

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO USANDO HEC – HMS”
PARA PROYECTAR DEFENSAS CONTRA AVENIDAS
EN LA LOCALIDAD DE BOROGUEÑA – TACNA”

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. YONATAN ALEX PARILLO CAHUI

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA – PERÚ

2014

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN- TACNA
Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia
Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

"MODELAMIENTO HIDROLOGICO USANDO HEC-HMS PARA PROYECTAR
DEFENSAS CONTRA AVENIDAS EN LA LOCALIDAD DE BOROGUEÑA -
TACNA"

TESIS

Presentada por:
Bach. YONATAN ALEX PARILLO CAHUI

TESIS SUSTENTADA Y APROBADA EL 11 DE JUNIO DEL 2014, ANTE JURADO CALIFICADOR
INTEGRADO POR:



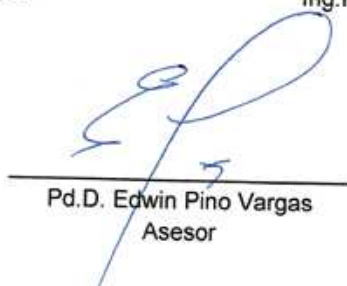
Ing. Luis Alfaro Ravello
Presidente



Ing. Máximo Gutiérrez Bernaola
Secretario



Ing. Fermin Gárnica Tello
Vocal



Pd.D. Edwin Pino Vargas
Asesor

DEDICATORIA

Dedicado a mi papá por todo su esfuerzo y sacrificio, a mi mamá por todo su cariño, comprensión y apoyo incondicional. A mis hermanos y sobre todo a mis tíos por sus consejos.

Gracias por tu confianza, amor, cariño incondicional y por apoyarme en los momentos más difíciles R.L.Q.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres, que sin su apoyo no hubiese logrado ninguna de mis metas, a los amigos que conocí durante diversas etapas de mi vida y que me enseñaron el objetivo de la vida.

Deseo hacer mi agradecimiento a los docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann de Tacna, por los conocimientos brindados al, Ing. Felix Frisancho Camero, Ing. Fermin Gárnica Tello, Ing. Máximo Gutiérrez Bernaola, Ing. Luis Alfaro Ravello.

Igualmente mi sincera gratitud a mi asesor:

Ph.D. Edwin Pino Vargas.

Y a todas las personas que de una u otra manera facilitaron la realización del presente trabajo, gracias, gracias a todos.

Yonatan Alex Parillo Cahui

ÍNDICE

MATERIA	PÁGINA
RESUMEN	1
INTRODUCCIÓN	2
CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	5
1.1. ANTECEDENTES	5
1.2. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	6
1.3. HIPÓTESIS	6
1.4. JUSTIFICACIÓN	7
1.5. OBJETIVOS	8
1.5.1. OBJETIVO GENERAL	8
1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	8
1.6. ALCANCES Y LIMITACIONES	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	9
2.1. ASPECTOS GENERALES	9
2.2. REVISIÓN DE INVESTIGACIONES REALIZADAS	10
2.3. MODELOS EXISTENTES	12
2.4. MODELAMIENTO CON HEC-HMS	16
2.4.1. ASPECTOS GENERALES	16
2.4.2. VENTAJAS DEL MODELO	17
2.4.3. COMPONENTES DE UN MODELO HEC-HMS	18

2.4.4. ALCANCES DE HEC-HMS	22
2.4.5. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL MODELO	23
2.4.6. TIPO DE SIMULACIÓN	30
2.4.7. CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LOS RESULTADOS	31
2.5. ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN.....	34
2.5.1. ASPECTOS GENERALES.....	34
2.5.2. DIQUE PARA RETENCIÓN DE SEDIMENTOS.....	34
2.5.3. CONTROL DE CÁRCAVAS.....	35
2.5.4. PRESAS DE GAVIONES.....	37
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.....	56
3.1. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	56
3.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA	56
3.1.2. UBICACIÓN POLÍTICA.....	56
3.2. GEOLOGÍA.....	57
3.2.1. MORFOLOGÍA	57
3.2.2. UNIDADES LITOLÓGICAS.....	59
3.2.3. GEODINÁMICA	64
3.3. HIDROLOGÍA	77
3.3.1. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA.....	77
3.3.2. INFORMACIÓN DE LAS SUBCUENCAS	80
3.3.3. ANÁLISIS ESTADÍSTICO	82
3.3.4. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	83
3.3.5. INTENSIDAD DE LLUVIA	85

CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	87
4.1. DATOS REQUERIDOS POR EL MODELO.....	87
4.1.1. INFORMACIÓN DE LAS SUB CUENCAS	87
4.1.2. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA.....	88
4.2. MODELO HIDROLÓGICO CON HEC-HMS	95
4.2.1. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO	95
4.2.2. PATRONES DE SIMULACIÓN	98
4.2.3. RESULTADOS OBTENIDOS.....	99
4.3. ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN PLANTEADAS	107
4.3.1. METAS DE LA PROPUESTA	107
4.3.2. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.....	108
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	115
5.1. CONCLUSIONES	115
5.2. RECOMENDACIONES	116
BIBLIOGRAFÍA	119
ANEXOS.....	122
PLANO U-01: PLANO DE UBICACIÓN DE LAS QUEBRADAS DE INCIDENCIA	
PLANO PP-01: QUEBRADA HUANCARANI PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL	
PLANO PP-02: QUEBRADA LLUSTACAHUA PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL	

PLANO PP-03: QUEBRADA ALTA MISA PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL

PLANO PP-04: QUEBRADA UYARA PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL

PLANO PP-05: QUEBRADA SAN BARTOLOMÉ, PERFIL LONGITUDINAL

PLANO PP-06: QUEBRADA LIMACHE, PERFIL LONGITUDINAL

PLANO PP-07: QUEBRADA TAMPUNI, PERFIL LONGITUDINAL

PLANO OA-01: CARACTERÍSTICAS DE DIQUES, VERTEDEROS, POZAS,
DISIPADORAS POR QUEBRADA

RELACIÓN DE CUADROS

CUADRO No. 1 DEFINICIÓN TORMENTA HISTÓRICA O DE DISEÑO	25
CUADRO No. 2 INFILTRACIONES DURANTE EVENTOS DE TORMENTA.....	26
CUADRO No. 3 CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS	27
CUADRO No 4 TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN ESCORRENTÍA.....	28
CUADRO No. 5 TRÁNSITO DE LOS CAUDALES A TRAVÉS DE CANALES Y EMBALSES.....	29
CUADRO No. 6 RESULTADOS OBTENIDOS.....	31
CUADRO No. 7 PESO ESPECÍFICO ROCA PARA RELLENO DE GAVIONES	55
CUADRO No. 8 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE 24 HORAS	78
CUADRO No. 9 INFORMACIÓN DE LAS SUBCUENCAS	81
CUADRO No. 10 ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISTRIBUCIONES DE PP MAX. EN 24 HORAS.....	83
CUADRO No. 11 RESULTADOS DE CÁLCULO DE TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN	84
CUADRO No. 12 INTENSIDAD MÁXIMA (MM/H) MODELO US SOIL CONSERVATION	86
CUADRO No. 13 PARÁMETROS FÍSICOS DE LAS QUEBRADAS.....	88
CUADRO No. 14 DESCARGAS FINALES DE DISEÑO	107
CUADRO No. 15 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS DIQUES PROYECTADOS .	114

RELACIÓN DE FIGURAS

FIGURA No. 1 MODELO ESTÁNDAR HEC-HMS.....	18
FIGURA No. 2 PÁGINA WEB DE LA US ARMY CORPS OF ENGINEERS	22
FIGURA No. 3 ZANJA DERIVADORA	36
FIGURA No. 4 RÁPIDA PARA CONTROL DE CÁRCAVAS	36
FIGURA No. 5 PRESA DE GAVIONES CON PARAMENTO DE AGUA ABAJO VERTICAL	38
FIGURA No. 6 PRESA DE GAVIONES CON ESCALONES INCLINADOS Y CON ESCALONES FORMANDO TANQUES DISIPADORES.....	38
FIGURA No. 7 ESPACIAMIENTO ENTRE PRESAS CONSECUTIVAS	39
FIGURA No. 8 GEOMETRÍA DE FLUJO EN LAS ESTRUCTURAS DE CAÍDA	43
FIGURA No. 9 CONDICIONES DE FLUJO EN LA POSA DISIPADORA EN FUNCIÓN DE YB SOCAVACIÓN.	45
FIGURA No. 10 PRESA DE GAVIONES DE PARED VERTICAL, SIN CONTRAPESO..	46
FIGURA No. 11 PRESA DE GAVIONES DE PARED VERTICAL, CON CONTRAPESO ELEVACIÓN DEL PISO DEL TANQUE	47
FIGURA No. 12 FUERZAS ACTUANTES EN LA PRESA DE GAVIONES.....	50
FIGURA No. 13 PESO ESPECÍFICO PARA LA CONDICIÓN PARCIALMENTE SUMERGIDO EN FUNCIÓN DEL TAMAÑO DE ROCAS.....	55
FIGURA No. 14 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	57
FIGURA No. 15 UBICACIÓN DE ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS	79
FIGURA No. 16 HISTOGRAMA DE PP MAX DE 24 HORAS – ESTACIÓN TOQUEPALA	80
FIGURA No. 17 SUBCUENCAS EN LA ZONA DE ESTUDIO	81

FIGURA No. 18 QUEBRADAS CONSIDERADAS EN LA ZONA DE ESTUDIO	87
FIGURA No. 19 CURVAS IDF REPRESENTATIVAS.....	91
FIGURA No. 20 HIETOGRAMA SUBCUENCA HUANCARANI	92
FIGURA No. 21 HIETOGRAMA SUBCUENCA LLUSTACAHUA	92
FIGURA No. 22 HIETOGRAMA SUBCUENCA ALTA MISA	93
FIGURA No. 23 HIETOGRAMA SUBCUENCA UYARA.....	93
FIGURA No. 24 HIETOGRAMA SUBCUENCA SAN BARTOLOME	94
FIGURA No. 25 HIETOGRAMA SUBCUENCA LIMACHE.....	94
FIGURA No. 26 HIETOGRAMA SUBCUENCA TAMPUNI	95
FIGURA No. 27 TOPOLOGÍA DEL MODELO HIDROLÓGICO	96
FIGURA No. 28 MÉTODO DE PÉRDIDAS Y TRANSFORMACIÓN	97
FIGURA No. 29 DEFINICIÓN DEL MODELO METEOROLÓGICO	97
FIGURA No. 30 HIETOGRAMA DE DISEÑO	98
FIGURA No. 31 ESPECIFICACIONES DE CONTROL	99
FIGURA No. 32 HIETOGRAMA E HIDROGRAMA QUEBRADA HUANCARANI	100
FIGURA No. 33 REPORTE DE RESULTADOS QUEBRADA HUANCARANI	100
FIGURA No. 34 HIETOGRAMA E HIDROGRAMA QUEBRADA LLUSTACAHUA.....	102
FIGURA No. 35 HIETOGRAMA E HIDROGRAMA QUEBRADA ALTA MISA.....	102
FIGURA No. 36 HIETOGRAMA E HIDROGRAMA QUEBRADA UYARA.....	103
FIGURA No. 37 HIETOGRAMA E HIDROGRAMA QUEBRADA SAN BARTOLOMÉ ...	104
FIGURA No. 38 HIETOGRAMA E HIDROGRAMA QUEBRADA TAMPUNI.....	105
FIGURA No. 39 HIETOGRAMA E HIDROGRAMA QUEBRADA LIMACHE	106
FIGURA No. 40 CARACTERÍSTICAS DE LAS ZANJAS DE INFILTRACIÓN	108
FIGURA No. 41 CARACTERÍSTICAS DE TERRAZA DE FORMACIÓN LENTA.....	111

RELACIÓN DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA No. 1 INSTRUCCIÓN DE LAS ARENISCAS DE LA FORMACIÓN TOQUEPALA EN LA CÁRCAVA LLUSTACAHUA.	61
FOTOGRAFÍA No. 2 FLUJOS DE BARRO EN LA ZONA ALTA DE LA CÁRCAVA HUANCARANI	62
FOTOGRAFÍA No. 3 DEPÓSITOS COLUVIALES – DELUVIALES EN LA CÁRCAVA ALTAMISA.....	63
FOTOGRAFÍA No. 4 FLUJO DE BARRO CONFORMADO POR CANTOS RODADOS EN UNA MATRIZ ARENO ARCILLOSO Y LIMOSA SUELTA EN LA CÁRCAVA SAN BARTOLOMÉ.....	66
FOTOGRAFÍA No. 5 DEPÓSITOS DE COLUVIALES – DELUVIALES QUE ES EL MATERIAL ARRASTRADO AGUAS ABAJO POR LA ESCORRENTÍA EN LA PARTE ALTA DE LA CÁRCAVA HUANCARANI.....	68
FOTOGRAFÍA No. 6 DEPÓSITOS COLUVIO – DELUVIALES ARRASTRADOS POR LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN LA PARTE ALTA DE LA CÁRCAVA LLUSTACAHUA.	70
FOTOGRAFÍA No. 7 DEPÓSITOS COLUVIO – DELUVIALES Y FLUJOS DE BARRO EN LA DESEMBOCADURA DE LA CÁRCAVA ALTA MISA.	71
FOTOGRAFÍA No. 8 DEPÓSITOS COLUVIO – DELUVIALES EN LOS FLANCOS Y FLUJOS DE BARRO EN LA PARTE ALTA DE LA CÁRCAVA SAN BARTOLOMÉ.....	74

FOTOGRAFÍA No. 9 PARTE BAJA DE LA CÁRCAVA SAN BARTOLOMÉ EN CUYO CAUCE SE HAN CONSTRUIDO VIVIENDAS Y LOSA DEPORTIVA.	74
FOTOGRAFÍA No. 10 DEPÓSITOS COLUVIO – DELUVIALES Y ADEMÁS SE OBSERVA UN PEQUEÑO DIQUE DE DESVIÓ DE CAUCE EN LA CÁRCAVA LIMACHE.	76

RESUMEN

En el presente trabajo se estudia el control de avenidas y los efectos de erosión producidos por los eventos pluviométricos extremos ocurridas en las microcuencas sobre las cuales se asienta el Centro Poblado de Borogueña. Esta problemática es atenuada a través de defensas contra avenidas y planteando medidas para el control de la erosión. Para determinar el caudal de diseño, se ha considerado lo siguiente:(1) Se ha tomado la información de precipitación de la estación pluviométrica de Toquepala, por su semejanza en aspectos físicos y comportamiento climático e hidrológico. (2) Se realiza el análisis estadístico bajo diferentes métodos y periodos de retorno, con los cuales se determina la intensidad de lluvia por quebrada empleando el modelo matemático del U.S. SoilConservation. (3) Se determina los hietogramas de diseño usando la metodología de los bloques alternos (alternating block method, Chow et al. 1994). (4) Uso del modelo HEC-HMS para determinar hidrogramas de crecida. El objetivo principal es elaborar un modelo hidrológico para determinar los caudales de diseño y proyectar las estructuras de protección contra avenidas y que permitan el control de la erosión de las quebradas en la localidad de Borogueña. Los caudales de diseño de las 7 quebradas se determinan bajo el modelo hidrológico de precipitación esorrentía siendo el valor máximo de 1,69 m³/s y el mínimo de 0,39 m³/s. Por lo que se plantea la construcción de diques en las quebradas y zanjas de infiltración en la parte alta de las quebradas entre otros.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis denominada “MODELAMIENTO HIDROLÓGICO USANDO HEC – HMS PARA PROYECTAR DEFENSAS CONTRA AVENIDAS EN LA LOCALIDAD DE BOROQUEÑA - TACNA”, ha sido desarrollada en el marco de los requisitos para optar el título profesional de Ingeniero Civil, la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.

La hidrología versa sobre el agua en la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre la tierra, Federal Council of Science and Technology for Scientific Hydrology. La complejidad geográfica del territorio peruano exige que el hombre deba aprender a dominar sus relaciones con el hábitat que lo sustenta. Dicho aprendizaje implica la adecuación permanente a las exigencias de preservar lo que existe y de aprovechar racionalmente las ventajas que el medio ofrece, evitando, por lo tanto, la utilización irreversible de la tierra, agua, bosques y praderas.

La alteración de las relaciones del hombre con su medio ocurre principalmente por la presencia de fenómenos que perturban el equilibrio del clima y del medio ambiente en general. El fenómeno de “El Niño” constituye uno de tales eventos que con mayor severidad afecta dicho equilibrio, ya que modifica radicalmente variables como las de temperaturas extremas y las precipitaciones pluviales con

su secuela de avalanchas y crecidas que ocasionan inundaciones, erosión del suelo, destrucción de taludes y obras de defensas así como la modificación de los cauces, etc.

Un modelo de sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y salidas, Ven te Chow 1994. La modelación hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de avenidas que se ha extendido por todo el mundo, fundamentalmente en países desarrollados. En la actualidad, con el empleo de estos modelos, se realiza el análisis y la prevención de las inundaciones; además, es posible manejar hipótesis suficientemente realistas o previsibles que ofrezcan un cierto grado de confianza para la toma de decisiones, ya sea en la ordenación del territorio en torno a los ríos o para exigir criterios de diseño de obras e infraestructuras capaces de soportar y funcionar adecuadamente en situaciones de emergencia. Incluso, alertar a los servicios de protección civil y establecer protocolos de actuación ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias (Dueñas 1997).

Son varios los modelos hidrológicos que existen, siendo el Sistema de Modelación Hidrológico del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. (HEC-HMS por sus siglas en inglés) el aplicado en la presente investigación, ya que es un programa computacional gratuito y de amplia utilización internacional en el estudio de avenidas, el cual

proporciona una variedad de opciones para simular procesos de precipitación - escurrimiento y tránsito de caudales (Feldman 2000).

Este modelo utiliza métodos de precipitación-escurrimiento para estimar los hidrogramas de escurrimiento directo generados por las precipitaciones en una cuenca o región durante un período especificado. Es un programa muy flexible que permite al usuario la selección de diferentes métodos para el cálculo de pérdidas, hidrogramas, flujo base y propagación en cauces. Posibilita realizar simulaciones de los procesos hidrológicos a nivel de eventos o en forma continua. Los primeros simulan el comportamiento de un sistema hídrico durante un evento de precipitación.

La gestión de las cuencas andinas supone un esfuerzo con énfasis en el trabajo de las cabeceras de las cuencas, porque en dichos lugares se genera y concentra la mayor cantidad de agua lluvia; donde se acumula la mayor cantidad de sedimento y dan origen a procesos de erosión en la superficie del terreno, por ello es necesario proponer medidas de conservación de suelos.

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1. ANTECEDENTES

En los últimos años, las técnicas usadas en la ingeniería se han desarrollado aceleradamente y a esto no es ajeno el campo de la hidráulica fluvial y en especial la hidrología. En esta área se utilizan técnicas modernas de simulaciones numéricas para evaluación, cuantificación y pronóstico del flujo de agua superficial.

La variabilidad de las corrientes naturales de agua se manifiesta mediante eventos extremos como las avenidas que suelen causar grandes daños y que se deben a la precipitación extraordinaria que ocurre sobre la cuenca. A menudo las avenidas van acompañadas de huaycos y deslizamientos, en el Perú estos fenómenos son muy frecuentes dadas nuestras condiciones climáticas, geológicas y topográficas. Debido a que las avenidas ocurren como consecuencia de una combinación de eventos meteorológicos incontrolables, es necesario minimizar los daños ocasionados por éstos fenómenos naturales y más preocupantes en las microcuencas como las de Borogueña, que por su alta pendiente arrastran todo tipo de materiales y por su alta velocidad multiplican los daños, a razón de su alta capacidad erosiva y de arrastre, puesto que la resultante de estos efectos genera un flujo hiperconcentrado de alta plasticidad y mucha energía.

- Las inclemencias climáticas son un problema que ocasiona desastres en diferentes lugares del mundo, por lo que es necesario realizar obras que permitan atenuarlas, considerando el tipo de inclemencia presentada en años pasado, de tal forma que se pueda diseñar una medida óptima para poder amortiguar sus impactos, los cuales ocasionan grandes pérdidas no solo económicas sino también de mayor implicancia como es el caso de vidas humanas.
- Conforme transcurre el tiempo, los cambios en el medio ambiente se van haciendo más notorios, un ejemplo es la diferencia entre las magnitudes de los fenómenos meteorológicos que se han presentado últimamente.

1.2. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

- Debido a los eventos hidrometeorológicos incontrolables ¿qué medidas de prevención y control de la erosión se deben plantear que sean capaces de contener las grandes avenidas y los efectos que generan estos fenómenos? Las acciones deben estar encaminadas a proteger en primer lugar los centros poblados, infraestructura vial, infraestructura hidráulica y las áreas de producción agrícola de la localidad de Borogueña.

1.3. HIPÓTESIS

Con la implementación del modelo hidrológico de las quebradas próximas a la zona urbana de la localidad de Borogueña se obtendrá el caudal, que permitirá

estudiar y proyectar defensas contra avenidas que puedan soportar las avenidas máximas o extremas además del control de la erosión.

1.4. JUSTIFICACIÓN

Debido a las fuertes precipitaciones en los meses de Enero – Marzo, en la localidad de Borogueña y además que en el año 1997 – 1998 se presentó el fenómeno del niño originando abundante precipitación y activación de las quebradas concluyentes a la zona urbana, la misma que daño la infraestructura urbana, vial y de riego y con la lamentable pérdida de vidas humanas haciendo que en esos años la población se traslade hacia las partes altas de las quebradas con la finalidad de desviar el cauce.

El centro poblado menor de Borogueña presenta siete quebradas cercanas a la zona urbana cuyos nombres son Huancarani, Llustacahua, Alta Misa, Uyara, San Bartolomé, Limache y Tampuni. En cada una de estas quebradas existen cárcavas, y conforme transcurren los años la erosión en las cárcavas se va haciendo más profunda, destacando entre estas quebradas la número 07, donde la erosión se presenta cada año en gran magnitud favoreciendo a la socavación en la roca en dicha quebrada.

Por ello, se justifica la presente investigación, forma de modelar el comportamiento hidrológico de las Quebradas de Incidencia en la localidad de Borogueña, para verificar los niveles de agua alcanzados bajo condiciones extremas de precipitaciones e indicar la importancia de los proyectos de defensa contra avenidas.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo General

- Elaborar un modelo hidrológico para determinar los caudales de diseño y proyectar las estructuras de protección contra avenidas que permitan el control de la erosión de las quebradas en la localidad de Borogueña.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Elaborar un modelo hidrológico usando HEC - HMS, para determinar los hidrogramas de descargas.
- Seleccionar los caudales de diseño tomando como base la información reportada para los modelos hidrológicos.
- Plantear estructuras de protección adecuadas para las condiciones locales de la zona de estudio.

1.6. ALCANCES Y LIMITACIONES

Con el presente trabajo se pretende dar solución técnica a los problemas generados por la actividad de las quebradas, debido a las fuertes precipitaciones que se dan durante los primeros meses del año.

La existencia de la información hidrológica del centro poblado menor de Borogueña es escasa, a nivel provincial, departamental y nacional, lo que limita considerablemente a iniciar y concluir, a presente investigación en un periodo corto

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ASPECTOS GENERALES

Con el desarrollo de la tecnología, en la actualidad, el conjunto computadora-programa facilita simular un sin número de fenómenos y acontecimientos físicos o naturales. Para nuestro caso de estudio, nos permitirá simular el caudal a la salida de las quebradas, permitiendo que la presente investigación esté orientada a resolver los problemas originados por las inclemencias climáticas.

Gaspari F.J. (2009), refiere que un modelo es la representación simplificada de un sistema, por lo cual debe necesariamente desprestigiar variables del sistema real en función del objetivo para el cual fue o será creado. Un modelo está compuesto por variables o elementos interrelacionados en un intervalo de tiempo, que actúan (procesos) sobre una entrada (materia, energía o información) de manera controlada bajo ciertas restricciones para producir una salida (materia, energía o información).

Ven Te Chow (1994), manifiesta que un modelo hidrológico es una aproximación al sistema hidrológico real, sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y salidas.

Para el modelamiento se empleará el modelo computacional HEC-HMS (HydrologicalEngineers Center-HydrologicModelingSystem), el cual fue diseñado por el Centro de Ingeniería Hidrología del cuerpo de los Estados Unidos (U.S.

Corps of Engineers), para simular procesos de precipitación-escorrentamiento en cuencas con drenaje dendrítico, mediante un sistema que integra diferentes métodos hidrológicos ya sean concentrados o distribuidos para tener como respuesta el tránsito de caudales.

