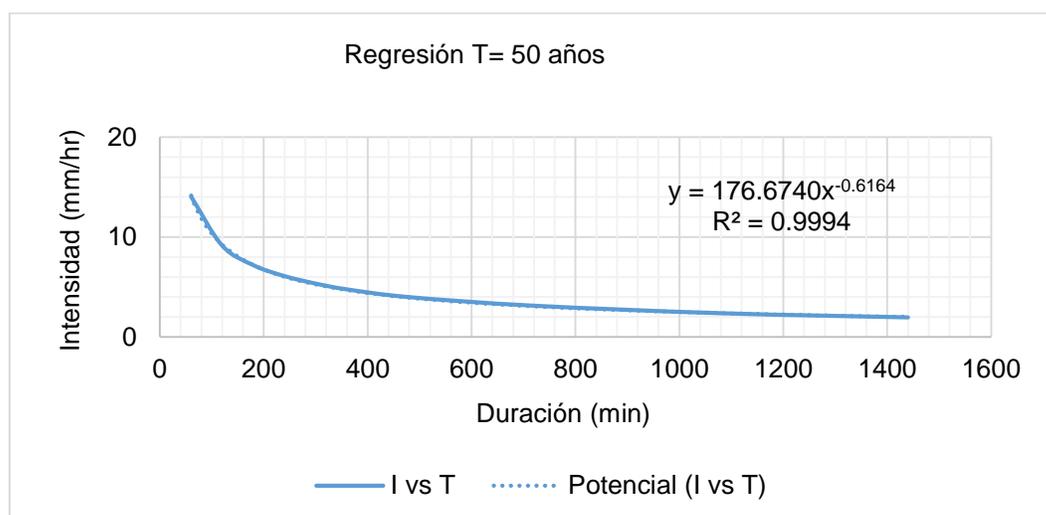


Figura 5. Curva de regresión para T=50 años.

Tabla 11. Cálculo del parámetro “d” para un periodo T=100 años.

Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.12	7.27	0.75	5.47	52.89
2	1080	2.58	6.98	0.95	6.61	48.79
3	720	3.40	6.58	1.22	8.04	43.29
4	480	4.33	6.17	1.47	9.05	38.12
5	360	5.18	5.89	1.64	9.68	34.65
6	300	5.81	5.70	1.76	10.03	32.53
7	240	6.62	5.48	1.89	10.36	30.04
8	180	7.81	5.19	2.06	10.67	26.97
9	120	9.93	4.79	2.30	10.99	22.92
10	60	15.28	4.09	2.73	11.16	16.76
10	4980	63.05	58.16	16.76	92.07	346.94
Ln (d) =	5.2605	d =	192.5689	n =	-0.6164	

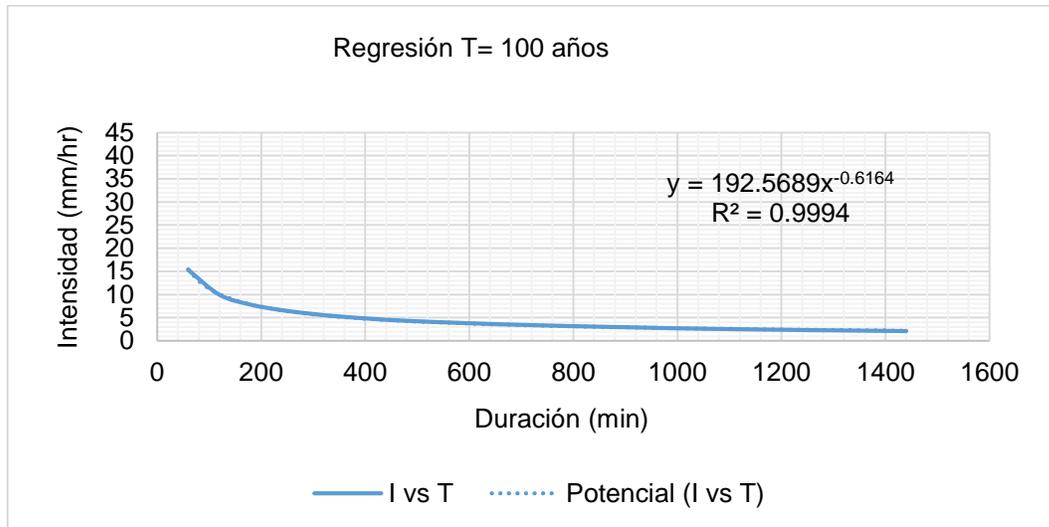


Figura 6. Curva de regresión para T=100 años.

#### 4. Constante de regresión para la cuenca

Tabla 12. Resumen de aplicación de la regresión potencial.

Periodo de retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	96.18881881	-0.61638609
5	121.99166069	-0.61638609
10	139.07538719	-0.61638609
25	175.32918450	-0.63362500
50	176.67395456	-0.61638609
100	192.56894899	-0.61638609
Promedio =	150.30465912	-0.61925924

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la ecuación:

Tabla 13. Regresión potencial.

Regresión potencial							
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>	
1	2	96.1888	0.6931	4.5663	3.1651	0.4805	
2	5	121.9917	1.6094	4.8040	7.7317	2.5903	
3	10	139.0754	2.3026	4.9350	11.3633	5.3019	
4	25	175.3292	3.2189	5.1667	16.6309	10.3612	
5	50	176.6740	3.9120	5.1743	20.2420	15.3039	
6	100	192.5689	4.6052	5.2605	24.2253	21.2076	
6	192	901.8280	16.3412	29.9067	83.3582	55.2453	
$Ln(K) =$	4.5010	$K =$	90.1117	$m =$	0.1775		

Termino constante de regresión (K) = **90.1117**  
 Coef. de regresión (m) = **0.177490**

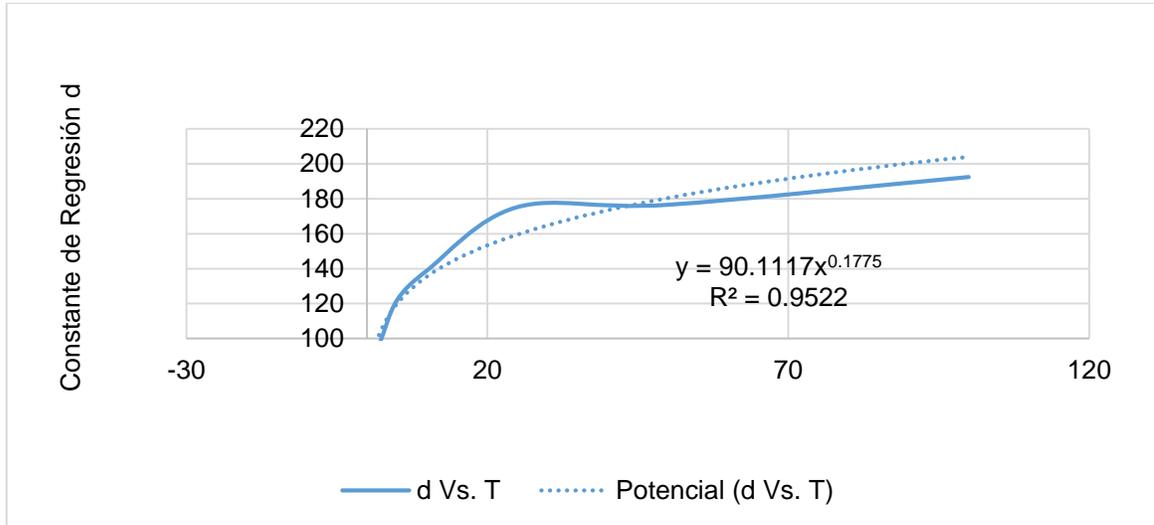


Figura 7. Curva para la constante de regresión d.

5. Cálculo de las curvas IDF

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:	
$I = \frac{90.1117 * T^{0.177490}}{t^{0.61926}}$	Donde: I = intensidad de precipitación (mm/hr) T = Periodo de Retorno (años) t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Tabla 14. Tabla de intensidades – Tiempo de duración.

Frecuencia en años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
5	44.3	28.8	22.4	18.8	16.3	14.6	13.3	12.2	11.4	10.6	10.0	9.5
10	50.1	32.6	25.3	21.2	18.5	16.5	15.0	13.8	12.8	12.0	11.3	10.7
25	58.9	38.3	29.8	25.0	21.7	19.4	17.6	16.2	15.1	14.2	13.3	12.6
50	66.6	43.4	33.7	28.2	24.6	22.0	20.0	18.4	17.1	16.0	15.1	14.3
100	75.3	49.0	38.1	31.9	27.8	24.8	22.6	20.8	19.3	18.1	17.1	16.2

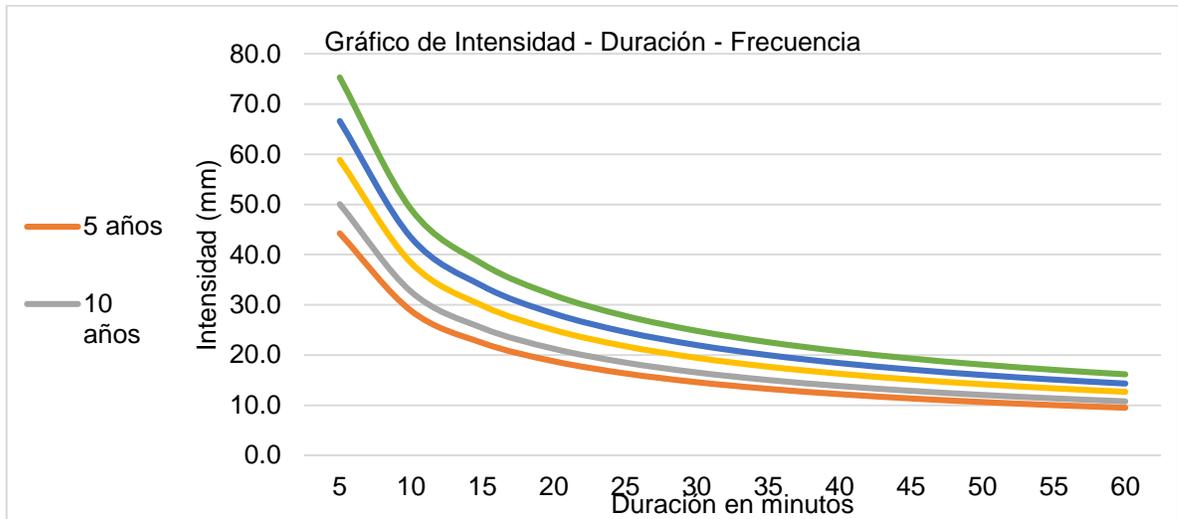


Figura 8. Gráfico de la intensidad – Duración – Frecuencia.

