

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE
PRECIPITACIONES EXTREMAS**

Tesis presentado por el Bachiller:

Ramirez Alatrística, Hernan Jesús

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor:

Ing. Rendón Dávila, Víctor Oscar

Arequipa – Perú

2019

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

"ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA
APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS"

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

HERNAN JESUS RAMIREZ ALATRISTA

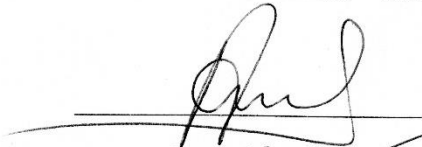
Nuestro DICTAMEN es:

FAVORABLE

OBSERVACIONES:

SIN OBSERVACIONES

Arequipa, 27 de NOVIEMBRE del 2019


COD 1950


COD 1703


2392

Agradecimientos

A Dios quien me hizo que fuera más valiente en todas las situaciones que se me presentaron.

A mis padres, Ida Luz y Hernan. Por su amor incondicional, por ser mí apoyo en toda mi vida profesional.

A mis hermanas queridas, Katy y Vanessa, por su cariño que siempre me brindan.



RESUMEN

La ciudad de Aplao atravesó un huayco de gran magnitud el pasado 7 de Febrero del 2019 causando gran destrucción y pérdidas de vidas humanas. Es por ello que la presente investigación permitirá determinar la vulnerabilidad de la microcuenca Aplao. Permitiendo plantear soluciones hidráulicas, que permitan prevenir un evento como el sucedido.

Para lo cual se recabo información que nos permita realizar una simulación en la cual podamos obtener hidrogramas unitarios de acuerdo al evento ocurrido. Con los hidrogramas se realizó una simulación hidráulica con el software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), para cada uno de los escenarios planteados, obteniendo los mapas de profundidades y velocidades.

Posteriormente se planteó el mapa de vulnerabilidad para la simulación de inundación que represento el ultimo evento sucedido y para el periodo de retorno recomendado por la normativa vigente peruana, concluyendo con el principal objetivo de la presente investigación.

Adicionalmente, se realizó un análisis del peligro y el riesgo con los mapas obtenidos, tomando en consideración las recomendaciones de la norma suiza para la inundación por flujo de detritos.

Finalmente se planteó las medidas de protección para proteger a la población, que permitan detener el flujo de detritos producto de la erosión del suelo, para lo cual se tomó en consideración la topografía de la zona.

Palabras claves: Microcuenca, Hidrología, Modelamiento Hidráulico, inundación

ABSTRACT

The city of Aplao went through a huayco of great magnitude on February 7, 2019 causing great destruction and loss of human lives. That is why this research will determine the vulnerability of the Aplao microbasin. Allowing to propose hydraulic solutions that prevent an event like the one that happened.

For which information was collected that allows us to perform a simulation in which we can obtain unit hydrographs according to the event occurred. With the hydrograms a hydraulic simulation was performed with the HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) software, to each of the scenarios raised, obtaining maps of depths and speeds.

Subsequently, the vulnerability map for the flood simulation that represented the last event occurred and for the return period recommended by current Peruvian regulations was presented, concluding with the main objective of the present investigation.

Additionally, a hazard and risk analysis was performed with the maps obtained, taking into account the recommendations of the Swiss standard for flooding by debris flow.

Finally, protection measures were proposed to protect the population, which allow stopping the flow of debris due to soil erosion, for which the topography of the area was taken into consideration.

Keywords: Microbasin, Hydrology, Hydraulic Modeling, flood

INTRODUCCIÓN

En el verano la ocurrencia de huaycos se hace de mayor ocurrencia produciendo pérdidas de vidas humanas y económicas. Sin embargo se vienen desarrollando sucesos en zonas donde no se tenían registro de la ocurrencia de dichos fenómenos naturales. Ante ello ponemos reconocer la presencia de un cambio climático drástico o un Fenómeno de El Niño, en el cual el incremento lluvias extremas en la zonas costera es de normal ocurrencia generando flujos de detritos al activarse las torrenteras y quebradas, denominadas secas.

Los cambios en los regímenes de precipitación han sido identificados por los expertos como uno de los principales mecanismos a través de los cuales el cambio climático, generado por la emisión de gases de efecto invernadero, afectaría a la frecuencia, intensidad y magnitud de las inundaciones. William Lau, director del área de estudios atmosféricos de la NASA, anunció que a causa del calentamiento global habrá lluvias más extremas, es decir, en los lugares donde tradicionalmente cae mucha agua durante los próximos años lloverá aún más, mientras que las zonas más secas ahora sufrirán de sequías aún más crudas. Por cada grado Celsius que la temperatura global aumente, las lluvias aumentarán aproximadamente en un 7% en las zonas húmedas, y también (aunque parezca contradictorio) la sequedad del ambiente aumentará en casi 5% en áreas secas (Ministerio del Ambiente(MINAM), 2015).

Ante los pronósticos anunciados es importante plantear medidas de prevención en cada zona vulnerable para no tener pérdidas de vida humanas que lamentar, ni daños materiales que generen pérdidas económicas. Por ello el planteamiento de obras de prevención como: arborización de las zonas de activación en quebradas, instalación de gaviones para encauzar el cauce o disminuir la velocidad del flujo, barreras flexibles con red de anillos para la contención del flujo de detritos, entre otros son alternativas que pueden ser planteadas para la prevención de desastres.

Nuestro tema de Tesis se ubica en el departamento de Arequipa -Provincia de Castilla distrito de Aplao. Quizás una zona muy poco conocida en la cual se pueda desencadenar una precipitación extrema que produzca la caída de huaycos , sin embargo se advirtió de dicha Vulnerabilidad a la cual se encontraba expuesta la ciudad de Aplao a través de un Informe Técnicos de “Zonas Críticas por peligros Geológicos en la Región Arequipa”

ejecutado por la institución pública INGEMMET, y es que la no ocurrencia de un acontecimiento extremo en los últimos 100 años no generó la preocupación a tal evento anunciado.

Cuando más crece una ciudad se hace más vulnerable a los desastres, ya que el desordenado crecimiento urbano los hace asentar sus viviendas en antiguos cauces de torrenteras y quebradas, por lo que ante la caída de cualquier huayco se tiene la pérdida de vidas humanas.

La presente tesis pretende aportar el planteamiento de obras hidráulicas, mitigando los efectos de los desastres, para así reducir la vulnerabilidad de la ciudad de Aplao ante la ocurrencia de huaycos.

El estudio se basa en el Análisis del evento de 7 de Febrero de 2019, siendo el único evento cercano ocurrido en el siglo XXI, reflejando la importancia de una planificación urbana y un plan de prevención de desastres.

Esta tesis se estructuró en siete capítulos, en el primero se desarrolla la metodología asociada al problema de estudio que se acometió, desarrollando los objetivos de la investigación, la hipótesis de estudio y los lineamientos de la investigación.

En el segundo capítulo se hace una introducción de conceptos básicos sobre desastres naturales, el fenómeno del niño, precipitaciones, cuencas hidrológicas y los métodos de cálculo hidrológico.

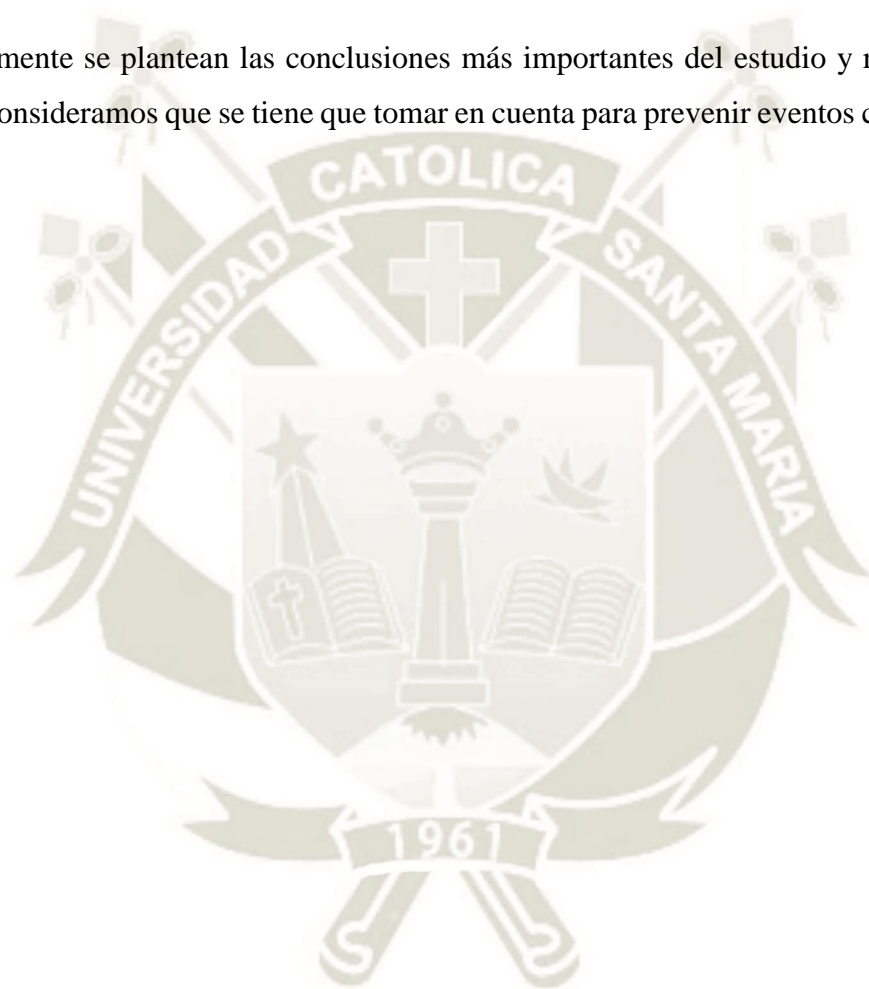
En el tercer capítulo se desarrolla la ubicación de la zona de estudio y sus características, también se hace una descripción de eventos históricos.

Seguidamente se habla de las características geológicas, geomorfológicas e hidrológicas de la microcuenca analizando los datos de precipitaciones y realizando el modelamiento en el software HEC-HMS.

Luego en el capítulo siguiente se hace una descripción de las zonas más vulnerables ante la caída de un huayco mediante el software HEC-RAS, así como también la estimación del peligro y riesgo.

El siguiente capítulo se muestra el cálculo de las obras hidráulicas que se proponen como medida de solución en la microcuenca.

Finalmente se plantean las conclusiones más importantes del estudio y recomendaciones que consideramos que se tiene que tomar en cuenta para prevenir eventos como el ocurrido.



ÍNDICE

RESUMEN.....	i
ABSTRACT.....	ii
INTRODUCCIÓN	iii
CAPITULO I.....	1
1. Planteamiento Teórico - Operacional.....	1
1.1. Título de la Investigación.....	1
1.2. Problema de investigación	1
1.2.1. Descripción del problema	1
1.2.2. Justificación de la Investigación	3
1.3. Objetivos	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivos Secundarios	4
1.4. Hipótesis	4
1.5. Variables	4
1.5.1. Variable Dependiente.....	4
1.5.2. Variables Independientes	4
1.6. Tipo de investigación.....	4
1.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	5
1.8. Método.....	5
CAPITULO II	6
2. Marco Teorico	6
2.1. Desastres Naturales de Origen Hídrico.....	6
2.1.1. Inundaciones	8
2.1.2. Huaycos.....	8
2.2. Fenómeno del Niño.....	10
2.3. Peligro o Amenaza.....	13

2.4. Vulnerabilidad.....	14
2.5. Riesgo	14
2.5.1. Estimación del Riesgo de Inundación.....	14
2.6. La Precipitación	16
2.6.1. Formación de la Precipitación	16
2.6.2. Formas de Precipitación.....	17
2.6.3. Tipos de precipitación.....	17
2.6.4. Medición de la Precipitación	19
2.7. Métodos Hidrológicos.....	21
2.7.1. Periodo de Retorno	21
2.7.1.1. Análisis Estadístico de datos Hidrológicos	23
2.7.2. Tiempo de Concentración.....	29
2.7.3. Tormenta de Diseño.....	32
2.7.4. Precipitación Efectiva	34
2.7.5. Estimación de Caudales	36
2.8. Cuenca hidrológica	38
2.8.1. Clasificación de los cursos de agua	38
2.8.2. Parámetros morfológicos básicos de la cuenca.....	38
2.8.3. Parámetros físicos de la forma de la cuenca	39
2.8.4. Parámetros físicos de la red de drenaje la cuenca.....	40
2.8.5. Parámetros de relieve de una cuenca	41
2.8.6. n de Manning	43
2.9. Aspectos Hidráulicos Modelamiento HEC-RAS.....	44
2.9.1. Tipos de Flujos.....	44
2.9.2. Ecuaciones Fundamentales en Flujo No Permanente.	45
CAPITULO III.....	47
3. Aspectos Generales Microcuenca Aplao	47

3.1. Ubicación ciudad de Aplao	47
3.2. Suelos	48
3.3. Población.....	48
3.4. Clima y vegetación	49
3.5. Antecedentes Históricos.....	49
CAPITULO IV	52
4. Características Microcuenca Aplao.....	52
4.1. Geología.....	52
4.2. Topografía.....	54
4.3. Geomorfología de la cuenca	54
4.4. Hidrología	68
4.4.1. Análisis de frecuencia de Precipitaciones Máximas Diarias	68
4.4.2. Tiempo de Concentración	99
4.4.3. Selección Periodo de Retorno y Precipitación máxima.....	100
4.4.4. Patrón de Precipitaciones	103
4.4.5. Modelamiento Hidrológico HEC-HMS	105
CAPITULO V.....	113
5. Evaluación de Zonas Vulnerables.....	113
5.1. Modelamiento Hidráulico con HEC-RAS	113
5.1.1. Geometría zona de estudio.....	113
5.1.2. Condiciones de Contorno.....	117
5.1.3. Simulación Flujo no Permanente	122
5.1.4. Resultados Modelamiento.....	128
5.2. Estimación del Riesgo.....	141
5.2.1. Estimación de la vulnerabilidad.....	143
5.2.2. Estimación del peligro	148
5.2.3. Mapa de Riesgo.....	154
CAPITULO VI.....	160

6. Obras Hidráulicas propuestas para el huayco	160
6.1. En la microcuenca Alta, Media y Baja	160
6.1.1. Análisis de la microcuenca	160
6.1.2. Medida de protección propuesta	160
6.1.3. Criterios adoptados	161
6.1.4. Volumen de Sedimentos	162
6.1.5. Comportamiento de barreras flexibles con red de anillos.....	163
6.1.6. Componentes barre flexible con red de anillos.....	165
6.1.7. Ubicación de barreras	167
6.1.8. Metodología de diseño.....	169
6.1.9. Calculo de los tipos de barrera.....	176
CAPITULO VII	178
7. Conclusiones y Recomendaciones.....	178
7.1. Conclusiones.....	178
7.2. Recomendaciones	181
BIBLIOGRAFÍA.....	182
ANEXOS.....	186
ANEXO N° 01 - PANEL FOTOGRAFICO HUAYCO DEL 7 DE FEBRERO EN APLAO.....	186
ANEXO N° 02 - ENCUESTA SOBRE EL HUAYCO DEL 7 DE FEBRERO EN APLAO.....	190
ANEXO N° 03 – PANEL FOTOGRAFICO MICROCUENCA APLAO.....	203
ANEXO N° 04 - ANALISIS PROBABILISTICO ESTACION AYO.....	209
ANEXO N° 05 - CALCULO TIEMPO DE COCENTRACION.....	227
ANEXO N° 06 - PATRON DE PRECIPITACION DICK PESCHKE 24 HORAS AYO.....	228
ANEXO N° 07 - PATRON DE PRECIPITACION DICK PESCHKE 1 HORA -AYO ...	230
ANEXO N° 08 - PATRON DE PRECIPITACION ILA-SENAMHI-UNI	232

ANEXO N° 09 - TABLAS ILA-SENAMHI-UNI	234
ANEXO N° 10 – NUMEROS CURVA DE ESCORRENTIA SEGÚN GRUPO HIDROLOGICOS DEL SUELO	237
ANEXO N° 11 - TABLA DE VALORES COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n.....	238
ANEXO N° 12 - PROCESAMIENTO HEC-HMS.....	240
ANEXO N° 13 – MAPAS DE VULNERABILIDAD, RIESGO Y PELIGRO.....	245
ANEXO N° 14 – DISEÑO BARRERAS FLEXIBLES CON RED DE ANILLOS	256

Lista de Tablas

	Página
<i>Tabla 1 Impactos de El Nino en el Perú.....</i>	<i>11</i>
<i>Tabla 2 Valores de Periodo de Retorno T (Años).....</i>	<i>22</i>
<i>Tabla 3 Periodos de Retornos para Estructuras de Drenaje</i>	<i>22</i>
<i>Tabla 4 Obtención delta tabular prueba Prueba Kolmogorov – Smirnov</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 5 Coeficientes de duración de la precipitación</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 6 Clasificación según pendiente de terreno</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 7 Población ciudad Aplao XII Censo Nacional de Población</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 8 Población urbana y rural ciudad Aplao XII Censo Nacional de Población.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 9 Evaluación de daños del 2015.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 10 Precipitaciones máximas históricas relevantes.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 11 Calculo pendiente media de la cuenca.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 12 Parámetros Geomorfológicos Microcuenca Aplao.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 13 Calculo Curva hipsométrica y Polígono de Frecuencias.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 14 Parámetros Geomorfológicos Microcuenca Aplao.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 15 Numero de Curva Microcuenca Aplao Condición Humedad AMC II.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 16 Números de Curva según condiciones de humedad</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 17 Estación pluviométrica Aplao</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 18 Estación pluviométrica Ayo.....</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 19 Serie histórica Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm)- Estación Aplao Senamhi.....</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 20 Precipitaciones máximas en 24 horas</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 21 Distribución Log Normal Estación Aplao</i>	<i>77</i>

<i>Tabla 22 Distribución Log Normal 2 Parámetros Estación Aplao</i>	80
<i>Tabla 23 Distribución Log Normal 3 Parámetros Estación Aplao</i>	82
<i>Tabla 24 Distribución Gamma 2 parámetros Estación Aplao</i>	85
<i>Tabla 25 Distribución Gamma 3 parámetros Estación Aplao</i>	87
<i>Tabla 26 Distribución Log Pearson Tipo III Estación Aplao</i>	90
<i>Tabla 27 Distribución Gumbel Estación Aplao</i>	92
<i>Tabla 28 Distribución Log Gumbel Estación Aplao</i>	95
<i>Tabla 29 Resultados Distribuciones Probabilísticas Estación Aplao</i>	98
<i>Tabla 30 Resultados Distribuciones Probabilísticas Estación Ayo</i>	99
<i>Tabla 31 Tiempos de Concentración diferentes metodologías</i>	100
<i>Tabla 32 Periodo de retorno recomendado</i>	101
<i>Tabla 33 Valores Predichos Estación Aplao para diferentes Periodos de Retorno</i>	101
<i>Tabla 34 Valores Predichos Estación Ayo para diferentes Periodos de Retorno</i>	102
<i>Tabla 35 Hietrograma ILA-SENAMHI Tr=25 años</i>	104
<i>Tabla 36 Coeficiente n Manning- Método Cowan</i>	114
<i>Tabla 37 Comprobación número de Courant</i>	124
<i>Tabla 38 Intervalo de tiempos de simulación estables</i>	124
<i>Tabla 39 Rango de Inundación según Nivel de Intensidad</i>	143
<i>Tabla 40 Niveles de Vulnerabilidad</i>	144
<i>Tabla 41 Áreas Inundadas según uso de suelos Escenario 1 e Escenario 8</i>	146
<i>Tabla 42 Áreas de inundación según parámetro de profundidad de flujo- Peligro estático</i>	150
<i>Tabla 43 Áreas de inundación según parámetro de velocidad- Peligro dinámico</i>	152
<i>Tabla 44 Áreas de inundación según parámetro de profundidad de flujo- Riesgo estático</i> ..	156
<i>Tabla 45 Áreas de inundación según parámetro de profundidad de flujo- Riesgo dinámico</i>	156
<i>Tabla 46 Cálculo de Volumen de Sedimentos</i>	163
<i>Tabla 47 Ubicación de barreras flexibles</i>	167
<i>Tabla 48 Diseño y verificaciones de presiones estáticas y dinámicas</i>	176
<i>Tabla 49 Capacidad de retención de Volumen de sedimentos</i>	177
<i>Tabla 50 Datos estación Ayo</i>	209
<i>Tabla 51 Precipitaciones históricas máximas en 24 horas por año- Ayo</i>	209
<i>Tabla 52 Distribución Normal Estación Ayo</i>	210
<i>Tabla 53 Distribución Log Normal 2 parámetros Estación Ayo</i>	213
<i>Tabla 54 Distribución Log Normal 3 parámetros Estación Ayo</i>	215
<i>Tabla 55 Distribución Gamma 2 parámetros Estación Ayo</i>	217

<i>Tabla 56 Distribución Gamma 3 parámetros Estación Ayo.....</i>	<i>219</i>
<i>Tabla 57 Distribución Pearson tipo III Estación Ayo</i>	<i>221</i>
<i>Tabla 58 Distribución Gumbel Estación Ayo</i>	<i>223</i>
<i>Tabla 59 Distribución Log Gumbel Estación Ayo.....</i>	<i>225</i>
<i>Tabla 60 Precipitación, Duración y Periodo de Retorno por Dick Peschke 24 horas estación Ayo</i>	<i>228</i>
<i>Tabla 61 Calculo Hietograma método bloques alternos Dick Peschke 24 horas Tr=25 años, estación Ayo.....</i>	<i>229</i>
<i>Tabla 62 Precipitación, Duración y Periodo de Retorno por Dick Peschke 1 hora estación Ayo</i>	<i>230</i>
<i>Tabla 63 Calculo Hietograma método bloques alternos Dick Peschke 1 hora Tr=25 años, estación Ayo.....</i>	<i>231</i>
<i>Tabla 64 Calculo Hietograma método bloques alternos ILA-SENAMHI-UNI Tr=25 años, estación Ayo.....</i>	<i>233</i>
<i>Tabla 65 Subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas y valores de los parámetros $K'g$ y $\square g$ que definen la distribución de probabilidades de hg en cada punto de estas.....</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 66 Valores de los parámetros a y n que, junto con K', definen las curvas de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas.....</i>	<i>236</i>
<i>Tabla 67 Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $Ia = 0.2s$).....</i>	<i>237</i>
<i>Tabla 68 Coeficientes de rugosidad n para método de Cowan.....</i>	<i>238</i>
<i>Tabla 69 Valores de coeficiente de rugosidad n.....</i>	<i>239</i>

Lista de Gráficos

	Página
<i>Gráfico 1 Impacto en la población y viviendas según desastres en el periodo 2003-2012.....</i>	<i>3</i>
<i>Gráfico 2 Efectos de los peligros asociados al cambio climático</i>	<i>13</i>
<i>Gráfico 3 Polígono de Frecuencias Microcuencia Aplao</i>	<i>61</i>
<i>Gráfico 4 Curva Hipsométrica Microcuencia Aplao.....</i>	<i>61</i>
<i>Gráfico 5 Patrones doble normalización.....</i>	<i>105</i>
<i>Gráfico 6 Pasos Procesamiento HEC-HMS.....</i>	<i>106</i>
<i>Gráfico 7 Hidrograma de Escenario 1 – Tr 25 años.....</i>	<i>107</i>

<i>Gráfico 8 Hidrograma de Escenario 2 – Tr 25 años.....</i>	<i>107</i>
<i>Gráfico 9 Hidrograma de Escenario 3 Precipitación 10 mm.....</i>	<i>108</i>
<i>Gráfico 10 Hidrograma de Escenario 4 – Tr 25 años.....</i>	<i>109</i>
<i>Gráfico 11 Hidrograma de Escenario 5 – Tr 5 años.....</i>	<i>110</i>
<i>Gráfico 12 Hidrograma de Escenario 6 – Tr 10 años.....</i>	<i>110</i>
<i>Gráfico 13 Hidrograma de Escenario 7 – Tr 50 años.....</i>	<i>111</i>
<i>Gráfico 14 Hidrograma de Escenario 8 – Tr 100 años.....</i>	<i>111</i>
<i>Gráfico 15 Procedimiento obtención mapa de vulnerabilidad, peligro y riesgo</i>	<i>142</i>
<i>Gráfico 16 Proceso de obtención mapa de vulnerabilidad</i>	<i>144</i>
<i>Gráfico 17 Áreas Vulnerabilidad según usos de suelo Escenario 1.....</i>	<i>147</i>
<i>Gráfico 18 Áreas Vulnerabilidad según usos de suelo Escenario 8.....</i>	<i>147</i>
<i>Gráfico 19 Análisis Estático del Peligro Escenario 1</i>	<i>150</i>
<i>Gráfico 20 Análisis Estático del Peligro Escenario 8.....</i>	<i>150</i>
<i>Gráfico 21 Análisis Dinámico del Peligro Escenario 1</i>	<i>152</i>
<i>Gráfico 22 Análisis Dinámico del Peligro Escenario 8</i>	<i>153</i>
<i>Gráfico 23 Análisis riesgo estático escenario 1</i>	<i>157</i>
<i>Gráfico 24 Análisis riesgo estático escenario 8</i>	<i>157</i>
<i>Gráfico 25 Análisis riesgo dinámico escenario 1.....</i>	<i>158</i>
<i>Gráfico 26 Análisis riesgo dinámico escenario 8.....</i>	<i>158</i>
<i>Gráfico 27 Procedimiento para diseñar barreras de red de anillo flexibles para la retención del flujo de detritos</i>	<i>169</i>
<i>Gráfico 28 Representación de Volumen de Retención</i>	<i>172</i>
<i>Gráfico 29 Pregunta 1 encuesta (¿Cuál es su edad?).....</i>	<i>193</i>
<i>Gráfico 30 Pregunta 2 encuesta (¿Cuál es su lugar de residencia?).....</i>	<i>194</i>
<i>Gráfico 31 Pregunta 3 encuesta (¿Cuánto tiempo lleva viviendo en ese lugar?).....</i>	<i>195</i>
<i>Gráfico 32 Pregunta 4 encuesta (¿Presenció el huayco del 7 de Febrero del 2019 en Aplao?)</i>	<i>196</i>
<i>Gráfico 33 Pregunta 5 encuesta (¿Es la primera vez que presenció un evento de esa magnitud en la ciudad de Aplao?).....</i>	<i>197</i>
<i>Gráfico 34 Pregunta 6 encuesta (¿Cuál fue la duración de la lluvia de ese día?)</i>	<i>198</i>
<i>Gráfico 35 Pregunta 7 encuesta (Tomando en consideración 5 días antes al 7 de Febrero, ¿Se produjo una lluvia durante esos días?).....</i>	<i>199</i>
<i>Gráfico 36 Pregunta 7 encuesta (¿A qué tiempo de iniciada la lluvia empezó la caída del huayco?).....</i>	<i>200</i>

<i>Gráfico 37 Pregunta 9 encuesta (¿Cuánto tiempo duro la caída del huayco?).....</i>	<i>201</i>
<i>Gráfico 38 Pregunta 9 encuesta (¿Durante la caída del huayco presencié que el agua, lodo y piedras provenía de las zonas encerradas en círculo en la imagen?).....</i>	<i>202</i>
<i>Gráfico 39 Hietograma Ayo Tr= 25 años Dick Peschke 24 horas.....</i>	<i>229</i>
<i>Gráfico 40 Hietograma Ayo Tr= 25 años Dick Peschke 1 hora</i>	<i>231</i>
<i>Gráfico 41 Curva IDF ILA-SENAMHI-UNI- Estación Ayo</i>	<i>233</i>

Lista de Imágenes

	Página
<i>Imagen N° 1 Vehiculos empotrados en viviendas.....</i>	<i>1</i>
<i>Imagen N° 2 Final de Calle Bolognesi</i>	<i>2</i>
<i>Imagen N° 3 Acumulacion de depositos de rocas.....</i>	<i>2</i>
<i>Imagen N° 4 Registro de daños año 2017 según Desastre.....</i>	<i>7</i>
<i>Imagen N° 5 Registro de daños histórico según Desastre.....</i>	<i>7</i>
<i>Imagen N° 6 Zonas de diferenciacion en una microcuenca</i>	<i>10</i>
<i>Imagen N° 7 Nubes de convección</i>	<i>18</i>
<i>Imagen N° 8 Precipitación orográfica</i>	<i>18</i>
<i>Imagen N° 9 Pluviómetro Estándar (National Weather Service).....</i>	<i>19</i>
<i>Imagen N° 10 Pluviómetro tipo totalizador de montaña</i>	<i>20</i>
<i>Imagen N° 11 Pluviógrafos y sus componentes.....</i>	<i>21</i>
<i>Imagen N° 12 Hidrograma unitario triangular.....</i>	<i>37</i>
<i>Imagen N° 13 Numero de orden de un cauce</i>	<i>41</i>
<i>Imagen N° 14 Pendiente media del cauce principal.....</i>	<i>42</i>
<i>Imagen N° 15 Mapa de ubicación de la ciudad de Aplao</i>	<i>47</i>
<i>Imagen N° 16 Calle Bolognesi – Ciudad de Aplao</i>	<i>50</i>
<i>Imagen N° 17 Mapa geológico del cuadrángulo 33-r y 33-q.....</i>	<i>53</i>
<i>Imagen N° 18 Modelo Digital del Terreno cuadrantes 33-r,33-q.....</i>	<i>54</i>
<i>Imagen N° 19 Modelo Digital del Terreno Área de estudio.....</i>	<i>55</i>
<i>Imagen N° 20 Raster Flow Direction Microcuenca Aplao.....</i>	<i>55</i>
<i>Imagen N° 21 Raster Flow Accumulation Microcuenca Aplao (INICIAL)</i>	<i>56</i>
<i>Imagen N° 22 Raster Flow Accumulation Microcuenca Aplao.....</i>	<i>56</i>
<i>Imagen N° 23 Shapefile Microcuenca Aplao.....</i>	<i>57</i>
<i>Imagen N° 24 DEM Microcuenca Aplao.....</i>	<i>57</i>

<i>Imagen N° 25 Raster de pendientes Microcuenca Aplao</i>	<i>58</i>
<i>Imagen N° 26 Raster de pendientes reclasificadas Microcuenca Aplao</i>	<i>58</i>
<i>Imagen N° 27 Raster red de drenaje microcuenca Aplao</i>	<i>62</i>
<i>Imagen N° 28 Delimitación microcuenca Aplao</i>	<i>63</i>
<i>Imagen N° 29 Acantilados parte alta de microcuenca, pendientes entre 40° y 60°</i>	<i>64</i>
<i>Imagen N° 30 Depósitos de andesitas presentes en la trayectoria del flujo en acantilados de la parte alta de microcuenca</i>	<i>64</i>
<i>Imagen N° 31 Depósitos de andesitas presentes en la trayectoria del flujo en acantilados de la parte alta de microcuenca</i>	<i>64</i>
<i>Imagen N° 32 Diques de Andesitas, (2) Depósitos de flujos de detritos en laderas, (3) Deposito de huaycos, (4) Areniscas</i>	<i>65</i>
<i>Imagen N° 33 Afluentes presentes en la parte baja de microcuenca</i>	<i>66</i>
<i>Imagen N° 34 Parte baja microcuenca rocas de gran tamaño</i>	<i>66</i>
<i>Imagen N° 35 Cobertura Vegetal Microcuenca Aplao</i>	<i>67</i>
<i>Imagen N° 36 Mapa de coeficiente n de Manning</i>	<i>115</i>
<i>Imagen N° 37 Modelo Digital del Terreno exportado a Hec-Ras</i>	<i>115</i>
<i>Imagen N° 38 Malla 2D generada</i>	<i>116</i>
<i>Imagen N° 39 Generación "Break Lines"</i>	<i>117</i>
<i>Imagen N° 40 Ventana de Condiciones de Contorno</i>	<i>118</i>
<i>Imagen N° 41 Condiciones de Contorno</i>	<i>118</i>
<i>Imagen N° 42 Perfil longitudinal de canal aguas arriba</i>	<i>119</i>
<i>Imagen N° 43 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 30\text{sec}$</i>	<i>125</i>
<i>Imagen N° 44 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 5\text{sec}$</i>	<i>125</i>
<i>Imagen N° 45 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 3\text{sec}$</i>	<i>126</i>
<i>Imagen N° 46 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 2 \text{ sec}$</i>	<i>126</i>
<i>Imagen N° 47 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 1\text{sec}$</i>	<i>127</i>
<i>Imagen N° 48 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 0.5 \text{ sec}$</i>	<i>127</i>
<i>Imagen N° 49 Simulación Flujo no Permanente</i>	<i>128</i>
<i>Imagen N° 50 Mapa de inundación Escenario 1 Tr=25años</i>	<i>129</i>
<i>Imagen N° 51 Mapa de profundidades Escenario 1 Tr=25años</i>	<i>129</i>
<i>Imagen N° 52 Mapa de velocidades Escenario 1 Tr=25años</i>	<i>130</i>
<i>Imagen N° 53 Mapa de inundación Escenario 2 Tr=25años</i>	<i>130</i>
<i>Imagen N° 54 Mapa de profundidades Escenario 2 Tr=25años</i>	<i>131</i>

<i>Imagen N° 55 Mapa de velocidades Escenario 2 Tr=25años</i>	<i>131</i>
<i>Imagen N° 56 Mapa de inundación Escenario 3 precipitación SENANMHI 10 mm</i>	<i>132</i>
<i>Imagen N° 57 Mapa de profundidades Escenario 3 precipitación SENANMHI 10 mm</i>	<i>132</i>
<i>Imagen N° 58 Mapa de velocidades Escenario 3 precipitación SENANMHI 10 mm</i>	<i>133</i>
<i>Imagen N° 59 Mapa de inundación Escenario 4 Tr=25años</i>	<i>133</i>
<i>Imagen N° 60 Mapa de profundidades Escenario 4 Tr=25años</i>	<i>134</i>
<i>Imagen N° 61 Mapa de velocidades Escenario 4 Tr=25años</i>	<i>134</i>
<i>Imagen N° 62 Mapa de inundación Escenario 5 Tr=5años</i>	<i>135</i>
<i>Imagen N° 63 Mapa de profundidades Escenario 5 Tr=5años</i>	<i>135</i>
<i>Imagen N° 64 Mapa de velocidades Escenario 5 Tr=5 años</i>	<i>136</i>
<i>Imagen N° 65 Mapa de inundación Escenario 6 Tr=10 años</i>	<i>136</i>
<i>Imagen N° 66 Mapa de profundidades Escenario 6 Tr=10 años</i>	<i>137</i>
<i>Imagen N° 67 Mapa de velocidades Escenario 6 Tr=10 años</i>	<i>137</i>
<i>Imagen N° 68 Mapa de inundaciones Escenario 7 Tr= 50 años</i>	<i>138</i>
<i>Imagen N° 69 Mapa de profundidades Escenario 7 Tr= 50 años</i>	<i>138</i>
<i>Imagen N° 70 Mapa de velocidades Escenario 7 Tr= 50 años</i>	<i>139</i>
<i>Imagen N° 71 Mapa de inundación Escenario 7 Tr= 50 años</i>	<i>139</i>
<i>Imagen N° 72 Mapa de profundidades Escenario 8 Tr= 100 años</i>	<i>140</i>
<i>Imagen N° 73 Mapa de velocidades Escenario 8 Tr= 100 años</i>	<i>140</i>
<i>Imagen N° 74 Mapa de Uso de suelo ciudad de Aplao</i>	<i>145</i>
<i>Imagen N° 75 Mapa de vulnerabilidad según usos de suelos Escenario 1</i>	<i>145</i>
<i>Imagen N° 76 Mapa de vulnerabilidad según usos de suelos Escenario 8</i>	<i>146</i>
<i>Imagen N° 77 Mapa de peligro estático Escenario 1</i>	<i>149</i>
<i>Imagen N° 78 Mapa de peligro estático Escenario 8</i>	<i>149</i>
<i>Imagen N° 79 Mapa de peligro dinámico Escenario 1</i>	<i>151</i>
<i>Imagen N° 80 Mapa de peligro dinámico Escenario 8</i>	<i>152</i>
<i>Imagen N° 81 Mapa de riesgo análisis estático escenario 1</i>	<i>154</i>
<i>Imagen N° 82 Mapa de riesgo análisis estático escenario 8</i>	<i>155</i>
<i>Imagen N° 83 Mapa de riesgo análisis dinámico escenario 1</i>	<i>155</i>
<i>Imagen N° 84 Mapa de riesgo análisis dinámico escenario 8</i>	<i>156</i>
<i>Imagen N° 85 Diagrama del flujo de detritos con un frente de fragmentos gruesos</i>	<i>160</i>
<i>Imagen N° 86 Estado 1 barreras flexibles con red de anillos</i>	<i>163</i>
<i>Imagen N° 87 Estado 2 barreras flexibles con red de anillos</i>	<i>164</i>
<i>Imagen N° 88 Estado 3: otro impacto de ola llena la red</i>	<i>164</i>

<i>Imagen N° 89 Rebosado: barreras flexibles con red de anillos</i>	<i>165</i>
<i>Imagen N° 90 Componentes de la barrera UX contra flujo de detritos</i>	<i>165</i>
<i>Imagen N° 91 Sujeta cables</i>	<i>167</i>
<i>Imagen N° 92 Propuesta de ubicación barreras flexibles con red de anillos</i>	<i>168</i>
<i>Imagen N° 93 Impulso de la primera ola sobre la estructura</i>	<i>173</i>
<i>Imagen N° 94 Segunda ola de llenado modelada de un flujo de detritos con altura de flujo y las componente de carga de presión dinámica (ΔP) y presión hidrostática (P_{hyd})</i>	<i>174</i>
<i>Imagen N° 95 Final Calle Bolognesi, vivienda destruida</i>	<i>186</i>
<i>Imagen N° 96 Vehículo empotrado en vivienda de Av Juan Pablo Vizcardo y Guzman.....</i>	<i>186</i>
<i>Imagen N° 97 Intersección con Calle Libertad, local del ANA destruido.....</i>	<i>187</i>
<i>Imagen N° 98 Calle Casilla desembocadura final del huayco</i>	<i>187</i>
<i>Imagen N° 99 Pista erosionada, en Calle Bolognesi.....</i>	<i>188</i>
<i>Imagen N° 100 Viviendas casi enterradas en la totalidad, Calle Bolognesi.....</i>	<i>188</i>
<i>Imagen N° 101 Zona de acumulación de piedras</i>	<i>189</i>
<i>Imagen N° 102 Acantilado 1, parte alta de microcuenca Aplao</i>	<i>203</i>
<i>Imagen N° 103 Acantilado 2, parte alta de microcuenca Aplao-vista frontal</i>	<i>203</i>
<i>Imagen N° 104 Acantilado 2, parte alta de microcuenca Aplao – vista lateral.....</i>	<i>204</i>
<i>Imagen N° 105 Punto de caída de aguas proveniente de acantilado 2-a.....</i>	<i>204</i>
<i>Imagen N° 106 Punto de caída de aguas proveniente de acantilado 2-b</i>	<i>205</i>
<i>Imagen N° 107 Vista superior parte baja microcuenca Aplao.....</i>	<i>205</i>
<i>Imagen N° 108 Punto por el que llegan las aguas provenientes de la microcuenca alta y media, específicamente acantilado 1 y 2 (altura aprox 25 metros).....</i>	<i>206</i>
<i>Imagen N° 109 Punto por el que llegan las aguas provenientes de la microcuenca alta y media, específicamente acantilado 2 (altura aprox 25 metros)</i>	<i>206</i>
<i>Imagen N° 110 Canal por el que descienden el flujo de detritos- microcuenca baja-1</i>	<i>207</i>
<i>Imagen N° 111 Canal por el que descienden el flujo de detritos- microcuenca baja-2.....</i>	<i>207</i>
<i>Imagen N° 112 Vista interior del canal- microcuenca baja (altura= 4.3m).....</i>	<i>208</i>
<i>Imagen N° 113 Vista panorámica microcuenca baja Aplao</i>	<i>208</i>
<i>Imagen N° 114 Zonas y subzonas pluviométricas</i>	<i>234</i>

CAPITULO I

1. Planteamiento Teórico - Operacional

1.1. Título de la Investigación

El presente proyecto de investigación se titula:

“Análisis de la Vulnerabilidad de la Microcuenca Aplao ante precipitaciones extremas”

1.2. Problema de investigación

No existen estudios hidrológicos e hidráulicos que identifiquen el peligro de las microcuenca Aplao, ante precipitaciones extremas.

La ciudad no cuenta con ningún sistema de prevención de Obras Hidráulicas que pueden mitigar el desastre ante la caída de un huayco.

1.2.1. Descripción del problema

El 7 de febrero de 2019 a las 17:30 horas, se produjeron fuertes precipitaciones con una duración de 1 hora en la localidad de Aplao teniendo como consecuencia la caída de 3 huaycos, siendo el que ocurrió sobre la ciudad de Aplao el que ocasiono graves daños materiales, económicos y pérdidas de vida humana tal como se aprecia en las Imágenes N°1, N°2 y N°3; dicho evento tomo por sorpresa a los pobladores al no contar con ningún sistema de prevención y reducción de desastres ante tal evento.

Imagen N° 1 Vehículos empotrados en viviendas



Fuente: Propia

Imagen N° 2 Final de Calle Bolognesi



Fuente: Propia

Imagen N° 3 Acumulacion de depositos de rocas



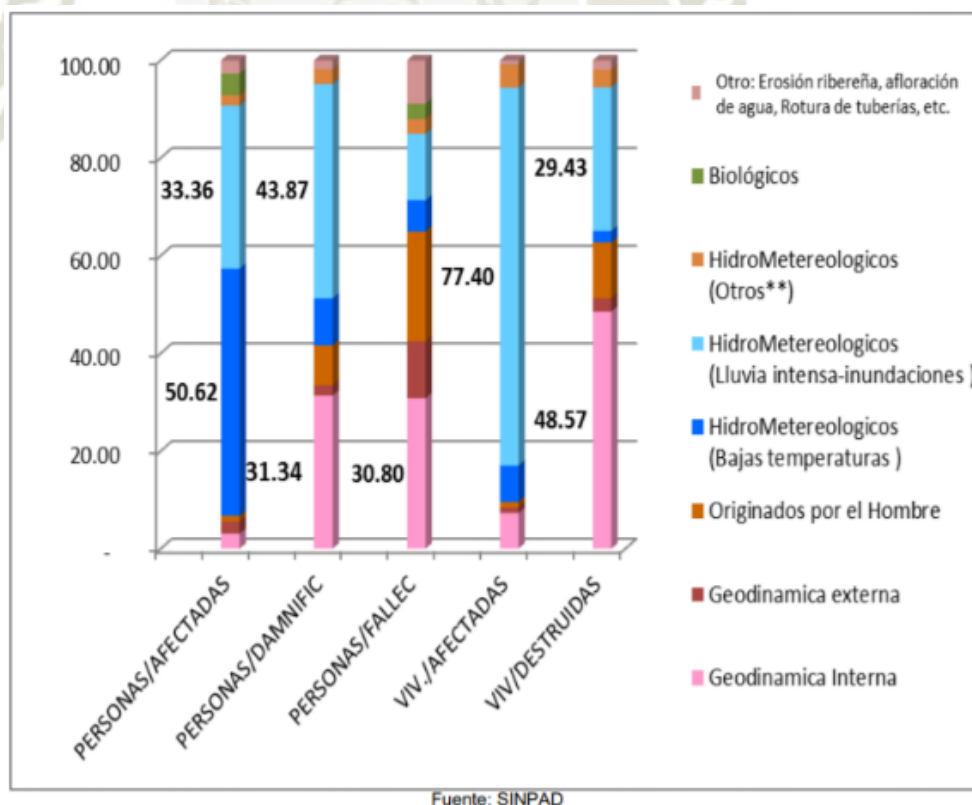
Fuente: Propia

1.2.2. Justificación de la Investigación

Durante, el Fenómeno del Niño, se incrementa el número y la magnitud de los destructivos torrentes de lodo, debido a las lluvias intensas que caen sobre las cuencas costeñas activando las fallas y debilidades de muchas quebradas y torrenteras (Ministerio del Ambiente (MINAM), 2015), las lluvias intensas de este año no fueron generadas por un Fenómeno del Niño pero si por un cambio climático extremo.

El cambio climático es uno de los retos más importantes a los que debe enfrentarse la humanidad globalizada, atender a sus causas y consecuencias que manifiesta fundamentalmente en el incremento de las temperaturas promedio, modificaciones de los patrones de precipitaciones y una alza del nivel del mar; y es que como podemos observar en el Gráfico 1, los fenómenos Hidrometeorológicos son la principal causa de pérdida de vida humana y la destrucción de viviendas generando cuantiosas pérdidas económicas.

Gráfico 1 Impacto en la población y viviendas según desastres en el periodo 2003-2012



Actualmente en la ciudad de Aplao se encuentra atemorizada, por lo que es necesario contar con un estudio hidrológicos, geológicos y geomorfológico que permite fijar las características de las Microcuenca con el fin de evaluar la

vulnerabilidad de la zona ante posibles evento de igual o mayor magnitud y plantear obras hidráulicas que permita prevenir los desastre ocurridos.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Identificar la Vulnerabilidad de la Microcuenca Aplao ante precipitaciones extremas y adoptar medidas correctivas de prevención.

1.3.2. Objetivos Secundarios

- Identificar el Peligro y Riesgo de la Microcuenca Aplao ante precipitaciones extremas.
- Identificar la mejor alternativa de obras hidráulicas para mitigar los daños ante la caída de huaycos, que se adecue a las condiciones de la zona.

1.4. Hipótesis

La Vulnerabilidad de la Microcuenca Aplao ante precipitaciones extremas es alta.

1.5. Variables

1.5.1. Variable Dependiente

- Vulnerabilidad

1.5.2. Variables Independientes

- Precipitaciones extremas

1.6. Tipo de investigación

El tipo de investigación es **aplicada**, en este proyecto de investigación se identificarán los problemas para así poder realizar estrategias y dar solución a los eventos. El nivel de investigación en el presente estudio es **explicativa** en la que se describirán las causas del fenómeno analizando las características geológicas, geomorfológicas e hidrológicas de cada una de las Microcuenca Aplao. De igual manera la presente investigación según el tipo de datos que se utilizaran tiene un **enfoque cuantitativo**, ya que los datos que se tomaran en cuenta se basan en los cálculos numéricos obtenidos.

1.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Para el desarrollo de la presente tesis se utilizó como técnica de investigación básicamente la observación documental y la observación de campo. Se usará la observación documental para obtener datos e información de informes, reportes de Instituciones del Estado, en cuanto a la observación de campo se obtendrán datos de la geología de la zona, trayectoria de caída del huayco, daños ocasionados.

La aplicación de estas técnicas permitirá recopilar datos geológicos, geomorfológicos e hidrológicos de la microcuenca analizada.

1.8. Método

La metodología seguida en el desarrollo de la presente investigación fue:

- Se revisara bibliografía teórica, correspondiente a parámetro geomorfológicos de cuencas.
- Se recopilara datos históricos de eventos similares ocurridos y del evento ocurrido el 7 de Febrero del 2019
- Se visitara la zona de estudio para recoger información de las características de las microcuenca.
- Se describirá las características geológicas, geomorfológicas, hidrológicas para la microcuenca Aplao recurriendo a informes, reportes y observaciones en campo.
- Se realizara los cálculos hidrológicos en HEC-HMS para obtener el caudal de diseño máximo para diferentes periodos de retorno e identificar el más representativo.
- Se identificaran las zonas más vulnerables, peligro y riesgo ante la caída de un huayco realizando un modelamiento hidráulico mediante el software HEC RAS, y procesamiento de los parámetros en Arcgis.
- Se presentara medidas de solución en la parte alta, media y baja para cada microcuenca para reducir el riesgo de desastres por huaycos.

CAPITULO II

2. Marco Teorico

2.1. Desastres Naturales de Origen Hídrico

Desde el mes de Setiembre hasta el mes de Mayo de cada año se desarrolla la llamada temporada de lluvias y/o periodo lluvioso, que se presenta en gran parte del territorio nacional. La ocurrencia de lluvias es propia de la estaciones de Primavera y Verano, son algunas veces extremas y se presentan por encima y/o debajo de sus valores normales. Las precipitaciones todos los años son recurrentes en nuestro país y se dan con mayor incidencia en nuestra sierra y selva peruana coincidiendo con el verano para el Hemisferio Sur. Las primeras manifestaciones adversas por la temporada de lluvias se registran en las viviendas afectando directamente la infraestructura de edificaciones así como de cualquier otro tipo de construcción, otro es el deterioro de carreteras y puentes ocasionando en algunos casos el aislamiento de ciudades enteras. Así mismo es afectado el sector agropecuario, principal fuente de alimento e ingresos económicos de un buen número de familias, especialmente en las zonas rurales; impactos que son considerados como directos, producto de los cuales se condicionan los daños sobre la salud de la población, especialmente de los grupos más vulnerables. Esta situación se ve agravada cuando las precipitaciones son muy intensas y en períodos de mayor duración, lo que hace más complejo el escenario adverso generando pérdida de vidas humanas (ver Imagen N° 4 e Imagen N° 5) y condiciona negativamente el desenvolvimiento normal de las actividades socioeconómicas de la población. (SINAGERD, 2014)

Imagen N° 4 Registro de daños año 2017 según Desastre

Fenómeno	Emergencias	Damnificados	Afectados	Desaparecidos	Lesionados	Fallecidos
2017						
Total	7 382	297 427	2 077 089	23	776	228
Fenómeno natural	6 338	291 280	1 990 587	19	516	191
Actividad volcánica	1	-	300	-	-	-
Alud	15	-	775	-	-	10
Bajas temperaturas	686	1 259	308 596	-	3	1
Derrumbe de cerro	212	346	3 074	-	11	6
Deslizamiento	308	2 222	3 881	-	29	15
Epidemias	3	-	658	-	-	-
Erosión	29	217	980	-	-	-
Huayco	562	15 551	115 320	6	156	31
Inundación	378	60 087	289 746	1	44	9
Lluvia intensa	3 524	207 896	1 233 709	12	269	106
Maretazo (marejada)	9	240	853	-	-	-
Plagas	4	-	5 071	-	-	1
Sequía	52	-	10 827	-	-	-
Sismo ^{1/}	46	126	2 545	-	-	-
Tormenta eléctrica	52	786	5 429	-	2	10
Vientos fuertes	457	2 550	8 823	-	2	2
Fenómeno tecnológico	1 044	6 147	86 502	4	260	37
Contaminación	9	-	77 600	-	-	-
Derrame de sustancias peligrosas	4	-	629	-	5	-
Explosión	4	-	4	-	8	-
Incendio forestal	142	16	110	-	-	-
Incendio urbano e industrial	819	5 599	1 521	-	214	37
Otro ^{2/}	66	532	6 638	4	33	-

^{1/} Incluye sismos sentidos en otros distritos colindantes con los epicentros de los sismos principales.

^{2/} Incluye accidente acuático, aéreo y terrestre, atentado terrorista, desplome de pared y rotura de la tubería matriz de agua.

Fuente: (Instituto Nacional de Estadística e Informática(INEI), 2018)

Imagen N° 5 Registro de daños histórico según Desastre

Fenómeno	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Total	919 895	876 599	997 337	1 662 413	1 368 056	942 279	834 487	897 974	865 800	724 219	309 539	1 427 432	2 242 582	2 077 089
Fenómeno natural	911 765	820 787	992 136	1 659 307	1 353 648	934 965	747 884	892 680	858 157	714 623	303 037	1 401 070	1 838 067	1 990 587
Actividad volcánica	-	-	5 506	155	245	1 725	-	-	-	3 797	14 669	1 997	-	300
Alud	941	909	9	-	417	360	3 486	600	15	425	510	3 945	616	775
Bajas temperaturas	467 429	252 786	110 079	693 094	508 519	553 659	248 837	307 605	273 414	513 162	128 108	813 255	1 278 907	308 596
Derrumbe de cerro	231	6 995	9 046	12 784	2 194	9 658	10 367	117	2 339	247	711	1 192	75	3 074
Deslizamiento	5 312	6 550	21 510	17 368	82 611	9 895	7 872	10 880	7 910	1 805	9 754	27 366	2 916	3 881
Epidemias	729	397	809	714	2 398	6	4 812	16 103	15 565	3 552	11 072	17 993	27 643	658
Erosión	1 672	2 485	113	165	18	294	2 160	2 911	511	142	245	2 899	1 345	980
Huayco	2 014	7 714	71 892	7 821	76 206	35 146	22 492	35 538	12 796	4 916	1 584	23 117	5 429	115 320
Inundación	55 434	55 068	133 533	71 490	111 227	208 936	80 165	226 752	265 174	48 306	55 557	247 848	67 365	289 746
Lluvia intensa	41 003	23 014	179 559	176 584	525 354	97 020	332 654	262 856	265 364	105 620	60 279	228 484	118 100	1 233 709
Maretazo (marejada)	220	1 000	13 031	1 450	44	-	160	2 696	6	150	1 382	505	750	853
Plagas	12 928	-	553	360 187	-	-	9 824	-	1 004	3 000	-	165	22 124	5 071
Sequía	281 556	418 982	436 205	54 578	11 419	-	6 661	1 940	900	2 320	5 392	10 839	271 061	10 827
Sismo ^{1/}	126	25 241	1 616	235 783	932	1 900	1 821	13 263	3 664	6 950	6 195	1 339	15 824	2 545
Tormenta eléctrica	138	82	508	132	26	209	68	100	-	3 530	141	58	20	5 429
Vientos fuertes	42 032	19 564	8 167	27 002	32 038	16 157	16 505	11 319	9 495	16 701	7 438	20 068	25 892	8 823
Fenómeno inducidos por la acción humana	8 130	55 812	5 201	3 106	14 408	7 314	86 603	5 294	7 643	9 596	6 502	26 362	404 515	86 502
Contaminación	78	35 156	-	305	-	4 950	68 467	1 391	1 573	100	22	1 965	620	77 600
Derrame sustancias peligrosas	61	2 097	48	-	600	-	60	-	9	-	4 898	1 000	16 711	629
Explosión	2	20	-	307	7	-	63	384	-	146	-	76	3	4
Incendio forestal	-	3 376	703	74	1 827	599	889	586	927	3 766	109	1 068	44 063	110
Incendio urbano e industrial	4 816	2 935	3 478	2 416	10 359	1 759	3 619	2 797	4 308	2 544	1 335	1 171	2 204	1 521
Otro ^{2/}	3 173	12 228	972	4	1 615	6	13 505	136	826	3 040	138	21 082	340 914	6 638

^{1/} Incluye sismos sentidos en otros distritos colindantes con los epicentros de los sismos principales.

^{2/} Incluye accidente acuático, aéreo y terrestre, atentado terrorista, explosión, desplome de la pared y rotura de la tubería matriz de agua.

Fuente: (Instituto Nacional de Estadística e Informática(INEI), 2018)

2.1.1. Inundaciones

Las inundaciones se producen cuando las lluvias intensas o continuas sobrepasan la capacidad de campo del suelo, el volumen máximo de transporte del río es superado y el cauce principal ocasionando desborde e inundación de los terrenos circundantes. (Instituto Nacional de Defensa(INDECI), 2011)

En la Costa existen 53 cuencas, cuyos ríos se originan en la cordillera de los Andes y desembocan en el Pacífico. La gran mayoría de ellos solamente conduce agua durante los meses de diciembre a abril, permaneciendo el resto del año con bajos caudales.

En la Sierra y Selva existen 42 cuencas que conducen sus aguas hacia el Atlántico. Hay 7 cuencas alrededor del Lago Titicaca.

Los desbordamientos se producen en mayor medida en las llanuras, donde el río alcanza pendientes de 0 a 5%, que para el caso de los ríos de la Costa y los de la vertiente del Lago Titicaca, son los tramos finales antes de su desembocadura. Debido al arrastre de suelos que luego se depositan y sedimentan en las partes planas, cada año los ríos desbordan con menor caudal.

La crecida de los ríos también produce la erosión y caídas de los taludes laterales, cortando así a las carreteras que generalmente discurren paralelas a ellos y los terrenos de cultivo en las márgenes. En años del Fenómeno El Niño, las crecidas extraordinarias causan muchos más daños e incluso la caída de puentes. Las inundaciones destruyen con gran facilidad viviendas de adobe, hacen colapsar las redes de alcantarillado, pozos y captaciones de agua (Ministerio del Ambiente(MINAM), 2015).

2.1.2. Huaycos

Los huaycos (o llocllas en el idioma quechua) son flujos de escombros (debris flow) con gran poder destructivo, muy comunes en el Perú. Sin embargo se insiste mucho en analizar el fenómeno como un deslizamiento (landslide) desconociendo, procesos implícitos en este tipo de flujo. Se forman en las partes altas de las microcuencas debido a la existencia de capas de suelo deleznable en la superficie o depósitos inconsolidados de suelo y pendientes pronunciadas, que son removidos

por las lluvias. (Centro de Estudios y Prevención de Desastres(PREDES), Consultado Mayo del 2019)

Una vez que el material de un flujo de escombros se moviliza, puede alcanzar velocidades de hasta 15 m/s, densidades entre 1600 y 2300 kg / m³. Los volúmenes desplazados por un flujo de escombros pueden crecer hasta varios cientos de miles de metros cúbicos (Wendeler, 2016).

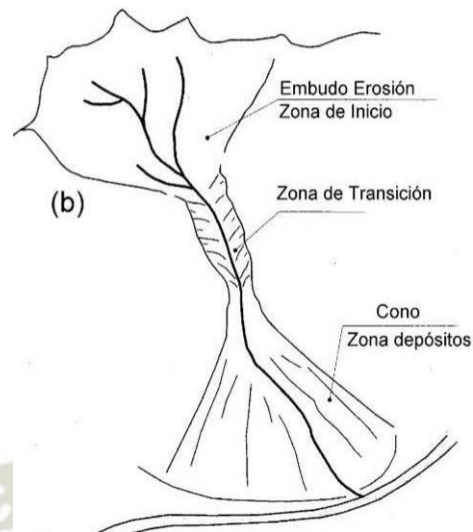
Las zonas afectadas por un huayco son espacios delimitados por una determinada quebrada, produciéndose las principales afectaciones en el delta o cono de depósito. Los daños que produce un huayco son considerables por su gran energía, destruyendo o arrasando todo a su paso, demoliendo incluso estructuras de concreto armado. Los huaycos arrasan viviendas y cultivos, destruyen tramos de carreteras y la infraestructura sanitaria (Centro de Estudios y Prevención de Desastres(PREDES), Consultado Mayo del 2019).

Mecanismos de los Huaycos

Bateman, Medina, Steiner, & Velasco (2006) concluyeron que cuando hablamos de huaycos es necesario reconocer 3 zonas diferentes de la microcuenca de origen:

- 1. Zona de embudo o iniciación.-** Lluvias de alta intensidad se produce la saturación de suelos, escorrentía superficial con predominancia de erosión de fondos ayudado de las fuertes pendientes
- 2. Zona de transición o zona de tránsito del flujo.-** Presenta erosión lateral intensa, derrumbe de taludes laterales del cauce.
- 3. Zona de depósito.-** El terreno mismo pierde pendiente y se expone en una zona de frenado y por lo tanto de creación de los conos de deyección

Imagen N° 6 Zonas de diferenciación en una microcuenca



Fuente: (Bateman, Medina, Steiner, & Velasco, 2006)

Tipos de Huayco

Carhuayal Ramirez (1992) indica que según su naturaleza pueden ser:

1. **Huaycos de lodo (Mudflows).**- Están constituidos en mayor proporción por lodo y en menos porcentaje de gravas y rocas medianas.
2. **Huaycos de rocas (Debris Flow).**- Están constituidos en mayor porcentaje de rocas grande y medianas con una concentración de solidos de aproximadamente de 30-70 % , en menor porcentaje de gravas y lodo.
3. **Huaycos Mixtos (Rocky Mudflow).**- Están constituidos de lodo, gravas y rocas en igual porcentaje.

2.2. Fenómeno del Niño

¿Qué es el niño?

Según Senamhi (2014) a fines del siglo XIX, los pescadores del norte del Perú apreciaron que todos los años hacia finales de diciembre, cerca de la Navidad, solía ocurrir un incremento de la temperatura del agua del mar, la cual era observable a lo largo de la costa norte. Atribuyeron este calentamiento a la llegada de una corriente marina de aguas cálidas a la que llamaron la corriente de “El Niño”. La presencia de estas aguas cálidas a lo largo de las costas peruanas, es un fenómeno recurrente que tiene una duración de varios meses, lo que afecta directamente el patrón de los vientos y la distribución de las

lluvias. Ahora sabemos que este calentamiento marino-costero se acentúa cada cierto número de años, siendo una manifestación de los cambios que ocurren en las capas superficiales y subsuperficiales del océano.

Impactos de El Niño de intensidad fuerte a extraordinaria

Al fenómeno El Niño de 1972/73 le llaman “El Niño olvidado” (Glantz, 1996), ya que si es comparado con los eventos extraordinarios de 1982/83 y 1997/98, pareciera ser cierta la afirmación; sin embargo, el Perú no lo olvida. Es en el contexto de este Niño que se produce en el país el colapso de la industria pesquera

Visto así, el Perú muestra una gran vulnerabilidad ante las variaciones climáticas drásticas, como los episodios extremos de lluvia y las altas temperaturas asociadas a El Niño.

En la Tabla 1 se resumen los impactos positivos y negativos de El Niño según Senamhi (2014), asociados al incremento de las temperaturas del aire y a las intensas lluvias que se presentan durante episodios El Niño de intensidad fuerte a extraordinaria (SENAMHI, 2014).

Tabla 1 Impactos de El Niño en el Perú

Impactos positivos	Impactos negativos
<ul style="list-style-type: none"> • Aparición de otras especies pelágicas. • El incremento de lluvias y temperatura del aire favorece el desarrollo del cultivo de arroz en la costa. • Las lluvias intensas, en eventos El Niño de fuertes a extraordinarios, favorecen la regeneración natural de los 	<ul style="list-style-type: none"> • Aceleración del retroceso glaciar. • Pérdida de terrenos agrícolas. • Colmatación de reservorios. • Salinización de suelos. • Destrucción de la infraestructura productiva (canales de irrigación, bocatomas, compuertas, etc.).

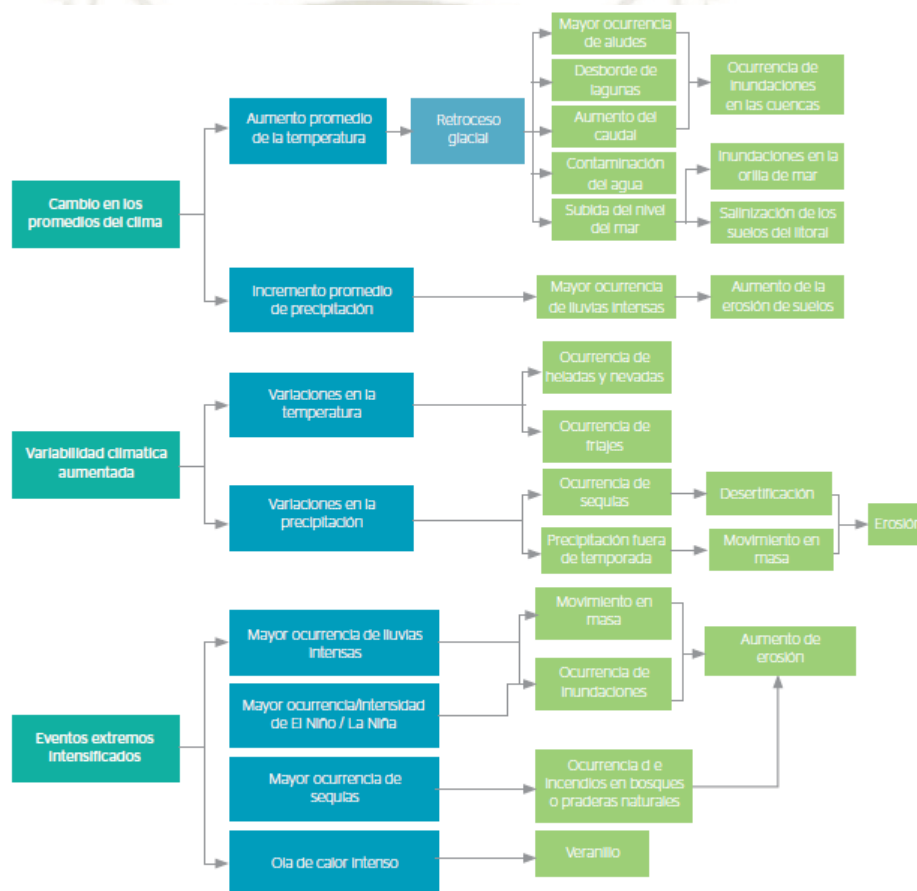
Impactos positivos	Impactos negativos
<p>bosques secos en la costa norte.</p> <ul style="list-style-type: none"> • La aparición de praderas temporales en la costa norte es importante para la ganadería. • El exceso de lluvias favorece la recarga de acuíferos. • Las altas temperaturas del mar durante el otoño e invierno, favorecen la disminución de la intensidad de las heladas en la sierra central y norte 	<ul style="list-style-type: none"> • Destrucción de vías de comunicación (carreteras y puentes colapsados). • Muerte o migración de algunas especies vegetales y animales. • Altas probabilidades de que se produzcan incendios forestales, debido a las altas temperaturas. • Las altas temperaturas generan impacto en la producción pecuaria (baja producción de carne y leche). • Disminución de la producción de papa en la costa y sierra, por altas temperaturas y exceso de humedad. • En algunos cultivos el ciclo vegetativo se acorta; ausencia de inducción floral. Destrucción de infraestructura de saneamiento básico. • Desplazamiento y profundización de cardúmenes de anchoveta, que no puede ser compensada con la presencia de nuevas especies.

Fuente: Elaboración propia con base de información (SENAMHI, 2014)

Relación Fenómeno del Niño y Cambio Climático

En nuestro país, los desastres naturales se encuentran estrechamente relacionados con la manifestación del Fenómeno de El Niño. Los avances en la ciencia señalan que con el calentamiento global, es decir, con la subida de la temperatura media del planeta a causa de la concentración de gases, entre ellos dióxido de carbono en la atmósfera, las manifestaciones de El Niño serán cada vez más severas (Damonte, Herrera, & Fabio, 2017). Tal como se muestra en el Gráfico 2 efectos de los peligros asociados al cambio climático.

Gráfico 2 Efectos de los peligros asociados al cambio climático



Fuente: (Ministerio del Ambiente, MINAM, 2016)

2.3. Peligro o Amenaza

El peligro, es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural o inducido por la actividad del hombre, potencialmente dañino, de una magnitud dada, en una zona o localidad conocida, que puede afectar un área poblada, infraestructura física y/o el medio ambiente (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006).