2.2. REVISIÓN DE INVESTIGACIONES REALIZADAS

Campillo (2009) la modelación distribuida se basa en la utilización de datos de precipitaciones espacializadas, procedentes de un episodio de lluvia sucedido anteriormente y que han sido registrados por un radar meteorológico. Asimismo, para la realización de este tipo de análisis se usan parámetros del terreno también distribuidos espacialmente, tales como el tipo de suelo, usos del suelo, topografía, rugosidad del suelo, forma del canal o río por el que discurre el flujo principal, etc. En la actualidad, ya existen modelos desarrollados por organismos competentes en el tema de la hidrología con los que se pueden llevar a cabo este tipo de estudios; y múltiples ejemplos ya realizados con ellos. De esto último se habla en el siguiente capítulo, en el que se presentan algunos modelos hidrológicos distribuidos existentes.

Mejía (2006), la naturaleza de la escorrentía superficial en una determinada región es una función de las características físicas, hidrológicas, vegetativas y climáticas de la misma. El estado del conocimiento en materia de simulación hidráulica de ríos, se inició con el interés del hombre en describir el comportamiento del flujo en canales abiertos e interpretar el escurrimiento superficial como parte del ciclo hidrológico. Así, la modelación matemática del

flujo en cauces naturales va evolucionando conjuntamente con la capacidad de los ordenadores y el desarrollo del cálculo numérico en general.

Pino (2011), desde el año 1871 cuando Barre de Saint Venant planteo las ecuaciones hidrodinámicas que gobiernan el flujo unidimensional, hasta la fecha; continúan las investigaciones con el intento de dar solución a ecuaciones complejas, mediante esquemas numéricos cada vez más cercanos a la realidad, como también dar solución a los problemas suscitados por estos esquemas, mediante comparaciones de modelos aplicados a problemas de ingeniería y dinámica fluvial.

Monsalve (1995), la Escorrentía Superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de ingeniería, y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre. La mayoría de estudios hidrológicos están orientados al aprovechamiento del agua superficial y a la protección contra los fenómenos provocados por su movimiento. De la precipitación que alcanza el suelo, parte queda retenida ya sea en depresiones o como película en torno a partículas sólidas. Del excedente de agua retenida, parte se infiltra y parte escurre superficialmente. Se define como exceso de precipitación a la precipitación total caída al suelo menos la retenida e infiltrada.

U.S. Army(2000) el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado un modo de analizar la información captada por sus 158 radares, distribuidos por toda la superficie del país. En su caso, los técnicos del US Army estudian el comportamiento de sus ríos y torrentes a partir de datos reales y no con lluvias

de proyecto ni datos históricos que pueden ser insuficientes y/o ser de magnitud relativa dependiendo del modo, más o menos subjetivo, en que se tomó el dato. El primer proyecto que realizaron fue el del Buffalo Bayou (1998-1999), que reveló numerosos beneficios de la introducción de la tecnología GIS para resolver los problemas en las investigaciones sobre inundabilidad de cuencas (Maidment et al., 2000).

2.3. MODELOS EXISTENTES

En el mercado existen múltiples herramientas para la realización de análisis hidrológicos. Algunos de ellos admiten información distribuida (más real) y otros no; algunos se pueden obtener fácil y gratuitamente mediante Internet y otros, sin embargo, son muy caros y no están al alcance de todo el mundo.

SHE (Sistema Hidrológico Europeo). Es un modelo hidrológico matemático utilizado para simular el comportamiento general de una cuenca, tanto en los aspectos de cantidad como de calidad, y maneja de manera conjunta las componentes de agua superficial y subterránea. Fue desarrollado y se hizo operativo en 1982 con el nombre de Système Hydrologique Européen (SHE). El modelo fue patrocinado y desarrollado por tres organizaciones europeas: El Instituto Hidráulico Danés (DHI), el Instituto Británico de Hidrología y la Compañía consultora francesa SOGREAH. Fue desarrollado por los departamentos de investigación y desarrollo en materias de agua, ya que fueron conscientes de que en muchos países europeos, la superficie del terreno y los recursos hídricos estaban siendo contaminados por fertilizantes y pesticidas asociados a las

prácticas intensivas de agricultura, el transporte de contaminantes y los efectos de la lluvia ácida, que amenazan la calidad del agua.

Este modelo evolucionó en el MIKE SHE, que se puede definir como un sistema de modelación, "physically based", es decir, sus parámetros pueden ser medidos en campo, es distribuido e integra hidrología y calidad del agua. Simula el ciclo hidrológico incluyendo la evapotranspiración, caudal de avenida, flujo en canal, infiltración en el suelo y movimiento de agua subterránea.

HSPF (Hydrologic Simulation Program Fortran). HSPF simula para períodos prolongados de tiempo, la hidrología y calidad del agua en una cuenca, procesos en superficies de suelos permeables o impermeables y en ríos. El modelo fue desarrollado en los primeros años de los 60 con el nombre de Stanford Watershed Model, SWM. En los 70, se añadieron los procesos de calidad del agua. A finales de los 70 se realizaron desarrollos de una versión en Fortran. En los 80, fue creado, por parte del USGS y EPA, el software de preproceso y postproceso, con lo que el algoritmo mejoró y se introdujo el uso del sistema del USGS (WDM), base de datos de referencia del USGS donde se dispone de información de precipitación, viento, temperatura, etc. En los 90, fue desarrollado por el USGS una versión interactiva en entorno Windows con una interfaz más amigable.

KINEROS es un modelo de simulación hidrológica que permite un análisis hidrológico especializado del sistema hidrológico que se desee estudiar. Se ha desarrollado durante años como una herramienta de

investigación. Sin embargo, algunas consultorías han sido atraídas por algunas de sus características únicas y lo han adoptado como modelo de trabajo. Kineros se basa en una rutina de escorrentía superficial en cascadas de flujo sobre planos del terreno, contribuyendo flujo lateral para canales. Esta parte fue desarrollada a finales de los 60 (Woolhiser, et al. 1970). En 1974 Rovey añadió una componente de infiltración interactiva y el programa, conocido como KINGEN fue documentado (Rovey, et al. 1977). Después de esto, se introdujeron múltiples modificaciones, entre ellas la introducción de una componente de erosión y transporte de sedimento, la modificación de la componente de infiltración, la adición de un elemento de embalse y la modificación del input (archivo/s de entrada de datos) para permitir variables de lluvia espaciales. Estas modificaciones fueron incorporadas en el modelo llamado KINEROS que fue sujeto a rigurosas pruebas con datos de escorrentías en terrenos semiáridos, con rangos de superficie comprendidos entre 1,5 a 630 ha. (Goodrich 1991 Woolhiser et. al. 1990 Michaud 1992). Los resultados fueron muy alentadores para cuencas de aproximadamente 3 mi.² (~760 ha) y demostraron la necesidad de contabilizar la variabilidad espacial a pequeña escala de la conductividad saturada y la precipitación.

HMS & GeoHMS. Es un modelo hidrológico que se ha aplicado en los últimos años para poder realizar análisis distribuidos. Además, se ha completado con la extensión GeoHMS para Arcview, que permite el pre-tratamiento de los datos del terreno. El modelo HMS fue desarrollado por los ingenieros del U.S. Army Corps of Engineers. A su vez, a partir de 1970, el Hydrologic Engineering Center,

HEC, participó en el desarrollo de algunas primeras aplicaciones para sistemas de información geográfica, como son: HydrologicParameters (HYPAR) y SpatialAnalysisMethodology (SAM), para conocer las necesidades de la modelización en las investigaciones sobre fenómenos hidrológicos. Estas aplicaciones iniciales tenían la propiedad de acceder a los datos de las celdas de las mallas multivariantes geográficas.

En 1990, HEC fue consciente del fenómeno creciente y de los avances en GIS. La capacidad de obtener datos espaciales de Internet acoplados con los poderosos algoritmos en software y hardware hizo del GIS una herramienta muy atractiva para los proyectos de investigación referentes al agua. El proyecto del Buffalo Bayou demostró que el desarrollo del modelo hidrológico casi-distribuido en el HMS es práctico con la ayuda del software de GIS y los datos espaciales. HEC integró entonces las herramientas de GIS existentes con los programas desarrollados en dicho proyecto en un software de GIS llamado HECGeoHMS. El desarrollo del software GeoHMS se llevó a cabo en cooperación con el Environmental System Research Institute, Inc., a través de la Cooperative Research and Development Agreement (CRADA); y con la University of Texas en Austin.

2.4. MODELAMIENTO CON HEC-HMS

2.4.1. Aspectos Generales

HEC-HMS es un modelo hidrológico que se ha aplicado en los últimos años para poder realizar análisis distribuidos. Además se ha completado con la extensión GeoHMS para Arc View que permite el pretratamiento de los datos del terreno.

El modelo HMS fue desarrollado por los ingenieros del U.S. Army Corps of Engineers. A su vez a partir de 1970 el HydrologicEngineering Center HEC participó en el desarrollo de algunas primeras aplicaciones para sistemas de información geográfica como son: HydrologicParameters (HYPAR) y SpatialAnalysisMethodology (SAM) para conocer las necesidades de la modelización en las investigaciones sobre fenómenos hidrológicos. Estas aplicaciones iniciales tenían la propiedad de acceder a los datos de las celdas de las mallas multivariadas geográficas. En 1990 HEC fue consciente del fenómeno creciente y de los avances en GIS. La capacidad de obtener datos espaciales de Internet acoplados con los poderosos algoritmos en software y hardware hizo del GIS una herramienta muy atractiva para los proyectos de investigación referentes al agua. El proyecto del BuffaloBayou demostró que el desarrollo del modelo hidrológico casi-distribuido en el HMS es práctico con la ayuda del software de GIS y los datos espaciales. HEC integró entonces las herramientas de GIS existentes con los programas desarrollados en dicho proyecto en un software de GIS llamado HEC - GeoHMS. El desarrollo del software GeoHMS se llevó a cabo en cooperación con el EnvironmentalSystemResearchInstitute Inc. a

través de la Cooperative Research and Development Agreement (CRADA); y con la University of Texas en Austin.

Con él se pueden realizar análisis hidrológicos con modelación distribuida mediante el proceso ModClark basado en el Método de Clark clásico. Solamente es necesario disponer de la topografía de la zona en un modelo digital del terreno y de las características del suelo (geología uso y pendiente) que se resumen en un parámetro denominado número de curva que gobierna los procesos de pérdida de precipitación además de la lluvia espacializada.

2.4.2. Ventajas del Modelo

Es un software gratuito disponible en la página web del U.S. Army. En este trabajo se trabajará con HMS puesto que satisface las necesidades del estudio que se pretende realizar. Además está disponible al público gratuitamente y es el más comúnmente utilizado en nuestro país. Por otro lado se poseen las herramientas necesarias para transformar los datos disponibles al formato legible por dicho software tanto de terreno como de precipitación. En la Figura No. 1 se muestra un esquema estándar de modelación usando HEC-HMS.

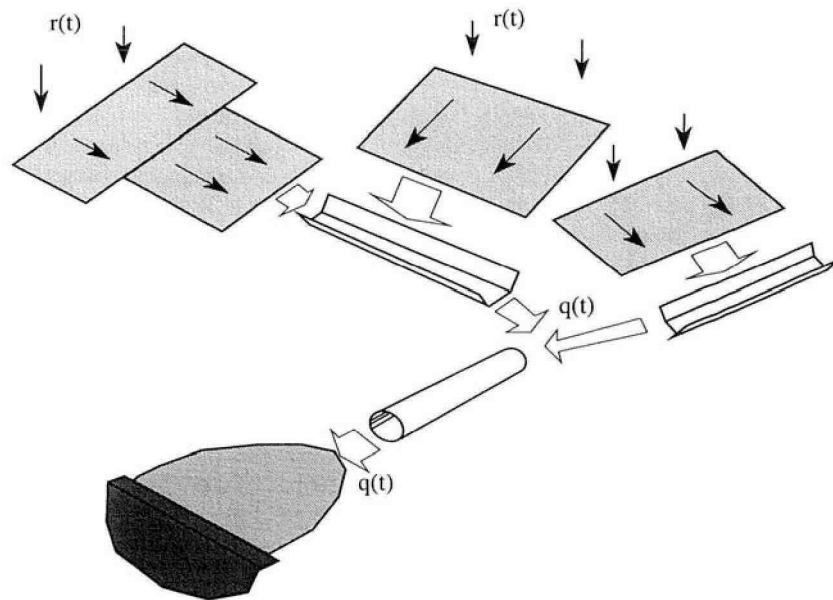


Figura No. 1 Modelo Estándar HEC-HMS
 Fuente: (Pino, 2013)

2.4.3. Componentes de un Modelo HEC-HMS

El programa se deriva directamente del HEC-1 y conserva en esencia la misma filosofía de introducción de datos y secuencia de cálculos. El HMS incluye la mayor parte de las rutinas de HEC-1 (algunas parecen haber sido obviadas) e incorpora como elementos adicionales:

- Un método de transformación lineal de la escorrentía (basado en una modificación del hidrograma unitario de Clark) que puede utilizarse en una representación de la cuenca a través de celdas con datos distribuidos de precipitación obtenidos por ejemplo de registros de radar (una opción tecnológica que no tiene aún aplicación en nuestro país).

- Una opción de pérdida distribuida de humedad en suelos que aplica el mismo principio de las celdas y puede utilizarse en simulaciones sobre períodos largos (de días o meses) y
- Una opción de optimización un poco más versátil que la del HEC-1.

El programa incluye una interfaz gráfica para el usuario (GUI) que le permite introducir la información necesaria para una simulación manejar los componentes de análisis hidrológico a través de módulos integrados y obtener respuestas gráficas o tabuladas de fácil comprensión e impresión. El documento de ayuda incorporado en el programa aclara la utilización de las opciones del programa.

Los archivos de extensión DSS (Data Storage System) se utilizan para almacenar y trabajar con series de tiempo funciones emparejadas y datos de grilla en una forma muy transparente para el usuario.

Para definir la estructura de las cuencas el programa considera los siguientes elementos:

- Subcuencas (subbasins)
- Tramos de tránsito (routingreach)
- Uniones (junctions)
- Embalses (reservoirs)
- Fuentes (Sources)

- Sumideros (sinks)
- Derivaciones (diversions)

Con estos siete componentes el usuario puede elaborar una cuenca tan compleja como requiera el problema que está tratando y como permita la información de campo disponible. Si se cuenta con información digital de campo el HMS incluye la opción de trabajar la cuenca con subdivisiones en grillas o celdas cada una de las cuales almacena información pertinente respecto a la precipitación área pendientes y condición de humedad del suelo.

Los elementos anteriores se disponen en forma de redes dendríticas con un orden o secuencia lógica para realizar los cálculos desde las subcuencas que conforman las cabeceras aguas arriba hasta el punto de salida de todo el caudal aguas abajo. El usuario debe prestar atención a este criterio ya que los cálculos siguen rigurosamente esta secuencia (por ejemplo si tienen en cuenta una derivación no pueden entregar las aguas derivadas en un punto aguas arriba aunque técnicamente esto sea factible). Por tal motivo, el primer paso en la preparación de la información consiste en definir correctamente la estructura de la cuenca que se pretende simular.

El programa trabaja con tres módulos básicos que definen en su conjunto el proyecto de simulación de la cuenca:

- Módulo de precipitación: permite seleccionar uno de seis patrones de precipitación (tipos de hietogramas) del evento de tormenta que más se ajuste a las posibles condiciones de la cuenca incluyendo la introducción

manual de los datos de la lluvia de diseño (ver las indicaciones de la ayuda del programa).

- Módulo de la cuenca: permite la representación del sistema físico con los elementos antes citados y la inclusión de las características morfométricas y de condición del suelo para cada uno de ellos. Así cada componente incluye la información necesaria para construir la hidrógrafa total de salida
- Módulo de control: incluye las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos (ver las indicaciones de la ayuda del programa).

Estos tres módulos deben definirse completamente antes de iniciar la corrida de la simulación.

La página web de la US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center quienes desarrollaron el modelo y software HEC-HMS se muestra en la Figura No. 2.

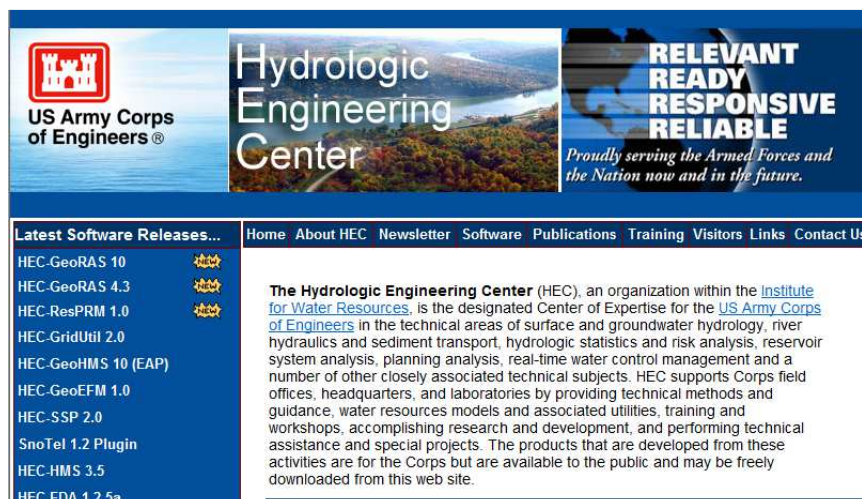


Figura No. 2Página Web de la US Army Corps of Engineers

Fuente: (Engineers, 2014)

2.4.4. Alcances de HEC-HMS

El programa HEC-HMS permite simular eventos aislados de crecientes asociados con un patrón de tormenta de diseño para un cierto período de retorno. La suposición de que el período de retorno de la tormenta es coincidente con el período de retorno de la creciete respectiva ha despertado muchas controversias entre los investigadores en hidrología haciendo evidente que el tratamiento probabilístico de los dos fenómenos aunque no es mutuamente excluyente si depende de otros factores entre ellos el área de la cuenca considerada las condiciones antecedentes de humedad en los suelos para períodos largos y los cambios introducidos por el hombre en el uso y conservación de los suelos. Pensando en ello el programa permite en la actualidad considerar las condiciones antecedentes de humedad para un registro

de precipitación de muchos días a partir de unas condiciones iniciales lo que puede asemejarse en parte a un modelo continuo y distribuido de humedad en los suelos ya que se trabaja con un modelo tipo celdas.

Los resultados arrojados por HEC-HMS permiten:

- Dimensionar obras de control de inundaciones como piscinas de amortiguamiento de crecientes y embalses.
- Establecer dimensiones preliminares de alcantarillas viales y sistemas de drenaje pluvial.
- Estudiar el impacto ambiental de las crecientes causado por la transformación del uso de los suelos en cuencas rurales y urbanas.

Por otro lado los resultados de HEC-HMS NO permiten:

- Establecer un balance hidrológico confiable de la cuenca.
- Hacer estudios de calidad de agua erosión ni sedimentación.
- Trabajar con flujos diferentes al agua flujos de lodos o de detritos que pueden estar asociados directamente con las crecientes, pero que tienen diferentes comportamientos reológicos.

2.4.5. Información Requerida para el Modelo

La información que necesita el programa está relacionada directamente con los métodos de cálculo que maneja. Existen cinco grupos básicos de información que deben suministrarse a HEC-HMS para efectuar las simulaciones:

- Información acerca de la precipitación histórica o de diseño.
- Información acerca de las características del suelo.
- Información morfométrica de las subcuencas.
- Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía.
- Información hidráulica de los tramos de canal y de las capacidades de los embalses (métodos de tránsito).

Para la calibración validación y análisis de sensibilidad del modelo además de la información anterior se necesitan:

- Registros concordantes de precipitación y caudales de salida (hietogramas e hidrógrafas)
- Determinación de las condiciones iniciales de humedad en los suelos (difícil de lograr).

Información acerca de la precipitación histórica o de diseño

A continuación se resume la información que solicita HEC-HMS según el método seleccionado para definir la tormenta histórica o de diseño:

Cuadro No. 1 Definición Tormenta Histórica o de Diseño

Método	Información requerida
Hietograma especificado por el usuario	Registros de tormentas (día de inicio y finalización e intervalo de medición en minutos) en las estaciones pluviográficas localizadas dentro de la cuenca. Identificación de las estaciones y sus correspondientes subcuencas.
Datos de estaciones ponderados por el usuario	Registros de tormentas (día de inicio y finalización e intervalo de medición en minutos) y precipitaciones totales en las estaciones pluviográficas y pluviométricas localizadas dentro de la cuenca. Ponderación espacial y temporal de los datos de las estaciones para cada subcuenca (p.ej. polígonos de Thiessen o inverso de la distancia). Índice de precipitación para cada subcuenca.
Ponderación con el inverso de la distancia	Localización coordenada de las estaciones dentro de la cuenca (latitud y longitud de cada una). Especificación de los nodos para cada subcuenca. Para cada uno de los nodos definición del índice de precipitación la ponderación y su localización coordenada (latitud y longitud).
Precipitación no uniforme evaluada en celdas o grillas	Registros de precipitación codificados por celdas en un archivo DSS. Determinación del tiempo local (opcional). Nota: requiere información detallada de la distribución de la precipitación no siempre disponible (p.ej. registros de radar).
Tormenta hipotética basada en análisis de frecuencias	Probabilidad de excedencia de la lluvia (entre el 50% y el 1%). Área de cubrimiento de la tormenta. Orígenes y los datos (serie anual o parcial). Intervalo de tiempo de cálculo para la máxima intensidad de la lluvia (entre 5 minutos y 6 horas). Duración de la tormenta (entre 1 hora y 10 días). Registro de la tormenta con período de retorno de un año.
Tormenta estándar de proyecto (E.U.)	Este método sólo es aplicable en los Estados Unidos.
Sin precipitación	No requiere información alguna y se aplica sólo para evaluar el comportamiento de fuentes sumideros uniones tramos de canal embalses o derivaciones. La estructura de la cuenca en este caso no debe contener subcuencas que son las que requieren la información relativa a la precipitación.

Fuente: (Elaboración propia)

Se debe prestar atención a las unidades que se le solicitan en cada ventana ya que aunque el programa asegura que todos los cálculos se realizan en SI algunos datos se trabajan en pulgadas o millas cuadradas.

Información acerca de las condiciones de humedad del suelo

A continuación se resume la información que solicita HEC-HMS según el método seleccionado para determinar las infiltraciones durante eventos de tormenta:

Cuadro No. 2 Infiltraciones Durante Eventos de Tormenta

Método	Información requerida
Pérdidas iniciales y constantes	Pérdidas iniciales (mm). Tasa de infiltración constante f. Porcentaje de área impermeabilizada (zonas urbanas cubiertas de invernaderos).
Número de Curva	Pérdidas iniciales (mm). Número de curva calculado como promedio sobre la subcuenca respectiva. Porcentaje de área impermeabilizada.
Números de curva asociados a celdas o grillas	Relación de abstracción inicial S derivada del mismo método del SCS. Factor de escala para la retención potencial (representa las condiciones antecedentes de humedad AMC).
Green & Ampt	Pérdidas iniciales (mm). Volumen de déficit de humedad. Succión del frente húmedo (mm). Conductividad hidráulica (mm/h). Porcentaje de área impermeable.
Déficit y pérdidas constantes en simulaciones continuas	Déficit inicial de humedad en el suelo (mm) para simulación continua. Máximo déficit de humedad del suelo en períodos sin lluvia (mm). Tasa de pérdida constante (mm/h) cuando el déficit es cero. Tasas de recuperación mensual del déficit en (mm/día). Porcentaje del área impermeable.
Ninguna pérdida	Considera que toda la subcuenca es impermeable.

Fuente: (Elaboración propia)

Información acerca de la morfometría de las subcuencas

Algunas de las características morfométricas que requiere HEC-HMS para realizar los cálculos no están explícitas en las ventanas. Por ejemplo, las pendientes y longitud del cauce principal y de las laderas son necesarias para calcular los tiempos de concentración y los diagramas área-forma que son datos de entrada para los métodos de hidrogramas unitarios sintéticos. Las características morfométricas que deben considerarse para cada subcuenca son las siguientes:

Cuadro No. 3 Características Morfométricas

Característica	Necesaria para
Área de las subcuencas	Definir todos los cálculos de capacidad y conversión de los volúmenes de lluvia en escorrentía. Es el factor morfométrico de mayor importancia en hidrología.
Longitud y pendientes del cauce principal	Calcular los tiempos de concentración de las subcuencas y los tiempos de viaje en el método de la onda cinemática.
Curvas de nivel y diagramas área-tiempo y área forma	Determinar la concentración de caudales en función del tiempo y de la forma de la cuenca en el método del HU de Clark
Secciones transversales de los canales longitudes de cauces principales y secundarios pendientes formas rugosidades de lecho y superficie	Realizar los cálculos de tránsito por el método de la onda cinemática.

Fuente: (Elaboración propia)

Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía.

La parte más importante del modelo de simulación de HEC-HMS la constituyen los métodos para estimar la forma en que la lluvia se convierte en escorrentía.