## 6. Cálculo de hietogramas

Tabla 15. Hietograma para un periodo de retorno T=5 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	119.91	2.00	2.00	2.00	0	1	0.22
2	78.06	2.60	0.60	0.60	1	2	0.27
3	60.73	3.04	0.43	0.43	2	3	0.35
4	50.82	3.39	0.35	0.35	3	4	0.60
5	44.26	3.69	0.30	0.30	4	5	2.00
6	39.53	3.95	0.27	0.27	5	6	0.43
7	35.93	4.19	0.24	0.24	6	7	0.30
8	33.08	4.41	0.22	0.22	7	8	0.24
9	30.76	4.61	0.20	0.20	8	9	0.20

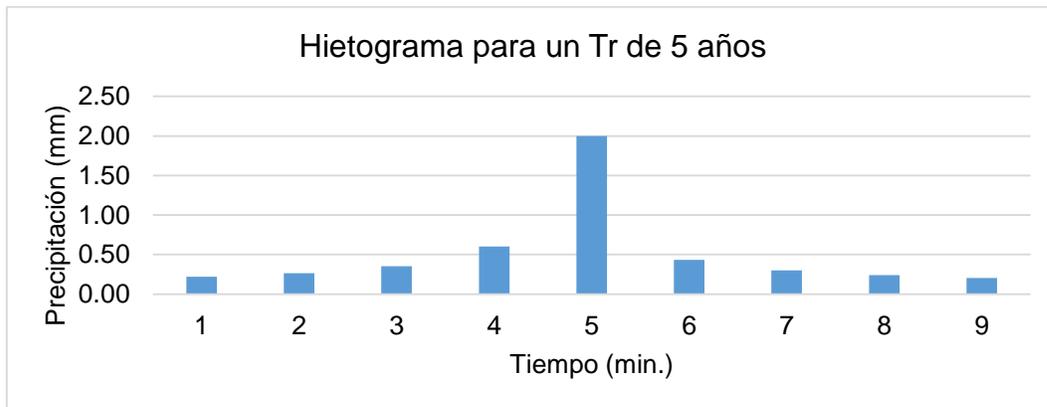


Figura 9. Hietograma para un periodo Tr=5 años.

Tabla 16. Hietograma para un periodo de retorno T=10 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	135.60	2.26	2.26	2.26	0	1	0.25
2	88.28	2.94	0.68	0.68	1	2	0.30
3	68.68	3.43	0.49	0.49	2	3	0.40
4	57.47	3.83	0.40	0.40	3	4	0.68
5	50.05	4.17	0.34	0.34	4	5	2.26
6	44.71	4.47	0.30	0.30	5	6	0.49
7	40.64	4.74	0.27	0.27	6	7	0.34
8	37.41	4.99	0.25	0.25	7	8	0.27
9	34.78	5.22	0.23	0.23	8	9	0.23

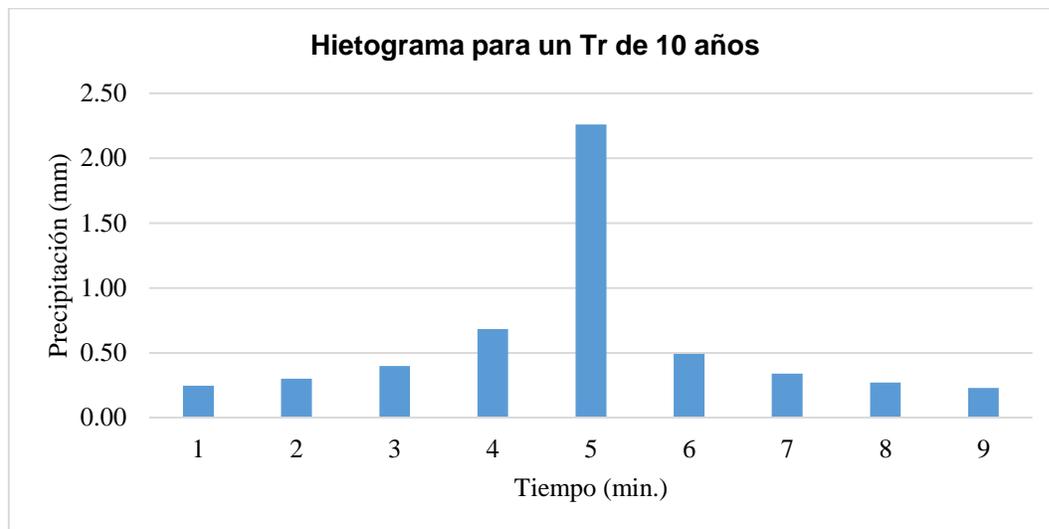


Figura 10. Hietograma para un periodo Tr=10 años.

Tabla 17. Hietograma para un periodo de retorno T=25 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	159.55	2.66	2.66	2.66	0	1	0.29
2	103.87	3.46	0.80	0.80	1	2	0.35
3	80.81	4.04	0.58	0.58	2	3	0.47
4	67.62	4.51	0.47	0.47	3	4	0.80
5	58.89	4.91	0.40	0.40	4	5	2.66
6	52.60	5.26	0.35	0.35	5	6	0.58
7	47.82	5.58	0.32	0.32	6	7	0.40
8	44.02	5.87	0.29	0.29	7	8	0.32
9	40.92	6.14	0.27	0.27	8	9	0.27

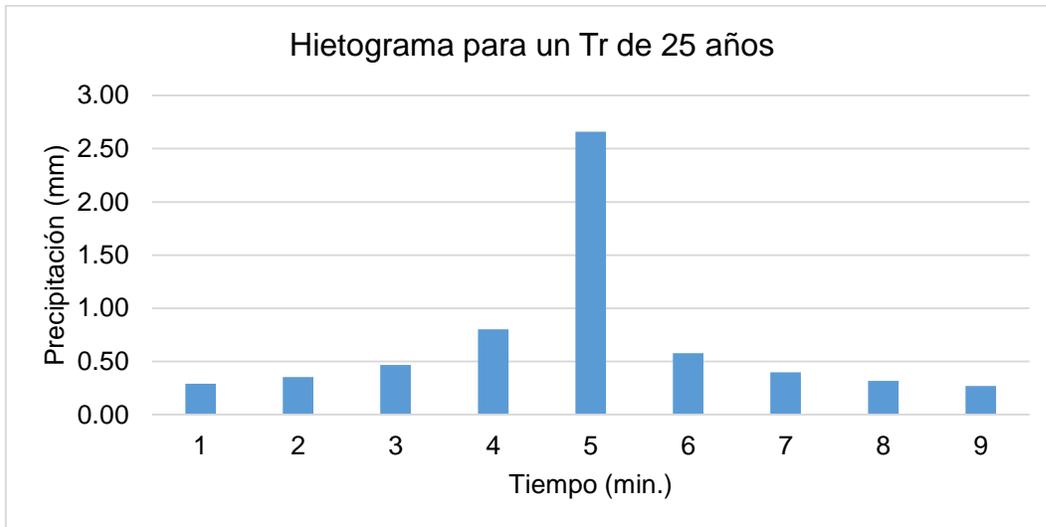


Figura 11. Hietograma para un periodo  $Tr=25$  años.

Tabla 18. Hietograma para un periodo de retorno  $T=50$  años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	180.44	3.01	3.01	3.01	0	1	0.33
2	117.47	3.92	0.91	0.91	1	2	0.40
3	91.38	4.57	0.65	0.65	2	3	0.53
4	76.47	5.10	0.53	0.53	3	4	0.91
5	66.60	5.55	0.45	0.45	4	5	3.01
6	59.49	5.95	0.40	0.40	5	6	0.65
7	54.08	6.31	0.36	0.36	6	7	0.45
8	49.78	6.64	0.33	0.33	7	8	0.36
9	46.28	6.94	0.30	0.30	8	9	0.30

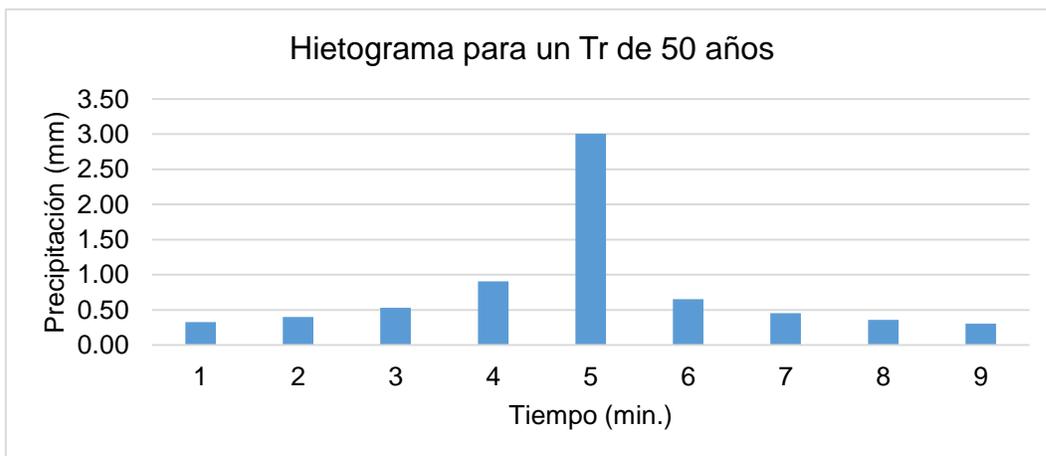


Figura 12. Hietograma para un periodo  $Tr=50$  años.

Tabla 19. Hietograma para un periodo de retorno T=100 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
1	204.06	3.40	3.40	3.40	0	1	0.37
2	132.85	4.43	1.03	1.03	1	2	0.45
3	103.35	5.17	0.74	0.74	2	3	0.60
4	86.48	5.77	0.60	0.60	3	4	1.03
5	75.32	6.28	0.51	0.51	4	5	3.40
6	67.28	6.73	0.45	0.45	5	6	0.74
7	61.15	7.13	0.41	0.41	6	7	0.51
8	56.30	7.51	0.37	0.37	7	8	0.41
9	52.34	7.85	0.34	0.34	8	9	0.34

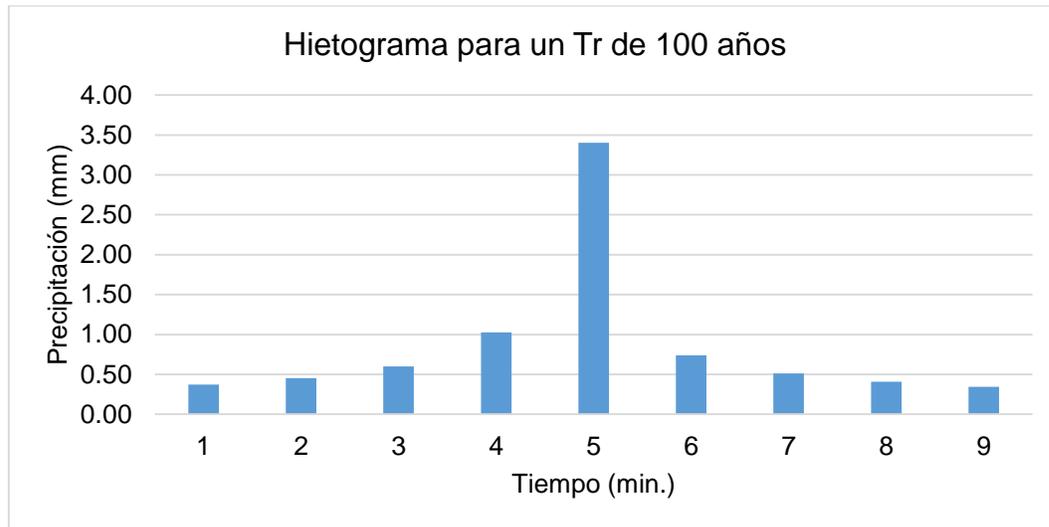


Figura 13. Hietograma para un periodo Tr=100 años.