2.4. Vulnerabilidad

Según el Instituto Nacional de Defensa Civil (2006) define la Vulnerabilidad como el grado de debilidad o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro natural o antrópico de una magnitud dada. Es la facilidad como un elemento (infraestructura, vivienda, actividades productivas, grado de organización, sistemas de alerta y desarrollo político institucional, entre otros), pueda sufrir daños humanos y materiales.

2.5. Riesgo

El Instituto Nacional de Defensa Civil (2006) indica que el riesgo es la identificación de los peligros naturales y/o tecnológicos y el análisis de las condiciones de vulnerabilidad para así calcular la probabilidad de pérdidas de vida humana e infraestructura.

Se estima el riesgo antes de que ocurra el desastre. En este caso se plantea un peligro hipotético basado principalmente, en su periodo de recurrencia.

En tal sentido, sólo se puede hablar de riesgo (R) cuando el correspondiente escenario se ha evaluado en función del peligro (P) y la vulnerabilidad (V), que puede expresarse en forma probabilística, a través de la fórmula siguiente.

$$\text{Riesgo} = (\text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad})$$

2.5.1. Estimación del Riesgo de Inundación

Para la estimación del riesgo de Inundación Escuder, Matheu, & Castillo(2010) indican que existe una gran variedad de herramientas para la estimación del riesgo de inundación o de alguna de sus componentes. Como se muestra a continuación, estas herramientas pueden ser divididas en completas o parciales según caractericen las dos componentes del riesgo o solamente una de ellas. También pueden ser divididas en cuantitativas o cualitativas, según si obtienen o no un valor numérico para el riesgo.

– Herramientas parciales y cualitativas

Estas herramientas solo calculan una de las dos componentes del riesgo y de una forma cualitativa. En general, se suele tratar de mapas en los que se hace una

estimación de la probabilidad de la amenaza, basada en la ocurrencia de eventos históricos de inundación o en cálculos hidráulicos e hidrológicos simplificados. Cuando estas herramientas se centran en la estimación de la vulnerabilidad, suelen definir zonas donde puede haber una gran vulnerabilidad o donde las inundaciones pueden producir importantes pérdidas humanas.

– **Herramientas completas y cualitativas**

Estas herramientas calculan ambas componentes del riesgo, aunque al menos una de ellas de forma cualitativa, por lo que se obtiene un resultado del riesgo cualitativo. Estas herramientas pueden ser muy útiles para el planeamiento y la gestión, ya que identifican áreas donde el riesgo de inundación debe ser reducido, si bien su grado de detalle es menor que el de las herramientas cuantitativas.

– **Parciales y cuantitativas**

Este tipo de herramientas solo define una parte del riesgo, aunque de forma cuantitativa. Por lo tanto, se pueden dividir entre las herramientas que estiman la probabilidad de la amenaza y las que estiman la vulnerabilidad. Dentro de las herramientas que definen la amenaza, las más comunes son los mapas de inundación, que muestran el área inundada para diferentes eventos asociados a unas probabilidades anuales de ocurrencia. El proceso que debe seguirse para desarrollar estos mapas consiste en un análisis histórico de las inundaciones, un análisis geomorfológico, un estudio hidrológico, una modelización hidráulica y por último, una calibración y comparación de los resultados.

– **Completas y cuantitativas**

Este tipo de herramientas permite cuantificar el riesgo tras cuantificar cada una de sus componentes. Un ejemplo de este tipo de herramientas podrían ser mapas de riesgo, en los que se dividiera el área de estudio en pequeñas celdas y se cuantificara el riesgo en cada una de ellas, obteniendo la distribución de riesgo. Sin embargo, actualmente la mayoría de mapas de riesgo no llegan a cuantificar el riesgo, aunque sí sus componentes, ya que suelen ser una combinación de mapas de inundación con una lista de afecciones y las consecuencias en cada una de ellas (Escuder, Matheu, & Castillo, 2010).

2.6. La Precipitación

Se conoce como precipitación a toda forma de humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garuas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación (Chereque Moran, 1989).

2.6.1. Formación de la Precipitación

Los elementos necesarios para la formación de las precipitaciones son:

- Humedad atmosférica.
- Radiación solar.
- Mecanismos de enfriamiento del aire

Según Chereque Moran (1989) para que esta formación se lleve a cabo, se requiere la presencia de núcleos de condensación, alrededor de los cuales las moléculas del agua se pueden unir. Los núcleos de condensación consisten de productos de combustión, óxidos de nitrógeno y minúsculas partículas de sal; los núcleos de congelamiento consisten de minerales arcillosos, siendo el caolín el más frecuente.

Después de la nucleación se forman finísimas gotitas de diámetro medio de aproximadamente 0.02 mm y como las gotas de lluvia tienen un diámetro medio de aproximadamente 2 mm, significa que se produce un aumento del orden de un millón de veces en el volumen de las gotitas. Este enorme aumento de tamaño se produce por la unión entre sí de numerosas gotitas y esta unión se explica por:

- La atracción electrostática entre las gotitas que conforman las nubes
- Las microturbulencias dentro de la masa de la nube;
- El barrido de las gotitas más finas por las gotas mayores;
- La diferencia de temperaturas: las gotas más frías se engrosan a expensas de las más calientes.

2.6.2. Formas de Precipitación

De acuerdo a sus características físicas y producto de la condensación del vapor de agua atmosférico, formado en el aire libre o en la superficie de la tierra, y de las condiciones locales, la precipitación puede adquirir diversas formas, siendo las más comunes: llovizna, lluvia, escarcha, nieve y granizo.

- a) **Llovizna.-** Más conocida como garúas, consiste en diminutas gotitas de agua líquida cuyo diámetro fluctúa entre 0.1 y 0,5 mm.
- b) **Lluvia.-** Consiste de gotas de agua líquida en su mayoría con un diámetro mayor a los 5 mm. (Figura 02 b).
 - Ligera: Para tasas de caída hasta de 2.5 mm/h.
 - Moderada: Desde 2.5 hasta 7.6 mm/h.
 - Fuerte: Por encima de 7.6 mm/h. /h.
- c) **Escarcha.-** Es una capa de hielo, por lo general transparente y suave, se deposita en forma de lluvia o llovizna
- d) **Granizo.-** Es la precipitación en forma de bolas de hielo, producida en nubes convectivas. Los granizos pueden ser esferoidales, cónicos o irregulares en forma, y su tamaño varía desde 5 hasta 125 mm de diámetro.
- e) **Nieve.-** La nieve está compuesta de cristales de hielo blanco o translúcidos principalmente de forma compleja.

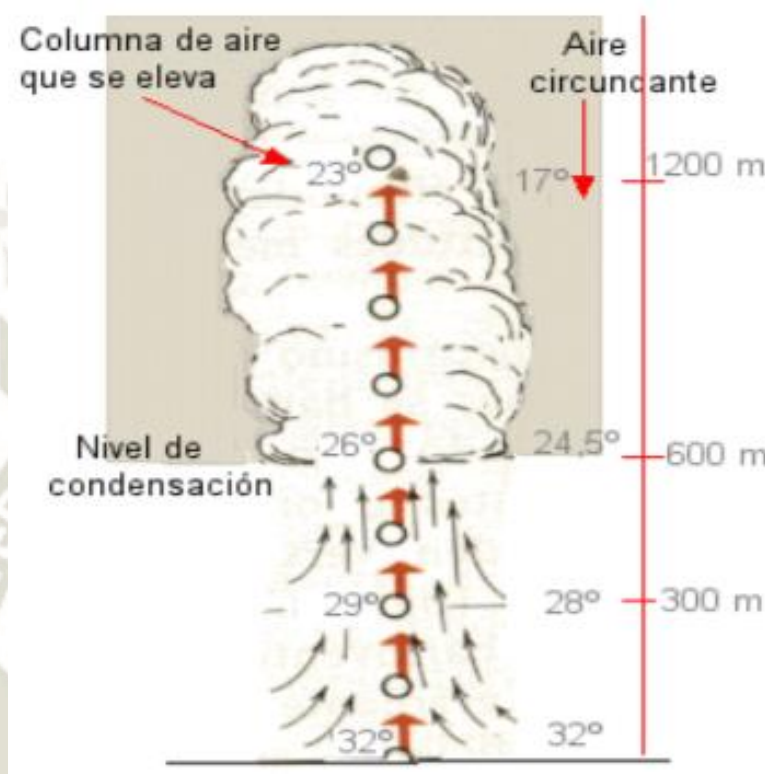
2.6.3. Tipos de precipitación

En relación a su origen Chereque Moran (1989), indica que pueden distinguirse los siguientes tipos:

- a) **Las ciclónicas.-** Se producen cuando hay un encuentro de nubes de diferentes temperaturas: las más calientes son impulsadas a las partes más altas donde precipitan

- b) **Precipitaciones convectivas.**-Son causadas por el ascenso del aire cálido más liviano que el aire frío de los alrededores. La precipitación convectiva es puntual y si intensidad puede varias entre lloviznas ligeras y aguaceros.

Imagen N° 7 Nubes de convección



Fuente: <http://www.uaaan.mx/~jaflores/humedad/precipitacionApuntes.pdf>

- c) **Las precipitaciones orográficas.**- Resultan del ascenso del aire cálido hacia una cadena de montañas. Las regiones que quedan del otro lado de las montañas pueden sufrir ausencia de lluvias.

Imagen N° 8 Precipitación orográfica



Fuente: Cahuana Andía & Yugar Morales (2009)

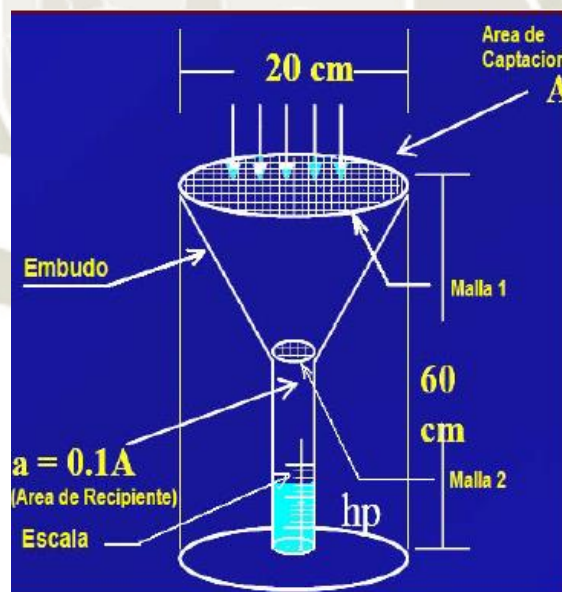
2.6.4. Medición de la Precipitación

La precipitación Según Cahuana Andia y Yugar Morales (2009) menciona se mide en términos de altura de lámina de agua, y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de lámina de agua, indica la altura de agua que se acumulara en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó, las formas de medición de la precipitación son:

a) **Pluviómetro.-**

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina, de aproximadamente 20 cm. de diámetro y de 60 cm. de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta graduada de sección circular de 10 veces menor que el de la tapa. Esto permite medir la altura de agua en la probeta (h_p), con una aproximación hasta decimos de milímetros, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia, generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas.

Imagen N° 9 Pluviómetro Estándar (National Weather Service)

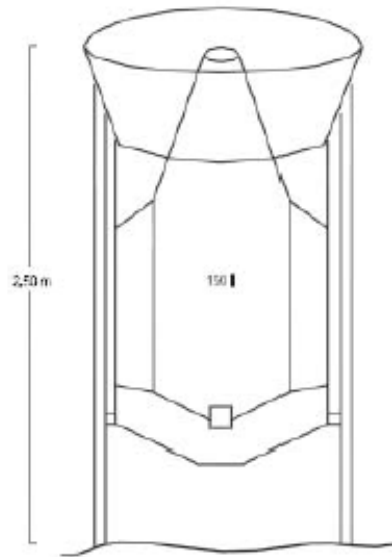


Fuente (Cahuana Andia & Yugar Morales, 2009)

- b) **Pluviómetros Totalizadores.-** Se instalan en lugares que sólo pueden visitarse con escasa frecuencia, normalmente una vez al año. Uno de los variados tipos de totalizadores consta de un depósito de zinc de aproximadamente 150 litros de capacidad con boca de 200 cm² de sección, para recoger precipitaciones hasta de 7500 mm. En el interior se coloca aceite líquido de vaselina o parafina que al

flotar sobre el agua evita la evaporación, y cloruro de calcio anhidrido para fundir la nieve. El aceite se puede recuperar por decantación y el cloruro de calcio por evaporación del agua.

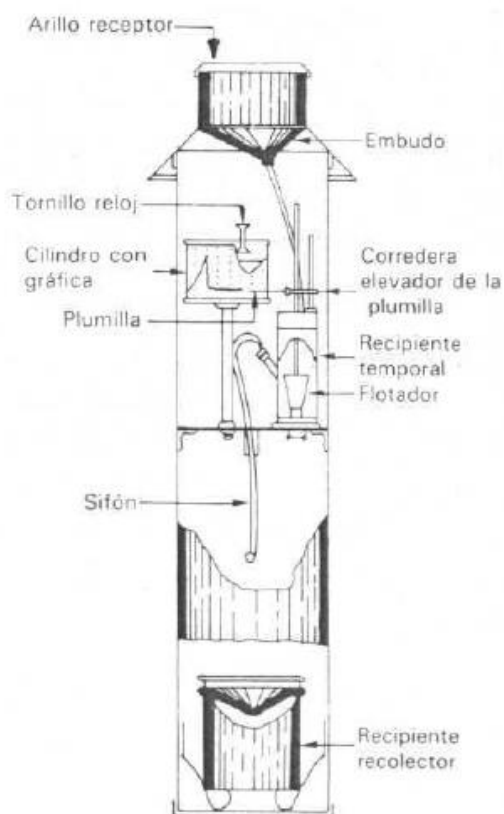
Imagen N° 10 Pluviómetro tipo totalizador de montaña



Fuente: (Cahuana Andia & Yugar Morales, 2009)

- c) **Los Pluviógrafos.**-Son aparatos que registran la precipitación automáticamente y de forma continua, en intervalos de tiempo pequeños. Su mecanismo está compuesto por un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel (ver Imagen N° 11). El recipiente normalmente tiene una capacidad de 10 mm de lluvia y, al alcanzarse esta capacidad, se vacía automáticamente mediante un sifón.

Imagen N° 11 Pluviógrafos y sus componentes



Fuente: (Cahuana Andia & Yugar Morales, 2009)

2.7. Métodos Hidrológicos

2.7.1. Periodo de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”.

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

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

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008).

Tabla 2 Valores de Periodo de Retorno T (Años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144

Fuente: (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

Los periodos de recurrencia media, para el diseño de las obras de drenaje y protección, se ajustaron a los valores mínimos establecidos en la normatividad vigente Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008), y se detallan en la Tabla 3.

Tabla 3 Periodos de Retornos para Estructuras de Drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (%)	VIDA UTIL RECOMENDADO (n)	PERIODO DE RETORNO (%)
Puentes	25	40 años	140 años
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30	25 años	71 años
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35	15 años	35 años
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40	15 años	30 años
Subdrenes	40	15 años	30 años
Defensas Ribereñas	25	25 años	87 años

Fuente: (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

2.7.2. Análisis Estadístico de datos Hidrológicos

Según el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2008) el análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

-Funciones de Distribución de Probabilidad

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teórica. Por ello, se ha escogido de esa variedad de funciones, las que se adaptan mejor para los fines del presente Estudio, siguiendo las recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (estimación de precipitaciones para diferentes periodos de recurrencia para el diseño hidráulico de las obras de protección) las funciones de distribución de probabilidad que se describen a continuación.

a) Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-u}{S}\right)^2}$$

Donde:

$f(x)$ = Función densidad normal de la variable

x = variable independiente

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

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

b) Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right)} dx$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación (2) se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n$$

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

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

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = a/S^3y$$

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

Donde Cs es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).

c) Distribución Log Normal 3 Parámetros

La función de densidad de x es:

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

Para $x > x_0$

Donde:

u_y : Parámetro de escala o media

Sy^2 : parámetro de forma o varianza

d) Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 \leq \gamma < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

Donde:

γ : Parámetro de forma

β : Parámetro de escala

e) Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty \leq x_0 < \infty$$

$$0 \leq \gamma < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

Donde:

x_0 : Origen de la variable x , parámetro de posición

γ : Parámetro de forma

β : Parámetro de escala

f) Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty \leq x_0 < \infty$$

$$0 \leq \gamma < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

Donde:

x_0 : Origen de la variable x , parámetro de posición

γ : Parámetro de forma

β : Parámetro de escala

g) Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

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

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = u - 0.45\sigma$$

Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización. β

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

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

h) Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida Log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

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

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

-Prueba de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 la Kolmogorov – Smirnov. No se considerado la prueba de Chi-cuadrado, pues es una distribución derivada de la distribución normal, por

lo cual los datos tienen que estar distribuidos normalmente, algo inusual para precipitaciones extremas. Para fines del presente estudio se utilizará la prueba de Kolmogorov – Smirnov y se describe a continuación (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008).

a) Prueba Kolmogorov – Smirnov

Para la aplicación de la Prueba de Kolmogorov – Smirnov, es necesario aplicar una función de distribución empírica de frecuencias. Por lo que para el presente estudio se usa la distribución de Weibull.

$$F_0(x_m) = \frac{m}{(n + 1)}$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996)

En consiguiente esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia Δ entre la función de distribución de probabilidad de la muestra $F_0(x)$ y la estimada $F(x)$:

$$\Delta = \max |F_0(x) - F(x)|$$

La prueba requiere que el valor Δ calculado con la expresión anterior sea menor que el valor que el valor tabulado Δ_T para un nivel de probabilidad requerido.

La prueba comprende las siguientes etapas:

- Δ =máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida
- Fijando un nivel de probabilidad de $\alpha = 0.05$

- Δ_T = el valor crítico obtenido por la Tabla 4 en función del $\alpha = 0.05$ y el número de datos
- Si el valor calculado Δ es mayor que Δ_T , la distribución escogida se debe rechazar.

Tabla 4 Obtención delta tabular prueba Prueba Kolmogorov – Smirnov

TAMAÑO DE LA MUESTRA (N)	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
N>35	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

Fuente: (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

2.7.3. Tiempo de Concentración

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

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008).

a) Formula Kirpich

Kirpich (1940). Desarrollada con información proporcionada por el Soil Conservation Service (SCS) en siete cuencas en Tennessee (USA) de áreas comprendidas entre 0.0051 y 0.433 km², en canales de altas pendientes (3- 10%). Es una de las fórmulas más tradicionales que expresa el tiempo de concentración en minutos (Fattorelli & Fernandez, 2011).

$$t_c = 0.01947L^{0.77}S^{-0.385}$$

Donde:

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

S = pendiente media de la cuenca (m/m)

t_c = tiempo de concentración (min)

b) Formula California Culverts Practice

Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (Fattorelli & Fernandez, 2011).

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

Donde:

L = longitud del curso de agua más largo (m).

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

t_c = tiempo de concentración (min)

c) Formula Giandotti.

Siempre que $L/3.600 \geq t_c \geq (L/3.600 + 1,5)$ (Velez Upegui & Botero Gutiérrez, 2011).

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L}{25.3\sqrt{S * L}}$$

Donde:

A = superficie de la cuenca en (Km²)

L = longitud del curso de agua más largo (m).

S = pendiente promedio del curso de agua (m/m)

t_c = tiempo de concentración (hrs.)

d) **Formula Témez**

Basada en el Método Racional Modificado de Témez elaborada para la dirección General de carreteras. Su aplicación está relacionada al tiempo de concentración y el área de la cuenca de estudio (Témez, 1991).

$$0.25 < t_c < 24 \text{ horas}; \quad 1 \leq A \leq 3000 \text{ km}^2 ;$$

$$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{1/4}} \right)^{0.76}$$

Donde:

L = longitud del curso de agua más largo (m).

S = pendiente promedio del curso de agua (m/m)

t_c = tiempo de concentración (hrs)

e) **Formula Pezzoli**

Pezzoli (1988) basado en medidas relativas en algunas cuencas de piedemonte sugirió calcular el tiempo de concentración en horas (Fattorelli & Fernandez, 2011).

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{S}}$$

Donde:

L = longitud del cauce principal (km).

S = pendiente promedio del cauce principal de agua (m/m)

Tc= tiempo de concentración (hrs)

2.7.4. Tormenta de Diseño

Se define tormenta al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. Una tormenta puede durar desde unos minutos hasta varias horas y aun días y puede abarcar desde una zona pequeña hasta una extensa región (Chereque Moran, 1989).

a) Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia

- **DICK PESCHKE**

Cuando no se cuenta con información pluviográfica que permita realizar las curvas IDF y se cuente con las precipitaciones máximas en 24 horas de la zona de estudio, podrá utilizarse la siguiente expresión establecida en el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje tomando en consideración los coeficientes de duración de la Tabla 5 Coeficientes de duración de la precipitación.

Tabla 5 Coeficientes de duración de la precipitación

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64

Fuente: (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

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

Donde:

P_d = Precipitación total (mm)

d = Duración en minutos (min)

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

x = coeficiente de duración

- **ILA- SENAMHI -UNI**

En el marco de un convenio de cooperación entre el Instituto Ítalo Latinoamericano (IILA), el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) en 1983, se desarrollaron una familia de curvas de Intensidad duración–frecuencia, para las distintas regiones del Perú, que tiene la siguiente formulación (Rendón D., 2013)

Para $t \leq 3$ horas se usa:

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

$$a = \left(\frac{1}{t_g} \right)^n \varepsilon_g$$

Donde:

I = Intensidad de la lluvia en (mm/h)

a = Parámetro de intensidad (mm)

$K = K'_g$ Parámetro de frecuencia (adimensional)

b = Parámetro de tiempo (hora)

n = parámetro de duración (adimensional)

t = duración (hora)

t_g =Duración de la lluvia diaria asumiendo un promedio de 15,2 horas para el Perú; pudiendo ser diferente según la condición local.

ε_g = Parámetro de distribución de probabilidad.

La constante a, b, K y n fueron determinadas en el Estudio de la Hidrología del Perú” realizado por (ILA-SENAMHI-UNI, 1983) según Tabla 65 y Tabla 66

La constante b=0,5 horas (costa, centro y sur) 0,4 horas (sierra) 0,2 horas (costa norte y selva).

2.7.5. Precipitación Efectiva

El cálculo de la precipitación efectiva, va relacionada con la cantidad de lluvia que se infiltra en el terreno.

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008).

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

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Resolviendo para P_e :

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

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0.20S$$

Por lo que reemplazando la Adstricción Inicial en la ecuación de escorrentía directa, se tiene:

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

El potencial de retención máximo varía grandemente, y es más apropiado expresarlo en términos del Número de curva. El Número de Curva varía de 1 a 100 y es función del tipo de suelo, el uso del suelo, las condiciones de la superficie y la humedad antecedente del suelo.

$$S = \frac{1000}{NC} - 10$$

Los números de curvas se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$NC(I) = \frac{4.2NC(II)}{10 - 0.058NC(II)}$$

$$NC(III) = \frac{23NC(II)}{10 + 0.13NC(II)}$$

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994).

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de NC para varios tipos de uso de la tierra según los tipos de suelos se muestran en ANEXOS (ver Tabla 67 Números de curva de escurrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$). Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un NC compuesto.

2.7.6. Estimación de Caudales

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

a) Hidrograma sintético del Soil Conservation Service

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $m^3/s.cm$.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008).

Con base en la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el Soil Conservation Service sugiere el tiempo de recesión puede aproximarse:

$$t_r = 1.67 t_p$$

Estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas indican:

$$t_l = 0.6t_c$$

Donde:

t_l = tiempo de retardo

t_c = tiempo de concentración

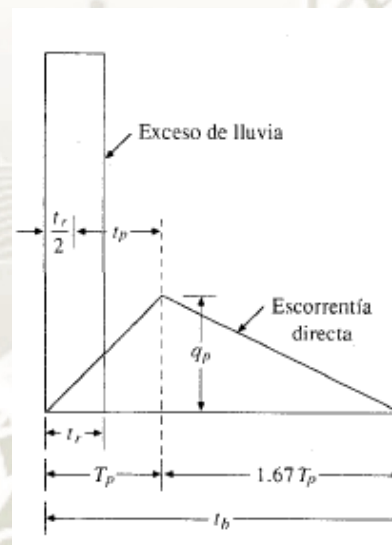
En la SCS el método para calcular el tiempo pico del Hidrograma Unitario está dado por:

$$\frac{t_p}{t_r} = 5$$

Asumiendo una lluvia efectiva uniforme esta se puede reducir a

$$t_p = 0.5t_r + 0.6t_c$$

Imagen N° 12 Hidrograma unitario triangular



Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994)

El caudal pico se estima por la siguiente fórmula

$$Q_p = \frac{2.08A}{t_p}$$

Donde A corresponde al área de la cuenca

2.8. Cuenca hidrológica

Se define cuenca el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido (Chereque Moran, 1989).

2.8.1. Clasificación de los cursos de agua

Con base en la constancia de la escorrentía, Monsalve S. (1995) clasifico los cursos de agua se pueden dividir en:

a) Perennes

- Corrientes con agua todo el tiempo.
- El flujo subterráneo mantiene una alimentación continua y no desciende nunca debajo del lecho del río.

b) Intermitentes

- Corrientes que escurren estaciones de lluvia y se secan durante el verano.
- El nivel de agua subterránea se conserva por encima del nivel del lecho del río solo en la estación lluviosa. En verano el escurrimiento cesa o ocurre solamente durante o después de las tormentas.

c) Efímero o ríos secos

- Existen apenas durante o inmediatamente después de los periodos de precipitación extremas, y solo transportan escurrimiento superficial

2.8.2. Parámetros morfológicos básicos de la cuenca

- a) **Área (A).**-Está definida como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el perímetro de las cuencas vecinas (Aparicio Mijares, 1992).

Ponce (1989) determina el tamaño de la cuenca según el área:

Si el área está entre 0 y 250 Km², se considera una cuenca pequeña

Si el área está entre 250 y 2500 Km², se considera una cuenca mediana

Si el área es mayor a 2500 Km², se considera una cuenca grande

- b) **El perímetro (P).**- Es una línea imaginaria formada por los puntos que delimitan al área de la cuenca y que separa la cuenca de las cuencas vecinas (Aparicio Mijares, 1992).
- c) **Longitud de la cuenca de drenaje (L).** Es la única variable que define en cierto modo su elongación y que es, a la vez, de medición directa. Existen varios criterios para su cálculo, que estarán en relación directa con la característica que se quiera resaltar.

De esta forma, si se intenta analizar el comportamiento hidrológico de una cuenca, la medida de la longitud de la misma deberá coincidir con el máximo recorrido del agua; es decir, se deberá tomar la longitud del curso principal.

- d) **Longitud del curso principal (L_b).**- Es la medida del principal curso de agua, incluyéndose en su cálculo la topografía del terreno.

2.8.3. Parámetros físicos de la forma de la cuenca

- a) **Índice de Compacidad (I_C).**-Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la cuenca.

$$I_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \rightarrow I_c = \frac{0.282P}{\sqrt{A}}$$

Cuanto más irregular sea la cuenca mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular posee el coeficiente mínimo, igual a 1. Hay mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad (Monsalve Saenz, 1995).

Cuando:

I_c = 1: tiempo de concentración menor, cuenca circular, mayor tendencia a crecientes

I_c = 2: tiempo de concentración mayor, cuenca de forma alargada, menor tendencia a crecientes.

- b) **Factos de Forma.-** Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide cuando se sigue el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca. El ancho medio B, se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial de la cuenca.

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

Reemplazado B

$$R_f = \frac{A}{L_b^2}$$

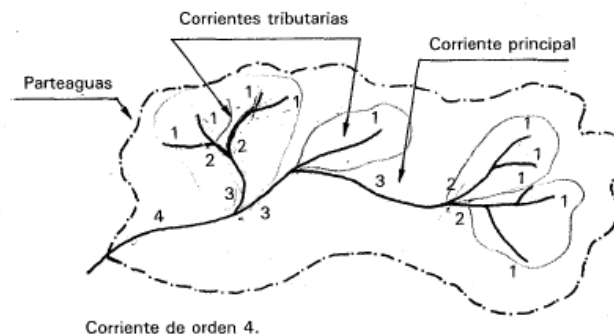
Una cuenca con factor de forma bajo esta menos sujeta a crecientes que otra del mismo tamaño pero con mayor factor de forma (Monsalve Saenz, 1995).

2.8.4. Parámetros físicos de la red de drenaje la cuenca

- a) **Numero de orden de un cauce.** La clasificación de cauces de acuerdo al número de orden de un río es una medida de la ramificación del cauce principal en una cuenca hidrográfica. Un río de primer orden es un tributario pequeño sin ramificaciones. Un río de segundo orden es uno que posee únicamente ramificaciones de primer orden. Un río de tercer orden es uno que posee solamente ramificaciones de primero y segundo orden. El orden de una cuenca hidrográfica está dado por el número de orden del cauce principal.

Nótese que el orden de una cuenca depende en mucho de la escala del plano utilizado para su determinación; en este sentido, las comparaciones entre una cuenca y otra deben hacerse con cuidado, especialmente cuando los planos correspondientes no están a la misma escala o están editados por diferentes organismos (Kohler Paulus, 1977).

Imagen N° 13 Numero de orden de un cauce



Fuente: (Aparicio Mijares, 1992)

- b) **Densidad de drenaje (D_D).**- La longitud total de los cauces dentro de una cuenca, dividida por el área total de drenaje, define la densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área. Una densidad alta refleja una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación; una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta. En sitios donde los materiales del suelo son resistentes a la erosión o muy permeables y donde el relieve es bajo, ocurren densidades de drenaje bajas. Los valores altos de la densidad reflejan generalmente áreas con suelo fácilmente erosionables o relativamente impermeables, con pendientes fuertes y escasa cobertura vegetal (Aparicio Mijares, 1992).

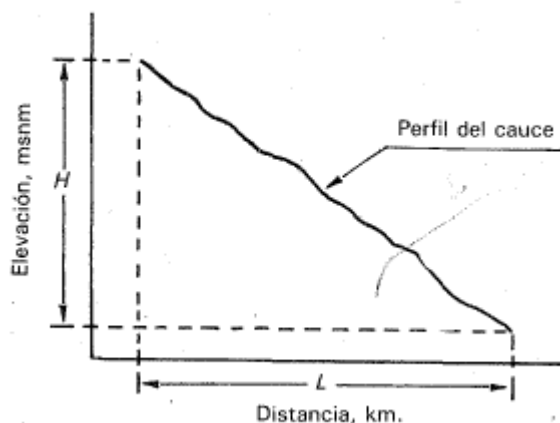
$$D_D = \frac{L_s}{A}$$

2.8.5. Parámetros de relieve de una cuenca

La topografía o relieve de una cuenca puede tener más influencia sobre la respuesta hidrológica que la forma de la misma. Numerosos parámetros para describir el relieve de una cuenca han sido desarrollados por varios autores; algunos de los más útiles serán discutidos en la presente sección (Kohler Paulus, 1977).

- a) **Pendiente media del canal (S_i).**-La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud media en planta (Aparicio Mijares, 1992).

Imagen N° 14 Pendiente media del cauce principal



Fuente: (Aparicio Mijares, 1992)

De acuerdo al valor de la pendiente, se puede clasificar la topografía del terreno de la siguiente manera (propuesto por R.Heras R.):

Tabla 6 Clasificación según pendiente de terreno

PENDIENTE (S_i), EN %	TIPO DE TERRENO:
2	Llano
5	Suave
10	Accidentado Medio
15	Accidentado
25	Fuertemente Accidentado
50	Escarpado
>50	Muy Escarpado

Fuente: R. Heras

- b) Pendiente del terreno (S_t).**- La pendiente del terreno es un factor importante en el proceso de flujo de superficie y es por lo tanto un parámetro hidrológico de interés. Dada la variación considerable de la pendiente del terreno en una hoya típica, es necesario definir un índice promedio que la represente (Kohler Paulus, 1977).

Uno de los métodos para la obtención de los valores representativos de las pendientes de los terrenos de una cuenca es el de las cuadrículas asociadas a un vector. Este método consiste en determinar la distribución porcentual de las pendientes de los terrenos por medio de una muestra estadística de las pendientes normales a las curvas de nivel de un número grande de puntos dentro de la cuenca (Monsalve Saenz, 1995).

- c) **Curva Hipsométrica.-** Es la representación gráfica del relieve de una hoya. Representa el estudio de la variación de la elevación de los varios terrenos de la hoya con referencia al nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestre el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones. Dicho gráfico se puede determinar planimetrando las áreas entre curvas de nivel (Monsalve Saenz, 1995).

2.8.6. n de Manning

Seleccionar adecuadamente el coeficiente de rugosidad n de Manning es muy importante para la precisión de las elevaciones a calcular de la superficie del agua. El valor de n de Manning es muy variable y depende de varios factores, entre los que se incluyen: la rugosidad de la superficie; vegetación; irregularidades del canal; alineación de canales; socavación y deposición; obstrucciones, tamaño y forma del canal.

Todos los factores anteriores deben estudiarse y evaluarse con respecto a las condiciones relacionadas con el tipo de canal, el estado de flujo, el grado de mantenimiento y otras consideraciones. Ellos dan una base para determinar el valor de n apropiado para un problema determinado. Como una guía general para la escogencia, debe aceptarse que las condiciones que tiendan a inducir turbulencia y a causar retardo incrementarán el valor de n , y aquellas que tiendan a reducir la turbulencia y el retardo disminuirán el valor de n .

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n . Mediante este procedimiento, el valor de n puede calcularse por

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Donde:

n_0 = valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados

n_1 = valor para corregir el efecto de las rugosidades superficiales

n_2 = valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal

n_3 = valor para considerar las obstrucciones

n_4 = valor para considerar la vegetación y las condiciones del flujo

m_5 = factor de corrección de los efectos por meandros en el canal

Los valores apropiados de n_0 a n_4 y m_5 serán seleccionados en la Tabla 68 de acuerdo a las condiciones dadas, adjuntada en el apéndice Anexos.

El método será aplicable solo a corrientes naturales sin revestimiento, canales de crecientes y canales de drenaje (Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, 1994).

Para el tramo que corresponde al recorrido mismo en la ciudad se tomara en cuenta la Tabla 69 para diferentes valores de canal artificial.

2.9. Aspectos Hidráulicos Modelamiento HEC-RAS

2.9.1. Tipos de Flujos

Chow (1994) desarrollo que el flujo en canales abiertos puede clasificarse en muchos tipos y describirse de varias maneras. La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio (Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, 1994).

a. Flujo Permanente

Se dice que el flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración

b. Flujo no Permanente

Se dice que el flujo en un canal abierto es no permanente si la profundidad de flujo cambia o puede suponerse no constante durante el intervalo de tiempo en consideración

En crecientes y oleadas, que es el caso del presente estudio son casos comunes de flujo no permanente, el nivel del flujo cambia instantáneamente a medida que las ondas pasan.

2.9.2. Ecuaciones Fundamentales en Flujo No Permanente.

Para la modelación de la propagación de avenidas en ríos se deben resolver las ecuaciones del flujo variable del agua en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant. Estas ecuaciones se deducen las ecuaciones a partir de las leyes físicas de conservación que rigen el flujo de un fluido en general.

Asumiendo algunas presunciones en el análisis a un fluido incompresible e isotrópico, como es el agua, se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes para el movimiento instantáneo, y de ellas se deducen, considerando variables medias en el tiempo, las ecuaciones de Reynolds. Su resolución exigiría una discretización tridimensional del dominio de estudio y el esquema numérico sería complejo, pero sobre todo muy costoso computacionalmente (Bladé, Sánchez, Sánchez, & Niñerola, 2009).

a. Ecuaciones de Saint Venant 2D

Las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales se obtienen a partir de las leyes físicas de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento. De ellas, para un fluido newtoniano e isotrópico se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes, que, particularizadas para describir las variables promediadas en un pequeño incremento de tiempo, se concretan en las ecuaciones de Reynolds.

En gran parte de los flujos en lámina libre, y especialmente en problemas de propagación de avenidas en ríos el valor de las variables cambia poco en un mismo vertical. Esta consideración permite pensar en una simplificación de las ecuaciones de Reynolds a dos dimensiones mediante un promedio

vertical de las ecuaciones tridimensionales. Para poder hacer esta simplificación se consideran las hipótesis siguientes:

- Profundidad de la capa de agua pequeña con relación a las otras dimensiones del problema.
- Distribución hidrostática de presiones en la vertical.
- Pendiente de solera reducida.

Estas tres hipótesis están estrechamente ligadas. Para que se cumpla la hipótesis de distribución hidrostática de presiones es necesario que las curvaturas de las líneas de corriente sean pequeñas. El cumplimiento de estas hipótesis implica además que las componentes de la velocidad y aceleración en el eje z son despreciables frente a las componentes en los otros ejes, y también que éstas últimas tienen una marcada uniformidad vertical.

Con esta integración de las ecuaciones de Reynolds en la profundidad, se obtienen las ecuaciones bidimensionales del flujo en canales abiertos o ecuaciones de *Saint Venant bidimensionales*:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu_1) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1^2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_1u_2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_1}(h+z_0) - \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho} + fhu_2 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_1}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_1x_2})$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu_2) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1u_2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_2^2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_2}(h+z_0) - \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho} + fhu_1 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_2}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_2x_2})$$

Donde u_1 y u_2 son las componentes de la velocidad (media en el sentido de Reynolds) integrada en la profundidad según x_1 y x_2 , τ_1 y τ_2 son los tensores de tensiones (de segundo orden) contra el fondo y la superficie libre respectivamente, f el coeficiente de Coriolis para tener en cuenta la rotación de la tierra y x_3 es el eje de coordenadas vertical y h es la profundidad de la lámina de agua, mientras que T_{xixj} responden a las son las fluctuaciones turbulentas de Reynolds (Bladé, Sánchez, Sánchez, & Niñerola, 2009).

CAPITULO III

3. Aspectos Generales Microcuenca Aplao

3.1. Ubicación ciudad de Aplao

La zona en estudio donde se realizaran las evaluaciones de peligro, se encuentra delimitada por:

Meridianos: 72°29'34" y 72°30'50" Longitud Oeste

Paralelos: 16°04'08"y 16°04'50"Latitud Sur

La ciudad de Aplao zona del presente estudio se ubica en el departamento de Arequipa, Provincia de Castilla, Distrito de Aplao (ver Imagen N° 15)

Imagen N° 15 Mapa de ubicación de la ciudad de Aplao



Fuente: Elaboración Propia

El valle de Majes geográficamente, está limitada por las cuencas de los ríos Ocoña al Norte, Quilca al Sur.

3.2. Suelos

El suelo corresponde a los conocido como planicie costanera; esta tiene la forma de una planicie interrumpida por elevaciones y quebradas tributarias del valle que aloja al río Majes.

El suelo sobre el que se asienta la ciudad de Aplao está conformado por una unidad netamente aluvioproluvial, producto de depósitos del río Majes y con aporte de sedimentos intermitentes de depósitos de antiguos huaycos dándole forma a un cono de deyección.

3.3. Población

La ciudad de Aplao, capital de la provincia de Castilla, es el centro urbano más importante del área, según el XII Censo Nacional de Población realizado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) cuenta con:

DISTRITO DE APLAO

Tabla 7 Población ciudad Aplao XII Censo Nacional de Población

POBLACION		TOTAL
MUJERES	HOMBRES	
4197	4238	8435

Fuente: (Instituto Nacional de Estadística e Informática(INEI), 2018)

Tabla 8 Población urbana y rural ciudad Aplao XII Censo Nacional de Población

URBANA		TOTAL	RURAL		TOTAL
MUJERES	HOMBRES		MUJERES	HOMBRES	
3338	3410	6748	859	828	1687

Fuente: (Instituto Nacional de Estadística e Informática(INEI), 2018)

El crecimiento poblacional conlleva a la construcción de nuevas viviendas, situación que preocupa ya que se ha ocupado casi la totalidad del área disponible para la expansión urbana hacia las partes altas; teniendo como única solución que generar un crecimiento hacia las zonas agrícolas pero debido a los altos costos de terrenos no se genera.

La principal actividad de la población es la agricultura, y en segundo término el comercio y la pesca de camarones.

3.4. Clima y vegetación

El clima de la ciudad de Aplao corresponde a una Región Costera siendo un clima desértico donde las precipitaciones pluviales son escasas e irregulares, con promedios anuales entre 2 y 12 mm, la humedad relativa media está entre los 60% y 90% y una temperatura medias anuales de 12°C y 27°C

Se caracteriza por contar con vegetación natural como: sauce, molle, huarango, cactáceas, tara, chilco y cactáceas: candelabro y tara presentes en zonas cercanas a canales de regadío, quebradas, riberas de río, terrazas fluvio-aluvionales zonas de cultivo, urbanizaciones, centros de esparcimiento, etc.

Además de contar con la actividad agrícola que se basa principalmente en la siembra de arroz, papa, caña de azúcar y frutales. (Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2001)

3.5. Antecedentes Históricos

Según los datos recabados de SENAMHI (ver Tabla 10) las lluvias más representativas presentadas en la ciudad de Aplao corresponde a 13 mm, 9 mm, 8 mm y 9.8 mm.

En el año 1984 podemos observar una alta precipitación y deducir la formación de huaycos de gran magnitud, pero no se cuenta con información precisa de los daños que se ocasionaron.

En Marzo del 2015 tenemos información más exacta, que a consecuencia de las intensas precipitaciones pluviales que llegaron a 8 m.m. en la zona, se activaron quebradas originándose huaycos que afectaron viviendas y vías de comunicación en los sectores de Caspani, Casquina, Villa Aplao, el Pedregal, Cosos y Ongoro ubicados en el distrito de Aplao, provincia de Castilla (Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), 2015).

Tabla 9 Evaluación de daños del 2015

UBICACIÓN	VIDA Y SALUD		VIVIENDAS Y LOCALES PÚBLICOS		TRANSPORTES Y COMUNICACIONES		SERVICIOS BÁSICOS	AGRICULTURA
	FAMILIAS DAMNIFICADAS	FAMILIAS AFECTADAS	VIVIENDAS INHABITABLES	VIVIENDAS AFECTADAS	TRAMOS DE CARRETERA AFECTADA (km)	CANALES DE RIEGO DESTRUIDOS	AGUA POTABLE AFECTADO (%)	ÁREAS DE CULTIVOS AFECTADOS (Has)
DPTO. AREQUIPA								
PROV. CASTILLA								
DIST. APLAO	43	250	43	250	0.50	1	100	80

Fuente: (Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), 2015)

El evento histórico que causó mayores daños fue el ocurrido el 07 de Febrero del 2019, a consecuencia de las fuertes precipitaciones pluviales que se venían registrando en la zona, se produjo un huayco, que causó daños a la vida y salud de las personas, afectó viviendas y la Red Vial Nacional, en el distrito de Aplao, provincia de Castilla.

Según INDECI, fueron 15 familias damnificadas, 50 familias afectadas, 3 personas fallecidas, 9 personas heridas, 08 viviendas colapsadas, 12 inhabitables, 07 con afectación moderada, 1 centro de Salud, la carretera, la energía eléctrica y el servicio de agua potable también se vieron afectados. En el acápite Anexos se adjuntan las imágenes del desastre.

Imagen N° 16 Calle Bolognesi – Ciudad de Aplao



Fuente: Facebook

Según manifestaciones recogidas por la población un evento de dicha magnitud se produjo hace 80 años (1939), pero del cual no se tienen datos de la precipitación producida ni de los daños ocasionados.

Analizando los datos históricos de precipitación acumulada de los eventos mencionados (ver Tabla 10), nos hace pensar que el huayco presentado en el año 2019 en base a la precipitación acumulada se debió presentar en los años de 1984, 2004 y 2015; sin embargo no se presentó dichos eventos de gran magnitud, lo que nos lleva a la conclusión que la lluvia producida en el año 2019 no representa la lluvia presentada en la parte alta de la microcuenca de Aplao la que conllevó a la caída del huayco.

Tabla 10 Precipitaciones máximas históricas relevantes

Numero de Orden	Año	Precipitación (mm)
1	1984	13
2	2004	9
3	2015	8
4	2019	9.8

Fuente: Elaboración Propia datos SENAMHI

CAPITULO IV

4. Características de la Microcuenca Aplao

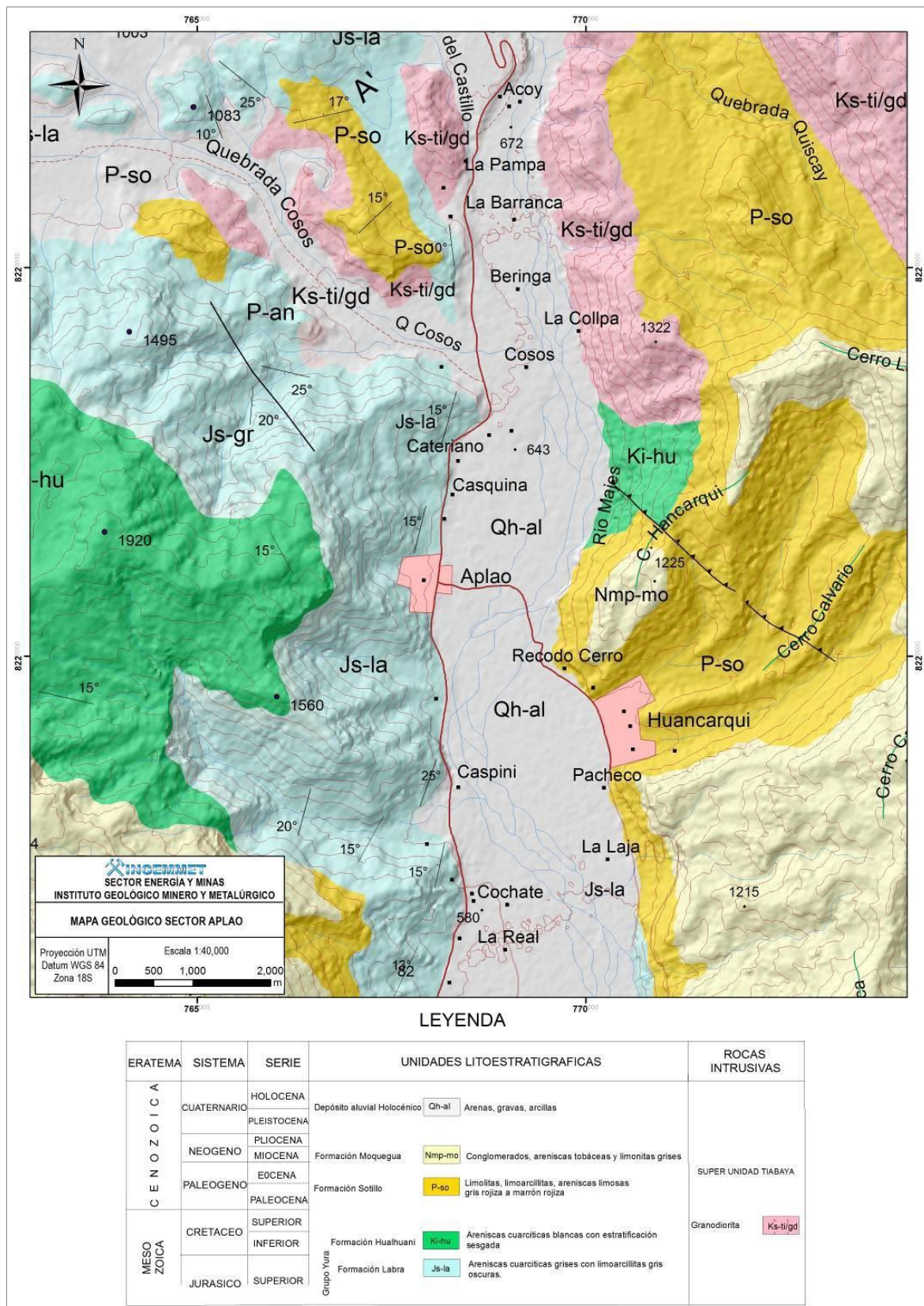
4.1. Geología

Ingemmet (2019) en su Informe de Evaluación de Peligros Geológicos en los sectores de Aplao, Casquina y Caspani indica que la ciudad de Aplao se encuentra ubicada en los cuadrángulos La Yesera (33-q) y Aplao (33-r), además según los mapas geológicos elaborados por J. Guizado y G. Guevara (1968) afirman que se encuentran afloramientos sedimentarios del Grupo Yura, conformados desde la base al tope por:

- Areniscas cuarcíticas de color gris blanco con estratificación sesgada y limoarcillas de color gris oscuras (Formación Labra)
- Areniscas cuarcíticas de color blanquecina con estratificación sesgada (Formación Hualhuani)
- En medio del paquete sedimentario de estratos del Grupo Yura, aflora de manera concordante con los depósitos sedimentarios un “sill” andesítico con textura porfirítica, el cual presente un color verde grisáceo

El piso del valle en el sector de Aplao está conformado por una unidad netamente aluvioproluvial, producto de depósitos del río Majes con aporte de sedimentos intermitentes de depósitos de antiguos huaycos.

Imagen N° 17 Mapa geológico del cuadrángulo 33-r y 33-q

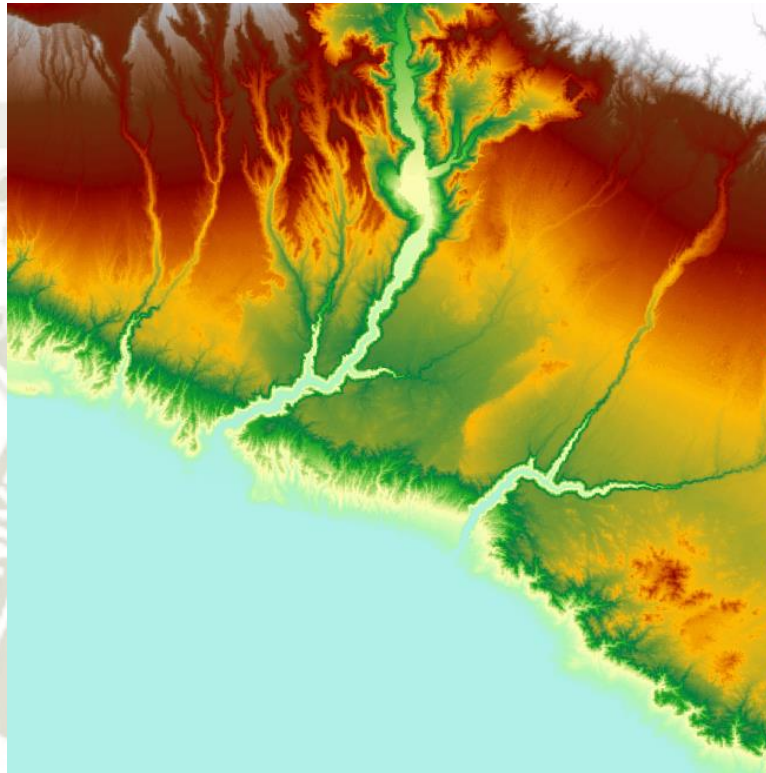


Fuente: (INGEMMET, 2019)

4.2. Topografía

Para la creación del modelo digital del terreno se utilizó un MDT descargado del geoservidor del MINAM correspondiente a los cuadrantes 33-r y 33-q (Imagen N° 18)

Imagen N° 18 Modelo Digital del Terreno cuadrantes 33-r,33-q



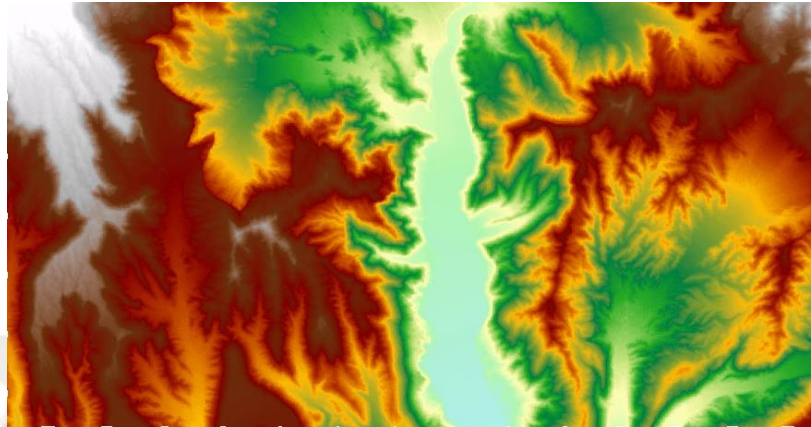
Fuente: Elaboración Propia

4.3. Geomorfología de la cuenca

Los parámetros geomorfológicos se obtuvieron mediante el software Arcgis 10.5 de uso gratuito, en el cual se realizara primeramente la delimitación de la microcuenca.

Se realizó la delimitación del área de estudio, realizando la extracción del modelo digital del terreno para la microcuenca de Aplao (Imagen N° 19)

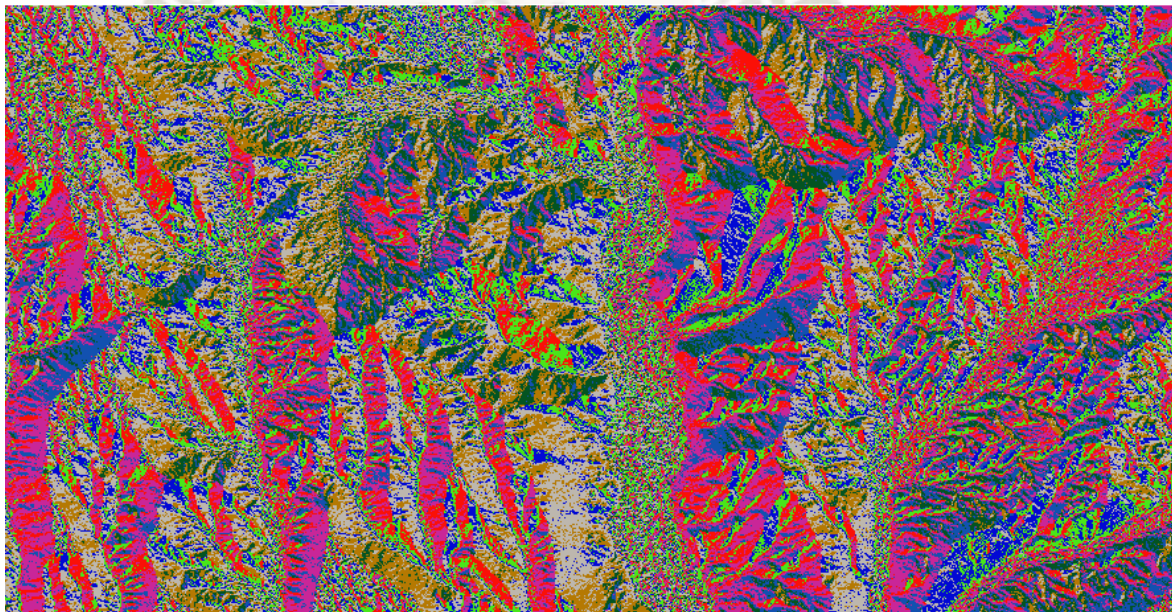
Imagen N° 19 Modelo Digital del Terreno Área de estudio



Fuente: Elaboración Propia

Se procedió a utilizar la herramienta Flow Direction para generar un Raster de las direcciones del flujo. (Imagen N° 20)

Imagen N° 20 Raster Flow Direction Microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia

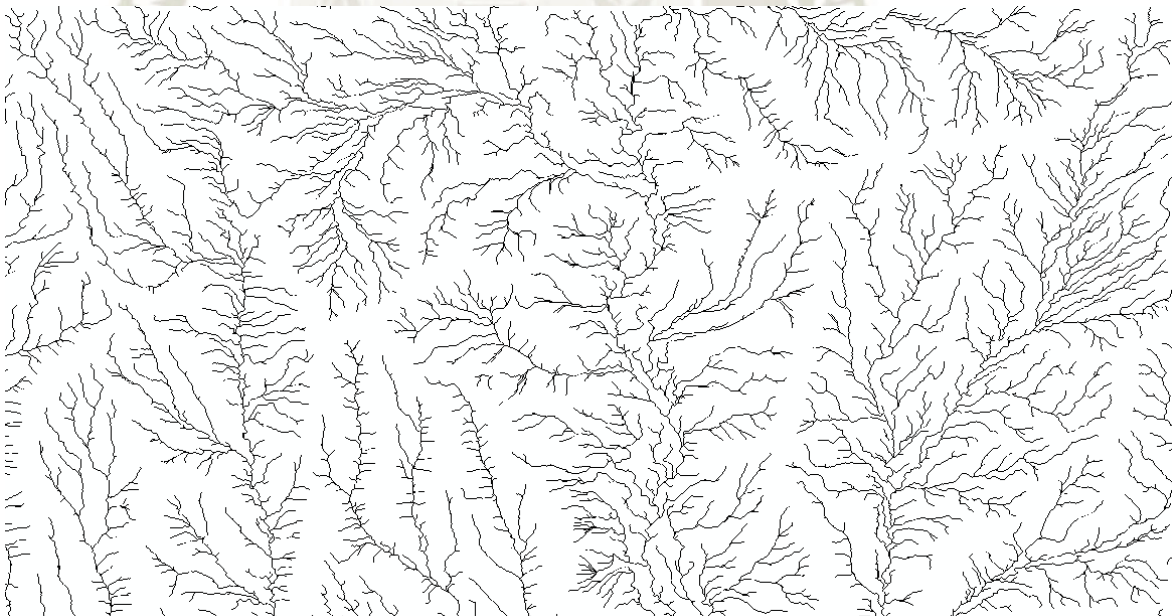
Posteriormente se utilizó la herramienta Flow Accumulation para obtener la acumulación del flujo (Imagen N° 21), sin embargo se modificó dicha acumulación mediante la herramienta Raster Calculator para obtener mayor redes de drenaje fijando como condición la de 150 celdas que viertan flujo y así obtener una mejor idea de la ubicación de nuestra microcuenca de estudio (Imagen N° 22), .

Imagen N° 21 Raster Flow Accumulation Microcuenca Aplao (INICIAL)



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 22 Raster Flow Accumulation Microcuenca Aplao

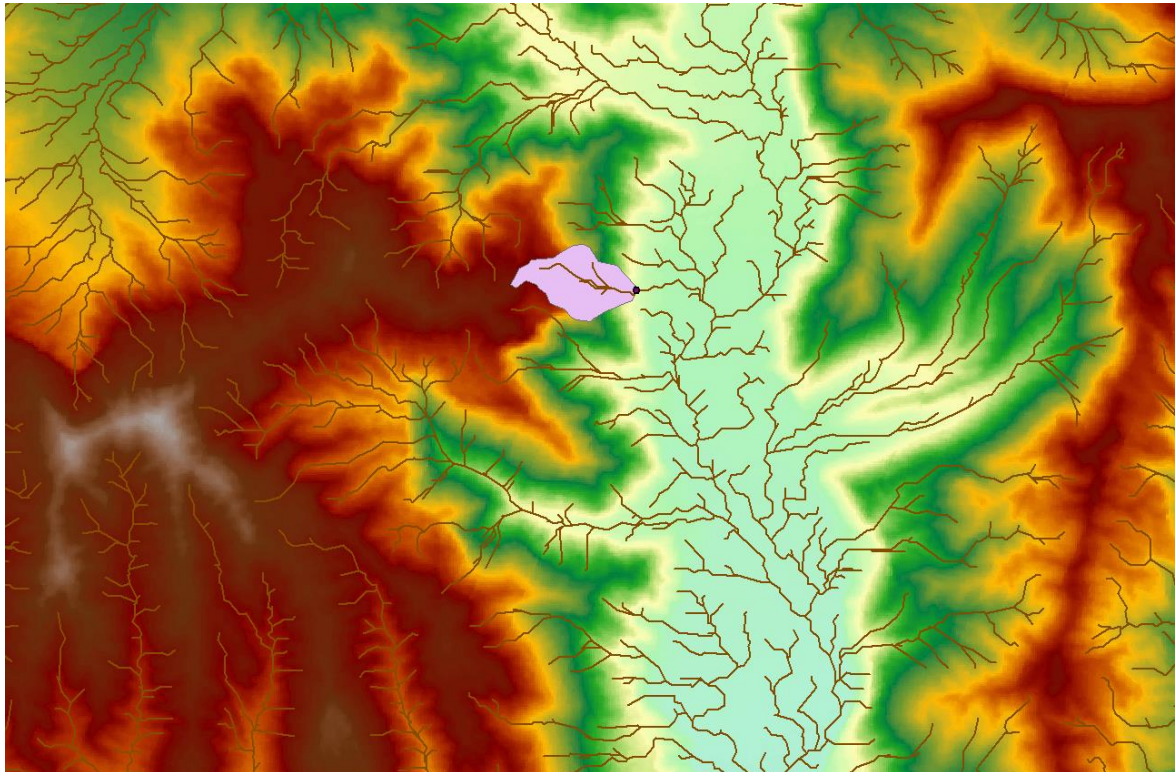


Fuente: Elaboración Propia

Finalmente realizamos la delimitación de la microcuenca Aplao creando primeramente un Shapefile del Punto de desfogue, el cual fue creado tomando como referencia un punto exportado de Google Earth Pro, con lo que seguidamente se aplicó la herramienta

“Watershep”.Obteniendo como resultado la delimitación de la microcuenca Aplao(Imagen N° 23).

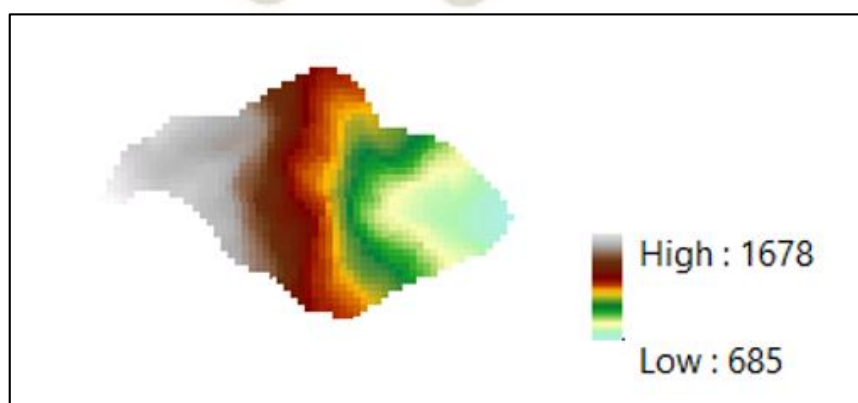
Imagen N° 23 Shapefile Microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia

Con lo que podremos realizar la extracción de la cuenca delimitada mediante la herramienta Extract by Mask del Modelo Digital del Terreno creado inicialmente, se observa de la Imagen N° 24 que el punto más alto de la microcuenca Aplao se encuentra a 1678 msnm y el punto más bajo a 685 msnm.

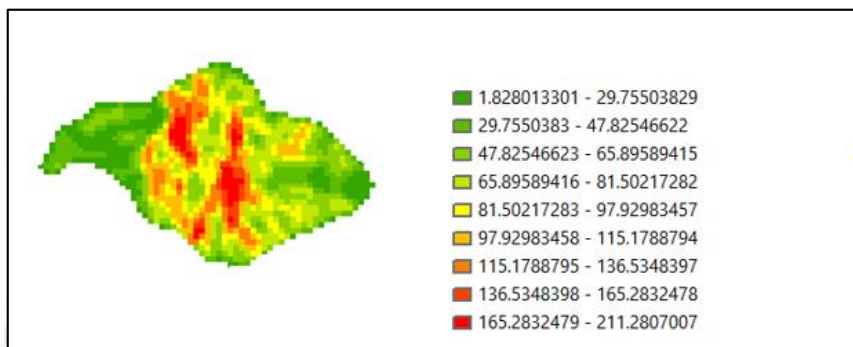
Imagen N° 24 DEM Microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia

En Arcgis 10.5 encontramos la herramienta Slope mediante la cual generaremos un mapa de pendientes (Imagen N° 25), mostrando los rangos para cada color de representación y su valor de pendiente en %.

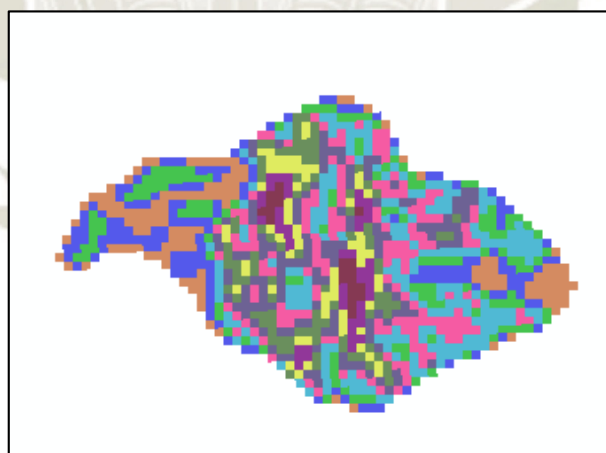
Imagen N° 25 Raster de pendientes Microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia

Luego realizaremos una reclasificación a las pendientes establecidas para cada cuadrícula del Modelo Digital del Terreno la cual se hizo para diez intervalos y así poder obtener un rango de pendientes (Imagen N° 26). Con lo cual obtendremos la pendiente media de la cuenca, curva hipsométricas y de frecuencia de altitudes

Imagen N° 26 Raster de pendientes reclasificadas Microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia

Con los procedimientos realizados anteriormente en el Software Arcgis 10.5 se obtuvieron los siguientes parámetros geomorfológicos.