En la tabla siguiente se enlista la información requerida según el método de transformación seleccionado:

Cuadro No 4 Transformación de Lluvia en Escorrentía

Método	Tipo	Información requerida
Hidrograma unitario definido por el usuario	Hidrológico empírico	Abscisas y ordenadas del hidrograma unitario de entrada cuya duración no necesariamente debe coincidir con la del intervalo de cálculo del programa pero debe ser constante.
Hidrograma unitario sintético de Clark	Hidrológico semiempírico	Tiempo de concentración (h) Coeficiente de almacenamiento R(h) Diagrama área tiempo estándar o definido por el usuario.
Hidrograma unitario sintético modificado de Clark	Hidrológico semiempírico	Tiempo de concentración (h) general para cada subcuenca. Coeficiente de almacenamiento R(h) general para cada subcuenca. Archivo con los parámetros asociados a cada celda o grilla como sus coordenadas y el índice de tiempo de viaje. El tránsito se hace en forma lineal hasta la salida de cada celda y los valores se van acumulando hasta llegar a la salida de toda la cuenca.
Hidrograma unitario sintético de Snyder	Hidrológico semiempírico	Tiempo de retardo Tlag (h) Coeficiente al pico función del caudal pico el tiempo al pico y el área de la subcuenca Cp(h) Diagrama área tiempo estándar o definido por el usuario.

Hidrograma unitario sintético del SCS	Hidrológico semiempírico	Tiempo de retardo Tlag (h minutos).
Onda cinemática y Muskingum-Cunge	Hidráulico físico	El hidrograma de salida de la subcuenca se define en tres planos: uno de sobreflujo (longitud pendiente y rugosidad del terreno) que conduce a otro de colectores secundarios (longitud pendiente n de Manning forma y ancho del canal y talud lateral xH: 1V) y de estos a un canal principal definido por los mismos factores de los colectores.

Fuente: (Elaboración propia)

Información acerca del tránsito de los caudales a través de canales y embalses

El tránsito de los caudales a través de canales y embalses es otro de los puntos críticos de la simulación con el programa HEC-HMS. En la tabla siguiente se resume el tipo de información necesaria según el método escogido para calcular el tránsito:

Cuadro No. 5 Tránsito de los Caudales a Través de Canales y Embalses

Método	Tipo	Información requerida
Muskingum	Hidrológico empírico	Factor de tiempo de viaje K (h) constante para todo el tramo. Factor adimensional de ponderación del amortiguamiento o retardo (entre 0 y 0.5). Número de subdivisiones para los tramos.
Puls modificado	Hidrológico semiempírico	Número de subdivisiones para cada tramo. Condición inicial de flujo (entradas=salidas o definición del caudal de salida). tabla de valores del almacenamiento (en miles de m ³) en función de la descarga (m ³ /s).
Muskingum-Cunge	Hidrológico semiempírico	Tipo de sección transversal (prismática o circular). Longitud del tramo del canal (m). Pendiente de la línea de energía en el tramo.

		Ancho del fondo (m). Coeficiente de rugosidad n de Manning (si se trabaja con el método <i>M-Cde</i> 8 puntos entonces se definen los valores de los coeficientes de rugosidad para las dos márgenes y el fondo en 8 puntos del tramo).
Onda cinemática	Hidráulico teórico	Tipo de sección transversal (prismática trapezoidal o circular). Longitud del tramo del canal (m). Pendiente de la línea de energía en el tramo. Ancho del fondo (m). Talud lateral de la sección transversal (xH: 1V). Coeficiente de rugosidad de Manning. Número mínimo de tramos o subdivisiones para realizar los cálculos.

Fuente: (Elaboración propia)

Quando se consideran derivaciones dentro de la estructura de la cuenca los caudales derivados se especifican en términos de la relación tabulada entre el flujo de entrada y el flujo a ser derivado. La hidrógrafa de las derivaciones puede ser recuperada aguas abajo dentro del mismo sistema o bien puede salir sin retornar a través de un sumidero (en este caso el sumidero sería un artificio para indicar que el caudal derivado se trasvasa a otra cuenca).

2.4.6. Tipo de Simulación

El HEC-HMS es un modelo tipo evento lineal y semidistribuido. Por lo tanto, una corrida de simulación del programa consiste en calcular la componente de escorrentía directa como una función del tiempo producto de un evento de lluvia de duración variable (entre algunos minutos y varios días) que se produce a la salida de las subcuencas. Las hidrógrafas resultantes se combinan según la estructura de la cuenca definida por el usuario en sentido estricto de aguas

arriba hacia aguas abajo hasta hallar el hidrograma resultante a la salida de toda la cuenca. Las simulaciones en HEC-HMS son de dos tipos:

- Convencionales: se obtienen las hidrógrafas de salida y combinadas para un evento de tormenta supuesto.
- De optimización: Las hidrógrafas resultantes se comparan con un registro histórico en un cierto punto de la cuenca.

Estos son los resultados que debe esperar el usuario después de una corrida del programa:

Cuadro No. 6 Resultados Obtenidos

Simulación	Resultados	Tipo de presentación
Convencional	Hidrógrafas de salida en cada subcuenca	Gráfica tablas de series de tiempo.
	Hidrógrafas transitadas en los tramos de unión.	Gráfica tablas de series de tiempo.
	Combinación de hidrógrafas en los puntos de unión	Gráfica tablas de series de tiempo.
	Caudal pico y tiempo al pico volumen de escorrentía	Tabla resumen
Optimización	Ajuste a la hidrógrafa observada	Gráficas de ajuste de datos (cuatro formatos) tabla principal
	Valores óptimos de los parámetros ajustados	Tabla principal

Fuente: (Elaboración propia)

2.4.7. Calibración y Validación de los Resultados

Como en todo modelo, para que los resultados de la simulación en HEC-HMS representen con algún grado de confiabilidad el comportamiento de la cuenca que se está analizando, es necesario someterlos a pruebas de calibración validación y análisis de sensibilidad de los parámetros involucrados.

La calibración o estimación de parámetros y la validación se basan en dos o más registros históricos de precipitación y caudales para un mismo evento. Estos registros son escasos en la mayoría de las cuencas, así que no se puede hacer mucho juego con las posibilidades. Si se cuenta solo con dos registros lluvia-caudal por ejemplo, entonces uno debe ser usado en la calibración y el otro en la validación. En la medida en que el número aumente se deben discriminar los dos grupos de datos para que la validación no resulte viciada con los datos de la calibración.

En HMS la estimación de los parámetros se hace automáticamente a partir de una selección inicial de todos los valores por parte del usuario hasta producir un ajuste óptimo de los valores calculados con los observados. El programa permite calibrar los parámetros asociados con:

- Las pérdidas por infiltración
- Los métodos de transformación de la lluvia en escorrentía
- El flujo base
- El tránsito de caudales desde las subcuencas localizadas aguas arriba del sitio de donde proviene el registro.

Las funciones objetivo que utiliza HMS para la calibración son las siguientes (consultar la ayuda del programa):

- Ajuste ponderado por mínimos cuadrados
- Sumatoria del cuadrado de los residuos (no ponderada)

- Suma de los valores absolutos de los residuos
- Porcentaje de error respecto al caudal pico

HMS emplea dos métodos de búsqueda y aproximación a los valores óptimos: El método del gradiente univariado que cambia un parámetro por iteración y el método de Nelder& Mead que los cambia todos en una misma iteración. Aunque el segundo suele ser más dispendioso, por lo general parece aproximar a un mejor valor del óptimo. Por otro lado, existen restricciones o rangos para los valores de los parámetros con el fin de evitar que se produzcan respuestas poco razonables en la optimización

Para evaluar la confiabilidad de los resultados de la calibración se utiliza una medida de la sensibilidad de la función objetivo respecto a los parámetros. La función objetivo se calcula cambiando el valor de uno de los parámetros ya optimizados entre 0,995 y 1,005 veces su óptimo mientras todos los demás se conservan invariantes. La medida de sensibilidad es el cambio en porcentaje del valor de la función objetivo como resultado del cambio en 1% del óptimo del parámetro.

La validación de los resultados del modelo después de calibrados los parámetros se hace directamente con la simulación del programa, al cual se le introduce un registro de precipitación de verificación y se compara la hidrógrafa de salida calculada con la registrada para el mismo evento.

2.5. ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN

2.5.1. Aspectos Generales

La erosión de los suelos en la zona arriba de los 2000 msnm, es considerada uno de los problemas ambientales más significativos. Asimismo, dicha problemática está asociada a una disminución de la productividad y eficiencia de los suelos, provocada por una baja retención tanto del agua como del suelo, cuya tendencia a escurrir se manifiesta en mayor medida en terrenos con pendientes pronunciadas, como es el caso de las 7 quebradas estudiadas en el presente trabajo de investigación.

La incorporación de las técnicas de conservación de aguas y suelos demanda un importante esfuerzo técnico y económico, por lo que los conocimientos referentes a esta temática y los estudios que se han realizado al respecto, son escasos.

2.5.2. Dique para Retención de Sedimentos

Pizarro (2003), los diques son barreras que cruzan un curso de agua o un conducto, para controlar el nivel y velocidad del agua. Sus objetivos son (a) Resistir el desgaste del fondo de las cárcavas o quebradas por efecto del arrastre ejercido por el agua. (b) Estabilizar las pendientes del lecho en las cárcavas o quebradas. (c) Preparar las condiciones para la plantación y la siembra en cárcavas o quebradas.

2.5.3. Control de Cárcavas

Los métodos más usados para efectuar este control varían de acuerdo con el número, localización, tamaño y pendiente de las cárcavas, así como de la superficie, topografía, cubierta vegetal existente, condiciones de drenaje y tipo de suelo predominante en la cuenca de captación.

La finalidad que se persigue con el control de las cárcavas es, por ejemplo, si se trata de rellenarlas a fin de restituir las al uso agrícola o si únicamente van a ser semi rellenadas para favorecer el desarrollo de pastos y posteriormente ser usadas como desagües, o simplemente darles un tratamiento adecuado para estabilizarlas y así evitar su posterior crecimiento.

En los trabajos a desarrollar para el control de las cárcavas, se distinguen dos etapas diferentes:

(a) Cabeceo de las tormentas

La prevención y detención de la erosión remontante, para evitar el crecimiento de la cárcava hacia aguas arriba, se puede lograr, al desviar el escurrimiento superficial hacia otros desagües que de antemano han sido protegidos mediante el empleo de zanjas derivadoras, tal como se muestra en la Figura No. 3. Otra forma sería el uso de estructuras específicas, lo más común de estas es una rápida cuyo piso esté debidamente protegido por un zampeado de piedra o de concreto reforzado. Ver Figura No. 4.

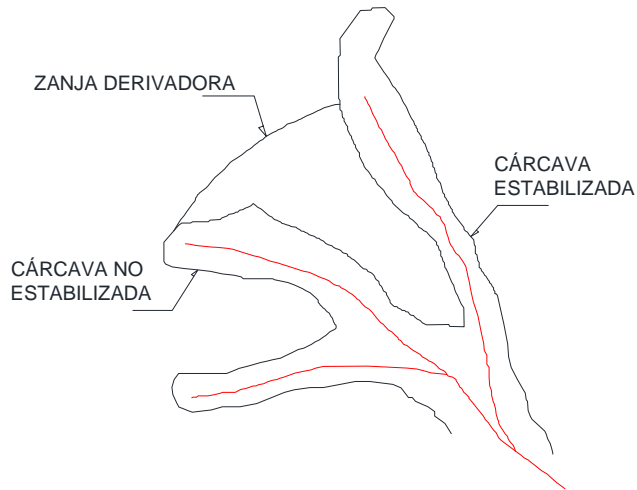
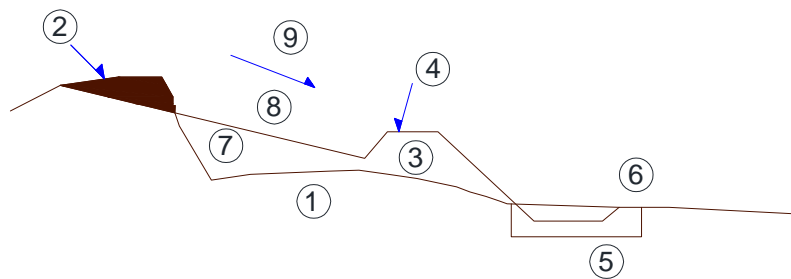


Figura No. 3 Zanja derivadora
Fuente: (LEMAC, 2014)



- 1.- FONDO ORIGINAL DE LA CÁRCAVA
- 2.- ÁREA EXCAVADA EN LA PARED DEL TALUD
- 3.- VERTEDOR
- 4.- CRESTA DE LA ESTRUCTURA
- 5.- EXCAVACIÓN DE LA PLATEA
- 6.- UMBRAL DEL REFLECTOR
- 7.- RELLENO DE ROCA
- 8.- RAPIDA
- 9.- ESCURRIMIENTO

Figura No. 4 Rápida para control de cárcavas
Fuente: (LEMAC, 2014)

(b) Disminución de la erosión de los taludes y del fondo de la cárcava

Con el uso de las presas de control de azolves, se logra estabilizar en forma casi total el fondo de las cárcavas y se reducen la velocidad del agua y el deterioro en los taludes de la cárcava tratada. La estabilización solo será total, cuando se desarrolle vegetación permanente que retenga al suelo en su sitio.

Las presas de control de azolves se construyen con diversos materiales, como son, por ejemplo, las de carácter temporal (presas de ramas, de malla de alambre, etc.) o permanente (presas de piedra acomodada, de gaviones, de mampostería, etc.).

La vida útil de las presas de carácter temporal fluctúa entre dos y cinco años, aunque es posible que este tiempo sea suficiente para que se logre la estabilización de la cárcava mediante vegetación nativa. Las presas de carácter permanente pueden llegar a tener una duración hasta de 40 o 50 años.

2.5.4. Presas de Gaviones

Las presas de gaviones, se emplean para controlar la erosión en cárcavas de diferentes tamaños y como presas filtrantes para la regularización de corrientes; ellas se usan siempre y cuando se consideren los aspectos de estabilidad especificados para las construcciones de gran magnitud.

Las presas de gaviones se pueden clasificar en tres tipos fundamentales, en función de la conformación del paramento de aguas abajo: de pared vertical, de

pared escalonada y de pared inclinada, de manera que la lámina vertiente del agua que pase sobre ellos quede adherida. Ver Figuras No. 5 y 6.

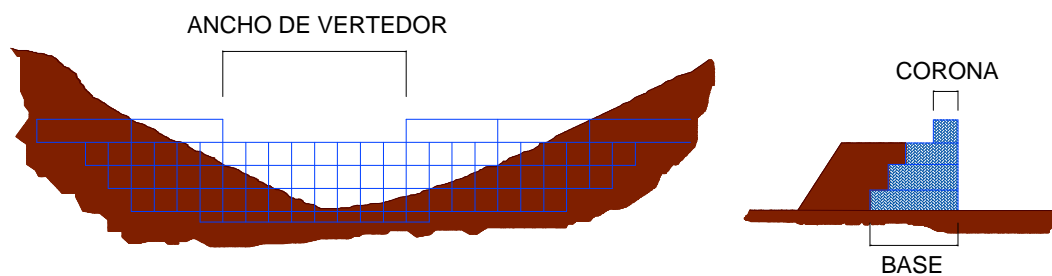


Figura No. 5 Presa de gaviones con paramento de agua abajo vertical
Fuente: (LEMAC, 2014)

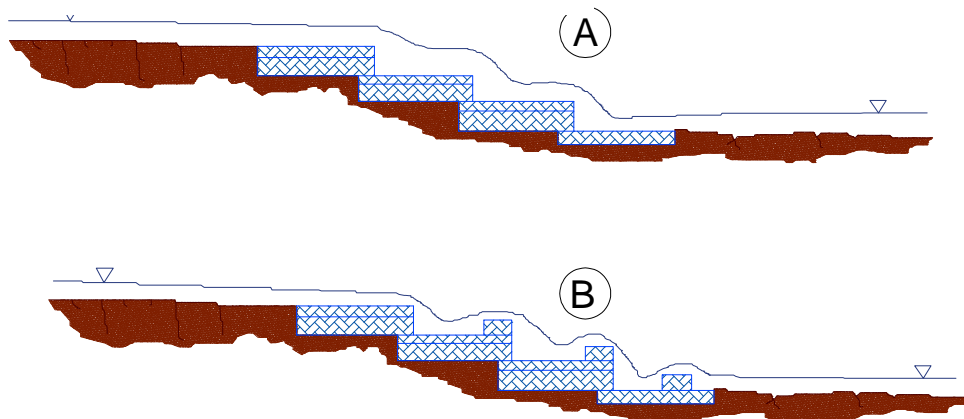


Figura No. 6 Presa de gaviones con escalones inclinados y con escalones formando tanques disipadores
Fuente: (LEMAC, 2014)

En el diseño de presas de gaviones habrá que dimensionarlas geoméricamente (altura, espaciamiento y empotramiento de la presa), hidráulicamente y estructuralmente (estabilidad al volteo y deslizamiento horizontal, estabilidad del revestimiento del tanque amortiguador y el análisis de la cimentación).

2.5.4.1. Criterios Geométricos

Altura Efectiva: La altura efectiva puede ser hasta de 5 m o más, solo que para su diseño deben de considerarse los problemas inherentes a la estabilidad de la presa.

El espaciamiento: entre dos presas consecutivas, ver Figura No. 7, depende de la pendiente de los sedimentos depositados, de la altura efectiva de las mismas y de la finalidad que se persigue con el tratamiento de las cárcavas; es decir, si se desea retener mucho sedimento, se recomienda emplear presas relativamente altas, espaciadas a distancias más o menos grandes. Si el objetivo es el de estabilizar la pendiente de la cárcava, el espaciamiento y la altura de las presas deben ser menores.

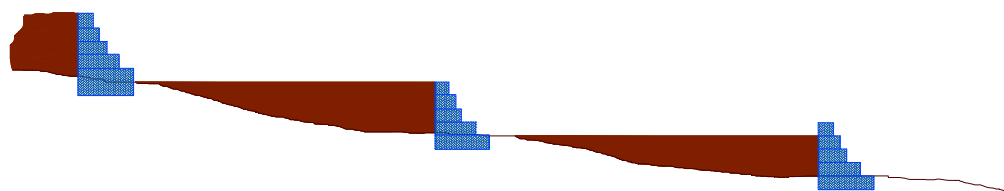


Figura No. 7 Espaciamiento entre presas consecutivas

Fuente: (LEMAC, 2014)

Por regla general los sedimentos retenidos por la presa de control, presentan una pendiente, la cual varía de acuerdo con el material sedimentado y la pendiente geométrica de la cárcava. Para arenas gruesas mezcladas con grava, la pendiente es del 2%, para sedimentos de textura media de 1% y para

sedimentos finos limosos-arcillosos del 0,5%. De esta forma el espaciamiento entre presas sería igual a:

$$E = (H / S_c - S_s)100$$

Dónde: E es la distancia entre dos presas consecutivas, en m, H altura efectiva de la presa, en m, S_c pendiente de la cárcava, en %, S_s pendiente estable del sedimento, varía entre 0,5 y 2%.

De contar con información de la cárcava, gasto formativo y tamaño de los materiales es posible predecir el perfil de equilibrio del cauce de la cárcava, por ejemplo, con los criterios de Blench, Altunin y Maza-Cruickshank.

Es importante señalar que en la práctica, algunas veces no es necesario ajustarse rigurosamente al espaciamiento calculado, ya que cambiando ligeramente la separación, puede mejorarse la localización de las presas, encontrándose sitios más apropiados para su construcción.

Empotramiento de la presa: Uno de los aspectos que merece particular atención es el empotramiento de la presa, tanto en el fondo de la cárcava como en sus taludes. En el fondo, en aquellos casos cuando los escurrimientos que conduce son de importancia. En los taludes, para impedir que el agua franquee la estructura y se produzcan erosiones en los taludes de la cárcava.

La profundidad de los taludes está en función de la posibilidad de derrumbamiento de la margen, siendo necesario por lo menos de un metro respecto a la línea ideal. En algunos casos, cuando el material que componen

las márgenes es fácilmente erosionable, además de profundizar los empotramientos, es necesario construir protecciones marginales aguas arriba de la obra y muros que encaucen la caída de agua y eviten la socavación de la márgenes en la proximidad a la presa.

La facilidad con que el agua pueda erosionar el lecho del cauce, determina la profundidad a que es conveniente cimentar la obra para evitar que la socavación se produzca, no siendo necesario alcanzar un estrato resistente a la compresión, ya que la flexibilidad de la estructura de gaviones admite que la obra pueda sufrir asentamientos provocados por la inestabilidad del terreno del apoyo.

2.5.4.2. Criterios Hidráulicos

Vertedor alojado en la presa

En el desarrollo de los proyectos relacionados con presas construidas en cárcavas, uno de los principales problemas corresponde a la planeación y diseño del vertedor, los cuales tienen un efecto profundo en la economía y posibilidad física de un proyecto.

Una cuenca pequeña, se puede definir como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto al cauce. Con esta definición, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que para propósitos prácticos Chow considera de 250 km².

Los vertedores rectangulares de las presas de control se consideran como del tipo de cresta ancha y, por lo tanto, su descarga, se calcula con:

$$Q = CLH^{3/2}$$

Dónde: Q gasto máximo, en m³/s, C coeficiente de descarga, en un m^{1/2}/s; para un vertedor de cresta ancha es igual a 1,45 para una relación e/H = 10, L es la longitud del vertedor, en m, e es el espesor del vertedor, en m y H carga hidráulica, en m.

Tanque amortiguador (platea)

Para proteger el fondo de la cárcava inmediatamente aguas abajo de la estructura contra los efectos erosivos producidos por la caída de agua que pasa a través del vertedor, se usa la "platea" que consiste en un revestimiento con piedra acomodada o con el material de que se construye la presa, para proteger el lecho de la cárcava e impedir que la fuerza del agua origine socavaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

Rand, usando de los datos experimentales de Bakhmeteff y Feodoroff y Moore, y de sus propios resultados, propone que la geometría del flujo en las estructuras de caída se puede describir en función de un parámetro adimensional, denominado número de caída, el cual se define como:

$$D = q^2 / gh_c^3$$

Las relaciones geométricas son las siguientes:

Condiciones del flujo, en función del tirante aguas abajo.

Tipo I $Y_b < Y_2$

En estas condiciones no se forma un verdadero colchón aguas abajo del punto de caída; sin embargo, aguas arriba de este punto se forma un colchón de agua de espesor Y_p , creado en la zona de caída del chorro de tirante Y_{co} .

Tipo II $Y_b > Y_2$

Se forma un resalto hidráulico ahogado, de esta forma aguas arriba y aguas abajo del punto de caída, se tienen verdaderos colchones de agua. Para obtener este tipo de flujo, se debe verificar que $Y_{co} / b_o < 20$, donde b_o es el espesor del chorro a la entrada del foso disipador, ver Figura No. 9.

Tipo III $Y_{co} / b_o > 20$

La inclinación de la superficie libre, aguas arriba y abajo del punto de caída, disminuye rápidamente, la diferencia Y_{co} y Y_b tiende a cero.

En donde se presente un remanso natural o artificial, suelen garantizarse las condiciones de flujo tipo II o III.

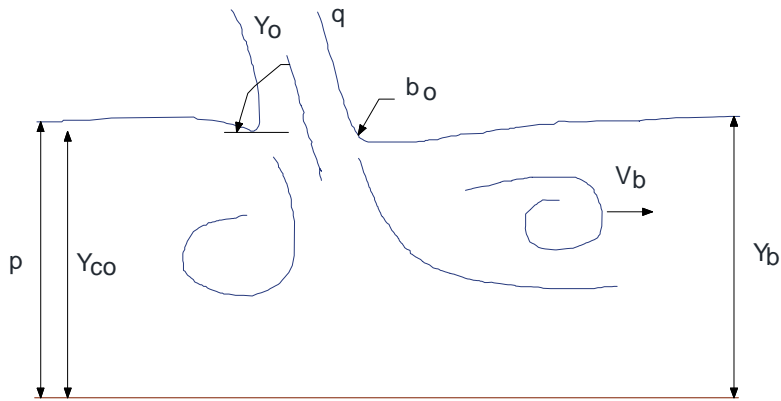


Figura No. 9 Condiciones de flujo en la posa disipadora en función de Y_b Socavación.

Fuente: (LEMAC, 2014)

Con la estimación de la profundidad máxima de socavación que es función de la geometría de la estructura (de la caída, es decir, de la diferencia de niveles entre el nivel de aguas máximas y el nivel del remanso al pie de la estructura), del flujo (del gasto unitario, del tirante al pie de la estructura y el nivel del remanso) y del tipo de material (tratándose sí es o no cohesivo o suelo rocoso fracturado); es posible definir la construcción o no de la platea.

Un criterio para calcular la profundidad máxima de socavación es el propuesto por Schoklitsch, ver Figura No. 10.

$$Y_s = 4.75 H_0^{0.2} q^{0.57} / D_{90}^{0.32}$$

Dónde: Y_s profundidad del cono de socavación, en m. H_0 distancia entre el nivel de aguas máximas y el nivel del remanso al pie de la estructura, en m. q gasto

unitario, en $m^3/s/m$. D_{90} diámetro de la partícula por debajo del cual queda el 90% de la muestra de suelo en peso, en mm.