## Diseño de presa a condiciones vacía y llena de agua

### Datos

Tabla 1. Datos para el diseño de presas.

Parámetro	Valor	Unidades	Observaciones
f'c:	140.00	Kg/cm <sup>2</sup>	
0.25f'c:	35.00	Kg/m <sup>3</sup>	Máximo esfuerzo unitario a la compresión
Vzy:	28.00	Kg/cm <sup>2</sup>	Máximo esfuerzo unitario de corte
γc:	2200.00	kg/m <sup>3</sup>	
α:	30.00	°	Ángulo de reposo de la capa de lecho del río
K:	40.00	%	Relación vacíos de la capa de lecho del río
γm:	2860.00	kg/m <sup>3</sup>	
γa:	1000.00	kg/m <sup>3</sup>	
qu:	0.91	Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia ultima del terreno

### Geometría de la estructura

H: 5.20 m Altura máxima

B: 0.50 m Borde libre

E: 1.20 m

$$C_e = \frac{\sqrt{H}}{2}$$

Espesor de la capa superficial del material blando en el cauce (estudio de suelos)

Ce: 1.14 m Ancho de la corona

Ce (asumido): 1.15 m

### Análisis de la estabilidad en la zona I y II en condiciones vacías

X1: 0.95138

No	Símbolo	Detalle de cálculo	Fuerzas (Kg)		Brazo (m)	Momento (Kg-m)
			Fv	Fh		
1	W	[1.15(X+0.5)]2200	3671.991		0.000	0.000
2	Sh'	0.1W		-367.199	0.726	-266.473
Suma			3671.991	-367.199		-266.473

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

e': -0.073 m **Ok!!**

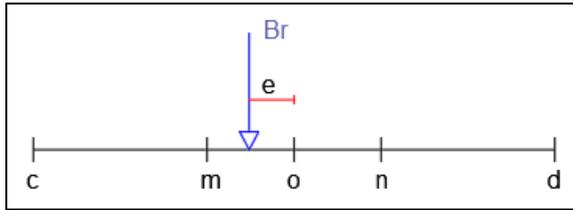


Figura 1. Distribución de la estabilidad.

### Análisis de la estabilidad en la zona I y II en condiciones llenas

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	W	3671.991		0.192	-703.798
2	Sh		367.199	0.726	266.473
3	Fa		452.562	0.317	143.519
4	Fsa		50.234	0.404	20.284
5	S1	713.535		0.383	273.522
Suma		4385.526	869.995		-0.001

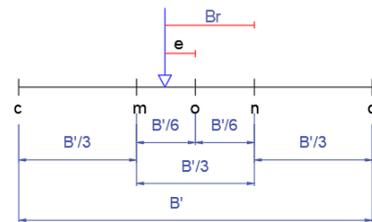
**Ok!!**

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

Br: 0.00

$$e = \frac{B'}{6} - Br$$

e: 0.19166667



**Ok!!**

### Determinación de los esfuerzos normales en presa llena

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_1$ : 7627.002 Kg/m<sup>2</sup>

$\sigma_1$ : 0.763 Kg/cm<sup>2</sup>

$$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_2$ : 0.000 Kg/m<sup>2</sup>

$\sigma_2$ : 0.000 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_p$ : 31.033 Kg/cm<sup>2</sup>

**Ok!!**

Esfuerzo permisible, considerando zona sísmica

### Determinación de los esfuerzos normales en presa vacía

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_1$ :	1984.086	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.198	Kg/cm <sup>2</sup>

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_2$ :	3985.503	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.399	Kg/cm <sup>2</sup>

$\sigma_p$ : 31.033 Kg/cm<sup>2</sup> **Ok!!** Esfuerzo permisible , considerando zona sísmica

### Determinación de rasante

#### A presa llena

$$\Sigma H / \Sigma V = 0.198 \quad \text{Ok!!}$$

#### A presa vacía

$$\Sigma H / \Sigma V = 0.10 \quad \text{Ok!!}$$

### Conclusiones de la zona II

Tabla 2. Conclusiones de la zona II.

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
XI	0.95138	0.95138	m
$\Sigma V$ :	4385.526	3671.991	Kg
$\Sigma H$ :	869.995	-367.199	Kg
e:	0.192	-0.073	m
Br( $\Sigma V$ ):	0.000	0.073	m
$\sigma_1$ :	0.763	0.198	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.000	0.399	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V / \Sigma H$	0.198	0.100	

### Análisis de la estabilidad para la zona III

Tabla 3. Análisis de la estabilidad para la zona III en condiciones vacías.

		X2	0.73276			
No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)	
		Fv	Fh			
1	W	5525.8742		0.06954	-384.2692919	
2	Sh		552.58742	1.09207	603.4641438	
3	w'	295.31547		0.7666667	-226.4085268	
4	sh'		29.531547	0.2442533	7.213178785	
Suma		5821.18967	582.118967		-0.000496078	

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

Br: 0.00                      B'/6

B': 1.516                     0.253

$$e = \frac{B'}{6} - Br$$

e: 0.253                    OK!!

### Análisis de la estabilidad para la zona III en condiciones llenas

Tabla 4. Análisis de la estabilidad para la zona III en condiciones llenas.

		x2'	0.73276			
No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)	
		Fv	Fh			
1	W	5525.874		0.436	-2408.839	
2	Sh		552.587	1.092	603.464	
3	W'	295.315		0.261	77.138	
4	Sh'		29.532	0.244	7.213	
5	Fa		1418.164	0.561	796.129	
6	Fsa		157.416	0.715	112.517	
7	S1	-1276.898		0.272	347.478	
Suma:		4544.292	2157.699		-464.900	

X2 (asumido):              0.73276

### Cálculo del brazo resultante

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

Br : -0.102

B' : 1.516

$$e = \frac{B'}{6} - Br$$

e : 0.150

### Determinación de los esfuerzos unitarios en la zona III a presa llena

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

---

$\sigma_1$ :	4780.510	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.478	Kg/cm <sup>2</sup>

---

$$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

---

$\sigma_2$ :	1213.095	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.121	Kg/cm <sup>2</sup>

---

$\sigma_p$ : 31.033 Kg/cm<sup>2</sup> **Ok!!** Esfuerzo permisible , considerando zona sísmica

### Determinación de los esfuerzos unitarios en la zona III a presa vacía

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

---

$\sigma_1$ :	7677.744	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.768	Kg/cm <sup>2</sup>

---

$$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

---

$\sigma_2$ :	0.001	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.000	Kg/cm <sup>2</sup>

---

$\sigma_p$ : 31.033 Kg/cm<sup>2</sup> **Ok!!** Esfuerzo permisible , considerando zona sísmica

### Determinación de rasante a presa llena

$\frac{\sum H}{\sum V} = 0.47$  Ok!!

### Determinación de rasante a presa vacía

$$\Sigma H / \Sigma V = 0.1 \quad \text{Ok!!}$$

### Conclusiones zona III

Tabla 5. Conclusiones para la zona III

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
X III	0.73276	0.73276	m
$\Sigma V$ :	4544.292	5821.190	Kg
$\Sigma H$ :	2157.699	582.119	Kg
e:	0.150	0.253	m
Br( $\Sigma V$ ):	-0.102	0.000	m
$\sigma 1$ :	0.768	0.478	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma 2$ :	0.000	0.121	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V / \Sigma H$	0.475	0.100	

### Determinación de RZIII y RYIII

Tabla 6. Determinación de RZIII y RYIII.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a e) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	W1'	5525.8742		0.575	3177.377665
2	Sh1'		552.58742	1.09207	603.4641438
3	w2'	295.31547		1.2721267	375.6786841
4	sh2'		29.531547	0.2442533	7.213178785
Suma		5821.18967	582.118967		4163.733672

$$B_R = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$

$$Br: 0.715$$

$$B': 1.516$$

$$e = \frac{B'}{2} - Br$$

$$e: 0.043$$

### Cálculo de la zona IV – I a presa llena:

$$X3: 3.016$$

$$\text{Pendiente aguas arriba: } 0.17$$

$$\text{Pendiente aguas abajo: } 0.9$$

Tabla 7. Cálculo de la zona IV – I a presa llena:

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	RZIII	5821.190		1.228	7148.235
2	RYIII		582.119	3.016	1755.589
3	W1	10061.018		1.271	12786.408
4	Sh1		1006.102	1.508	1517.131
5	W2	1700.842		0.342	581.343
6	Sh2		170.084	1.005	170.983
7	W3	9004.457		2.934	26417.585
8	Sh3		900.446	1.005	905.206
9	War	863.452		0.256	221.344
10	Wat	773.110		0.171	132.124
11	Fa		11045.000	1.567	17303.833
12	Fsa		1225.995	1.995	2445.544
13	S1	-11146.873		1.581	-17624.507
Suma:		17077.196	14929.746		53760.820

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

Br: 3.148

B''/6

B'': 4.743

0.791

$$e = \frac{B''}{2} - Br$$

e: -0.776

**OK!!**

### Cálculo de la zona IV – 1 a presa vacía

Tabla 8. Cálculo de la zona IV – 1 a presa vacía.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg-m)
		Fv	Fh		
1	RZIII	5821.190		1.228	7148.235
2	RYIII		582.119	3.016	1755.589
3	W1	10061.018		0.389	3910.930
4	Sh1		1006.102	1.508	1517.131
5	W2	1700.842		0.342	581.343
6	Sh2		170.084	1.005	170.983
7	W3	9004.457		2.934	26417.585
8	Sh3		900.446	1.005	905.206
Suma:		26587.507	2658.751		42407.004

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

Br:	1.595	B/6
B'':	4.743	0.791

$$e = \frac{B''}{2} - Br$$

e:	0.777	<b>Ok!!</b>
----	-------	-------------

### Determinación de esfuerzos unitarios normales en la zona IV – 1 a presa

#### llena

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_1$ :	7136.141	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.714	Kg/cm <sup>2</sup>

$$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_2$ :	64.338	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.006	Kg/cm <sup>2</sup>

$\sigma_p$ :	31.03	Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Ok!!</b>	Esfuerzo permisible , considerando zona sísmica
--------------	-------	--------------------	-------------	--

### Determinación de esfuerzos unitarios normales en la zona IV – 1 a presa

#### vacía

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_1$ :	11112.017	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	1.111	Kg/cm <sup>2</sup>

$$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_2$ :	98.417	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.010	Kg/cm <sup>2</sup>

op: 31.033 Kg/cm<sup>2</sup> **OK!!** Esfuerzo permisible , considerando zona sísmica

### Determinación de rasantes en la presa llena – fricción

$\Sigma H / \Sigma V = 0.874$  es mayor que 0.75 analizar por deslizamiento

### Factor a deslizamiento

C: 23664.319 Kg/m<sup>2</sup>  
 A: 4.743  

$$F.S.D = \frac{\Sigma V * 0.75 + 1.5 * C * A}{\Sigma H} > 5$$

F.S.D.= 12.136 **OK!!**

### Presa vacía – fricción

$\Sigma H / \Sigma V = 0.10$  **OK!!**

F.S.D.= 70.828 **OK!!**

### Resumen de la zona IV – I

Tabla 9. Resumen de la zona IV - I

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
X IV-1	3.016	3.016	m
$\Sigma V$ :	17077.196	26587.507	Kg
$\Sigma H$ :	14929.746	2658.751	Kg
e:	-0.776	0.777	m
Br( $\Sigma V$ ):	3.148	1.595	m
$\sigma_1$ :	0.714	1.111	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.006	0.010	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V / \Sigma H$	0.874	0.100	
F.S.D.	12.136	70.828	