Tabla 11 Cálculo pendiente media de la cuenca

Pendiente Teórica			Pendiente Real	
Límites de división		Promedio Límites (3)	Numero de Ocurrencias (4)	(5) (3)*(4)
L. Inferior (1)	L. Superior (2)			
0	10	5	132	660
10	20	15	158	2370
20	30	25	139	3475
30	40	35	206	7210
40	50	45	169	7605
50	60	55	142	7810
60	70	65	99	6435
70	80	75	65	4875
80	90	85	47	3995
90	100	95	21	1995
TOTAL			1178	46430
PENDIENTE MEDIA (%)			39.41	

Fuente: Elaboración Propia

Se obtuvo una pendiente media de la cuenca del 39.41 %

Tabla 12 Parámetros Geomorfológicos Microcuenca Aplao

Parámetro Geomorfológico	Valor
Área:	1.10 Km ²
Perímetro:	4.60 Km
Longitud de la cuenca de drenaje (L)	1.809 Km
Índice de Compacidad (I _c): $I_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$	1.24 una microcuenca de forma irregular muy distinta a un círculo y con poca tendencia a crecientes
Factos de Forma: $R_f = \frac{A}{L^2}$	0.33 ligera tendencia a alargamiento
Altura máxima	1678 msnm
Altura mínima	685 msnm
Pendiente media de la cuenca	39.41 %

Fuente: Elaboración Propia

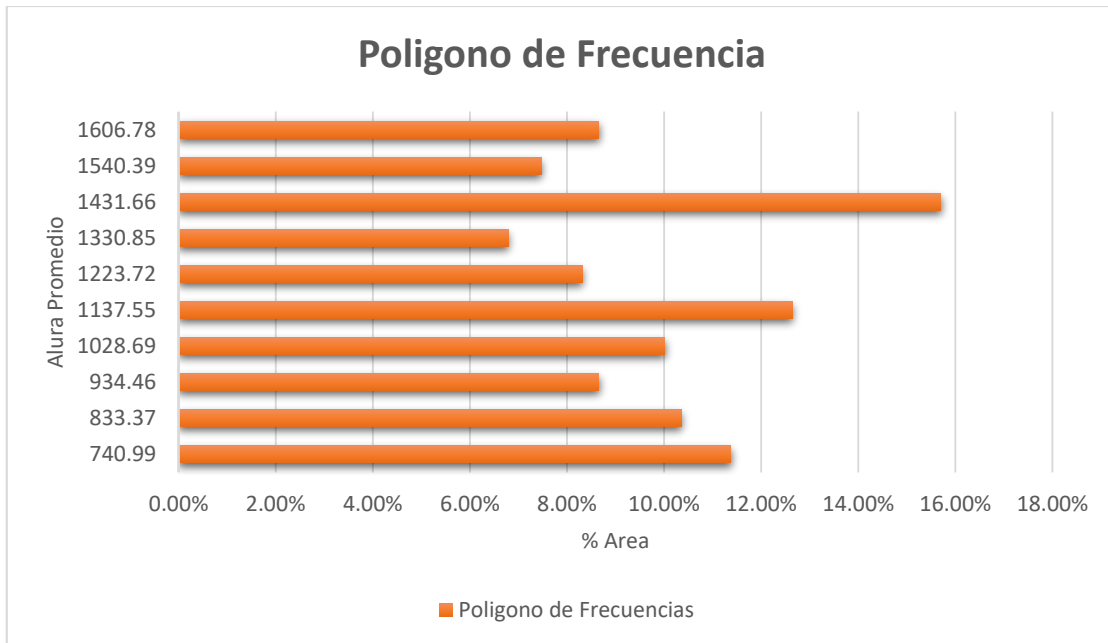
Tabla 13 Calculo Curva hipsométrica y Polígono de Frecuencias

División	Min (msnm)	Max (msnm)	Altura Promedio (m)	Área entre cotas (Km ²)	Área Acumulada (Km ²)	Área Acumulada %	Área entre cotas %
1.00	685.00	783.00	740.99	0.10	1.10	100.00%	11.38%
2.00	785.00	882.00	833.37	0.13	0.98	88.62%	10.36%
3.00	884.00	982.00	934.46	0.11	0.86	78.27%	8.66%
4.00	983.00	1082.00	1028.69	0.10	0.77	69.61%	10.02%
5.00	1083.00	1181.00	1137.55	0.11	0.66	59.59%	12.65%
6.00	1183.00	1280.00	1223.72	0.14	0.52	46.94%	8.32%
7.00	1282.00	1380.00	1330.85	0.09	0.43	38.62%	6.79%
8.00	1382.00	1479.00	1431.66	0.07	0.35	31.83%	15.70%
9.00	1480.00	1578.00	1540.39	0.17	0.18	16.13%	7.47%
10.00	1579.00	1678.00	1606.78	0.08	0.10	8.66%	8.66%

Área Total (Km ²)	1.10
----------------------------------	------

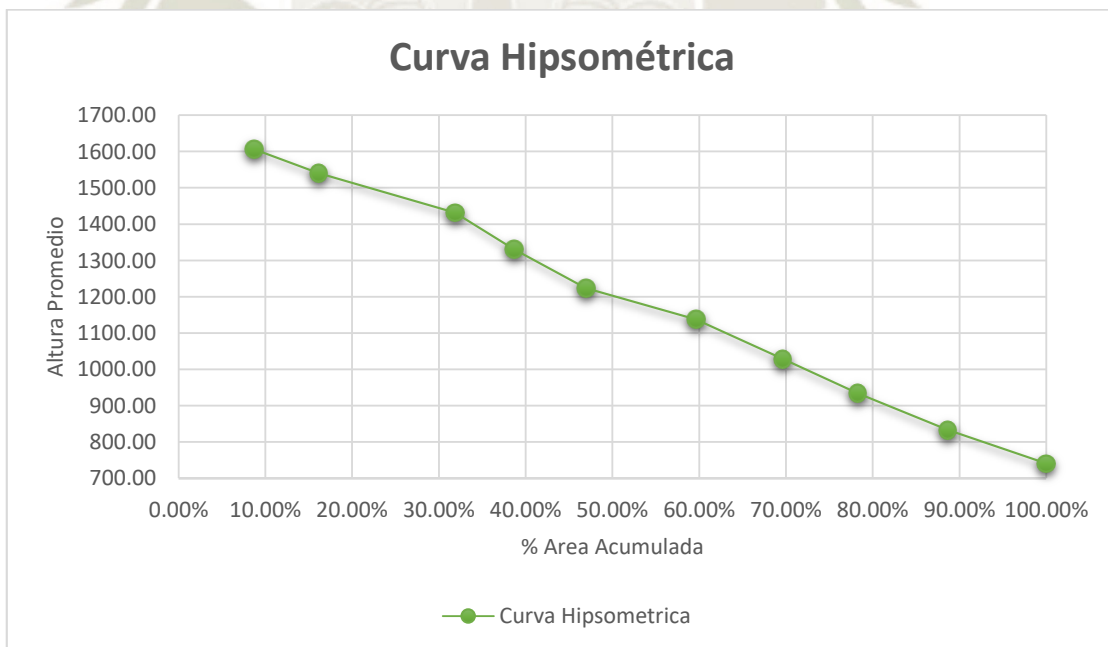
Se elaboro la Curva Hipsometrica y el Poligono de Frecuencias para la Microcuenca Aplao

Gráfico 3 Polígono de Frecuencias Microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 4 Curva Hipsométrica Microcuenca Aplao

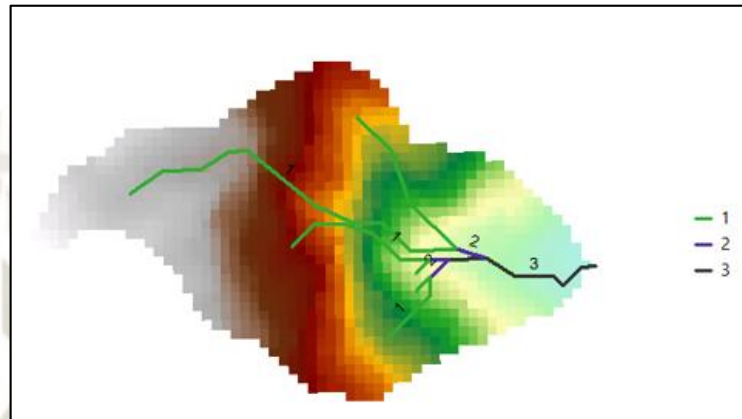


Fuente: Elaboración Propia

Del Gráfico 4 Curva Hipsométrica Microcuenca Aplao analizamos que el 80% del área está conformado por la parte alta y media de la microcuenca, y tan solo un 20% por la parte baja de la microcuenca.

Para obtener los parámetros físicos de la red de drenaje de la cuenca usaremos la herramienta Stream Order dando como resultado la red de drenaje correspondiente en la Imagen N° 27.

Imagen N° 27 Raster red de drenaje microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 14 Parámetros Geomorfológicos Microcuenca Aplao

Parámetro Geomorfológico	Valor
Numero de orden de red	3
Longitud de red de drenaje (L_s)	3.46 Km
Longitud del curso principal (L_b)	1.713 Km
Pendiente media del canal	52.4 %
Densidad de drenaje	3.14 Km/ Km ²
$D_D = \frac{L_s}{A}$	<p>El alto valor nos indica que presenta una rápida respuesta ante precipitaciones, además de presentando suelos poco permeables y con altas pendientes</p>

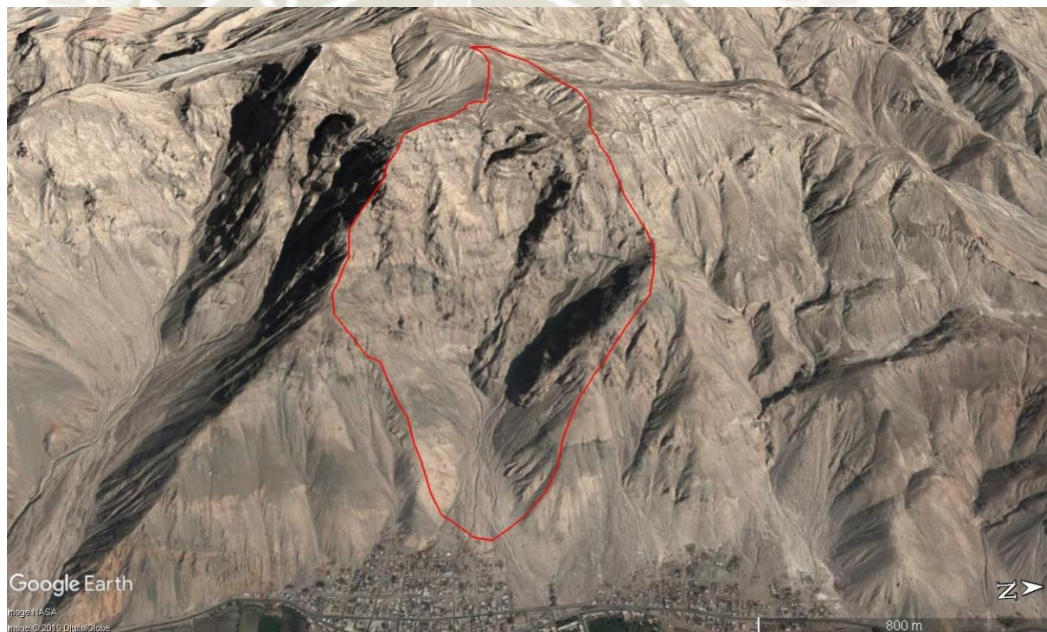
Fuente: Elaboración Propia

Descripción de Zona de Estudio

Los resultados obtenidos mediante el Software Argis 10.5 nos permitieron obtener una idea del comportamiento de la Microcuenca Aplao, con lo que se realizó una visita a la zona de estudio realizando las observaciones siguientes tanto para la parte alta, media y baja de la microcuenca:

Presenta un de cerro de alta pendiente, formando tres acantilado en la cima, desde donde se produce la acumulación de aguas produciendo la caída de rocas y tierra. Este material suelto es posteriormente acarreado por escorrentías superficiales a maneras de huaycos, con lluvias excepcionales en la parte media y baja de la microcuenca.

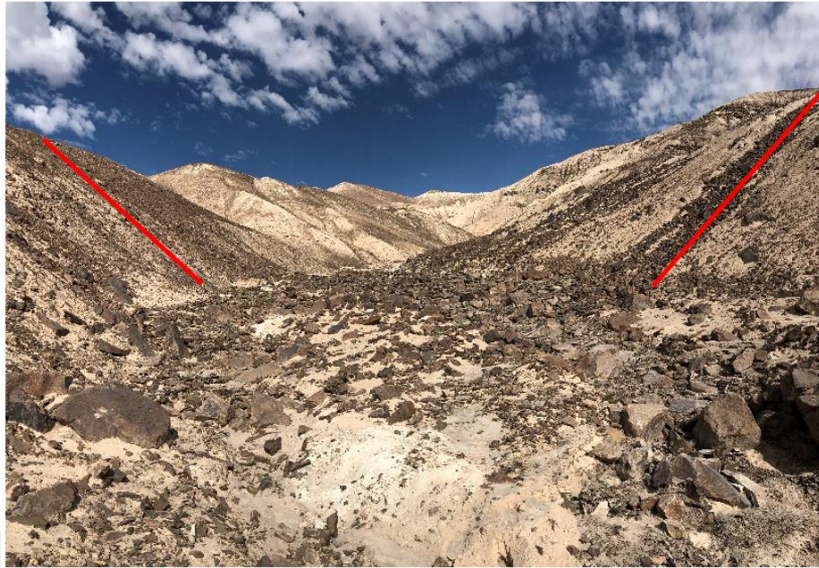
Imagen N° 28 Delimitación microcuenca Aplao



Fuente: Elaboración Propia extraído de Google Earth Pro

En la microcuenca alta se observa depósitos de piedra fractura y diques de andesitas suelta de fácil remoción, presentes en la trayectoria del flujo de los afluentes (ver Imagen N° 29, Imagen N° 30 e Imagen N° 31) afluentes que finalmente desembocan a la parte media. Las laderas presentes en los acantilados forman inclinaciones que varían entre los 40° y 60°.

Imagen N° 29 Acantilados parte alta de microcuenca, pendientes entre 40° y 60°



Fuente: Elaboración Propia



Imagen N° 31 Depósitos de andesitas presentes en la trayectoria del flujo en acantilados de la parte alta de microcuenca



Imagen N° 30 Depósitos de andesitas presentes en la trayectoria del flujo en acantilados de la parte alta de microcuenca

En lo que respecta a la parte media de la microcuenca se puede observar en la Imagen N° 32 diques de andesitas, depósitos de caída de huaycos pasados y depósitos de detritos en ambas laderas de la quebrada.

Se observa la presencia de 3 principales afluentes producto de los dos puntos ubicados en la parte alta de la microcuenca por donde descienden el flujo acumulado de los acantilados 1,2 y 3 produciendo el mayor arrastre de sedimentos, concentrado su trayectoria en la parte central (ver Imagen N° 33). Las laderas presentes en la parte media presentan pendientes entre 20° y 30° .

La microcuenca baja está conformada por rocas de gran tamaño a lo largo del cauce del huayco presentando una forma de abanico donde descansa los depósitos proluviales de huaycos antiguos (Imagen N° 34)

Imagen N° 32 Diques de Andesitas, (2) Depósitos de flujos de detritos en laderas, (3) Deposito de huaycos, (4) Areniscas



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 33 Afluentes presentes en la parte baja de microcuenca



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 34 Parte baja microcuenca rocas de gran tamaño



Fuente: Elaboración Propia

Estimación Número de Curva

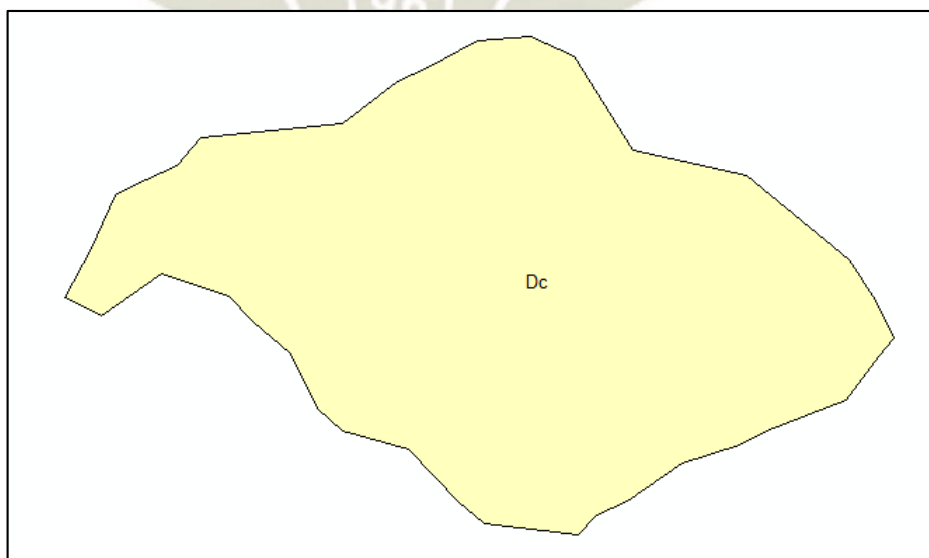
Para obtener las pérdidas por infiltración se utilizara el Método del Número de Curva de la Soil Conservation Service (1972).

El Número de Curva a considerar según el último evento ocurrido en el cual se produjeron precipitaciones en los 5 días previos, será para condiciones de humedad normales (AMC II) y también consideramos un escenario crítico para condiciones húmedas (AMC III).

Tomando en consideración los estudios Geomorfológicos realizando en la presente sección a la zona de estudio, podemos realizar la siguiente clasificación del suelo tanto para las microcuena alta, media y baja

Usando el Mapa de Cobertura Vegetal del Perú (Ministerio del Ambiente(MINAM), 2015), se realizara mediante el software Arcgis 10.5 y con ayuda de la herramienta Clip el recorte de la microcuena Aplao para el Mapa de Cobertura Vegetal del Perú; obteniendo la Imagen N° 35 que según la codificación correspondería a un Desierto Costero.

Imagen N° 35 Cobertura Vegetal Microcuena Aplao



Fuente: Elaboración Propia

Ademas según la clasificacion de los grupos de suelos de Ven Te Chow se tiene un suelo del tipo C y para condiciones de humedad AMC II y AMC III.

La cobertura vegetal y el NC correspondiente para la Microcuenca Aplao sería:

Tabla 15 Numero de Curva Microcuenca Aplao Condición Humedad AMC II

Cobertura vegetal	Área(km ²)	Numero de curva
Desierto costero	1.1	85

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16 Números de Curva según condiciones de humedad

Tipo	Numero de Curva (NC)
AMC (I)	71
AMC (II)	85
AMC (III)	93

Fuente: Elaboración Propia

4.4. Hidrología

4.4.1. Análisis de frecuencia de Precipitaciones Máximas Diarias

Precipitación máxima

La información pluviométrica que ha servido de base para la cuantificación de la escorrentía superficial es la correspondiente a precipitaciones máximas en 24 horas obtenidas de la estación más cercana, se ha tomado como referencia la estación de Aplao, información obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

Sim embargo la altitud a la que se encuentra la estación meteorológica de Aplao de 618 msnm no proporciona un comportamiento real de las precipitación que se pueden presentar en la parte alta de la microcuenca (1678 msnm), por lo que se

tomó los datos de la estación de Ayo por encontrarse a una altura cercana a la altitud máxima presentada.

En conclusión se tomaron como referencia las estaciones meteorológicas de Aplao y Ayo; todas siendo de tipo convencional (no presentan pluviógrafo).

Tabla 17 Estación pluviométrica Aplao

Departamento :	AREQUIPA	Provincia :	CASTILLA	Distrito :	APLAO
Latitud :	16° 4' 22.36"	Longitud :	72° 29' 32.13"	Altitud :	618
Entidad :	SENAMHI	Tipo :	PLUVIOMETRICA	Periodo :	1964- 2019

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18 Estación pluviométrica Ayo

Departamento :	AREQUIPA	Provincia :	CASTILLA	Distrito :	AYO
Latitud :	15° 40' 45"	Longitud :	72° 16' 13"	Altitud :	1956
Entidad :	SENAMHI	Tipo :	PLUVIOMETRICA	Periodo :	1964- 2014

Fuente: Elaboración Propia

AÑOS	MESES											
	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB	OCTUB	NOVIEM	DICIEM
1964	0	0	7.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9
1965	0.6	0	0	0	0	0	0	0	2.2	0	0	1.7
1966	0	0	0	0	1.7	0	0	0	0	2.2	0.3	0
1967	7.3	0.01	1.7	0.01	0	0	0	0	0.01	0	0	0
1968	0.5	0.6	0.2	0	0	0.01	0	0	0.01	0.01	0.01	0.01
1969	1.3	0.3	0.01	0.01	0	0	0	0	0	0	0	1.5
1970	7.5	2.8	0.01	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0
1971	3.1	0	0	0	0	0	0	0.01	0	0	0	4.7
1972	1.8	1.4	2.8	0	0	0	0	0	0	1.4	0	0.01
1973	0.01	6.3	1	0.01	0	0	0	0.01	0.3	0	0	0
1974	0.01	0.01	0	0	0	0	0	1.4	0	0	0	0.01
1975	0.01	1.2	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0.01
1976	5.4	0.01	1.3	0	0	0	1.4	0	0.01	0	0	0

AÑOS	MESES											
	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB	OCTUB	NOVIEM	DICIEM
1977	0	1.8	0	0	0	0	0	0	0.01	0	0	0.01
1978	0.3	0	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1979	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1980	0	0.01	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0.3
1981	1	2.3	0.7	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0
1982	0.01	0.01	0.01	0	0	0.01	0	0	0.01	0	0	0.01
1983	0	0	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0
1984	0	1.1	13	0	0	0	0	0.01	0	0	0.2	0
1985	0	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0.01
1986	1.2	6	0	0	0.01	0	0	0.2	0	0	1.6	0.9
1987	0.8	0.01	0	0	0	0	0.01	0	0	0.01	0	0
1988	0.01	0.01	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1989	0.01	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

AÑOS	MESES											
	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB	OCTUB	NOVIEM	DICIEM
1990	0	0	0.01	0	0	0.01	0	0	0	0.01	0	1.6
1991	0	0	0.9	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0
1992	0.01	0	0.01	0	2.8	0	0	0	0	0	0	0
1993	0.3	0	0	0	0	0	0	0.01	0	0	0	0
1994	1.2	0.01	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0
1995	2.1	0	1.2	0	0	0	0	0	0.01	0	0.01	0
1996	0	1.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1997	0.8	3.6	3.7	0	0	0	0	0.01	1.8	0	0	2.4
1998	0.4	0.01	1.2	0	0	0.01	0	0	0	0	0.01	0.4
1999	0.9	0.7	1.4	0	0	0	0	0	0	0.01	0	1
2000	0.01	0.01	1	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0
2001	0.01	1.3	2	0	0	0	0	0.01	0	0	0	0
2002	4.4	4.8	3.5	0.01	0.01	0	3	0	0	0	0.01	0.01

AÑOS	MESES											
	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB	OCTUB	NOVIEM	DICIEM
2003	0	0	0.01	0	0	0	0.01	0	0	0	0	0
2004	2.1	9	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0.01
2005	0.01	1.3	0	0.01	0	0	0	0	0.01	0	0	1.7
2006	0.01	0.9	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2007	2.7	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2008	6.4	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2009	0.01	0.01	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0
2010	0.01	0.9	0	0.01	0.01	0	0	0	0	0	0	0
2011	0	2.3	0	0.3	0.01	0	0	0	0	0	0	0.01
2012	0.3	0.5	0.2	3.2	0	0	0	0	0	0	0	0.4
2013	6.8	3.4	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2014	0	0	0.01	0.01	0	0	0	0	0.01	0	0	0
2015	0.01	0.01	8	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0

AÑOS	MESES											
	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB	OCTUB	NOVIEM	DICIEM
2016	0	2.6	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
2017	3.6	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
2018	2	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2019	0.5	9.8	0	0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D

Tabla 19 Serie histórica Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm)- Estación Aplao Senamhi

S/D: Sin dato histórico

Luego se obtuvo las precipitaciones máximas en 24 horas para cada año

Tabla 20 Precipitaciones máximas en 24 horas

Numero de Orden	Año	Precipitación (mm)
1	1964	7.2
2	1965	2.2
3	1966	2.2
4	1967	7.3
5	1968	0.6
6	1969	1.5
7	1970	7.5
8	1971	4.7
9	1972	2.8
10	1973	6.3
11	1974	1.4
12	1975	1.2
13	1976	5.4
14	1977	1.8
15	1978	0.3
16	1979	0
17	1980	0.3
18	1981	2.3
19	1982	0.01
20	1983	0.01
21	1984	13
22	1985	0.01
23	1986	6
24	1987	0.8

Numero de Orden	Año	Precipitación (mm)
25	1988	0.4
26	1989	0.5
27	1990	1.6
28	1991	0.9
29	1992	2.8
30	1993	0.3
31	1994	1.2
32	1995	2.1
33	1996	1.3
34	1997	3.7
35	1998	1.2
36	1999	1.4
37	2000	1
38	2001	2
39	2002	4.8
40	2003	0.01
41	2004	9
42	2005	1.7
43	2006	0.9
44	2007	2.7
45	2008	6.4
46	2009	0.01
47	2010	0.9
48	2011	2.3
49	2012	3.2

Numero de Orden	Año	Precipitación (mm)
50	2013	6.8
51	2014	0.01
52	2015	8
53	2016	2.6
54	2017	3.6
55	2018	2
56	2019	9.8

Fuente: *Elaboración Propia*

Con el uso del programa Hidroesta 2.0, se evaluó las series históricas de las precipitaciones. Esta evaluación se realizó con 8 modelos probabilísticos, considerando un nivel de significancia de 5%, método de estimación de parámetros y pruebas de bondad de ajuste por Kolmogorov – Smirnov.

– Distribución Normal

Tabla 21 Distribución Log Normal Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.0175	0.1668	0.1493	0.1919	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	0.1668	0.1318		NO
1966	2.2	3	0.01	0.0526	0.1668	0.1142		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	0.1668	0.0967		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	0.1668	0.0791		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	0.1668	0.0616		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	0.1668	0.044		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	0.1926	0.0523		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	0.1926	0.0347		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1973	6.3	10	0.3	0.1754	0.1926	0.0172		
1974	1.4	11	0.4	0.193	0.2021	0.0091		
1975	1.2	12	0.5	0.2105	0.2118	0.0012		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	0.2217	0.0063		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	0.2425	0.0032		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	0.2532	0.01		
1979	0	16	0.9	0.2807	0.2532	0.0275		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	0.2532	0.045		
1981	2.3	18	1	0.3158	0.2642	0.0516		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	0.2869	0.0465		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	0.2869	0.064		
1984	13	21	1.2	0.3684	0.2869	0.0816		
1985	0.01	22	1.3	0.386	0.2985	0.0874		
1986	6	23	1.4	0.4035	0.3104	0.0931		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	0.3104	0.1106		
1988	0.4	25	1.5	0.4386	0.3225	0.1161		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	0.3348	0.1214		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	0.3472	0.1264		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0.3599	0.1314		
1992	2.8	29	2	0.5088	0.3856	0.1232		
1993	0.3	30	2	0.5263	0.3856	0.1408		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0.3986	0.1452		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0.4118	0.1496		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0.4118	0.1672		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0.425	0.1715		
1998	1.2	35	2.3	0.614	0.425	0.189		
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0.4653	0.1663		
2000	1	37	2.7	0.6491	0.4788	0.1703		
2001	2	38	2.8	0.6667	0.4923	0.1743		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0.4923	0.1919		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0.5464	0.1553		
2004	9	41	3.6	0.7193	0.5997	0.1196		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0.6127	0.1241		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0.7343	0.02		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0.7454	0.0266		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	0.8061	0.0167		
2009	0.01	46	6	0.807	0.8571	0.0501		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	0.8789	0.0543		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	0.8856	0.0435		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	0.9097	0.0501		
2013	6.8	50	7.2	0.8772	0.9299	0.0527		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	0.9343	0.0396		
2015	8	52	7.5	0.9123	0.9426	0.0303		
2016	2.6	53	8	0.9298	0.9597	0.0298		
2017	3.6	54	9	0.9474	0.9815	0.0342		
2018	2	55	9.8	0.9649	0.9908	0.0259		
2019	9.8	56	13	0.9825	0.9997	0.0173		
			Media	2.8566				
			Desviación Estándar	2.9446				

– Distribución Log Normal 2 Parámetros

Tabla 22 Distribución Log Normal 2 Parámetros Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.0175	0.0097	0.0078	0.1969	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	0.0097	0.0254		NO
1966	2.2	3	0.01	0.0526	0.0097	0.0429		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	0.0097	0.0605		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	0.0097	0.078		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	0.0097	0.0956		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	0.0097	0.1131		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	0.2589	0.1186		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	0.2589	0.101		
1973	6.3	10	0.3	0.1754	0.2589	0.0835		
1974	1.4	11	0.4	0.193	0.3073	0.1143		
1975	1.2	12	0.5	0.2105	0.3473	0.1368		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	0.3813	0.1533		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	0.4368	0.1912		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	0.46	0.1969		
1979	0	16	0.9	0.2807	0.46	0.1793		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	0.46	0.1618		
1981	2.3	18	1	0.3158	0.4808	0.1651		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	0.517	0.1837		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	0.517	0.1661		
1984	13	21	1.2	0.3684	0.517	0.1486		
1985	0.01	22	1.3	0.386	0.5328	0.1469		
1986	6	23	1.4	0.4035	0.5475	0.144		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	0.5475	0.1264		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1988	0.4	25	1.5	0.4386	0.561	0.1224		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	0.5736	0.1175		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	0.5854	0.1117		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0.5965	0.1052		
1992	2.8	29	2	0.5088	0.6166	0.1078		
1993	0.3	30	2	0.5263	0.6166	0.0903		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0.6258	0.082		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0.6346	0.0732		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0.6346	0.0556		
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0.6429	0.0464		
1998	1.2	35	2.3	0.614	0.6429	0.0288		
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0.6653	0.0338		
2000	1	37	2.7	0.6491	0.6721	0.023		
2001	2	38	2.8	0.6667	0.6786	0.012		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0.6786	0.0056		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0.702	0.0003		
2004	9	41	3.6	0.7193	0.722	0.0027		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0.7266	0.0103		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0.7647	0.0103		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0.7679	0.004		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	0.7854	0.0041		
2009	0.01	46	6	0.807	0.8003	0.0067		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	0.8071	0.0175		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	0.8092	0.0329		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	0.8173	0.0424		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
2013	6.8	50	7.2	0.8772	0.8247	0.0525		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	0.8265	0.0683		
2015	8	52	7.5	0.9123	0.8299	0.0824		
2016	2.6	53	8	0.9298	0.8379	0.0919		
2017	3.6	54	9	0.9474	0.8519	0.0955		
2018	2	55	9.8	0.9649	0.8614	0.1035		
2019	9.8	56	13	0.9825	0.8901	0.0923		
			u_y	0.0966				
			S_y	2.0113				

Fuente: Elaboración Propia tomando resultados de software Hidroesta 2.0

– Distribución Log Normal 3 Parámetros

Tabla 23 Distribución Log Normal 3 Parámetros Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	Z	F(z)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.0175	-1.7455	0.0405	0.0229	0.0824	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	-1.7455	0.0405	0.0054		SI
1966	2.2	3	0.01	0.0526	-1.7455	0.0405	0.0122		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	-1.7455	0.0405	0.0297		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	-1.7455	0.0405	0.0473		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	-1.7455	0.0405	0.0648		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	-1.7455	0.0405	0.0824		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	-1.1715	0.1207	0.0196		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	-1.1715	0.1207	0.0372		
1973	6.3	10	0.3	0.1754	-1.1715	0.1207	0.0547		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	Z	F(z)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	1.4	11	0.4	0.193	-1.03	0.1515	0.0415		
1975	1.2	12	0.5	0.2105	-0.9057	0.1826	0.028		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	-0.7947	0.2134	0.0147		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	-0.6034	0.2731	0.0275		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	-0.5196	0.3017	0.0385		
1979	0	16	0.9	0.2807	-0.5196	0.3017	0.021		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	-0.5196	0.3017	0.0034		
1981	2.3	18	1	0.3158	-0.4422	0.3292	0.0134		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	-0.3028	0.381	0.0477		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	-0.3028	0.381	0.0301		
1984	13	21	1.2	0.3684	-0.3028	0.381	0.0126		
1985	0.01	22	1.3	0.386	-0.2397	0.4053	0.0193		
1986	6	23	1.4	0.4035	-0.1801	0.4285	0.025		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	-0.1801	0.4285	0.0075		
1988	0.4	25	1.5	0.4386	-0.1239	0.4507	0.0121		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	-0.0705	0.4719	0.0157		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	-0.0198	0.4921	0.0184		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0.0285	0.5114	0.0201		
1992	2.8	29	2	0.5088	0.1188	0.5473	0.0385		
1993	0.3	30	2	0.5263	0.1188	0.5473	0.021		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0.1612	0.564	0.0202		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0.2018	0.58	0.0186		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0.2018	0.58	0.001		
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0.241	0.5952	0.0013		
1998	1.2	35	2.3	0.614	0.241	0.5952	0.0188		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	Z	F(z)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0.3501	0.6369	0.0053		
2000	1	37	2.7	0.6491	0.3841	0.6495	0.0004		
2001	2	38	2.8	0.6667	0.417	0.6616	0.005		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0.417	0.6616	0.0226		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0.5389	0.705	0.0033		
2004	9	41	3.6	0.7193	0.6478	0.7414	0.0221		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0.6733	0.7496	0.0128		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0.8988	0.8156	0.0612		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0.9189	0.8209	0.049		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	1.0316	0.8489	0.0594		
2009	0.01	46	6	0.807	1.1332	0.8714	0.0644		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	1.1804	0.8811	0.0565		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	1.1957	0.8841	0.042		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	1.2546	0.8952	0.0355		
2013	6.8	50	7.2	0.8772	1.3104	0.905	0.0278		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	1.3239	0.9072	0.0125		
2015	8	52	7.5	0.9123	1.3503	0.9115	0.0007		
2016	2.6	53	8	0.9298	1.4136	0.9213	0.0086		
2017	3.6	54	9	0.9474	1.5295	0.9369	0.0104		
2018	2	55	9.8	0.9649	1.6137	0.9467	0.0182		
2019	9.8	56	13	0.9825	1.8947	0.9709	0.0115		
			x_0	-0.3779					
			u_y	0.7506					
			S_y	0.9727					

Fuente: Elaboración Propia tomando resultados de software Hidroesta 2.0

– Distribución Gamma 2 parámetros

Tabla 24 Distribución Gamma 2 parámetros Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.017	0.0222	0.0046	0.106	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	0.0222	0.0129		SI
1966	2.2	3	0.01	0.0526	0.0222	0.0305		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	0.0222	0.048		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	0.0222	0.0655		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	0.0222	0.0831		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	0.0222	0.1006		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	0.1919	0.0516		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	0.1919	0.034		
1973	6.3	10	0.3	0.1754	0.1919	0.0165		
1974	1.4	11	0.4	0.193	0.2288	0.0359		
1975	1.2	12	0.5	0.2105	0.2618	0.0513		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	0.2918	0.0638		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	0.3451	0.0995		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	0.3691	0.106		
1979	0	16	0.9	0.2807	0.3691	0.0884		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	0.3691	0.0709		
1981	2.3	18	1	0.3158	0.3917	0.0759		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	0.433	0.0997		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	0.433	0.0822		
1984	13	21	1.2	0.3684	0.433	0.0646		
1985	0.01	22	1.3	0.386	0.4521	0.0662		
1986	6	23	1.4	0.4035	0.4703	0.0668		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	0.4703	0.0493		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1988	0.4	25	1.5	0.4386	0.4876	0.049		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	0.5041	0.048		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	0.5199	0.0463		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0.5351	0.0438		
1992	2.8	29	2	0.5088	0.5635	0.0547		
1993	0.3	30	2	0.5263	0.5635	0.0372		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0.5769	0.033		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0.5897	0.0283		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0.5897	0.0107		
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0.6021	0.0056		
1998	1.2	35	2.3	0.614	0.6021	0.012		
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0.6365	0.0049		
2000	1	37	2.7	0.6491	0.6471	0.002		
2001	2	38	2.8	0.6667	0.6574	0.0093		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0.6574	0.0268		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0.6951	0.0067		
2004	9	41	3.6	0.7193	0.728	0.0087		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0.7356	0.0012		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0.7997	0.0453		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0.8051	0.0332		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	0.8343	0.0448		
2009	0.01	46	6	0.807	0.8588	0.0518		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	0.8696	0.045		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	0.8729	0.0308		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	0.8856	0.026		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
2013	6.8	50	7.2	0.8772	0.8969	0.0197		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	0.8996	0.0048		
2015	8	52	7.5	0.9123	0.9046	0.0076		
2016	2.6	53	8	0.9298	0.9162	0.0136		
2017	3.6	54	9	0.9474	0.9351	0.0123		
2018	2	55	9.8	0.9649	0.947	0.0179		
2019	9.8	56	13	0.9825	0.9761	0.0063		
			α	-0.3779				
			β	0.7506				

Fuente: Elaboración Propia tomando resultados de software Hidroesta 2.0

– Distribución Gamma 3 parámetros

Tabla 25 Distribución Gamma 3 parámetros Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.017	0.1335	0.116	0.116	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	0.1335	0.0985		SI
1966	2.2	3	0.01	0.0526	0.1335	0.0809		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	0.1335	0.0634		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	0.1335	0.0458		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	0.1335	0.0283		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	0.1335	0.0107		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	0.1816	0.0413		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	0.1816	0.0237		
1973	6.3	10	0.3	0.1754	0.1816	0.0062		
1974	1.4	11	0.4	0.193	0.1988	0.0058		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1975	1.2	12	0.5	0.2105	0.2161	0.0056		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	0.2336	0.0055		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	0.2687	0.0231		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	0.2863	0.0232		
1979	0	16	0.9	0.2807	0.2863	0.0056		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	0.2863	0.0119		
1981	2.3	18	1	0.3158	0.3039	0.0119		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	0.3387	0.0053		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	0.3387	0.0122		
1984	13	21	1.2	0.3684	0.3387	0.0298		
1985	0.01	22	1.3	0.386	0.3559	0.0301		
1986	6	23	1.4	0.4035	0.3729	0.0306		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	0.3729	0.0481		
1988	0.4	25	1.5	0.4386	0.3898	0.0488		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	0.4065	0.0496		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	0.4229	0.0507		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0.4392	0.0521		
1992	2.8	29	2	0.5088	0.4708	0.038		
1993	0.3	30	2	0.5263	0.4708	0.0555		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0.4862	0.0576		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0.5014	0.06		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0.5014	0.0776		
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0.5162	0.0803		
1998	1.2	35	2.3	0.614	0.5162	0.0978		
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0.559	0.0726		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
2000	1	37	2.7	0.6491	0.5727	0.0765		
2001	2	38	2.8	0.6667	0.586	0.0807		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0.586	0.0982		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0.6362	0.0655		
2004	9	41	3.6	0.7193	0.6816	0.0377		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0.6922	0.0447		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0.7827	0.0284		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0.7904	0.0184		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	0.8314	0.0419		
2009	0.01	46	6	0.807	0.865	0.058		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	0.8794	0.0549		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	0.8839	0.0418		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	0.9003	0.0407		
2013	6.8	50	7.2	0.8772	0.9145	0.0373		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	0.9178	0.023		
2015	8	52	7.5	0.9123	0.9239	0.0116		
2016	2.6	53	8	0.9298	0.9374	0.0076		
2017	3.6	54	9	0.9474	0.9579	0.0106		
2018	2	55	9.8	0.9649	0.9695	0.0046		
2019	9.8	56	13	0.9825	0.9919	0.0094		
			x_0	-1.3343				
			u_y	2.0256				
			S_y	2.069				

Fuente: Elaboración Propia tomando resultados de software Hidroesta 2.0

– Distribución Log Pearson Tipo III

Tabla 26 Distribución Log Pearson Tipo III Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.0175	0	0.0175	0.9825	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	0	0.0351		NO
1966	2.2	3	0.01	0.0526	0	0.0526		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	0	0.0702		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	0	0.0877		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	0	0.1053		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	0	0.1228		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	0	0.1404		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	0	0.1579		
1973	6.3	10	0.3	0.1754	0	0.1754		
1974	1.4	11	0.4	0.193	0	0.193		
1975	1.2	12	0.5	0.2105	0	0.2105		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	0	0.2281		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	0	0.2456		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	0	0.2632		
1979	0	16	0.9	0.2807	0	0.2807		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	0	0.2982		
1981	2.3	18	1	0.3158	0	0.3158		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	0	0.3333		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	0	0.3509		
1984	13	21	1.2	0.3684	0	0.3684		
1985	0.01	22	1.3	0.386	0	0.386		
1986	6	23	1.4	0.4035	0	0.4035		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	0	0.4211		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{\max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1988	0.4	25	1.5	0.4386	0	0.4386		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	0	0.4561		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	0	0.4737		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0	0.4912		
1992	2.8	29	2	0.5088	0	0.5088		
1993	0.3	30	2	0.5263	0	0.5263		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0	0.5439		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0	0.5614		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0	0.5789		
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0	0.5965		
1998	1.2	35	2.3	0.614	0	0.614		
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0	0.6316		
2000	1	37	2.7	0.6491	0	0.6491		
2001	2	38	2.8	0.6667	0	0.6667		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0	0.6842		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0	0.7018		
2004	9	41	3.6	0.7193	0	0.7193		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0	0.7368		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0	0.7544		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0	0.7719		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	0	0.7895		
2009	0.01	46	6	0.807	0	0.807		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	0	0.8246		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	0	0.8421		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	0	0.8596		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
2013	6.8	50	7.2	0.8772	0	0.8772		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	0	0.8947		
2015	8	52	7.5	0.9123	0	0.9123		
2016	2.6	53	8	0.9298	0	0.9298		
2017	3.6	54	9	0.9474	0	0.9474		
2018	2	55	9.8	0.9649	0	0.9649		
2019	9.8	56	13	0.9825	0	0.9825		
			x_0	2.8474				
			α	1.8706				
			β	-1.4705				

Fuente: Elaboración Propia tomando resultados de software Hidroesta 2.0

– Distribución Gumbel

Tabla 27 Distribución Gumbel Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.0175	0.1437	0.1262	0.1262	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	0.1437	0.1086		SI
1966	2.2	3	0.01	0.0526	0.1437	0.0911		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	0.1437	0.0735		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	0.1437	0.056		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	0.1437	0.0385		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	0.1437	0.0209		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	0.1809	0.0406		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	0.1809	0.023		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{\max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1973	6.3	10	0.3	0.1754	0.1809	0.0055		
1974	1.4	11	0.4	0.193	0.1946	0.0016		
1975	1.2	12	0.5	0.2105	0.2087	0.0019		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	0.2231	0.005		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	0.2528	0.0072		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	0.2681	0.0049		
1979	0	16	0.9	0.2807	0.2681	0.0126		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	0.2681	0.0302		
1981	2.3	18	1	0.3158	0.2835	0.0323		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	0.315	0.0184		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	0.315	0.0359		
1984	13	21	1.2	0.3684	0.315	0.0534		
1985	0.01	22	1.3	0.386	0.3309	0.0551		
1986	6	23	1.4	0.4035	0.3468	0.0567		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	0.3468	0.0742		
1988	0.4	25	1.5	0.4386	0.3629	0.0757		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	0.3789	0.0773		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	0.3949	0.0788		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0.4108	0.0804		
1992	2.8	29	2	0.5088	0.4425	0.0663		
1993	0.3	30	2	0.5263	0.4425	0.0838		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0.4581	0.0857		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0.4736	0.0878		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0.4736	0.1053		
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0.489	0.1075		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1998	1.2	35	2.3	0.614	0.489	0.1251		
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0.5337	0.0978		
2000	1	37	2.7	0.6491	0.5482	0.1009		
2001	2	38	2.8	0.6667	0.5624	0.1042		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0.5624	0.1218		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0.6166	0.0851		
2004	9	41	3.6	0.7193	0.6662	0.0531		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0.6778	0.059		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0.7776	0.0232		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0.786	0.014		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	0.8307	0.0413		
2009	0.01	46	6	0.807	0.8669	0.0599		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	0.8822	0.0577		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	0.887	0.0448		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	0.9041	0.0445		
2013	6.8	50	7.2	0.8772	0.9188	0.0416		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	0.9221	0.0274		
2015	8	52	7.5	0.9123	0.9284	0.0161		
2016	2.6	53	8	0.9298	0.942	0.0122		
2017	3.6	54	9	0.9474	0.9621	0.0147		
2018	2	55	9.8	0.9649	0.9731	0.0082		
2019	9.8	56	13	0.9825	0.9933	0.0108		
			μ	2.8474				
			α	1.8706				

Fuente: Elaboración Propia tomando resultados de software Hidroesta 2.0

– Distribución Log Gumbel

Tabla 28 Distribución Log Gumbel Estación Aplao

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1964	7.2	1	0.01	0.0175	0	0.0175	0.2649	0.1817
1965	2.2	2	0.01	0.0351	0	0.0351		NO
1966	2.2	3	0.01	0.0526	0	0.0526		
1967	7.3	4	0.01	0.0702	0	0.0702		
1968	0.6	5	0.01	0.0877	0	0.0877		
1969	1.5	6	0.01	0.1053	0	0.1053		
1970	7.5	7	0.01	0.1228	0	0.1228		
1971	4.7	8	0.3	0.1404	0.2762	0.1358		
1972	2.8	9	0.3	0.1579	0.2762	0.1183		
1973	6.3	10	0.3	0.1754	0.2762	0.1007		
1974	1.4	11	0.4	0.193	0.3426	0.1497		
1975	1.2	12	0.5	0.2105	0.3949	0.1844		
1976	5.4	13	0.6	0.2281	0.4373	0.2093		
1977	1.8	14	0.8	0.2456	0.5024	0.2567		
1978	0.3	15	0.9	0.2632	0.528	0.2649		
1979	0	16	0.9	0.2807	0.528	0.2473		
1980	0.3	17	0.9	0.2982	0.528	0.2298		
1981	2.3	18	1	0.3158	0.5504	0.2346		
1982	0.01	19	1.2	0.3333	0.5877	0.2543		
1983	0.01	20	1.2	0.3509	0.5877	0.2368		
1984	13	21	1.2	0.3684	0.5877	0.2193		
1985	0.01	22	1.3	0.386	0.6034	0.2175		
1986	6	23	1.4	0.4035	0.6177	0.2141		
1987	0.8	24	1.4	0.4211	0.6177	0.1966		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1988	0.4	25	1.5	0.4386	0.6306	0.192		
1989	0.5	26	1.6	0.4561	0.6424	0.1863		
1990	1.6	27	1.7	0.4737	0.6533	0.1796		
1991	0.9	28	1.8	0.4912	0.6633	0.1721		
1992	2.8	29	2	0.5088	0.6813	0.1725		
1993	0.3	30	2	0.5263	0.6813	0.155		
1994	1.2	31	2.1	0.5439	0.6893	0.1455		
1995	2.1	32	2.2	0.5614	0.6969	0.1355		
1996	1.3	33	2.2	0.5789	0.6969	0.1179		
1997	3.7	34	2.3	0.5965	0.7039	0.1074		
1998	1.2	35	2.3	0.614	0.7039	0.0899		
1999	1.4	36	2.6	0.6316	0.7228	0.0912		
2000	1	37	2.7	0.6491	0.7284	0.0792		
2001	2	38	2.8	0.6667	0.7337	0.067		
2002	4.8	39	2.8	0.6842	0.7337	0.0495		
2003	0.01	40	3.2	0.7018	0.7525	0.0507		
2004	9	41	3.6	0.7193	0.7681	0.0488		
2005	1.7	42	3.7	0.7368	0.7716	0.0348		
2006	0.9	43	4.7	0.7544	0.8005	0.0461		
2007	2.7	44	4.8	0.7719	0.8028	0.0309		
2008	6.4	45	5.4	0.7895	0.8157	0.0262		
2009	0.01	46	6	0.807	0.8266	0.0195		
2010	0.9	47	6.3	0.8246	0.8314	0.0068		
2011	2.3	48	6.4	0.8421	0.8329	0.0092		
2012	3.2	49	6.8	0.8596	0.8387	0.0209		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ máx.	Δ_T ($\alpha=0.5$)
2013	6.8	50	7.2	0.8772	0.844	0.0332		
2014	0.01	51	7.3	0.8947	0.8453	0.0495		
2015	8	52	7.5	0.9123	0.8477	0.0646		
2016	2.6	53	8	0.9298	0.8534	0.0764		
2017	3.6	54	9	0.9474	0.8632	0.0841		
2018	2	55	9.8	0.9649	0.87	0.095		
2019	9.8	56	13	0.9825	0.8902	0.0923		
			μ	-0.8086				
			α	1.5682				

Fuente: Elaboración Propia tomando resultados de software Hidroesta 2.0

Luego de realizar los cálculos estadísticas con las distribuciones anteriormente descritas usando el software Hidroesta 2, se puede observar que las distribuciones probabilística que mejor se ajusta a la comprobación del delta Smirnov para la estación Aplao son la Distribución Log Normal 3 parámetros, Distribución Gamma 2 parámetros, Distribución Gamma 3 parámetros y la Distribución Gumbel.

En el apéndice ANEXOS se adjuntan los cálculos estadísticas con las distribuciones probabilísticos para la estación Ayo, que se resumen en la Tabla 30

Tabla 29 Resultados Distribuciones Probabilísticas Estación Aplao

Distribución	Delta máx. (Δ)	Delta Teórico (Δ_T)
Normal	0.1919	0.1817
Log Normal 2 parámetros	0.1969	
Log Normal 3 parámetros	0.0824	
Gamma 2 parámetros	0.106	
Gamma 3 parámetros	0.116	
Log Pearson tipo III	0.9825	
Gumbel	0.1262	
Log Gumbel	0.2649	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 30 Resultados Distribuciones Probabilísticas Estación Ayo

Distribución	Delta máx. (Δ)	Delta teórico (Δ_T)
Normal	0.1125	0.2124
Log Normal 2 parámetros	0.2052	
Log Normal 3 parámetros	0.0926	
Gamma 2 parámetros	0.1404	
Gamma 3 parámetros	0.9762	
Log Pearson tipo III	0.9762	
Gumbel	0.0953	
Log Gumbel	0.2642	

Fuente: Elaboración Propia

Realizando el análisis de los resultados para la presente investigación se ha optado por la Distribución Log Normal 3 parámetros para la interpolación o extrapolación de la predicción de los eventos extremos de Precipitaciones tanto para la estación meteorología Aplao e Ayo.

4.4.2. Tiempo de Concentración

Una vez calculado los parámetros Geomorfológicos para el presente estudio establecidos en la Tabla 14 Parámetros Geomorfológicos Microcuenca Aplao, podemos calcular el tiempo de concentración con las formulas escogidas de la gran variedad que existes el cual se adjunta en ANEXOS de la presente tesis, entre las cuales usaremos serán la de Kirpich, California Culverts Practice, Giandoti ,Témez y Pezzoli.

En la Tabla 31 se observa los diferentes tiempos de concentración según la metodología utilizada, observamos que para Kirpich, California Culverts Practice y Pezzoli presentan valores bajos respecto a la información que se recabo del

ultimo acontecimiento ocurrido el 7 de Febrero del 2018 que se adjunta en el ANEXO N° 02 - ENCUESTA SOBRE EL HUAYCO DEL 7 DE FEBRERO EN APLAO; pobladores de Aplao indicaron que la caída del huayco se produjo después de 30 minutos de una lluvia intensa.

Según el análisis podemos concluir que la metodología que mejor se acomoda para determinar el tiempo de concentración al presente estudio sería la de Témez.

Tabla 31 Tiempos de Concentración diferentes metodologías

Formula Usada	T _c	Unid
Kirpich	7.72	min
California Culverts Practice	7.73	min
Giandotti	16.93	min
Témez	30.64	min
Pezzoli	7.81	min

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto para el tiempo de retardo consideraremos el 60% del tiempo de concentración para ser usado en el modelamiento hidrológico con el software HEC-HMS.

4.4.3. Selección Periodo de Retorno y Precipitación máxima

La selección del Periodo de Retorno es una variable que depende directamente del riesgo y la vida esperada del proyecto, siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2006) establece que para Alcantarillas de paso de quebradas importante y badenes, un riesgo admisible del 30%, con una vida útil de n=25 años lo que nos resulta un periodo de retorno de 71 años.

Tabla 32 Periodo de retorno recomendado

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (%)	VIDA UTIL RECOMENDADO (n)	PERIODO DE RETORNO (%)
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30	25 años	71 años

Fuente: Elaboración Propia

Considerando que en la desembocadura de la quebrada se encuentra la población de Aplao como principal punto de desfogue, se busca tener un riesgos admisible de falla bajo como medida de protección a la población.

Por lo que considerando riesgos admisibles que fluctúen entre el 5 y 20% y con una vida útil de 25 años, tenemos periodos de retorno que varían entre 71 años y 488 años.

Sin embargo consideramos que un periodo de retorno de 71 años no reflejara el evento histórico sucedido, por lo que empezamos con periodos de retorno mucho más bajos.

Es así que según el análisis realizado anteriormente concluimos plantear escenarios con diferentes periodos de retorno que se detallan a continuación, realizando una extrapolación de los datos de la distribución de probabilidad Log Normal 3 Parámetros.

Tabla 33 Valores Predichos Estación Aplao para diferentes Periodos de Retorno

Distribución Log Normal 3 parámetros		
(T) Años	Probabilidad de no excedencia (T-1/T)	Precipitación Predicha (mm)
5	0.800	4.42
10	0.900	6.99
25	0.960	11.26
50	0.980	15.24

Distribución Log Normal 3 parámetros		
(T) Años	Probabilidad de no excedencia (T-1/T)	Precipitación Predicha (mm)
100	0.990	19.99
200	0.995	25.58
500	0.998	34.45

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 34 Valores Predichos Estación Ayo para diferentes Periodos de Retorno

Distribución Log Normal 3 parámetros		
(T) Años	Probabilidad de no excedencia (T-1/T)	Precipitación Predicha (mm)
5	0.800	17.34
10	0.900	22.01
25	0.960	28.07
50	0.980	32.69
100	0.990	37.39
200	0.995	42.2
500	0.998	48.78

Fuente: Elaboración Propia

Con los valores obtenidos para la estación meteorológica de Aplao y Ayo, se opta por trabajar con los datos probabilísticos obtenidos de la estación Ayo, puesto que precipitaciones mayores en la estación Aplao se generan a mayores periodos de retorno lo que generaría mayor incertidumbre.

4.4.4. Patrón de Precipitaciones

La determinación del patrón de precipitaciones a utilizar en el modelo hidrológico es de vital importancia, ya que una adecuada distribución de la lluvia nos llevara a obtener mejores aproximaciones a la forma del hietrograma de la zona de estudio.

Para la determinación del patrón de precipitaciones sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, sin embargo, la estación meteorológica que se encuentra en la zona de estudio no presenta dichas características.

Por ello, es necesario hacer una estimación indirecta del patrón de precipitaciones utilizando precipitaciones máximas de 24 horas del registro histórico de la estación Ayo obtenido de SENAMHI.

Tomando como referencias la metodología propuesta en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes, los métodos indirectos que se utilizaran para la obtención de los patrones de precipitaciones serán los modelos Dick Peschke y ILA-SENAMHI.

Dick Peschke

La metodología propuesta por Dick Peschke distribuye la lluvia en un periodo de 24 horas. En relación a los datos recogidos a los pobladores según el último acontecimiento que desencadeno el desastre en la ciudad de Aplao, la duración de la lluvia fue de 1 hora por lo que no representa la lluvia de la zona de estudio distribuirla en un periodo de 24 horas tal como se muestra en ANEXOS.

Realizando un análisis de la duración real de lluvia en la zona de estudio se realizó mediante la ecuación de Dick Peschke una distribución de la lluvia para duraciones una duración de 1 hora.

ILA-SENAMHI

Para usar la metodología ILA-SENAMHI se determinó la ubicación de la zona y así poder hallar las constante a, b, K y n que se adjunta a los ANEXOS.

En la Tabla 35 se muestra el hietrograma para la metodología ILA-SENAMHI obteniendo una precipitación máxima acumulada de 18.7 mm para un periodo de retorno de 25 años para la estación Ayo. Siendo esta menor a la obtenido por el análisis de frecuencias que fue de 28.07 mm.

Tabla 35 Hietrograma ILA-SENAMHI $Tr=25$ años

Tr(25)					
t (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación Acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación Bloques (mm)	Intensidad Bloques (mm/h)
5	39.33	3.3	3.3	0.9	10.4
10	35.19	5.9	2.6	1.0	12.2
15	31.97	8.0	2.1	1.2	14.8
20	29.39	9.8	1.8	1.6	18.7
25	27.26	11.4	1.6	2.1	25.5
30	25.47	12.7	1.4	3.3	39.3
35	23.94	14.0	1.2	2.6	31.1
40	22.62	15.1	1.1	1.8	21.6
45	21.46	16.1	1.0	1.4	16.5
50	20.43	17.0	0.9	1.1	13.4
55	19.52	17.9	0.9	0.9	11.2
60	18.70	18.7	0.8	0.8	9.7

Fuente: *Elaboración Propia*

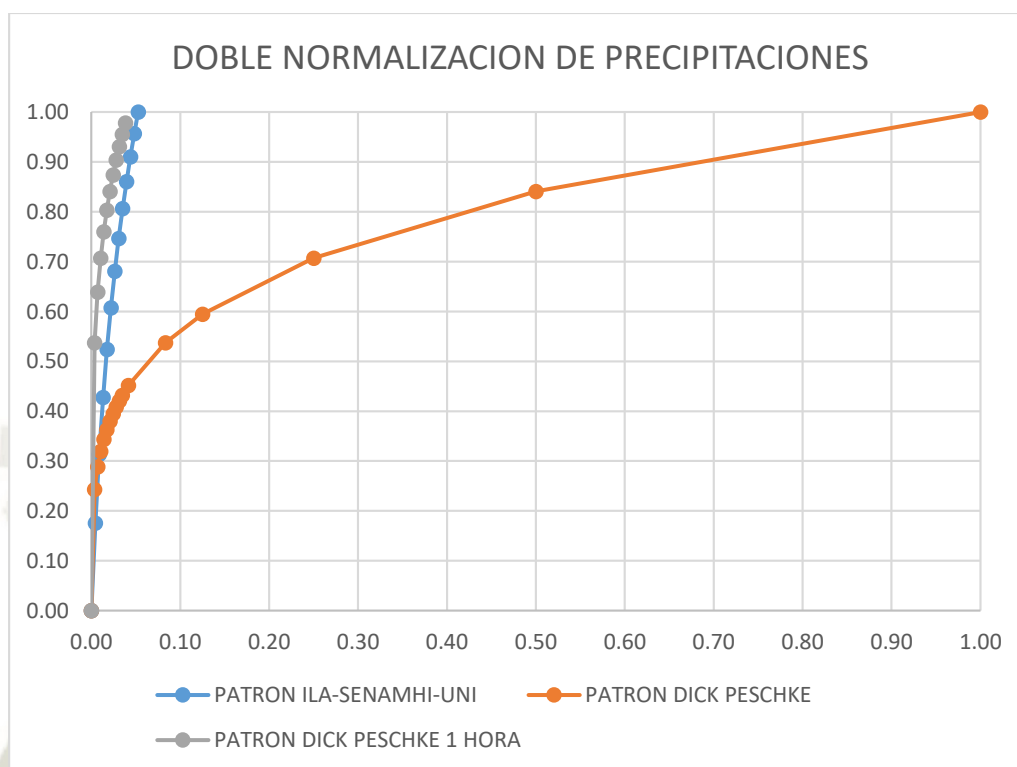
Por lo que según lo analizado el patrón de precipitaciones a utilizar será el Patrón Dick Peschke para una distribución de lluvia de 1 hora.

Se realizó un análisis de las tormentas estudiadas realizando una doble normalización del pluviograma acumulado; transformando los hietrograma en curvas con ejes coordenados con valores entre 0 y 1.

Observamos en la Gráfico 5 que la metodología ILA-SENAMHI y Dick Peschke 1 hora como lo mencionamos distribuyen la precipitación en el tiempo de

duración de la lluvia real, mientras que la de Dick Peschke de 24 horas lo hace a lo largo de la duración.

Gráfico 5 Patrones doble normalización



Fuente: Elaboración Propia

4.4.5. Modelamiento Hidrológico HEC-HMS

Usaremos el software HEC- Hydrologic Engineering del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers) de distribución gratuita. Es un sistema de modelado hidrológico que está diseñado para simular los procesos de escorrentía y precipitación de los sistemas de cuencas hidrográficas. Los resultados y hidrogramas producidos por el programa se utilizarán directamente con el software HEC-RAS y así poder realizar el modelamiento hidráulico.

En el software se modeló la Microcuenca Aplao con los parámetros geomorfológicos (Tabla 14), parámetros de escorrentía (Tabla 16) y los diferentes patrones de lluvia analizados. Así como también se realizó el modelamiento para los diferentes periodos de retorno propuestos.

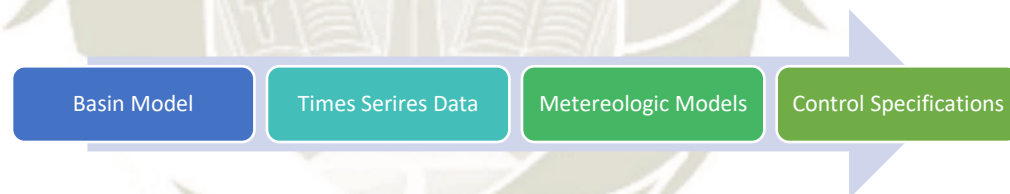
Se planteó un primer escenario base respecto al cual se plantearon los demás escenarios. En cuanto a los parámetros de escorrentía correspondiente al Número de Curva se consideró una condición de humedad AMD (II), es decir para condiciones intermedias.

Para el método de transformación de lluvia en escorrentía se eligió el método de hidrograma unitario sintético SCS y optando para el tiempo de concentración usar la fórmula de Témez.

En cuanto al patrón de precipitación del estudio se optó por el patrón de Ayo, con la distribución Weibull – Log Normal tipo III para un periodo de retorno de 25 años y utilizando el patrón Dick Peschke para distribuir la lluvia en una duración de 1 hora.

La metodología para procesar los datos en el software HEC-HMS corresponde al Gráfico 6,

Gráfico 6 Pasos Procesamiento HEC-HMS



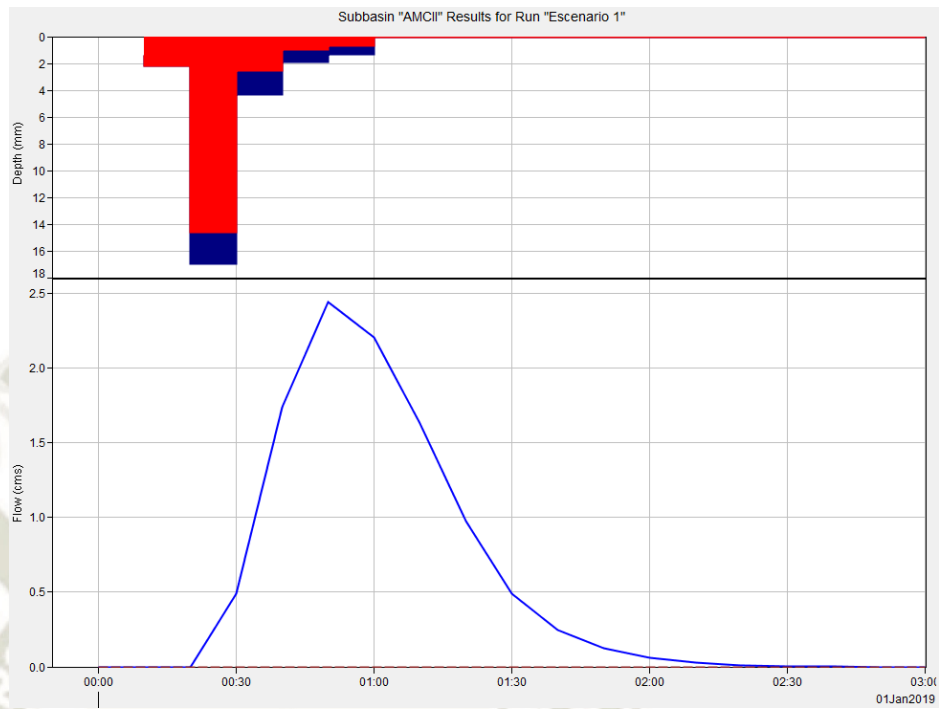
Fuente: Elaboración Propia

Según lo mencionado se describen los siguientes escenarios posibles según el orden de análisis en el presente estudio. El cual es adjuntado en el apéndice ANEXOS.

a) Escenario dependiente de parámetros de escorrentía

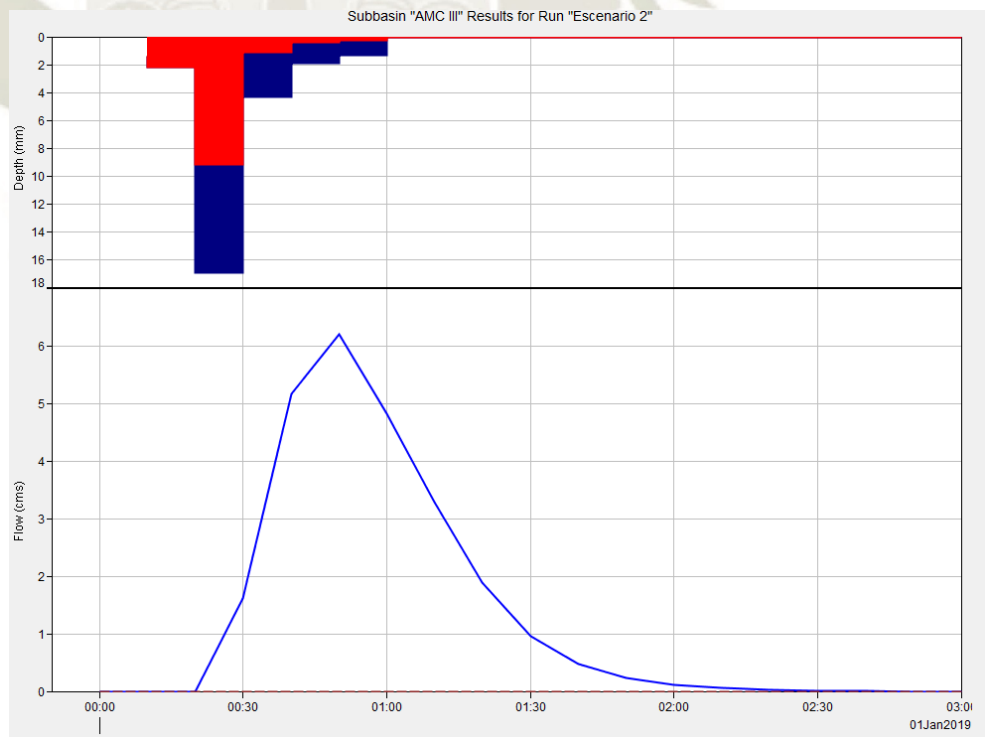
En el escenario 1 se consideró la condición base de diseño del proyecto para una condición de humedad antecedente intermedia (AMD II), mientras que en el escenario 2 se consideró el modelamiento para un número de curva del tipo III de condición húmeda (AMD III) de la Microcuenca Aplao.