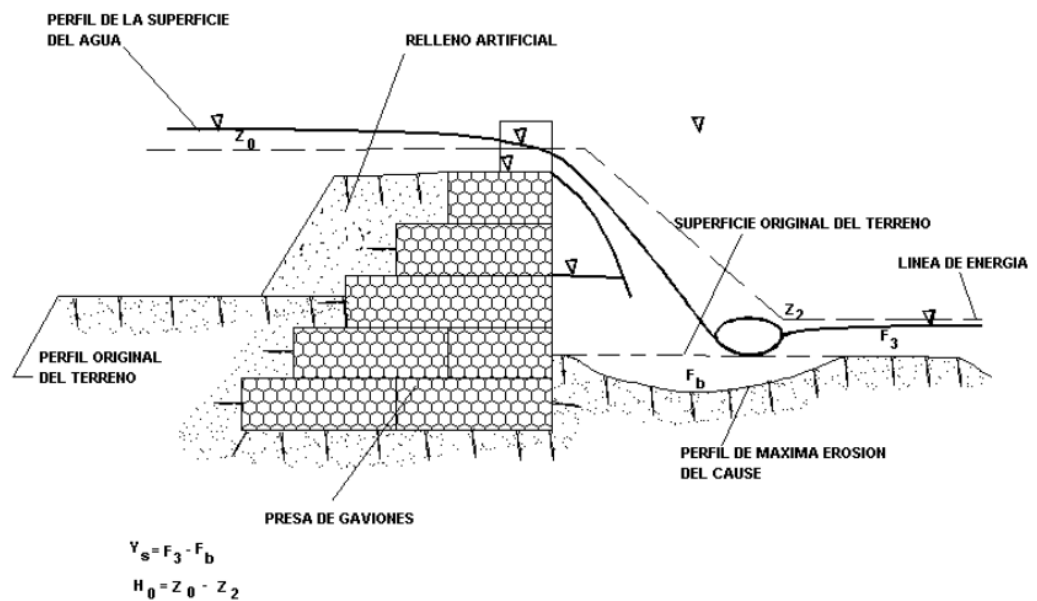


Figura No. 10 Presa de gaviones de pared vertical, sin contrapeso

Fuente: (LEMAC, 2014)

La profundidad de socavación Y_s se reduce conforme la profundidad del remanso Y_b aumenta, lo cual se logra colocando un contradique aguas abajo.

Cuando la socavación al pie de la estructura es considerable, que ponga en peligro la estabilidad de la misma, se reviste el tanque amortiguador, ver Figura No. 11, que puede o no estar influenciado por el remanso del flujo de aguas abajo.

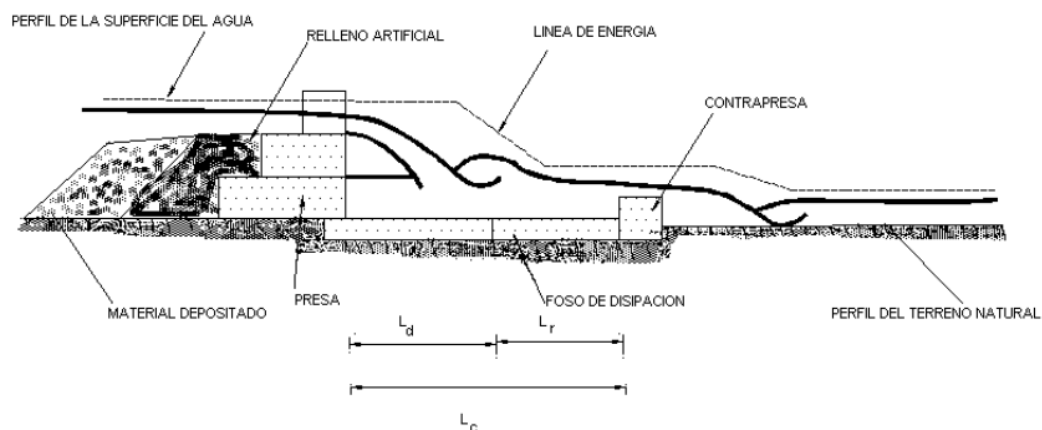


Figura No. 11 Presa de gaviones de pared vertical, con contrapeso Elevación del piso del tanque

Fuente: (LEMAC, 2014)

Como el nivel de la superficie libre del agua, en el tanque amortiguador y en el cauce natural del río o quebrada, inmediatamente después del tanque, deben ser iguales, la elevación del fondo del tanque será igual al umbral de la descarga más el tirante normal en el cauce (al no disponer de la curva de remanso de la cárcava) menos el conjugado mayor Y_2 . La altura del colchón estaría dada por:

$$P = Y_2 - Y_b$$

Dónde: P altura del colchón, en m, Y_2 conjugado mayor, en m, Y_b tirante normal o remanso del cauce, en m.

El conjugado mayor Y_2 , para el caso particular de una sección prismática rectangular se determina a partir del conjugado menor con la ecuación siguiente:

$$Y_2 / Y_1 = 1/2 \left[(1 + 8Fr_1^2)^{0.5} - 1 \right]$$

$$Fr_1 = V_1 / \sqrt{gY_1}$$

Dónde: Y_1 conjugado menor, en m, Fr_1 número de Froude, adimensional, V_1 velocidad del flujo asociada al conjugado menor, en m/s.

Para conocer el tirante Y_1 , se establece la ecuación de la energía entre la cresta vertedera de la estructura (sección de control) y el pie de la misma.

$$h_c + Y_c + V_c^2 / 2g = Y_1 + V_1^2 / 2g + \Sigma h$$

$$Y_c = [q^2 / g]^{1/3}$$

Dónde: h_c altura de la presa. Y_c tirante crítico, en m, V_c velocidad crítica, en m/s, Σh pérdida de energía que, por lo general se consideran despreciables, en m.

2.5.4.3. Criterios de Estabilidad

Las presas de gaviones pueden o no contar con un elemento impermeabilizante, constituido por un respaldo de un material compactado, que sirve para aumentar la longitud de paso de filtración de las presas. Cuando la presa no está constituida por el respaldo y los materiales que arrastre la cárcava son permeables, la presa trabaja como presa o dique filtrante; en caso contrario la presa permite almacenar agua para usos rurales múltiples.

Entre las fuerzas que de manera general actúan en la presa de gaviones, sobresalen el peso propio, la presión hidrostática, la subpresión, el empuje de sedimento o azolve, las fuerzas sísmicas, el peso del agua sobre el paramento de aguas abajo, la presión negativa entre el manto de agua y el paramento de aguas abajo, el rozamiento del agua con el paramento de descarga, el choque de olas y cuerpos flotantes, la presión del hielo, la reacción del terreno, etc. A continuación se analizarán algunas de ellas.

Presión hidrostática, aguas arriba

Se considerará la presión del agua que actúa sobre el paramento aguas arriba de la cortina. Cuando el paramento de arriba no sea vertical el empuje del agua que obra normal a ese paramento se descompone para efectos de cálculo en un empuje horizontal y en un componente vertical que viene siendo igual al peso de la cuña de agua, cuando el talud es vertical se elimina este peso.

Si la condición de estabilidad es derramando con el gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se tiene que:

$$E = 1/2 \gamma_w (2h_1 + h_2 + h_3) / 2(h_2 + h_3)$$

se debe estudiar primeramente la longitud de paso de filtración y las medidas tendientes a disminuir el valor de la subpresión.

Sí se admite una distribución hidrostática de presión sobre las paredes aguas arriba y aguas abajo, la subpresión S_w es la resultante del diagrama trapecial de presiones, con valores extremos h_3 y h_5 .

$$S_w = 1/2 \gamma_w (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_s) / 2B$$

Dónde: S_w subpresión del agua, en kg/m, γ_w peso específico del agua turbia, en kg/m³, h_1 alturas en m.

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial de la subpresión.

Presión hidrostática, aguas abajo

Para la condición de gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se obtiene que:

$$E = 1/2 \gamma_w (h_4 + h_s)$$

Dónde: E_w empuje del agua en kg/m, γ_w peso específico del agua, en kg/m³, h_1 alturas en m.

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial.

Las filtraciones en una cortina dependen fundamentalmente de la carga hidráulica que las origina y de las características físicas de los materiales por

donde el agua efectúa el recorrido de filtración. Cuando la velocidad del agua filtrada llega a ser suficiente como para lavar o arrastrar los materiales de la cimentación, se origina la tubificación, la cual produce asentamientos, disloques, etc., afectando la estabilidad de la estructura.

El volumen de filtración, se valúa a partir de la ley de Darcy

$$Q_f = kiA$$

Dónde: Q gasto de filtración por la cimentación, en m³/s, k coeficiente de permeabilidad para la cimentación, i es el gradiente hidráulico, adimensional, A área de la cimentación, en m².

Peso del agua

El peso del agua sobre el paramento aguas arriba, cuando éste es inclinado o escalonado favorece a la estabilidad de la cortina y su valor está dado por el peso de la cuña de agua, es decir, será el volumen de la cuña multiplicado por el peso específico del agua, y estará aplicado en el centro de gravedad de la figura, ver Figura No. 16. Este peso se divide en dos, uno es sobre la cresta y el otro sobre los escalones.

Peso del suelo

El valor del peso del suelo sobre los escalones P_{t1} , se calcula multiplicando el volumen de la figura por el peso específico del suelo, este último está dado por:

$$\gamma_m = \gamma_s(1 - n) + n\gamma_w$$

Dónde: γ_m peso específico del suelo saturado, en kgf/m^3 , γ_s peso específico del suelo, en kgf/m^3 , n porosidad del suelo, adimensional.

Empuje activo del terreno

El empuje activo de tierras E_t que actúa tanto, aguas arriba como aguas abajo, es:

$$E_{t1} = 1/2 \gamma_m' (h_2 + h_3)^2 K_a$$

$$E_{t2} = 1/2 \gamma_m' (h_s)^2 K_a$$

$$\gamma_m' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)\lambda$$

$$\lambda = \text{Tan}^2(45 - \varphi/2)$$

Dónde: γ_m' peso específico del suelo sumergido, en kgf/m^3 , φ ángulo de fricción interna del suelo, en grados, K_a coeficiente activo de presión de tierras.

Los empujes E_{t1} , y E_{t2} están localizados a $(h_2+h_3)/3$ y $h_s/3$, respectivamente.

Peso de los gaviones

Esta fuerza corresponde al peso propio de la estructura formada por gaviones; ella se puede dividir en dos partes, una que corresponde al peso de los gaviones

que están parcialmente sumergidos Pg_1 y la otra a los gaviones que están totalmente saturados Pg^2 , tal como se muestra en la Figura No. 12.

Debido a lo anterior, para calcular cada uno de los pesos mencionados se tiene que usar dos pesos específicos que corresponde a las condiciones mencionadas, para el primer caso el peso específico γ_{g1} se calcula con ayuda del γ_s' del tamaño de las piedras y el otro γ_{g2} con la siguiente ecuación:

$$\gamma_{g2} = \gamma_s' (1 - n) + n \gamma_w$$

Dónde: γ_s' es el peso específico del material con que se llenan los gaviones, en kgf/m^3 .

En este caso, la porosidad del material con el que se llena el gavión (n) vale aproximadamente 0,3.

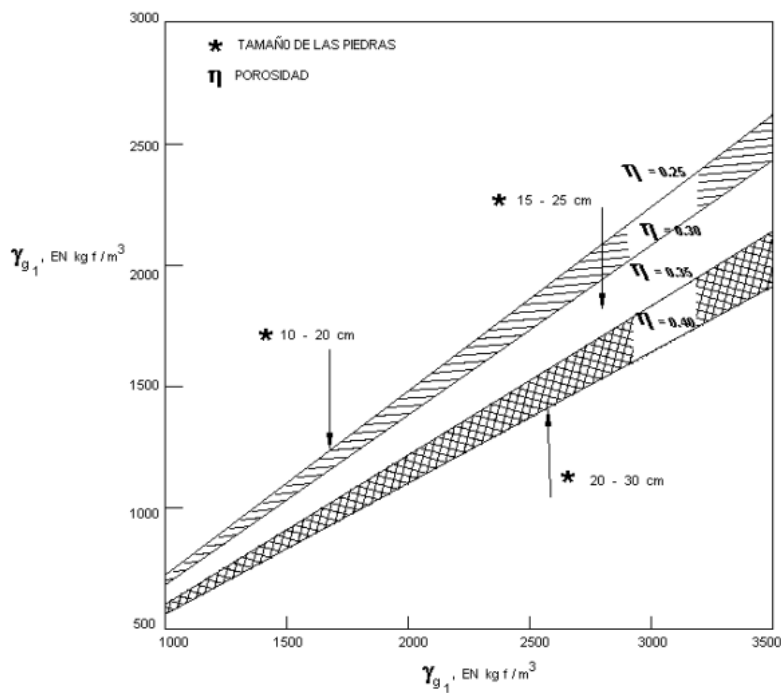


Figura No. 13 Peso específico para la condición parcialmente sumergido en función del tamaño de rocas

Fuente: (LEMAC, 2014)

En el Cuadro No. 7, se señalan los pesos específicos de los más usuales tipos de roca empleados para llenar los gaviones.

Cuadro No. 7 Peso específico roca para relleno de gaviones

Roca	γ_s' , en kgf/m^3	Roca	γ_s' , en kgf/m^3
Basalto	2 900 ~ 3 000	Andesita	2700
Granito	2 600 - 2 700	Concreto partido	2400
Caliza dura	2 500 - 2 600	Ladrillo	2000
Arenisca	2 200 - 2 300	Toba	1700
Caliza porosa	2 200		

Fuente: (LEMAC, 2014)

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1.1. Ubicación Geográfica

El ámbito de la ubicación del proyecto se encuentra en las siguientes coordenadas UTM. En la coordenada Esteentre 346000 a347400, en la coordenada Norte de 8084400a 8085700. La altitud entre los 2680 a 3160 m.s.n.m.

3.1.2. Ubicación Política

Políticamente se encuentra ubicada en:

Región Tacna

Provincia Jorge Basadre

Distrito de Ilabaya

Centro Poblado de Borogueña.

En la Figura No. 14 se presenta la ubicación correspondiente.



Figura No. 14 Ubicación del área de estudio

Fuente: (Google Maps, 2014)

3.2. GEOLOGÍA

3.2.1. Morfología

Los rasgos geomorfológicos que se observan en el sector de Borogüeña son típicos de valles interandinos con laderas empinadas moldeadas en rocas sedimentarias y volcánicas, una zona de terrazas horizontales a

subhorizontales producto de la tectónica, del desgaste del intemperismo, de la erosión fluvial y la zona conocida como cañón de erosión que constituye el desgaste producto de la avenida del río.

En la zona del proyecto se ha observado siete unidades morfológicas, subdivididas de acuerdo a sus características particulares:

- Laderas de Cadenas Montañosas

Son laderas de carácter destructivo producidas a partir de procesos erosivos a los que han estado sujetas las formaciones Cretácicas y Terciarias como el Hualhuani, Toquepala y Huaylillas, produciendo caída de material y originando la formación de laderas empinadas.

- Laderas

Este segundo tipo de laderas son más jóvenes en relación a las anteriores, se han formado por efecto de acción conjunta de la geodinámica externa e interna reciente.

- Zonas de Deslizamientos

Son laderas formadas por material deslizado de los movimientos en masa que han tenido lugar por efecto combinado de la geodinámica interna y externa.

- Colinas

Se han originado por la deposición de un flujo de lodo de composición volcánica, es una unidad morfológica con amplitudes menores a 100 metros y con pendientes menores a 15%.

- Morros

Moldeado en rocas sedimentarias e intrusivas, presenta disyunción columnar con crestas angulosas propias de la erosión ocasionada en material sedimentario e intrusivo.

- Terrazas

Se han formado como parte del proceso de la evolución del valle, las distintas crecidas de los ríos ocasionadas por las crisis climáticas ocurridas durante el Pleistoceno dieron como resultado la generación de terrazas. En la zona se han formado también terrazas debido a la actividad tectónica como la terraza donde se encuentra ubicada la zona de riego.

3.2.2. Unidades Litológicas

En la zona de estudio se observaron las siguientes unidades litológicas, las que se describen e identifican a continuación.

- Formación Toquepala (KsP-to)

Se encuentra constituida por una secuencia Volcano-sedimentaria conformada por areniscas arcillosas de color marrón rojiza así como andesitas porfiríticas y brechas volcánicas y derrames andesíticos y dacíticos. Esta secuencia volcano-

sedimentaria se encuentra alterada por la acción de la intrusión de cuerpos plutónicos y la acción climática (clima desértico) que origina los suelos que cubren gran parte de los flancos de los cerros.

- Formación Huaylillas (Nm-hu)

Estas afloran en las partes altas del poblado de Borogueña en el cerro del mismo nombre y Cotañane y se han depositado en discordancia angular sobre las tobas vitrolíticas, se encuentra muy fracturada y presenta disyunción columnar mucho de sus bloques y cantos rodados han caído pendiente abajo.

- Rocas Intrusivas

Regionalmente se han ubicado afloramientos de rocas plutónicas de composición ácida a intermedia como granodioritas, granitos, dioritas, monzonitas, cuarzodioritas, sienitas, etc. en forma de stocks, apófisis, localitos, etc. que pertenecen al batolito Andino los que han intruido, alterado y levantado a la Formación Hualhuani y al grupo Toquepala.



Fotografía No. 1 Instrucción de las Areniscas de la formación Toquepala en la Cárcava Llustacahua.

Luego de la intrusión y consolidación de las grandes masas de rocas ácidas o intermedias, en la cámara magmática quedaron líquidos residuales que conjuntamente con grandes volúmenes de vapor de agua y soluciones sulfuradas fueron inyectadas a gran presión en las rocas circundantes produciendo el reemplazamiento de las rocas originales y dando lugar a nuevas rocas principalmente ácidas a intermedias con presencia de sulfuros, sílice libre (cuarzo), como son rocas riolíticas, dacitas, andesitas. En nuestra zona de estudio se observa las rocas de la formación Toquepala alteradas “cocinadas” con color café amarillento, verdoso, debido a la acción de estos líquidos residuales.

- Depósitos de Cuaternario

Durante el Cuaternario se sucedieron las crisis climáticas que ocasionaron una intensa actividad geodinámica en la zona, disminuyendo ostensiblemente durante el Holoceno. Como producto de esta actividad geodinámica se formaron los siguientes depósitos:

- Depósito de deslizamiento (Qpl-des)

Se encuentra constituido por bloques subangulosos y cantos rodados de diferente naturaleza litológica envueltos en una matriz areno limosa y arcillosa.

- Depósitos de Flujos de Barro (Qh-fb)

Son depósitos originados a expensas de la alteración de las rocas sedimentarias de la formación Huaylillas y las rocas volcánicas del Grupo Toquepala, estas bajan principalmente por las cárcavas.



Fotografía No. 2 Flujos de Barro en la zona alta de la Cárcava Huancarani

- Depósitos Coluviales - Deluviales (Qh-dl/col)

Se encuentran constituidos por bloques, cantos subangulosos y gravas con arenas estos son arrastrados por la acción de las aguas de lluvia. Están depositados en los flancos del cerro que circunda el pueblo de Borogueña.



Fotografía No. 3 Depósitos Coluviales – Deluviales en la Cárcava Altamisa

- Deposito Aluvial

Se encuentra ubicada en las terrazas del río Borogueña, litológicamente está constituido por cantos rodados, gravas con arenas y la presencia de algunos bloques.

- Deposito Fluvial

Se encuentra ubicado en el cauce actual del río Borogueña y están constituidos por bloques, cantos rodados sub redondeados, gravas y arena.

3.2.3. Geodinámica

Los procesos internos y externos que modifican la estructura superficial terrestre son estudiados por la geodinámica. Las condiciones fisiográficas muy complejas y una geología compleja que muestra el territorio peruano producidas por los procesos de geodinámica externa e interna a lo largo de su histórica geológica son de carácter cíclico.

(a) Geodinámica en la zona

Los procesos que afectan a la zona de proyecto son:

- Geodinámica interna

Nuestra zona de estudio se encuentra ubicada en el Cinturón de Fuego del Pacífico, la cual es una región de alta actividad sísmica producto de la subducción de la placas Continental y de Nazca. El terremoto del 23 de Junio del 2,001 ocasionó daños como rajaduras en casas de adobe de construcción rústica

- Geodinámica Externa

En nuestra zona de estudio los fenómenos de geodinámica externa han participado y participan en el modelado de la superficie terrestre como resultado de la interacción de agentes geodinámicos como el agua, el sol, la gravedad, el viento y los organismos vivos y que ocurren bajo diferentes modalidades o mecanismos dependiendo además de los factores geodinámicos como son

factor litológico, estratigráfico, tectónico, topográfico, climatológico, hidrológico y antrópicos, son los siguientes fenómenos de flujo hídrico.

Erosión Fluvial

Producida por el río Borogueña y las cárcavas principales, que muestran fluctuaciones en su caudal a lo largo del año debido al régimen temporario de las precipitaciones. El río Borogueña origina erosión en los flancos de su cauce principalmente en la margen derecha donde se observan grietas que se han formado en los depósitos aluviales y en los derrumbes antiguos.

Erosión por Escorrentía o Arroyada Difusa

Se evidencia por la formación de surcos en las laderas que son producidas por las precipitaciones pluviales y escurrimientos superficiales, donde actúan los componentes horizontales y verticales de la fuerza erosiva de la corriente, según la pendiente del terreno y que actúan principalmente en los suelos sin cobertura vegetal y en las rocas extremadamente fracturadas.

Flujos de Barro (DebrisFlow)

Son avenidas intempestivas de agua turbia, turbulenta o flujos rápidos de barro, cargada de sólidos de diferentes tamaños de roca, provocados por saturación del suelo que corrieron por las cárcavas incidentes al pueblo de Borogueña (ver siguiente fotografía).



Fotografía No. 4 Flujo de Barro conformado por cantos rodados en una matriz areno arcilloso y limosa suelta en la cárcava San Bartolomé.

Fuente: (Elaboración propia, 2014)

Proceso de Deposición

Los procesos de deposición datan del Cretáceo Inferior (Formación Hualhuani), durante el Cretáceo Superior y Terciario. El vulcanismo provocó la deposición de materiales sobre la superficie terrestre (Grupo Toquepala, Formación Huaylillas, etc.). El río Borogueña deposita materiales en bancos, los depósitos coluviales constituyen otro tipo de deposición mecánica, son materiales heterogéneos transportados y acumulados por la acción de la gravedad al pie de los taludes, escarpas y laderas.

(b) Geodinámica externa actual

En la actualidad la actividad geodinámica externa activa se produce principalmente en las cárcavas incidentes al poblado de Borogueña, estos son del tipo de fenómenos de flujos hídricos, y se ubican en las siguientes cárcavas:

- Cárcava N° 01: Huancarani

La morfología de la cárcava Huancarani es de forma alargada y de pendiente alta (extrema). Geológicamente se encuentra constituida por brechas volcánicas y roca intrusiva, el estribo izquierdo se encuentra conformado por roca alterada erosionable, ello se observa en la carretera a Borogueña. La parte alta se encuentra constituida por depósitos coluvio-deluviales conformado por arenas con limos con un buen porcentaje de grava gruesa subangulosas y un bajo porcentaje de cantos angulosos, es un depósito suelto.

Las características determinantes de la escorrentía superficial son:

La pendiente del cauce principal es compuesta, en la parte alta es de 40%, en la parte media 30% y en la desembocadura 60%, a este último tramo se le califica como de pendiente extrema, que por su área no puede ser mapeado en el plano de pendientes.

La cuenca predominantemente está constituida por roca prácticamente impermeable y en menor porcentaje en suelo de baja permeabilidad y poca potencia.

Sin una cobertura eficaz ya que es dispersa tal como se observa en la foto adjunta. El sistema de escurrimiento está bien definido.

Geodinámica externa, la cuenca en los años húmedos concentra en el cauce principal flujos de lodos que al discurrir aguas abajo interrumpe la carretera a Borogueña y puede destruir una vivienda. Así mismo, aguas abajo destruirá un tramo de canal y un sector de áreas de cultivo.



Fotografía No. 5 Depósitos de Coluviales – Deluviales que es el material arrastrado aguas abajo por la escorrentía en la parte alta de la cárcava Huancarani.

Fuente: (Elaboración propia, 2014)

- Cárcava N° 02: Llustacahua

La morfología de la cárcava Llustacahua, es de forma alargada y de pendiente alta (extrema).

Geológicamente se encuentra constituida por brechas volcánicas y areniscas silicificadas, la parte baja y media de la cuenca se encuentra constituida por roca alterada erosionable, las formaciones geológicas han sido intruidas, levantadas,

fracturadas y alteradas por cuerpos plutónicos. La parte alta se encuentra constituida por depósitos coluvio- deluviales de poca potencia y está conformada por arenas con limos con un buen porcentaje de grava gruesa subangulosas y un bajo porcentaje de cantos angulosos, es un depósito suelto (ver foto adjunta), en el cauce se observa depósitos de flujos de lodos sueltos.