### Cálculo de la zona IV – 2 a presa llena

Xc:	1.20	m	
Pendiente aguas arriba	0.17		
Pendiente aguas abajo	0.90		
C $\sigma$ t1	2980.00	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo en condiciones saturadas

C3t2

2860.00

kg/m<sup>3</sup>Peso específico del suelo en  
condición seca

Tabla 10. Cálculo de la zona IV – 2 a presa llena.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg- m)
		Fv	Fh		
1	RZIV-1	26587.507		1.799	47830.855
2	RYIV-1		2658.751	1.200	3190.501
3	W1	12522.445		2.576	32253.749
4	Sh1		1252.244	0.600	751.347
5	W2	269.280		0.136	36.622
6	Sh2		26.928	0.400	10.771
7	W3	1425.600		5.307	7566.158
8	Sh3		142.560	0.400	57.024
9	War1	1207.017		0.358	432.532
10	War2	615.235		0.102	62.754
11	Wat1	773.110		0.375	289.838
12	Wat2	122.400		0.068	8.323
13	Wt1	364.752		0.068	24.803
14	Wt2	1853.280		5.667	10503.187
15	Fa		11045.000	2.767	30557.833
16	Fsa		1225.995	3.195	3916.738
17	S1	-17780.683		2.009	-35723.468
Suma:		27959.942	16351.478		101769.567

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

Br: 3.640

B/6

B'': 6.027

1.005

$$e = \frac{B''}{2} - Br$$

e: -0.626

Ok!!

### Cálculo de la zona IV – 2 a presa vacía

Tabla 11. Cálculo de la zona IV – 2 a presa vacía.

No	Símbolo	Fuerzas (Kg)		Brazo (respecto a n) (m)	Momento (Kg- m)
		Fv	Fh		
1	RZIV-1	26587.507		1.799	47830.855
2	RYIV-1		2658.751	1.200	3190.501
3	W1	12522.445		2.576	32253.749
4	Sh1		1252.244	0.600	751.347
5	W2	269.280		0.136	36.622
6	Sh2		26.928	0.400	10.771
7	W3	1425.600		5.307	7566.158

8	Sh3		142.560	0.400	57.024
9	Wt1	364.752		0.068	24.803
10	Wt2	1853.280		5.667	10503.187
Suma:		43022.863	4080.483		102225.017

$$B_R = \frac{\sum M}{\sum V}$$

$$Br: 2.376$$

$$B'': 6.027 \quad 1.005$$

$$e = \frac{B''}{2} - Br$$

$$e: 0.638$$

**Ok!!**

### Cálculo de los esfuerzos unitarios normales en la zona IV - 2 a presa llena

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_1$ :	7530.322	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$ :	0.753	Kg/cm <sup>2</sup>

$$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_2$ :	1747.368	Kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.175	Kg/cm <sup>2</sup>

$$\sigma_p: 31.033 \quad \text{Kg/cm}^2$$

**Ok!!**

Esfuerzo permisible , considerando zona sísmica

### Cálculo de los esfuerzos unitarios normales en la zona IV - 2 a presa vacía

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1: 11668.527 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$\sigma_1: 1.167 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum V}{A} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_2: 2607.352 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$\sigma_2: 0.261 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_p: 31.033 \quad \text{Kg/cm}^2$$

**Ok!!**

Esfuerzo permisible , considerando zona sísmica

## Cálculo de los esfuerzos unitarios normales en la zona IV - 2 a presa llena

por fricción

$$\Sigma H / \Sigma V = 0.585 \text{ OK!!}$$

Por factor a deslizamiento

$$C: \quad 23664.319 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$A: \quad 6.027$$

$$F.S.D = \frac{\Sigma V * 0.75 + 1.5 * C * A}{\Sigma H} > 5$$

$$F.S.D.= \quad 14.367 \quad \text{OK!!}$$

A presa vacía – por fricción

$$\Sigma H / \Sigma V = 0.095 \text{ OK!!}$$

Por factor a deslizamiento

$$F.S.D. \quad 60.340 \quad \text{OK!!}$$

Resumen de la zona IV – 2

Tabla 12. Resumen de la zona IV - 2

	Presa llena	Presa vacía	Unidad
X IV-2	1.20	1.20	
$\Sigma V$ :	27959.942	43022.863	Kg
$\Sigma H$ :	16351.478	4080.483	Kg
e:	-0.626	0.638	m
Br( $\Sigma V$ ):	3.640	2.376	m
$\sigma_1$ :	0.753	1.167	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ :	0.175	0.261	Kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma V / \Sigma H$	0.585	0.095	
F.S.D.	14.367	60.340	

Diseño de presas llena de sedimentos

Peso Específico del suelo	:	<b>2860.00</b>	kg/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción del Suelo ( $\emptyset$ )	:	<b>18.16</b>	°
F'c	:	<b>140.00</b>	kg/cm <sup>2</sup>
F'y	:	<b>4200.00</b>	kg/cm <sup>2</sup>
Capacidad portante del terreno	:	<b>0.91</b>	kg/cm <sup>2</sup>
FSD	:	<b>1.50</b>	<<FACTOR DE SEGURIDAD CONSIDERABLE>>

FSV	:	1.75	<<FACTOR DE SEGURIDAD CONSIDERABLE>>
Altura de la Pantalla	:	5.20	m
t1	:	1.15	m
$\rho$	:	0.004	
$\gamma_m$	:	2.20	t/m <sup>3</sup>
$\theta$	:	3.00	°
Considerando un vaciado en situ $\mu$	:	0.85	

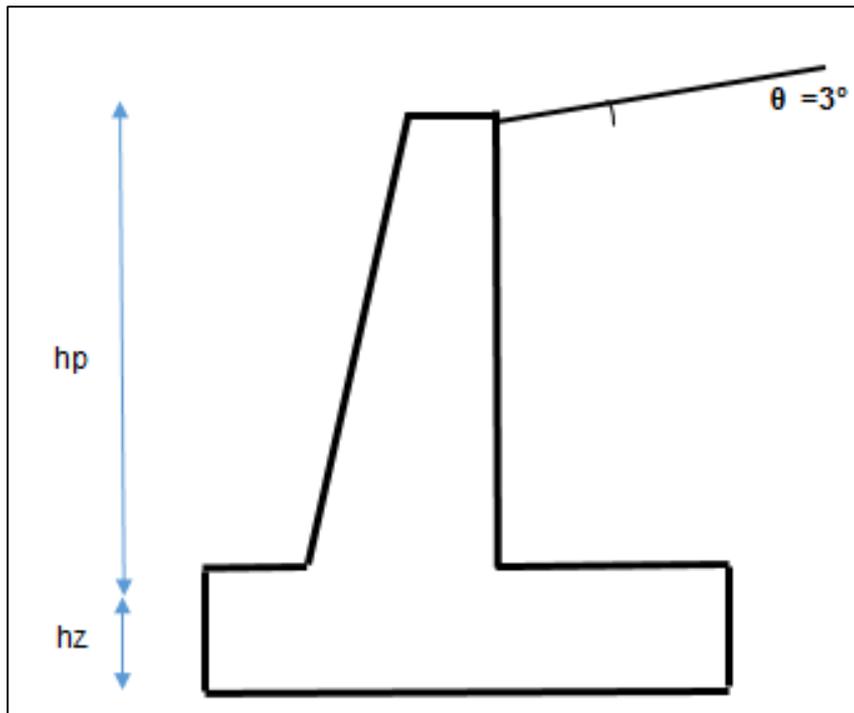


Figura 2. Representación de la presa de control.

### Diseño de muro de contención en voladizo

Dimensionamiento de la pantalla:

Coefficiente de empuje activo:

$$k_a = \cos\theta \left( \frac{\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}}{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}} \right)$$

**Ka: 0.529**

Mu:  $1.7K_a\gamma h_p^3/6$

**Mu: 60.27 Tn-m**

Dimensionamiento de  $t_2$ :

$$C_e = \frac{\sqrt{H}}{2}$$

Ce: 1.1402  
 Ce (asumido): 1.5

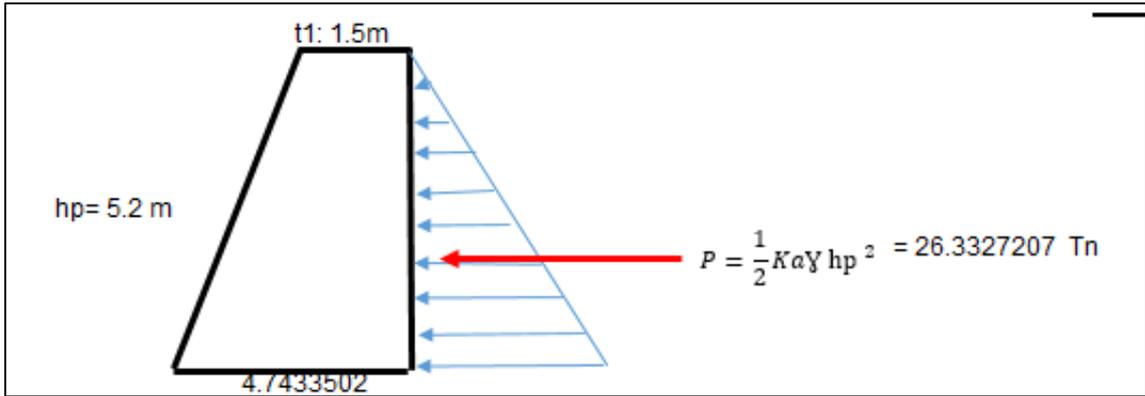


Figura 3. Dimensiones de la pantalla.

### Verificación de la estabilidad

Ce: 1.15  
 BL: 0.50  
 X1: 0.95  
 X2: 0.73  
 X3: 3.02  
 Xc: 1.20  
 m1: 0.50  
 m2: 0.90  
 m3: 0.17  
 B': 1.52  
 B'': 6.03

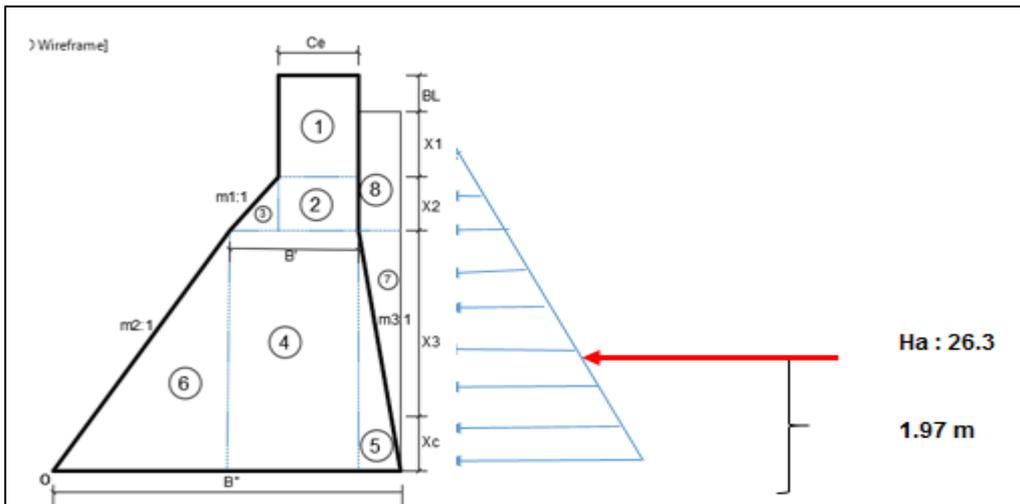


Figura 4. Distribución de fuerzas en la presa.