Gráfico 7 Hidrograma de Escenario 1 – Tr 25 años



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 8 Hidrograma de Escenario 2 – Tr 25 años



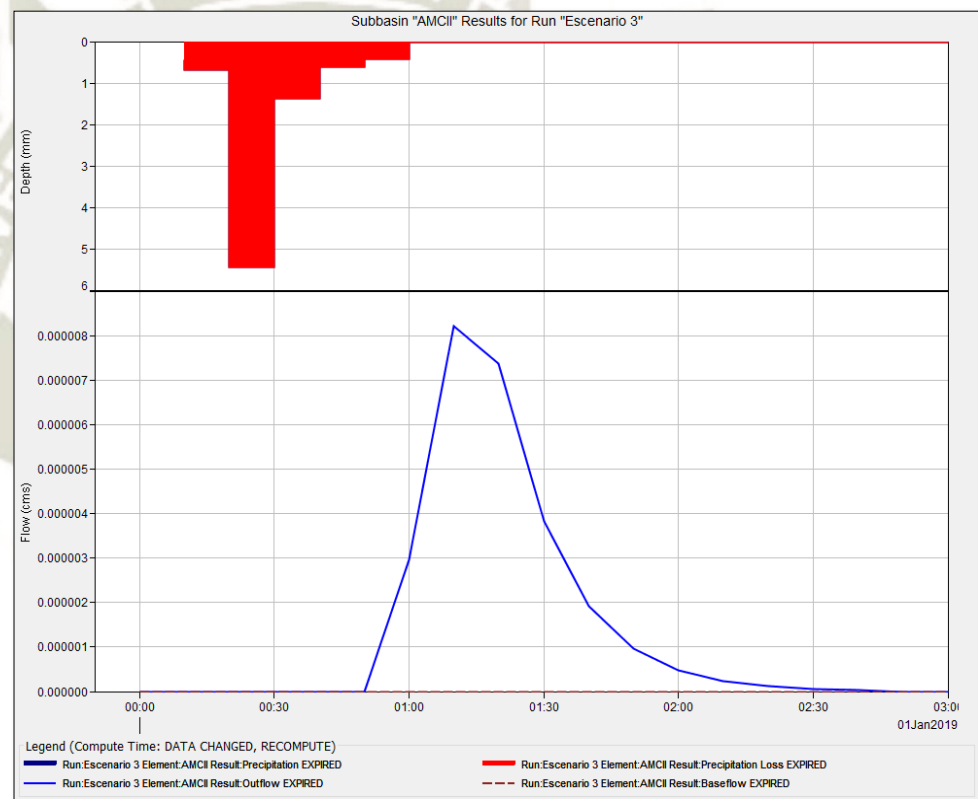
Fuente: Elaboración Propia

Como notamos la pérdida de precipitación en el escenario 1 es mayor a la del escenario 2 donde aumenta el caudal de escorrentía superficial y por ende presenta mayor caudal. Presentando caudales pico de $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$ para el escenario 1 y $6.2 \text{ m}^3/\text{s}$ para el escenario 2.

b) Escenario dependiente de acontecimientos históricos

En el escenario 3 se considerara la lluvia registrada por SENANMHI en la estación Aplao el día 7 de Febrero del 2019, cuando se generó la caída del huayco.

Gráfico 9 Hidrograma de Escenario 3 Precipitación 10 mm



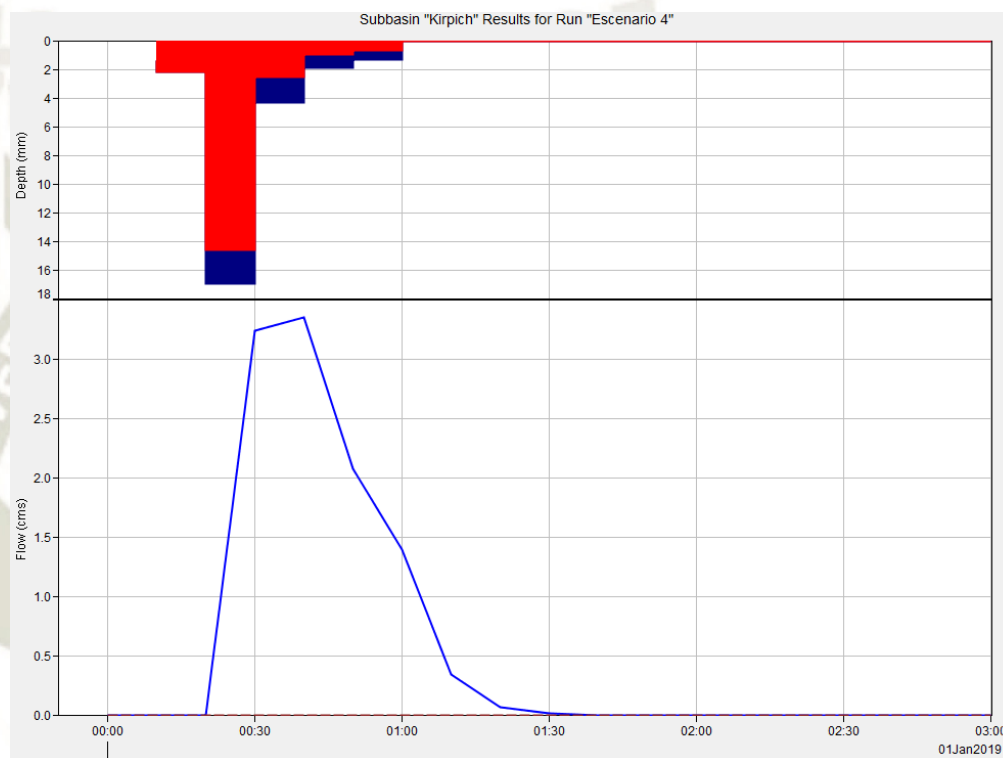
Fuente: Elaboración Propia

Notamos que no se produce ningún caudal de escorrentía, debido a que toda la lluvia producida se pierde por infiltración. Este escenario demuestra la teoría planteada que la lluvia registrada por el pluviométrico de la estación Aplao no reflejo la lluvia registrada en la parte alta de la Microcuenca Aplao.

c) Escenarios dependientes de Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración es un parámetro difícil de determinar, y en la práctica común se suelen usar fórmulas empíricas para estimarlo. Por lo que se consideró el escenario 4 la fórmula de Kirpich siendo el más utilizado en los cálculos hidrológicos.

Gráfico 10 Hidrograma de Escenario 4 – Tr 25 años



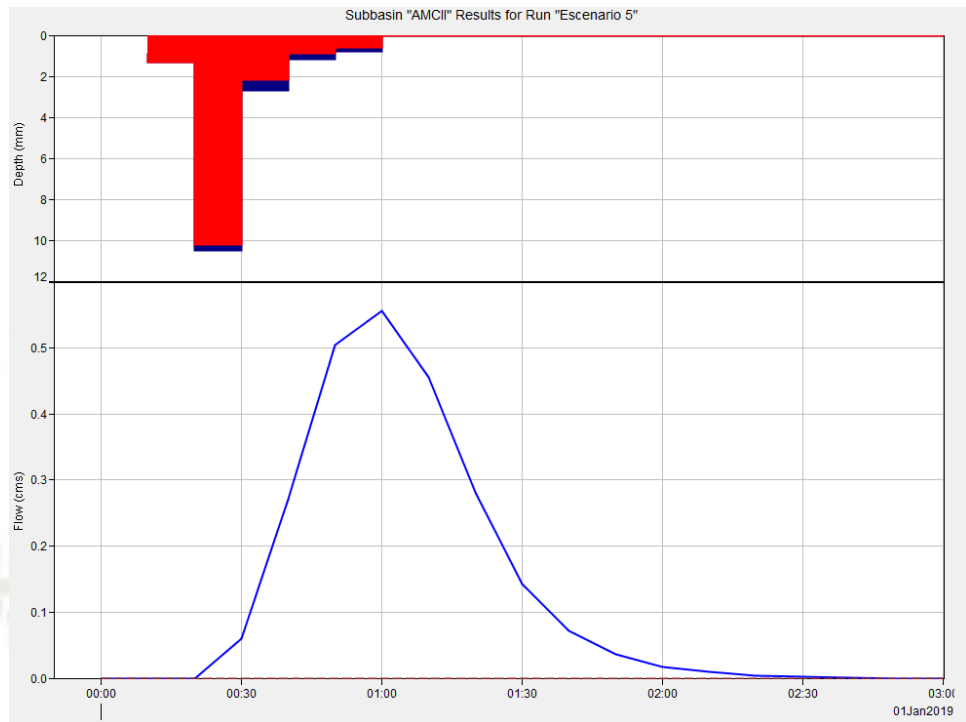
Fuente: Elaboración Propia

En el escenario 4 presenta un hidrograma más reducido y con caudales pico mayores al considerado en el escenario 1 para un tiempo de concentración por Témez, representando un mayor riesgo para la zona de estudio al presentar $Q_p=3.3 \text{ m}^3/\text{s}$ más concentrados.

d) Escenarios dependientes de Periodos de Retorno

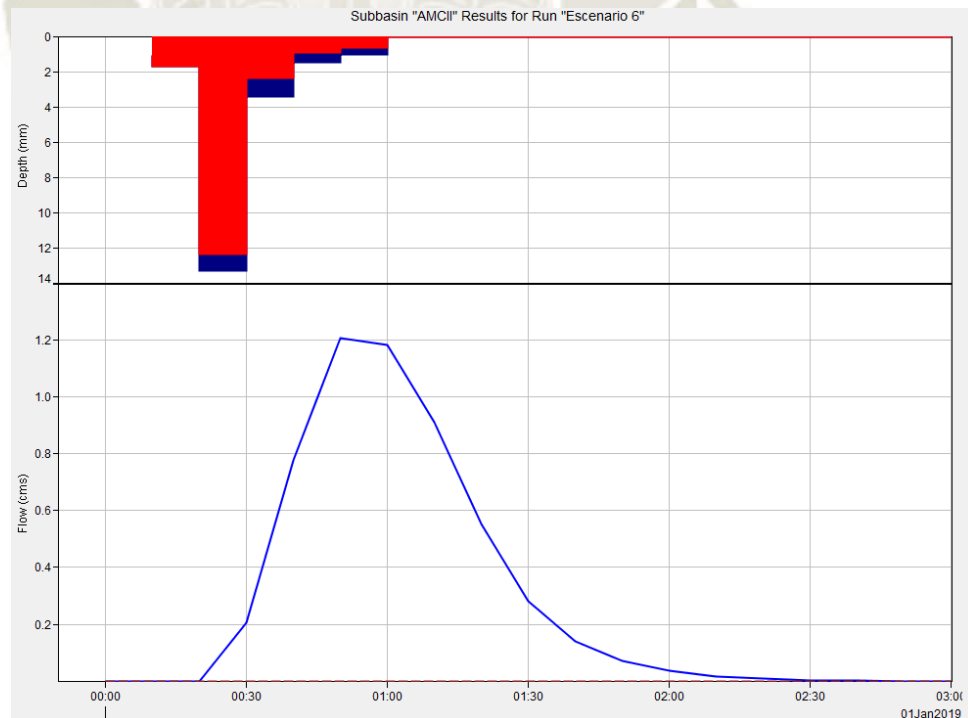
Se consideraron diferentes Periodos de Retorno según las recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, variable importante en el modelamiento hidráulico de inundaciones. En base a esto se plantearon los escenarios 5 al 8

Gráfico 11 Hidrograma de Escenario 5 – Tr 5 años



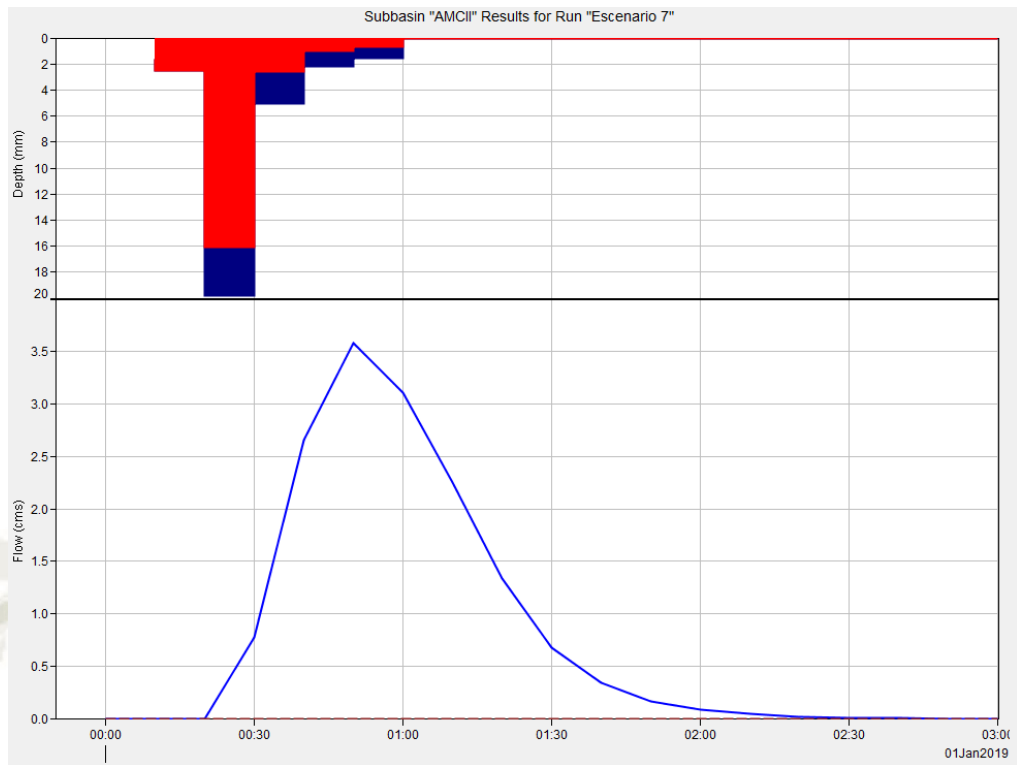
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 12 Hidrograma de Escenario 6 – Tr 10 años



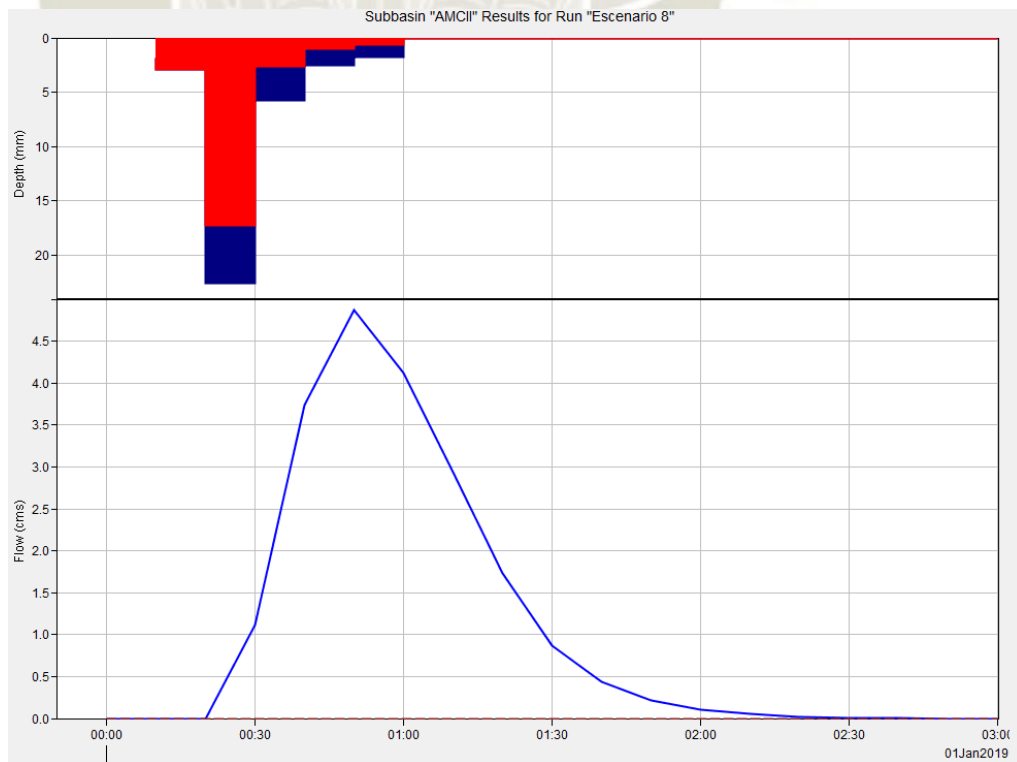
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 13 Hidrograma de Escenario 7 – Tr 50 años



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 14 Hidrograma de Escenario 8 – Tr 100 años



Fuente: Elaboración Propia

En los escenarios 5, escenario 6, escenario 7 y escenario 8 notamos que conforme presenta mayor tiempo de retorno los caudales pico se van incrementando mientras que la distribución del hidrograma es el mismo al presentar el mismo patrón de tormenta de Dick Peschke. Presentando caudales pico de $0.6 \text{ m}^3/\text{s}(\text{Tr} = 5)$, $1.2 \text{ m}^3/\text{s}(\text{Tr} = 10)$, $3.6 \text{ m}^3/\text{s}(\text{Tr} = 50)$ y $4.9 \text{ m}^3/\text{s}(\text{Tr} = 100)$



CAPITULO V

5. Evaluación de Zonas Vulnerables

5.1. Modelamiento Hidráulico con HEC-RAS

Usaremos el software HEC- RAS (River Analysis System) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers) de libre distribución que nos permite simular la respuesta que tendrá el flujo de agua, que se complementará con los cálculos obtenidos en la sección 4.4.5 con el software (HEC-HMS) para los 8 escenarios propuestos.

En cuanto a la versión HEC-RAS 5.0.7 que es la que se utilizara para el presente estudio se realizara una simulación 2D, la cual se encuentra disponible desde la versión 5.0.

5.1.1. Geometría zona de estudio


Se realizara un pre proceso en Arcgis, donde para obtener la topografía de la zona se utilizó un MDT a una precisión de 0.4 x 0.4 metros facilitado por la institución INGEMMET.

Determinación coeficiente de rugosidad n de Manning

Para la determinación del coeficiente de rugosidad n de Manning existen muchas tablas y libros que proponen estos valores. Se tomara en cuenta dos criterios, el primero corresponde al canal por el que desciende el huayco de la parte baja de la microcuenca donde se tomara el criterio según la recomendación de Ven Te Chow en su libro “Hidráulica de Canales Abiertos” de utilizar la ecuación de Cowan para canales naturales sin revestimiento; mientras que para el tramo correspondiente a la planicie de inundación se tomara los valores establecidos por Ven Te Chow el mismo que se encuentra en el software Hec-Ras. Tomando como consideración especial el valor de coeficiente de Manning n para la zona urbana donde será tomando según las Recomendaciones Técnicas para los estudios de inundabilidad de Ámbito Local (Agència Catalana d'Aigua, 2003).

Tabla 36 Coeficiente n Manning- Método Cowan

Factor	Factores	Consideración	Valor de n Canal
n ₀	Material Involucrado	Grava Gruesa	0.028
n ₁	Grado de Irregularidad	Severo	0.02
n ₂	Variaciones de la Sección Transversal	Frecuentemente Alternamente	0.01
n ₃	Efecto relativo a las obstrucciones	Apreciable	0.02
n ₄	Vegetación	Baja	0.005
m ₅	Grado de los efectos por meandros	Menor	1
n=(n ₀ +n ₁ +n ₂ +n ₃ +n ₄)m ₅			
n			0.083



Fuente: Elaboración Propia

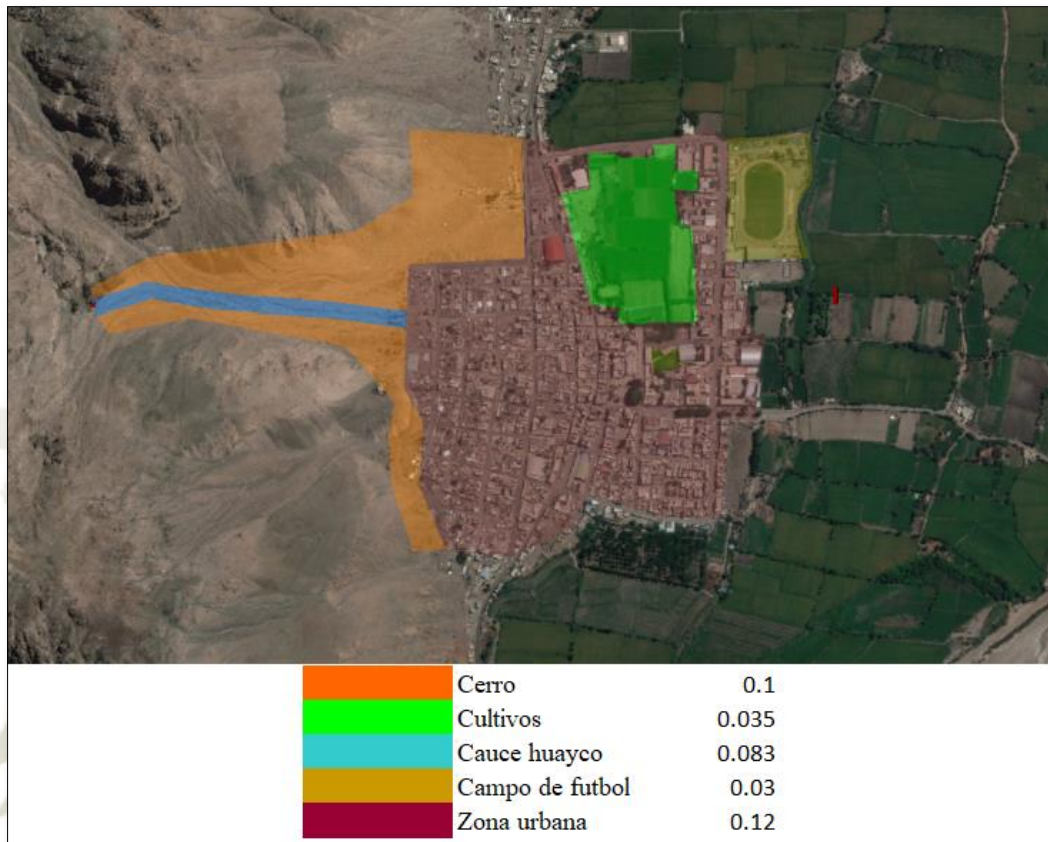
Para la realización del modelamiento 2D en HEC-RAS se realizara un pre proceso mediante ArcGis, en la que crearemos el Mapa de usos para la zona de estudio con el respectivo coeficiente n de Manning cálculos según lo mencionado en el párrafo precedente.

Una vez creado el archivo mencionado, se procede a importarlo en HEC-RAS en la ventana Ras Mapper nos dirigimos *Tools>create a new terrain* donde importaremos el MDT (Imagen N° 37).

Mientras que para ingresar el mapa de coeficientes de n de Manning nos dirigimos la opción Map Layers, presionamos el botón derecho y elegimos *Add new Land*

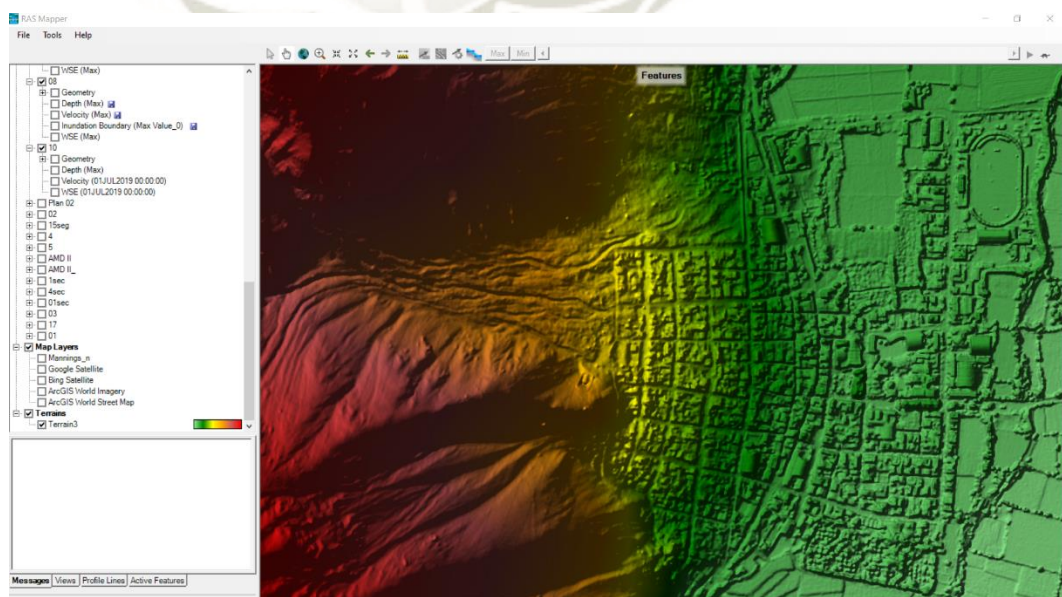
Cover donde elegiremos la ubicación del mapa se rugosidad, donde como resultado la Imagen N° 36.

Imagen N° 36 Mapa de coeficiente n de Manning



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 37 Modelo Digital del Terreno exportado a Hec-Ras



Fuente: Elaboración Propia

Seguidamente se realizara la generación de la malla sobre la cual se ejecutaran los cálculos, tomamos referencia el MDT exportado ingresando en la opción Geometric Data procedemos a crear la zona de inundación para los cálculos de la malla 2D, en la cual la delimitación se generó según los acontecimientos ocurridos históricamente. El tamaño de la malla que se creo es de 2 x 2 metros, ya que al tener un MDT a una precisión de 0.4 m nos da la facilidad de poder crear un tamaño de malla a esa precisión.

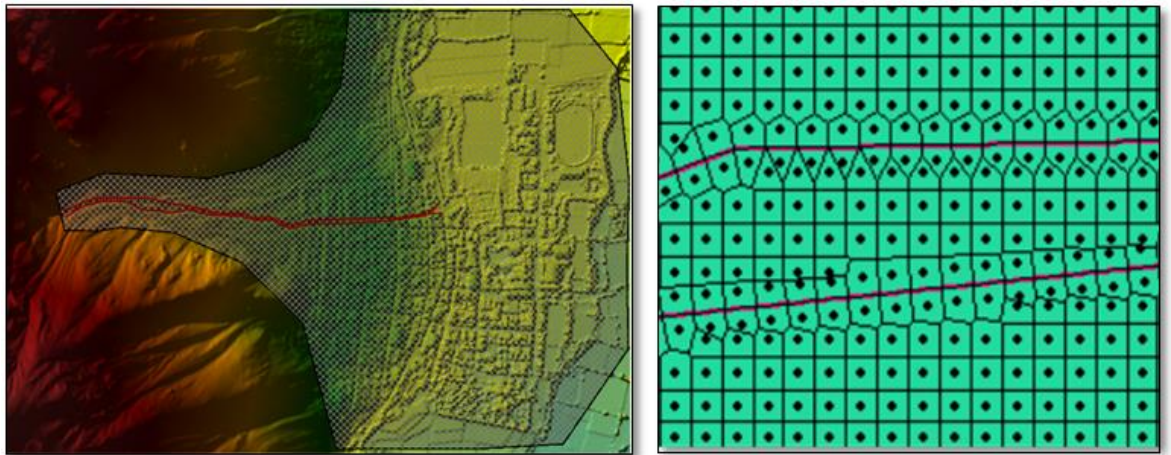
Imagen N° 38 Malla 2D generada



Fuente: Elaboración Propia

El cauce existente por donde se produce la caída del huayco fue delimitado para obtener mayor precisión en los cálculos al momento de la generación de la malla 2D, mediante la estructuras llamada “Break Lines”, lo que nos ayudara a direccionar el huayco en la zona de cauce. En la Imagen N° 39 se observa el resultado.

Imagen N° 39 Generación "Break Lines"



Fuente: Elaboración Propia

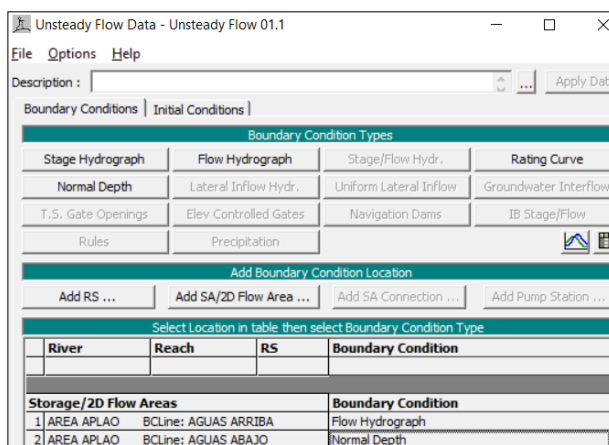
5.1.2. Condiciones de Contorno

La presente simulación hidráulica 2D se ha realizado en régimen no permanente para obtener unos resultados más precisos y que se acomode al estudio realizado del huayco.

Para ello se han creado condiciones de contorno tanto para aguas arriba y aguas abajo. Para la condición aguas arriba se a introducido el hidrograma de flujo del huayco obtenido en el Modelamiento Hidrológicos en HEC-HMS para los diferentes escenarios planteados. Para la condición aguas abajo se escogió un flujo permanente en cual tenemos que ingresar la pendiente de la línea de energía para lo cual según las recomendaciones del Manual de Hec-Ras ingresaremos la pendiente promedio del cauce cercana a la condición de borde aguas abajo.

En la Imagen N° 40 observamos las condiciones de contorno ingresadas para el flujo no permanente.

Imagen N° 40 Ventana de Condiciones de Contorno

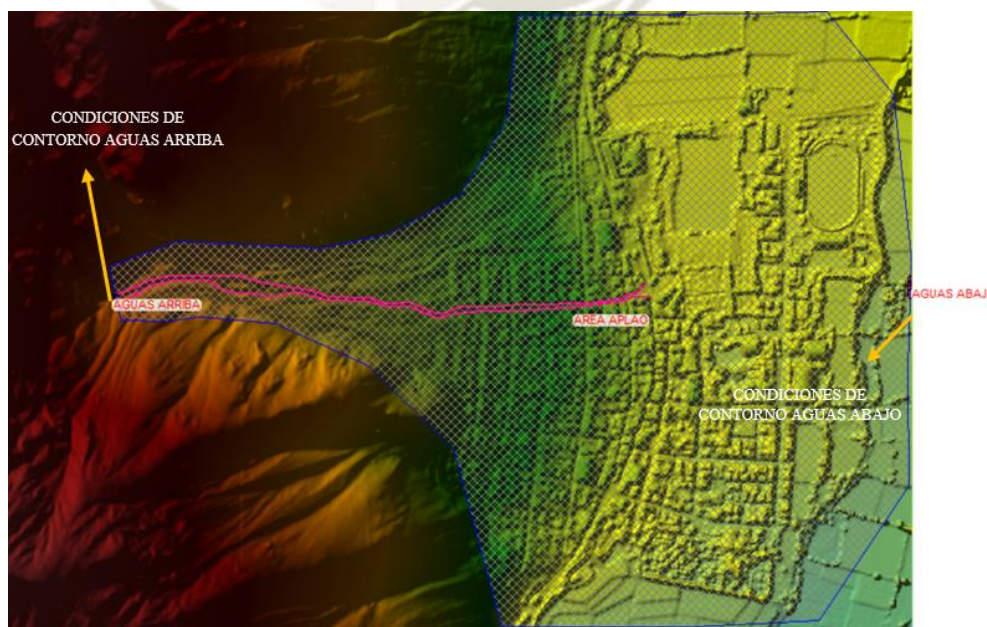


Fuente: Elaboración Propia

Tal como se observa en Imagen N° 41 la las condiciones aguas arriba fueron introducidas en el inicio del cauce de caída del huayco y las condiciones agua abajo en todo el ancho de inundación.

En las condiciones aguas arriba introduciremos el hidrograma obteniendo en HEC-HMS para cada uno de los escenarios donde tendremos que ingresar una condición inicial para la pendiente de la línea de energía si es conocida pero que puede ser aproximada a la pendiente de la superficie de agua o del canal según las recomendaciones del Manual de Usuario de HEC-RAS (HEC-RAS River Analysis System User’s Manual, 2016)

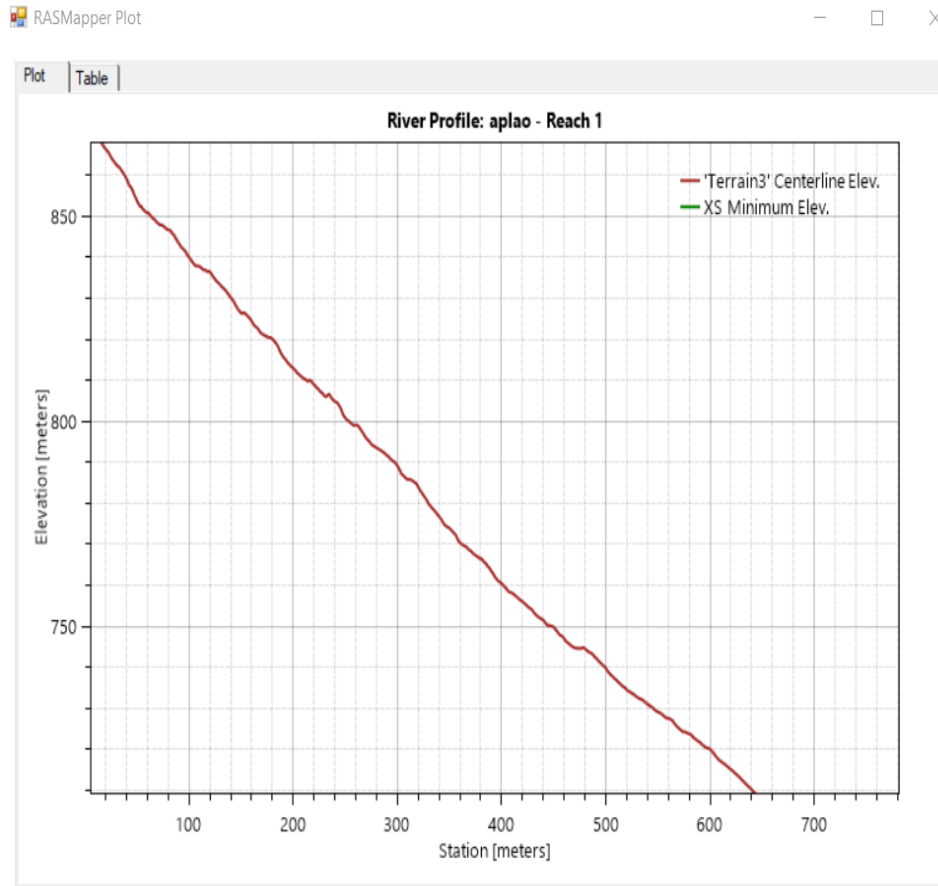
Imagen N° 41 Condiciones de Contorno



Fuente: Elaboración Propia

La pendiente del canal agua arriba es

Imagen N° 42 Perfil longitudinal de canal aguas arriba

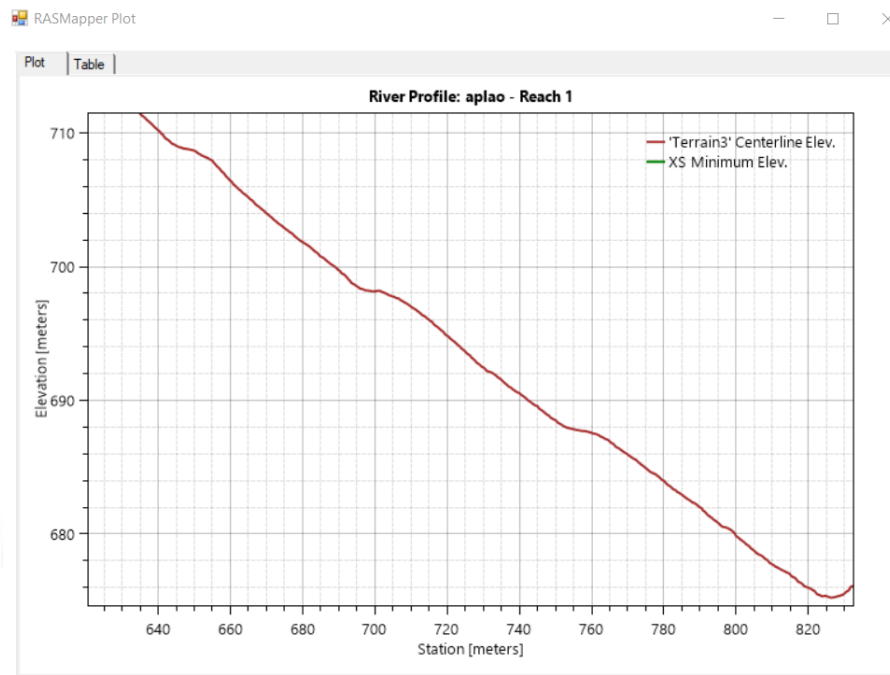


Fuente: Elaboración Propia extraído Hec-RAS

$$S = \frac{839.4 - 812.6}{200 - 100}$$

$$S = 0.27 \text{ m/m}$$

La pendiente del canal aguas abajo es



$$S = \frac{698.20 - 688.4}{750 - 700}$$

$$S = 0.20 \text{ m/m}$$

Condiciones aguas abajo para flujo normal

Normal Depth Downstream Boundary

SA: AREA APLAO BCLine: AGUAS ABAJO

Friction Slope:

2D Flow Area Boundary Condition Parameters

Compute separate water surface elevation per face along BC Line

Compute single water surface for entire BC Line

Condiciones aguas arriba, ingresando el hidrograma para flujo no permanente

Flow Hydrograph

SA: AREA APLAO BCLine: AGUAS ARRIBA

Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 10 Minute

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 01JUL2019 Time: 0000

Fixed Start Time: Date: Time:

No. Ordinates

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
1	30Jun2019 2400	00:00	0
2	01Jul2019 0010	00:10	0
3	01Jul2019 0020	00:20	0
4	01Jul2019 0030	00:30	0.2
5	01Jul2019 0040	00:40	0.8
6	01Jul2019 0050	00:50	1.2
7	01Jul2019 0100	01:00	1.2
8	01Jul2019 0110	01:10	0.9
9	01Jul2019 0120	01:20	0.6
10	01Jul2019 0130	01:30	0.3
11	01Jul2019 0140	01:40	0.1
12	01Jul2019 0150	01:50	0.1
13	01Jul2019 0200	02:00	0
14	01Jul2019 0210	02:10	
15	01Jul2019 0220	02:20	
16	01Jul2019 0230	02:30	
17	01Jul2019 0240	02:40	
18	01Jul2019 0250	02:50	
19	01Jul2019 0300	03:00	

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

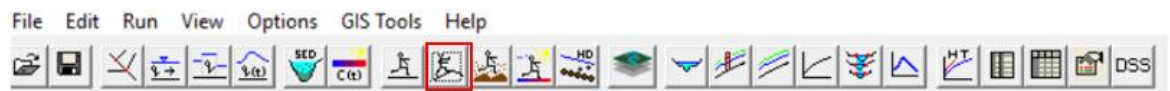
Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: 0.27

5.1.3. Simulación Flujo no Permanente

Finalmente, una vez que se ha creado la geometría de la zona de estudio y establecido las condiciones de contorno tanto para aguas arriba y abajo, abrimos el icono encerrado seguidamente.



El icono corresponde a “Unsteady Flow Data” donde se realizara la simulación en régimen no permanente para lo cual tendremos que introducir los siguientes valores:

- a) Intervalo de tiempo de simulación (Computation Interval).- Este es probablemente uno de los más importantes parámetros de entrada para el modelo de simulación. La elección adecuada garantizará que el modelo funcione adecuadamente. En el Manual de Hec-Ras se recomienda que como primer aproximación mínima sería $1/20$ del tiempo en que produce el pico del hidrograma.
- b) Intervalo de salida del hidrograma (Hydrograph output Interval).- Mediante este parámetro definiremos en que intervalo de tiempo se escribe en el archivo HEC-DSS respecto al intervalo de tiempo escogido del hidrograma. Por lo que el tiempo seleccionado tendrá que ser igual o mayor al intervalo de tiempo del hidrograma.
- c) Intervalo de la salida del mapa (Mapping output interval).- La elección de este intervalo determinará el tiempo en el cual visualizaremos el progreso de la inundación obtenida en la ventana Ras Mapper.
- d) Intervalo de salida detallado (Detailed output interval).- Mediante este parámetro se indicará en que intervalo de tiempo se quiere que se muestre los resultados de las nivel de superficie de agua y caudal. El tiempo a elegir tendrá que ser igual o mayor que el tiempo de simulación.

En base a las recomendaciones dadas en el Manual de Hec-Ras se optaron por los parámetros establecidos en la Imagen N° 49. Para el Intervalo de salida del hidrograma, salida del mapa y el intervalo de salida detallado se optaron por un tiempo de 10 minutos.

En cuanto al Intervalo de tiempo de Simulación tal como se menciona es uno de los parámetros más importante por lo que la obtención de un tiempo que nos genere resultados correctos en el modelamiento conlleva a generar diferentes pruebas.

Para tener una idea de con que tiempo empezar las pruebas de simulación se tomo las recomendaciones del Manual de Usuario de HEC-RAS donde indica tomar como primera aproximación 1/20 del intervalo de tiempo del hidrograma. Que para el presente estudio es de 10 minutos.

$$\Delta t = \frac{600}{20} = 30 \text{ segundos}$$

Otra de las alternativas que indica HEC-RAS se basa en el número de Courant y se aplicara según se emplee la ecuación de Saint Venant u Onde Difusa:

Número de Courant para la ecuación de Saint Venant:

$$C = \frac{V * \Delta t}{\Delta X} \leq 1$$

Máximo Valor de C =3.0

Donde:

C=Numero de Courant

V=Velocidad del flujo

Δt =intervalo de tiempo de simulación

ΔX = tamaño promedio de grilla

Se generó una malla de 2x2 metros y se probó con un tiempo de simulación de 30 segundos tomando como referencia la recomendación de HEC-RAS, los resultados obtenidos fueron inestables. De tal modo se descartó los resultados obtenidos sabiendo que se tenía que optar por tiempo de simulación mucho

más bajos, optando por una malla de 2 x 2 metros y con intervalos de tiempo de 5, 3, 2,1 y 0 segundos.

Finalmente, con las pruebas realizadas y analizando la similitud de los mapas de inundación descartando los tiempo que nos generan resultados falsos, se optó por una malla de 2 x 2 metros y con un intervalo de tiempo de 2 segundos.

Tabla 37 Comprobación número de Courant

Tamaño de la malla (m)	Intervalo de tiempo de simulación (segundos)	Velocidad	Courant	C<1 o C=3
2	0.5	4.00	1	Estable
2	1	4.00	2	Estable
2	2	4.00	4	Inestable
2	3	4.00	6	Inestable
2	5	4.00	10	Inestable
2	30	4.00	60	Inestable

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 38 Intervalo de tiempos de simulación estables

Tamaño de la malla (m)	Intervalo de tiempo de simulación (segundos)	Tiempo de ejecución (minutos: segundos)	Análisis
2x2	0.5	38:43	Estable
2x2	1	20:46	Estable
2x2	2	11:17	Inestable
2x2	3	07:50	Inestable
2x2	5	5:57	Inestable
2x2	30	00:38	Inestable

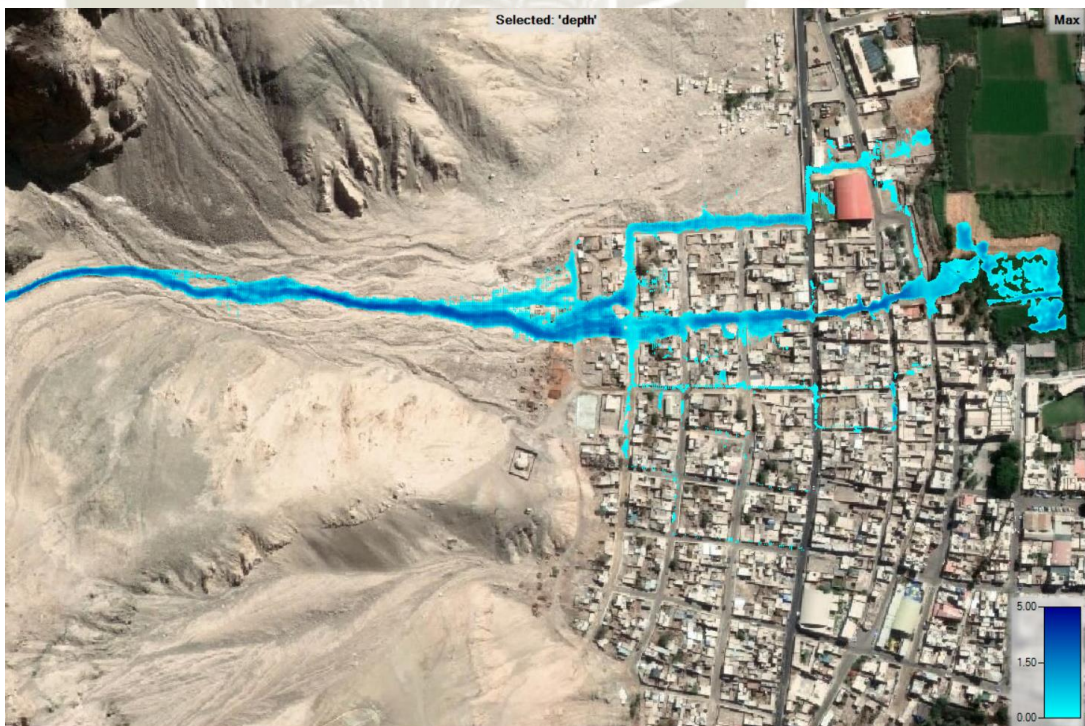
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 43 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 30\text{sec}$



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 44 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 5\text{sec}$



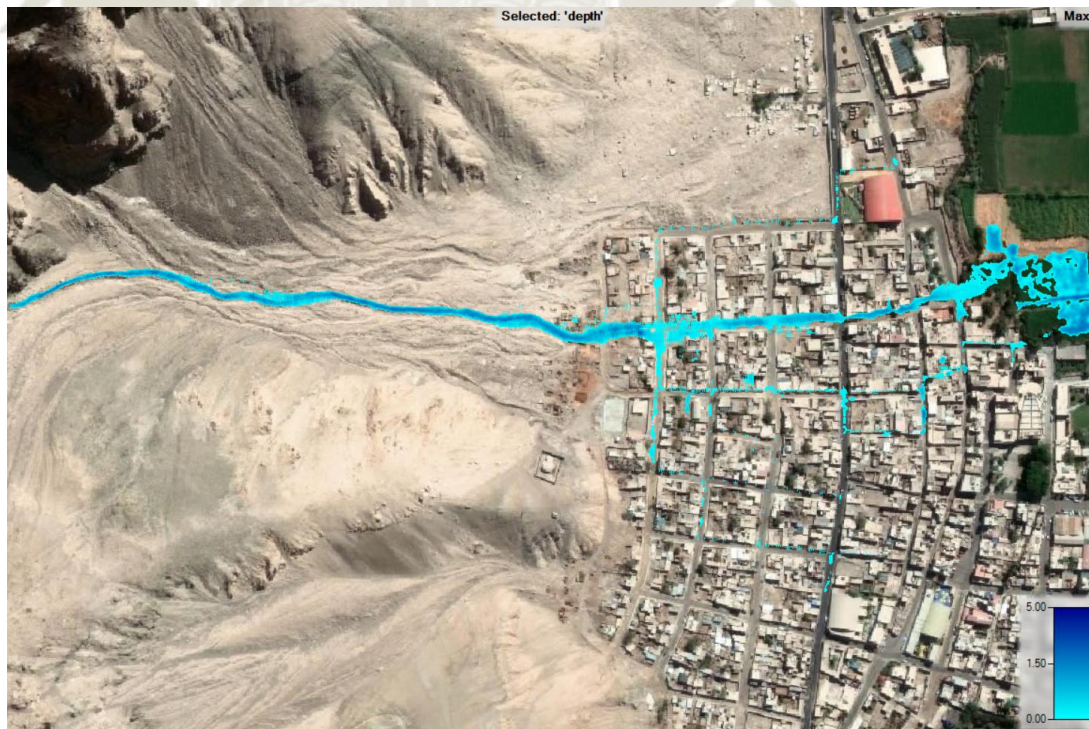
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 45 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 3\text{sec}$



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 46 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 2\text{sec}$



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 47 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 1\text{sec}$



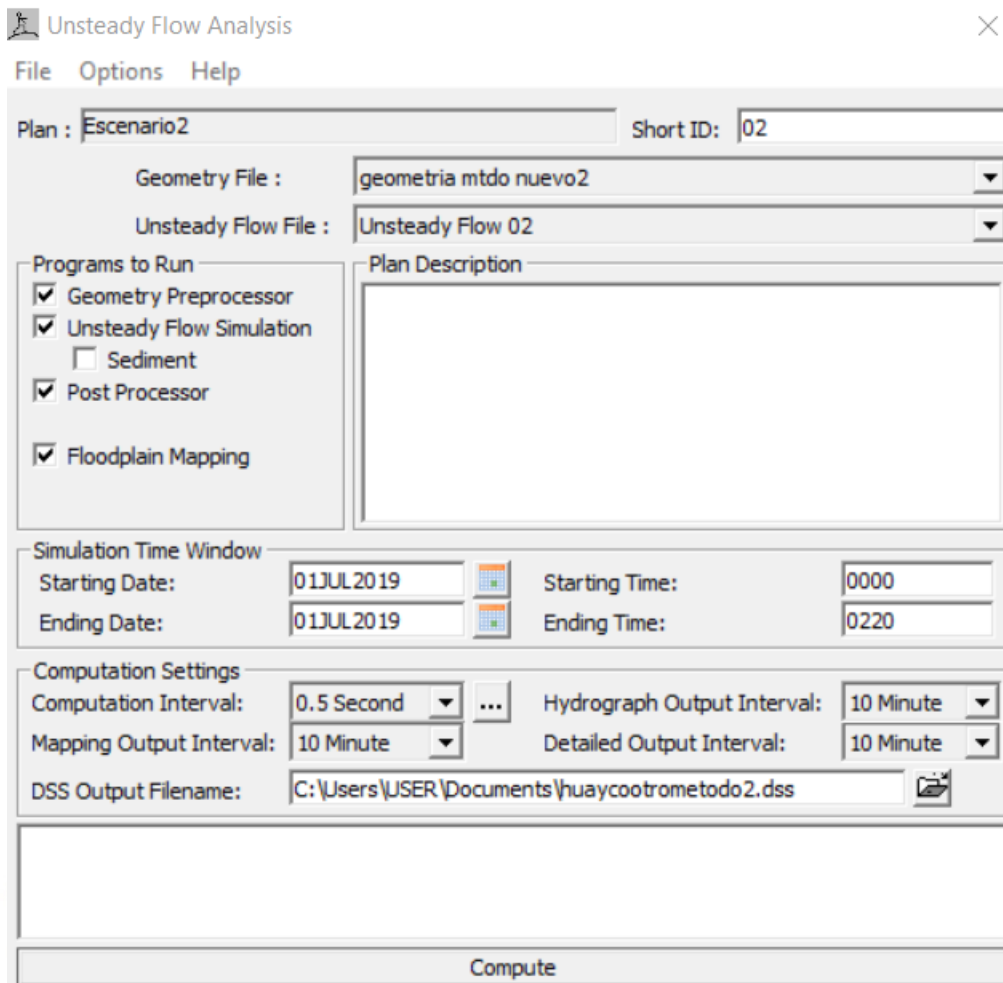
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 48 Inundación malla 2x2- $\Delta t= 0.5\text{sec}$



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 49 Simulación Flujo no Permanente



Fuente: HEC-RAS

5.1.4. Resultados Modelamiento

Una vez terminado el análisis Hec-Ras nos permite visualizar los resultados en la ventana Ras Mapper donde podremos observar los mapas de tirantes máximos (Depth) y el de velocidades (Velocity) para cada uno de los escenarios propuestos.

Imagen N° 50 Mapa de inundación Escenario 1 Tr=25años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 51 Mapa de profundidades Escenario 1 Tr=25años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 52 Mapa de velocidades Escenario 1 Tr=25años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 53 Mapa de inundación Escenario 2 Tr=25años



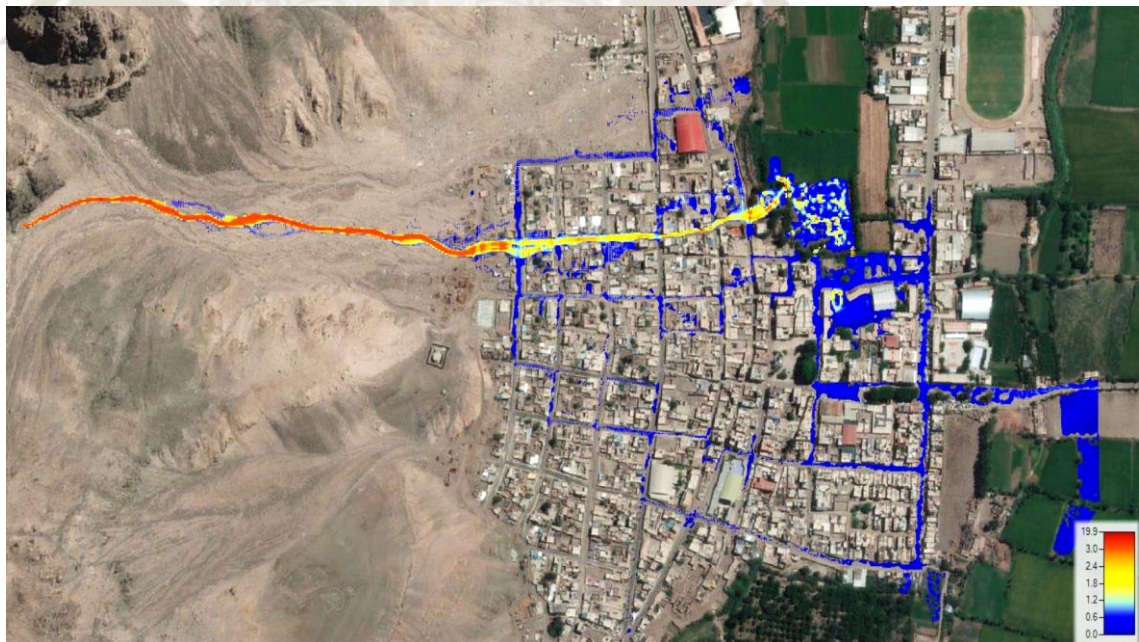
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 54 Mapa de profundidades Escenario 2 Tr=25años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 55 Mapa de velocidades Escenario 2 Tr=25años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 56 Mapa de inundación Escenario 3 precipitación SENANMHI 10 mm



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 57 Mapa de profundidades Escenario 3 precipitación SENANMHI 10 mm



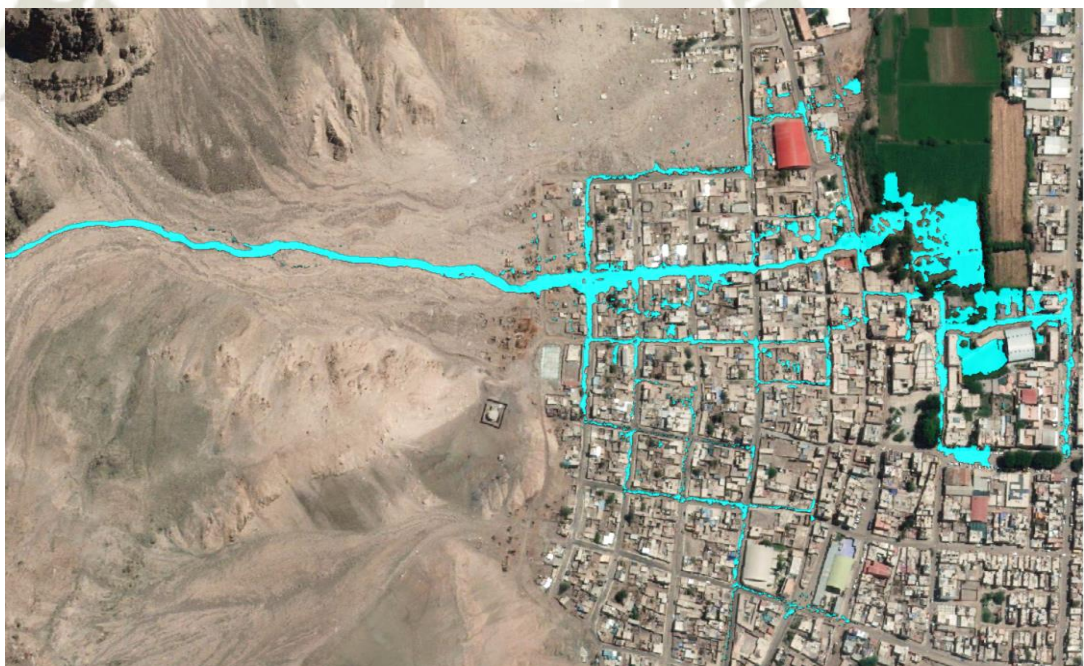
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 58 Mapa de velocidades Escenario 3 precipitación SENANMHI 10 mm



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 59 Mapa de inundación Escenario 4 Tr=25años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 60 Mapa de profundidades Escenario 4 Tr=25años



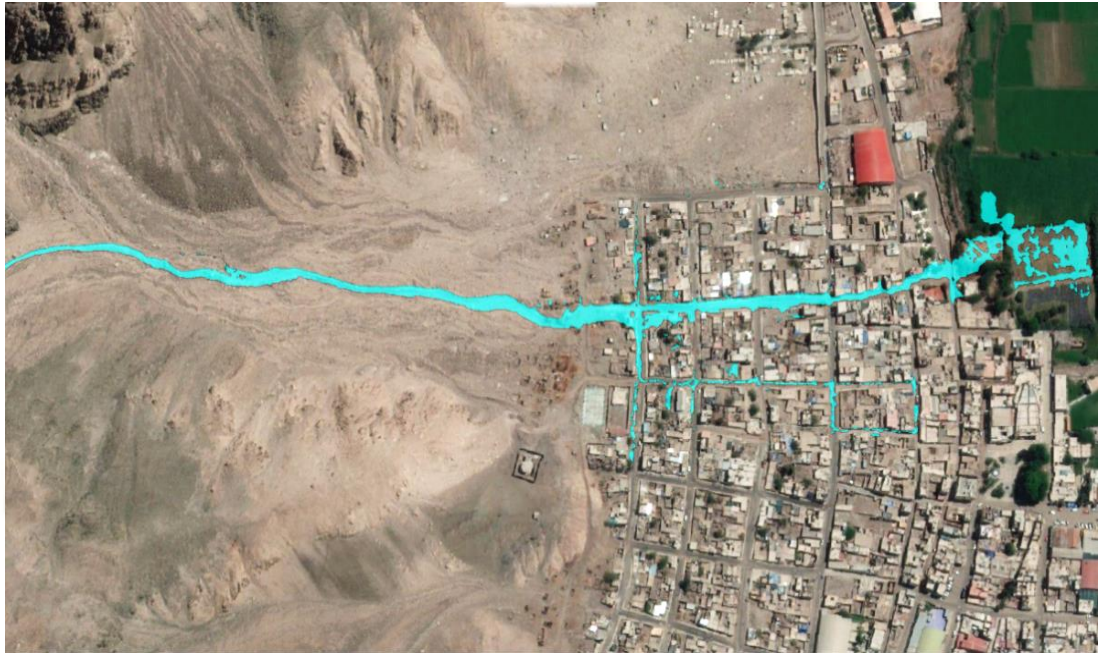
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 61 Mapa de velocidades Escenario 4 Tr=25años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 62 Mapa de inundación Escenario 5 Tr=5años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 63 Mapa de profundidades Escenario 5 Tr=5años



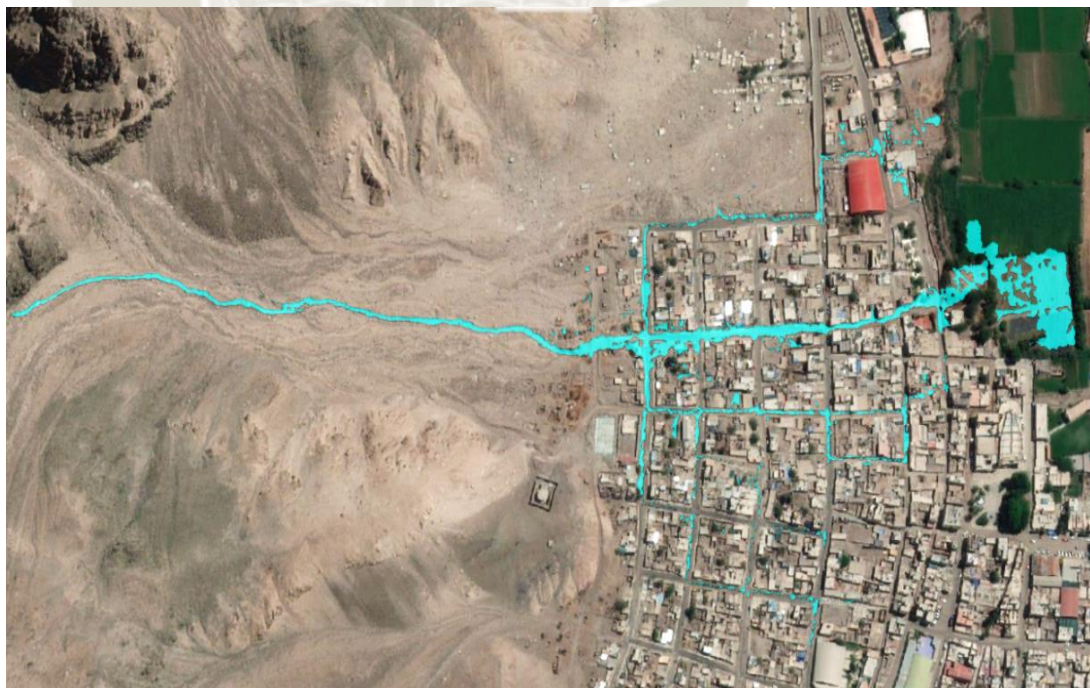
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 64 Mapa de velocidades Escenario 5 Tr=5 años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 65 Mapa de inundación Escenario 6 Tr=10 años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 66 Mapa de profundidades Escenario 6 Tr=10 años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 67 Mapa de velocidades Escenario 6 Tr=10 años



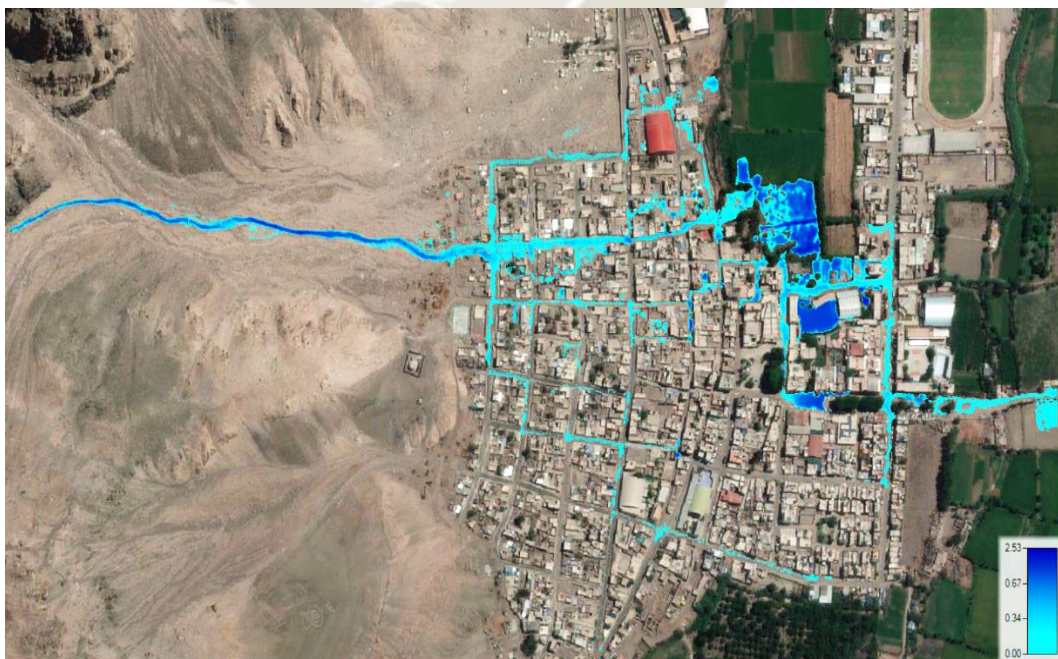
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 68 Mapa de inundaciones Escenario 7 Tr= 50 años



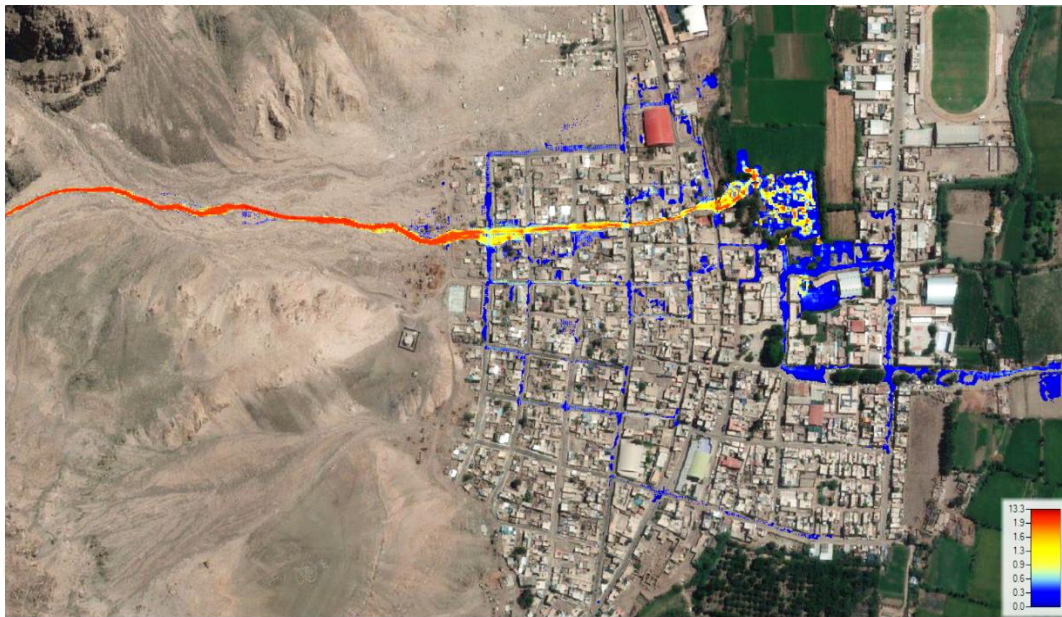
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 69 Mapa de profundidades Escenario 7 Tr= 50 años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 70 Mapa de velocidades Escenario 7 Tr= 50 años



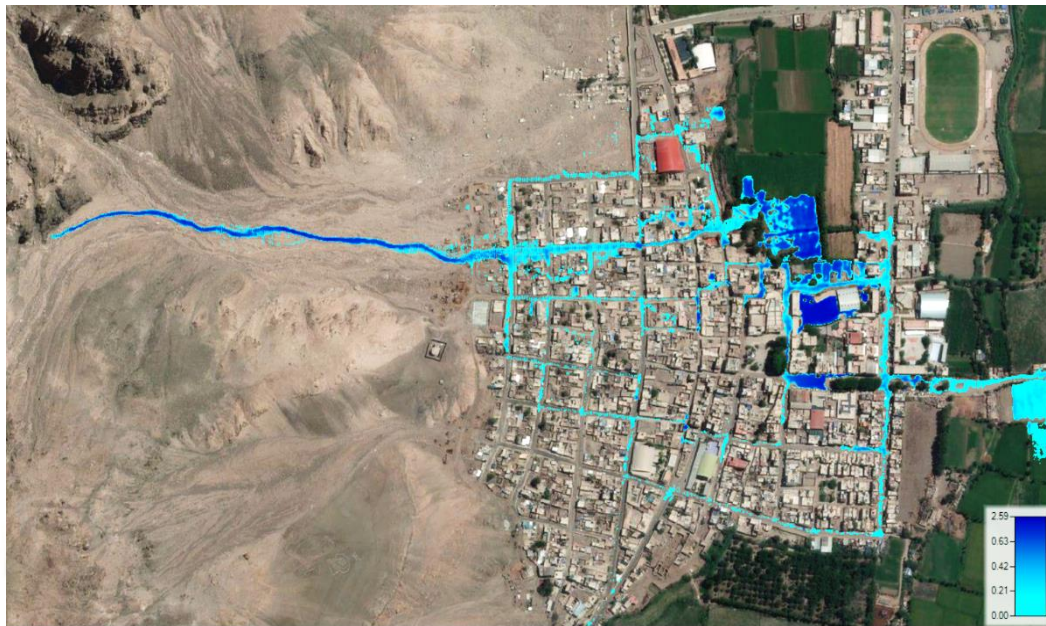
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 71 Mapa de inundación Escenario 7 Tr= 50 años



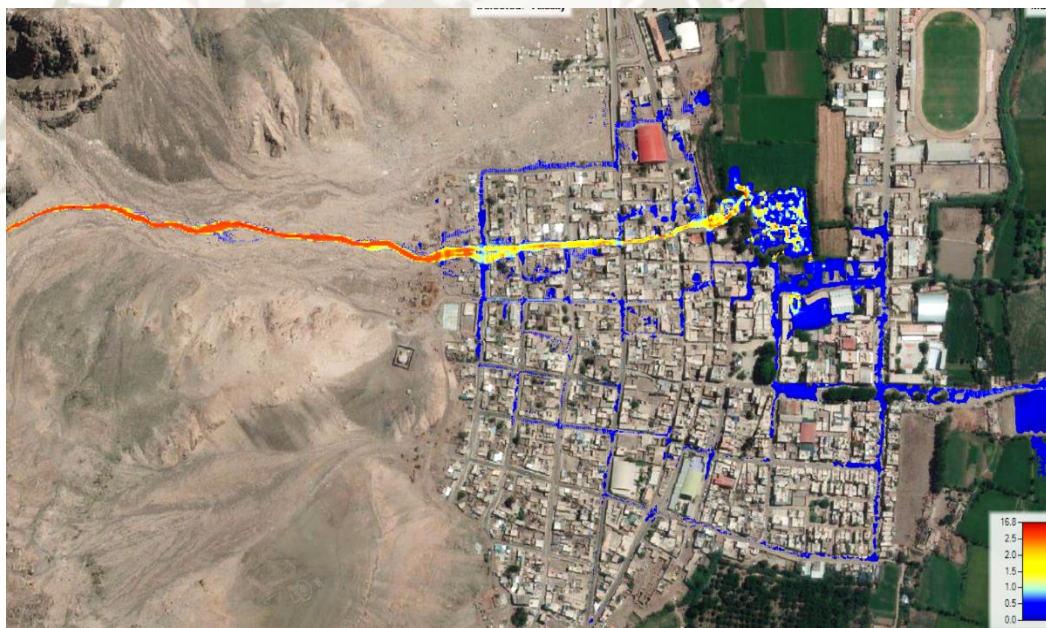
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 72 Mapa de profundidades Escenario 8 Tr= 100 años



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 73 Mapa de velocidades Escenario 8 Tr= 100 años



Fuente: Elaboración Propia

Analizando los resultados obtenidos para cada uno de los escenarios, se llegó a la conclusión de tomar 2 escenarios para el análisis de la vulnerabilidad, el primero correspondiente a los eventos históricos siendo el de periodo de retorno de 25 años (Escenario 1), mientras que el segundo corresponde a la recomendación que da el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje 6 refiriéndose a un periodo de retorno de 100 años (Escenario 8). Esto en base a las profundidades del flujo y áreas de

inundación. Resaltar que para el escenario 3 no se produjo ningún área de inundación.