Las características determinantes de la escorrentía superficial son:

La pendiente del cauce principal es compuesta, en la parte alta es de 50% y en la desembocadura 40%, se le califica como de pendiente extrema. La cuenca predominantemente está constituida por roca prácticamente impermeable en 30% y un porcentaje mayor de suelo de baja permeabilidad y potencia media (1,5 m a 2,0 m).

Sin una cobertura eficaz ya que es dispersa tal como se observa en la siguiente fotografía. El sistema de escurrimiento está bien definido.

Geodinámica externa, la cuenca en los años húmedos concentra en el cauce principal flujos de lodos que al discurrir aguas abajo interrumpe la carretera a Borogueña, un tramo de canal y un sector de áreas de cultivo.



Fotografía No. 6 Depósitos Coluvio – Deluviales arrastrados por la escorrentía superficial en la parte alta de la cárcava Llustacahua.

Fuente: (Elaboración propia, 2014)

- Cárcava N° 03: Alta Misa

La morfología de la cárcava Alta Misa, es de forma alargada y de pendiente alta (extrema). Geológicamente se encuentra constituida principalmente por depósitos coluvio-deluviales de buena potencia (más de 2 m) y está conformada por arenas con limos y arcillas con un buen porcentaje de grava gruesa subangulosas y un bajo porcentaje de cantos angulosos, es un depósito suelto, en el cauce se observa depósitos de flujos de lodos sueltos.

Las características determinantes de la escorrentía superficial son:

La pendiente del cauce principal es compuesta, en la parte alta es de 65% y en la desembocadura 40%, se le califica como de pendiente extrema. La cuenca

predominantemente está constituida por un porcentaje mayor de suelo de baja permeabilidad y potencia alta (mayor a 2 m).

Sin una cobertura eficaz ya que es dispersa tal como se observa en la siguiente foto. El sistema de escurrimiento está bien definido.

Geodinámica externa, la cuenca en los años húmedos concentra en el cauce principal flujos de lodos que al discurrir aguas abajo puede destruir las viviendas que se encuentren dentro de su radio de influencia, interrumpe la carretera a Borogueña, un tramo de canal y un sector de las áreas de cultivo.



Fotografía No. 7 Depósitos Coluvio – Deluviales y flujos de barro en la desembocadura de la cárcava Alta Misa.

Fuente: (Elaboración propia, 2014)

- Cárcava N° 04: Uyara

La morfología de la cárcava Uyara, es de forma alargada y de pendiente media.

Geológicamente se encuentra constituida principalmente por depósitos coluvio-deluviales de buena potencia (más de 2 m), conformado por arenas con limos y arcillas con un buen porcentaje de grava gruesa subangulosas y un bajo porcentaje de cantos angulosos, es un depósito suelto, en el cauce se observa depósitos de flujos de lodos sueltos.

Las características determinantes de la esorrentía superficial son:

La pendiente del cauce principal es compuesta, en la parte alta es de 40% y en la desembocadura 35%, se le califica como de pendiente extrema. La cuenca predominantemente está constituida por un porcentaje mayor de suelo de baja permeabilidad y potencia alta (mayor a 2 m).

Sin una cobertura eficaz ya que es dispersa. El sistema de escurrimiento está bien definido.

Geodinámica externa, la cuenca en los años húmedos concentra en el cauce principal flujos de lodos que al discurrir aguas abajo puede destruir las viviendas que se encuentren dentro de su radio de influencia, interrumpe la carretera a Borogueña, un tramo de canal y un sector de las áreas de cultivo.

- Cárcava N° 05: San Bartolomé

La morfología de la cárcava San Bartolomé, es de forma ancha y alargada en la desembocadura. La cárcava es de pendiente media.

Geológicamente se encuentra constituida en la parte alta por tobas soldadas pertenecientes a la formación Huaylillas y depósitos de Coluviales conformado por bloques y cantos rodados, que pueden ser utilizados para la conformación de diques transversales. La cuenca media está constituida en parte por andesitas y areniscas de la formación Toquepala muy fracturadas y ligeramente alterada, otro sector de la cuenca media está constituida por depósitos coluvio-deluviales de buena potencia (más de 2 m), conformado por arenas con limos y arcillas con un buen porcentaje de grava gruesa subangulosas y un 15% de cantos angulosos y 5% de bloques, es un depósito suelto, en el cauce se observa depósitos de flujos de lodos sueltos. En la desembocadura predominan los coluvio-deluviales y en el cauce flujos de barro.

Las características determinantes de la escorrentía superficial son:

La pendiente del cauce principal es compuesta, en la parte alta es de 60% y en la desembocadura 40%, se le califica como de pendiente extrema.

Geodinámica externa, la cuenca en los años húmedos concentra en el cauce principal flujos de lodos que al discurrir aguas abajo puede destruir las viviendas que se encuentren dentro de su radio de influencia, interrumpe la carretera a Borogueña, un tramo de canal y un sector de las áreas de cultivo.



Fotografía No. 8 Depósitos Coluvio – Deluviales en los flancos y flujos de barro en la parte alta de la cárcava San Bartolomé.

Fuente: (Elaboración propia, 2014)



Fotografía No. 9 Parte baja de la cárcava San Bartolomé en cuyo cauce se han construido viviendas y losa deportiva.

Fuente: (Elaboración propia, 2014)

- Cárcava N° 06: Limache

La morfología de la cárcava Limache, es de forma alargada. La cárcava es de pendiente media.

Geológicamente se encuentra constituida en la parte alta por areniscas pertenecientes a la formación Toquepala y otro sector de la cuenca media está constituida por depósitos coluvio-deluviales de buena potencia (más de 2 m), conformado por arenas con limos y arcillas con un buen porcentaje de grava gruesa subangulosas, es un depósito suelto, en el cauce se observa depósitos de flujos de lodos sueltos.

Las características determinantes de la escorrentía superficial son:

La pendiente del cauce principal es compuesta, en la parte alta es de 60% y en la desembocadura 40%, se le califica como de pendiente extrema.

La cuenca predominantemente está constituida por un porcentaje mayor de suelo de baja permeabilidad y potencia alta (mayor a 2 m).

Sin una cobertura eficaz ya que es dispersa. El sistema de escurrimiento está bien definido.

Geodinámica externa, la cuenca en los años húmedos concentra en el cauce principal flujos de lodos que al discurrir aguas abajo puede destruir las viviendas que se encuentre dentro de su radio de influencia, interrumpe la carretera a Borogueña, tramo de canal encima y un sector de las áreas de cultivo.



Fotografía No. 10 Depósitos Coluvio – Deluviales y además se observa un pequeño dique de desvío de cauce en la cárcava Limache.

Fuente: (Elaboración propia, 2014)

- Cárcava N° 07: Tampuni

La morfología de la cárcava Tampuni, es de forma ancha en la parte alta y alargada en la desembocadura. La cárcava es de pendiente media a alta.

Geológicamente se encuentra constituida en la parte alta por tobas soldadas de la formación Huaylillas y depósito de coluvio-deluviales. En la parte media y en desembocadura en el pueblo de Borogueña afloran andesitas intruidas y alteradas pertenecientes a la formación Toquepala y un pequeño sector de la parte media de la cuenca está constituida por depósitos coluvio-deluviales de buena potencia (más de 2 m), y que está conformado por arenas con limos y arcillas con un buen porcentaje de grava gruesa subangulosas, es un depósito suelto, en el cauce se observa depósitos de flujos de lodos sueltos.

Las características determinantes de la esorrentía superficial son:

La pendiente del cauce principal es compuesta, en la parte alta es de 60% y en la desembocadura 40%, se le califica como pendiente extrema.

La cuenca predominantemente está constituida por un porcentaje mayor de suelo de baja permeabilidad y potencia alta (mayor a 2 m).

Geodinámica externa, la cuenca en los años húmedos concentra en el cauce principal flujos de lodos que al discurrir aguas abajo puede destruir un tramo de canal encima y adentro.

3.3. Hidrología

3.3.1. Información Hidrometeorológica

La red de estaciones meteorológicas del área del proyecto solamente tiene el carácter de Pluviométricas, por cuanto el parámetro a usar para el cálculo de caudal de máxima avenida no se registra. La estación Toquepalaque tiene las características deseadas y es la más próxima que se tiene registros continuos de precipitación máxima en 24 h, los mismos que se muestran en el Cuadro No. 8.

Cuadro No. 8 Precipitación Máxima de 24 horas

AÑO	PP MAX	AÑO	PP MAX	AÑO	PP MAX	AÑO	PP MAX
1965	20,50	1976	20,00	1987	19,50	1998	9,90
1966	2,70	1977	17,50	1988	5,10	1999	23,80
1967	13,00	1978	36,70	1989	5,10	2000	10,60
1968	16,40	1979	7,00	1990	22,50	2001	14,20
1969	20,00	1980	1,20	1991	7,00	2002	15,40
1970	6,50	1981	7,80	1992	6,70	2003	7,60
1971	11,70	1982	18,50	1993	10,00	2004	9,60
1972	14,00	1983	16,00	1994	14,50	2005	7,50
1973	11,00	1984	12,30	1995	20,90	2006	9,60
1974	15,00	1985	32,00	1996	6,80	2007	10,30
1975	11,00	1986	5,00	1997	28,50		

Fuente: (Estudio Hidrológico ALA Locumba Sama , 2013)

Los registros de precipitación máxima en 24 horas en la estación Toquepala, abarca desde 1964 hasta 2007, periodo utilizado para el análisis estadístico.

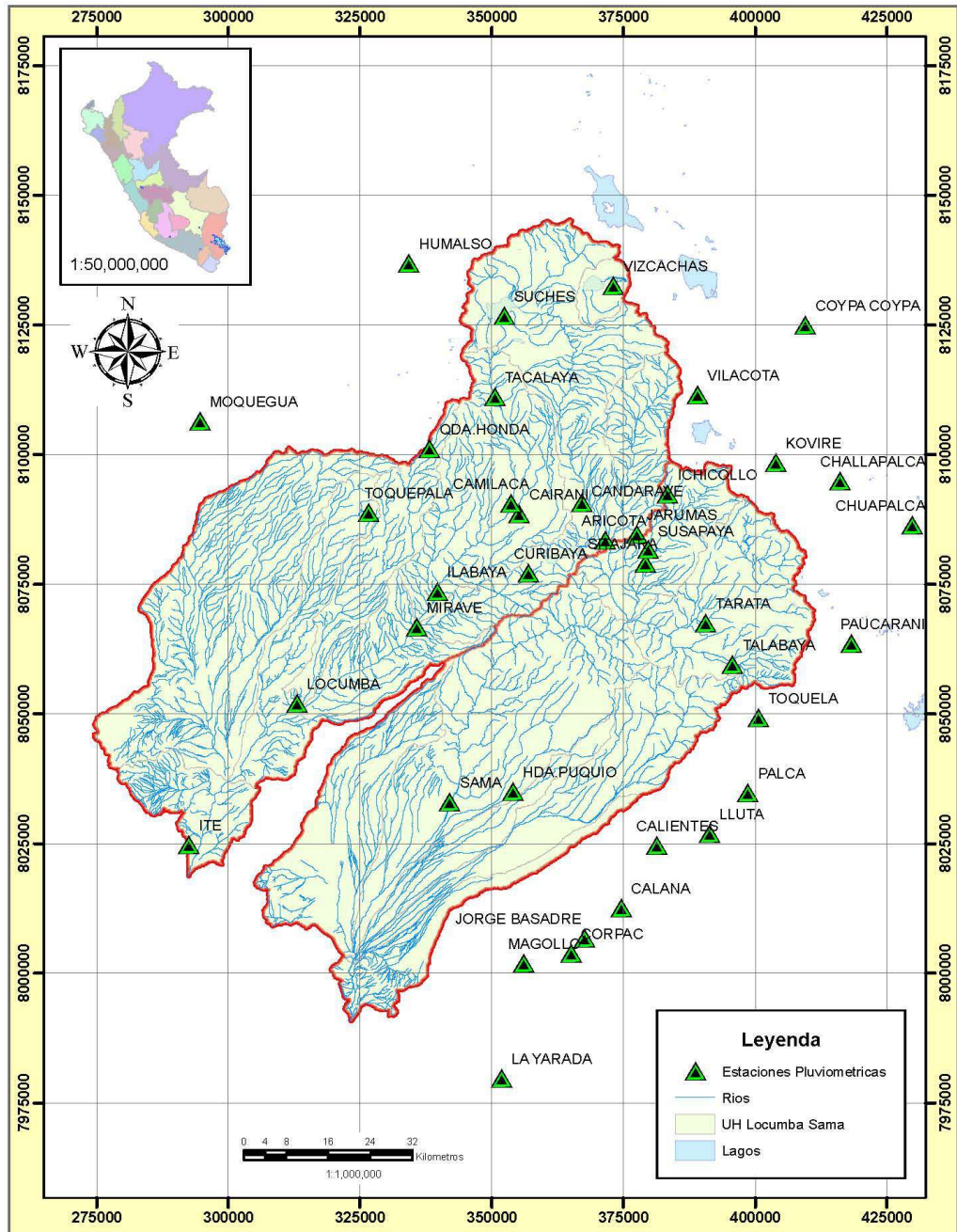


Figura No. 15 Ubicación de estaciones hidrometeorológicas

Fuente: (SENAMHI TACNA, 2011)

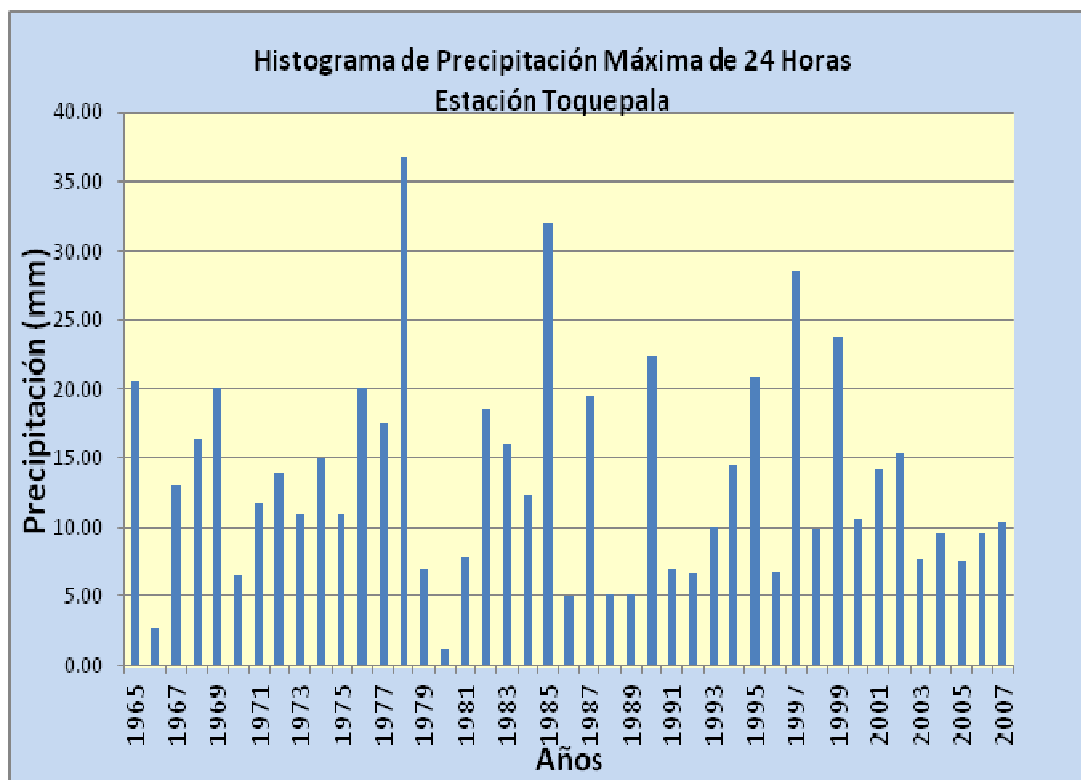


Figura No. 16 Histograma de PP max de 24 horas – Estación Toquepala

Fuente: (Southern Copper Corporation , 2011)

3.3.2. Información de las Subcuencas

Las subcuencas identificadas en la zona del estudio son 7, las mismas que se presentan en la Figura No. 17. Haciendo uso de los programas como el Autocad, AutoCadLand y ArcGis, se obtuvo las características geomorfológicas de las cuencas identificadas, las mismas que se muestran en el Cuadro No. 9.

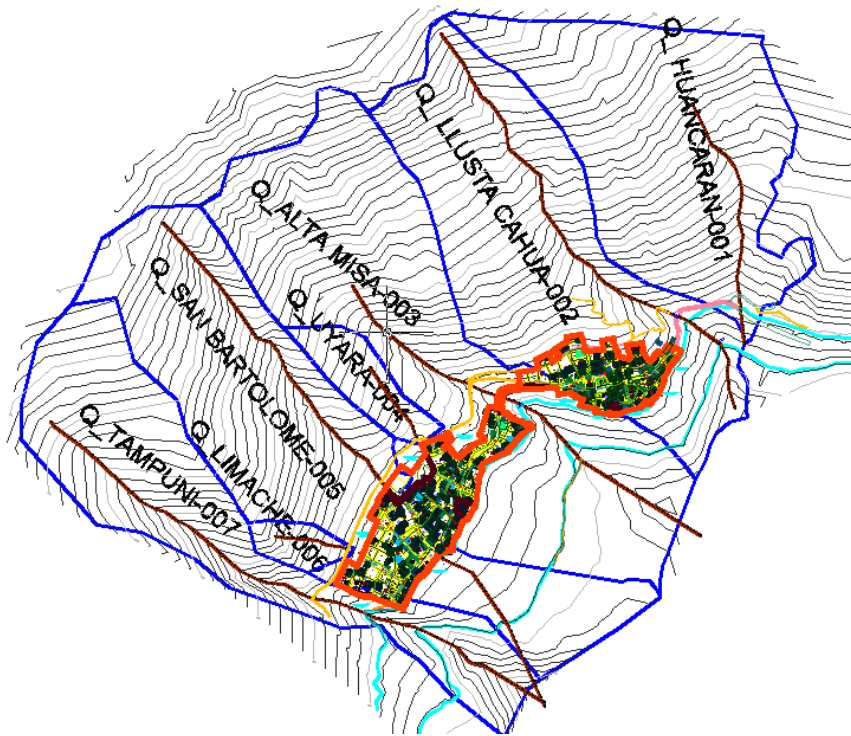


Figura No. 17 Subcuencas en la zona de estudio

Fuente: (Elaboración propia)

Cuadro No. 9 Información de las subcuencas

N°	Quebrada	L(m)	S	A (ha)	Cota Mayor	Cota menor	Altura
1	Huancarani	356,321	46,29	16,392	2965,00	2769,00	196,00
2	Llustacahua	641,800	48,69	15,484	3125,00	2720,00	405,00
3	Alta Misa	259,076	32,41	13,275	2955,00	2714,00	241,00
4	Uyara	140,648	46,20	1,963	2902,92	2838,00	64,92
5	San Bartolome	568,872	37,29	13,779	3128,42	2740,00	388,42
6	Limache	120,169	70,73	0,953	2920,00	2835,00	85,00
7	Tampuni	531,515	40,41	10,235	3062,13	2674,00	388,13

Fuente: (Elaboración propia)

3.3.3. Análisis Estadístico

Para la estimación de precipitación extrema se ha efectuado un análisis de frecuencia de eventos hidrológicos máximos, aplicable a caudales de avenida y precipitación máxima. No contando con registros de aforo en el área del proyecto se ha considerado el siguiente procedimiento: (a) Uso de registros de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones ubicadas en el ámbito del proyecto. (b) Procesamiento de las distribuciones de frecuencia más usuales y obtención de la distribución de mejor ajuste a los registros históricos, para la estación de Toquepala. (c) Análisis estadístico de precipitaciones máximas para períodos de retorno de 2,5, 10, 20, 25, 50, 100, 300 y 500 años. (d) Aplicación del modelo precipitación - escorrentía, para la generación de caudales, mediante la aplicación de los modelos comúnmente utilizados en hidrología. En este caso se usó modelo HEC-HMS.

Se realizó el análisis de las distribuciones estadísticas teóricas; cuyos resultados son los mostrados en Cuadro No. 10.

Cuadro No. 10 Análisis comparativo de distribuciones de PP max. en 24 horas

T (años)	Distribución Normal	Log. Normal	Gumbel	Log Pearson Tipo III
2	14,24	11,68	12,76	11,30
5	21,81	20,70	20,71	20,45
10	25,77	27,92	25,97	28,43
15	27,74	32,41	28,94	33,69
20	29,04	35,74	31,02	37,72
25	29,99	38,41	32,61	41,03
50	32,72	47,18	37,56	52,43
75	34,19	52,70	40,44	59,97
100	35,17	56,79	42,49	65,74
150	36,49	62,81	45,30	74,54
200	37,42	67,28	47,36	81,26
300	38,68	73,86	50,27	91,49
400	39,49	78,72	52,22	99,31
500	40,14	82,62	53,79	105,72
1000	42,04	95,41	58,65	127,67

Fuente: (Elaboración propia)

Una vez realizadas las pruebas de bondad de ajuste, se puede establecer que los datos analizados se ajustan mejor a una distribución teórica tipo GUMBEL.

Con los registros de precipitación máxima en 24 horas, resultantes del análisis anterior, se procedió a evaluar los niveles de precipitación extrema probable en cada estación, para períodos de ocurrencia media de 2, 5, 10, 20,25, 50, 100, 300 y 500 años en cada caso.

3.3.4. Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración (T_c) de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario que demora una partícula en llegar desde el punto 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, entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración T_c .

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría de la planta de la cuenca, de su pendiente, del área, de las características del suelo, de la cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área. Para su determinación se utilizó las conocidas fórmulas planteadas por Kirpich, Hathaway, Bransby - Williams y US Corps. Of Engineers. Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro No. 11.

Cuadro No. 11 Resultados de cálculo de tiempos de concentración

Subcuenca	T_c	Soil Conservation Service	U.S Corps of Engineers	Metodo de Giandotty	Tempez	Kirpich	Hathaway	Bransby - Williams
Huancarani	(min)	9,120	16,320	12,100	10,78	16,14	10,200	8,560
	(hr)	0,152	0,272	0,2017	0,179	0,269	0,170	0,142
LlustaCahuá	(min)	66,940	30,660	11,170	17,91	26,74	13,200	16,510
	(hr)	1,116	0,511	0,186	0,298	0,445	0,220	0,275
Alta Misa	(min)	71,270	41,100	15,030	17,74	28,64	13,800	15,550
	(hr)	1,188	0,685	0,250	0,295	0,477	0,230	0,259
Uyara	(min)	0,340	5,460	18,480	4,680	6,930	6,000	2,810
	(hr)	0,006	0,091	0,308	0,078	0,115	0,100	0,046
San Bartomole	(min)	171,94	50,220	12,820	22,37	35,26	16,200	21,670
	(hr)	2,866	0,837	0,213	0,372	0,587	0,270	0,361

Limache	(min)	0,140	3.060	11,540	3,840	5,230	4,800	2,380
	(hr)	0,002	0,051	0,192	0,064	0,087	0,080	0,039
Tampuni	(min)	125,11	42,840	11,150	20,74	32,17	15,000	20,480
	(hr)	2,085	0,714	0,185	0,345	0,536	0,250	0,341

Fuente: (Elaboración propia)

3.3.5. Intensidad de Lluvia

La estación de lluvia ubicada en la zona, no cuenta con registros pluviográficos que permitan obtener directamente las intensidades máximas. Para poder estimarlas se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Existen varios modelos para estimar la intensidad a partir de la precipitación máxima en 24 horas. En el presente trabajo se optó por emplear el modelo matemático del U.S SoilConservation para la intensidad de lluvia y está dada por la siguiente expresión:

$$I(mm/h) = \frac{0.451733 * P_{m\acute{a}x}}{T_c^{0.4998}}$$

Dada las condiciones de área de estudio, consideramos que es aplicable el modelo en mención, y sus resultados se muestran en el Cuadro No. 12.

Cuadro No. 12 Intensidad máxima (mm/h) modelo US Soil Conservation

T	Huancarani	Llustacahua	Alta Misa	Uyara	San Bartolomé	Limache	Tampuni
50	32,64	25,39	24,54	49,82	22,12	57,35	23,16
100	36,96	28,73	27,76	56,36	25,03	64,88	26,20

Fuente: (Elaboración propia)

CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. DATOS REQUERIDOS POR EL MODELO

4.1.1. Información de las sub cuencas

La información cartográfica usada en la elaboración del modelo, se trata de subcuencas que cruzan la carretera de acceso al poblado de Borogueña. Las quebradas en cuestión son las que se muestran en la Figura No. 18.