Tabla 13. Distribución de pesos de la presa.

Pi	PESOS P (t)	Brazo de Giro X (m)	P*X (T-m)
1	3.672	4.736	17.39
2	1.854	4.74	8.78
3	0.295	4.04	1.19
4	14.064	4.55	64.03
5	3.324	5.55	18.45
6	17.596	2.53	44.51
7	4.321	5.79	25.01
8	3.452	5.67	19.57
TOTAL N=		48.578	M= 198.93

Tabla 14. Verificación de los factores de seguridad.

Verificación de los factores de seguridad			
FSD=	1.59	>	1.50
FSV=	3.88	>	1.75

### Verificación de las presiones sobre el terreno

$$X_o = (M_r - M_a)/P = \mathbf{3.03 \text{ m}}$$

$$B/6 = \mathbf{1.00}$$

$$e = \mathbf{0.01} < \mathbf{1.00} \quad \text{CONFORME}$$

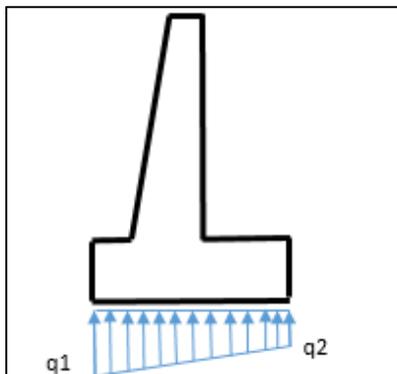


Figura 5. Verificación de las presiones sobre el terreno.

$$q_1 = P/B (1 + 6e/B) = \mathbf{8.18 \text{ t/m}^2}$$

$$q_2 = P/B (1 - 6e/B) = \mathbf{7.94 \text{ t/m}^2} \quad \text{Por lo tanto:} \quad \text{CONFORME}$$

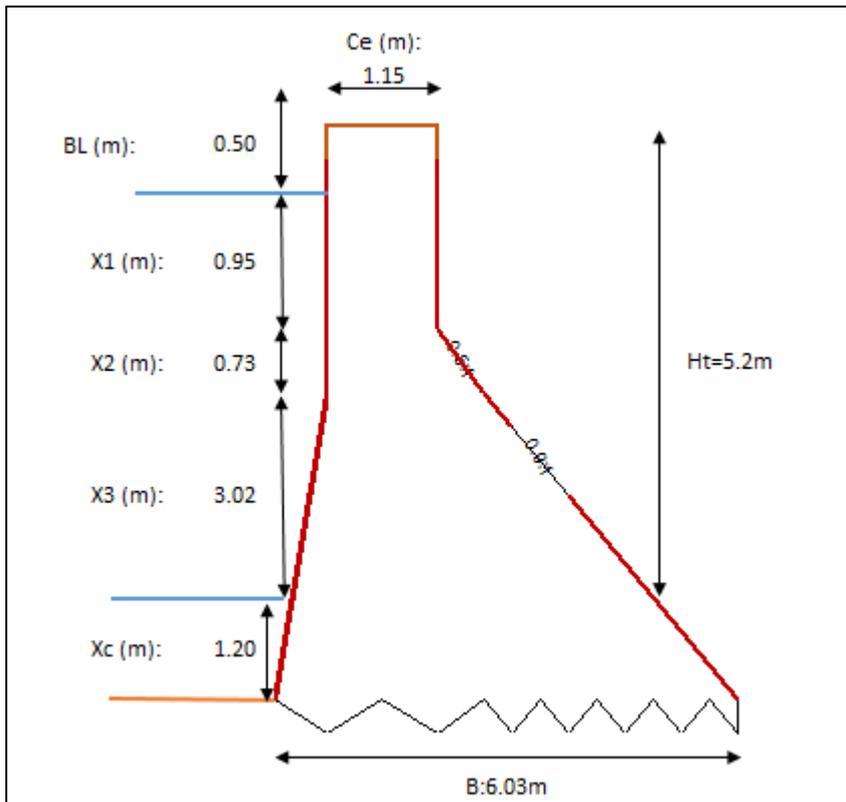
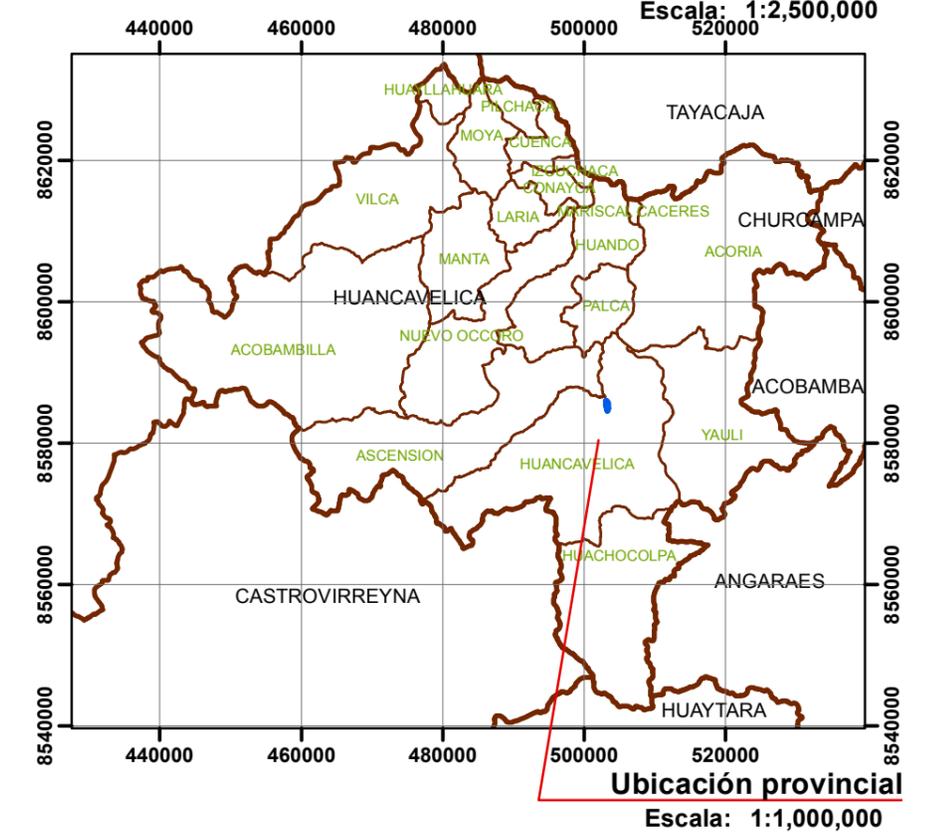
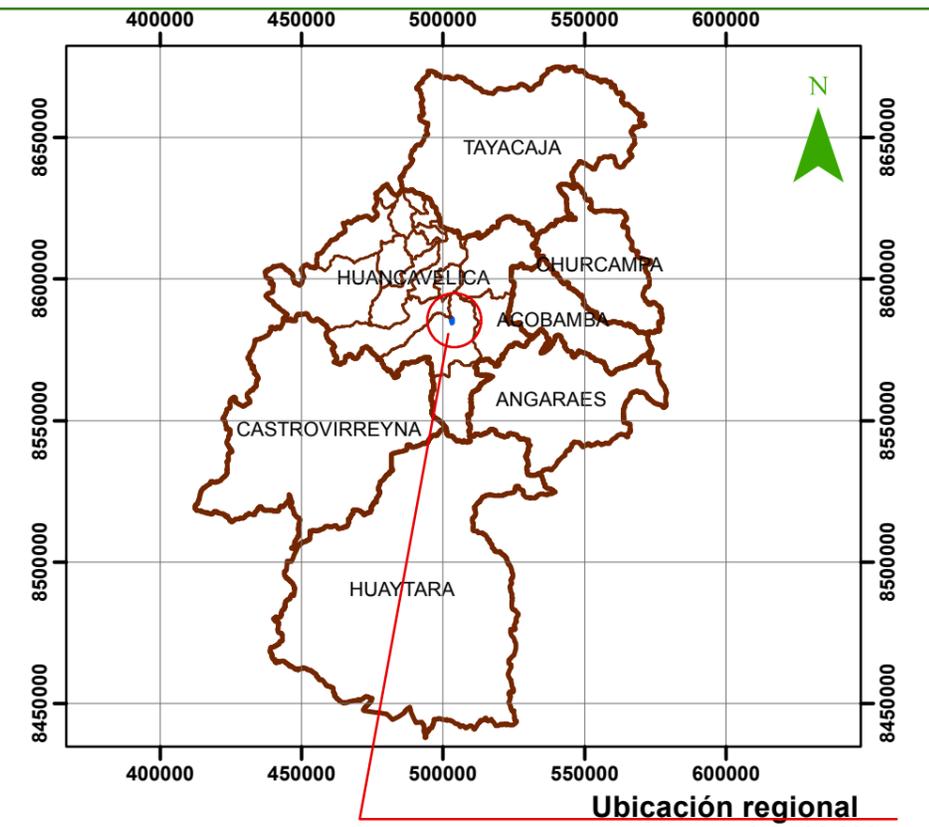
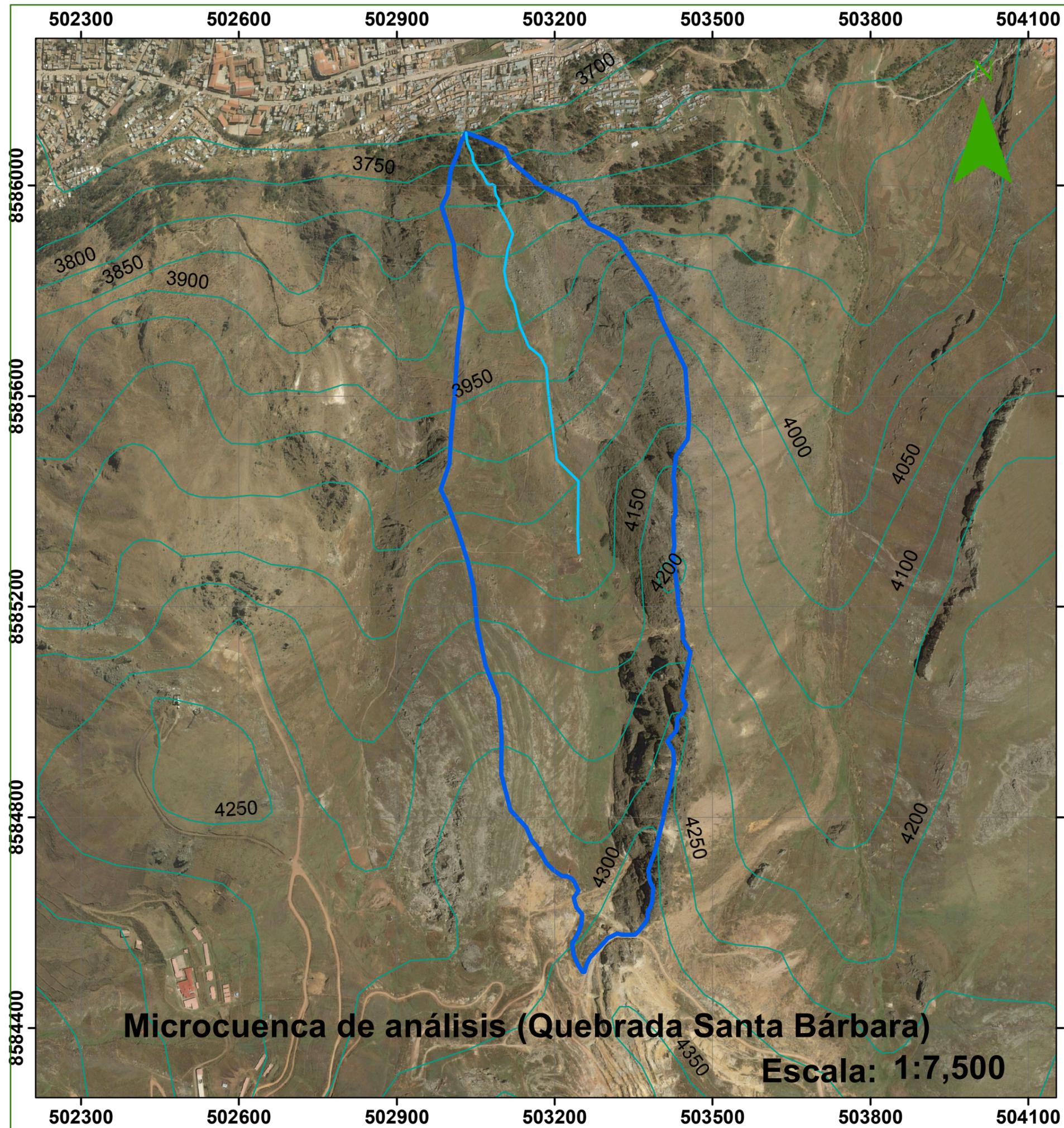