En lo que respecta al Escenario 1 presenta profundidades de flujo en la zona del cauce del huayco de $h=1.96$ m mientras que en la principal calle de caída del huayco presenta alturas de $h=0.71$ m, siendo en el área agrícola donde se producen las mayores profundidades de hasta $h=2.50$ debido a la presencia de canales de regadío. Las velocidades se hacen mayores en la zona de cauce del huayco y en la principal calle de caída del huayco con 9.6 m/s y 2.4 m/s respectivamente.

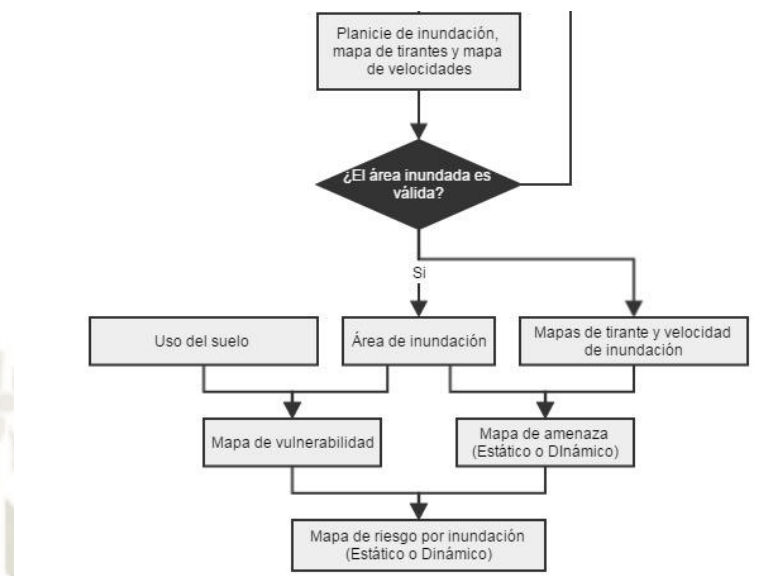
Finalmente para el Escenario 8 presenta profundidades de flujo en la zona del cauce del huayco de $h=2.30$ m mientras que en la principal calle de caída del huayco presenta alturas de $h=0.95$ m, siendo en el área agrícola donde se producen las mayores profundidades de hasta $h=2.75$ debido a la presencia de canales de regadío, tomando especial consideración en el colegio San Tarsicio que presenta una inundación de $h=2.3$ m en las canchas deportivas. Las velocidades se hacen mayores en la zona de cauce del huayco y en la principal calle de caída del huayco con 16.8 m/s y 5.3 m/s respectivamente

5.2. Estimación del Riesgo

En la sección 2.6.1 se mencionaron las diferentes herramientas por las que podemos determinar el riesgo. En el presente estudio se realizara un análisis completo y cuantitativo, es decir, estimaremos las dos componentes del riesgo.

En el siguiente esquema

Gráfico 15 Procedimiento obtención mapa de vulnerabilidad, peligro y riesgo



Fuente: (Concha Zeballos & Miranda Vega, 2016)

Como se observa en el Gráfico 15 para la obtención de los mapas de vulnerabilidad se usara un mapa de usos de suelo según la situación actual de la ciudad de Aplao y se interceptara con el mapa de inundación obtenido en el modelamiento hidráulico con Hec-Ras. Mientras que para el mapa de peligro usaremos los parámetros de profundidad del flujo y velocidad; si usamos la variable de profundidad del flujo el análisis recibe el nombre de análisis estático. Por el contrario si usamos la variable velocidad recibirá el nombre de un análisis dinámico.

Para la determinación del riesgo ante la inundación por la caída de un huayco en la ciudad de Aplao se tomó como base las recomendaciones de la Norma Suiza SIA 261/1 (SIA, 2003), donde los flujos de detritos se denominan impactos extraordinarios.

Según los criterios de recomendación de la Norma Suiza para evaluar la intensidad del flujo de detritos se tomara en consideración los umbrales de intensidad alta y media, mas no de una intensidad baja.

Las inundaciones de alta intensidad corresponde: El rebote de grandes masas de escombros, barro y madera mezclados con agua sobre las partes estructurales de los edificios puede provocar daños estructurales importantes o su destrucción repentina. Los humanos y los animales corren un riesgo considerable debido al peligro de derrumbe de edificios e inundaciones. Los flujos de detritos de laderas pueden penetrar en los edificios (a través de puertas, ventanas, fachadas de vidrio y puntos débiles estructurales)

y representan un peligro para los humanos. Las reparaciones a menudo implican costos muy altos. Los cambios considerables en el terreno con grandes áreas de erosión, depósitos de escombros e inundaciones provocan la interrupción, el daño o la destrucción de la infraestructura (carreteras, líneas eléctricas, red de agua y desagüe).

Las inundaciones de media intensidad corresponden a aquellas que a pesar de ser relativamente poco profundos, los flujos de detritos en pendiente son peligrosos debido a las piedras que llevan consigo. El rebote de rocas y cantos rodados y la penetración del agua pueden dañar las estructuras y los interiores del edificio sin afectar la estabilidad general. Los flujos de escombros de laderas pueden penetrar en los edificios y representar un riesgo para los humanos (a través de puertas, ventanas, fachadas de vidrio o debilidades estructurales). Los humanos y los animales también corren peligro al aire libre. La calidad residencial puede verse gravemente afectada. Las reparaciones generalmente se pueden realizar a un costo proporcional. La deposición de escombros, barro y madera puede causar daños y bloqueos, en particular a la infraestructura terrestre (por ejemplo, carreteras). Los pasajes, tuberías y canales de drenaje se pueden bloquear.

Tabla 39 Rango de Inundación según Nivel de Intensidad

Niveles de Intensidad	Profundidad del flujo (h) <i>Inundaciones Estáticas</i>	Velocidad (m/s) <i>Inundaciones Dinámicas</i>
Alta	$h > 1 \text{ m}$	$v > 1 \text{ m/s}$
Media	$0 \text{ m} > h \geq 1 \text{ m}$	$0 \text{ m/s} > v \times h \geq 1 \text{ m/s}$
Baja	No existe	No existe
Ningún Impacto	$h = 0 \text{ m}$	$v = 0 \text{ m/s}$

Fuente: Elaboración Propia

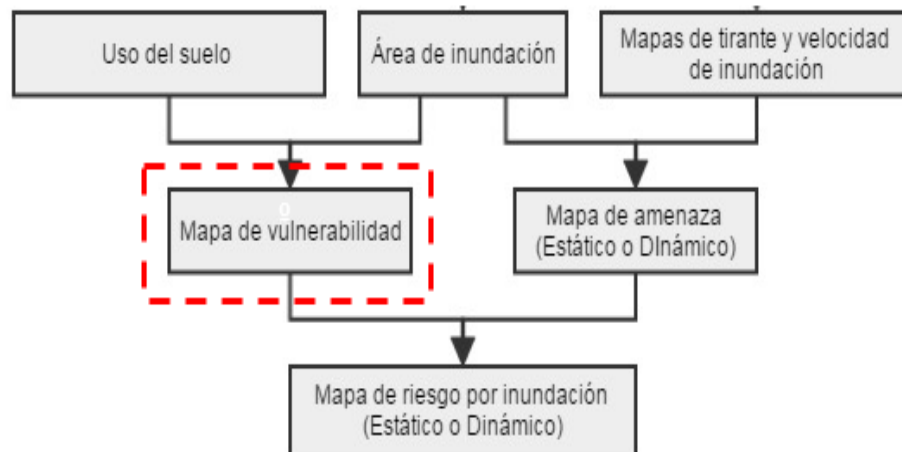
5.2.1. Estimación de la vulnerabilidad

Siguiendo el criterio establecidos en la sección precedente se procedió a exportar los mapas de inundación obtenidos en HEC-RAS.

En Arcgis importaremos el mapa de inundación, velocidades y profundidades solamente del escenario correspondiente al de diseño y el de evento histórico.

Seguiremos el proceso mostrado en el Gráfico 16 para obtener el mapa de vulnerabilidad según las recomendaciones del Manual HEC-GeoRas: USACE, 2008

Gráfico 16 Proceso de obtención mapa de vulnerabilidad



Fuente: (Concha Zeballos & Miranda Vega, 2016)

El nivel de vulnerabilidad será estimado en función del área de inundación según la Tabla 40.

Tabla 40 Niveles de Vulnerabilidad

Niveles de Vulnerabilidad	Área de inundación (%)
Muy Alta	76-100 %
Alta	51-75 %
Media	25-50 %
Baja	< 25 %

Fuente: Elaboración Propia

Para la creación del mapa de usos de suelo se trabajó con imágenes satelitales obtenidas de Google Earth y visitar en campo, a través de la cual se pudo realizar una clasificación que fueron contrastadas con el MDT (Imagen N° 74).

Con ayuda de la herramienta “Intersect” en Arcgis se procedió a interceptar el shape de inundación (Imagen N° 50) con el mapa de usos de suelo (Imagen N° 74), de tal manera obtener el área inundada para los diferentes usos de suelo.

Imagen N° 76 Mapa de vulnerabilidad según usos de suelos Escenario 8



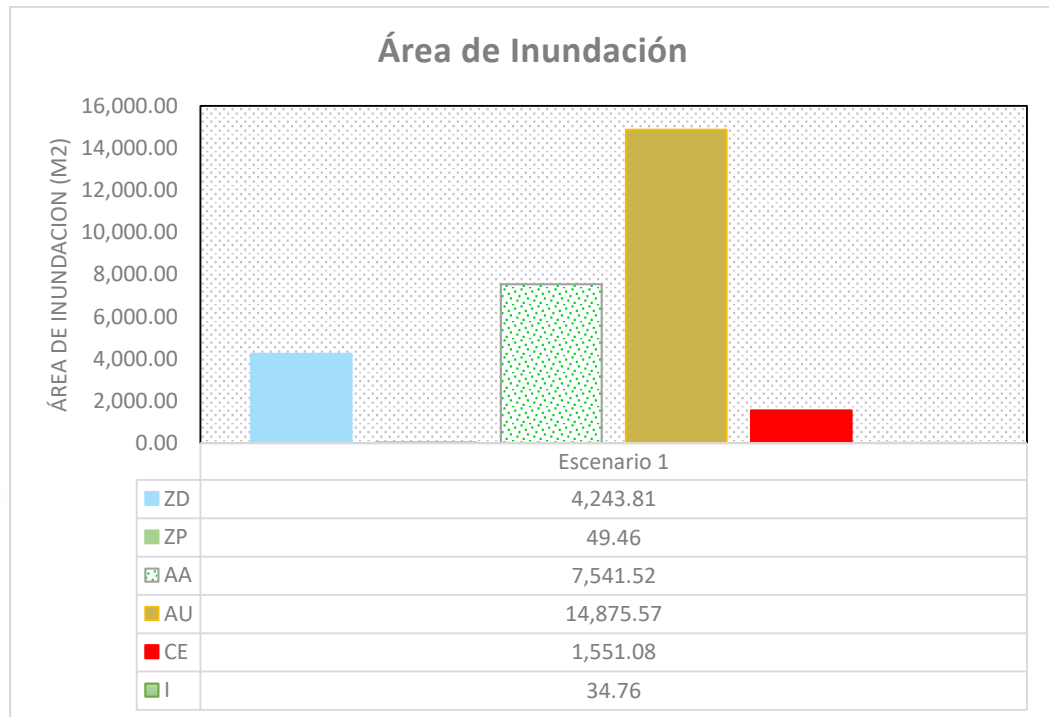
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 41 Áreas Inundadas según uso de suelos Escenario 1 e Escenario 8

ESCENARIO 1			ESCENARIO 8		
USO	A.INUNDADA(m ²)	PORCENTAJE	USO	A.INUNDADA(m ²)	PORCENTAJE
ZD	4,243.81	15.0%	ZD	5,196.70	11.8%
ZP	49.46	0.2%	ZP	356.11	0.8%
AA	7,541.52	26.7%	AA	12,134.58	27.5%
AU	14,875.57	52.6%	AU	24,024.75	54.4%
C	0.00	0.0%	C	62.19	0.1%
CE	1,551.08	5.5%	CE	2,280.50	5.2%
CS	0.00	0.0%	CS	29.40	0.1%
I	34.76	0.1%	I	58.77	0.1%
TOTAL	28,296.20		TOTAL	44,143.00	

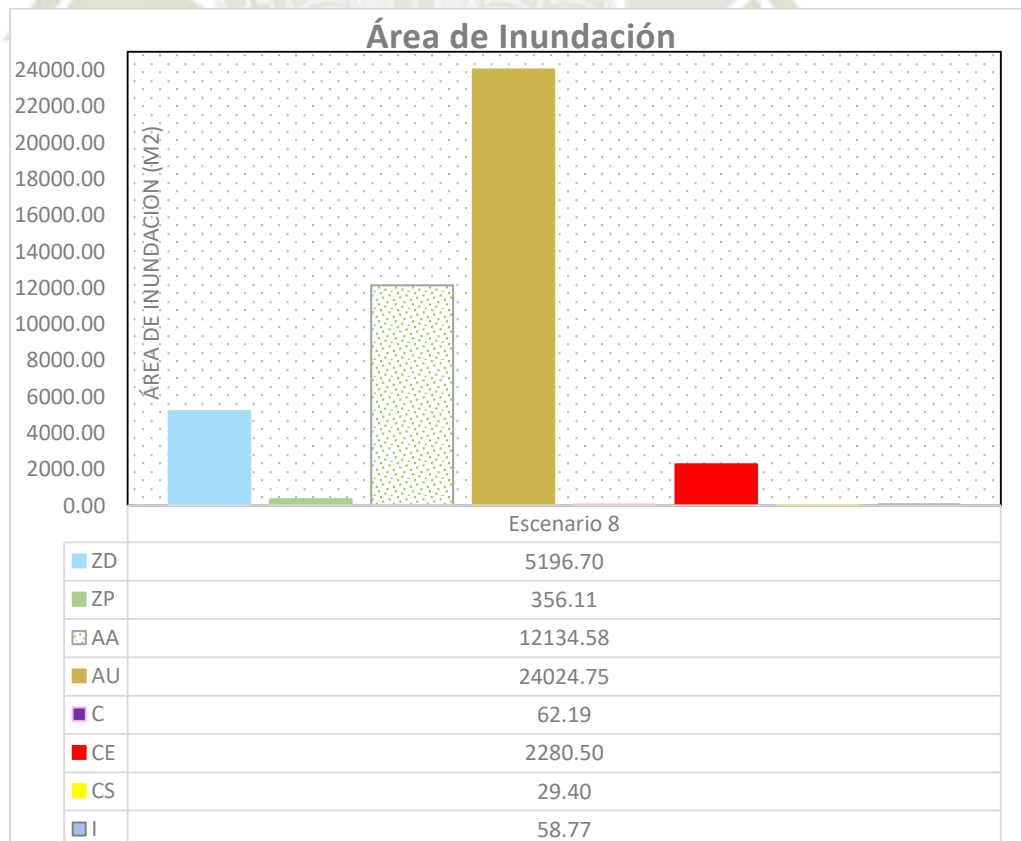
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 17 Áreas Vulnerabilidad según usos de suelo Escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 18 Áreas Vulnerabilidad según usos de suelo Escenario 8



Fuente: Elaboración Propia

En la estimación de la vulnerabilidad principal objetivo de la presente tesis, podemos notar que tanto para el Escenario 1 y Escenario 8 el área más vulnerable corresponde al Área Urbana con un 52.6 % y 54.4 % respectivamente, seguida de la zona agrícola también vulnerable para ambos escenarios con 26.7 % y 2 %. La zona desértica no habitada correspondiente a antiguos depósitos coluviales también representa una importante área de inundación del 15 y 12 %, pero no representa una zona vulnerable al no contar con presencia de población y algún uso de importancia, sin embargo se debe declarar como una zona no permitida para la expansión urbana.

En conclusión el área urbana presenta una vulnerabilidad alta y el área agrícola presenta una vulnerabilidad media.

Las viviendas más vulnerables son las que se encuentran en la Calle Francisco Bolognesi principal calle de descenso, Calle Mariano Tapia y Calle 2 de Mayo paralelas a esta por donde también se produce el descenso.

En cuanto al Área Agrícola la zona vulnerable corresponde a la ubicada a espaldas de la Calle Castilla.

5.2.2. Estimación del peligro

a) Análisis Estático

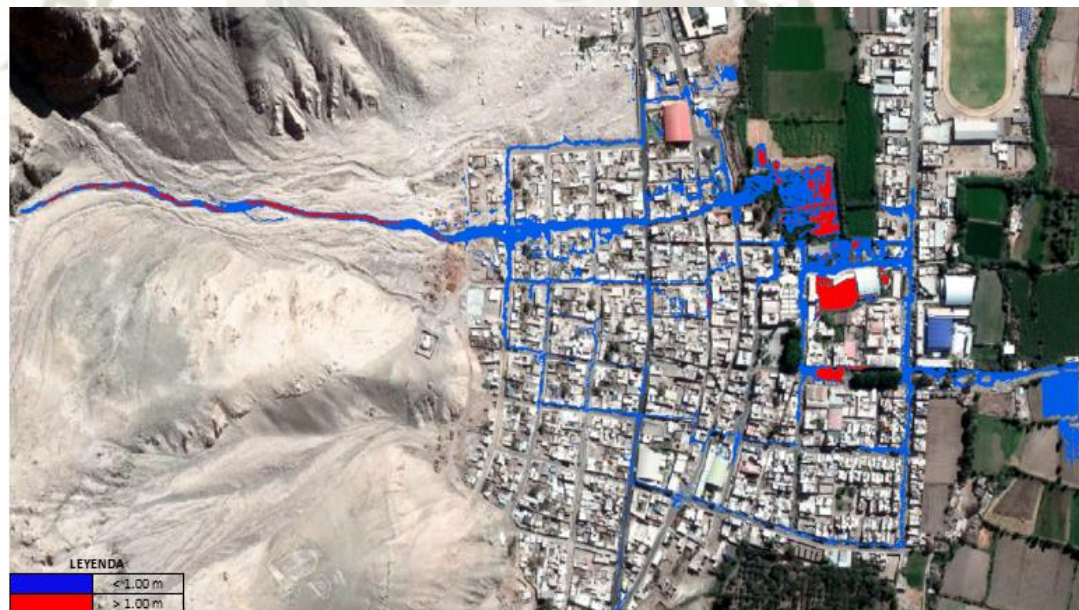
Para la estimación del peligro específicamente del análisis estático, importaremos a Arcgis el mapa de profundidades. Con el mapa de profundidades haciendo uso de la herramienta “Reclassify” realizaremos una reclasificación al raster según los criterios establecidos en la de profundidades del flujo y así poder realizar el análisis estático para los escenarios 1 y 8. (Imagen N° 77 e Imagen N° 78)

Imagen N° 77 Mapa de peligro estático Escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 78 Mapa de peligro estático Escenario 8



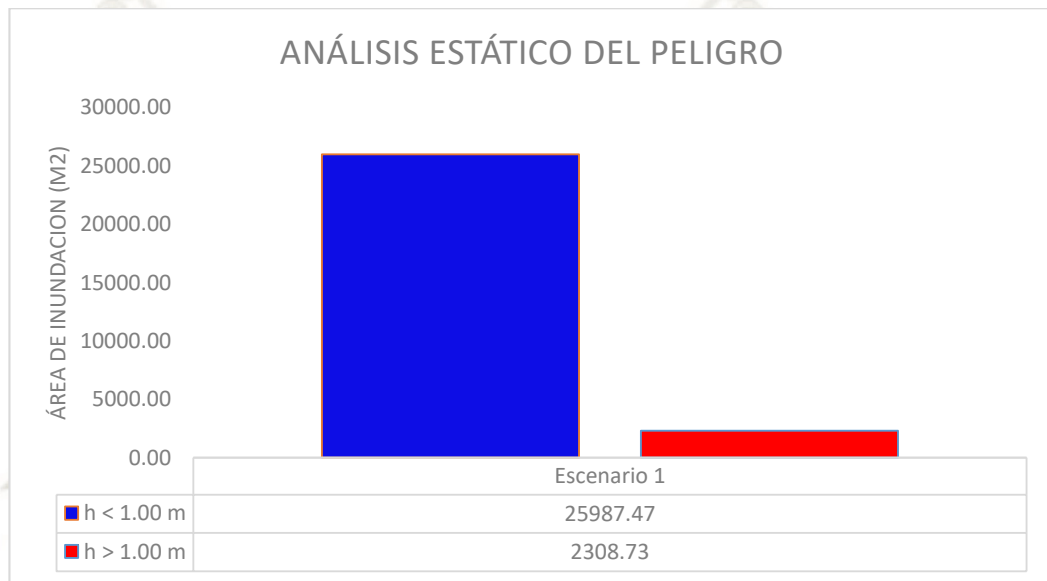
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 42 Áreas de inundación según parámetro de profundidad de flujo- Peligro estático

Parámetro	Escenario 1		Escenario 8	
	Área(m ²)	Porcentaje	Área(m ²)	Porcentaje
h < 1.00 m	26334.37	92%	37788.86	86%
h > 1.00 m	2308.73	8%	6354.15	14%
TOTAL	28643.09		44143.01	

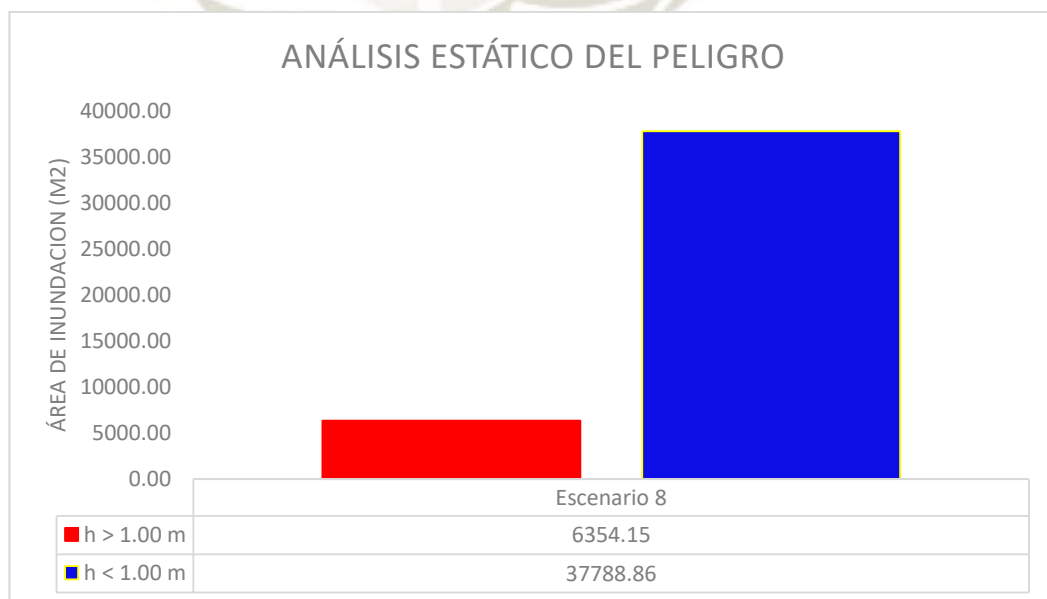
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 19 Análisis Estático del Peligro Escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 20 Análisis Estático del Peligro Escenario 8



Fuente: Elaboración Propia

Según el análisis estático del peligro realizado, el nivel de intensidad de peligro predominante sería un nivel medio tanto para el Escenario 1 e Escenario 8. En lo que respecta al Escenario 1 el área correspondiente al nivel de intensidad de peligro medio está representando fundamentalmente en el área urbana con $h=0.71\text{m}$ y las zonas agrícolas con $h= 2.45$ ante la presencia de canales, que representan el área mayor inundada y más vulnerable, mientras que el nivel de intensidad de peligro alto en la zona está representando por la zona desértica y la zona agrícola debido a la formación de un canal ya pronunciada y por ende la formación de mayores profundidades de flujo $h=1.96\text{ m}$ (zona desértica), zona agrícola y por la inundación del centro educativo al encontrarse en un desnivel por debajo de la vía. Por lo que podemos concluir que el nivel de intensidad de peligro predominante a elegir sería el nivel medio.

b) Análisis Dinámico

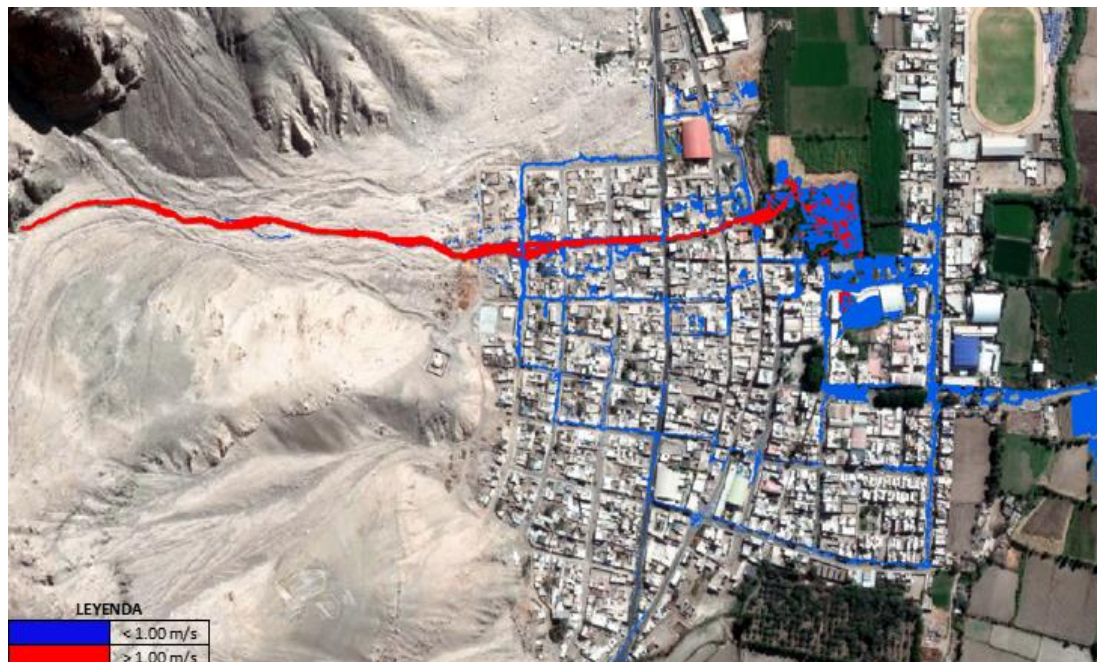
Para la estimación del peligro específicamente del análisis dinámico, importaremos a Arcgis el raster de velocidades. Con el mapa de velocidades haciendo uso de la herramienta “Reclassify” realizaremos una reclasificación al raster según los criterios establecidos en la según los criterios Posteriormente se hará una conversión del raster a polígono donde ya obtendremos obteniendo así el mapa de peligros para un análisis dinámico.

Imagen N° 79 Mapa de peligro dinámico Escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 80 Mapa de peligro dinámico Escenario 8



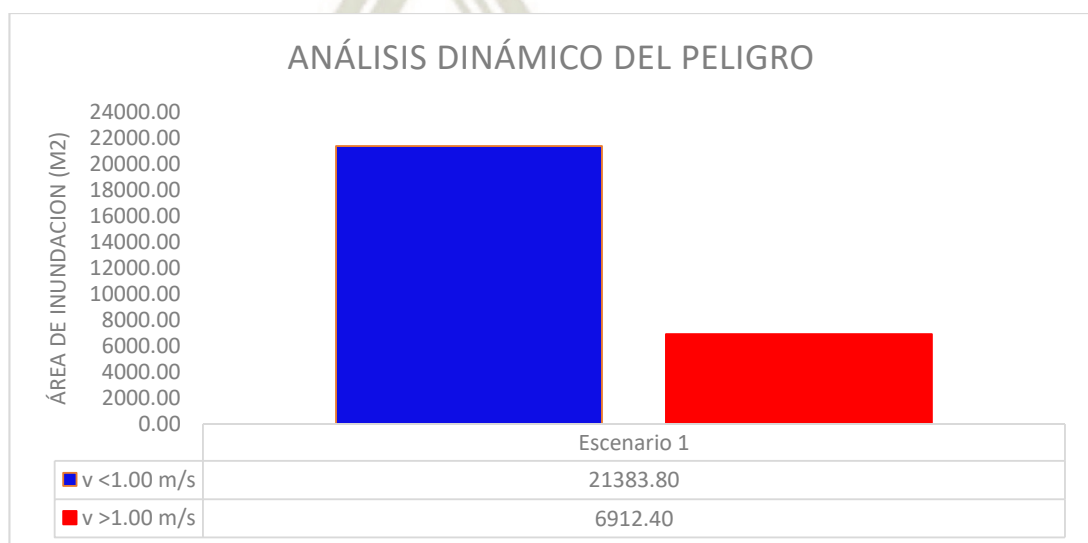
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43 Áreas de inundación según parámetro de velocidad- Peligro dinámico

Parámetro	Escenario 1		Escenario 8	
	Área(m ²)	Porcentaje	Área(m ²)	Porcentaje
v <1.00 m/s	21383.80	76%	34672.07	79%
v >1.00 m/s	6912.40	24%	9470.94	21%
TOTAL	28296.20		44143.01	

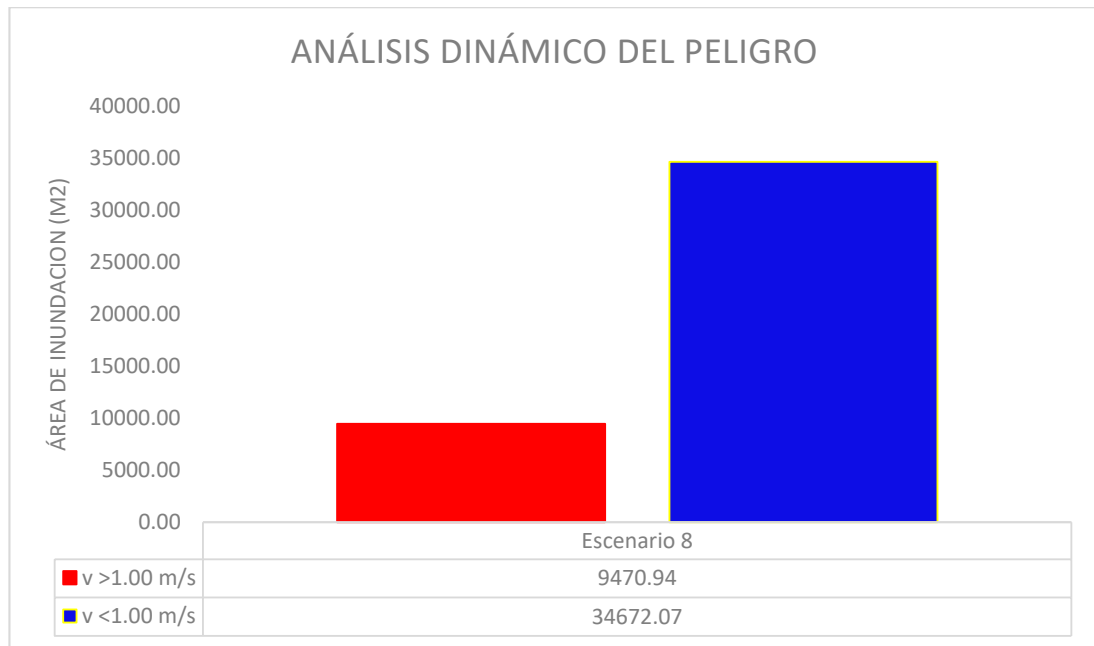
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 21 Análisis Dinámico del Peligro Escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 22 Análisis Dinámico del Peligro Escenario 8



Fuente: Elaboración Propia

Analizando los resultados del análisis del peligro dinámico, en el Escenario 1 el nivel de intensidad de peligro dinámico está representado por un nivel medio predominante, sin embargo el nivel de intensidad alto presenta un incremento con respecto al nivel de intensidad medio del análisis estático demostrando que el parámetro de la velocidad es predominante en esas zonas, concentrándose en la zona desértica y parte de la zona urbana debido a la presencia de pendientes pronunciadas con velocidades de hasta 9.6 m/s en la zona de cauce del huayco y de hasta 2.4 m/s en la principal calle de descenso del huayco. Concluyendo que para el análisis dinámico tenemos un nivel de intensidad medio. Mientras que para el Escenario 8 el nivel de peligro dinámico predominante está representado por un nivel medio con velocidades de hasta 16.8 m/s.

No existe una diferencia entre el análisis estático y dinámico, pero si mayor presencia de área para el nivel de intensidad medio en el análisis dinámico, debido a que la inundación de la ciudad de Aplao por flujo de detritos se ve afectado en gran manera por el parámetro de la velocidad ante la presencia de calles con pendientes pronunciadas y el arrastre de material erosionado.

5.2.3. Mapa de Riesgo

Para determinar el riesgo como se mencionó en el Capítulo 2, resulta de la intercepción del mapa de peligro o amenaza obtenido con el mapa de vulnerabilidad.

Para la realizar el mapa de riesgo se utilizó la herramienta “Intersect” para poder interceptar los polígonos reclasificados de amenaza o peligro (profundidad de flujo y velocidad) ya sea alta o media el peligro con el mapa de vulnerabilidad.

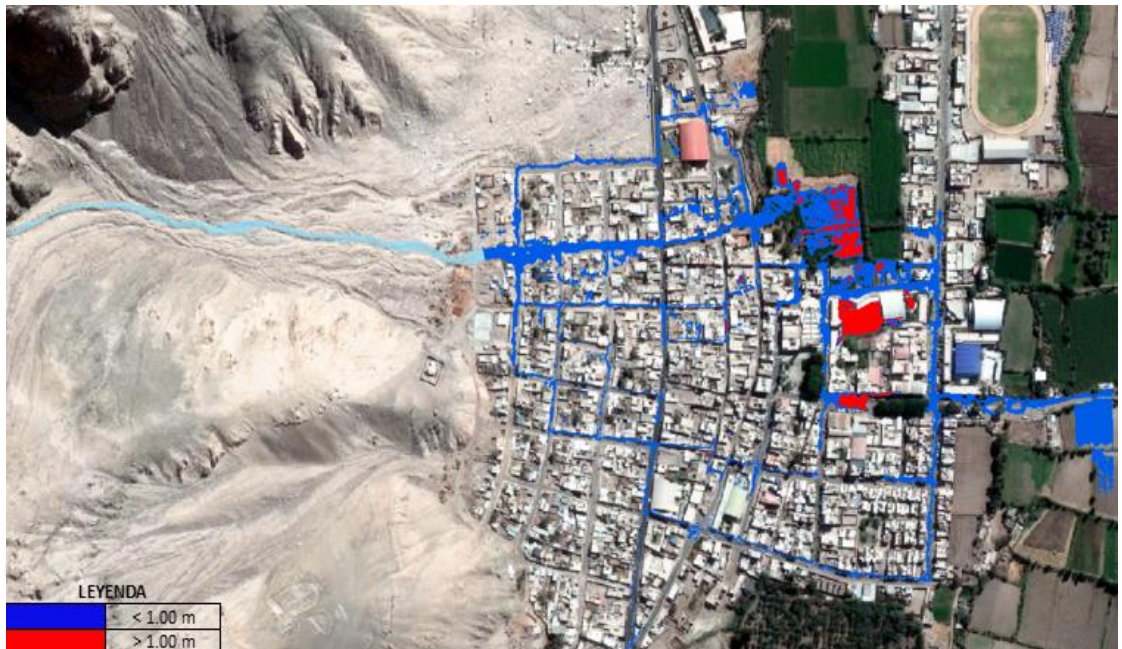
Los resultados mostrados representan la distribución de los niveles de peligro o amenaza respecto a los diferentes usos de suelo.

Imagen N° 81 Mapa de riesgo análisis estático escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 82 Mapa de riesgo análisis estático escenario 8



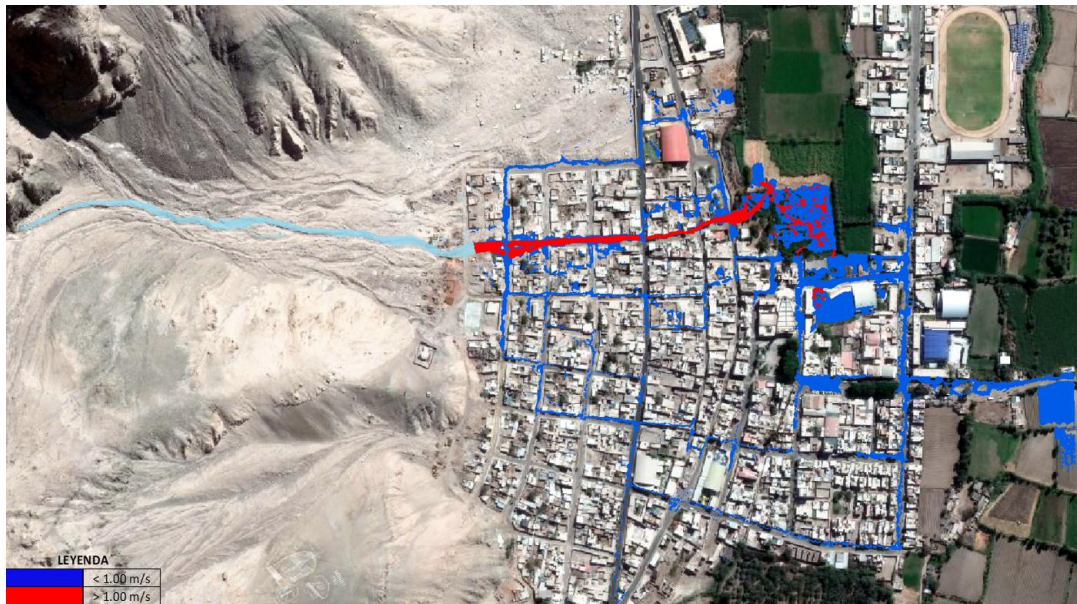
Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 83 Mapa de riesgo análisis dinámico escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 84 Mapa de riesgo análisis dinámico escenario 8



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44 Áreas de inundación según parámetro de profundidad de flujo- Riesgo estático

Parámetro	Escenario 1		Escenario 8	
	Área(m ²)	Porcentaje	Área(m ²)	Porcentaje
h <1.00 m	21822.92	93%	35385.65	91%
h >1.00 m	1726.15	7%	3560.65	9%
TOTAL	23549.08		38946.30	

Fuente: Elaboración Propia

El riesgo estático para los Escenarios 1 e Escenario 8 presentan un riesgo medio predominante.

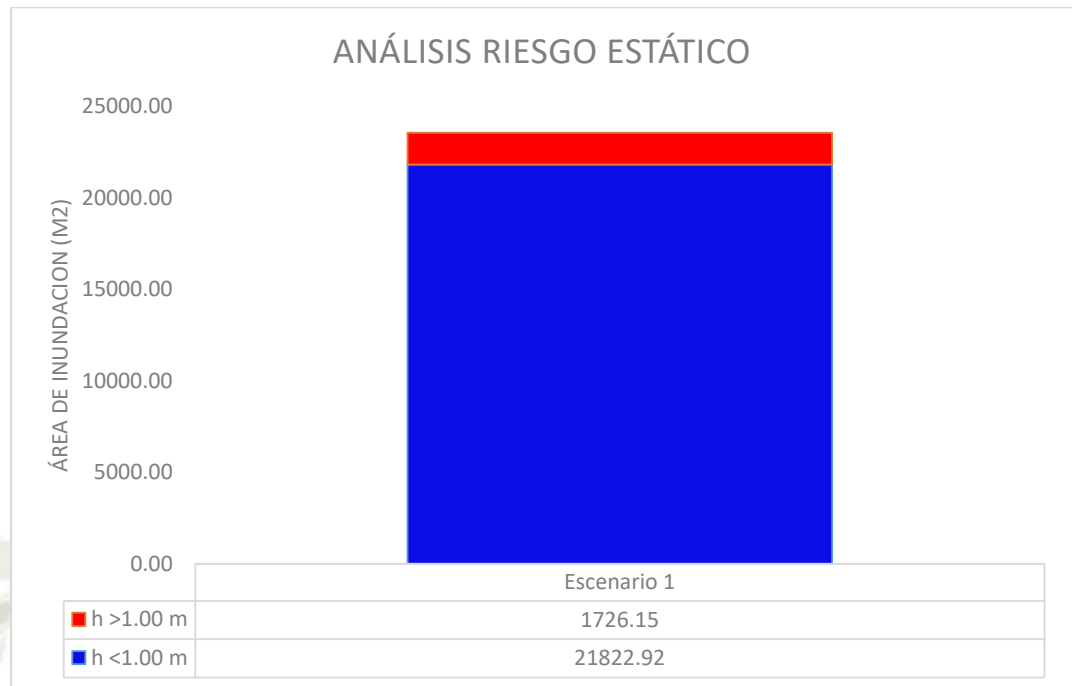
Tabla 45 Áreas de inundación según parámetro de profundidad de flujo- Riesgo dinámico

Parámetro	Escenario 1		Escenario 8	
	Área(m ²)	Porcentaje	Área(m ²)	Porcentaje
v <1.00 m/s	20544.65	87%	35015.76	90%
v >1.00 m/s	3004.43	13%	3930.53	10%
TOTAL	23549.08		38946.30	

Fuente: Elaboración Propia

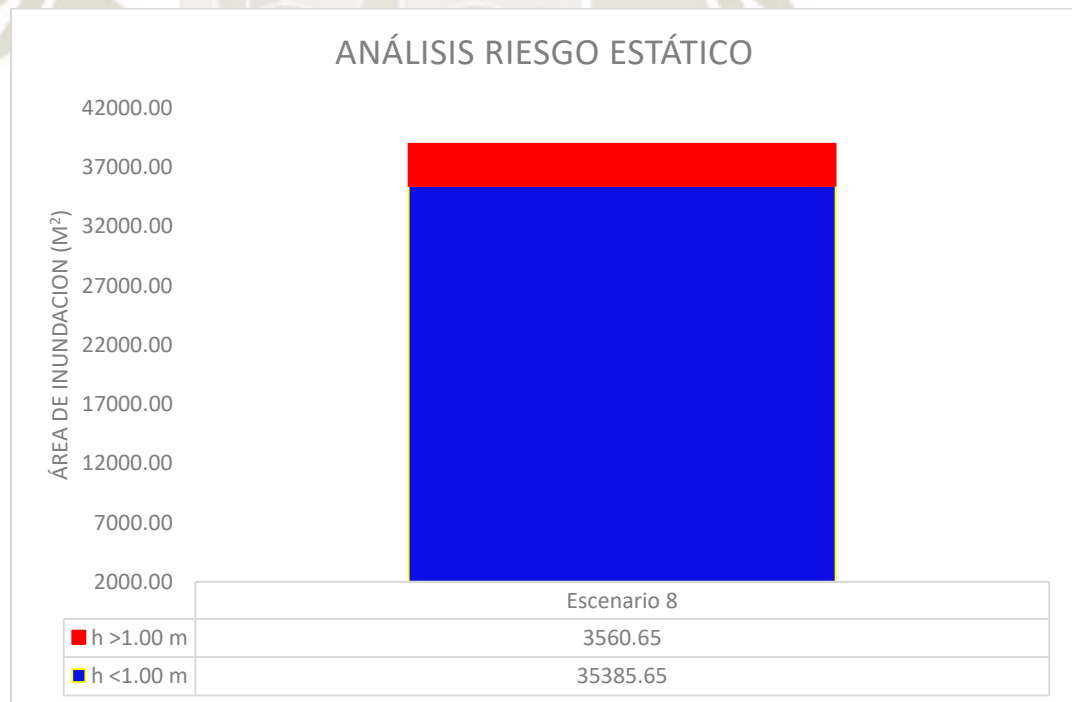
El riesgo dinámico para los Escenarios 1 e Escenario 8 presentan un riesgo medio predominante, presentando un leve incremento en el riesgo alto.

Gráfico 23 Análisis riesgo estático escenario 1



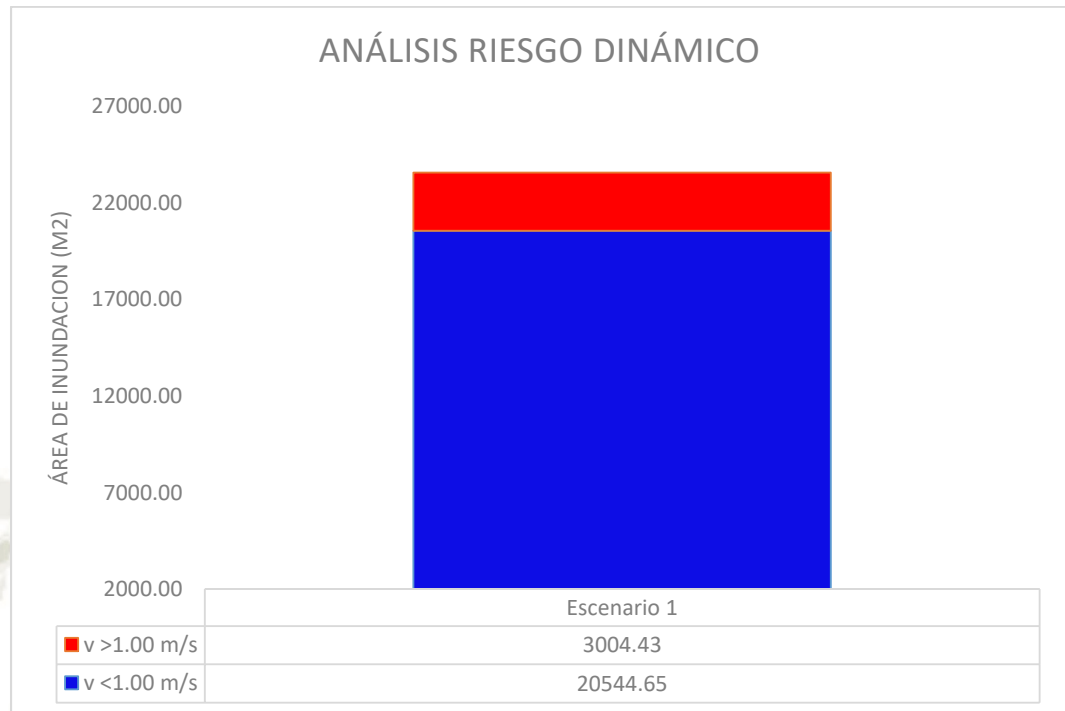
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 24 Análisis riesgo estático escenario 8



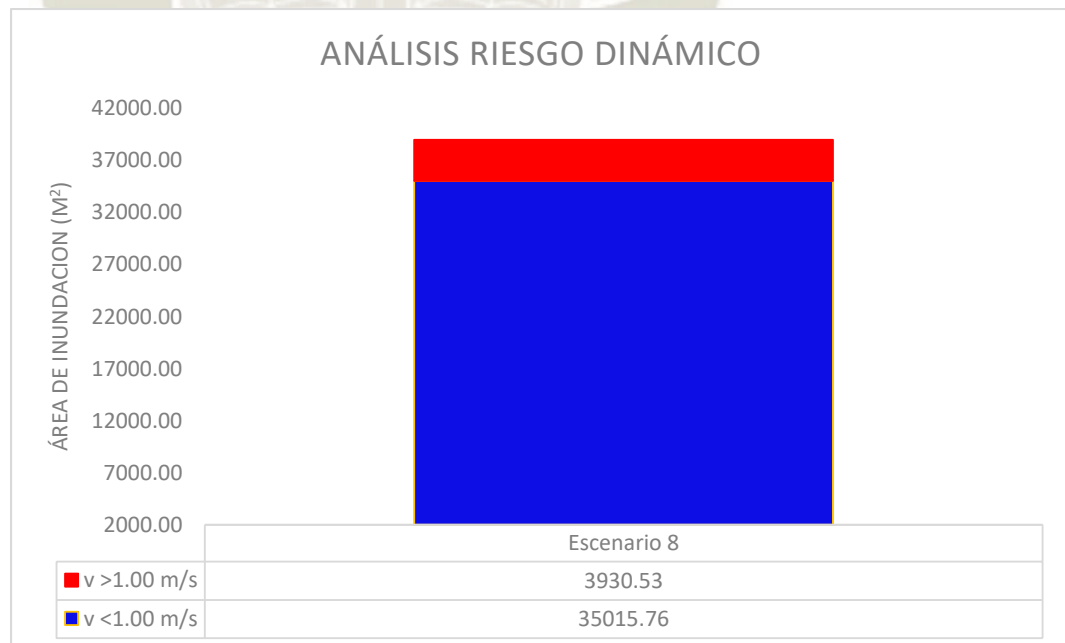
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 25 Análisis riesgo dinámico escenario 1



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 26 Análisis riesgo dinámico escenario 8



Fuente: Elaboración Propia

Para el análisis del riesgo estático y dinámico nos resulta un nivel de intensidad predominante medio, tomando el mismo criterio de la estimación del peligro, se concluye que la inundación de la ciudad de Aplao presenta un riesgo medio.

La zona correspondiente a la de no riesgo no representa una extensión de área lo suficiente significativa como para que el análisis de riesgo cambia a un riesgo alto.



CAPITULO VI

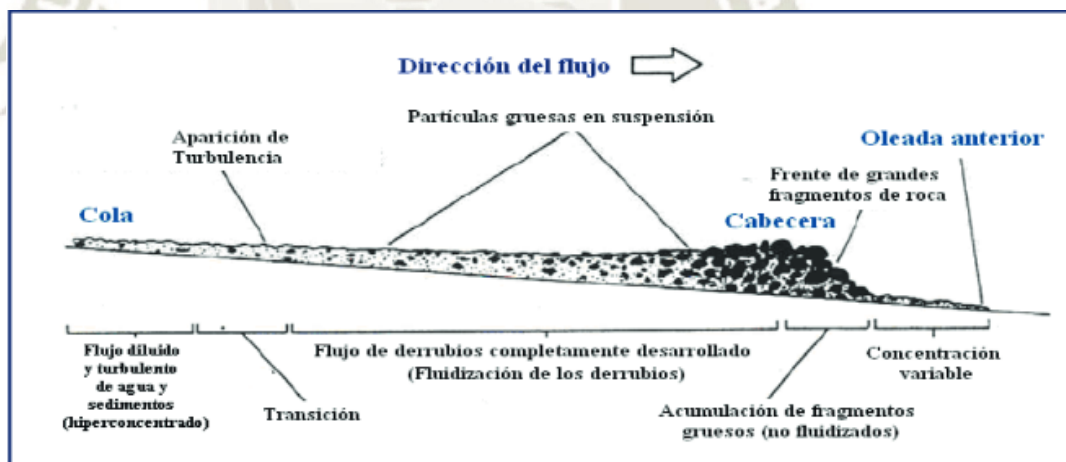
6. Obras Hidráulicas propuestas para el huayco

6.1. En la microcuenca Alta, Media y Baja

6.1.1. Análisis de la microcuenca

La zona de depósito o cono de deyección, ubicado en la microcuenca baja presenta la pendiente más baja. El comportamiento del flujo de detritos se caracteriza por formar depósitos laterales producto del desplazamiento de los bloques hacia el exterior o en el proceso de reflujos. Conforme la oleada avanza el material fluidificado sigue el trayecto sobrepasando rocas en la parte baja, de tal modo se da la formación de los depósitos de fragmentos de roca, proceso que evidencia lo ocurrido en la ciudad de Aplao al final de la calle Bolognesi donde se produjo la mayor acumulación de rocas. La reiteración del mismo hacia la parte más baja origina una reducción del desplazamiento de fragmentos de roca como la de la descarga pico. (Imagen N° 85)

Imagen N° 85 Diagrama del flujo de detritos con un frente de fragmentos gruesos



Fuente: (Raimat Quintana, 2018)

6.1.2. Medida de protección propuesta

Ante ello se propone una protección activa para la población, refiriéndose a medidas específicas para reducir el riesgo presente en la ciudad de Aplao según el análisis de riesgo realizado en la sección precedente. Esto representa la construcción de barreras flexibles con red de anillos para la protección contra el

flujo de escombros un enfoque novedoso y aplicado con éxito en el Perú en las Quebradas de Chosica.

La ubicación de las barreras y geometría será propuesta según las condiciones topográficas y de modo de captar la mayor cantidad de sedimentos provenientes de la parte alta de la microcuenca a fin de evitar mayor erosión en la parte baja.

Dicha estructura permitirá el drenaje de la mezcla de agua, tierra y piedras, que rápidamente se detiene y se estabiliza debido al aumento de la fricción de las partículas sólidas. El material de desechos adicional se detiene o desacelera a través del canal ascendente (acumulación de sedimentos) hasta que la barrera de red se rellena por completo.

6.1.3. Criterios adoptados

Las principales razones que llevaron a la elección de dicha estructura como medida de protección a la caída de flujo de detritos y determinación de la ubicación de las mismas fueron:

- La principal ventaja de las barreras de red es su instalación relativamente simple y rápida. El dispositivo más grande necesario es un camión de perforación para instalar los anclajes laterales el cual tendrá fácil acceso a la zona. El material restante puede ser entregado en camión debido a la facilidad de acceso a la zona e instalado sin el uso de maquinaria pesada. Mientras que para la barrera que se ubicara en la parte alta de la microcuenca el traslado se realizara por helicóptero.
- Otro de los aspectos a tomar en cuenta es la facilidad de que si ocurriera un evento de poder, contar con acceso de maquinaria para limpiar el volumen retenido y repararse cualquier erosión producida en la estructura, con lo cual se pensó colocar una barrera flexible en la parte alta de la microcuenca, zona de gran aporte de sedimentos, para lo cual se hizo un análisis de acceso de maquinaria por la Quebrada de Cosos, ubicada en la parte posterior de la presente microcuenca de estudio . Las barreras flexibles ubicadas en la parte baja de la microcuenca presentan fácil acceso de maquinaria.

- La colocación de una barrera flexible en la parte alta de la microcuenca se debe a tener una zona con mayor definición del cauce con lo cual barreras de dimensiones mayores son de fácil instalación y la presencia de una pendiente de apenas el 11% nos asegura retener grandes cantidades de material.
- La colocación de las barreas flexibles en el inicio de la microcuenca baja tiene como objetivo disipar la mayor cantidad de energía generada en las pendientes pronunciadas de la parte alta de la microcuenca.
- El factor de seguridad adoptado según las recomendación de (Wendeler, Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents-Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers., 2016) para un periodo de retorno de 10 años y con un riesgo predominante en el mapa de riesgo medio, corresponde un factor de seguridad $\gamma_F=1.3$ el cual también es adoptada debido a la cercanía de la población
- Se optó por la colocación de barreras sucesivas principalmente en la zona de activación siendo de gran utilidad al detener por completo el flujo de detritos aumentando la capacidad de almacenamiento y, por lo tanto, evitar la erosión de los bancos del canal que desemboca en la ciudad de Aplao así como las crecientes de flujo de lodo que surgen.

6.1.4. Volumen de Sedimentos

Para realizar la estimación del volumen de sedimentos se tomara en consideración el volumen de agua obtenido del modelamiento hidrológico en el software HEC-HMS y los datos históricos en relación al acontecimiento ocurrido el 7 de Febrero que según informes de rendición del MINAGRI se realizó la remoción de 5400 m³ que quedaron en las vías y viviendas, por consiguiente se obtiene el siguiente volumen de sedimentos.

Tabla 46 Cálculo de Volumen de Sedimentos

NOMBRE	CARACTERÍSTICAS		VOLUMEN		V. TOTAL DE SEDIMENTO (m ³)
	AREA (Km)	PERIMETRO (Km)	V. DE SEDIMENTO HISTORICO (m ³)	V. DE AGUA Tr=25 años (m ³)	
Aplao	1.1	4.60	5400	3200	8600

Fuente: Elaboración Propia

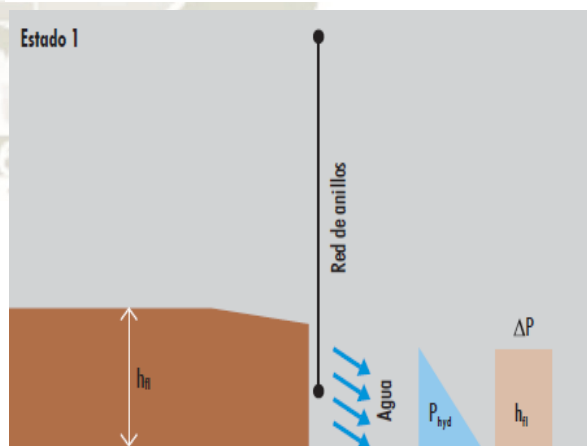
Los flujos de detritos se comportan de manera diferente en todo el mundo y es posible que ni siquiera actúen de la misma manera en un solo torrente. Por lo tanto, se han establecido un rango de parámetros de densidad de flujo en el “Software Manual DEBFLOW Debris Flow protection” en base al cual se ha establecido la densidad del flujo de detritos

6.1.5. Comportamiento de barreras flexibles con red de anillos

Imagen N° 86 Estado 1 barreras flexibles con red de anillos

El primer impacto de ola alcanza la red de malla con desagüe por la base.

El frente de la avalancha alcanza la barrera de anillos instalada. Sobre el cable portante inferior actúan la presión hidrostática (P_{hyd}) y un componente dinámico que se

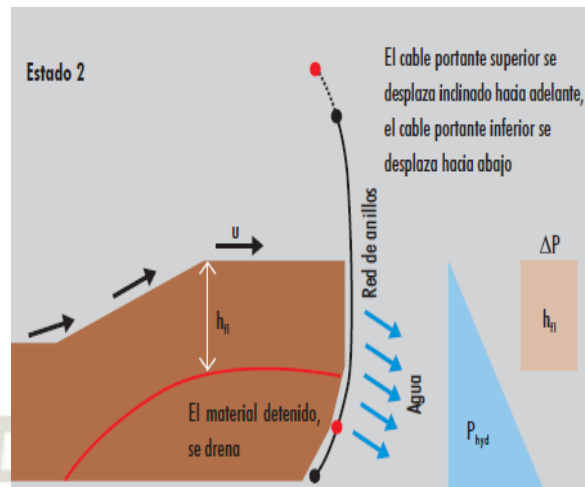


Fuente: (GEOBRUGG, S/I)

reparte sobre la altura de la corriente (h_{fl}). Es dependiente de la velocidad, del peso específico y del tipo del flujo de detritos.

Sobre el primer impacto de ola retenido empuja el siguiente con altura de corriente h_{fl} . La presión hidrostática (P_{hyd}) actúa ahora sobre la altura de llenado $2 \cdot h_{fl}$. El componente dinámico traslada con el segundo impacto su zona de influencia hacia arriba. La carga ejercida por el segundo impulso drena el material del primero de ellos.

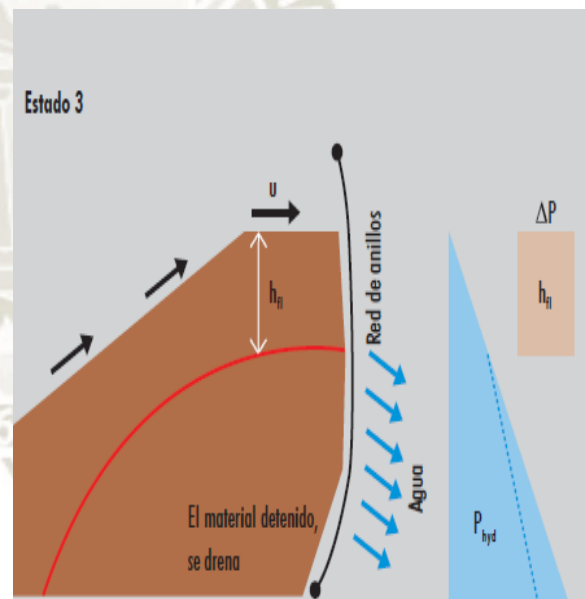
Imagen N° 87 Estado 2 barreras flexibles con red de anillos



Fuente: (GEOBRUGG, S/I)

El número total de impactos de ola hasta que la red se llena del todo, depende de la altura de la corriente y también de la altura de la red de barrera. La secuencia es la misma que en los estados 1 y 2. La siguiente ola se empuja sobre el material ya detenido. La presión hidrostática (P_{hyd}) actúa sobre la altura de llenado y el impacto dinámico, sobre la altura de la corriente (h_{fl}) de la tercera ola.

Imagen N° 88 Estado 3: otro impacto de ola llena la red.

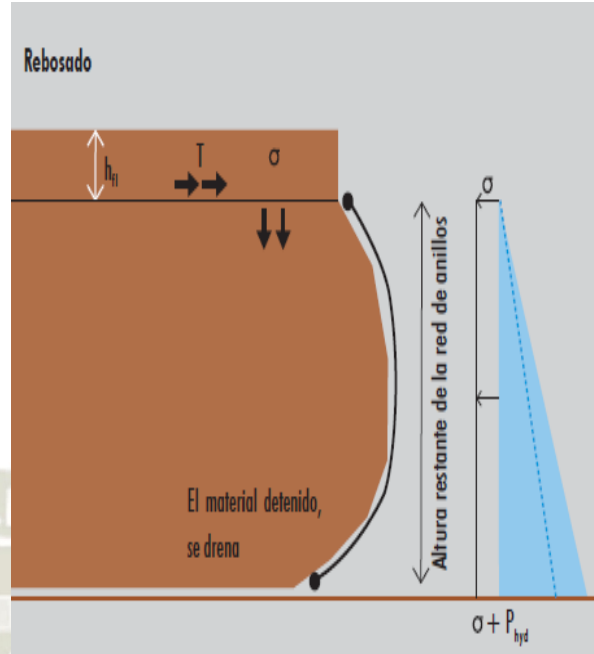


Fuente: (GEOBRUGG, S/I)

La presión hidrostática disminuye poco a poco según las características del material, el comportamiento del desagüe y el tiempo de llenado, aproximándose a la presión activa del material retenido.

El siguiente impulso sobrepasa la red ya colmatada. Este actúa sobre la red con la carga de los detritos y su carga de empuje T . Con el rebose no actúa ningún golpe más sobre la red. El peso de los detritos que rebosan la red y la fuerza cortante afectan el material retenido delante de la barrera: la presión hidrostática actúa con una componente adicional procedente del esfuerzo cortante y de la carga de los escombros ($\sigma + P_{hyd}$). Según sea el comportamiento del drenaje del material y la duración del proceso de llenado, la presión hidrostática puede reducirse (ver la línea de puntos azul).