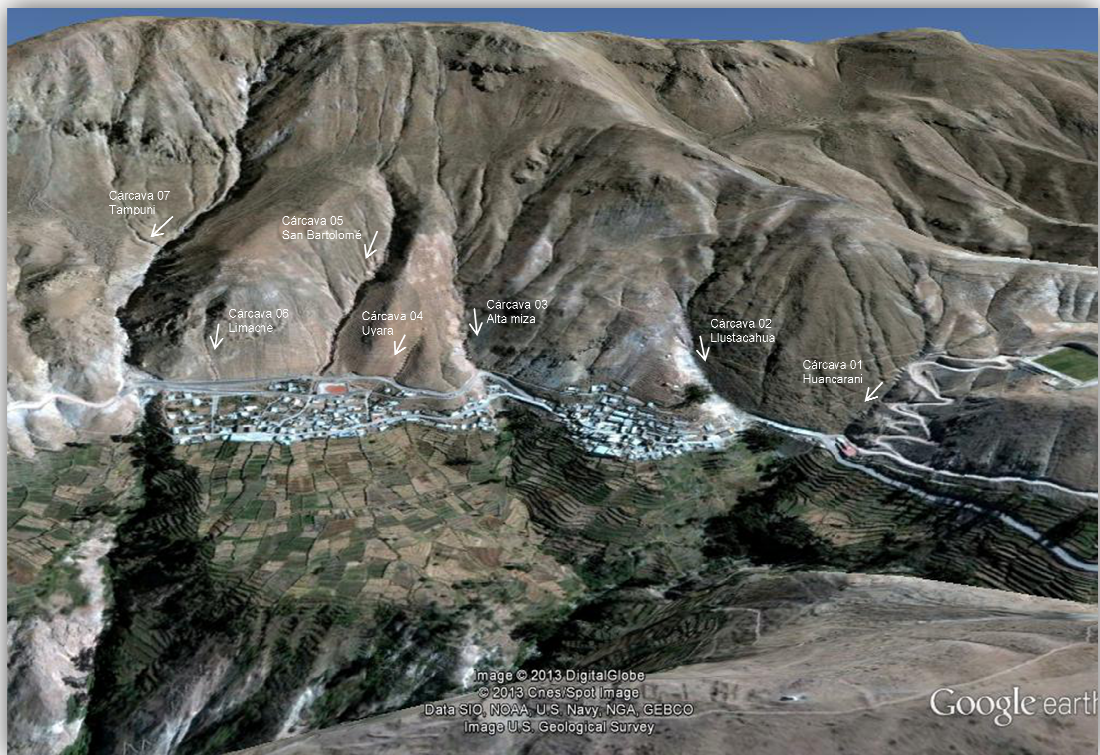


Figura No. 18 Quebradas consideradas en la zona de estudio
Fuente: (Google earth, 2013)

La información detallada de estas subcuencas y que sirve de base para el modelo hidrológico precipitación escorrentía se presenta en el Cuadro No. 13. Es preciso indicar que las subcuencas o quebradas en cuestión presentan un área pequeña y cumplen con el requisito de aplicabilidad de los métodos precipitación escorrentía.

Cuadro No. 13 Parámetros físicos de las quebradas

N°	Quebrada	L (m)	S (%)	Área (ha)	Cota mayor (msnm)	Cota menor (msnm)	Altura (m)
1	Huancarani	356,321	46,290	16,392	2965,000	2769,000	196,000
2	Llusta Cahua	641,800	48,690	15,484	3125,000	2720,000	405,000
3	Alta Misa	259,076	32,410	13,275	2955,000	2714,000	241,000
4	Uyara	140,648	46,200	1,963	2902,920	2838,000	64,920
5	San Bartolomé	568,872	37,290	13,779	3128,420	2740,000	388,420
6	Limache	120,169	70,730	0,953	2920,000	2835,000	85,000
7	Tampuni	531,515	40,310	10,235	3062,130	2674,000	388,130

Fuente: (Elaboración propia)

4.1.2. Información Hidrometeorológica

Luego de la recolección de la información hidrometeorológica, como se indicó en el capítulo anterior, se procedió al tratamiento estadístico de la misma, de lo cual se puede asegurar que la data utilizada cumple con los requerimientos de consistencia u homogeneidad. Dicha afirmación es posible gracias a los resultados obtenidos habiendo utilizado pruebas estadísticas como comprobación.

La precipitación es un punto de vital importancia, en tal sentido, se determinó la Intensidad máxima (mm/h) usando el modelo US Soil Conservation, para diferentes períodos de retorno en años. Como se observa en el Cuadro No. 12, asimismo dicha información ha sido utilizada para generar los hietogramas de diseño, que son fundamentales para la construcción del modelo hidrológico precipitación esorrentía.

En tal sentido, haciendo un trabajo de comparación con zonas de estudio vecinas y por similitud en las magnitudes y características físicas de las zonas comparadas, podemos adoptar las curvas IDF que se muestran en la Figura No. 19. La metodología empleada en el estudio corresponde a lo estándar que se usa en estudios hidrológicos de esta naturaleza, asimismo, debemos acotar algunos comentarios que detallamos a continuación:

(a) La precipitación en las cuencas de la costa Sur del Perú, presentan una alta variabilidad espacial con precipitaciones escasas y/o nulas en las zonas bajas, llegando a incrementar en la cuenca media de los 100 mm/año hasta los 500 mm/año y en las zonas altas desde los 600 mm/año llegando a los 900 mm/año. Esta variabilidad está ligada a la influencia de la Cordillera de los Andes, siendo sus precipitaciones de origen orográfico, es decir, que dependen del relieve y la altitud.

(b) En cuanto al comportamiento de las tormentas en la zona de estudio, en los años anteriores se tenía la concepción que la duración de dichos eventos típicos fluctuaba entre las 4 y 6 horas. Ante los últimos eventos ocurridos en la

zona de estudio y en la región aledaña, se puede notar que dichos eventos son más concentrados y menos distribuidos en el tiempo, por tanto, se decidió tomar como duración periodos de tiempo menores, en gran medida darían una garantía o seguridad en la determinación de la intensidad máxima de diseño, lo que conlleva a estimar con mayor seguridad el caudal de diseño.

Las curvas I-D-F generadas en el estudio son las que se muestran a continuación en diferente escala de presentación, que se considera la más apropiada o la que mejor describe el comportamiento pluviométrico de la zona en estudio. Ver Figura No. 19.

En función a las curvas I-D-F, y tomando en cuenta que el periodo de retorno de 50 años, una forma de conocer la evolución de una tormenta al interior de la duración estimada es establecer el hietograma de diseño, el cual se ha obtenido a partir de las curvas IDF generadas en el estudio.

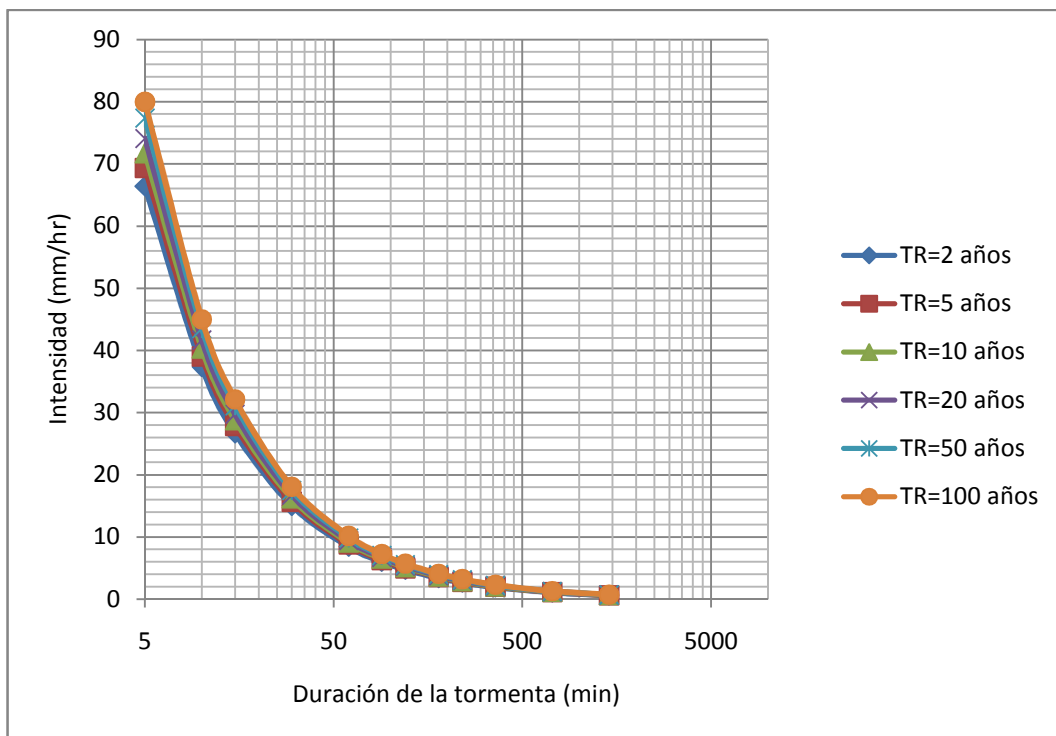


Figura No. 19 Curvas IDF representativas

Fuente: (Southern Copper Corporation , 2011)

El método empleado para generar el hietograma de diseño ha sido el método de bloques alternos (alternating block method, Chow et.al. 1994).

El resultado de la aplicación del método propuesto por Chow en 1994 es el que se muestra a continuación de las Figuras No. 20 a la 26.

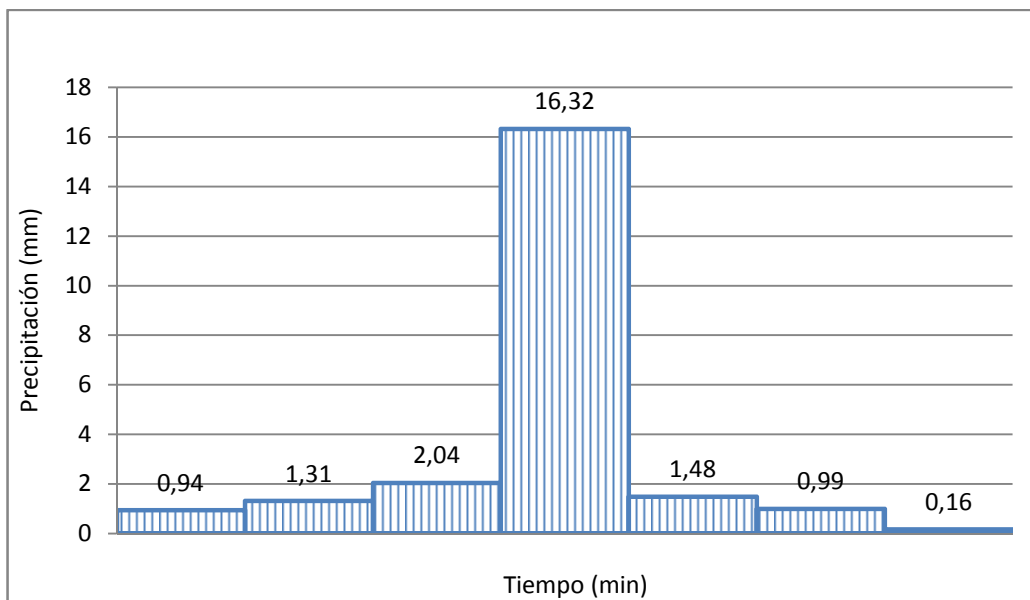


Figura No. 20 Hietograma subcuena Huancarani

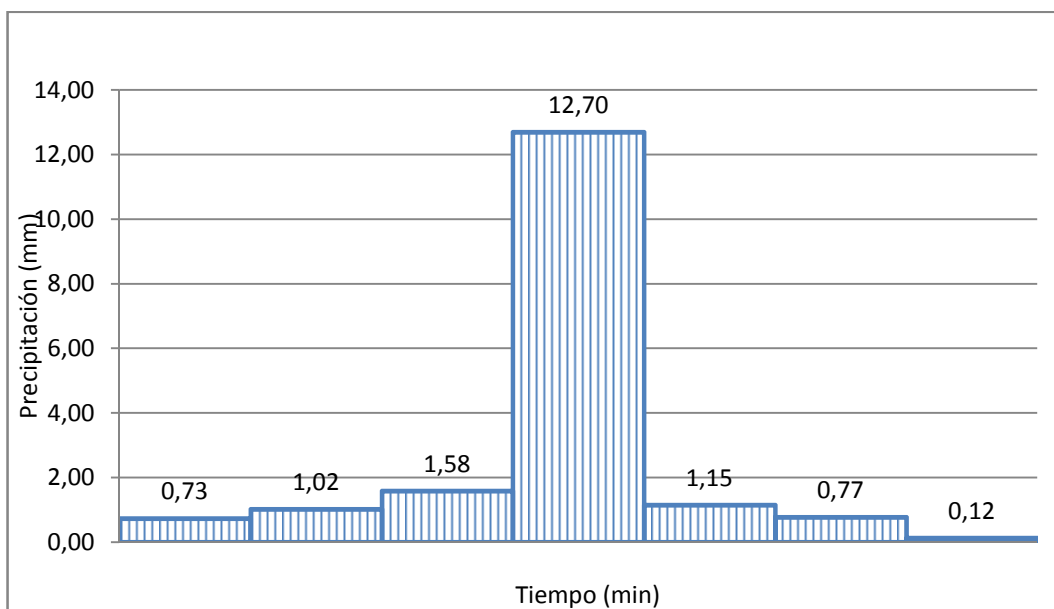


Figura No. 21 Hietograma subcuena Llustacahua

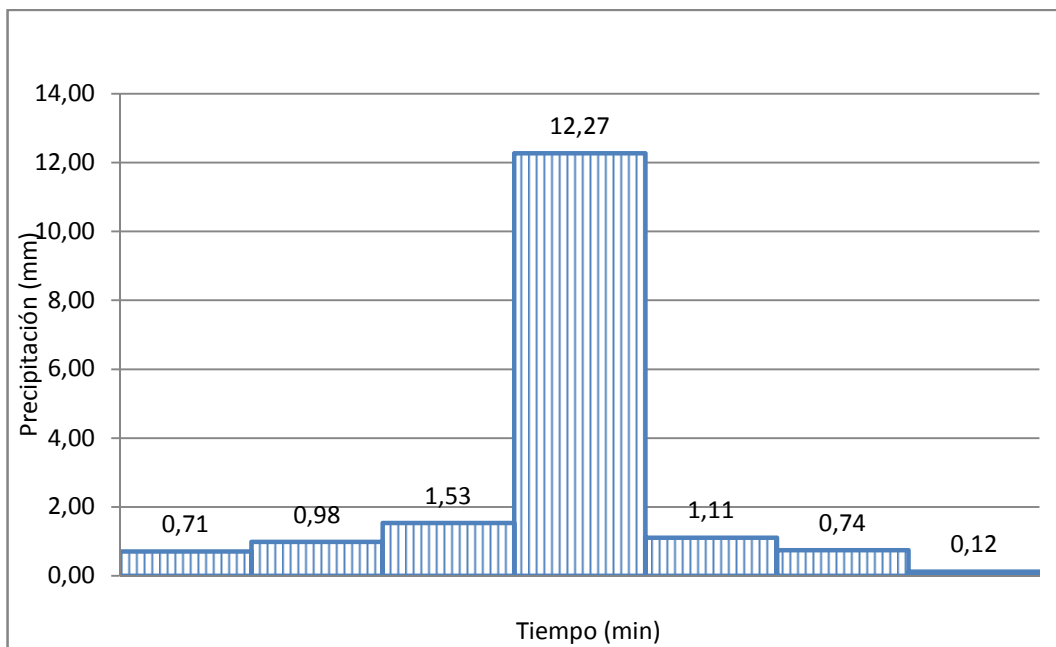


Figura No.22 Hietograma subcuenca Alta Misa

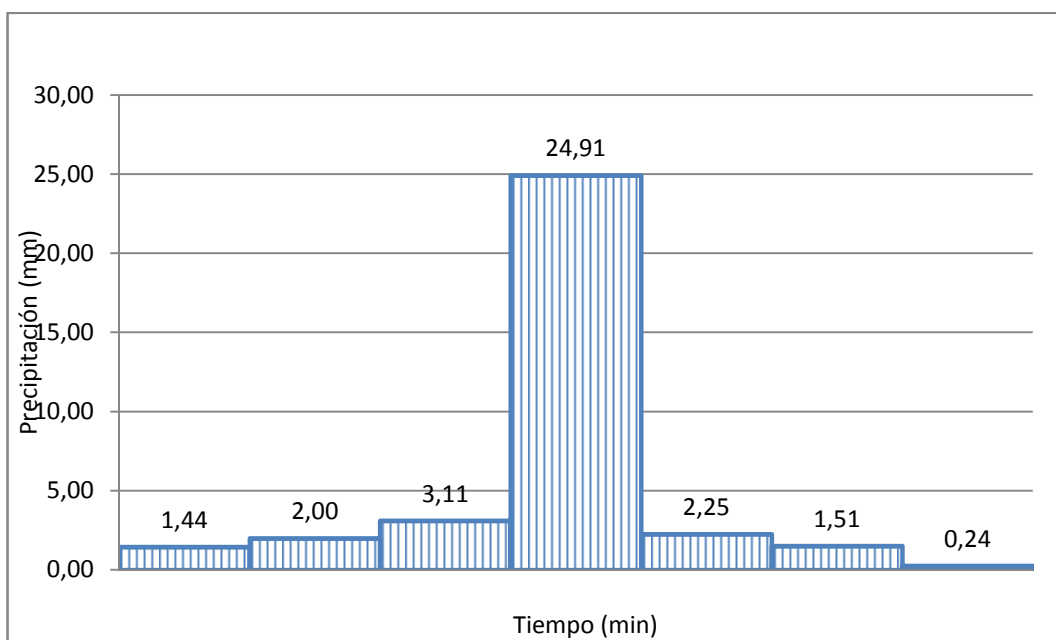


Figura No. 23 Hietograma subcuenca Uyara

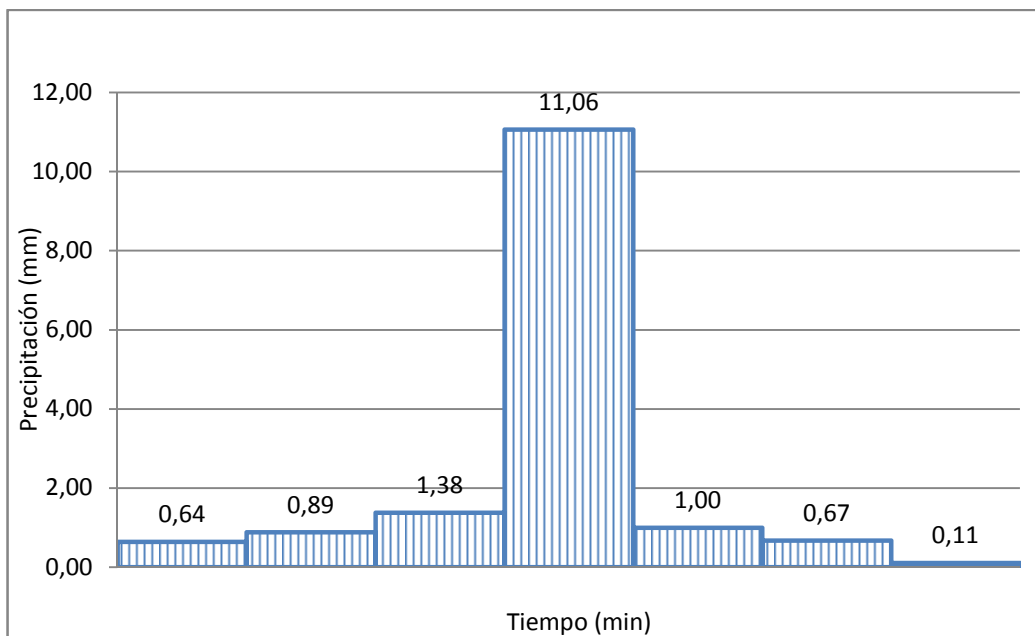


Figura No. 24 Hietograma subcuena San Bartolomé

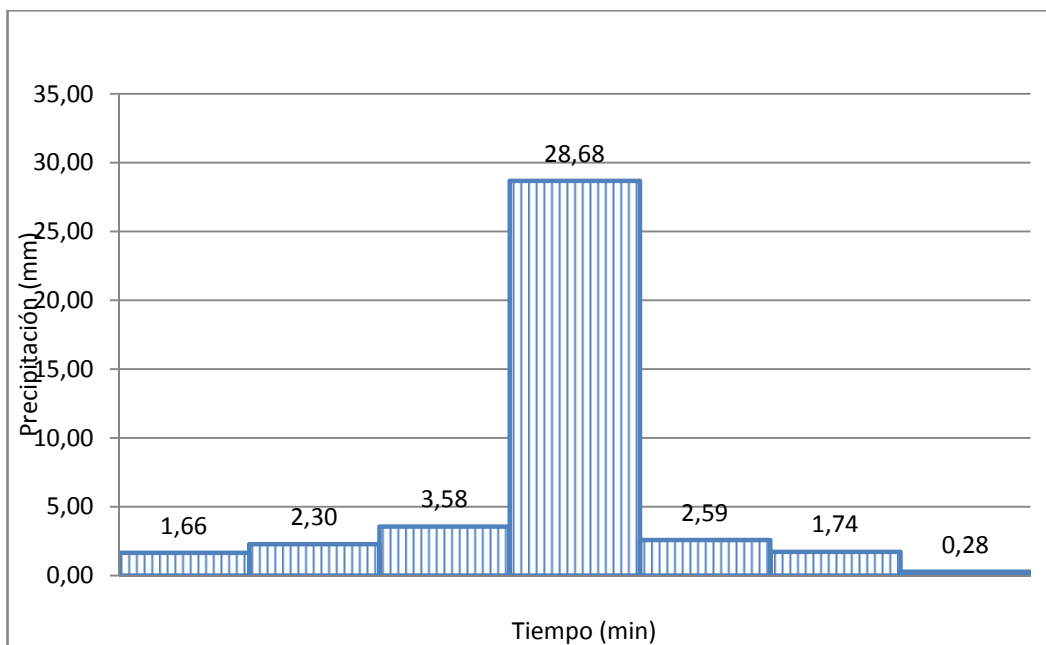


Figura No. 25 Hietograma subcuena Limache

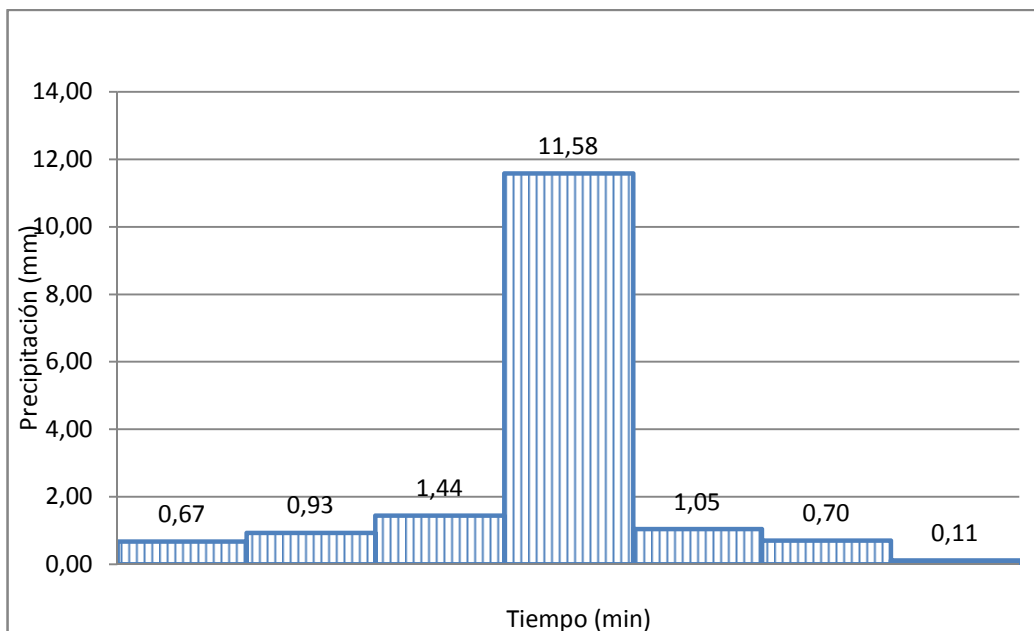


Figura No. 26 Hietograma subcuena Tampuni

4.2. Modelo Hidrológico con HEC-HMS

Como se describió anteriormente la construcción del modelo se da en varias etapas, para lo cual se requiere información Hidrometeorológica Topográfica etc. Este modelo permitirá la determinación de caudales de máxima avenida mediante la aplicación del HEC-HMS (Hydrologic Modeling System).

4.2.1. Construcción del Modelo

Para la determinación del caudal de máxima avenida en los puntos de interés, se ha utilizado el modelo HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) considerando una tormenta hipotética de 50 años de periodo de retorno con el objeto de determinar los aportes máximos de las subcuencas o quebradas. La topología

de los aportes y su configuración en el modelo HEC-HMS se muestra en la Figura No. 27, donde se muestra la topología del sistema hidrológico.