Figura 6. Dimensiones de la presa de control.



Tesis: "Evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control"		
Plano: Ubicación y localización		
Dibujo: L.A.Q.R	Fecha: Octubre - 2018	Lámina: UL - 01
Escala: Indicada	UTM: WGS84	



Partida 01.01.02 (900405900102-0401007-01) LIMPIEZA Y DESBROCE DE TERRENO MANUAL

Costo unitario directo por: m2 6.58

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
0147010003	OFICIAL	hh	0.0800	17.04	1.36
0147010004	PEON	hh	0.3200	15.34	4.91
<b>6.27</b>					
<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.31	0.31
<b>0.31</b>					

Partida 01.02.01 (900331010233-0401007-01) EXCAVACION DE ZANJA PARA CIMENTO

Costo unitario directo por: m3 244.55

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	21.01	42.02
0147010003	OFICIAL	hh	4.0000	17.04	68.16

Página: 2

S10

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0401007 EVALUACIÓN DE LA GENERACIÓN DE SEDIMENTOS DEBIDO A MÁXIMAS AVENIDAS PARA SU RETENCIÓN MDIANTE PRESAS DE CONTROL

Subpresupuesto 001 PRESAS DE RETENCIÓN

0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		11.65	11.65
<b>11.65</b>					

Partida 01.02.02 (900303020247-0401007-01) EXCAVACIÓN Y REFINE DE TALUD

Costo unitario directo por: m3 283.11

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO	hh	2.6667	21.01	56.03
0147010003	OFICIAL	hh	5.3333	17.04	90.88
0147010004	PEON	hh	8.0000	15.34	122.72
<b>269.63</b>					
<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		13.48	13.48
<b>13.48</b>					

Partida 01.02.03 (909701020497-0401007-01) EXTRACCIÓN DE PIEDRA GRANDE D=8"

Costo unitario directo por: m3 52.69

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
0147010004	PEON	hh	2.5600	15.34	39.27
0147410001	OFICIAL	hh	0.6400	17.04	10.91
<b>50.18</b>					
<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.51	2.51
<b>2.51</b>					

Partida 01.02.04 (900502200107-0401007-01) TRANSPORTE DE PIEDRA GRNADE D=8"

				Costo unitario directo por:		m3	37.34
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
		<b>Mano de Obra</b>					
014700038	OPERARIO		hh	0.2000	21.01	4.20	
014701003	OFICIAL		hh	0.4000	17.04	6.82	
014701004	PEON		hh	1.6000	15.34	24.54	
						<b>35.56</b>	
		<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		1.78	1.78	
						<b>1.78</b>	

Partida 01.03.01 (900510010618-0401007-01) CONCRETO FC=100 KG/CM2 PARA SOLADO

				Costo unitario directo por:		m3	231.97
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
		<b>Mano de Obra</b>					
0147010002	OPERARIO		hh	0.6400	21.01	13.45	
0147010003	OFICIAL		hh	0.6400	17.04	10.91	

#### Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0401007 EVALUACIÓN DE LA GENERACIÓN DE SEDIMENTOS DEBIDO A MÁXIMAS AVENIDAS PARA SU RETENCIÓN MDIANTE PRESAS DE CONTROL

Subpresupuesto 001 PRESAS DE RETENCIÓN

0221000095	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL	5.0000	18.64	93.20	
0238000000	HORMIGON		m3	0.9800	75.20	73.70	
0239050000	AGUA		m3	0.1800	1.00	0.18	
						<b>167.08</b>	
		<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		1.47	1.47	
0348010011	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 - 11P3		hm	0.3200	45.36	14.52	
						<b>15.99</b>	

Partida 01.03.02 (900510010619-0401007-01) CONCRETO FC=140 KG/CM2 +30% PG

				Costo unitario directo por:		m3	360.34
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
		<b>Mano de Obra</b>					
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh	0.9800	21.01	20.17	
0147010002	OPERARIO		hh	0.6400	21.01	13.45	
0147010003	OFICIAL		hh	0.6400	17.04	10.91	
0147010004	PEON		hh	3.3800	15.34	51.54	
						<b>96.07</b>	
		<b>Materiales</b>					
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"		m3	0.3450	69.25	23.89	
0205010004	ARENA GRUESA		m3	0.7200	95.32	68.63	



# INSUMOS

s10

Página: 1

Obra                    0401007                    **Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo**  
**EVALUACIÓN DE LA GENERACIÓN DE SEDIMENTOS DEBIDO A MÁXIMAS AVENIDAS**  
**PARA SU RETENCIÓN MDIANTE PRESAS DE CONTROL**

Subpresupuesto    001                    **PRESAS DE RETENCIÓN**

Fecha                    25/04/2018

Lugar                    090101                    **HUANCAVELICA - HUANCAVELICA - HUANCAVELICA**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Prezio \$/.	Parozal \$/.
<b>MANO DE OBRA</b>					
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1,142.9376	21.01	24,013.12
0147000032	TOPOGRAFO	hh	12.1220	21.01	254.68
0147000038	OPERARIO	hh	55.9080	21.01	1,174.63
0147010001	CAPATAZ	hh	92.6210	16.20	1,500.46
0147010002	OPERARIO	hh	3,194.1958	21.01	67,110.05
0147010003	OFICIAL	hh	4,569.9501	17.04	77,871.95
0147010004	PEON	hh	10,940.8960	15.34	167,833.33
0147410001	OFICIAL	hh	178.9056	17.04	3,048.55
<b>MATERIALES</b>					
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	157.4557	3.75	590.46
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg	74.0968	3.85	285.27
0204000000	ARENA FINA	m3	7.8048	75.68	590.67
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3	410.7432	69.25	28,443.97
0205010004	ARENA GRUESA	m3	857.2032	95.32	81,708.61
0221000095	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	10,187.6816	18.64	189,898.39
0229220001	CORDEL	m	57.5795	0.50	28.79
0230020000	YESO	kg	757.6250	3.57	2,704.72
0230110010	IMPERMEAB.MORTERO/CONCRETO CHEMA 1 POLVO	kg	98.5356	19.36	1,907.65
0232000057	FLETE TERRESTRE	GLB	1.0000	122,756.74	122,756.74

023800000	HORMIGON		m3	89.0918	75.20	6,699.70
023905000	AGUA		m3	233.5914	1.00	233.59
024300031	MADERA - ESTACAS		p2	3.0305	1.50	4.55
024300032	MADERA TORNILLO		p2	4,927.4372	7.56	37,251.43
025445009	PINTURA		gln	75.7625	65.36	4,951.84
						<u>478,056.38</u>
033701000	HERRAMIENTAS MANUALES	EQUIPOS	%MO			13,679.31
034801001	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 - 11P3		hm	410.0705	45.36	18,600.80

---

034907005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40'		hm	380.9792	15.20	5,790.88
034988002	ESTACIÓN TOTAL		hm	303.0500	10.65	3,227.48
						<u>41,298.47</u>
				<b>Total</b>	<b>\$/</b>	<b>862,161.62</b>

502900

503200



### Peligro por deslizamiento (Quebrada Santa Bárbara)

Escala: 1:1,500

502900

503200

8586000

8586000

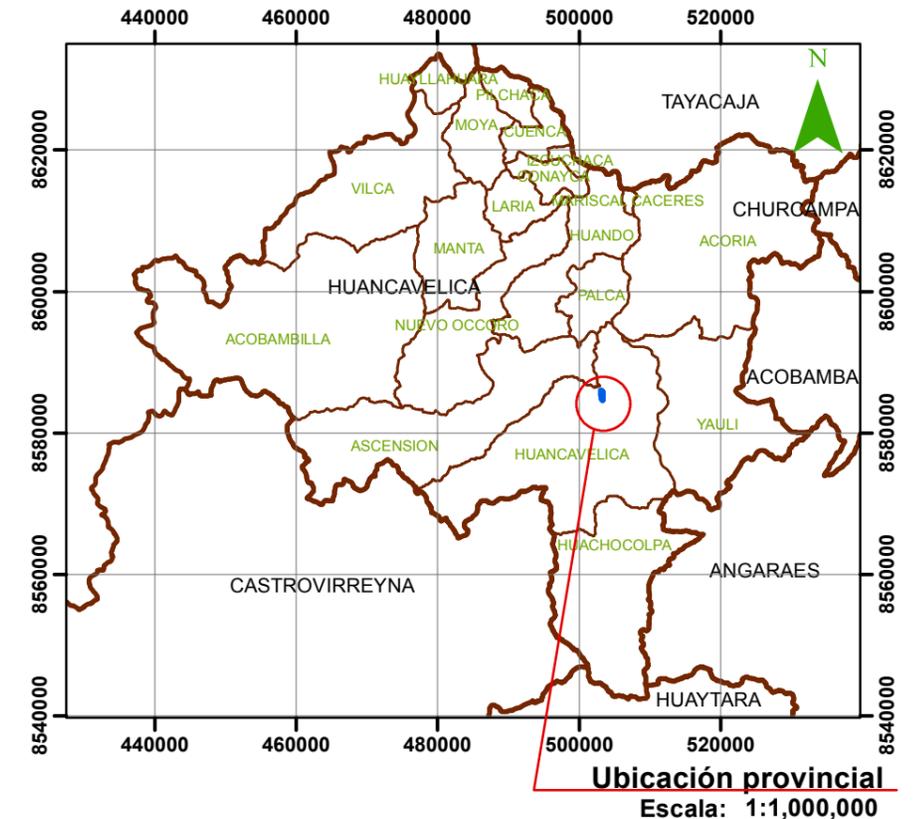


Tesis: "Evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control"