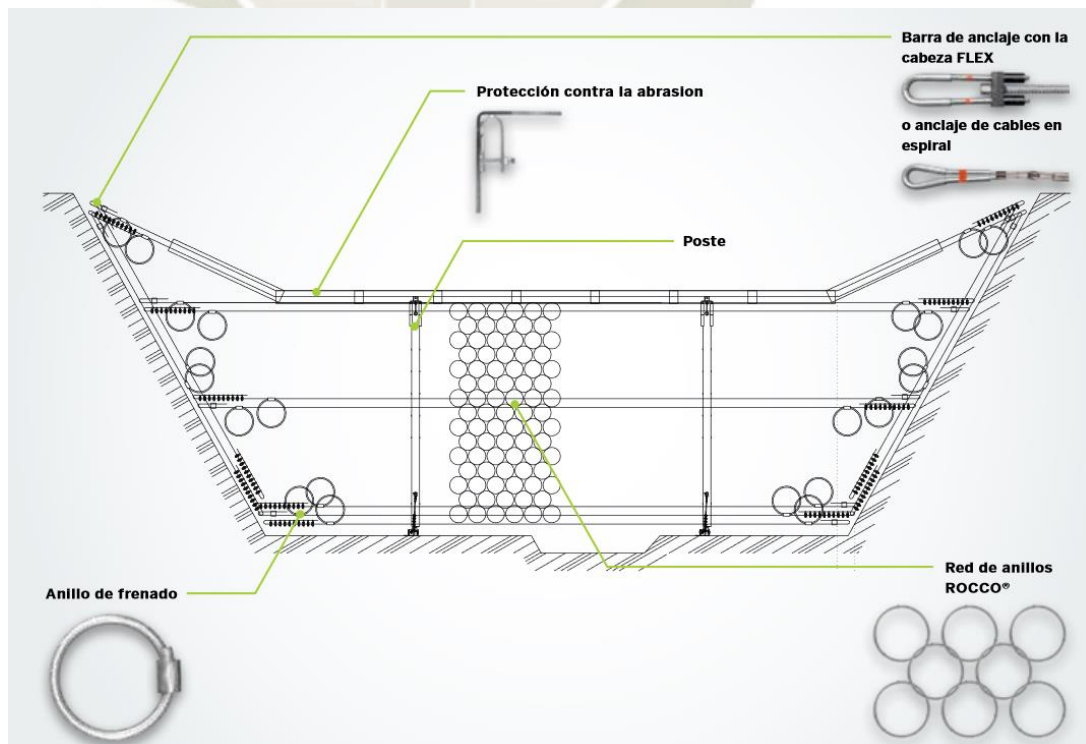
Imagen N° 89 Rebosado: barreras flexibles con red de



Fuente: (GEOBRUGG, S/I)

6.1.6. Componentes barra flexible con red de anillos

Imagen N° 90 Componentes de la barrera UX contra flujo de detritos



Fuente: Geobrugg

Cables de soporte y retención: El trabajo de las cuerdas de soporte es transmitir las fuerzas que ocurren en la red sobre los postes a los anclajes.

Red de anillos ROCCO: La red de anillos ROCCO es el elemento principal del sistema y consiste en un cable de alta resistencia a la tracción con una resistencia a la tracción de 1770 N/mm^2 y un diámetro de 3 mm.

Protección contra la abrasión: La protección contra la abrasión protege las cuerdas de soporte superiores de la abrasión si la barrera se llena por completo y se sobrecoge.

Barra de anclaje: Las barras se anclan en el suelo o en la roca mediante anclajes de cuerda espiral Geobrug. Los anclajes de cuerda en espiral están equipados con una cabeza flexible, que asegura que las fuerzas que no trabajan directamente en la dirección de tracción también pueden transmitirse. Dos tubos galvanizados sobre el cabezal de anclaje, más el cable espiral galvanizado, proporcionan doble protección contra la corrosión. La marca naranja indica la profundidad hasta la que debe ser anclada.

Anillo de frenado: La tarea de los elementos de freno Geobrug incorporados (anillos de freno) es disipar energía a través de la deformación plástica y la fricción, y proteger las cuerdas de soporte contra sobrecargas en grandes eventos. Los tubos de acero también protegen la cuerda de la corrosión y daños mecánicos.

Placa base: Las placas base son la base de los postes y se colocan sobre una base de hormigón. La base de hormigón se fija con anclajes de tensión y presión en el suelo del torrente. Los postes están articulados en las placas. Todos los elementos que entran en contacto con las cuerdas están terminados sin bordes afilados para evitar daños en la cuerda.

Postes: Los postes tienen la función de mantener la altura del sistema después de llenar la barrera. Se utilizan postes de acero tipo HEB. Las guías de cable en la cabeza del poste están terminadas sin bordes afilados para proteger las cuerdas. Los postes se mantienen en posición con la ayuda de retención de cuerdas. El orden en que se colocan las cuerdas en el cabezal del poste corresponde a la secuencia de instalación.

Grilletes: Las conexiones entre la red de anillo y las cuerdas están hechas con grilletes. Garantizan que la red pueda deslizarse sobre la cuerda sin dañarla. Las redes también están conectadas verticalmente con grilletes.

Sujeta cables: Las cuerdas se entregan con presas en un lado de la cuerda. El extremo libre debe fijarse con clips de cable según EN 13411-5 (DIN 1142). Es muy importante usar el número correcto de clips de cable con los valores de torque requeridos.

Imagen N° 91 Sujeta cables



Fuente: Geobrigg

6.1.7. Ubicación de barreras

Según los aspectos mencionados la ubicación de las barreras y dimensiones propuestas es la siguiente:

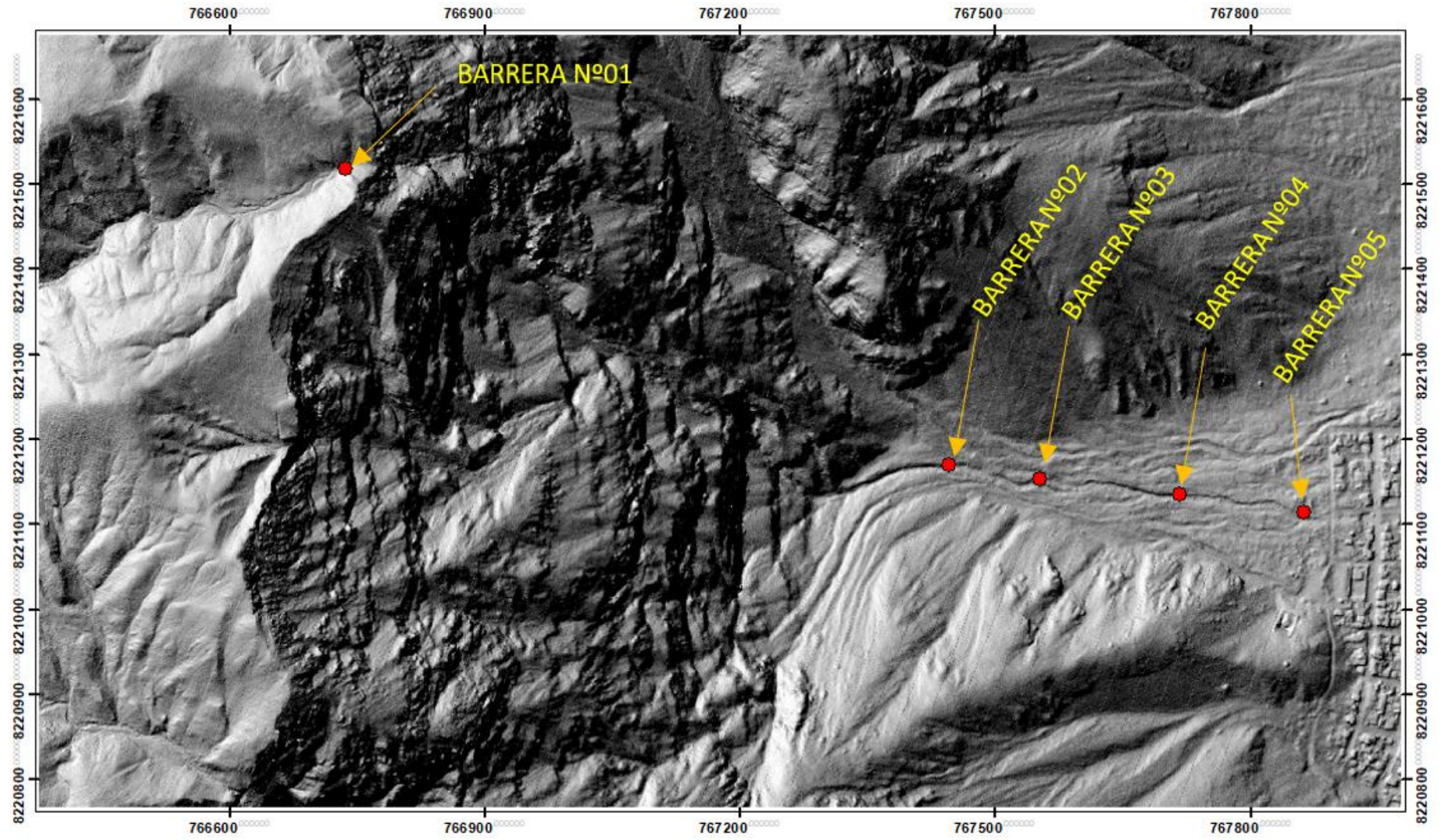
Tabla 47 Ubicación de barreras flexibles

BARRERA N°	UBICACIÓN		Altura de la barrera H_0 (m)	Base inferior b_u (m)	Base superior b_0 (m)
	COORDENADA UTM				
N°1	766,735.43	8,221,517.69	6	6	24
N°2	767,445.88	8,221,170.28	4.5	20.4	18
N°3	767,551.91	8,221,152.69	4	24	21
N°4	767,716.00	8,221,134.64	4	24	22
N°5	767,862.22	8,221,114.10	4	24	22

Fuente: Elaboración Propia

Las dimensiones propuestas para las barreras N°1 en la microcuenca alta son las presentes en campo, mientras que las dimensiones propuestas para las barreras de la N°2-N°5 no son las observadas en campo, sin embargo el canal por donde se produce el descenso del flujo de detritos presentan material sedimentando del último evento sucedido, por lo que la limpieza del fondo y ensanchamiento del cauce son las medidas a adoptar para poder retener el volumen de sedimentos proyectado.

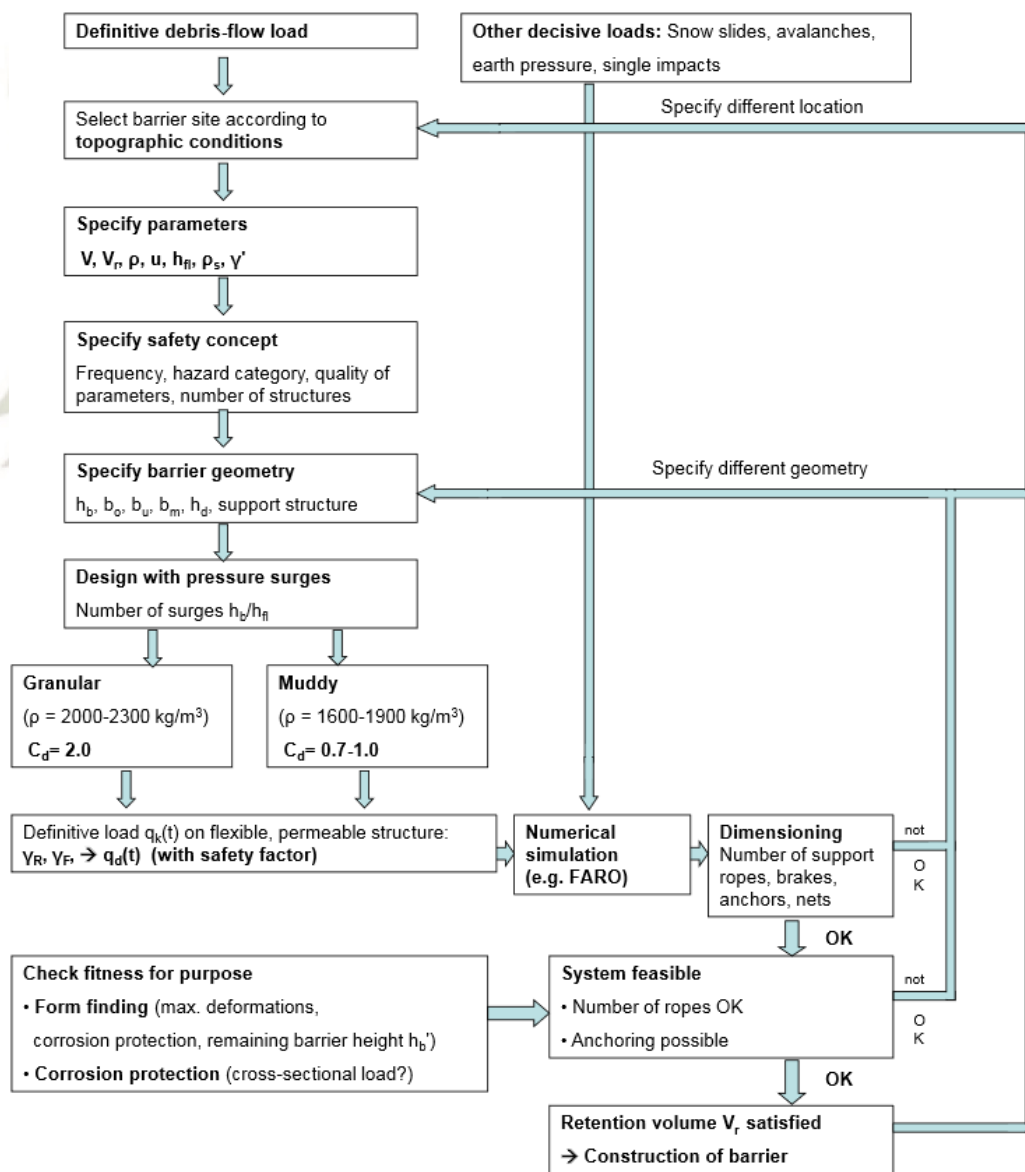
Imagen N° 92 Propuesta de ubicación barreras flexibles con red de anillos



6.1.8. Metodología de diseño

El diagrama de flujo para el diseño de barreras de red de anillo flexible se muestra en el Gráfico 27. Muestra el procedimiento para tratar la condición decisiva de carga del flujo de detritos a la izquierda y las otras condiciones de carga a la derecha. Este diagrama de flujo debe seguirse paso a paso al dimensionar barreras flexibles y se implementa en la siguiente sección.

Gráfico 27 Procedimiento para diseñar barreras de red de anillo flexibles para la retención del flujo de detritos



Fuente: (Wendeler, *Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents-Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers.*, 2016)

La Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research (WSL) en conjunto con la empresa Geobruigg, han realizado docenas de pruebas de campo y ensayos de laboratorio; basado en estos resultados y en la experiencia, se ha desarrollado el software de cálculo DEBFLOW. Este software de dimensionamiento está disponible, de forma gratuita, en myGeobruigg.com.

El software DEBFLOW sirve para dimensionar sistemas flexibles de protección contra el flujo de escombros que consisten en la red de anillo de alambre de acero de alta resistencia ROCCO®, cuerdas de soporte con un número determinado de anillos de freno, anclajes de cable en espiral flexibles y un dispositivo de protección contra la abrasión especialmente diseñado. El software DEBFLOW está basado en FARO simulaciones de cada sistema de barrera estándar para los parámetros de entrada de flujo de escombros dados. El concepto DEBFLOW analiza la estabilidad del sistema de barrera elegido y calcula las fuerzas dinámicas e hidrostáticas aparentes durante el proceso de llenado y el desbordamiento. El dimensionamiento de los anclajes en las pendientes debe realizarse con cuidado y respetar las circunstancias geológicas imperantes. Las fuerzas de anclaje de hasta 350 kN tienen que ser transmisibles en las pendientes.

Las simulaciones realizadas en DEBFLOW utilizan las siguientes formulas:

El caudal de descarga pico para flujo de detritos granulares es: (Rickenmann, 1999)

$$Q_p = 0.135 V_{DF}^{0.78}$$

Donde:

Q_p = Caudal pico según Rickenmann (m³/s)

V_{DF} = Volumen de detritos incluido agua (m³)

Velocidad del flujo de detritos al frente (Rickenmann, 1999)

$$v_R = 2.1 Q_p^{0.34} I_s^{0.2}$$

Donde:

v_R = Velocidad según Rickenmann (m/s)

Q_p = Caudal pico según Rickenmann (m^3/s)

I_s = pendiente del lecho del canal (m/m)

Velocidad del flujo de detritos al frente baso en el enfoque de Manning-Strickle

$$v_M = \frac{1}{n} h_{fl}^{0.67} I_s^{0.5}$$

Altura de flujo de detritos

$$h_{fl} = \frac{Q_p}{v * b_u}$$

Donde:

b_u = Ancho de la barrera flexible en la parte baja (m)

Q_p = Caudal pico según Rickenmann (m^3/s)

v = velocidad escogida para el lecho del canal (m/s)

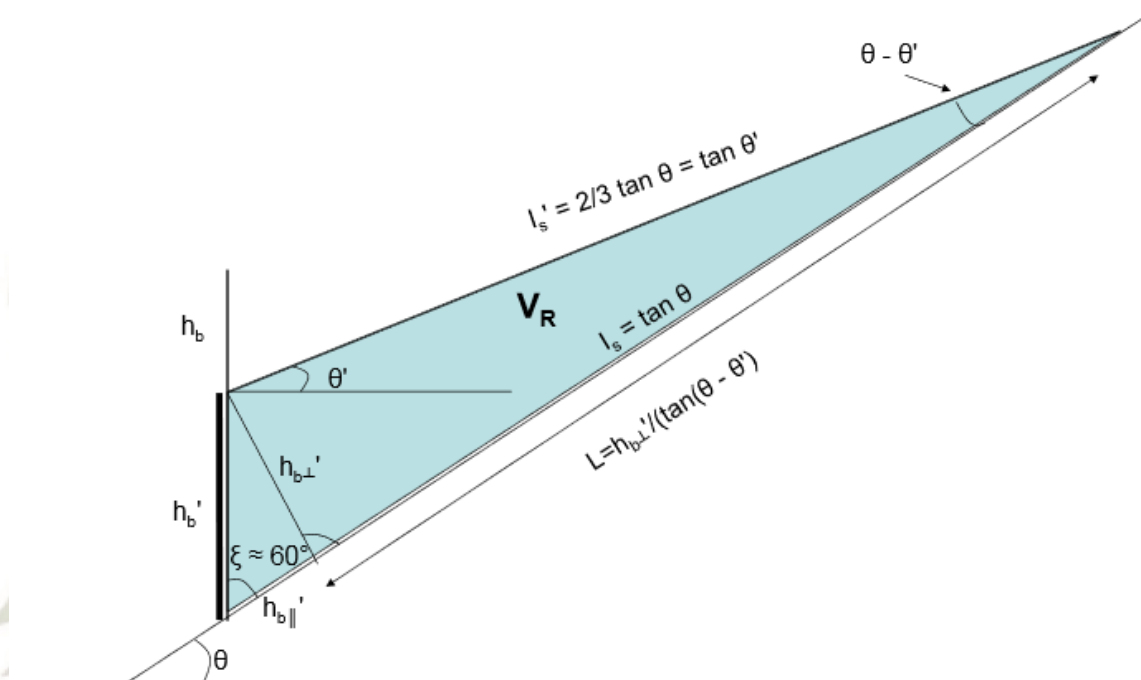
Máxima apertura recomendada entre la cuerda de soporte más baja y el lecho del suelo. Tomando las consideraciones si el lecho sobre el que se sitúa es roca o material sedimentado. (Wendeler, Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents-Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers., 2016)

$$h_d < \frac{2}{3} h_{fl}$$

a) Volumen de retención

Para la determinación del volumen de retención en base a estudios empíricos sugieren que el ángulo de deposición corresponde a 2/3 de la pendiente original del terreno. También se descubrió que la altura restante de la barrera después del llenado inicial era $h'_b = \frac{3}{4} h_b$. (Wendeler, Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents-Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers., 2016)

Gráfico 28 Representación de Volumen de Retención



Fuente: (Wendeler, Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents-Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers., 2016)

Donde :

h_b :Altura de la barrera

h_b' : Altura de la barrera llenada ($3/4 * h_b$)

θ : Angulo de inclinación del canal inicialmente

ξ : Angulo entre la barrera y el canal

I_s : Inclinación de la corriente en el canal abierto

I_s' : Inclinación de la corriente detrás de una barrera flexible llena (en base a los ensayos realizados se llegó a $2/3 * I_s$)

V_r : Volumen retenido de detritos

$$V_r = 0.5 * h_{b \perp}' * L * b_m + h_{b \parallel}' * h_{b \perp}' * b_m$$

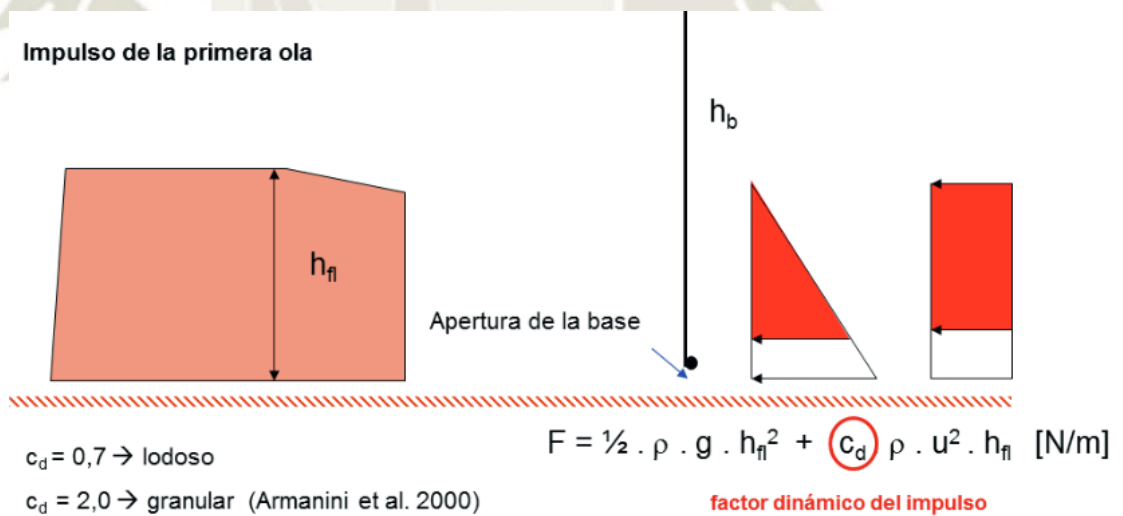
$$V_r = 0.5 h_b'^2 * b_m * \sin(\xi) \left(\frac{\sin(\xi)}{\tan(\theta - \theta')} + \cos(\xi) \right)$$

(Wendeler, Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents-Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers., 2016)

b) Cargas relevantes

De las experiencias obtenidas en casos de estudios similares de Illgraben se llegó a que existe una componente dinámica y una componente estática en la estructura. Los componentes hidrostáticos y dinámicos se producen cuando la onda expansiva del flujo alcanza la estructura (impulso de la primera ola). Esta fuerza es transmitida a través del pulso recibido sobre el obstáculo en el proceso de parada. La primera ola del flujo interactúa con el cable inferior y la tensión se transmite hasta los anclajes de cable. La fuerza depende del factor dinámico C_d del impulso que varía entre 0,7 y 2,0 dependiendo de si es lodoso o granular

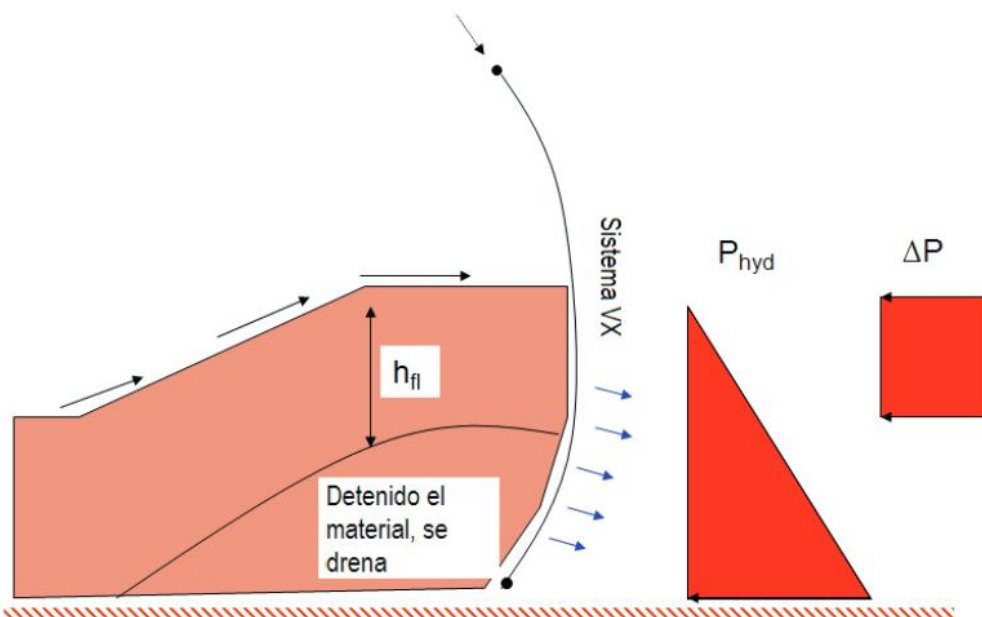
Imagen N° 93 Impulso de la primera ola sobre la estructura



Fuente: (Raimat Quintana, 2018)

El impulso de la segunda ola actúa sobre la parte de la red en la que impacta el flujo. La presión estática actúa sobre toda la parte llena de la red. En la base de la red, podemos observar un efecto de drenaje (Raimat Quintana, 2018)

Imagen N° 94 Segunda ola de llenado modelada de un flujo de detritos con altura de flujo y las componente de carga de presión dinámica (ΔP) y presión hidrostática (P_{hyd})



Fuente: (Raimat Quintana, 2018)

-Presión Estática

$$P_{estática} = \rho * g * h_{fill} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

-Presión Dinámica

$$P_{dinámica} = \rho * v^2 * C_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

En el caso se produce desbordamiento, una tensión de tracción / corte adicional actúa en el lado superior de la barrera llena que también debe ser disipada por la barrera.

$$\tau = h_{fill} * \rho * g * \tan(\varphi)$$

Donde:

φ = ángulo de fricción del material de desecho

h_{fill} = altura del flujo

-Masa efectiva que traslada el flujo

Debido a la permeabilidad de la barrera, hay que tener en cuenta que no todo el Material que llega es acumulado en la barrera flexible. Se produce una selección durante el paso del flujo. El impacto o el tiempo de interacción hasta ahora ha sido

difícil de determinar y varía dentro de un orden de magnitud de 1 a 90 s, recomendado considerar el tiempo de llenado desde que entra en contacto con la barrera hasta que la barrera se desborde.

$$M = \rho * Q * t_{imp}$$

Donde:

ρ = densidad del flujo de detritos

Q =caudal de descarga

t_{imp} = tiempo de impacto sobre la barrera

Energía Cinética

A partir de los valores de velocidad y activa, se puede determinar la energía cinética del flujo en el contacto de la barrera.

$$E_k = \frac{1}{2} M * v^2$$

Donde:

E_k = Energía cinética

M = masa efectiva que traslada el flujo

v = velocidad de impacto

-Fuerza de Impacto

Hallazgos de experimentos en Oregón determinaron que la carga de las barreras aumenta linealmente con la deformación de las barreras y que la F_{max} se produce en el momento de la deformación máxima. Estudios han demostrado que la deformación de la barrera va entre 2 a 3 metros.

$$F_{QS} = \frac{Mv^2}{f}$$

Donde:

F_{QS} = carga cuasi-estática

M = masa efectiva que traslada el flujo

f = deflexión máxima

v = velocidad de impacto

6.1.9. Calculo de los tipos de barrera

Tabla 48 Diseño y verificaciones de presiones estáticas y dinámicas

Barrera	Tipo de Sistema	Densidad	Coefficiente de arrastre	Pendiente del canal aguas arriba	Volumen flujo de detritos	Caudal Rickenmann	Velocidad Rickenmann	Altura del flujo de detritos	Resistencia barrera carga estática	Resistencia barrera carga dinámica	Presión Estática	Presión Dinámica	Factor de Seguridad
		$\rho(\text{kg/m}^3)$	(C_d)	(%)	(m^3)	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$v(\text{m/s})$	h	$P(\text{kN/m}^2)$	$P(\text{kN/m}^2)$	$P(\text{kN/m}^2)$	$P(\text{kN/m}^2)$	F.S
1	GEOBRUGG UX 180-H6	2200	2	11	4100	88.8	6.2	2.4	216.0	525	133.8	404.1	1.3
2	GEOBRUGG UX 180-H6	2200	2	32	1500	40.5	5.9	0.3	169.0	64	72.8	51.4	1.2
3	GEOBRUGG UX 180-H6	2200	2	26	1200	34.0	5.3	0.3	144.0	44	64.7	33.2	1.3
4	GEOBRUGG UX 180-H6	2200	2	27	1200	34.0	5.4	0.3	141.0	40	64.7	33.5	1.2
5	GEOBRUGG UX 180-H6	2200	2	26	1300	36.2	5.4	0.3	141.0	43	64.7	36.1	1.2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 49 Capacidad de retención de Volumen de sedimentos

Barrera	Tipo de barrera	Densidad (kg/m ³)	Coefficiente de arrastre (C _d)	Altura de la barrera (H ₀)	Base inferior (b _u)	Base superior (b ₀)	Pendiente del canal aguas arriba (%)	Distancia a la siguiente barrera aguas arriba	Volumen de Retención de Sedimentos
1	GEOBRUGG UX 180-H6	2100	2	6	6	24	13	130	4139
2	GEOBRUGG UX 180-H6	2100	2	4.5	20.4	18	32	150	1062
3	GEOBRUGG UX 180-H6	2100	2	4	24	21	26	110	1213.2
4	GEOBRUGG UX 180-H6	2100	2	4	24	22	26	165	1186.6
5	GEOBRUGG UX 180-H6	2100	2	4	24	22	26	150	1225.7
VOLUMEN TOTAL DE RETENCIÓN (m ³)									8826.5
VOLUMEN TOTAL DE DISEÑO(m ³)									8600
RESERVA(m ³)									226.5

CAPITULO VII

7. Conclusiones y Recomendaciones

7.1. Conclusiones

- Para el análisis de frecuencias de probabilidades se utilizó el modelo empírico Weibull y se aplicó 8 Distribuciones Probabilísticas teóricas (Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros, Gamma 2 parámetros, Gamma 3 parámetros, Log Pearson tipo III, Gumbel y Log Gumbel), para la serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas desde el año 1964 hasta 2014.
- Según el análisis de frecuencias la que mejor se ajustó a la prueba de Kolmogorov – Smirnov del delta tabular $\Delta_T = 0.2124$, es el Log Normal 3 parámetros por presentar un menor parámetro de $\Delta = 0.0926$, de la serie de distribuciones probabilísticas.
- La serie histórica de precipitaciones de la estación Ayo ubicada a 1956 msnm, representa el patrón de diseño para el presente estudio, debido a que las mayores precipitaciones se producen en la parte alta de la microcuenca con una altura máxima de 1678 msnm, las cuales no pueden ser registradas por la estación de Aplao ubicada a 685 msnm.
- Tomando en consideración la vida útil, riesgo admisible y periodo de retorno según las recomendaciones de la normativa peruana, se realizaron las predicciones de precipitaciones. Estas fueron $P=17.34\text{mm}$ ($Tr=5$), $P=22.01\text{mm}$ ($Tr=10$), $P=28.07\text{ mm}$ ($Tr=25$), $P=32.69\text{mm}$ ($Tr=50$), $P=37.39\text{mm}$ ($Tr=100$), $P=42.2\text{mm}$ ($Tr=200$) y $P=48.78\text{mm}$ ($Tr=500$) todas estas correspondientes para Ayo.
- La estimación del tiempo de concentración se realizó por las formulaciones analíticas de Kirpich, California Culverts Practice, Giandotti, Témez y Pezzoli, mientras que para un análisis estadístico se obtuvo que la caída del huayco empezó a los 15-30 minutos de

iniciada la lluvia; por lo que la estimación por la formulación de Témez se acomoda más al presente estudio al presentar un valor de $T_c=30.64$ m más cercano al análisis estadístico.

- La tormenta de diseño de la metodología ILLA-SENAMHI-UNI proporciona una precipitación acumulada de $P=18.70$ mm ($Tr=25$ años) menor que la obtenida por el análisis de frecuencias para Ayo de $P=28.07$ mm ($Tr=25$ años).
- Se plantearon 8 escenarios para la estimación del caudal en función del periodo de retorno, condiciones de humedad y patrón de precipitaciones obteniendo los siguientes caudales pico: 2.4 m³/s ($Tr=25$, Condiciones de humedad normales), 6.2 m³/s ($Tr=25$, condiciones de humedad húmeda), 0 m³/s ($P=10$ mm), 3.3 m³/s ($Tr=25$, T_c Kirpich), 0.6 m³/s ($Tr=5$) 1.2 m³/s ($Tr=10$) 3.6 m³/s ($Tr=50$) y 4.9 m³/s ($Tr=100$).
- Para la determinación del tiempo de computación en la simulación de inundación de flujo 2D en HEC-RAS, según las comprobaciones del parámetro de Courant la simulación estable correspondió a un $t=0.5$ segundos al presentar un parámetro de Courant ≤ 1 .
- La simulación hidráulica para el Escenario 3, lluvia registrada por SENAMHI de 10 mm para el acontecimiento del 7 de Febrero, no representa la lluvia en la parte alta de la microcuenca, ya que del análisis de inundación no registra ningún caudal que descienda por el cauce $Q=0$ m³/s. Mientras que el escenario 1 representa la inundación del ultimo acontecimiento del 7 de Febrero.
- Todos los escenarios evaluados determinaron una vulnerabilidad alta para la zona urbana con un 52.6% (Escenario 1) y 54.4% (Escenario 8) del área inundada, mientras que el área agrícola con una vulnerabilidad media correspondientemente a 26.7% (Escenario 1) y 27.5% (Escenario 8) del área inundada. La zona desértica con una área inundada del 15% no representa una zona vulnerable al ser la zona de descenso del cauce del propio huayco.

- Del análisis de vulnerabilidad realizado se observa que en la Calle Bolognesi principal calle de caída del huayco, existen terrenos descampados lo que propicia a generar que el flujo de detritos tome el curso por estas zonas y posterior inundación de las viviendas ubicadas alrededor.
- Del análisis del peligro notamos que el parámetro de la profundidad del flujo en la Calle Francisco Bolognesi principal calle de descenso presenta alturas máximas $h=0.71$ m, mientras que en la parte baja en la zona agrícola presenta alturas máximas de $h=2.45$ m por encontrarse canales y acequias. Presentando una clasificación de peligro medio en función al parámetro de profundidad del flujo con 93% del área inundada con una $h < 1$ m.
- Del análisis del peligro notamos que el parámetro de la velocidad es influyente en la zona de descenso del huayco (Calle Francisco Bolognesi), con un peligro alto al presentar velocidades de 2.4 m/s (Escenario 1). Mientras que para la clasificación del peligro dinámico de toda la ciudad se obtuvo un peligro medio con un 87% del área inundada con una $v < 1$ m/s.
- Del análisis del riesgo estático y dinámico se obtuvo una clasificación de riesgo medio para la ciudad de Aplao con un 93% y 87% para el Escenario 1 y 91% y 90% para el Escenario 8, no siendo muy cambiante con respecto al análisis de peligro, debido a que la única zona no vulnerable del área inundada corresponde al cauce del huayco.
- Las barreras flexibles con red de anillos constituyen una solución rápida ante la inminente llegada de la temporada de lluvias para la contención del flujo de detritos y además de haberse comprobado la efectividad en la ciudad de Chosica.
- El volumen proyectado de retención de flujo de detritos con la colocación de 5 barreras flexibles con red de anillos es de 8827 m³ para lo cual se logra cubrir la necesidad de 8600 m³, presentando una reserva de 227 m³.

7.2. Recomendaciones

- La presente solución planteada tiene que ser complementada con estudios de suelo, para plantear el procedimiento constructivo correcto que determine la profundidad de los anclajes y según sea el caso la colocación de un sistema de mallas en los taludes del cauce del huayco para evitar la erosión.
- Se recomienda plantear estudios de drenaje pluvial en la principal calle de descenso del huayco (Calle Francisco Bolognesi), de modo de recolectar las aguas que puedan llegar producto de la retención del flujo de detritos.
- Se recomienda a la Municipalidad Provincial de Castilla realizar las gestiones para la instalación de Pluviógrafos gráficos en la parte alta de la microcuenca de modo que permita obtener una estimación más detallada de la lluvia.
- Se recomienda realizar el cerco de los terrenos sin construir presentes en la Calle Bolognesi para evitar la inundación de las viviendas aledañas a los terrenos vacíos. Además de declarar las zonas aledañas al cauce al huayco como no expandible para urbanismo.
- Se recomienda a la Municipalidad Provincial de Castilla realizar las coordinaciones con INDECI a fin de brindar información de las zonas de peligro y riesgo ante la ocurrencia de un evento como el sucedido para evacuar a zonas seguras. La colocación de un sistema de alerta temprana con megáfonos sería una importante solución a la evacuación.

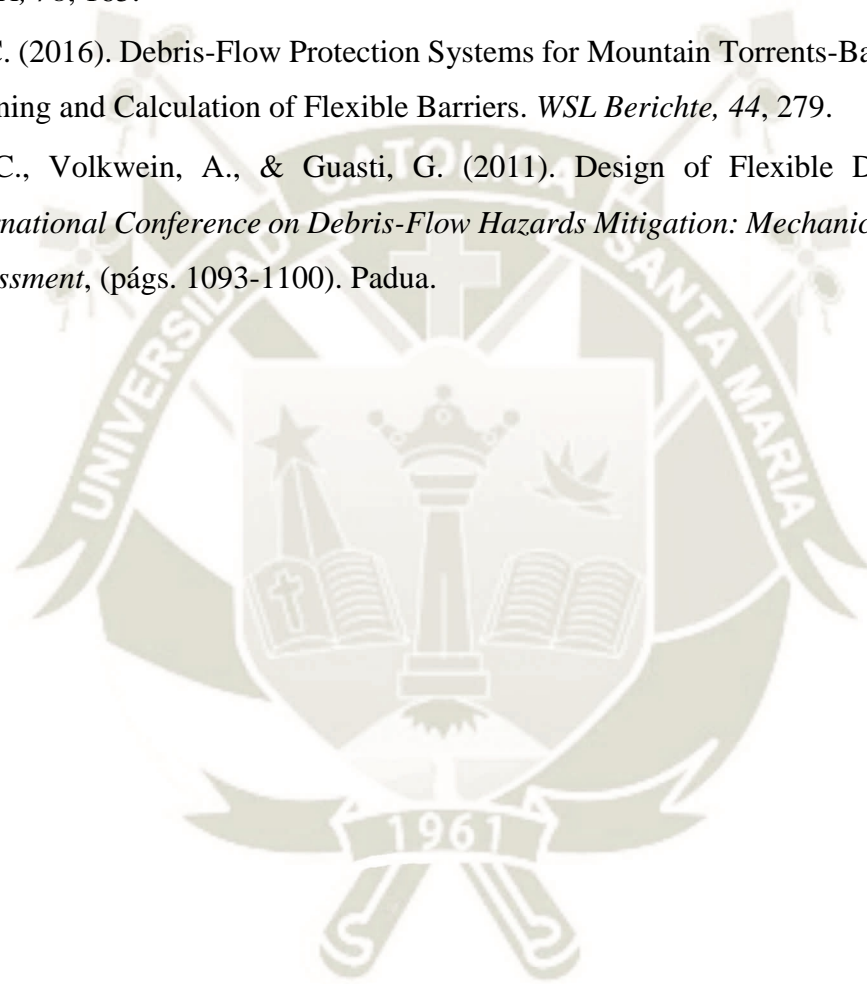
REFERENCIAS

- Agència Catalana d'Aigua. (2003). Recomanacions tècniques per als estudis d'inundabilitat d'àmbit local.
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. D.Federal: Limusa S.A de C.V.
- Bateman, A., Medina, M., Steiner, F., & Velasco, D. (2006). Estudio Experimental sobre flujos granulares hiperconcentrados. *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica Ciudad Guayana, Venezuela, Octubre 2006*, (pág. 10). Venezuela.
- Bladé, E., Sánchez, M., Sánchez, H., & Niñerola, D. (2009). *Modelación numerica en ríos en régimen permanente y variable-Una vision a partir del modelo HEC-RAS*. Barcelona: Lightning Source.
- Cahuana Andia, A., & Yugar Morales, W. (2009). *Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Hidrología CIV-233*. Cochabamba.
- Carhuayal Ramírez, R. F. (1992). *Estudio del método de corrección de drenaje para evitar los huaycos y su aplicación en la quebrada Pedregal-Chosica(Tesis Titulación)*. Lima: Universidad Nacional de Ingenieria (UNI).
- Carhuayal Ramírez., R. F. (1992). *Estudio del Método de Corrección de Drenaje para evitar los huaycos y su aplicación en la quebrada Pedregal-Chosica*. Lima: UNI.
- Centro de Estudios y Prevencion de Desastres(PREDES). (Consultado Mayo del 2019). Obtenido de <http://www.predes.org.pe/predes/huaicos.htm>
- Chereque Moran, W. (1989). *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil*. Lima: CONCYTEC.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Colombia: McGraw-Hill.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrologia Aplicada*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Concha Zeballos, C. J., & Miranda Vega, A. G. (2016). Análisis del riesgo de inundación de la cuenca del rio Chili en el tramo de Chilina a Uchumayo-Arequipa (Tesis titulación). Arequipa.

- Damonte, G., Herrera, C., & Fabio, M. (2017). *Problemas vinculados al cambio y variabilidad climáticos y modelos ejemplares de adaptación por regiones en el Perú-Informe Final Proyecto FORGE*. Lima.
- Escuder, I., Matheu, E., & Castillo, J. (2010). *Análisis y evaluación de riesgos de inundación: estimación del impacto de medidas estructurales y no estructurales*. Jornada CICC PV.
- Fattorelli, S., & Fernandez, P. C. (2011). *Diseño Hidrológico Segunda Edición*. Zaragoza: WASA-GN.
- Geobrugg AG. (2018). *Software Manual DEBFLOW- Debris flow protection*.
- GEOBRUGG. (S/I). Barreras flexibles de anillos para retención de flujo de detritos: la solución económica.
- HEC-RAS River Analysis System User's Manual. (2016).
- ILA-SENAMHI-UNI. (1983). *Estudio de la Hidrología del Perú*. Roma.
- INGEMMET. (2019). *Evaluación de Peligros Geológicos en los sectores de Aplao, Casquina y Caspani*. Arequipa: Dirección de Geología Ambiental y Riesgo Geológico.
- Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). (2015). *Informe de Emergencia N°397-14/04/2015/ COEN-INDECI/ 11:00 HORAS HUAYCO AFECTA LOCALIDADES DEL DISTRITO DE APLAO, PROV. CASTILLA - AREQUIP*. Lima.
- Instituto Nacional de Defensa Civil. (2006). *Manual para la Estimación de Riesgo del Instituto Nacional de Defensa Civil*. Lima: INDECI.
- Instituto Nacional de Defensa (INDECI). (2011). *Manual de Estimación del Riesgo ante Inundaciones Fluviales*. Lima: Dirección Nacional de Prevención.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). (2018). *Peru-Anuario de Estadísticas Ambientales 2018*. Lima.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). (2018). *Resultado Definitivos de los Censos Nacionales 2017-Arequipa XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas (Vol. I)*. Lima.
- Kohler Paulus, L. (1977). *Hidrología para ingenieros segunda edición*. Bogotá: McGraw-Hill Latinoamerica.
- Luque Poma, G., & Rosado Seminario, M. (2014). Zonas críticas por peligros geológicos en la región Arequipa. Lima: INGEMMET.

- Ministerio de Agricultura y Riesgo, Programa Subsectorial de Irrigaciones(MINAGRI-PSI). (2019). Obtenido de <http://www.psi.gob.pe/noticia/minagri-culmino-trabajos-para-la-recuperacion-de-aplao-en-arequipa/>
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima.
- Ministerio del Ambiente (MINAM). (2015). *Cuesta abajo: El cambio climático y los huaycos*. Obtenido de <http://cop20.minam.gob.pe/ck/cuesta-abajo-el-cambio-climatico-y-los-huaycos/>
- Ministerio del Ambiente(MINAM). (2015). *Mapa de Cobertura Vegetal del Peru: memoria descriptiva*. Ministerio del Ambiente, Dirección General de Evaluación, Valoración y Financiamiento del Patrimonio Natural.
- Ministerio del Ambiente(MINAM). (2015). *Mapa de susceptibilidad física del Perú: zonas propensas a inundaciones y deslizamientos en la costa y sierra frente a la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos*. Lima.
- Ministerio del Ambiente, MINAM. (2016). *El Peru y el Cambio Climatico*. Lima: Gráfica Biblos S.A.
- Monsalve Saenz, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería 2ª Edición*. Bogotá: Alfaomega .
- Raimat Quintana, C. (2018). *Dinámica y peligrosidad de las corrientes de derrubios: Aplicación en el barranco de Erill, Pirineo Catalan*. Barcelona.
- Rendón D., V. O. (2013). *Drenaje Pluvial de la ciudad de Juliaca(Sector los Virreyes)-Puno-Peru*. Juliaca.
- Rickenmann, D. (1999). Empirical Relationships for Debris Flows. *Natural Hazards*, 19: 47-77.
- SENAMHI, S. N. (2014). *El fenómeno EL NIÑO en el Peru*. Lima.
- SIA. (2003). Schweizer Norm Einwirkungen auf Tragwerke - Ergänzende Festlegungen.
- SINAGERD. (2014). *Plan nacional de gestión del riesgo de desastres-PLANAGERD 2014-2021*. Lima.
- Témez, J. (1991). Extend and improved Rational Method. *Proc XXIV Congress, A*, págs. 33-40. Madrid.

- Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. (2001). *Estudio Geodinámico y evaluación de peligros del Valle de Majes(Aplao,Huancarqui,Cosos,La Real y Corire)*. Arequipa: Convenio UNSA-INDECI Proyecto PER98/018 PNUD-INDECI.
- Velez Upegui, J. J., & Botero Gutiérrez, A. (2011). Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales. *DYNA*, 78, 165.
- Wendeler, C. (2016). Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents-Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers. *WSL Berichte*, 44, 279.
- Wendeler, C., Volkwein, A., & Guasti, G. (2011). Design of Flexible Debris Flow. *5th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment*, (págs. 1093-1100). Padua.



ANEXOS

ANEXO N° 01 - PANEL FOTOGRAFICO HUAYCO DEL 7 DE FEBRERO EN APLAO

Imagen N° 95 Final Calle Bolognesi, vivienda destruida



Fuente: Propia

Imagen N° 96 Vehículo empotrado en vivienda de Av Juan Pablo Vizcardo y Guzman



Fuente: Propia

Imagen N° 97 Interseccion con Calle Libertad, local del ANA destruido



Fuente: Propia

Imagen N° 98 Calle Casilla desembocadura final del huayco



Fuente: Propia

Imagen N° 99 Pista erosionada, en Calle Bolognesi



Fuente: Propia

Imagen N° 100 Viviendas casi enterradas en la totalidad, Calle Bolognesi



Fuente: Propia

Imagen N° 101 Zona de acumulacion de piedras



Fuente: Propia



ANEXO N° 02 - ENCUESTA SOBRE EL HUAYCO DEL 7 DE FEBRERO EN APLAO

Encuesta sobre el huayco del 7 de Febrero en Aplao

1- ¿Cuál es su edad?

- a) Menor de 18 años
- b) 18-40
- c) 40-60
- d) 60 a mas

2- ¿Cuál es su lugar de residencia?

- a) Aplao
- b) Casquina
- c) Caspani

3- ¿Cuánto tiempo lleva viviendo en ese lugar?

- a) Menos de 1 año
- b) De 1 a 5 años
- c) 5 a 10 años
- d) 10 a 20 años

4- ¿Presenció el huayco del 7 de Febrero del 2019 en Aplao?

- a) Si
- b) No

5- ¿Es la primera vez que presenció un evento de esa magnitud en la ciudad de Aplao?

- a) Si
- b) No

- 6- ¿Cuál fue la duración de la lluvia de ese día?
- a) 0-30 minutos
 - b) 30-60 minutos
 - c) 60-90 minutos
 - d) 90 minutos a más
- 7- Tomando en consideración 5 días antes al 7 de Febrero, ¿Se produjo una lluvia durante esos días?
- a) Si
 - b) No
- 8- ¿A qué tiempo de iniciada la lluvia empezó la caída del huayco?
- a) 0-15 minutos
 - b) 15-30 minutos
 - c) 30 minutos a más
- 9- ¿Cuánto tiempo duro la caída del huayco?
- a) 0-15 minutos
 - b) 15-30 minutos
 - c) 30 minutos a más
- 10- ¿Durante la caída del huayco presencié que el agua, lodo y piedras provenía de las zonas encerradas en círculo en la imagen?



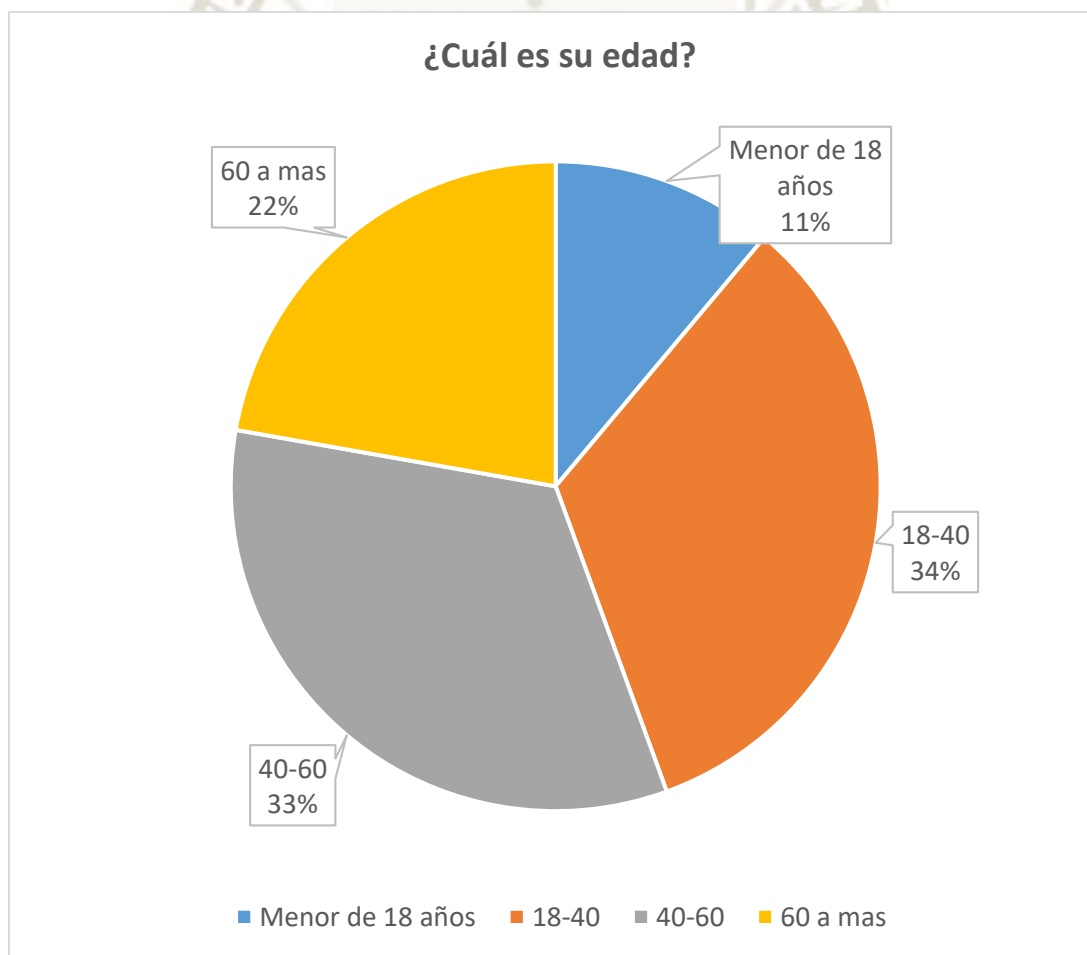
- a) Si
- b) No

11- Escribir alguna información adicional relevante que quiera resaltar sobre el origen de la caída del huayco

RESULTADOS ENCUESTA

1.- ¿Cuál es su edad?		
ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
Menor de 18 años	1	11%
18-40	3	33%
40-60	3	33%
60 a mas	2	22%
TOTAL	9	

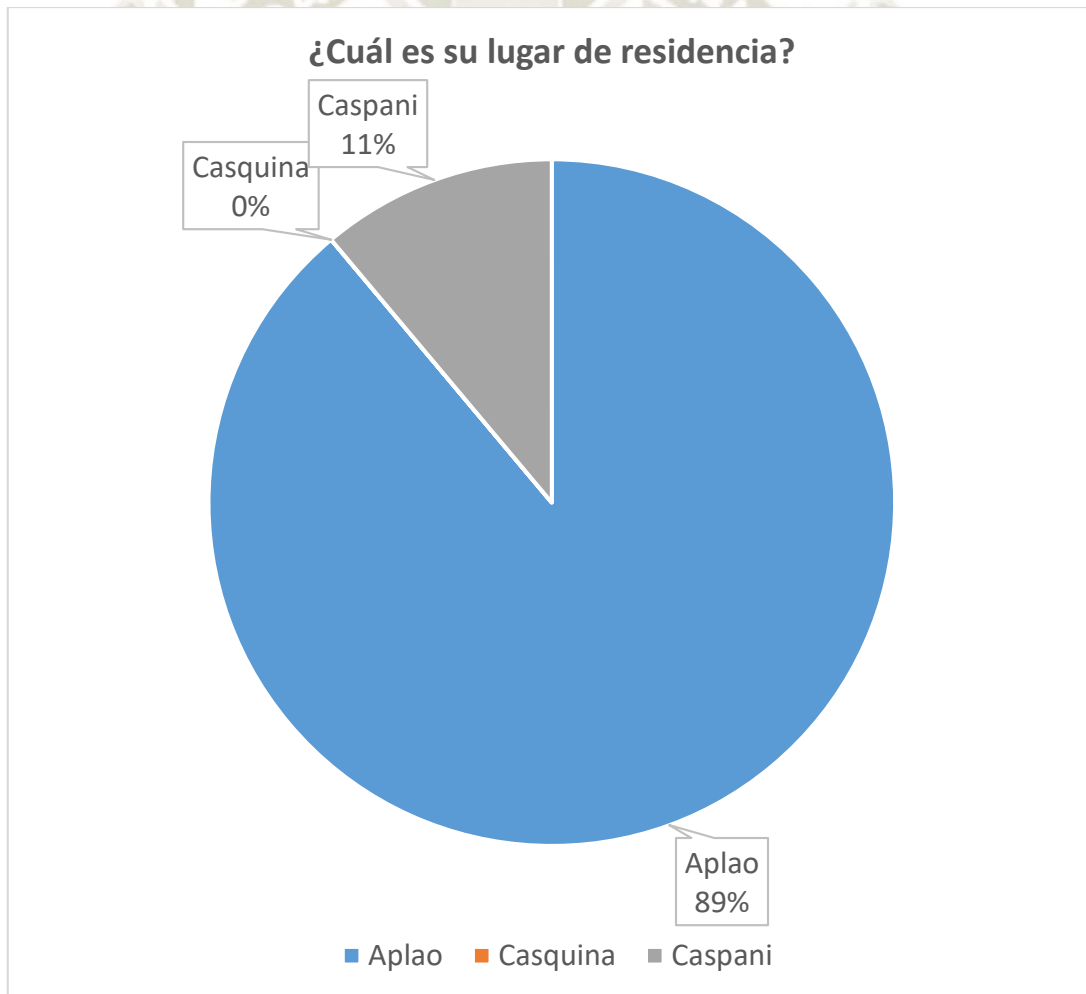
Gráfico 29 Pregunta 1 encuesta (¿Cuál es su edad?)



Fuente: Elaboración Propia

2.- ¿Cuál es su lugar de residencia?		
ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
Aplao	8	89%
Casquina	0	0%
Caspani	1	11%
TOTAL	9	

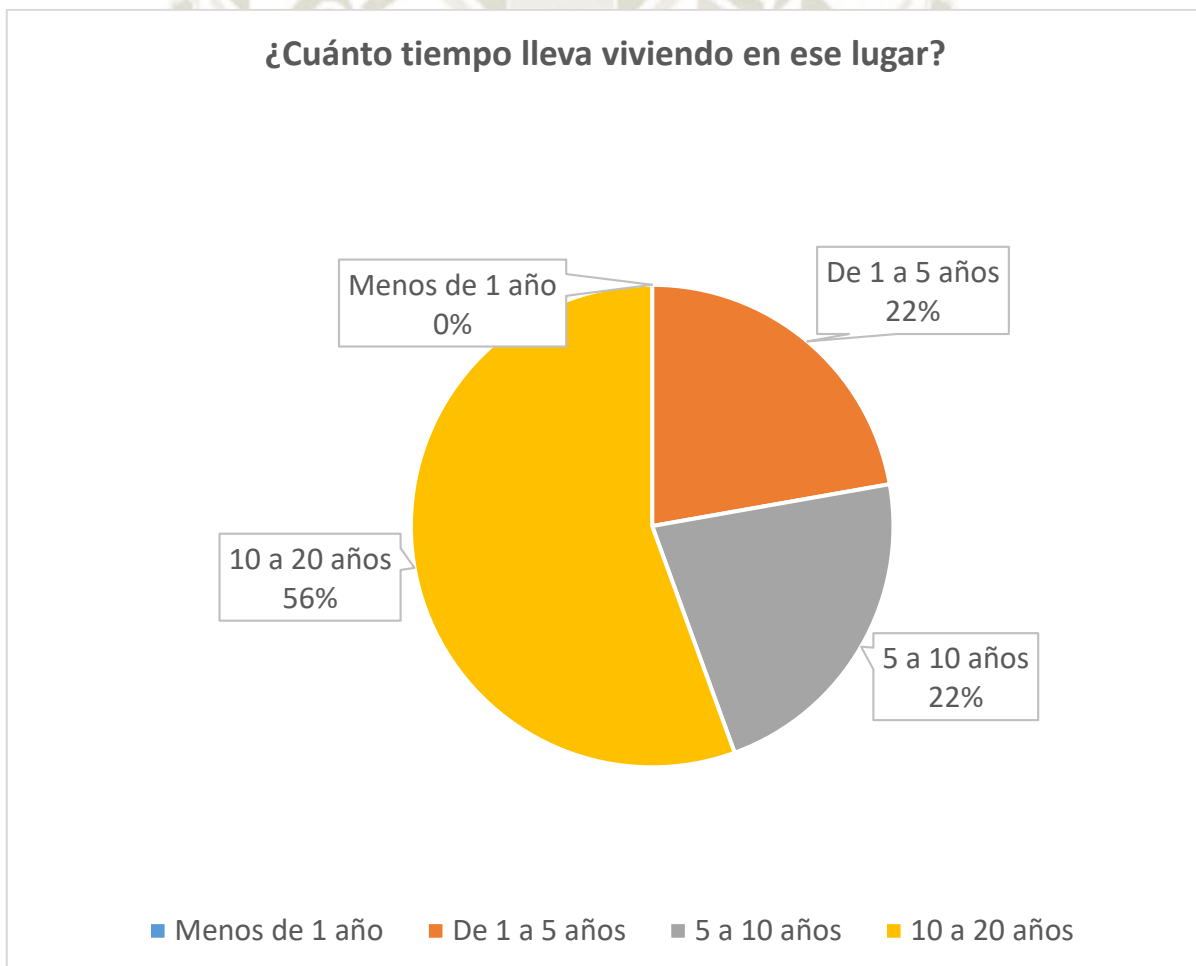
Gráfico 30 Pregunta 2 encuesta (¿Cuál es su lugar de residencia?)



Fuente: Elaboración Propia

3.- ¿Cuánto tiempo lleva viviendo en ese lugar?		
ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
Menos de 1 año	0	0%
De 1 a 5 años	2	22%
5 a 10 años	2	22%
10 a 20 años	5	56%
TOTAL	9	

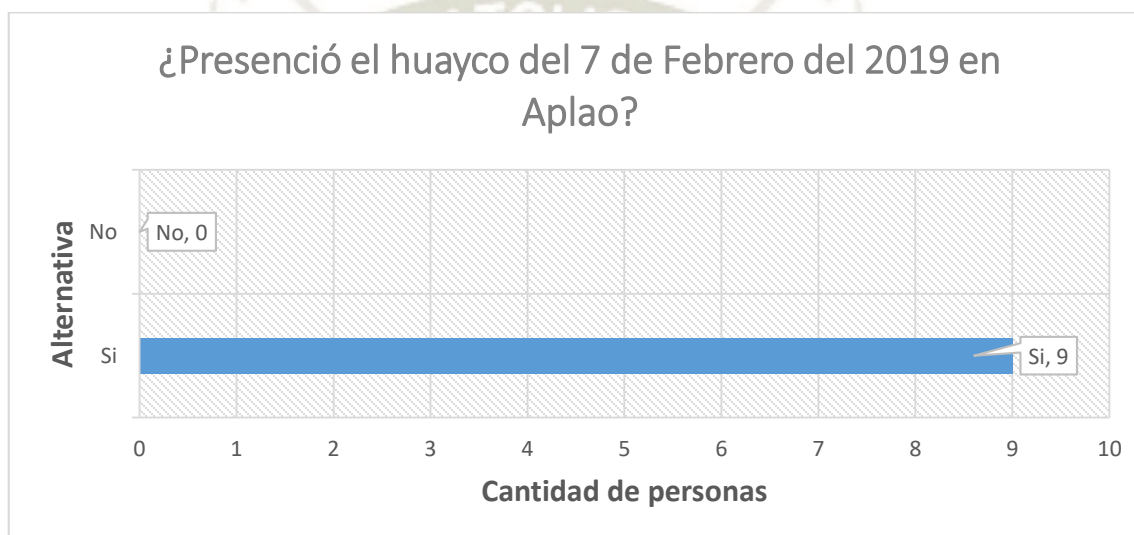
Gráfico 31 Pregunta 3 encuesta (¿Cuánto tiempo lleva viviendo en ese lugar?)



Fuente: Elaboración Propia

4.- ¿Presenció el huayco del 7 de Febrero del 2019 en Aplao?		
ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
Si	9	100%
No	0	0%
TOTAL	9	

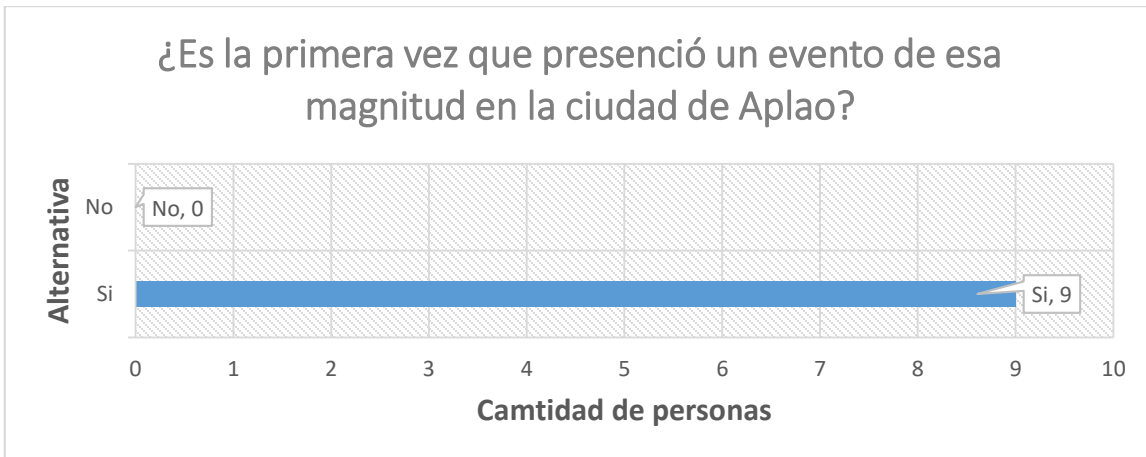
Gráfico 32 Pregunta 4 encuesta (¿Presenció el huayco del 7 de Febrero del 2019 en Aplao?)



Fuente: Elaboración Propia

5.- ¿Es la primera vez que presenció un evento de esa magnitud en la ciudad de Aplao?		
ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
Si	9	100%
No	0	0%
TOTAL	9	

Gráfico 33 Pregunta 5 encuesta (¿Es la primera vez que presencié un evento de esa magnitud en la ciudad de Aplao?)

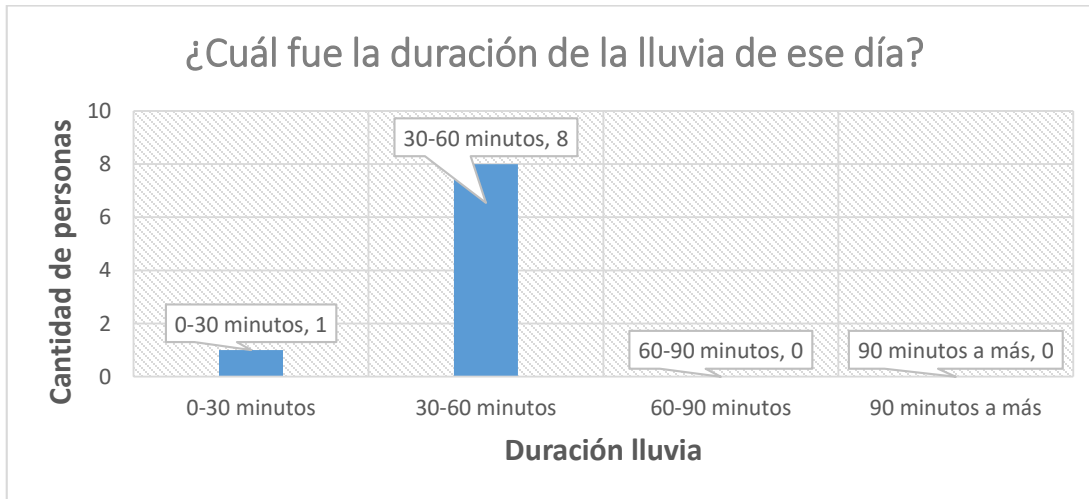


Fuente: Elaboración Propia

6.- ¿Cuál fue la duración de la lluvia de ese día?

ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
0-30 minutos	1	11%
30-60 minutos	8	89%
60-90 minutos	0	0%
90 minutos a más	0	0%
TOTAL	9	

Gráfico 34 Pregunta 6 encuesta (¿Cuál fue la duración de la lluvia de ese día?)

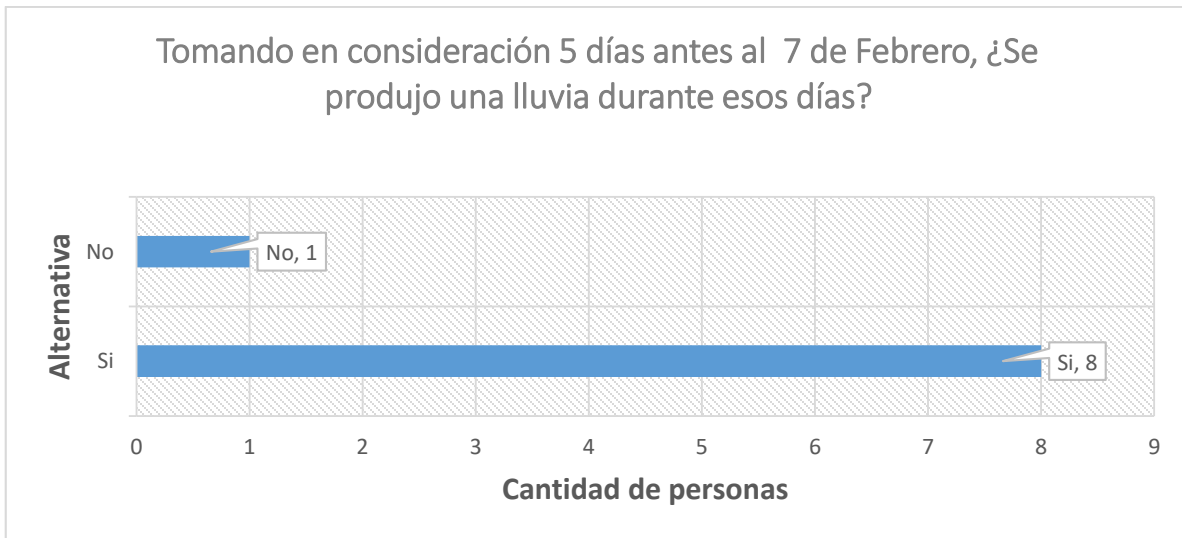


Fuente: Elaboración Propia

7.-Tomando en consideración 5 días antes al 7 de Febrero, ¿Se produjo una lluvia durante esos días?

ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
Si	8	89%
No	1	11%
TOTAL	9	

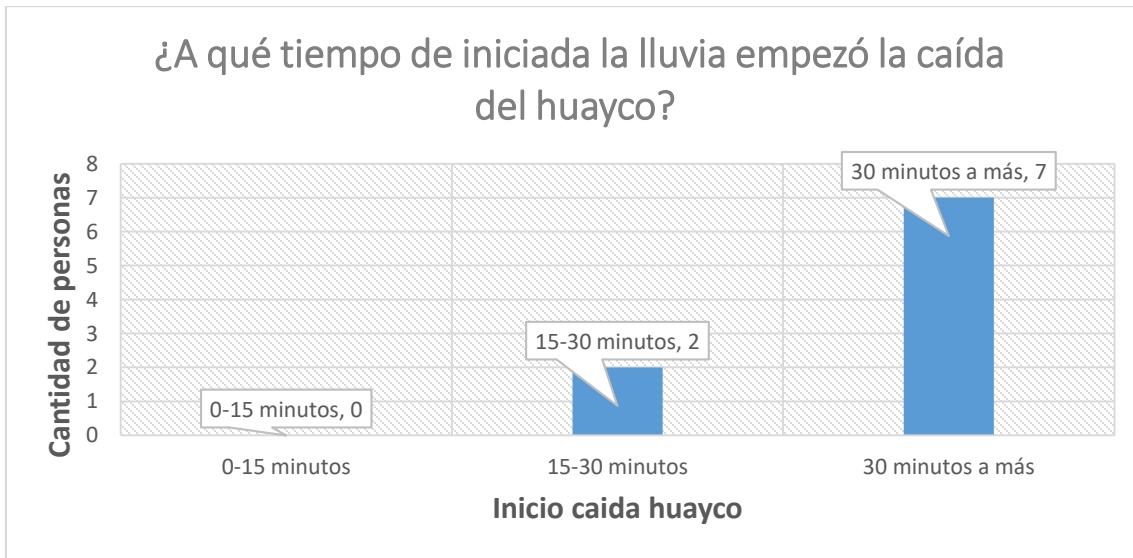
Gráfico 35 Pregunta 7 encuesta (Tomando en consideración 5 días antes al 7 de Febrero, ¿Se produjo una lluvia durante esos días?)



Fuente: Elaboración Propia

8.- ¿A qué tiempo de iniciada la lluvia empezó la caída del huayco?		
ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
0-15 minutos	0	0%
15-30 minutos	2	22%
30 minutos a más	7	78%
TOTAL	9	

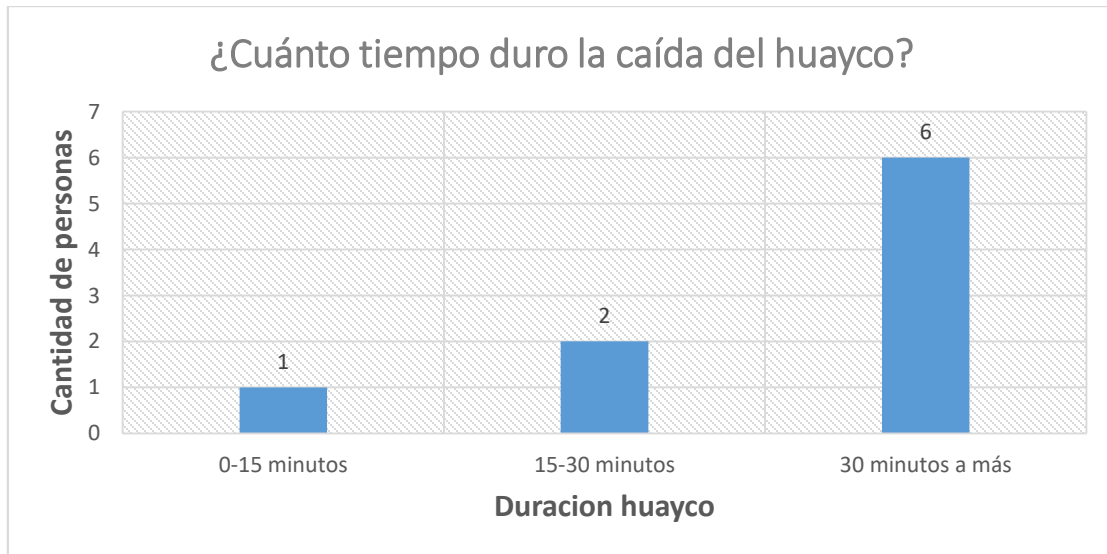
Gráfico 36 Pregunta 7 encuesta (¿A qué tiempo de iniciada la lluvia empezó la caída del huayco?)



Fuente: Elaboración Propia

9.- ¿Cuánto tiempo duro la caída del huayco?		
ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
0-15 minutos	1	11%
15-30 minutos	2	22%
30 minutos a más	6	67%
TOTAL	9	

Gráfico 37 Pregunta 9 encuesta (¿Cuánto tiempo duro la caída del huayco?)

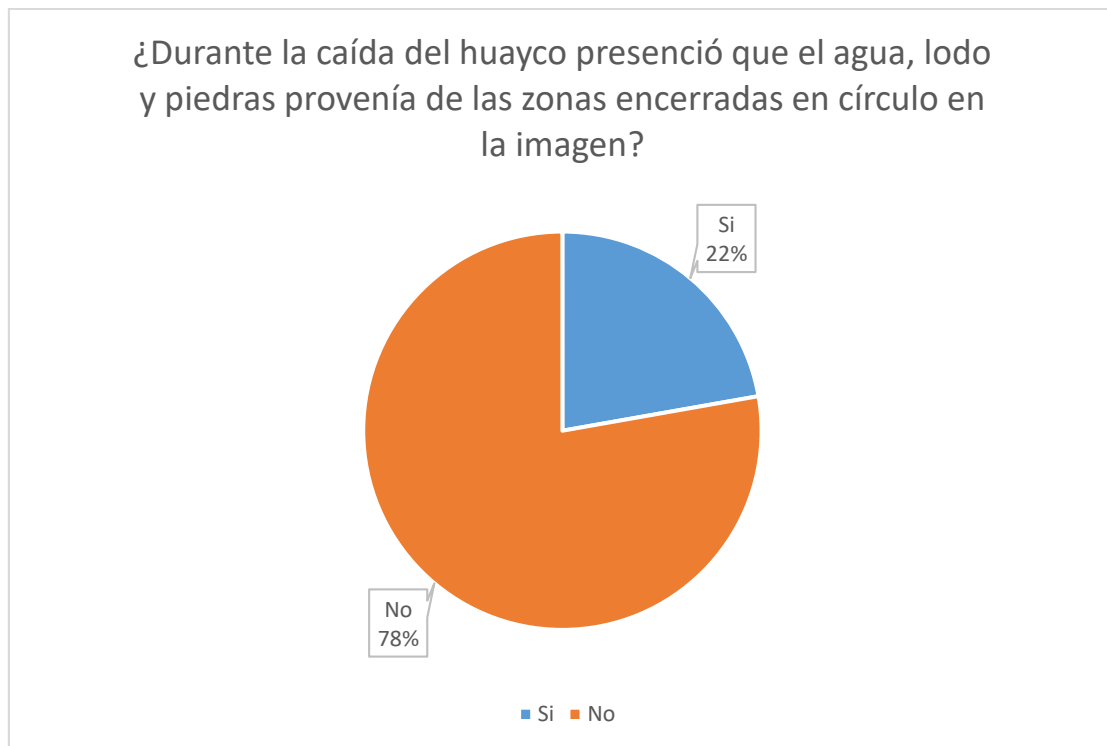


Fuente: Elaboración Propia

10.- ¿Durante la caída del huayco presencié que el agua, lodo y piedras provenía de las zonas encerradas en círculo en la imagen?

ALTERNATIVA	CANTIDAD	PORCENTAJE
Si	2	22%
No	7	78%
TOTAL	9	

Gráfico 38 Pregunta 9 encuesta (¿Durante la caída del huayco presenció que el agua, lodo y piedras provenía de las zonas encerradas en círculo en la imagen?)



Fuente: *Elaboración Propia*

CONCLUSIONES ENCUESTA

EL 89 % de los encuestados tiene como lugar de residencia la ciudad de Aplao y el 22 % lleva viviendo de 10 a 20 años en la zona y el 100% presenciaron el huayco del 7 de febrero.

El 100% manifestó haber presenciado por primera vez un evento de esa magnitud en la ciudad de Aplao, además el 89 % de estos respondieron que tuvo una duración de la lluvia de 0-30 minutos. Según los pobladores el 89 % de estos manifestaron que se produjo una lluvia tomando en consideración 5 días antes al 7 de febrero.

El 78% indicó que entre 15-30 minutos de iniciada la lluvia empezó la caída del huayco y el 67 % manifestó que de 30 minutos a más duro la caída del huayco.

ANEXO N° 03 – PANEL FOTOGRAFICO MICROCUENCA APLAO

Imagen N° 102 Acantilado 1, parte alta de microcuenca Aplao



Imagen N° 103 Acantilado 2, parte alta de microcuenca Aplao-vista frontal



Imagen N° 104 Acantilado 2, parte alta de microcuenca Aplao – vista lateral



Imagen N° 105 Punto de caída de aguas proveniente de acantilado 2-a



Imagen N 106 Punto de caída de aguas proveniente de acantilado 2-b



Imagen N° 107 Vista superior parte baja microcuenca Aplao



Imagen N° 108 Punto por el que llegan las aguas provenientes de la microcuenca alta y media, específicamente acantilado 1 y 2 (altura aprox 25 metros)



Imagen N° 109 Punto por el que llegan las aguas provenientes de la microcuenca alta y media, específicamente acantilado 2 (altura aprox 25 metros)



Imagen N° 110 Canal por el que descienden el flujo de detritos- microcuenca baja-1



Imagen N° 111 Canal por el que descienden el flujo de detritos- microcuenca baja-2



Imagen N° 112 Vista interior del canal- microcuenca baja (altura= 4.3m)



Imagen N° 113 Vista panorámica microcuenca baja Aplao



ANEXO N° 04 - ANALISIS PROBABILISTICO ESTACION AYO

Tabla 50 Datos estación Ayo

Departamento :	AREQUIPA	Provincia :	CASTILLA	Distrito :	AYO
Latitud :	15° 40' 45"	Longitud :	72° 16' 13"	Altitud :	1956
Entidad :	SENAMHI	Tipo :	PLUVIOMETRICA	Periodo :	1964- 2014

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 51 Precipitaciones históricas máximas en 24 horas por año- Ayo

Numero de Orden	AÑO	Precipitación (mm)
1	1974	7.1
2	1975	9
3	1976	13.4
4	1977	7.3
5	1978	10.5
6	1979	8.6
7	1980	10
8	1981	11.4
9	1982	4.1
10	1983	0.1
11	1984	18.9
12	1985	12.2
13	1986	12.8
14	1987	10.3
15	1988	9.9
16	1989	5.3
17	1990	4.5
18	1991	3.4
19	1992	1.8
20	1993	1.7
21	1994	8.6
22	1995	14.8
23	1996	15.6
24	1997	18.3

Numero de Orden	AÑO	Precipitación (mm)
25	1998	16.9
26	1999	14.5
27	2000	8.6
28	2001	15.4
29	2002	16.6
30	2003	8.7
31	2004	35.6
32	2005	12.1
33	2006	9.4
34	2007	14
35	2008	23.5
36	2009	10.2
37	2010	7.8
38	2011	13.3
39	2012	41
40	2013	18.8
41	2014	8

Fuente: Elaboración Propia datos extraídos Senamhi

-Distribución Normal

Tabla 52 Distribución Normal Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	7.1	1	0.1	0.0238	0.0655	0.0417	0.1125	0.2124
1975	9	2	1.7	0.0476	0.0954	0.0478		SI
1976	13.4	3	1.8	0.0714	0.0976	0.0261		
1977	7.3	4	3.4	0.0952	0.1371	0.0419		
1978	10.5	5	4.1	0.119	0.1575	0.0384		
1979	8.6	6	4.5	0.1429	0.17	0.0271		
1980	10	7	5.3	0.1667	0.1968	0.0301		
1981	11.4	8	7.1	0.1905	0.2658	0.0753		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1982	4.1	9	7.3	0.2143	0.2742	0.0599		
1983	0.1	10	7.8	0.2381	0.2956	0.0575		
1984	18.9	11	8	0.2619	0.3044	0.0425		
1985	12.2	12	8.6	0.2857	0.3314	0.0457		
1986	12.8	13	8.6	0.3095	0.3314	0.0219		
1987	10.3	14	8.6	0.3333	0.3314	0.0019		
1988	9.9	15	8.7	0.3571	0.336	0.0211		
1989	5.3	16	9	0.381	0.35	0.031		
1990	4.5	17	9.4	0.4048	0.3689	0.0359		
1991	3.4	18	9.9	0.4286	0.393	0.0356		
1992	1.8	19	10	0.4524	0.3978	0.0546		
1993	1.7	20	10.2	0.4762	0.4076	0.0686		
1994	8.6	21	10.3	0.5	0.4125	0.0875		
1995	14.8	22	10.5	0.5238	0.4224	0.1014		
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0.4673	0.0803		
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0.5026	0.0688		
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0.5076	0.0876		
1999	14.5	26	12.8	0.619	0.5378	0.0812		
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0.5628	0.08		
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0.5678	0.0989		
2002	16.6	29	14	0.6905	0.5974	0.0931		
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0.6217	0.0926		
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0.636	0.1021		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0.6641	0.0978		
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0.6733	0.1125		
2007	14	34	16.6	0.8095	0.7175	0.0921		
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0.7301	0.1032		
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0.7853	0.0718		
2010	7.8	37	18.8	0.881	0.8033	0.0777		
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0.8068	0.098		
2012	41	39	23.5	0.9286	0.9261	0.0024		
2013	18.8	40	35.6	0.9524	0.9985	0.0462		
2014	8	41	41	0.9762	0.9999	0.0237		
Media				12.0488				
Parámetro de Escala (S)				7.9108				

Fuente: Elaboración Propia datos extraídos Hidroesta 2.0

-Distribución Log Normal 2 parámetros

Tabla 53 Distribución Log Normal 2 parámetros Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ max
1974	7.1	1	0.1	0.0238	0	0.0238	0.2052
1975	9	2	1.7	0.0476	0.041	0.0067	
1976	13.4	3	1.8	0.0714	0.0464	0.025	
1977	7.3	4	3.4	0.0952	0.1528	0.0576	
1978	10.5	5	4.1	0.119	0.203	0.0839	
1979	8.6	6	4.5	0.1429	0.2312	0.0883	
1980	10	7	5.3	0.1667	0.2856	0.119	
1981	11.4	8	7.1	0.1905	0.3957	0.2052	
1982	4.1	9	7.3	0.2143	0.4068	0.1925	
1983	0.1	10	7.8	0.2381	0.4335	0.1954	
1984	18.9	11	8	0.2619	0.4438	0.1819	
1985	12.2	12	8.6	0.2857	0.4734	0.1877	
1986	12.8	13	8.6	0.3095	0.4734	0.1639	
1987	10.3	14	8.6	0.3333	0.4734	0.1401	
1988	9.9	15	8.7	0.3571	0.4782	0.121	
1989	5.3	16	9	0.381	0.4921	0.1112	
1990	4.5	17	9.4	0.4048	0.51	0.1053	
1991	3.4	18	9.9	0.4286	0.5313	0.1028	
1992	1.8	19	10	0.4524	0.5354	0.0831	
1993	1.7	20	10.2	0.4762	0.5436	0.0674	

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	F(z)	Δ	Δ max
1994	8.6	21	10.3	0.5	0.5475	0.0475	
1995	14.8	22	10.5	0.5238	0.5554	0.0316	
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0.5887	0.0411	
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0.6124	0.041	
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0.6157	0.0204	
1999	14.5	26	12.8	0.619	0.6345	0.0154	
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0.6492	0.0064	
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0.6521	0.0146	
2002	16.6	29	14	0.6905	0.6687	0.0218	
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0.6817	0.0326	
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0.6892	0.0489	
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0.7035	0.0584	
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0.7081	0.0776	
2007	14	34	16.6	0.8095	0.7297	0.0798	
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0.7358	0.0975	
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0.762	0.0952	
2010	7.8	37	18.8	0.881	0.7705	0.1105	
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0.7721	0.1326	
2012	41	39	23.5	0.9286	0.8341	0.0944	
2013	18.8	40	35.6	0.9524	0.9191	0.0332	
2014	8	41	41	0.9762	0.9388	0.0374	
			u_y	2.2164			
			S_y	0.969			

Fuente: Elaboración Propia datos extraído Hidroesta 2.0

-Distribución Log Normal 3 parámetros

Tabla 54 Distribución Log Normal 3 parámetros Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	Z	F(z)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	7.1	1	0.1	0.0238	-2.5894	0.0048	0.019	0.0926	0.2124
1975	9	2	1.7	0.0476	-1.9545	0.0253	0.0223		SI
1976	13.4	3	1.8	0.0714	-1.92	0.0274	0.044		
1977	7.3	4	3.4	0.0952	-1.4288	0.0765	0.0187		
1978	10.5	5	4.1	0.119	-1.2428	0.107	0.0121		
1979	8.6	6	4.5	0.1429	-1.1429	0.1265	0.0163		
1980	10	7	5.3	0.1667	-0.9551	0.1698	0.0031		
1981	11.4	8	7.1	0.1905	-0.5811	0.2806	0.0901		
1982	4.1	9	7.3	0.2143	-0.5431	0.2935	0.0793		
1983	0.1	10	7.8	0.2381	-0.4506	0.3261	0.0881		
1984	18.9	11	8	0.2619	-0.4146	0.3392	0.0773		
1985	12.2	12	8.6	0.2857	-0.3098	0.3783	0.0926		
1986	12.8	13	8.6	0.3095	-0.3098	0.3783	0.0688		
1987	10.3	14	8.6	0.3333	-0.3098	0.3783	0.045		
1988	9.9	15	8.7	0.3571	-0.2928	0.3848	0.0277		
1989	5.3	16	9	0.381	-0.2426	0.4042	0.0232		
1990	4.5	17	9.4	0.4048	-0.1772	0.4297	0.0249		
1991	3.4	18	9.9	0.4286	-0.098	0.461	0.0324		
1992	1.8	19	10	0.4524	-0.0824	0.4671	0.0148		
1993	1.7	20	10.2	0.4762	-0.0517	0.4794	0.0032		
1994	8.6	21	10.3	0.5	-0.0365	0.4854	0.0146		
1995	14.8	22	10.5	0.5238	-0.0064	0.4975	0.0263		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	Z	F(z)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0.1246	0.5496	0.002		
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0.2216	0.5877	0.0163		
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0.2351	0.5929	0.0023		
1999	14.5	26	12.8	0.619	0.3147	0.6235	0.0045		
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0.379	0.6476	0.0048		
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0.3916	0.6523	0.0143		
2002	16.6	29	14	0.6905	0.466	0.6794	0.0111		
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0.5263	0.7007	0.0136		
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0.5617	0.7128	0.0253		
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0.631	0.736	0.0259		
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0.6536	0.7433	0.0424		
2007	14	34	16.6	0.8095	0.7636	0.7774	0.0321		
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0.7955	0.7869	0.0465		
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0.9393	0.8262	0.0309		
2010	7.8	37	18.8	0.881	0.9885	0.8385	0.0424		
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0.9982	0.8409	0.0638		
2012	41	39	23.5	0.9286	1.4065	0.9202	0.0084		
2013	18.8	40	35.6	0.9524	2.2269	0.987	0.0346		
2014	8	41	41	0.9762	2.5164	0.9941	0.0179		
			x_0	-0.3779					
			u_y	0.7506					
			S_y	0.9727					

Fuente: Elaboración Propia datos extraídos Hidroesta 2.0

– Gamma 2 parámetros

Tabla 55 Distribución Gamma 2 parámetros Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	7.1	1	0.1	0.0238	0.0001	0.0237	0.1404	0.2124
1975	9	2	1.7	0.0476	0.0337	0.0139		SI
1976	13.4	3	1.8	0.0714	0.0374	0.034		
1977	7.3	4	3.4	0.0952	0.1116	0.0163		
1978	10.5	5	4.1	0.119	0.1505	0.0314		
1979	8.6	6	4.5	0.1429	0.1737	0.0309		
1980	10	7	5.3	0.1667	0.2216	0.0549		
1981	11.4	8	7.1	0.1905	0.3309	0.1404		
1982	4.1	9	7.3	0.2143	0.3429	0.1286		
1983	0.1	10	7.8	0.2381	0.3725	0.1344		
1984	18.9	11	8	0.2619	0.3842	0.1223		
1985	12.2	12	8.6	0.2857	0.4187	0.133		
1986	12.8	13	8.6	0.3095	0.4187	0.1092		
1987	10.3	14	8.6	0.3333	0.4187	0.0854		
1988	9.9	15	8.7	0.3571	0.4243	0.0672		
1989	5.3	16	9	0.381	0.4411	0.0602		
1990	4.5	17	9.4	0.4048	0.463	0.0583		
1991	3.4	18	9.9	0.4286	0.4897	0.0612		
1992	1.8	19	10	0.4524	0.495	0.0426		
1993	1.7	20	10.2	0.4762	0.5053	0.0292		
1994	8.6	21	10.3	0.5	0.5105	0.0105		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1995	14.8	22	10.5	0.5238	0.5206	0.0032		
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0.5645	0.0169		
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0.5966	0.0252		
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0.6011	0.0058		
1999	14.5	26	12.8	0.619	0.6269	0.0079		
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0.6474	0.0046		
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0.6514	0.0152		
2002	16.6	29	14	0.6905	0.6746	0.0158		
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0.693	0.0213		
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0.7036	0.0345		
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0.7239	0.038		
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0.7304	0.0553		
2007	14	34	16.6	0.8095	0.7609	0.0486		
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0.7695	0.0638		
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0.806	0.0512		
2010	7.8	37	18.8	0.881	0.8177	0.0632		
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0.82	0.0848		
2012	41	39	23.5	0.9286	0.9003	0.0283		
2013	18.8	40	35.6	0.9524	0.981	0.0286		
2014	8	41	41	0.9762	0.9912	0.015		
				α	1.9846			
				β	6.0711			

Fuente: Elaboración Propia datos extraídos Hidroesta 2.0

– Gamma 3 parámetros

Tabla 56 Distribución Gamma 3 parámetros Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	7.1	1	0.1	0.0238	0	0.0238	0.9762	0.2124
1975	9	2	1.7	0.0476	0	0.0476		NO
1976	13.4	3	1.8	0.0714	0	0.0714		
1977	7.3	4	3.4	0.0952	0	0.0952		
1978	10.5	5	4.1	0.119	0	0.119		
1979	8.6	6	4.5	0.1429	0	0.1429		
1980	10	7	5.3	0.1667	0	0.1667		
1981	11.4	8	7.1	0.1905	0	0.1905		
1982	4.1	9	7.3	0.2143	0	0.2143		
1983	0.1	10	7.8	0.2381	0	0.2381		
1984	18.9	11	8	0.2619	0	0.2619		
1985	12.2	12	8.6	0.2857	0	0.2857		
1986	12.8	13	8.6	0.3095	0	0.3095		
1987	10.3	14	8.6	0.3333	0	0.3333		
1988	9.9	15	8.7	0.3571	0	0.3571		
1989	5.3	16	9	0.381	0	0.381		
1990	4.5	17	9.4	0.4048	0	0.4048		
1991	3.4	18	9.9	0.4286	0	0.4286		
1992	1.8	19	10	0.4524	0	0.4524		
1993	1.7	20	10.2	0.4762	0	0.4762		
1994	8.6	21	10.3	0.5	0	0.5		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1995	14.8	22	10.5	0.5238	0	0.5238		
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0	0.5476		
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0	0.5714		
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0	0.5952		
1999	14.5	26	12.8	0.619	0	0.619		
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0	0.6429		
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0	0.6667		
2002	16.6	29	14	0.6905	0	0.6905		
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0	0.7143		
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0	0.7381		
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0	0.7619		
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0	0.7857		
2007	14	34	16.6	0.8095	0	0.8095		
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0	0.8333		
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0	0.8571		
2010	7.8	37	18.8	0.881	0	0.881		
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0	0.9048		
2012	41	39	23.5	0.9286	0	0.9286		
2013	18.8	40	35.6	0.9524	0	0.9524		
2014	8	41	41	0.9762	0	0.9762		
			x_0	3.1927				
			u_y	1.2533				
			S_y	7.0665				

Fuente: Elaboración Propia datos extraídos Hidroesta 2.0

– Pearson tipo III

Tabla 57 Distribución Pearson tipo III Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	7.1	1	0.1	0.0238	0	0.0238	0.9762	0.2124
1975	9	2	1.7	0.0476	0	0.0476		NO
1976	13.4	3	1.8	0.0714	0	0.0714		
1977	7.3	4	3.4	0.0952	0	0.0952		
1978	10.5	5	4.1	0.119	0	0.119		
1979	8.6	6	4.5	0.1429	0	0.1429		
1980	10	7	5.3	0.1667	0	0.1667		
1981	11.4	8	7.1	0.1905	0	0.1905		
1982	4.1	9	7.3	0.2143	0	0.2143		
1983	0.1	10	7.8	0.2381	0	0.2381		
1984	18.9	11	8	0.2619	0	0.2619		
1985	12.2	12	8.6	0.2857	0	0.2857		
1986	12.8	13	8.6	0.3095	0	0.3095		
1987	10.3	14	8.6	0.3333	0	0.3333		
1988	9.9	15	8.7	0.3571	0	0.3571		
1989	5.3	16	9	0.381	0	0.381		
1990	4.5	17	9.4	0.4048	0	0.4048		
1991	3.4	18	9.9	0.4286	0	0.4286		
1992	1.8	19	10	0.4524	0	0.4524		
1993	1.7	20	10.2	0.4762	0	0.4762		
1994	8.6	21	10.3	0.5	0	0.5		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1995	14.8	22	10.5	0.5238	0	0.5238		
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0	0.5476		
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0	0.5714		
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0	0.5952		
1999	14.5	26	12.8	0.619	0	0.619		
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0	0.6429		
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0	0.6667		
2002	16.6	29	14	0.6905	0	0.6905		
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0	0.7143		
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0	0.7381		
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0	0.7619		
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0	0.7857		
2007	14	34	16.6	0.8095	0	0.8095		
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0	0.8333		
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0	0.8571		
2010	7.8	37	18.8	0.881	0	0.881		
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0	0.9048		
2012	41	39	23.5	0.9286	0	0.9286		
2013	18.8	40	35.6	0.9524	0	0.9524		
2014	8	41	41	0.9762	0	0.9762		
			x_0	2.9265				
			α	0.5371				
			β	-1.3223				

Fuente: Elaboración Propia

– Gumbel

Tabla 58 Distribución Gumbel Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	7.1	1	0.1	0.0238	0.0203	0.0035	0.0953	0.2124
1975	9	2	1.7	0.0476	0.0495	0.0019		SI
1976	13.4	3	1.8	0.0714	0.0519	0.0195		
1977	7.3	4	3.4	0.0952	0.1021	0.0069		
1978	10.5	5	4.1	0.119	0.1304	0.0114		
1979	8.6	6	4.5	0.1429	0.1482	0.0054		
1980	10	7	5.3	0.1667	0.187	0.0203		
1981	11.4	8	7.1	0.1905	0.2858	0.0953		
1982	4.1	9	7.3	0.2143	0.2975	0.0832		
1983	0.1	10	7.8	0.2381	0.3269	0.0888		
1984	18.9	11	8	0.2619	0.3388	0.0769		
1985	12.2	12	8.6	0.2857	0.3745	0.0888		
1986	12.8	13	8.6	0.3095	0.3745	0.065		
1987	10.3	14	8.6	0.3333	0.3745	0.0412		
1988	9.9	15	8.7	0.3571	0.3805	0.0233		
1989	5.3	16	9	0.381	0.3984	0.0174		
1990	4.5	17	9.4	0.4048	0.4221	0.0173		
1991	3.4	18	9.9	0.4286	0.4514	0.0228		
1992	1.8	19	10	0.4524	0.4572	0.0048		
1993	1.7	20	10.2	0.4762	0.4687	0.0074		
1994	8.6	21	10.3	0.5	0.4745	0.0255		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ_{max}	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1995	14.8	22	10.5	0.5238	0.4859	0.0379		
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0.5359	0.0117		
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0.573	0.0016		
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0.5782	0.0171		
1999	14.5	26	12.8	0.619	0.6083	0.0107		
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0.6323	0.0105		
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0.637	0.0297		
2002	16.6	29	14	0.6905	0.6642	0.0263		
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0.6857	0.0286		
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0.6981	0.04		
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0.7217	0.0402		
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0.7293	0.0564		
2007	14	34	16.6	0.8095	0.7646	0.045		
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0.7744	0.059		
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0.8156	0.0415		
2010	7.8	37	18.8	0.881	0.8287	0.0523		
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0.8312	0.0736		
2012	41	39	23.5	0.9286	0.916	0.0125		
2013	18.8	40	35.6	0.9524	0.9877	0.0354		
2014	8	41	41	0.9762	0.9949	0.0187		
			μ	8.4885				
			α	6.168				

Fuente: Elaboración Propia datos extraídos Hidroesta 2.0

– Log Gumbel

Tabla 59 Distribución Log Gumbel Estación Ayo

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1974	7.1	1	0.1	0.0238	0	0.0238	0.2642	0.2124
1975	9	2	1.7	0.0476	0.0054	0.0423		NO
1976	13.4	3	1.8	0.0714	0.0079	0.0636		
1977	7.3	4	3.4	0.0952	0.1239	0.0286		
1978	10.5	5	4.1	0.119	0.1959	0.0768		
1979	8.6	6	4.5	0.1429	0.2366	0.0938		
1980	10	7	5.3	0.1667	0.3133	0.1466		
1981	11.4	8	7.1	0.1905	0.4547	0.2642		
1982	4.1	9	7.3	0.2143	0.4678	0.2535		
1983	0.1	10	7.8	0.2381	0.4986	0.2605		
1984	18.9	11	8	0.2619	0.5102	0.2483		
1985	12.2	12	8.6	0.2857	0.5425	0.2568		
1986	12.8	13	8.6	0.3095	0.5425	0.233		
1987	10.3	14	8.6	0.3333	0.5425	0.2092		
1988	9.9	15	8.7	0.3571	0.5476	0.1904		
1989	5.3	16	9	0.381	0.5622	0.1813		
1990	4.5	17	9.4	0.4048	0.5806	0.1759		
1991	3.4	18	9.9	0.4286	0.6019	0.1734		
1992	1.8	19	10	0.4524	0.606	0.1536		
1993	1.7	20	10.2	0.4762	0.6139	0.1377		

Año	Precipitación (mm)	m	x	P(x)	G(y)	Δ	Δ max	Δ_T ($\alpha=0.5$)
1994	8.6	21	10.3	0.5	0.6177	0.1177		
1995	14.8	22	10.5	0.5238	0.6253	0.1014		
1996	15.6	23	11.4	0.5476	0.6563	0.1087		
1997	18.3	24	12.1	0.5714	0.6776	0.1062		
1998	16.9	25	12.2	0.5952	0.6804	0.0852		
1999	14.5	26	12.8	0.619	0.6968	0.0777		
2000	8.6	27	13.3	0.6429	0.7093	0.0665		
2001	15.4	28	13.4	0.6667	0.7117	0.0451		
2002	16.6	29	14	0.6905	0.7255	0.035		
2003	8.7	30	14.5	0.7143	0.7361	0.0219		
2004	35.6	31	14.8	0.7381	0.7422	0.0041		
2005	12.1	32	15.4	0.7619	0.7536	0.0083		
2006	9.4	33	15.6	0.7857	0.7572	0.0285		
2007	14	34	16.6	0.8095	0.774	0.0355		
2008	23.5	35	16.9	0.8333	0.7787	0.0546		
2009	10.2	36	18.3	0.8571	0.7984	0.0587		
2010	7.8	37	18.8	0.881	0.8048	0.0762		
2011	13.3	38	18.9	0.9048	0.806	0.0988		
2012	41	39	23.5	0.9286	0.8507	0.0779		
2013	18.8	40	35.6	0.9524	0.9109	0.0415		
2014	8	41	41	0.9762	0.9255	0.0507		
			μ	1.7803				
			α	0.7556				

Fuente: Elaboración Propia datos extraídos Hidroesta 2.

ANEXO N° 06 - PATRON DE PRECIPITACION DICK PESCHKE 24 HORAS -AYO

Tabla 60 Precipitación, Duración y Periodo de Retorno por Dick Peschke 24 horas estación Ayo

T (año)	P. Máxima	DURACION TORMENTA (min)															
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	120	180	360	720	1440
		Precipitación (mm)															
5	17.34	4.21	5.01	5.54	5.95	6.29	6.59	6.85	7.08	7.29	7.49	7.83	9.32	10.31	12.26	14.58	17.34
10	22.01	5.34	6.35	7.03	7.56	7.99	8.36	8.69	8.99	9.25	9.50	9.94	11.83	13.09	15.56	18.51	22.01
25	28.07	6.81	8.10	8.97	9.64	10.19	10.66	11.08	11.46	11.80	12.12	12.68	15.08	16.69	19.85	23.60	28.07
50	32.69	7.94	9.44	10.44	11.22	11.87	12.42	12.91	13.35	13.74	14.11	14.77	17.56	19.44	23.12	27.49	32.69
100	37.39	9.08	10.79	11.95	12.84	13.57	14.21	14.76	15.26	15.72	16.14	16.89	20.09	22.23	26.44	31.44	37.39

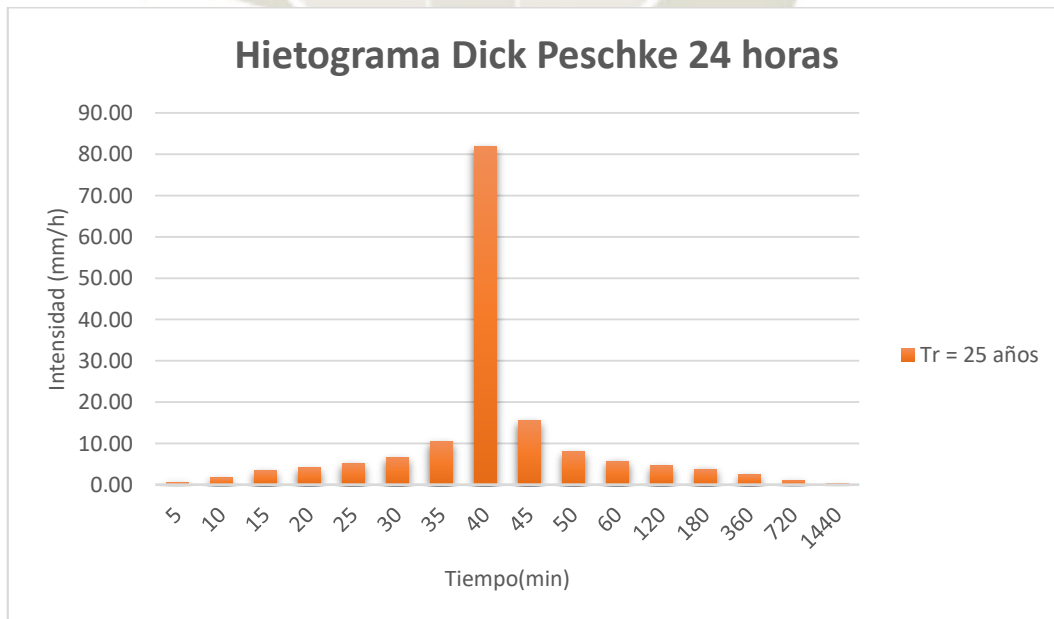
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 61 Calculo Hietograma método bloques alternos Dick Peschke 24 horas Tr=25 años, estación Ayo

t (min)	t/Tt	Pacum (mm)	P (mm)	Intensidad (mm/h)	Bloques
5	0.00	6.81	6.81	81.77	0.63
10	0.01	8.10	1.29	15.47	1.61
15	0.01	8.97	0.86	10.37	3.39
20	0.01	9.64	0.67	8.02	4.11
25	0.02	10.19	0.55	6.63	5.03
30	0.02	10.66	0.48	5.70	6.63
35	0.02	11.08	0.42	5.03	10.37
40	0.03	11.46	0.38	4.51	81.77
45	0.03	11.80	0.34	4.11	15.47
50	0.03	12.12	0.31	3.78	8.02
60	0.04	12.68	0.57	3.39	5.70
120	0.08	15.08	2.40	2.40	4.51
180	0.13	16.69	1.61	1.61	3.78
360	0.25	19.85	3.16	1.05	2.40
720	0.50	23.60	3.76	0.63	1.05
1440	1.00	28.07	4.47	0.37	0.37

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 39 Hietograma Ayo Tr= 25 años Dick Peschke 24 horas



Fuente: Elaboración Propia

ANEXO N° 07 - PATRON DE PRECIPITACION DICK PESCHKE 1 HORA -AYO

Tabla 62 Precipitación, Duración y Periodo de Retorno por Dick Peschke 1 hora estación Ayo

T(años)	P. Máxima	DURACION TORMENTA (min)											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
		Precipitación (mm)											
5	17.34	9.32	11.08	12.26	13.18	13.93	14.58	15.15	15.67	16.14	16.57	16.97	17.34
10	22.01	11.83	14.06	15.56	16.72	17.68	18.51	19.24	19.89	20.48	21.03	21.54	22.01
25	28.07	15.08	17.94	19.85	21.33	22.55	23.60	24.53	25.36	26.12	26.82	27.47	28.07
50	32.69	17.56	20.89	23.12	24.84	26.26	27.49	28.57	29.54	30.42	31.23	31.99	32.69
100	37.39	20.09	23.89	26.44	28.41	30.04	31.44	32.68	33.79	34.80	35.72	36.59	37.39

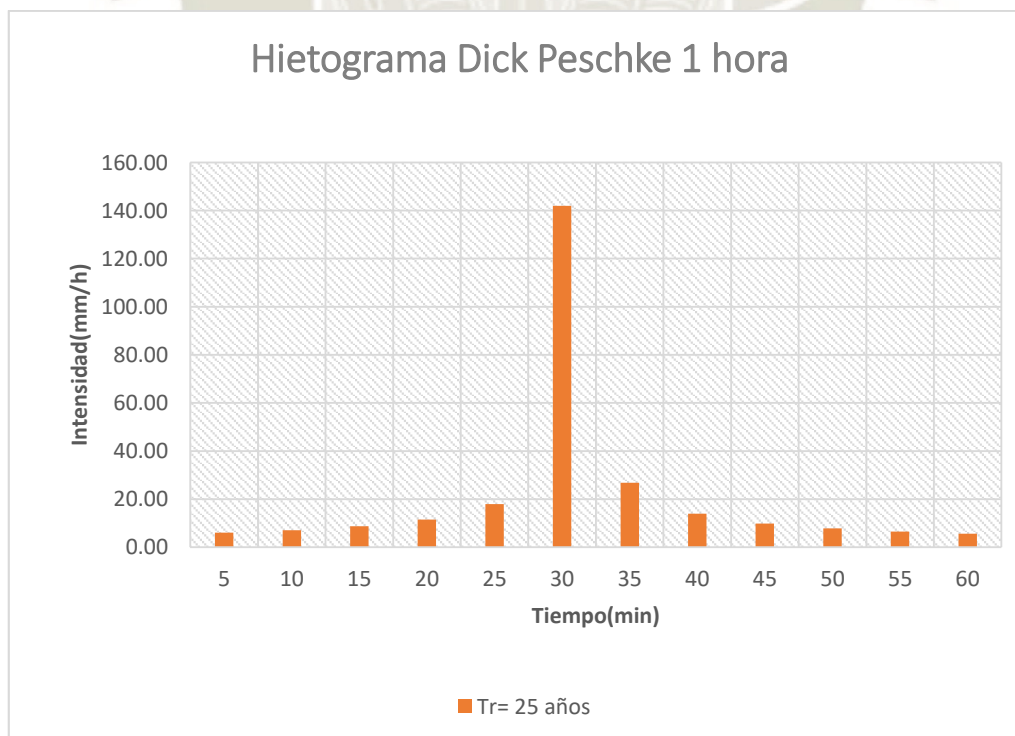
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 63 Calculo Hietograma método bloques alternos Dick Peschke 1 hora $Tr=25$ años, estación Ayo

t (min)	t/Tt	Pacum (mm)	P (mm)	Intensidad (mm/h)	Bloques Intensidad	Bloques Precipitación
5	0.00	15.08	15.08	180.98	7.76	0.65
10	0.01	17.94	2.85	34.24	9.10	0.76
15	0.01	19.85	1.91	22.96	11.13	0.93
20	0.01	21.33	1.48	17.76	14.68	1.22
25	0.02	22.55	1.22	14.68	22.96	1.91
30	0.02	23.60	1.05	12.62	180.98	15.08
35	0.02	24.53	0.93	11.13	34.24	2.85
40	0.03	25.36	0.83	9.99	17.76	1.48
45	0.03	26.12	0.76	9.10	12.62	1.05
50	0.03	26.82	0.70	8.37	9.99	0.83
55	0.04	27.47	0.65	7.76	8.37	0.70
60	0.04	28.07	0.60	7.25	7.25	0.60

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 40 Hietograma Ayo $Tr= 25$ años Dick Peschke 1 hora

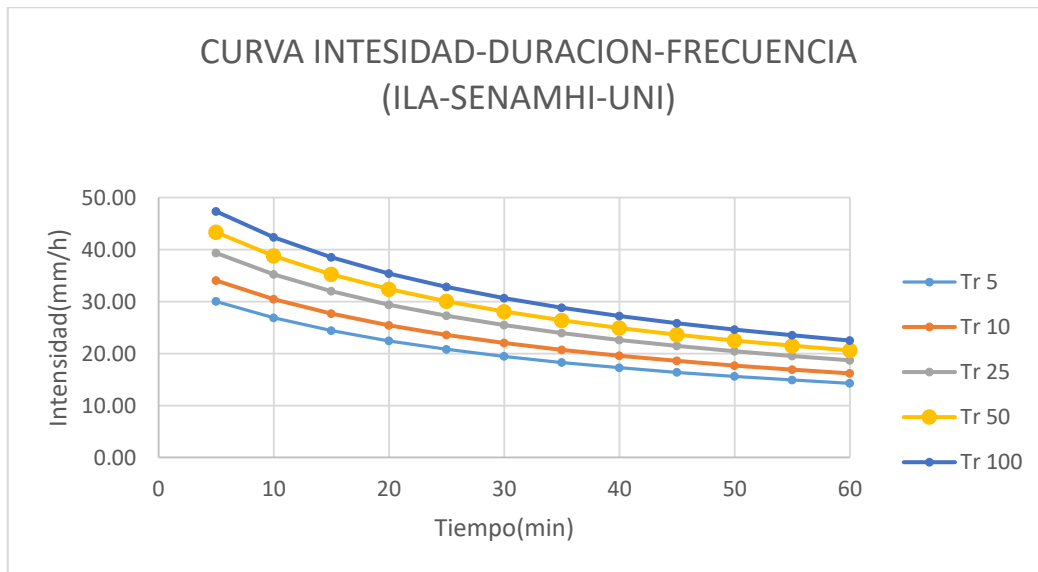


Fuente: Elaboración Propia

ANEXO N° 08 - PATRON DE PRECIPITACION ILA-SENAMHI-UNI

ILA-SENAMHI-UNI					
$I_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1} \quad a = \left(\frac{1}{t_g}\right)^n \epsilon_g$					
<p>Donde:</p> <p><i>I</i> = Intensidad de la lluvia en (mm/h)</p> <p><i>a</i> = Parámetro de intensidad (mm)</p> <p><i>K</i> = <i>K'</i>_g Parámetro de frecuencia (adimensional)</p> <p><i>b</i> = Parámetro de tiempo (hora)</p> <p><i>n</i> = parámetro de duración (adimensional)</p> <p><i>t</i> = duración (hora)</p>					
<p>Considerando las características de la zona de estudio 5a₂ según el Estudio Hidrológico del Perú realizado por ILA-SENAMHI obtuvimos los siguientes datos de</p>					
Dc=	21 km		t _g =	15.2 Peru	
ε _g =	28.283		n=	0.301	
K=	0.64209		a=	12.468	
t=	2 hora		b=	0.4 Sur	
ILA-SENAMHI					
t (min)	T (años)				
	5	10	25	50	100
Intensidad(mm/h)					
5	30.03	34.03	39.33	43.33	47.34
10	26.87	30.45	35.19	38.77	42.36
15	24.41	27.67	31.97	35.23	38.49
20	22.44	25.43	29.39	32.38	35.37
25	20.81	23.59	27.26	30.03	32.81
30	19.44	22.04	25.47	28.06	30.66
35	18.28	20.72	23.94	26.38	28.82
40	17.27	19.57	22.62	24.92	27.22
45	16.38	18.57	21.46	23.64	25.83
50	15.60	17.68	20.43	22.51	24.60
55	14.90	16.89	19.52	21.51	23.50
60	14.28	16.18	18.70	20.61	22.51

Gráfico 41 Curva IDF ILA-SENAMHI-UNI- Estación Ayo



Fuente: Elaboración Propia

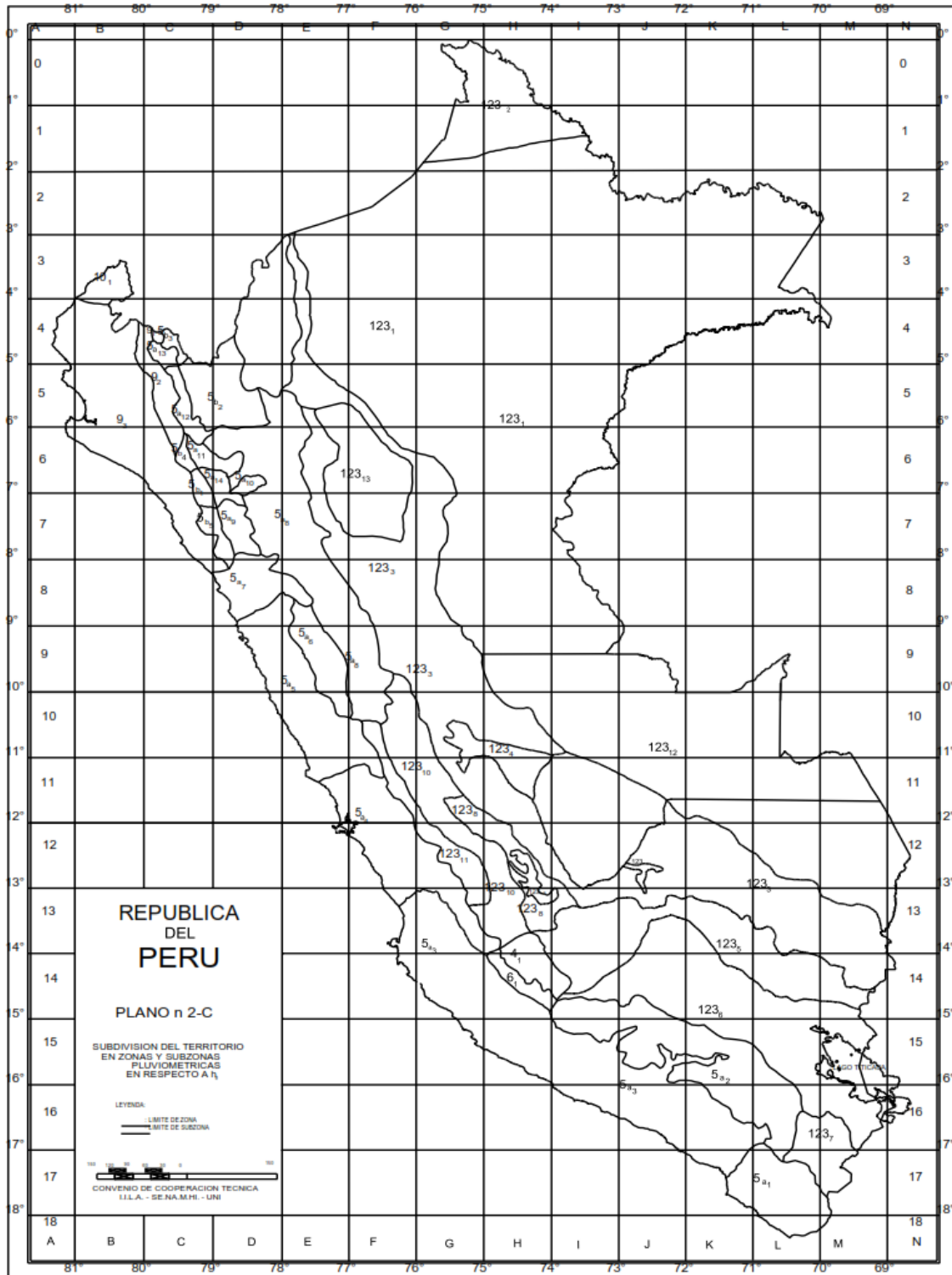
Tabla 64 Calculo Hietograma método bloques alternos ILA-SENAMHI-UNI Tr=25 años, estación Ayo

Tr(25)					
t (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación Acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación Bloques (mm)	Intensidad Bloques (mm/h)
5	39.33	3.3	3.3	0.9	10.4
10	35.19	5.9	2.6	1.0	12.2
15	31.97	8.0	2.1	1.2	14.8
20	29.39	9.8	1.8	1.6	18.7
25	27.26	11.4	1.6	2.1	25.5
30	25.47	12.7	1.4	3.3	39.3
35	23.94	14.0	1.2	2.6	31.1
40	22.62	15.1	1.1	1.8	21.6
45	21.46	16.1	1.0	1.4	16.5
50	20.43	17.0	0.9	1.1	13.4
55	19.52	17.9	0.9	0.9	11.2
60	18.70	18.7	0.8	0.8	9.7

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO N° 09 - TABLAS ILA-SENAMHI-UNI

Imagen N° 114 Zonas y subzonas pluviométricas



Fuente: (ILA-SENAMHI-UNI, 1983)

Tabla 65 Subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas y valores de los parámetros K'_g y ϵ_g que definen la distribución de probabilidades de h_g en cada punto de estas

ZONA	K'_g	Subzona	ϵ_g
123	$K'_g = 0,553$	123 ₁	$\epsilon_g = 85,0$
		123 ₂	$\epsilon_g = 75,0$
		123 ₃	$\epsilon_g = 100 - 0,022 Y$
		123 ₄	$\epsilon_g = 70 - 0,019 Y$
		123 ₅	$\epsilon_g = 24,0$
		123 ₆	$\epsilon_g = 30,5$
		123 ₇	$\epsilon_g = -2 + 0,006 Y$
		123 ₈	$\epsilon_g = 26,6$
		123 ₉	$\epsilon_g = 23,3$
		123 ₁₀	$\epsilon_g = 6 + 0,005 Y$
		123 ₁₁	$\epsilon_g = 1 + 0,005 Y$
		123 ₁₂	$\epsilon_g = 75,0$
		123 ₁₃	$\epsilon_g = 70$
4	$K'_g = 0,861$	4 ₁	$\epsilon_g = 20$
5a	$K'_g = 11 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	5 a ₁	$\epsilon_g = -7,6 + 0,006 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₂	$\epsilon_g = 32 - 0,177 D_c$
		5 a ₃	$\epsilon_g = -13 + 0,010 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₄	$\epsilon_g = 3,8 + 0,0053 Y$ (Y > 1500)
		5 a ₅	$\epsilon_g = -6 + 0,007 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₆	$\epsilon_g = 1,4 + 0,0067$
		5 a ₇	$\epsilon_g = -2 + 0,007 Y$ (Y > 2000)
		5 a ₈	$\epsilon_g = 24 + 0,0025 Y$
		5 a ₉	$\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
		5 a ₁₀	$\epsilon_g = 18,8 + 0,0028 Y$
		5 a ₁₁	$\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5 a ₁₂	$\epsilon_g = 19,0 + 0,005 Y$
		5 a ₁₃	$\epsilon_g = 23,0 + 0,0143 Y$
		5 a ₁₄	$\epsilon_g = 4,0 + 0,010 Y$
5b	$K'_g = 130 \cdot \epsilon_g^{-1,4}$	5 b ₁	$\epsilon_g = 4 + 0,010$ (Y > 1000)
		5 b ₂	$\epsilon_g = 41,0$
		5 b ₃	$\epsilon_g = 23,0 + 0,143 Y$
		5 b ₄	$\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5 b ₅	$\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
6	$K'_g = 5,4 \cdot \epsilon_g^{-0,6}$	6 ₁	$\epsilon_g = 30 - 0,50 D_c$
9	$K'_g = 22,5 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	9 ₁	$\epsilon_g = 61,5$
		9 ₂	$\epsilon_g = -4,5 + 0,323 D_m$ (30 ≤ D _m ≤ 110)
		9 ₃	$\epsilon_g = 31 + 0,475(D_m - 110)$ (D _m ≤ 110)
10	$K'_g = 1,45$	10 ₁	$\epsilon_g = 12,5 + 0,95 D_m$

Fuente: (ILA-SENAMHI-UNI, 1983)

Y: Altitud en msnm

Dc: Distancia a la cordillera (km)

Dm: Distancia al mar (km)

Tabla 66 Valores de los parámetros a y n que, junto con K' , definen las curvas de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas.

SUBZONA	ESTACION	N° TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE n	VALOR DE a
I23 ₁	321-385	2	0,357	32,2
I23 ₃	384-787-805	3	0,405	$a = 37,85 - 0,0083 Y$
I23 ₁₃	244-193	2	0,432	
I23 ₅	850-903	2	0,353	9,2
I23 ₆	840-913-918 958	4	0,380	11
I23 ₈	654-674-679 709-713-714 732-745-752	9	0,232	14,0
I23 ₉	769	1	0,242	12,1
I23 ₁₀	446-557-594 653-672-696 708-711-712 715-717-724 757-773	14	0,254	$a = 3,01 + 0,0025 Y$
I23 ₁₁	508-667-719 750-771	5	0,286	$a = 0,46 + 0,0023 Y$
5 a ₂	935-968	2	0,301	$a = 14,1 - 0,078 D_c$
5 a ₅	559	1	0,303	$a = -2,6 + 0,0031 Y$
5 a ₁₀	248	1	0,434	$a = 5,80 + 0,0009 Y$

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994)

ANEXO N° 10 – NUMEROS CURVA DE ESCORRENTIA SEGÚN GRUPO HIDROLOGICOS DEL SUELO

Tabla 67 Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana
(condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$)

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

- 1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap.9.
- 2 Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.
- 3 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los sucesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
- 4 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.
- 5 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.
(Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, Hidrologia Aplicada, 1994)

ANEXO N° 11 - TABLA DE VALORES COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n

Tabla 68 Coeficientes de rugosidad n para método de Cowan

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: (Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, 1994)

Tabla 69 Valores de coeficiente de rugosidad n

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	0.500

Fuente: (Chow, *Hidráulica de Canales Abiertos*, 1994)

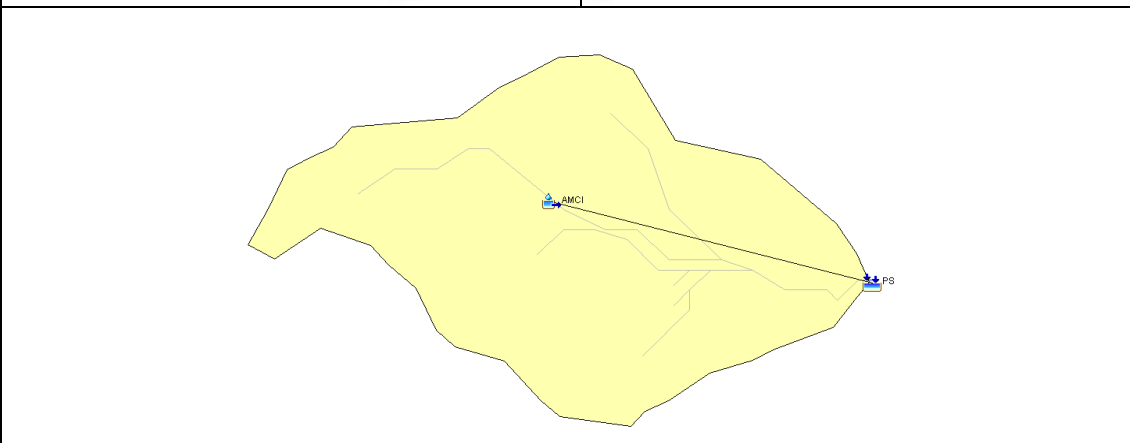
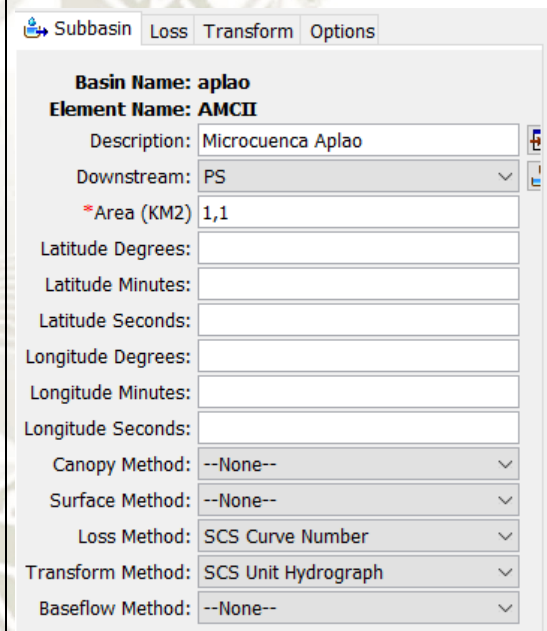
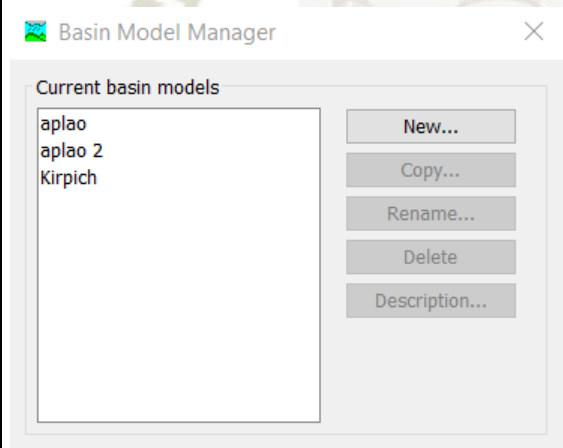
ANEXO N° 12 - PROCESAMIENTO HEC-HMS

a) Basin Model

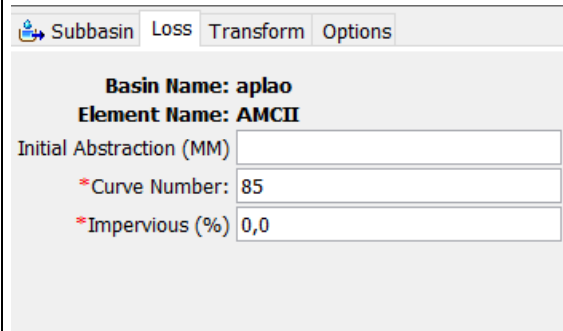
Damos click en la barra de herramienta en “Components” y elegimos la opción “Basin Model Manager” donde según los escenarios planteados se crearan 3 modelos basicos.

En cada uno de los modelos crearemos con la herramienta “Subbasin Creation Tool” una subbase correspondiente a los 3 modelos base y con la herramienta “Sink Creation Tool” se crearaun solo punto de salida el cual si sera usado para todos los modelos

En la pestaña “Subbasin” indicaremos el punto de salida, el area de la microcuenca, el metodo de perdidas de precipitacion a usar el Numero de Curva de SCS, en cuanto el metodo para transformar la precipitacion en Caudal se utilizara el Hidrograma Unitario SCS.



En la pestaña “Loss” ingresaremos el numero de Curva que en el caso del modelo Aplao 2 corresponde a 93, mientras que para el modelo Kirpich se mantienen el mismo de la presente ventana



Subbasin Loss Transform Options

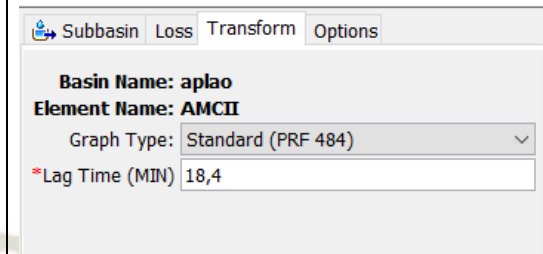
Basin Name: aplao
Element Name: AMCII

Initial Abstraction (MM)

*Curve Number:

*Impervious (%)

Por ultimo en la siguiente pestaña ingresaremos el tiempo de retorno, que corresponde al 0.60 del tiempo de concentracion.



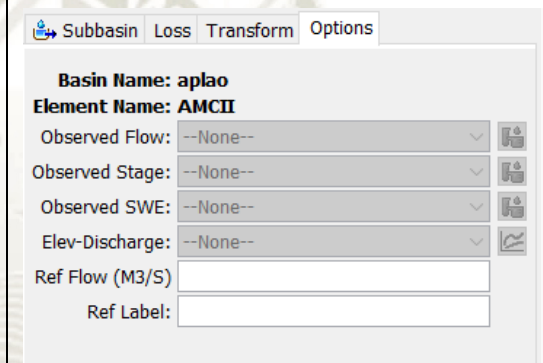
Subbasin Loss Transform Options

Basin Name: aplao
Element Name: AMCII

Graph Type:

*Lag Time (MIN)

En la presente pestaña no se ingresara ningun caudal base.