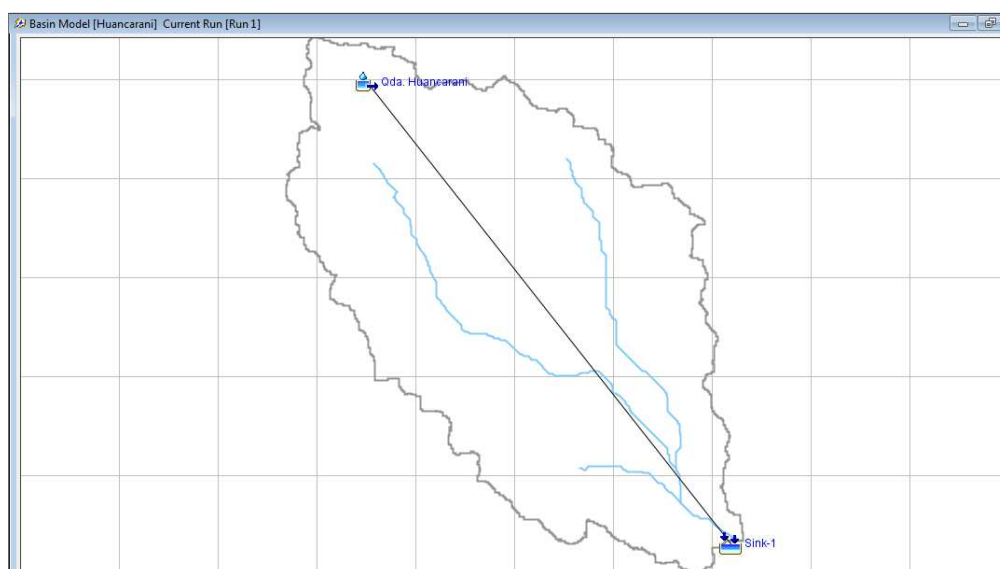


Figura No. 27 Topología del Modelo Hidrológico

En la Figura No. 28 se define el método de pérdidas como inicial y constante y el método de transformación del Hidrograma, se seleccionó el “SCS Unit Hydrograph”. En cuanto al método de flujo base, en estas quebradas no existe flujo base.

Subbasin		Loss	Transform	Options
Basin Name: Huancarani				
Element Name: Qda. Huancarani				
Description:	Una sola subcuenca			
Downstream:	Sink-1			
*Area (KM2)	0.1639			
Canopy Method:	--None--			
Surface Method:	--None--			
Loss Method:	Initial and Constant			
Transform Method:	SCS Unit Hydrograph			
Baseflow Method:	--None--			

Figura No.28 Método de pérdidas y transformación

Al tratarse de quebradas muy pequeñas, no se consideraron métodos de transito de avenidas.

En cuanto al modelo meteorológico se debe tener en cuenta que el dato de precipitación disponible son hietogramas de diseño. Esto corresponde a la opción "Specified Hyetograph ". Por tanto, la opción de trabajo se muestra en la Figura No. 29.

Meteorology Model		Basins	Options
Met Name: Met 1			
Description:			
Precipitation:	Specified Hyetograph		
Evapotranspiration:	--None--		
Snowmelt:	--None--		
Unit System:	Metric		

Figura No. 29Definición del Modelo Meteorológico

Asimismo, el hietograma de diseño se establece según lo mostrado en la Figura No. 30.

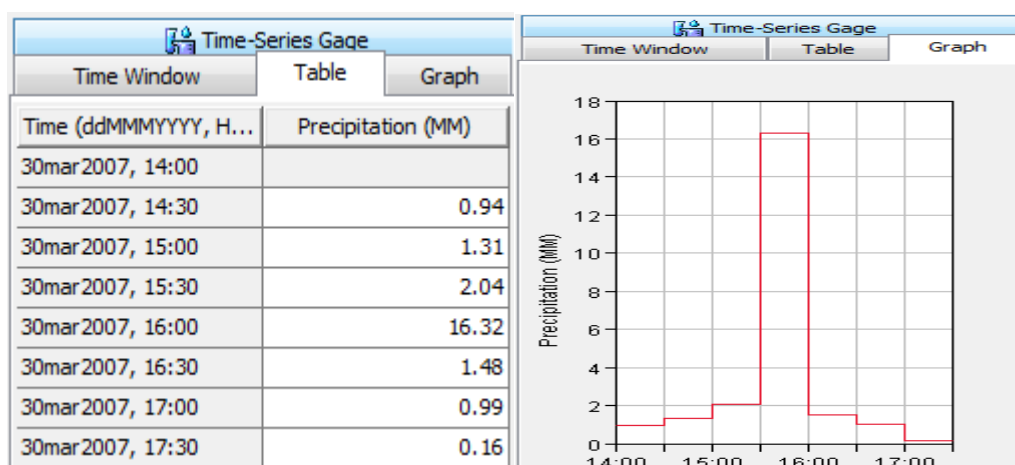


Figura No. 30 Hietograma de diseño

4.2.2. Patrones de Simulación

Los patrones de simulación están orientados a definir los lineamientos para el proceso de simulación. Se debe escoger algunos parámetros de simulación, como por ejemplo, el evento de precipitación y principalmente los periodos de tiempo usado se debe tener en cuenta que el periodo de simulación debe ser más extenso que la amplitud en tiempo que tienen los hietogramas. En la Figura No. 31 se muestra las especificaciones de control empleadas en la simulación.

Control Specifications	
Name: Control 1	
Description:	<input type="text"/>
*Start Date (ddMMYYYY)	30mar2007
*Start Time (HH:mm)	14:00
*End Date (ddMMYYYY)	30mar2007
*End Time (HH:mm)	22:00
Time Interval:	10 Minutes ▼

Figura No. 31 Especificaciones de Control

4.2.3. Resultados Obtenidos

Luego de la composición del modelo y efectuadas las simulaciones respectivas encontramos los resultados de descargas instantáneas en m^3/s . Una gran ventaja de este segundo modelo es que podemos obtener caudales y el estado del flujo vía hidrogramas en cualquier punto de interés de las cuencas subcuencas o micro cuencas dependiendo que tan detallado hayamos elaborado el modelo hidrológico.

Para la primera quebrada denominada Huancarani, se presentan los siguientes resultados, ver Figura No. 32.

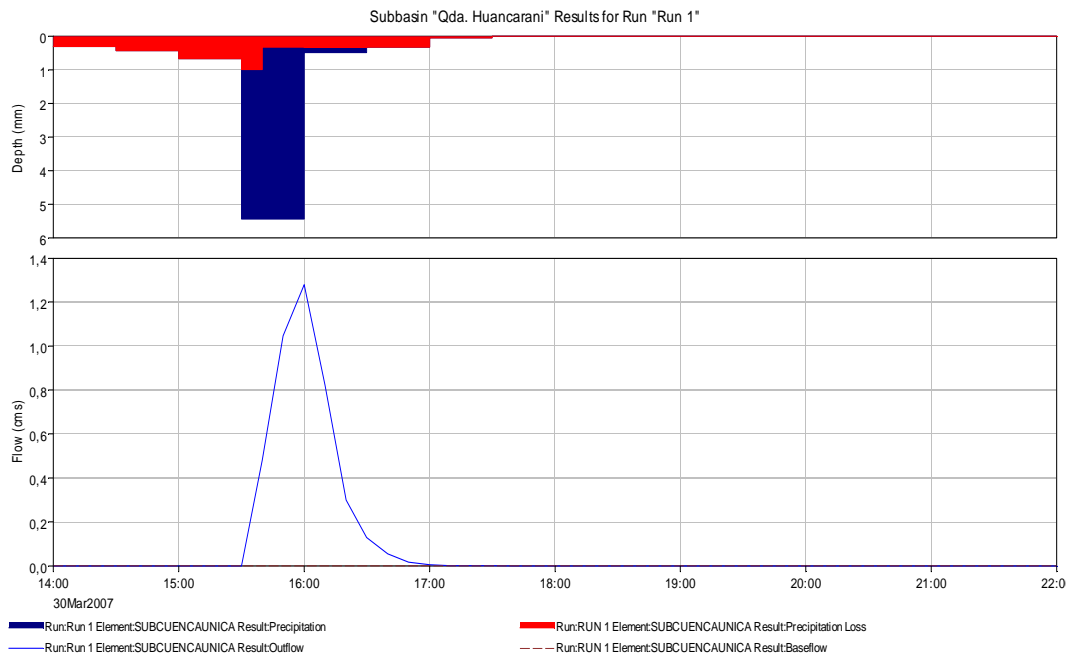


Figura No. 32 Hietograma e Hidrograma Quebrada Huancarani

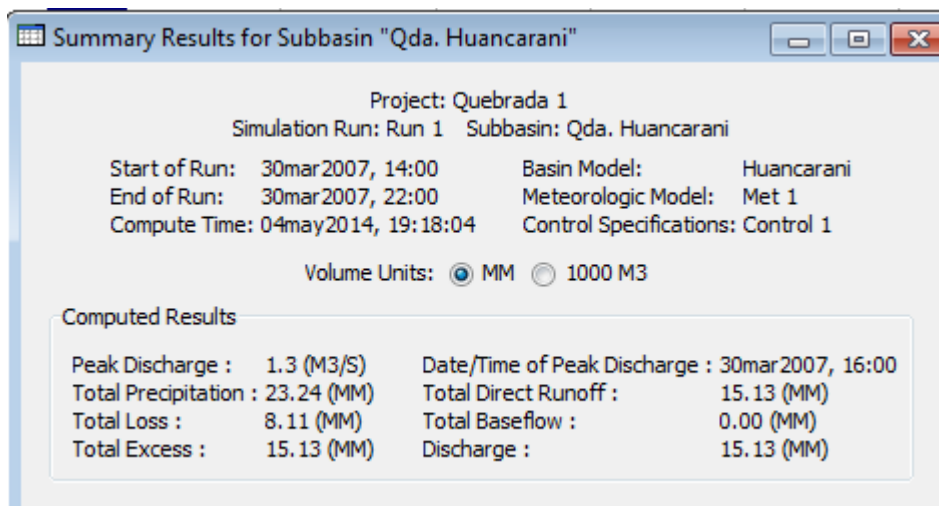


Figura No. 33 Reporte de resultados Quebrada Huancarani

Se puede observar que la descarga máxima instantánea es de 1,30 m³/s. Asimismo, debemos mencionar que este es un valor que se refiere a flujo en lámina libre, líquido y sin sedimentos. En tal sentido, podemos tomar en cuenta un factor de seguridad para la descarga de 1,30, lo que significa que los valores obtenidos de descargas por el modelo HEC-HMS, debemos afectarlos por dicho factor obteniendo un valor para el caudal de diseño de $1,3 \times 1,3 = 1,69$ m³/s, valor que sería el caudal final de diseño para las estructuras de protección en el punto de salida de la quebrada. Para las seis quebradas restantes se procedió de la misma manera, obteniendo los resultados mostrados de la Figura No. 34 a la 49.

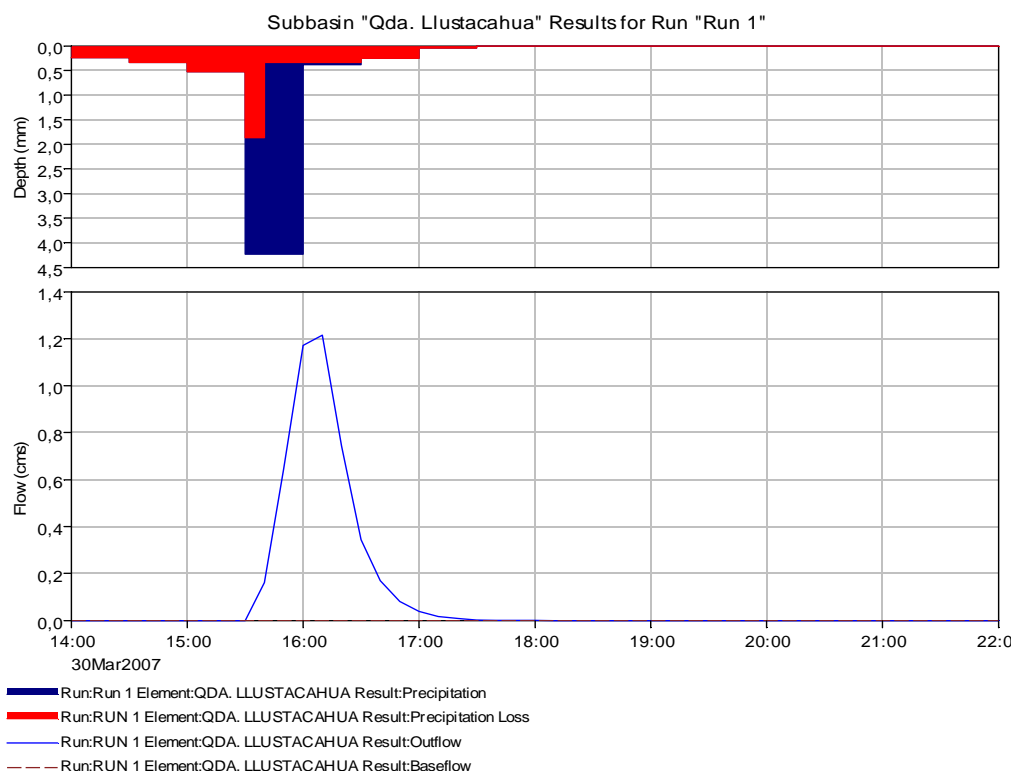


Figura No. 34 Hietograma e Hidrograma Quebrada Llustacahua

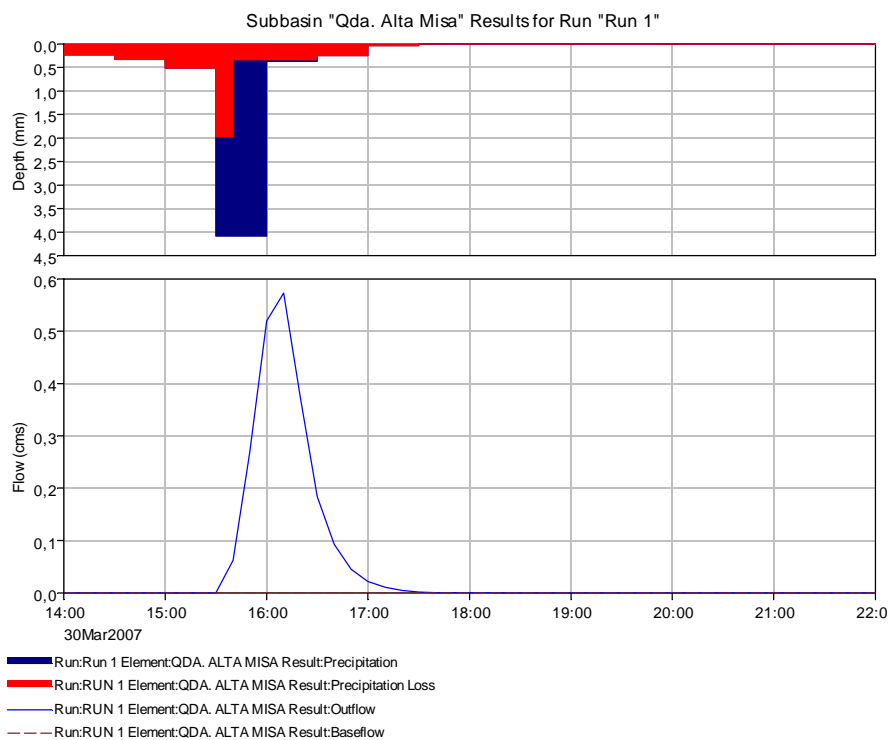


Figura No. 35 Hietograma e Hidrograma Quebrada Alta Misa

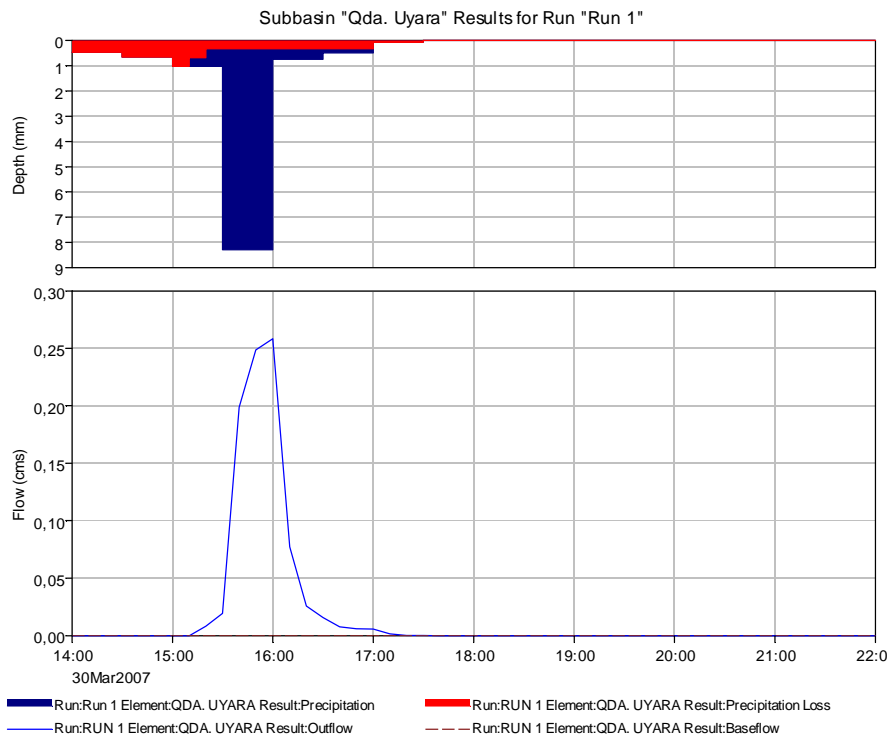


Figura No. 36 Hietograma e Hidrograma Quebrada Uyara

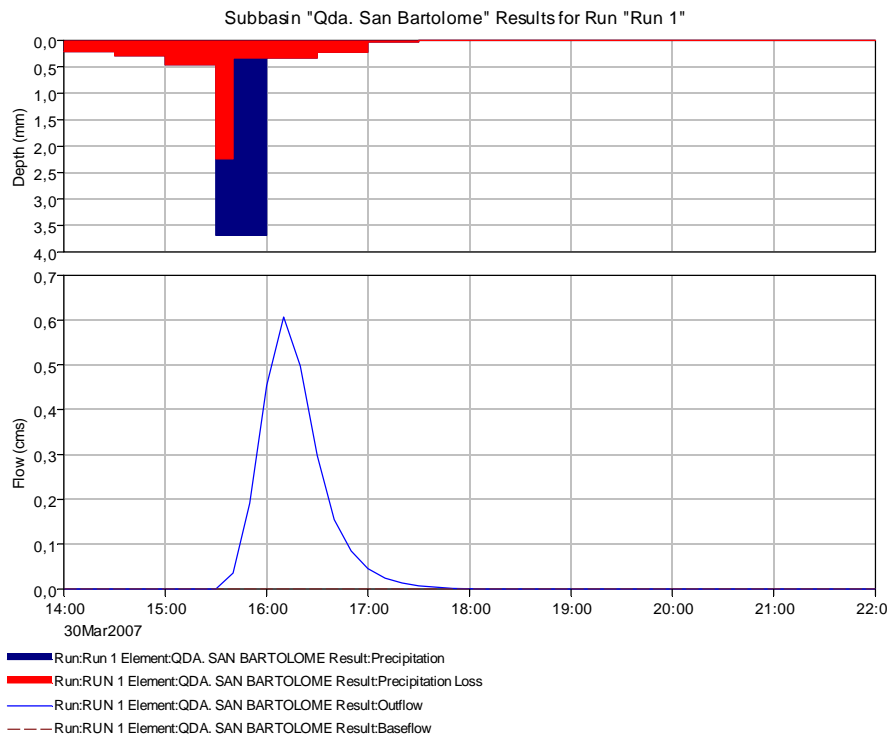


Figura No. 37 Hietograma e Hidrograma Quebrada San Bartolomé

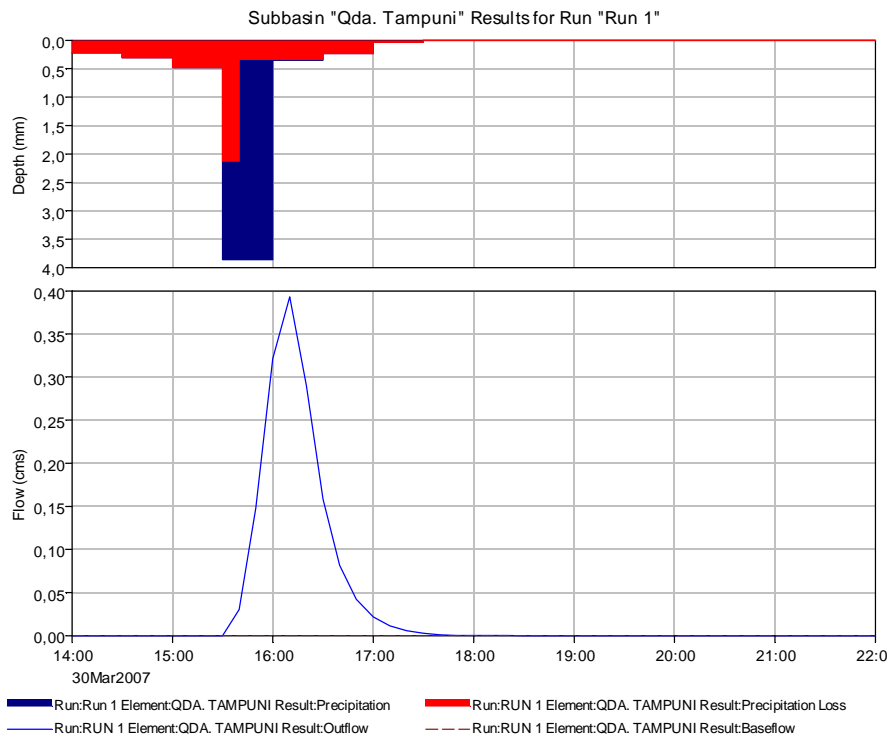


Figura No. 38 Hietograma e Hidrograma Quebrada Tampuni

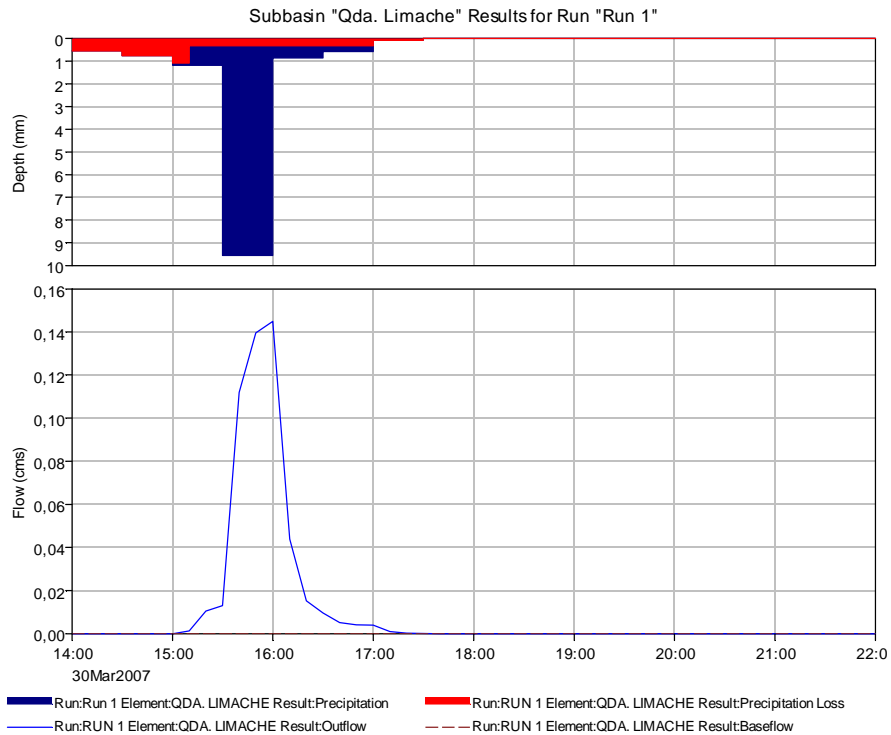


Figura No. 39 Hietograma e Hidrograma Quebrada Limache

Es importante señalar que las descargas calculadas con el modelo precipitación escorrentía HEC-HMS, son caudales líquidos, los mismos que deben ser corregidos a fin de obtener un valor representativo que incluya los efectos de los escombros que se trasladan en una avenida cuando se origina inmediatamente después de una tormenta.

Este efecto lo podemos traducirlo en un coeficiente de amplificación de la descarga, normalmente, la experiencia en el país nos ha mostrado que puede variar entre 1,20 y 1,40. En el Cuadro No. 14, se muestran las descargas finales de diseño calculadas.