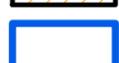
Plano: Peligro por deslizamiento

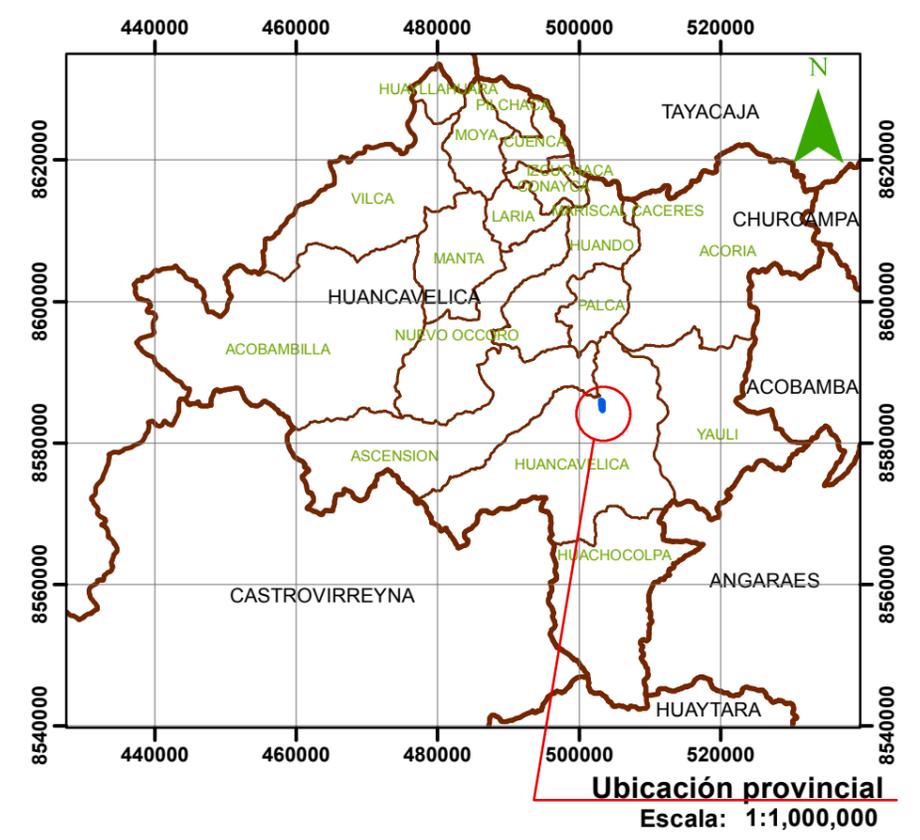
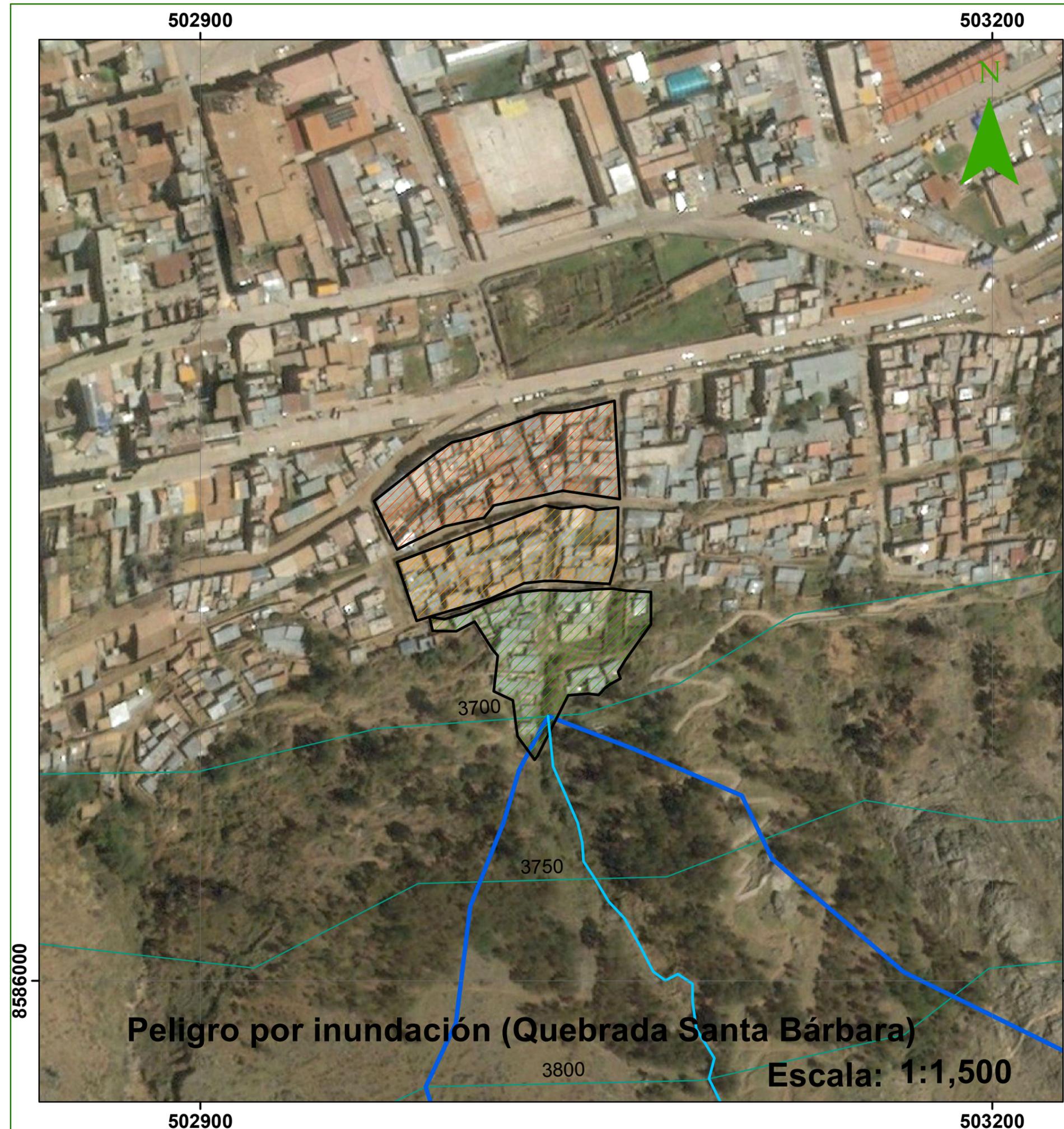
Dibujo:	Fecha:	Lámina:
L.A.Q.R	Octubre - 2018	PD - 01

Escala:	UTM:
Indicada	WGS84



### Leyenda

-  Riesgo alto deslizamiento
-  riesgo bajo deslizamiento
-  Riesgo medio deslizamiento
-  Cuenca
-  Curvas de nivel



**Leyenda**

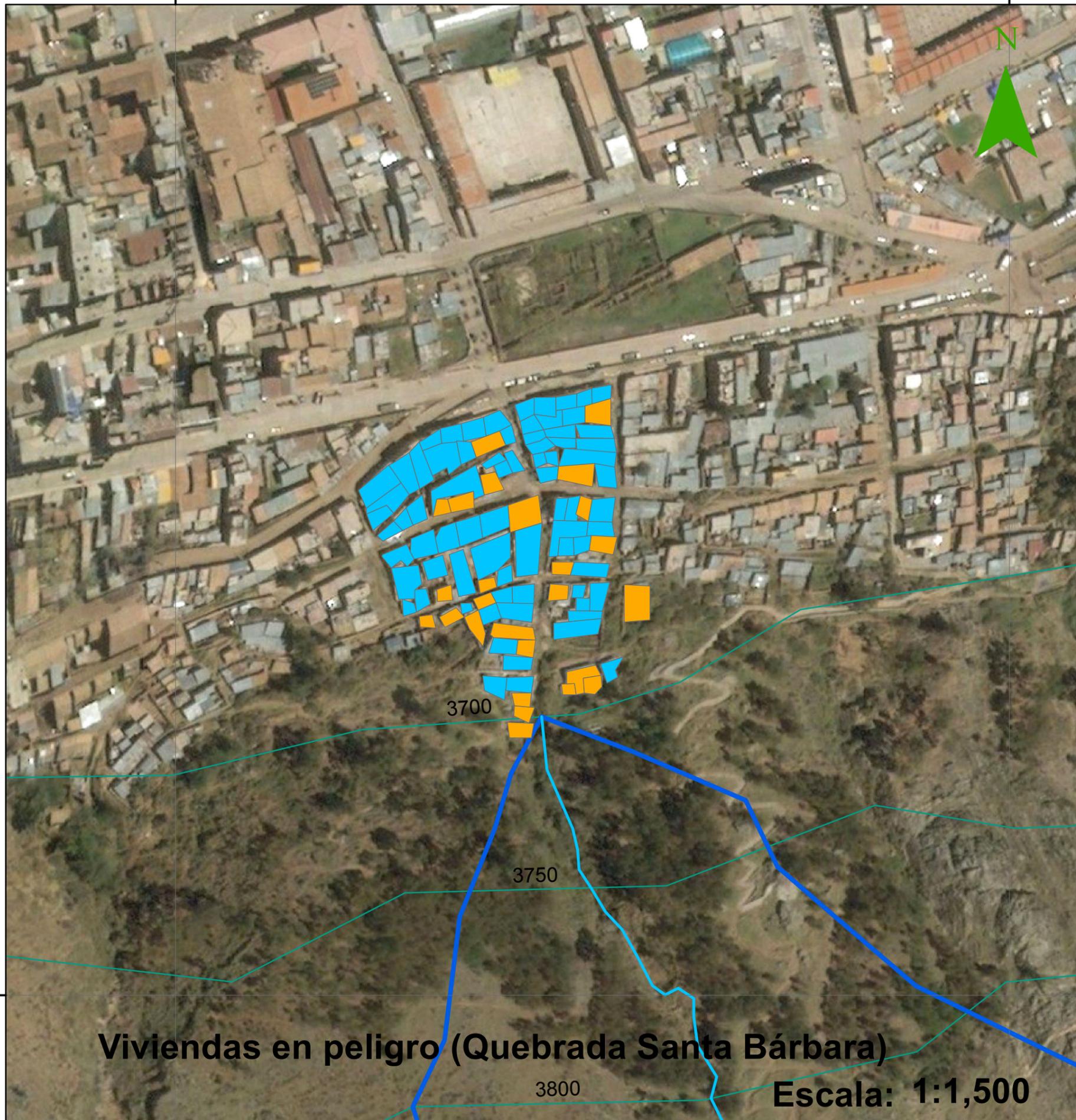
-  Riesgo alto
-  Riesgo bajo
-  Riesgo medio inundación
-  Cuenca
-  Curvas de nivel