Subbasin Loss Transform Options

Basin Name: aplao
Element Name: AMCII

Observed Flow:

Observed Stage:

Observed SWE:

Elev-Discharge:

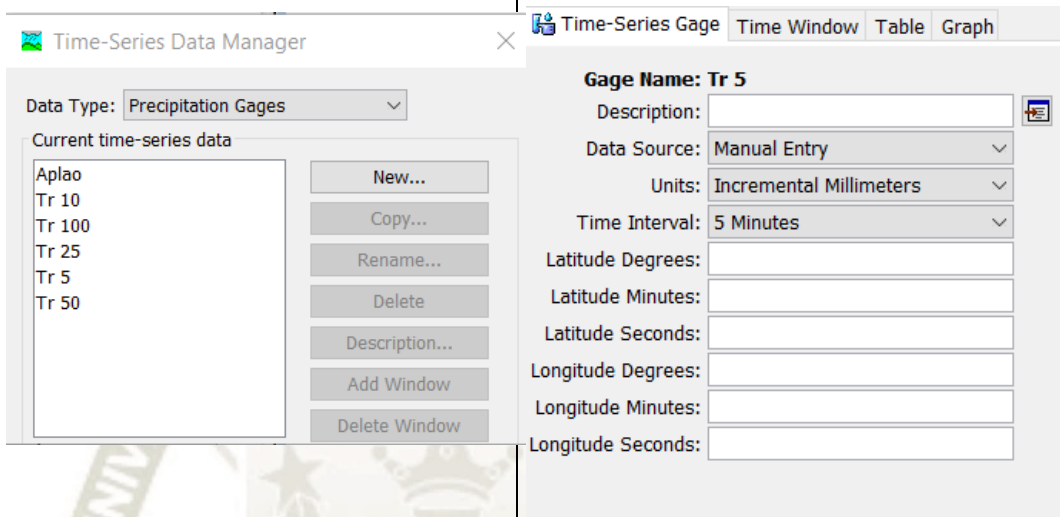
Ref Flow (M3/S)

Ref Label:

b) Times Sieres Data

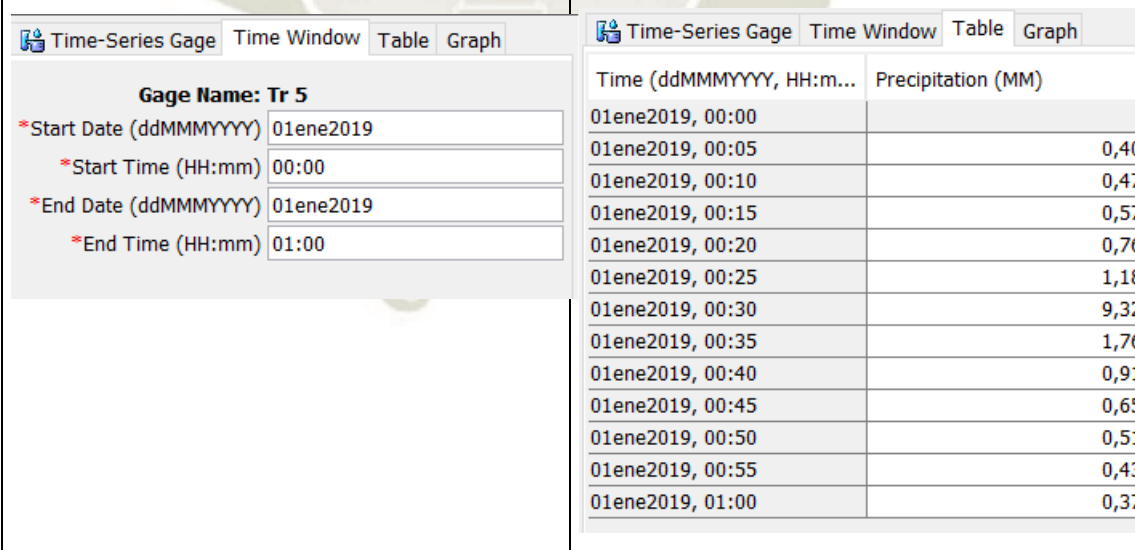
Damos click en la barra de herramienta en “Components” y elegimos la opción Time-Series Data Manager donde crearemos para cada uno de los periodos de retorno

Indicaremos el intervalo de tiempo en el que ingresaremos el hietograma obtenido del patron de precipitaciones

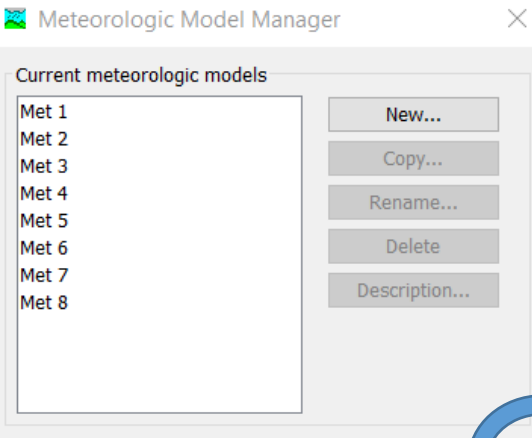
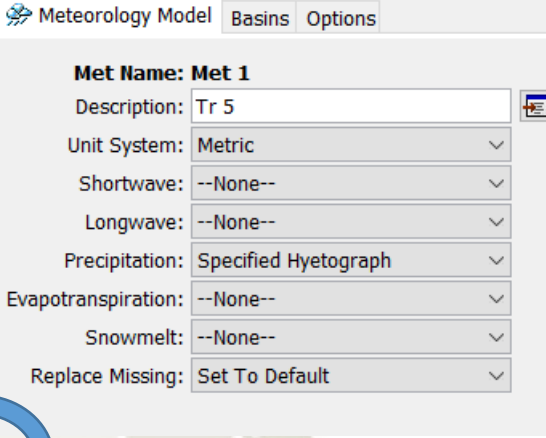
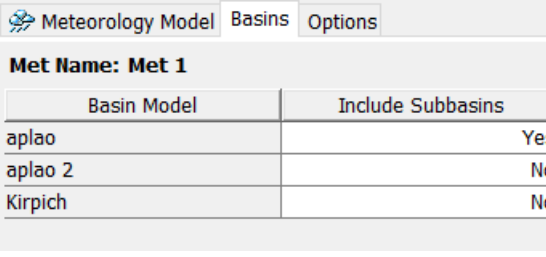
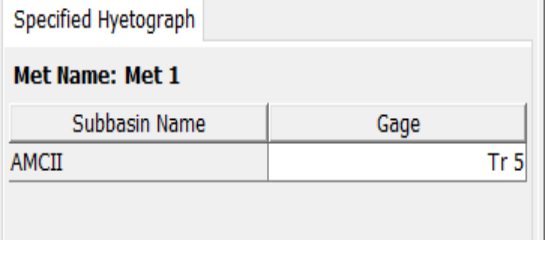


En la siguiente pestaña ingresaremos el tiempo de inicio y de finalizacion de la simulacion

En la pestaña Table ingresaremos la serie de datos para cada uno de los hietogramas



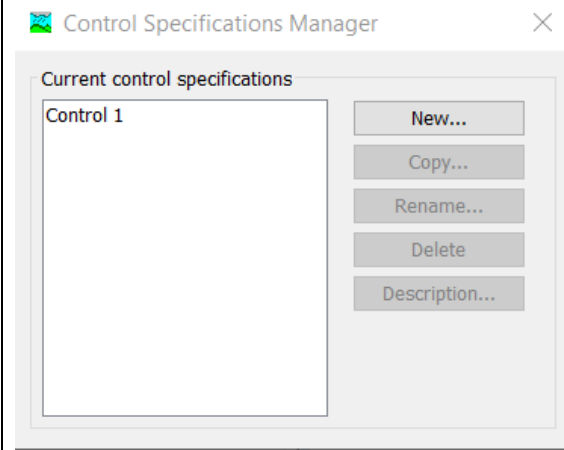
c) **Meteorologic Models**

<p>Damos click en la barra de herramienta en “Components” y elegimos la opción “Meteorologic Models Manager” donde un modelo para cada uno de los Escenarios planteados</p> 	<p>Indicaremos que el modo de ingreso de la precipitación se realizara mediante un hietrograma</p> 												
<p>En la siguiente pestaña ingresaremos el Modelo basico desearemos trabajar, para el presente estudio se creo 3 modelos que dependiendo el escenario a modelar si indicara.</p>  <table border="1" data-bbox="268 1487 815 1615"> <thead> <tr> <th>Basin Model</th> <th>Include Subbasins</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>aplao</td> <td>Yes</td> </tr> <tr> <td>aplao 2</td> <td>No</td> </tr> <tr> <td>Kirpich</td> <td>No</td> </tr> </tbody> </table>	Basin Model	Include Subbasins	aplao	Yes	aplao 2	No	Kirpich	No	<p>Por ultimo epecificaremos el hietograma a trabajar para cada uno delos modelos</p>  <table border="1" data-bbox="842 1487 1390 1576"> <thead> <tr> <th>Subbasin Name</th> <th>Gage</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>AMCII</td> <td>Tr 5</td> </tr> </tbody> </table>	Subbasin Name	Gage	AMCII	Tr 5
Basin Model	Include Subbasins												
aplao	Yes												
aplao 2	No												
Kirpich	No												
Subbasin Name	Gage												
AMCII	Tr 5												

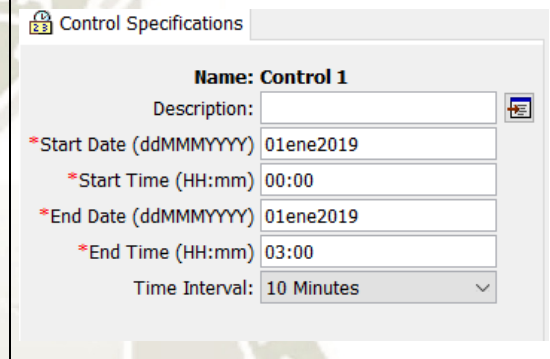
d) Control Specifications



Damos click en la barra de herramienta en “Components” y elegimos la opción “Control Specifications Manager” donde solo crearemos un control que sera usado para el modelamiento de los 8 Escenarios



En las especificaciones de control indicaremos el inicio,fin y intervalo de salida del hidrograma. Para lo cual se oboto por tiempos mayores a la duracion de la lluvia.

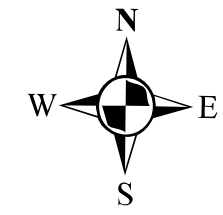
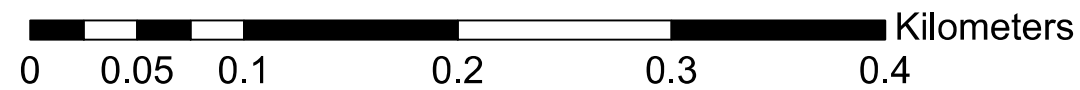





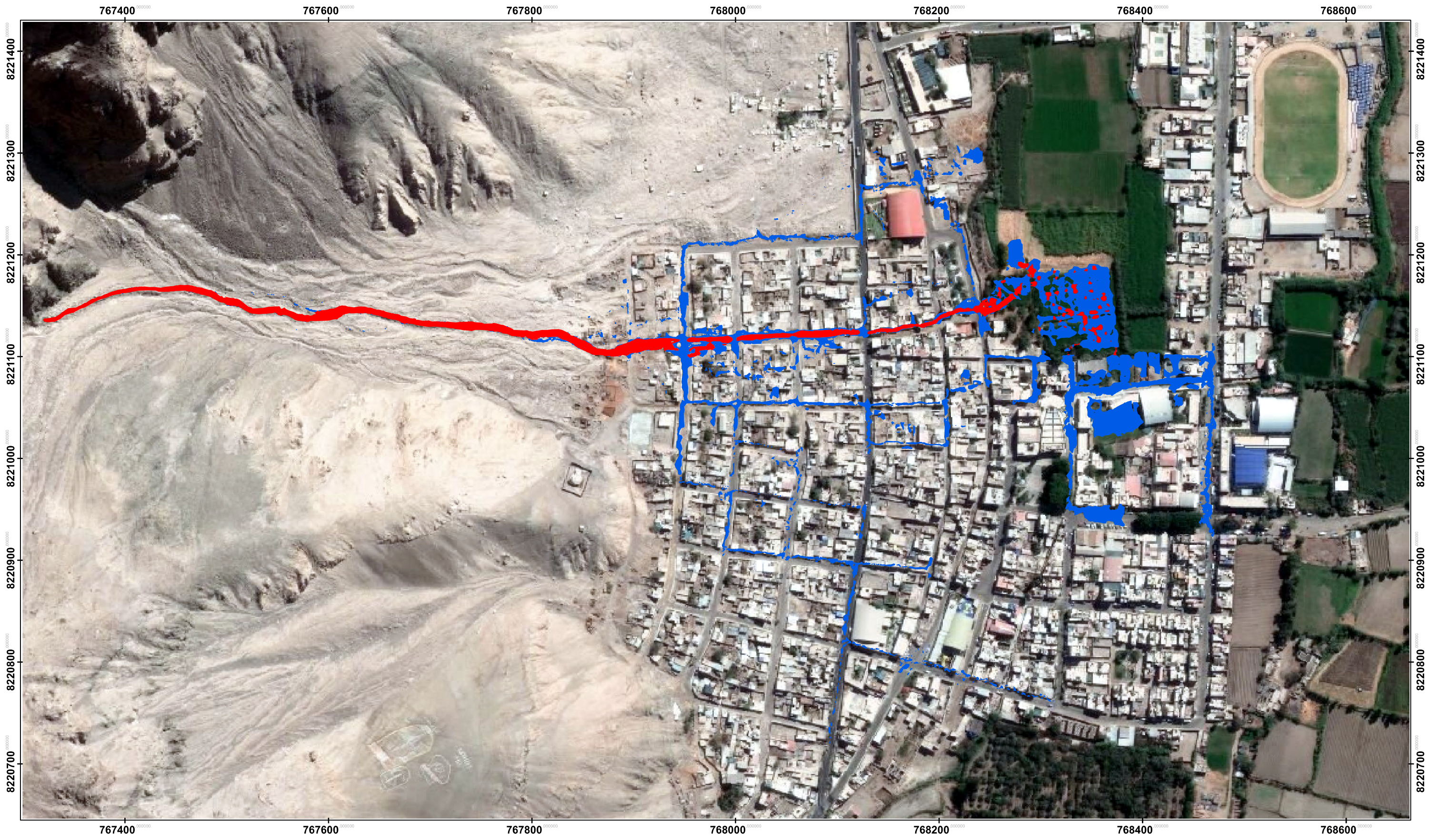
ANEXO N° 13 – MAPAS DE VULNERABILIDAD, RIESGO Y PELIGRO



LEYENDA	
	PELIGRO MEDIO
	PELIGRO ALTO



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”		
MAPA: MAPA DE PELIGRO ESTÁTICO-ESCENARIO 1		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E1-01



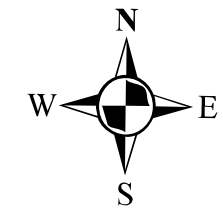
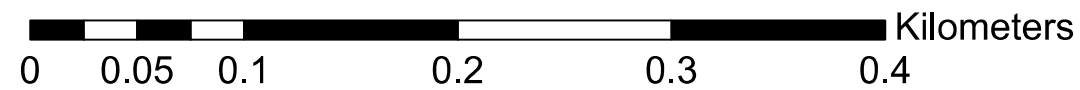
76740 76760 76780 76800 76820 76840 76860


8221400
8221300
8221200
8221100
8221000
8220900
8220800
8220700

8221400
8221300
8221200
8221100
8221000
8220900
8220800
8220700

76740 76760 76780 76800 76820 76840 76860

LEYENDA	
	PELIGRO MEDIO
	PELIGRO ALTO



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”		
MAPA: MAPA DE PELIGRO DINÁMICO-ESCENARIO 1		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E1-02



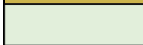






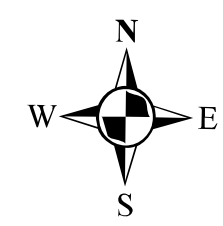
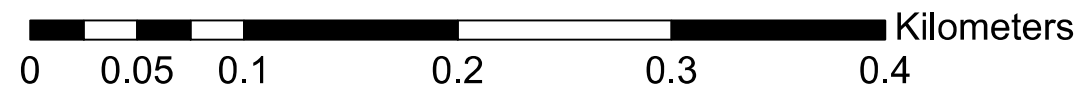
76740 76760 76780 76800 76820 76840 76860

8221400
8221300
8221200
8221100
8221000
8220900
8220800
8220700

8221400
8221300
8221200
8221100
8221000
8220900
8220800
8220700

76740 76760 76780 76800 76820 76840 76860

LEYENDA			
	ÁREA URBANA		CEMENTERIO
	ÁREA AGRÍCOLA		CENTROS EDUCATIVO
	ZONA PARQUES		IGLESIA
	ZONA DESÉRTICA		



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
“ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”

MAPA:
MAPA DE VULNERABILIDAD-ESCENARIO 1

BACHILLER:
RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS



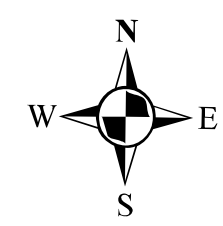
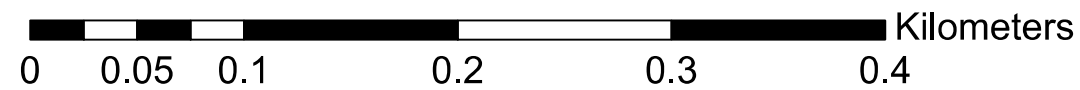
UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE
SANTA MARÍA


LAMINA:
E1-03

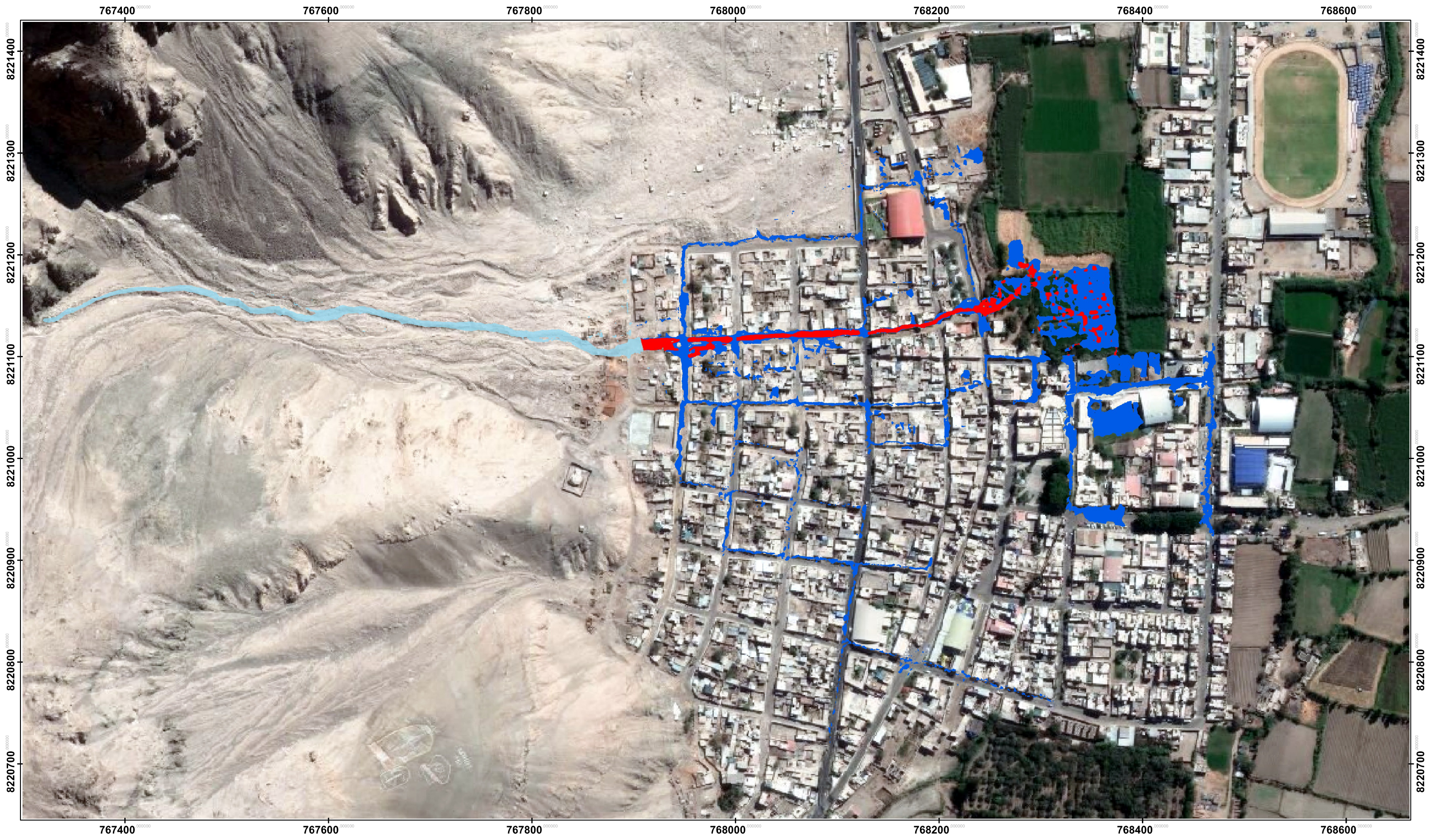
ESCALA:
1/2500



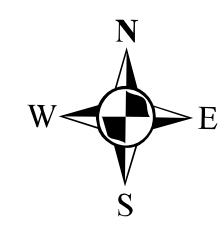
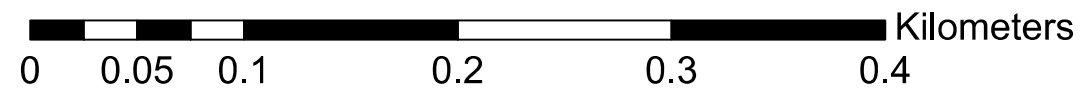
LEYENDA	
	RIESGO MEDIO
	RIESGO ALTO
	ZONA DE NO RIESGO




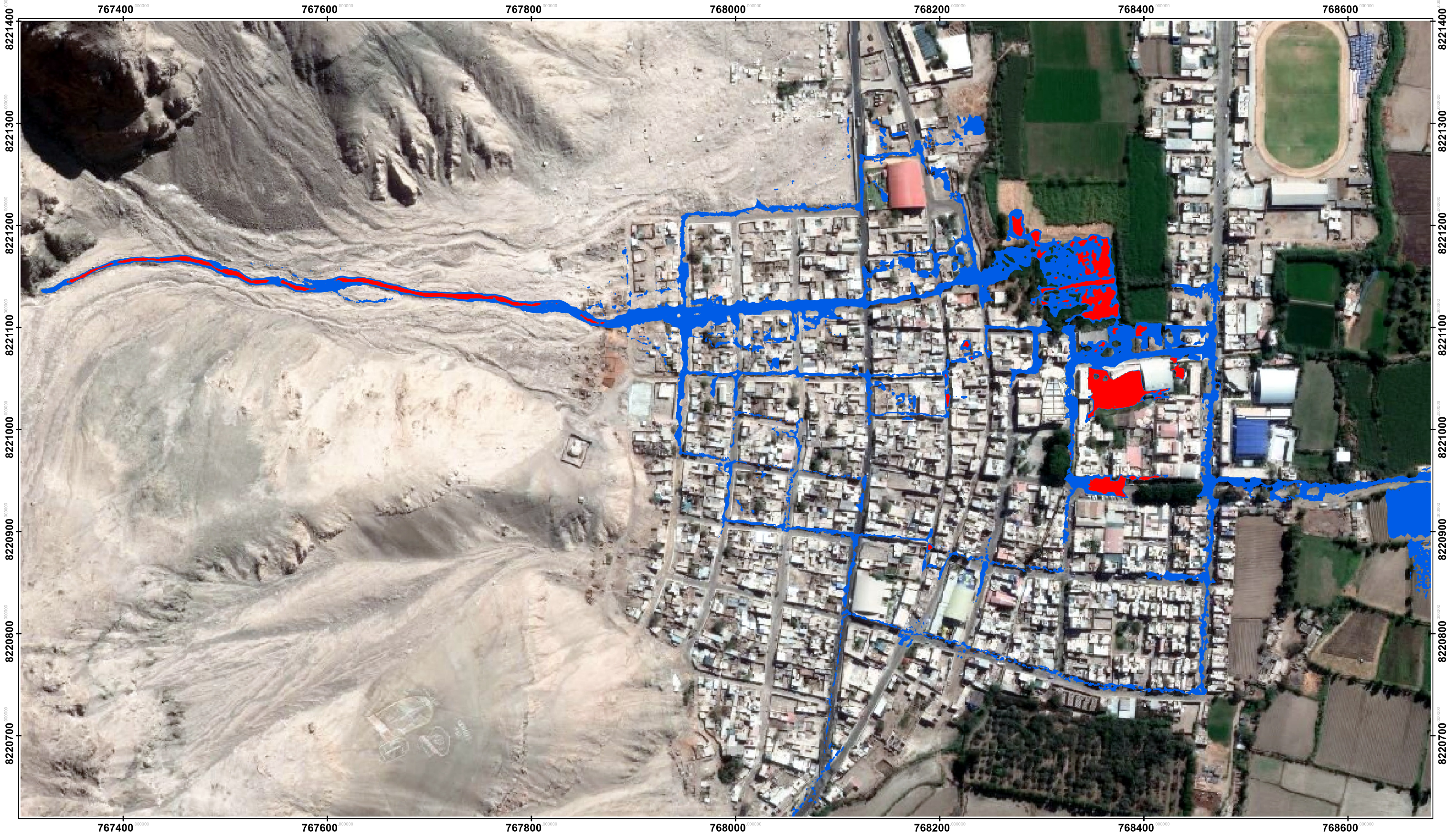
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: "ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS"		
MAPA: MAPA DE RIESGO ESTÁTICO-ESCENARIO 1		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E1-04



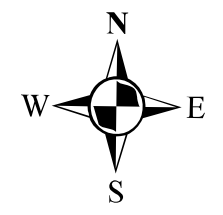
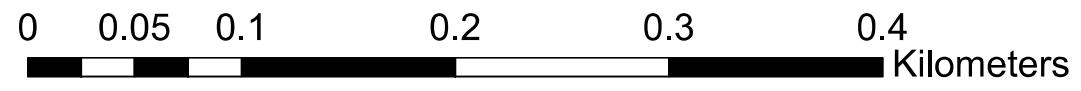
LEYENDA	
	RIESGO MEDIO
	RIESGO ALTO
	ZONA DE NO RIESGO




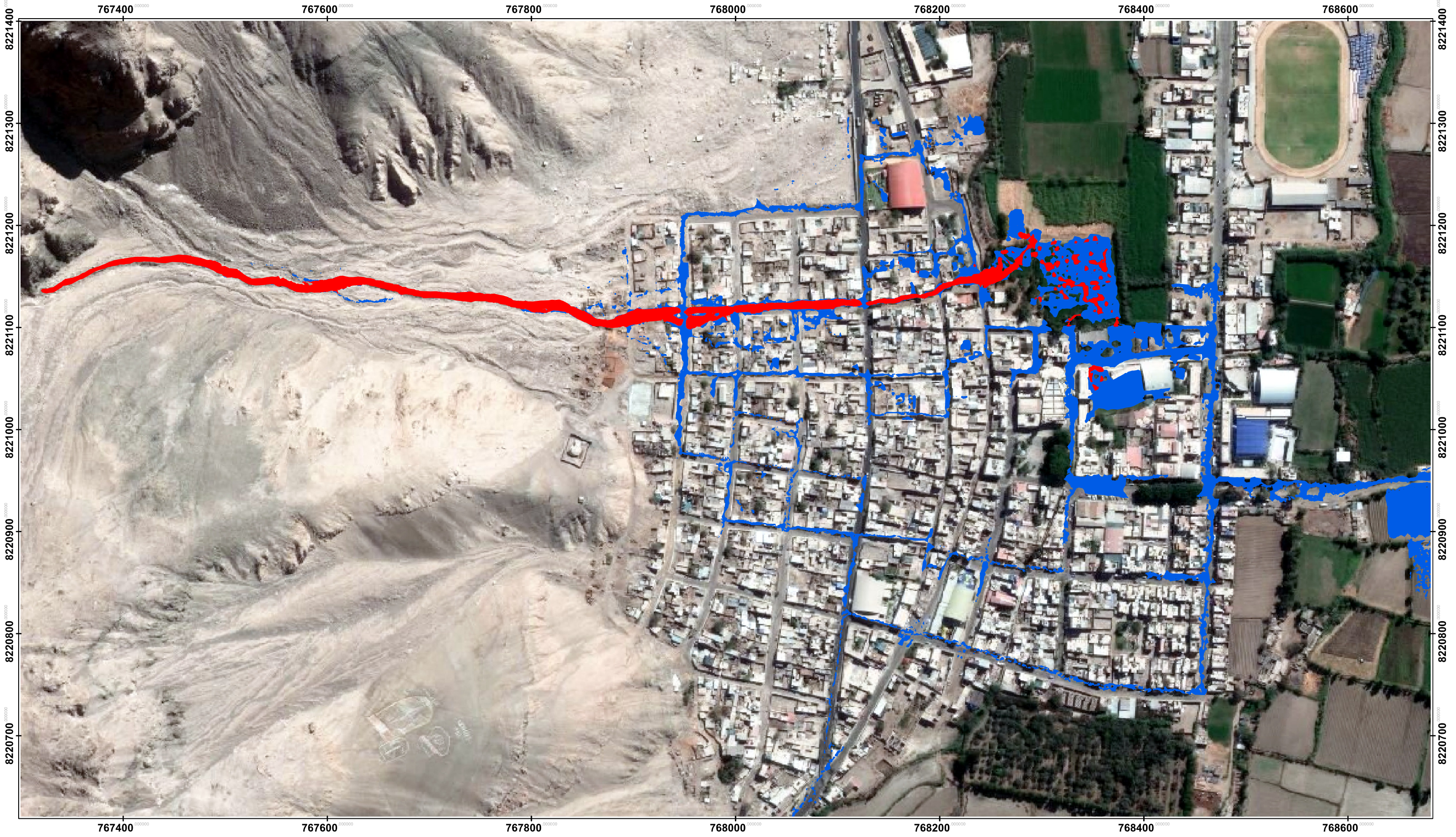
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”		
MAPA: MAPA DE RIESGO DINÁMICO-ESCENARIO 1		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E1-05



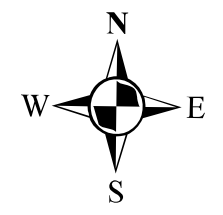
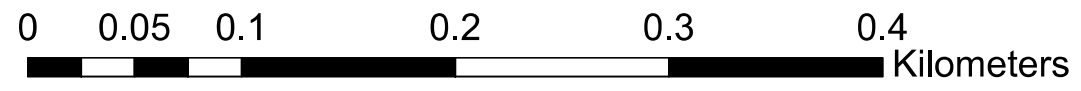
LEYENDA	
	PELIGRO MEDIO
	PELIGRO ALTO




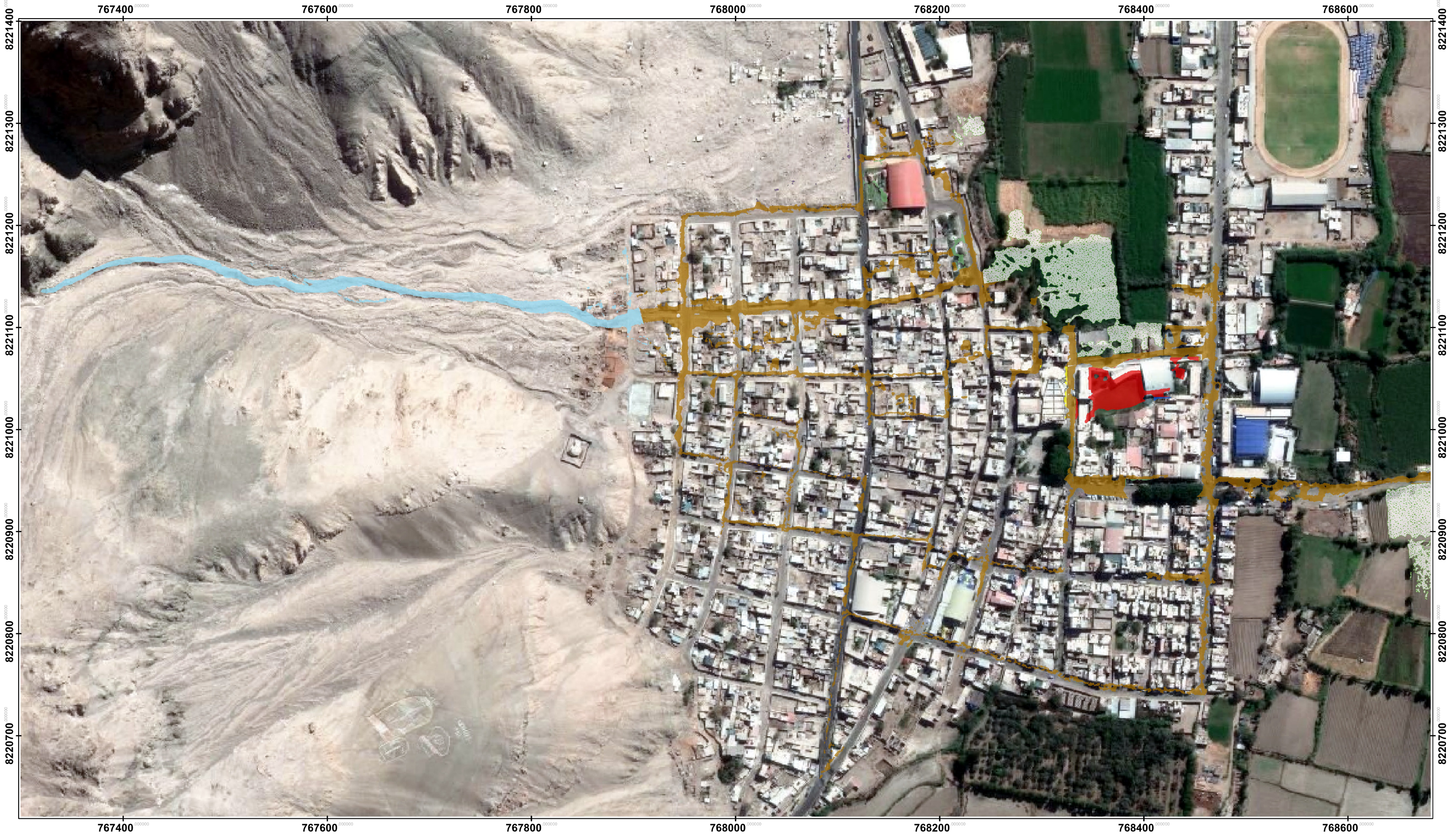
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”		
MAPA: MAPA DE PELIGRO ESTÁTICO-ESCENARIO 8		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E8-01










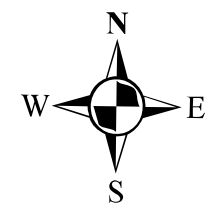
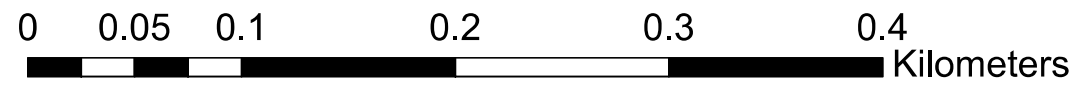
LEYENDA	
	PELIGRO MEDIO
	PELIGRO ALTO




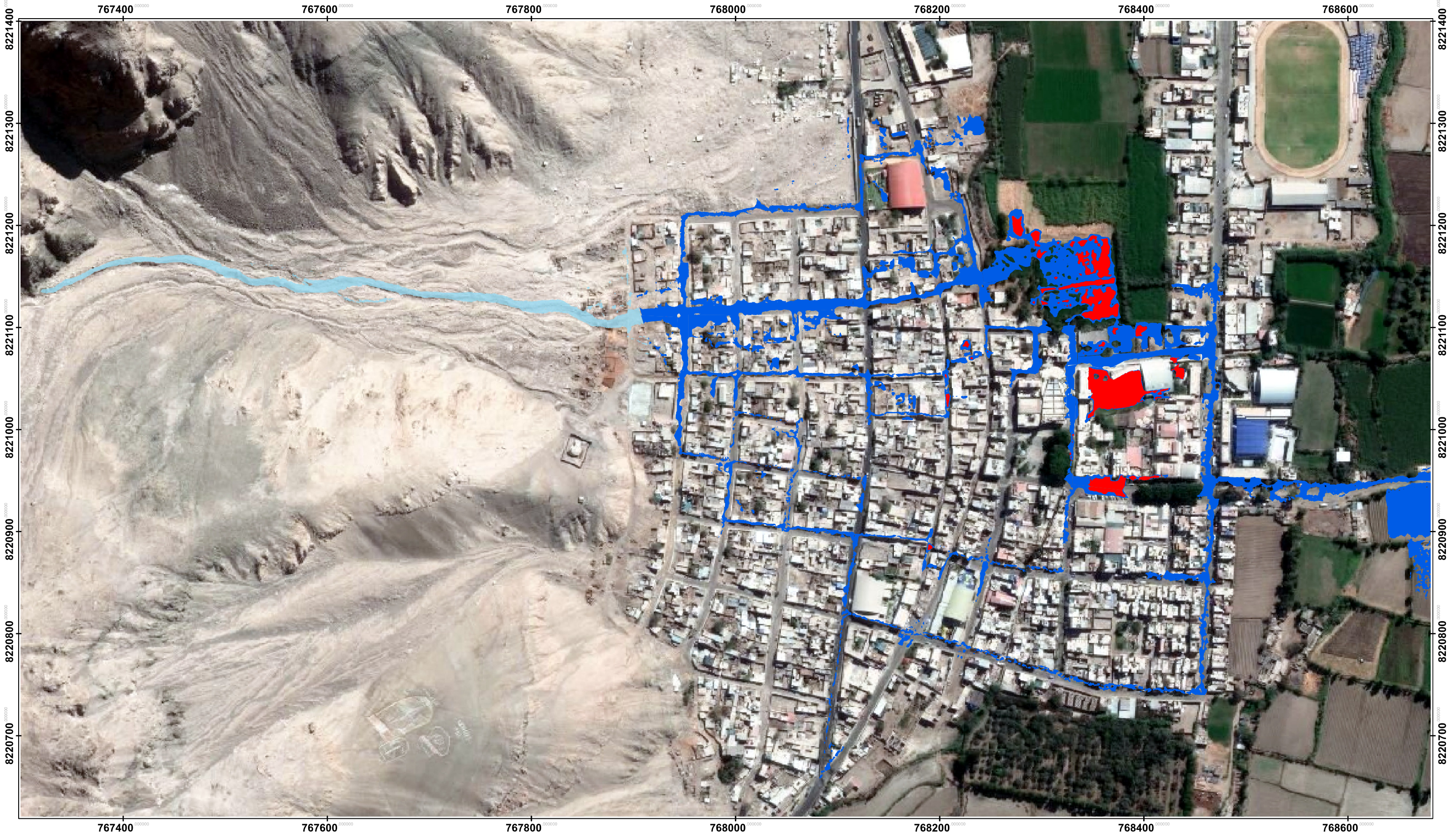
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”		
MAPA: MAPA DE PELIGRO DINÁMICO-ESCENARIO 8		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E8-02



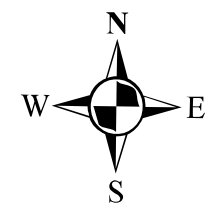
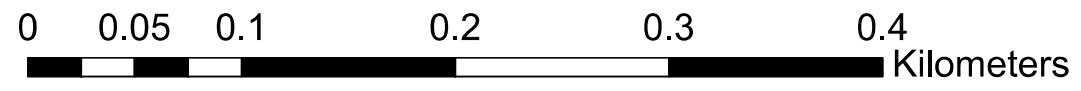
LEYENDA			
	ÁREA URBANA		CEMENTERIO
	ÁREA AGRÍCOLA		CENTROS EDUCATIVO
	ZONA PARQUES		IGLESIA
	ZONA DESÉRTICA		




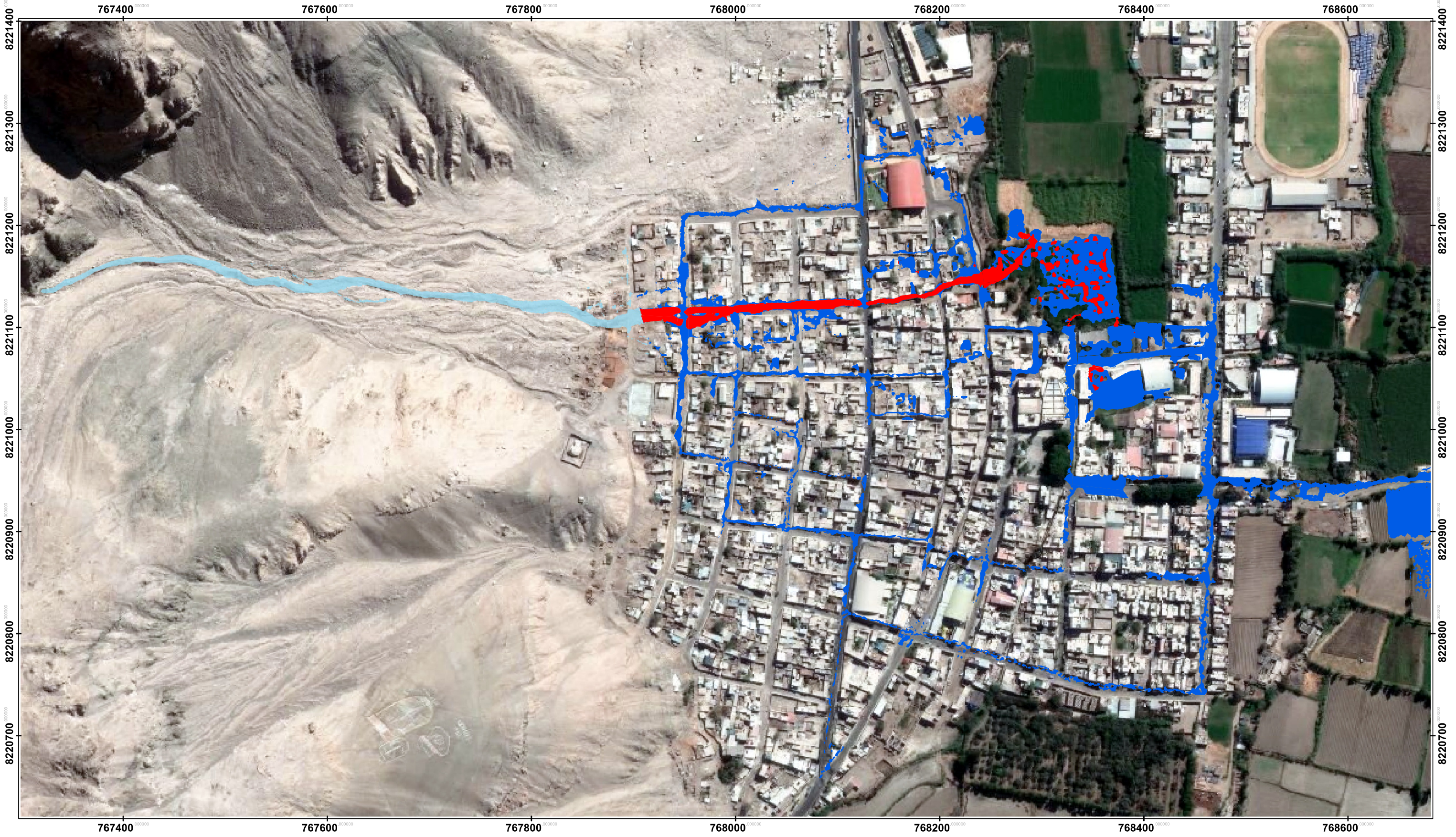
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”		
MAPA: MAPA DE VULNERABILIDAD-ESCENARIO 8		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E8-03



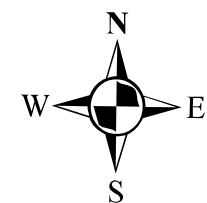
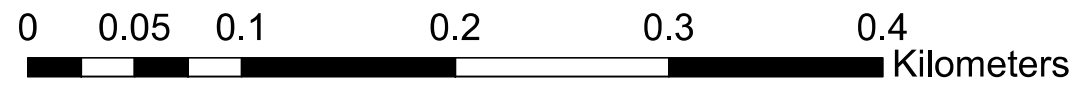
LEYENDA	
	RIESGO MEDIO
	RIESGO ALTO
	ZONA DE NO RIESGO




FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS”		
MAPA: MAPA DE RIESGO ESTÁTICO-ESCENARIO 8		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E8-04



LEYENDA	
	RIESGO MEDIO
	RIESGO ALTO
	ZONA DE NO RIESGO



FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: "ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA MICROCUENCA APLAO ANTE PRECIPITACIONES EXTREMAS"		
MAPA: MAPA DE RIESGO DINÁMICO-ESCENARIO 8		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLER: RAMIREZ ALATRISTA, HERNAN JESÚS	ESCALA: 1/2500	LAMINA: E8-05

ANEXO N° 14 – DISEÑO BARRERAS FLEXIBLES CON RED DE ANILLOS

DEBFLOW ONLINE TOOL

Dimensionamiento de sistema flexible de protección GEOBRUGG VX/UX -DEBFLOW

Proyecto No. Tesis

Fecha, Autor 28/10/19

Tipo y densidad del flujo de derrubios

	Caso de carga 1		
Tipo de flujo de derrubios (granular o de lodos)	Tipo	granular	
Densidad del material del flujo	$\rho =$	2200	kg/m ³
Peso específico del material del fluido	$\gamma =$	21.6	kN/m ³
Contenido de agua	$W =$	0.27	-

Volumen de la corriente de derrubios y número de oleadas

	Caso de carga 1		
Volumen total del flujo de derrubios (incl., agua)	$V_{tot} =$	1000	m ³
Número de oleadas	$N =$	3	
Volumen por oleada (promedio)	$V_n =$	333	m ³
Volumen de la primera oleada (recomendado)	$V_{N1,rec} =$	500	m ³
Volumen de la primera oleada (seleccionado)	$V_{N1} =$	4100	m ³

Caudal

	Caso de carga 1		
Caudal (según Rickenmann)	$Q_{prec} =$	88.8	m ³ /s
Caudal (seleccionado)	$Q_p =$	88.8	m ³ /s

Factor de Seguridad

Factor de Seguridad Global	$SF =$	1	-
----------------------------	--------	---	---

Resumen de resultados

Sistemas de protección multinivel	No.	Factor de Seguridad	Evaluación	Volumen de retención
GEOBRUGG UX180-H6	No. 1 Barrera N°1	1.11	cumple!	4,139.0 m ³

Volumen de retención

Volumen total de retención	$V_{r,tot} =$	4,139	m ³
Volumen requerido de retención	$V_{tot,max} =$	4100	m ³
Reserva	$V_{r,reserve} =$	39	m ³
comprobación del volumen de retención			cumple!
comprobación de todo el sistema			cumple!

Ubicación de la barrera No. 1

Altura del sistema

$H_{a,1} = 6$ m

Ancho del torrente a la altura del cable de soporte superior

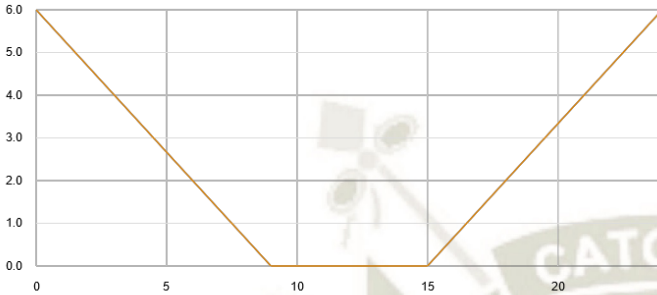
$b_{a,1} = 24$ m

Ancho del torrente a la altura del cable de soporte inferior

$b_{u,1} = 6$ m

Distancia a la siguiente barrera aguas arriba

$L_{-0,1} = 130$ m



Pendiente media del torrente y volumen de retención

Altura del sistema con la barrera llena

$H_{r,1} = 4.5$ m

Pendiente media del torrente aguas arriba

$I_{s,1} = 11$ %

Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (según Rickenmann)

$I'_{s,1,rec} = 7.3$ %

Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (seleccionado)

$I'_{s,1} = 7.3$ %

Ángulo entre la red de anillos y el lecho del canal

88.7 °

Longitud de material acumulado detrás de la barrera

$L_1 = 122.7$ m

Volumen de retención

$V_{r,1} = 4,139.0$ m³

Velocidad del frente y altura del flujo

Velocidad del frente (según Rickenmann)

Caso de carga 1
 $V_{r,base} = 6.2$ m/s

Velocidad del frente según Strikler ($v_1 > v_{str}$)

$v_{str} = 6.4$ m/s

Velocidad de impacto sobre la barrera (seleccionada, max. V-value)

$v_1 = 6.2$ m/s

Altura del Flujo

$h_{n,1} = 2.4$ m

Máxima apertura recomendada del canal (según Wendeler)

$h_{a,1} = 1.6$ m

Tipo de sistema

Tipo GEOBRUGG UX180-H6

Máxima altura del sistema

$H_{0,max} = 6$ m

Máximo ancho del sistema encima

$b_{0,max} = 30$ m

Máximo ancho del sistema debajo

$b_{u,max} = 25$ m

Comprobación de altura y ancho del sistema

cumple!

Comprobación de la carga dinámica (detenida)

	Caso de carga 1		
Factor de ancho (entre la barrera colocada y la estándar)	$BF_1 =$	0.83	
Carga dinámica (presión e impulso según Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	465	$kN/m \cdot h_n$
Resistencia contra la carga dinámica	$RD_{dyn,1} =$	516	$kN/m \cdot h_n$
Factor de Seguridad	$SF_{dyn,1} =$	1.3	
Comprobación de la carga dinámica max.		cumple!	

Comprobación de la máxima carga estática (sobrepaso)

	Caso de carga 1		
Factor de reducción de la presión hidrostática (permeabilidad)	$HF =$	1.0	
Carga estática (presión hidrostática según Wendeler)	$MD_{stat,1} =$	134	kN/m^2
Resistencia frente a la carga estática	$RD_{stat,1} =$	216	kN/m^2
Factor de Seguridad	$SF_{stat,1} =$	1.61	
Comprobación de la máxima carga estática		cumple!	
Comprobación de la barrera 1			

DEBFLOW ONLINE TOOL

Dimensionamiento de sistema flexible de protección GEOBRUGG VX/UX -DEBFLOW

Proyecto No. Tesis

Nombre del proyecto Quebrada Aplao

Fecha, Autor 28/10/19

Tipo y densidad del flujo de derrubios

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Tipo de flujo de derrubios (granular o de lodos)	Tipo	granular	no hay combinación de cargas	no hay combinación de cargas	
Densidad del material del flujo	$\rho =$	2200			kg/m ³
Peso específico del material del fluido	$\gamma =$	21.6			kN/m ³
Contenido de agua	$W =$	0.27			-

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Volumen total del flujo de derrubios (incl. agua)	$V_{tot} =$	1100			m ³
Número de oleadas	$N =$	1			
Volumen por oleada (promedio)	$V_N =$	1,100			m ³
Volumen de la primera oleada (recomendado)	$V_{N1,rec} =$	1,100			m ³
Volumen de la primera oleada (seleccionado)	$V_{N1} =$	1500			m ³

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Caudal (según Rickenmann)	$Q_{T,rec} =$	40.5			m ³ /s
Caudal (seleccionado)	$Q_p =$	40.5			m ³ /s

Factor de Seguridad Global	SF =	1			-
----------------------------	------	---	--	--	---

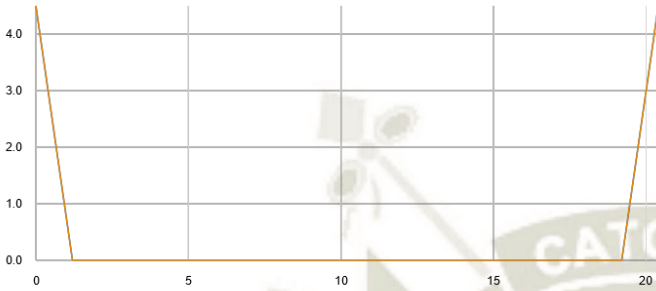
Resumen de resultados

Sistemas de protección multinivel	No.	Factor de Seguridad	Evaluación	Volumen de retención
GEOBRUGG UX180-H6	No. 1 Barrera N°2		cumple!	1,062.0 m ³

Volumen de retención				
Volumen total de retención	$V_{r,tot} =$	1,062	m ³	
Volumen requerido de retención	$V_{r,tot,max} =$	1000	m ³	
Reserva	$V_{r,reserve} =$	62	m ³	
comprobación del volumen de retención			cumple!	
comprobación de todo el sistema			cumple!	

Ubicación de la barrera No. 2

Altura del sistema	$H_{a,1} =$	4.5	m
Ancho del torrente a la altura del cable de soporte superior	$b_{s,1} =$	20.4	m
Ancho del torrente a la altura del cable de soporte inferior	$b_{i,1} =$	18	m
Distancia a la siguiente barrera aguas arriba	$L_{a,1} =$	130	m



Pendiente media del torrente y volumen de retención

Altura del sistema con la barrera llena	$H_{r,1} =$	3.4	m
Pendiente media del torrente aguas arriba	$I_{s,1} =$	32	%
Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (según Rickenmann)	$I'_{s,1,rec} =$	21.3	%
Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (seleccionado)	$I'_{s,1} =$	21.3	%
Ángulo entre la red de anillos y el lecho del canal		77.3	°
Longitud de material acumulado detrás de la barrera	$L_1 =$	33.6	m
Volumen de retención	$V_{r,1} =$	1,062.0	m ³

Velocidad del frente y altura del flujo

	Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Velocidad del frente (según Rickenmann)	$v_{1,base} =$	5.9		m/s
Velocidad del frente según Strikler ($v_1 > v_{str}$)	$v_{str} =$	4.1		m/s
Velocidad de impacto sobre la barrera (seleccionada, max. V-value)	$v_1 =$	5.9		m/s
Altura del Flujo	$h_{a,1} =$	0.4		m
Máxima apertura recomendada del canal (según Wendeler)	$h_{a,1} =$	0.3		m

Tipo de sistema	Tipo	GEOBRUGG UX180-H6	
Máxima altura del sistema	$H_{o,max} =$	6	m
Máximo ancho del sistema encima	$b_{o,max} =$	30	m
Máximo ancho del sistema debajo	$b_{u,max} =$	25	m
Comprobación de altura y ancho del sistema		cumple!	

Comprobación de la carga dinámica (detenida)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de ancho (entre la barrera colocada y la estándar)	$BF_1 =$	1.07		
Carga dinámica (presión e impulso según Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	52		$kN/m \cdot h_n$
Resistencia contra la carga dinámica	$RD_{dyn,1} =$	64		$kN/m \cdot h_n$
Factor de Seguridad	$SF_{dyn,1} =$	1.20		
Comprobación de la carga dinámica max.		cumple!		

Comprobación de la máxima carga estática (sobrepaso)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de reducción de la presión hidrostática (permeabilidad)	$HF =$	1.0		
Carga estática (presión hidrostática según Wendeler)	$MD_{stat,1} =$	73		kN/m^2
Resistencia frente a la carga estática	$RD_{stat,1} =$	169		kN/m^2
Factor de Seguridad	$SF_{stat,1} =$	2.31		
Comprobación de la máxima carga estática		cumple!		
Comprobación de la barrera 1				cumple!

DEBFLOW ONLINE TOOL

Dimensionamiento de sistema flexible de protección GEOBRUGG VX/UX -DEBFLOW

Proyecto No. Tesis

Nombre del proyecto Quebrada Aplao

Fecha, Autor 28/10/19

Tipo y densidad del flujo de derrubios

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Tipo de flujo de derrubios (granular o de lodos)	Tipo	granular	no hay combinación de cargas	no hay combinación de cargas	
Densidad del material del flujo	$\rho =$	2200			kg/m ³
Peso específico del material del fluido	$\gamma =$	21.6			kN/m ³
Contenido de agua	$W =$	0.27			-

Volumen de la corriente de derrubios y número de oleadas

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Volumen total del flujo de derrubios (incl. agua)	$V_{tot} =$	1200			m ³
Número de oleadas	$N =$	1			
Volumen por oleada (promedio)	$V_n =$	1,200			m ³
Volumen de la primera oleada (recomendado)	$V_{N1,rec} =$	1,200			m ³
Volumen de la primera oleada (seleccionado)	$V_{N1} =$	1200			m ³

Caudal

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Caudal (según Rickenmann)	$Q_{prec} =$	34.0			m ³ /s
Caudal (seleccionado)	$Q_p =$	34			m ³ /s

Factor de Seguridad

Factor de Seguridad Global	SF =	1			-
----------------------------	------	---	--	--	---

Resumen de resultados

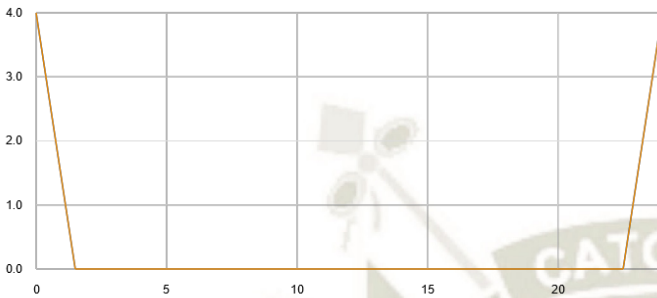
Sistemas de protección multinivel	No.	Factor de Seguridad	Evaluación	Volumen de retención
GEOBRUGG UX180-H6	No. 1 Barrera N°3	1,30	cumple!	1,213.2 m ³

Volumen de retención

Volumen total de retención	$V_{r,tot} =$	1,213	m ³
Volumen requerido de retención	$V_{tot,max} =$	1200	m ³
Reserva	$V_{r,reserve} =$	13	m ³
comprobación del volumen de retención		cumple!	
comprobación de todo el sistema		cumple!	

Ubicación de la barrera No.3

Altura del sistema	$H_{a,1} =$	4	m
Ancho del torrente a la altura del cable de soporte superior	$b_{a,1} =$	24	m
Ancho del torrente a la altura del cable de soporte inferior	$b_{u,1} =$	21	m
Distancia a la siguiente barrera aguas arriba	$L_{-0,1} =$	110	m



Pendiente media del torrente y volumen de retención

Altura del sistema con la barrera llena	$H_{r,1} =$	3.0	m
Pendiente media del torrente aguas arriba	$I_{s,1} =$	26	%
Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (según Rickenmann)	$I'_{s,1,rec} =$	17.3	%
Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (seleccionado)	$I'_{s,1} =$	17.4	%
Ángulo entre la red de anillos y el lecho del canal		80.4	°
Longitud de material acumulado detrás de la barrera	$L_1 =$	36.5	m
Volumen de retención	$V_{r,1} =$	1,213.2	m ³

Velocidad del frente y altura del flujo

	Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Velocidad del frente (según Rickenmann)	$V_{r,base} =$	5.3		m/s
Velocidad del frente según Strikler ($v_1 > v_{str}$)	$v_{str} =$	3.4		m/s
Velocidad de impacto sobre la barrera (seleccionada, max. V-value)	$v_1 =$	5.3		m/s
Altura del Flujo	$h_{n,1} =$	0.3		m
Máxima apertura recomendada del canal (según Wendeler)	$h_{a,1} =$	0.2		m

Tipo de sistema	Tipo	GEOBRUGG UX180-H6	
Máxima altura del sistema	$H_{0,max} =$	6	m
Máximo ancho del sistema encima	$b_{0,max} =$	30	m
Máximo ancho del sistema debajo	$b_{u,max} =$	25	m
Comprobación de altura y ancho del sistema		cumple!	

Comprobación de la carga dinámica (detenida)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de ancho (entre la barrera colocada y la estándar)	$BF_1 =$	1.25		
Carga dinámica (presión e impulso según Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	34		$kN/m \cdot h_n$
Resistencia contra la carga dinámica	$RD_{dyn,1} =$	44		$kN/m \cdot h_n$
Factor de Seguridad	$SF_{dyn,1} =$	1.30		
Comprobación de la carga dinámica max.		cumple!		

Comprobación de la máxima carga estática (sobrepaso)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de reducción de la presión hidrostática (permeabilidad)	$HF =$	1.0		
Carga estática (presión hidrostática según Wendeler)	$MD_{stat,1} =$	73		kN/m^2
Resistencia frente a la carga estática	$RD_{stat,1} =$	144		kN/m^2
Factor de Seguridad	$SF_{stat,1} =$	1.97		
Comprobación de la máxima carga estática		cumple!		
Comprobación de la barrera 1				

DEBFLOW ONLINE TOOL

Dimensionamiento de sistema flexible de protección GEOBRUGG VX/UX -DEBFLOW

Proyecto No. Tesis

Nombre del proyecto Quebrada Aplao

Fecha, Autor 28/10/19

Tipo y densidad del flujo de derrubios

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Tipo de flujo de derrubios (granular o de lodos)	Tipo	granular	no hay combinación de cargas	no hay combinación de cargas	
Densidad del material del flujo	$\rho =$	2200			kg/m ³
Peso específico del material del fluido	$\gamma =$	21.6			kN/m ³
Contenido de agua	$W =$	0.27			-

Volumen de la corriente de derrubios y número de oleadas

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Volumen total del flujo de derrubios (incl. agua)	$V_{tot} =$	1200			m ³
Número de oleadas	$N =$	1			
Volumen por oleada (promedio)	$V_n =$	1,200			m ³
Volumen de la primera oleada (recomendado)	$V_{N1,rec} =$	1,200			m ³
Volumen de la primera oleada (seleccionado)	$V_{N1} =$	1200			m ³

Caudal

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Caudal (según Rickenmann)	$Q_{prec} =$	34.0			m ³ /s
Caudal (seleccionado)	$Q_p =$	34			m ³ /s

Factor de Seguridad

Factor de Seguridad Global	SF =	1			-
----------------------------	------	---	--	--	---

Resumen de resultados

Sistemas de protección multinivel	No.	Factor de Seguridad	Evaluación	Volumen de retención
GEOBRUGG UX180-H6	No. 1 Barrera N°4	1.20	cumple!	1,186.6 m ³

Volumen de retención

Volumen total de retención	$V_{r,tot} =$	1,187 m ³	
Volumen requerido de retención	$V_{tot,max} =$	1150 m ³	
Reserva	$V_{r,reserve} =$	37 m ³	
comprobación del volumen de retención		cumple!	
comprobación de todo el sistema			cumple!

Ubicación de la barrera No. 4

Altura del sistema

$$H_{a,1} = 4 \text{ m}$$

Ancho del torrente a la altura del cable de soporte superior

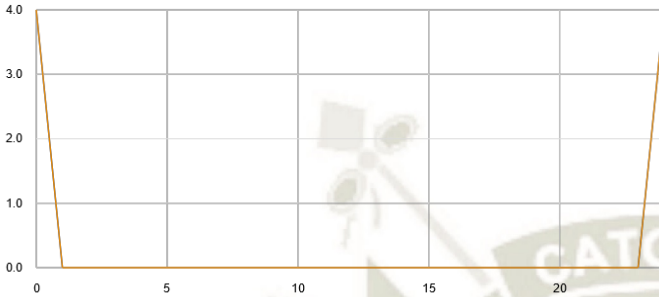
$$b_{a,1} = 24 \text{ m}$$

Ancho del torrente a la altura del cable de soporte inferior

$$b_{u,1} = 22 \text{ m}$$

Distancia a la siguiente barrera aguas arriba

$$L_{-0,1} = 165 \text{ m}$$



Pendiente media del torrente y volumen de retención

Altura del sistema con la barrera llena

$$H_{s,1} = 3.0 \text{ m}$$

Pendiente media del torrente aguas arriba

$$I_{s,1} = 27 \%$$

Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (según Rickenmann)

$$I'_{s,1,rec} = 18.0 \%$$

Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (seleccionado)

$$I'_{s,1} = 18 \%$$

Ángulo entre la red de anillos y el lecho del canal

$$79.9^\circ$$

Longitud de material acumulado detrás de la barrera

$$L_1 = 34.9 \text{ m}$$

Volumen de retención

$$V_{r,1} = 1,186.6 \text{ m}^3$$

Velocidad del frente y altura del flujo

Velocidad del frente (según Rickenmann)

	Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
$v_{f,base}$	5.4			m/s
v_{str}	3.4			m/s
v_i	5.4			m/s
$h_{a,1}$	0.3			m
$h_{a,1}$	0.2			m

Velocidad del frente según Strikler ($v_1 > v_{str}$)

Velocidad de impacto sobre la barrera (seleccionada, max. V-value)

Altura del Flujo

Máxima apertura recomendada del canal (según Wendeler)

Tipo de sistema

Tipo GEOBRUGG UX180-H6

Máxima altura del sistema

$$H_{0,max} = 6 \text{ m}$$

Máximo ancho del sistema encima

$$b_{0,max} = 30 \text{ m}$$

Máximo ancho del sistema debajo

$$b_{u,max} = 25 \text{ m}$$

Comprobación de altura y ancho del sistema

cumple!

Comprobación de la carga dinámica (detenida)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de ancho (entre la barrera colocada y la estándar)	$BF_1 =$	1.28		
Carga dinámica (presión e impulso según Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	34		$kN/m \cdot h_n$
Resistencia contra la carga dinámica	$RD_{dyn,1} =$	40		$kN/m \cdot h_n$
Factor de Seguridad	$SF_{dyn,1} =$	1.20		
Comprobación de la carga dinámica max.		cumple!		

Comprobación de la máxima carga estática (sobrepaso)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de reducción de la presión hidrostática (permeabilidad)	$HF =$	1.0		
Carga estática (presión hidrostática según Wendeler)	$MD_{stat,1} =$	65		kN/m^2
Resistencia frente a la carga estática	$RD_{stat,1} =$	141		kN/m^2
Factor de Seguridad	$SF_{stat,1} =$	2.17		
Comprobación de la máxima carga estática		cumple!		
Comprobación de la barrera 1				cumple!

DEBFLOW ONLINE TOOL

Dimensionamiento de sistema flexible de protección GEOBRUGG VX/UX -DEBFLOW

Proyecto No. Tesis

Nombre del proyecto Quebrada Aplao

Fecha, Autor 28/10/19

Tipo y densidad del flujo de derrubios

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Tipo de flujo de derrubios (granular o de lodos)	Tipo	granular	no hay combinación de cargas	no hay combinación de cargas	
Densidad del material del flujo	$\rho =$	2200			kg/m ³
Peso específico del material del fluido	$\gamma =$	21.6			kN/m ³
Contenido de agua	$W =$	0.27			-

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Volumen total del flujo de derrubios (incl. agua)	$V_{tot} =$	1300			m ³
Número de oleadas	$N =$	1			
Volumen por oleada (promedio)	$V_n =$	1,300			m ³
Volumen de la primera oleada (recomendado)	$V_{N1,rec} =$	1,300			m ³
Volumen de la primera oleada (seleccionado)	$V_{N1} =$	1300			m ³

Volumen de la corriente de derrubios y número de oleadas

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Caudal (según Rickenmann)	$Q_{prec} =$	36.2			m ³ /s
Caudal (seleccionado)	$Q_p =$	36.2			m ³ /s

Caudal

Factor de Seguridad Global	SF =	1			-
----------------------------	------	---	--	--	---

Resumen de resultados

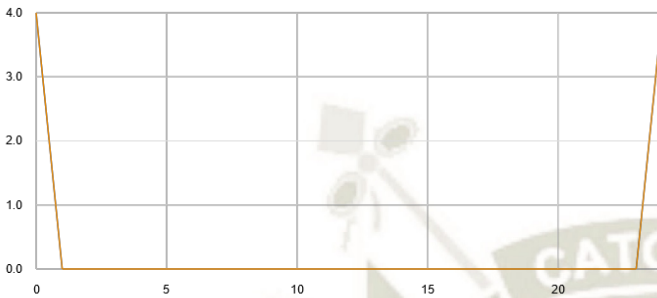
Sistemas de protección multinivel	No.	Factor de Seguridad	Evaluación	Volumen de retención
GEOBRUGG UX180-H6	No. 1 Barrera N°5	1.20	cumple!	1,225.7 m ³

Volumen de retención

Volumen total de retención	$V_{r,tot} =$	1,226	m ³
Volumen requerido de retención	$V_{tot,max} =$	1200	m ³
Reserva	$V_{r,reserve} =$	26	m ³
comprobación del volumen de retención		cumple!	
comprobación de todo el sistema		cumple!	

Ubicación de la barrera No. 5

Altura del sistema	$H_{a,1} =$	4	m
Ancho del torrente a la altura del cable de soporte superior	$b_{a,1} =$	24	m
Ancho del torrente a la altura del cable de soporte inferior	$b_{u,1} =$	22	m
Distancia a la siguiente barrera aguas arriba	$L_{-0,1} =$	150	m



Pendiente media del torrente y volumen de retención

Altura del sistema con la barrera llena	$H_{r,1} =$	3.0	m
Pendiente media del torrente aguas arriba	$I_{s,1} =$	26	%
Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (según Rickenmann)	$I'_{s,1,rec} =$	17.3	%
Ángulo de inclinación del material de relleno encima de la barrera (seleccionado)	$I'_{s,1} =$	17.3	%
Ángulo entre la red de anillos y el lecho del canal		80.4	°
Longitud de material acumulado detrás de la barrera	$L_1 =$	36.0	m
Volumen de retención	$V_{r,1} =$	1,225.7	m ³

Velocidad del frente y altura del flujo

	Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	
Velocidad del frente (según Rickenmann)	$V_{r,base} =$	5.4		m/s
Velocidad del frente según Strikler ($v_1 > v_{str}$)	$v_{str} =$	3.4		m/s
Velocidad de impacto sobre la barrera (seleccionada, max. V-value)	$v_1 =$	5.4		m/s
Altura del Flujo	$h_{n,1} =$	0.3		m
Máxima apertura recomendada del canal (según Wendeler)	$h_{a,1} =$	0.2		m

Tipo de sistema	Tipo	GEOBRUGG UX180-H6	
Máxima altura del sistema	$H_{0,max} =$	6	m
Máximo ancho del sistema encima	$b_{0,max} =$	30	m
Máximo ancho del sistema debajo	$b_{u,max} =$	25	m
Comprobación de altura y ancho del sistema		cumple!	

Comprobación de la carga dinámica (detenida)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de ancho (entre la barrera colocada y la estándar)	$BF_1 =$	1.28		
Carga dinámica (presión e impulso según Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	36		$kN/m \cdot h_1$
Resistencia contra la carga dinámica	$RD_{dyn,1} =$	43		$kN/m \cdot h_1$
Factor de Seguridad	$SF_{dyn,1} =$	1.20		
Comprobación de la carga dinámica max.		cumple!		

Comprobación de la máxima carga estática (sobrepaso)

		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3
Factor de reducción de la presión hidrostática (permeabilidad)	$HF =$	1.0		
Carga estática (presión hidrostática según Wendeler)	$MD_{stat,1} =$	65		kN/m^2
Resistencia frente a la carga estática	$RD_{stat,1} =$	141		kN/m^2
Factor de Seguridad	$SF_{stat,1} =$	2.17		
Comprobación de la máxima carga estática		cumple!		
Comprobación de la barrera 1				cumple!