Cuadro No. 14 Descargas finales de diseño

No.	Quebrada	Q HMS (m ³ /s)	Factor Amplificación	Q Diseño (m ³ /s)
1	Huancarani	1,30	1,3	1,69
2	Llustacahua	1,20		1,56
3	Alta Misa	0,60		0,78
4	Uyara	0,30		0,39
5	San Bartolomé	0,60		0,78
6	Limache	0,14		0,18
7	Tampuni	0,40		0,52

Fuente: (Elaboración propia)

4.3. Estructuras de Protección Planteadas

4.3.1. Metas de la Propuesta

Luego del análisis hidrológico realizado y en función a las condiciones geológicas existentes e identificadas en el trabajo de campo, podemos establecer la propuesta de las siguientes actividades como medidas de protección e intervención en la zona de estudio:

- a) Construcción de estructuras de protección como son: zanjas de infiltración en 20,54 ha, 12 ha de terrazas de formación lenta.
- b) Producción de 20 156 unidades de plántones forestales, Plantación de 15 ha de rodales, Manejo Silvicultural de rodales en 15 ha.
- c) Construcción de 182 diques de control de cárcavas en 07 quebradas, distribuidos de la siguiente manera: Huancarani 14 diques, Llustacahua 44

diques, Alta Misa 17 diques, Uyara 20 diques, San Bartolomé 43 diques, Limache 15 diques, Tampuni 29 diques.

4.3.2. Descripción de la Propuesta

4.3.2.1. Construcción de Zanjas de Infiltración

Se propone zanjas de infiltración para cumplir ciertas funciones orientadas a rehabilitar áreas en acelerado proceso de degradación, originados por el mal uso de suelos, las funciones más importantes son:

- Reducir el volumen y la velocidad de la escorrentía superficial generada por las precipitaciones pluviales a nivel de laderas.
- Acortar por tramos la longitud de la pendiente, minimizando los riesgos de erosión hídrica, eólica y antrópica.

En la Figura No. 40, se muestra las características de las zanjas de infiltración.

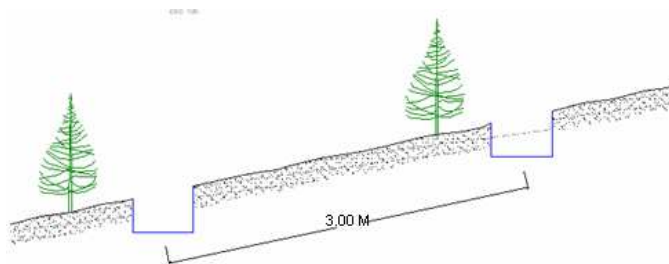


Figura No. 40 Características de las zanjas de infiltración

Fuente: (Absalón Vásquez Villanueva , 2000)

Las zanjas a construir en las áreas seleccionadas serán de sección trapezoidal, cuyas dimensiones de base mayor, base menor, altura, inclinación del talud y ancho de relleno han sido determinadas por el tipo de suelo y el registro histórico de las precipitaciones pluviales en el área de estudio.

Las características técnicas de las zanjas de infiltración se presentan en los planos de detalle en los anexos del presente trabajo, los cuales se resumen a continuación:

- Base mayor : 0,40– 0,50 metros
- Base menor : 0,20 – 0,30 metros
- Altura : 0,20 – 0,40 metros
- Pestaña : 0,10 metros
- Inclinación del talud : Hasta 0,5:1 (horizontal: vertical)
- Longitud : 10 metros
- Gradiente : de 40 - 50 %

Las zanjas en un mismo nivel estarán separadas unas de otras por tabiques de tierra de un (1) metro de longitud, esto con la finalidad de corregir posibles fallas en la nivelación de las zanjas y evitar que el agua corra de un lado a otro y que el agua se deposite uniformemente.

El distanciamiento entre líneas de zanjas lo determina la pendiente del terreno, la cobertura vegetal existente, el tipo de suelo y las características de precipitación de la zona, especialmente la intensidad y duración de lluvias. Para

el caso del proyecto se ha optado el distanciamiento horizontal promedio entre zanjas de 3 m para una pendiente máxima de 50%.

4.3.2.2. Construcción de Terrazas de formación lenta.

Son aquellas que modifican en forma progresiva el grado de pendiente del terreno. El principio es el aprovechamiento del efecto de arrastre de suelos por lluvias, o gravedad natural, y su período de formación puede demorar hasta 5 años de acuerdo al manejo y condiciones del medio ambiente. La distancia entre las terrazas varía de acuerdo al grado de la pendiente o ladera, el tipo de suelo, cantidad de precipitaciones y clase de cultivos.

En el ámbito de estudio donde se proponen las terrazas se tiene pendientes hasta 50 % para lo cual se propone el siguiente diseño el mismo se muestra en los planos de detalles:

- La altura del talud de las terrazas con el proyecto será de 0,50 metros y en los años posteriores a medida que se va rellenando los materiales por arrastre se completará hasta llegar a 1 metro de altura como máximo y las zapatas de los muros es de 0,80 m ancho x 0,35 m de altura, la corona una vez culminado la altura de muro diseñado será de 0,25 metros.
- La inclinación del talud de muro de piedra será 0,5: 1 (horizontal: vertical), para mantener estabilidad del muro de piedra.
- El ancho del terraplén depende principalmente de la pendiente original del terreno, de la profundidad del suelo y de la naturaleza del sub-suelo; así se tiene que para terrenos con pendientes de 50 % (pendiente del ámbito de

estudio), el ancho del terraplén a construir debe tener en promedio 3 metros, sin considerar el borde de seguridad en la base del muro, así mismo tomar en cuenta lo siguiente: a mayor pendiente las distancias entre terrazas son menores.

- El terraplén tendrá una longitud promedio de 25 metros. Entre terrazas se dejará un espacio de 1 metro, de tal manera que sirva como espacio de circulación.

La instalación de caminos serán de forma sinuosa y protegida, para que el agua de escorrentía no forme zanjas o cárcavas, esto además evitará daños o deterioro de las terrazas

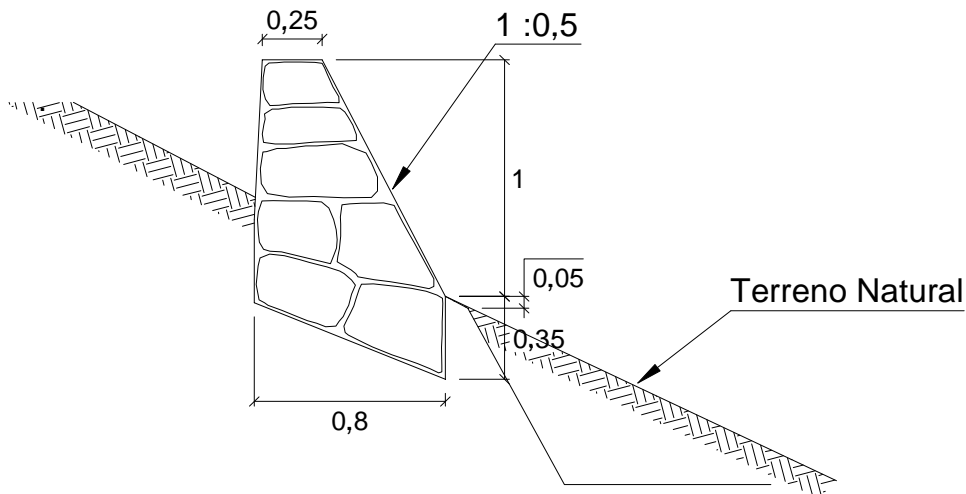


Figura No. 41 Características de Terraza de Formación Lenta

Fuente: (Absalón Vásquez Villanueva , 2000)

4.3.2.3. Construcción de Diques Transversales

Los diques son barreras que cruzan un curso de agua o un conducto, para controlar el nivel y velocidad del agua, corresponden también a la denominación de Presas de Gaviones. El objetivo de la construcción de diques es para resistir el desgaste del fondo de las cárcavas o quebradas por efecto del arrastre ejercido por el agua; estabilizar las pendientes del lecho en las cárcavas o quebradas; y preparar las condiciones para la plantación y la siembra en cárcavas o quebradas.

Los diques que se propone construir son de gaviones rellenos con piedras medianas, las cuales tendrán las siguientes características:

Quebrada Huancarani: De una longitud de protección desde la progresiva 0+181 a 0+380, longitud total de 356,32 m, los diques están distanciados de acuerdo a la pendiente predominante es decir a un promedio de 15 m, el distanciamiento se calculó tomando en consideración el doble espaciamiento entre pie y cabecera; los diques proyectados en esta microcuenca son en un total de 14 unidades.

Quebrada Llustacahua De una longitud total de 641,80 m, con una pendiente de cauce de 53%, los diques están distanciados de acuerdo a la pendiente predominante, es decir, a un promedio aproximada de 12,5 m, el distanciamiento se calculó tomando en consideración el doble espaciamiento entre pie y cabecera; los diques proyectados en esta microcuenca son en un total de 44 unidades.

Quebrada Alto Misa De una longitud total de 259,08 m, con una pendiente de cauce de 65%, los diques están distanciados de acuerdo a la pendiente predominante es decir a un promedio aproximada de 10 m, el distanciamiento se calculó tomando en consideración el doble espaciamento entre pie y cabecera; los diques proyectados en esta microcuenca son en un total de 17 unidades.

Quebrada Uyara: De una longitud total de 140,65 m, con una pendiente de cauce de 50%, los diques están distanciados de acuerdo a la pendiente predominante, es decir, a un promedio aproximada de 8,50 m, el distanciamiento se calculó tomando en consideración el doble espaciamento entre pie y cabecera; los diques proyectados en esta microcuenca son en un total de 20 unidades.

Quebrada San Bartolomé De una longitud total de 568,87 m, con una pendiente de cauce de 53%, los diques están distanciados de acuerdo a la pendiente predominante, es decir, a un promedio aproximada de 8 m, el distanciamiento se calculó tomando en consideración el doble espaciamento entre pie y cabecera; los diques proyectados en esta microcuenca son en un total de 43 unidades.

Quebrada Limache De una longitud total de 120,17 m, con una pendiente de cauce de 70%, los diques están distanciados de acuerdo a la pendiente predominante, es decir, a un promedio aproximada de 10 m, el distanciamiento se calculó tomando en consideración el doble espaciamento entre pie y

cabecera; los diques proyectados en esta microcuenca son en un total de 15 unidades.

Quebrada Tampuni De una longitud total de 531,52 m, con una pendiente de cauce de 45%, los diques están distanciados de acuerdo a la pendiente predominante, es decir, a un promedio aproximada de 10 m, el distanciamiento se calculó tomando en consideración el doble espaciamento entre pie y cabecera; los diques proyectados en esta microcuenca son en un total de 29 unidades. En el Cuadro No. 15 se muestra las características físicas de los diques proyectados para las siete quebradas identificadas en el área de estudio.

Cuadro No.15 Características físicas de los diques proyectados

Características	Variable	Unidad	Huancarani	Llustacahua	Alta Misa	Uyara	San Bartolomé	Limache	Tampuni
Perímetro húmedo	B	m.	6,00	7,50	6,00	9,00	11,00	11,00	12,00
Ancho de vertedero	W		1,00	2,50	1,50	1,50	2,00	2,00	2,00
Profundidad de empotramiento	F		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Escotadura de vertedero	H		1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50
Desnivel	AH		1,50	2,50	2,50	1,50	2,00	2,00	1,50
Profundidad de poza	P		0,50	0,30	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Longitud de poza	Lp		2,50	3,50	3,00	2,00	3,00	2,00	1,50

Fuente: (Elaboración propia)

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Como conclusiones en función a los objetivos planteados en la presente tesis podemos llegar a establecer:

- Se elaboró un modelo hidrológico precipitación-escorrentía para cada quebrada usando HEC-HMS (The Hydrologic Modeling System, US Army Corps of Engineers), y se determinó los hidrogramas de descargas para las siete quebradas en la zona de estudio. Los hidrogramas para las siete quebradas fueron determinadas a partir de los hietogramas de diseño que fueron generados con el método de los bloques alternos aplicados sobre las curvas I-D-F obtenidos para la zona de estudio.
- Usando el modelo hidrológico para cada quebrada y efectuando el proceso de simulación hidrológica, se obtuvieron los caudales de diseño tomando como base la información reportada para cada modelo hidrológicoy resultaron: Huancarani 1,69 m³/s, Llustacahua 1,56 m³/s, Alta Misa 0,78m³/s, Uyara 0,39 m³/s, San Bartolomé 0,78 m³/s, Limache 0,18 m³/s, y Tampuni 0,52 m³/s. Cabe destacar que éstos caudales finales de diseño han sido amplificados por efectos de avenidas por transporte de escombros con un factor de seguridad equivalente a 1,3.
- Como planteamiento de estructuras de protección contra avenidas y el control de la erosión para las condiciones locales de la zona de estudio se

propone: (a) Construcción de estructuras de protección como son: zanjas de infiltración en 20,54 ha, 12 ha. de terrazas de formación lenta. (b) Producción de 20 156 unidades de plántones forestales, Plantación de 15 ha de rodales, Manejo Silvicultural de rodales en 15 ha (c) Construcción de 182 diques de control de cárcavas en siete quebradas, distribuidos de la siguiente manera: Huancarani 14 diques, Llustacahua 44 diques, Alta Misa 17 diques, Uyara 20 diques, San Bartolomé 43 diques, Limache 15 diques, Tampuni 29 diques.

- Respecto a las condiciones locales se aprecia que los efectos de la erosión en las quebradas se encuentran ya acentuadas debido a la presencia de cárcavas, proceso que es favorecida por las fuertes pendientes en las quebradas. En las cárcavas se encuentran visibles los flujos de barro que resultan de flujos altamente plásticos con presencia de cantos rodados en una matriz areno arcilloso, características que confirman la erosión constante del lugar debido a fuertes precipitaciones, a la acción del viento y a la acción del mismo hombre. En resumen, las condiciones actuales del medio natural demuestran la alta capacidad erosiva y la gran energía que se genera de la combinación, precipitación, escorrentía, erosión y altas pendientes.

5.2. RECOMENDACIONES

- Luego de establecer las conclusiones del presente trabajo de tesis podemos establecer las siguientes recomendaciones:

- En trabajos futuros utilizar la modelación con HEC GEOHMS, a modo de mejorar la utilización de información georreferenciada y en virtud a la aplicabilidad de los modelos numéricos a las quebradas de la zona de estudio.
- Intentar modelar las quebradas usando modelos hidráulicos como FLO2D para estudiar el comportamiento hidráulico de dichas quebradas ante la presencia de flujos plásticos o flujos de escombros que normalmente se presentan en este tipo de sistema.
- Como una manera de apreciar la confiabilidad del sistema planteado de cada una de las alternativas se recomienda:
 - a) Diques de control: respecto a esta alternativa propuesta es necesario verificar la altura de diseño (H), para esto se emplea la Ecuación de Manning y la Ecuación de Continuidad de la cual se obtiene la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \dots(1)$$

Otra forma de útil de esta ecuación es:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{S^{1/2}} \dots(2)$$

De la ecuación “(2)”, el término en el lado izquierdo solo depende de la geometría de la sección. Por lo tanto, es posible determinar las

características geométricas de la sección de las cárcavas para una descarga, pendiente, y tipo de superficies dadas, entonces para un tamaño y forma de la sección de las cárcavas, se calcula la profundidad donde ocurriría la descarga normal, asegurando con esto que la altura de diseño dará confiabilidad a la alternativa propuesta.

b) Zanjas de infiltración, terrazas de formación lenta y producción de plantones: Estas alternativas fueron propuestas y puestas en práctica por PRONAMACHCS (Proyecto nacional de manejo de cuencas hidrográficas y conservación de suelos) los cuales dieron buenos resultados en los lugares aplicados.

- Respecto a los excedentes de flujo en la parte inferior de las cárcavas se recomienda la construcción de acueductos de piedra, los cuales drenarían y derivarían el agua a canales contiguos. Los acueductos de piedra presentan gran resistencia en el tiempo.
- Se recomienda realizar un mayor estudio de suelos (por ejemplo calicatas, otros), que permitirá determinar con mayor exactitud el tamaño de las áreas con zanjas de infiltración y terrazas de formación lenta, además con esto se podrán tomar buenas decisiones a la hora del diseño conociendo los diversos parámetros del suelo (ángulo de fricción, permeabilidad, etc.)

BIBLIOGRAFÍA

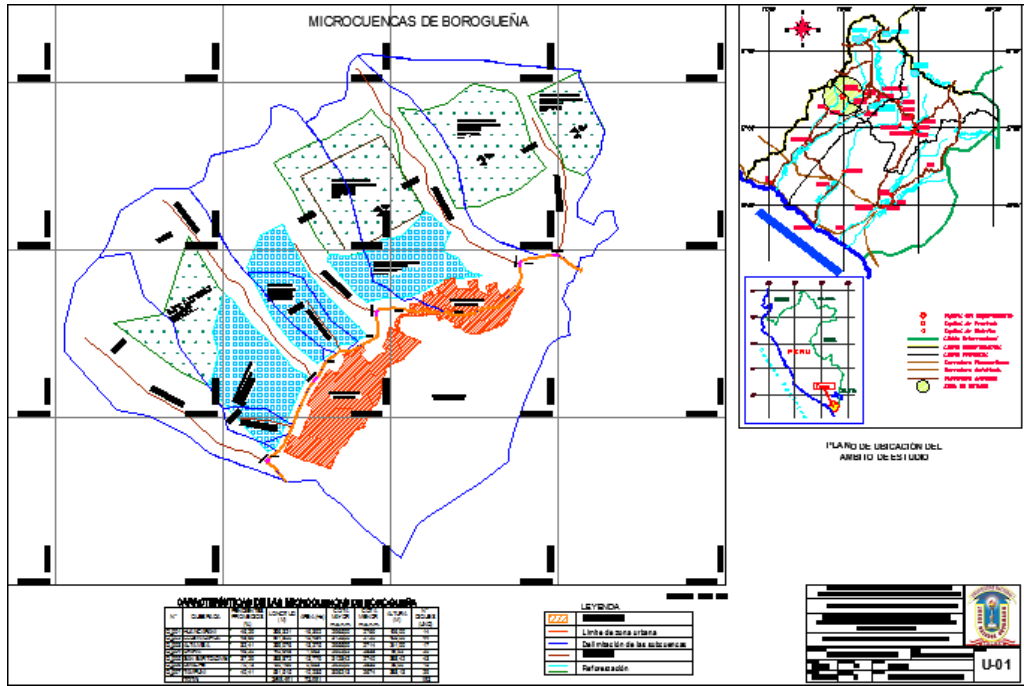
- Aliaga V. 1976. Modelos estocásticos de descargas mensuales con aplicación al Proyecto Majes. Tesis Ing. Agrícola. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima Perú. 160p.
- Aliaga V. 1983. Hidrología: Tratamiento de datos hidrometeorológicos. Lima Perú. 184 p.
- Aliaga V. 1,985. Hidrología estadística. UNMSM. Lima Perú. 330 p.
- Chow VT; Maidment D; Mays L. 1994. Hidrología aplicada. McGraw-Hill. Bogotá Colombia. 520 p.
- De Piérola J; Aliaga V. 1993. Análisis de consistencia de series hidrometeorológicas. Lima Perú. 43 p.
- Dölling O. 2001. Sistemas de apoyo a la gestión integral de cuencas hidrográficas. Tesis Dr. Universidad Nacional San Juan. Santiago Chile. 238 p.82
- GASPARI, F.J., SENISTERRA, G.E., DELGADO, M.I., RODRÍGUEZ VAGARIA, A.M., BESTEIRO S.I. Manual de Manejo Integral de Cuencas Hidrográficas. Editora Gaspari Fernanda. Primera Edición. La Plata – República de Argentina (2009). 321 p.
- Lavado W. 2002. Generación de descargas medias mensuales mediante el uso de modelos autorregresivos: Aplicación al río Cunas. Tesis Ing. Agrícola. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima Perú. 165 p.

- LEON P., Juan Diego. 2001. Estudio y Control de la Erosión Hídrica. Medellín: Centro de Publicaciones Universidad Nacional de Colombia Medellín.
- Palomino Cuya Daly Grace. Zonificación de Áreas Inundables utilizando un Sistema de Información Geográfica. Aplicación al tramo final del Río Chillón. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima - Perú. (2005): 2-5.
- Monsalve Saenz German. Hidrología en la Ingeniería. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Primera Edición. Colombia (1995). 382 p.
- Mejia A. 1991. Métodos estadísticos en hidrología. UNALM. Lima Perú. 184 p.
- Ovando G; Bocco M; Sayazo S. 2005. Redes neuronales para modelar predicción deheladas. Agricultura Técnica. 65(1):65-73. Córdoba Argentina.
- Pizarro T; Manual de Conservación de Aguas y Suelos. Sociedad EIAS Limitada. Facultad de Ciencias Forestales Universidad de Tacna. Chile. 2003. 2-3.
- Pulido I; Roldán R; López R; Gutiérrez J. 2002. Técnicas de predicción a corto plazode la demanda de agua: Aplicación al uso agrícola. Ingeniería del Agua. 9(3):319-331.México.
- ROCHA FELICES ARTURO. Introducción a la Hidráulica Fluvial. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima - Perú (1998): 5-37

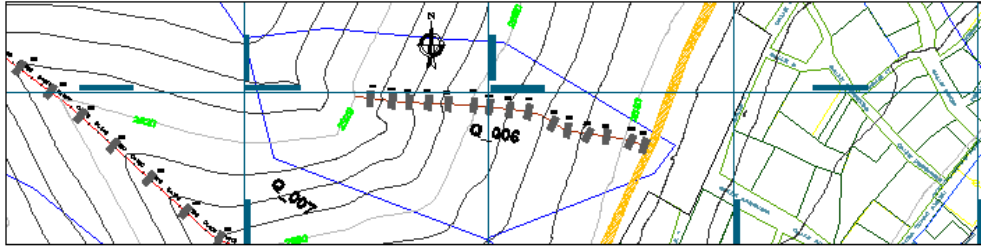
- ROCHA FELICES ARTURO, Recursos Hidráulicos. Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima - Perú. (1993): 267-307.
- Sovero H. 1991. Modelo matemático de transformación precipitación – descarga con aplicación a la cuenca del río Huancané. Tesis Ing. Agrícola. UNALM. Lima Perú. 125 p.
- Tokar A; Markus M. 2000. Precipitation-runoff modeling using artificial neural networks and conceptual models. Journal of Hydrologic Engineering 4(4) 156-161.
- VEN TE CHOW. 1982. Hidráulica de Canales Abiertos. Editorial Diana. México. 584 p.
- VEN TE CHOW. 1982. Hidrología Aplicada. Editorial Mc. Graw Hill. Colombia. 635 p.
- VILLON BEJAR MÁXIMO. 2004. Hidrología. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago – Costa Rica. 474 p.
- VILLON BEJAR MÁXIMO. 2008. HEC – HMS Ejemplos. Taller de publicaciones, Instituto Tecnológica de Costa Rica. Cartago – Costa Rica. 367 p.
- Zuñiga A; Jordán C. 2005. Pronóstico de caudales medios mensuales empleando sistemas neuro-fuzzy. Revista Tecnológica de la Escuela Superior Politécnica del Litoral 18(1): 17-23. Guayaquil Ecuador

ANEXOS

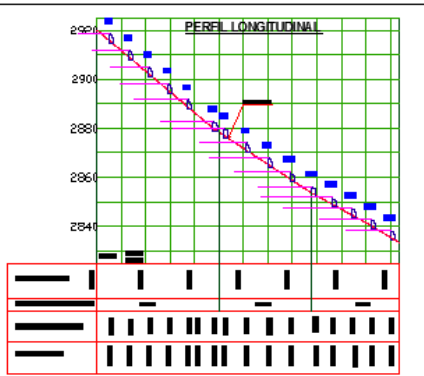
- Plano U-01: Plano de ubicación de las quebradas de incidencia
- Plano PP-01: Quebrada Huancarani planta, perfil longitudinal
- Plano PP-02: Quebrada Llustacahua planta, perfil longitudinal
- Plano PP-03: Quebrada Alta Misa planta, perfil longitudinal
- Plano PP-04: Quebrada Uyara planta, perfil longitudinal
- Plano PP-05: Quebrada San Bartolomé planta, perfil longitudinal
- Plano PP-06: Quebrada Limache planta, perfil longitudinal
- Plano PP-07: Quebrada Tampuni planta, perfil longitudinal
- Plano OA-01: Características de diques, vertederos, pozas, disipadoras por quebrada.



QUEBRADA LIMACHE (Q_006)



ESCALA: 1:500
PLANTA



NOMENCLATURA

[Symbol]	[Text]
----------	--------

LEYENDA

[Symbol]	[Text]
[Symbol]	[Text]
[Symbol]	[Text]
[Symbol]	[Text]

[Symbol]	[Text]
[Symbol]	[Text]
[Symbol]	[Text]
[Symbol]	[Text]



PP-06