Tesis: "Evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control"		
Plano: Peligro por inundación		
Dibujo: L.A.Q.R	Fecha: Octubre - 2018	Lámina: PI - 01
Escala: Indicada	UTM: WGS84	

502900

503200



Viviendas en peligro (Quebrada Santa Bárbara)

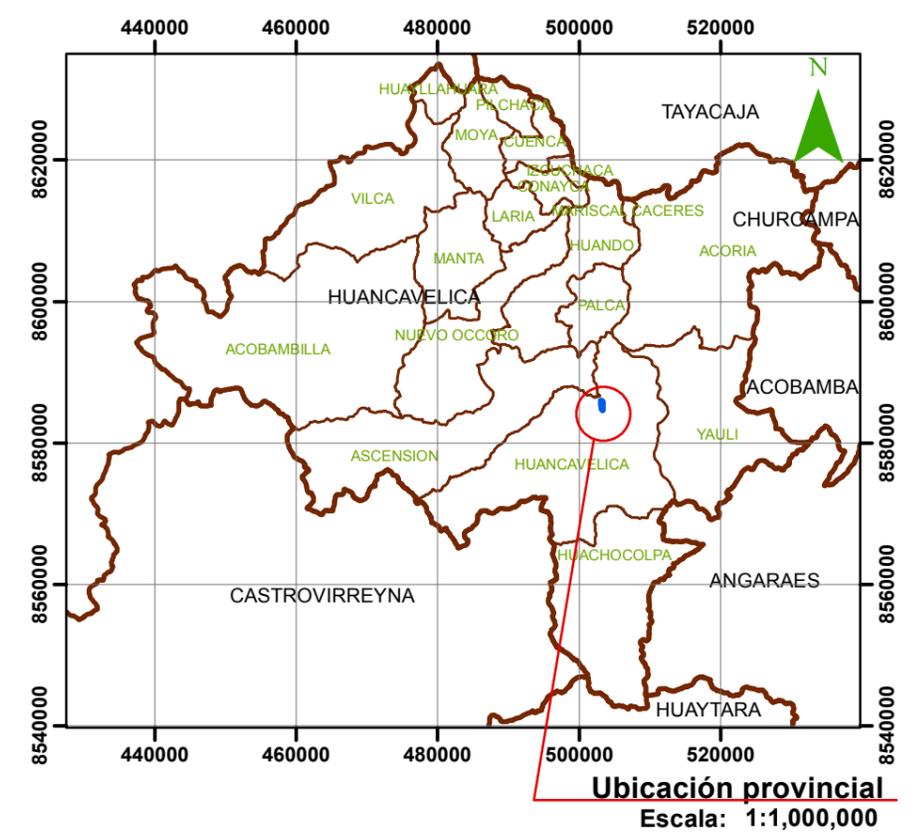
Escala: 1:1,500

502900

503200

8586000

8586000



Ubicación provincial  
Escala: 1:1,000,000

### Leyenda

- MAT. ADOBE
- VIV. MAT NOBLE
- Cuenca
- Curvas de nivel



Tesis: "Evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control"		
Plano: Viviendas en peligro		
Dibujo: L.A.Q.R	Fecha: Octubre - 2018	Lámina: VP - 01
Escala: Indicada	UTM: WGS84	

## 1. Metrados

Tabla 1. Metrados del proyecto "Evaluación de la generación de sedimentos debido a máximas avenidas para su retención mediante presas de control".

Partida	Especificación	Unid	Nº de veces	Medidas			Parcial	Total
				Largo	Ancho	Altura		
<b>01</b>	<b>CONSTRUCCION DE PRESA</b>							
<b>01.01</b>	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>							
<b>01.01.01</b>	<b>TRAZO NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR</b>	<b>M2</b>						<b>303.05</b>
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	9.06	6.02		54.54	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	6.52	6.02		39.25	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	13.50	6.02		81.27	
	<i>Progresiva 00+120</i>		1.00	13.98	6.02		84.16	
	<i>Progresiva 00+170</i>		1.00	7.28	6.02		43.83	
<b>01.01.02</b>	<b>LIMPIEZA Y DESBROCE DE TERRENO MANUAL</b>	<b>M2</b>						<b>303.05</b>
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	9.06	6.02		54.54	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	6.52	6.02		39.25	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	13.50	6.02		81.27	
	<i>Progresiva 00+120</i>		1.00	13.98	6.02		84.16	
	<i>Progresiva 00+170</i>		1.00	7.28	6.02		43.83	
<b>01.02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>							
<b>01.02.01</b>	<b>EXCAVACION DE ZANJA PARA CIMIENTO</b>	<b>M3</b>						<b>363.66</b>
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	9.06	6.02	1.20	65.45	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	6.52	6.02	1.20	47.10	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	13.50	6.02	1.20	97.52	
	<i>Progresiva 00+120</i>		1.00	13.98	6.02	1.20	100.99	
	<i>Progresiva 00+170</i>		1.00	7.28	6.02	1.20	52.59	
<b>01.02.02</b>	<b>EXCAVACION Y REFINE DE TALUD</b>							<b>231.17</b>
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	1.20	6.02	6.40	46.23	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	1.20	6.02	6.40	46.23	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	1.20	6.02	6.40	46.23	
	<i>Progresiva 00+120</i>		1.00	1.20	6.02	6.40	46.23	
	<i>Progresiva 00+170</i>		1.00	1.20	6.02	6.40	46.23	

<b>01.02.03</b>	<b>EXTRACCIÓN DE PIEDRA GRNADE D=8"</b>	<b>M3</b>						<b>279.54</b>
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	Área:	18.51	9.06	50.31	
	<i>Progresiva 00+080</i>			Área:	18.51	6.52	36.21	
	<i>Progresiva 00+100</i>			Área:	18.51	13.50	74.97	
	<i>Progresiva 00+120</i>			Área:	18.51	13.98	77.63	
	<i>Progresiva 00+170</i>			Área:	18.51	7.28	40.43	
<b>01.02.04</b>	<b>TRANSPORTE DE MATERIAL HASTA LA PRESA</b>	<b>M3</b>						<b>279.54</b>
	<i>Transporte de material de escollera en embalse</i>		1.00				279.54	
<b>01.03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>							
<b>01.03.01</b>	<b>CONCRETO FC=100 KG/CM2 PARA SOLADO</b>							<b>90.91</b>
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	9.06	6.02		16.36	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	6.52	6.02		11.78	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	13.50	6.02		24.38	
	<i>Progresiva 00+120</i>		1.00	13.98	6.02		25.25	
	<i>Progresiva 00+170</i>		1.00	7.28	6.02		13.15	
<b>01.03.02</b>	<b>CONCRETO FC=140 KG/CM2+30% PG</b>	<b>M3</b>						<b>1,190.56</b>
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	Área:	18.51	9.06	167.70	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	Área:	18.51	6.52	120.69	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	Área:	18.51	13.50	249.89	
	<i>Progresiva 00+120</i>		2.00	Área:	18.51	13.98	517.54	
	<i>Progresiva 00+170</i>		1.00	Área:	18.51	7.28	134.75	
<b>01.03.03</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>	<b>M2</b>						<b>926.21</b>
	<b><i>Pared frontal</i></b>							
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	7.94	9.06		71.94	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	7.94	6.52		51.77	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	7.94	13.50		107.19	
	<i>Progresiva 00+120</i>		2.00	7.94	13.98		222.00	
	<i>Progresiva 00+170</i>		1.00	7.94	7.28		57.80	
	<b><i>Pared posterior</i></b>							
	<i>Progresiva 00+070</i>		1.00	6.46	9.06		58.53	
	<i>Progresiva 00+080</i>		1.00	6.46	6.52		42.12	
	<i>Progresiva 00+100</i>		1.00	6.46	13.50		87.21	
	<i>Progresiva 00+120</i>		2.00	6.46	13.98		180.62	

		<i>Progresiva 00+170</i>	1.00	6.46	7.28	47.03	
<b>01.04</b>	<b>REVOQUES Y ENLIUCIDOS</b>						
<b>01.04.01</b>	<b>TARRAJEO DE CORTINA DE CONCRETO CON IMPERMEABILIZANTE</b>	<b>M2</b>					<b>325.20</b>
		<i>Pared posterior</i>					
		<i>Progresiva 00+070</i>	1.00	6.46	9.06	58.53	
		<i>Progresiva 00+080</i>	1.00	6.46	6.52	42.12	
		<i>Progresiva 00+100</i>	1.00	6.46	13.50	87.21	
		<i>Progresiva 00+120</i>	1.00	6.46	13.98	90.31	
		<i>Progresiva 00+170</i>	1.00	6.46	7.28	47.03	
<b>02</b>	<b>FLETE RURAL</b>						
<b>02.01</b>	<b>FLETE RURAL</b>	<b>GLB</b>					<b>1.00</b>
			1.00			1.00	

## 2. Desagregado del flete rural

Tabla 2. Estimación del peso de los insumos del proyecto.

RECURSO	UND	METRADO	FACTOR (UND/KG)	PESO (KG)	DISTRIBUCION DE PESO
					PESO PARCIAL
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	157.46	1.00	157.46	157.46
ALAMBRE NEGRO N°8	kg	74.10	1.00	74.10	74.10
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	10187.68	42.50	432976.47	432976.47
CORDEL	m	57.58	0.01	0.58	0.58
YESO	kg	757.63	1.00	757.63	757.63
IMPERMEAB.MORTERO/CONCRETO CHEMA 1 POLVO	kg	98.54	1.00	98.54	98.54
HORMIGON	m3	89.09	1500.00	133637.70	133637.70
MADERA - ESTACAS	p2	3.03	0.08	0.24	0.24
MADERA TORNILLO	p2	4927.44	0.08	394.19	394.19
PINTURA	gln	75.76	5.00	378.81	378.81

**568318.25      568318.25**

Tabla 3. Cálculo de las distancias virtuales.

<b>CALCULO DE DISTANCIAS VIRTUALES</b>					
	<b>RUTA</b>	<b>DIST.REAL (Km)</b>	<b>TIPO DE VIA</b>	<b>f</b>	<b>DIST.VIRTUAL (Km)</b>
<b>1</b>	ALMACÉN - OBRA	0.30	SIN CAMINO	1.5	0.45

Tabla 4. Cálculo del costo de flete por insumo.

<b>RUTA</b>	<b>DISTANCIA VIRTUAL (Km)</b>	<b>PESO (Kg)</b>	<b>COSTO NORMAL SOLES</b>	<b>NUMERO DE OBRERO X VIAJE</b>	<b>COSTO TOTAL SOLES</b>	<b>COSTO (SOLES/KG)</b>
ALMACÉN - OBRA	0.45	250	10.800	5	54.000	0.2160

Tabla 5. Estimación del costo total del flete en el proyecto.

<b>TRAMO</b>	<b>VEHICULO DE CARGA</b>	<b>PESO A TRANSPORTAR</b>	<b>COSTO (SOLES/KG)</b>	<b>SUB TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>
ALMACÉN-OBRA	OBRERO	568318.25	0.216	S/.122,756.74	
					<b>S/.122,756.74</b>
<b>TOTAL POR CONCEPTO DE FLETE .....</b>					<b>S/.122,756.74</b>