



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA ACADEMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**“ANALISIS HIDRAULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA
RIVEREÑA EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUIHUARANGA
EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN PASCO-
PERU 2016”**

TESISTA:

- **HILDER, ESPINOZA POMA**

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

HUÁNUCO - PERÚ

2016

Dedicatoria

A Dios, por darnos la posibilidad y esperanza de contribuir a
construir un mundo mejor.

A mis Padres, por su infinito amor.

A mis Hijos; luces que Dios me envió para iluminar mi camino.

Hilder.

RESUMEN

El trabajo de investigación denominado “Análisis Hidráulico para el diseño de la defensa ribereña, en el margen derecho del río Chaupihuaranga en la localidad de Misca del distrito de Chacayan; Pasco”.

La información requerida para la realización de la investigación se obtuvieron del SENAMHI, fue la estadística de precipitaciones máximas 24 horas de la estación meteorológica de Yanahuanca - Pasco, información cartográfica actualizada, además de softwares como: Excel, AutoCad, Hec - Ras. Previa a la realización de los objetivos planteados, se realizó el levantamiento topográfico del cauce del río Chaupihuaranga. El análisis de frecuencia e interpretación de la estadística de precipitaciones permitieron determinar la intensidad máxima y el caudal máximo para los tiempos de retorno de 10, 25 y 50 años.

La investigación es aplicada con un enfoque cuantitativo, tipo y nivel descriptivo, diseño no experimental. La Longitud del estudio fue 650 m del río Chaupihuaranga. Lo cual se analizó el río mediante cálculos hidráulicos, hidrológicos y la modelación con el software Hec-Ras.

Los resultados finales concluyeron que Al analizar el río Chaupihuaranga por el programa Hec-Ras bajo las condiciones actuales se determinaron 3 tiempos de retornos de 10, 20 y 50 años, para el análisis del río, lo cual se calculó para una intensidad de 76.57 mm/hr una pendiente de 3.19%, coeficiente 0.04 y una área de cuenca de 100352.55 has lo cual el cálculo del caudal máximo sería 139.52 m³/s, y del cuadro N° se obtiene los tirantes más representativo para un tiempo de retorno de 25 años un tirante crítico de 3.76 m en la progresiva 0+340 m y para un tiempo de retorno de 50 años el tirante crítico de 4.59m en la progresiva 0+340 m.

Palabras claves: precipitación, intensidad, caudal, tiempo de retorno, tirante crítico, hidráulico, hidrológico y Hec – Ras.

SUMMARY

The research work called "Hydraulic Analysis for the design of the coastal defense, in the right margin of the Chaupihuaranga river in the locality of Misca of the district of Chacayan; Pasco".

The information required to carry out the research was obtained from the SENAMHI. It was the 24 hour maximum rainfall statistics of the Yanahuanca - Pasco weather station, updated cartographic information, as well as software such as Excel, AutoCad, Hec - Ras. Prior to the realization of the objectives, the topographical survey of the Chaupihuaranga river bed was carried out. The analysis of frequency and interpretation of rainfall statistics allowed determining the maximum intensity and the maximum flow for the return times of 10, 25 and 50 years.

The research is applied with a quantitative approach, type and descriptive level, non-experimental design. The study population was 650 m from the Chaupihuaranga River. This was analyzed by hydraulic, hydrological calculations and modeling with Hec-Ras software.

The final results concluded that when analyzing the Chaupihuaranga River by the Hec-Ras program under the current conditions, three return times of 10, 20 and 50 years were determined for the analysis of the river, which was calculated for an intensity of 76.57 mm / Hr a slope of 3.19%, coefficient 0.04 and a basin area of 100352.55 has which the calculation of the maximum flow would be 139.52 m³ / s, and of the table N ° the most representative strata are obtained for a time of return of 25 years A critical tie of 3.76 m in the progressive 0 + 340 m and for a return time of 50 years the critical tie of 4.59 m in the progressive 0 + 340 m.

Key words: precipitation, intensity, flow, time of return, critical, hydraulic, hydrologic and Hec - Ras strap.

ÍNDICE

RESUMEN.....	I
SUMMARY.....	II
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I:PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	2
1.1. FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA:	3
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	3
1.2.1. Problema general:.....	3
1.2.2. Problemas específicos:	4
1.3. OBJETIVOS.....	4
1.3.1. Objetivo general:	4
1.3.2. Objetivos específicos:	4
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA:	5
1.5. LIMITACIONES:.....	6
1.6. ALCANCES:	6
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN:.....	8
2.1.1. Nivel internacional:.....	8
2.1.2. Nivel nacional:.....	9
2.2. BASES TEÓRICAS:.....	11
2.2.1. Hidráulica fluvial y morfología:	11
2.2.2. Cuenca hidrográfica:	17
2.2.3. Parámetros morfométricos de la cuenca:.....	18
2.2.4. Hidrología:.....	28
2.2.5. Método de determinación de eventos máximos de caudales	38
2.2.6. Curva intensidad - duración - frecuencia (I-D-F)	41
2.2.7. Tiempo de concentración	43
2.2.8. Modelos hidráulicos.....	45
2.2.9. Uso del modelo Hec-Ras en el control de inundaciones	46
2.3. MARCO CONCEPTUAL	60
CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO.....	63
3.1. HIPÓTESIS:	63
3.2. TIPO DE LA INVESTIGACIÓN:	64
3.3. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN:	64
3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN:.....	65
3.5. SISTEMA DE VARIABLES:	65

3.6.	OPERACIÓN DE VARIABLES	66
3.7.	DETERMINACIÓN DEL UNIVERSO / POBLACIÓN:.....	66
3.8.	SELECCIÓN DE LA MUESTRA:.....	66
3.9.	FUENTES, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS:.....	67
3.10.	PROCESAMIENTO Y PRESENTACIÓN DE DATOS:.....	67
CAPILLO IV: EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO DEL RIO		
	CHAUPIHUARANGA	68
4.1.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA:	69
4.2.	ACCESO A LA ZONA DE ESTUDIO:.....	70
4.3.	POBLACIÓN AFECTADA:	71
4.4.	CALIDAD DE AGUA:.....	72
4.5.	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	73
4.6.	PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 HORAS-MENSUAL:.....	75
4.7.	DISTRIBUCIONES PROBABILÍSTICAS:.....	79
4.8.	CÁLCULO DE INTENSIDAD (I MAX), DURACIÓN Y FRECUENCIA	84
4.9.	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	87
4.10.	HIDRÁULICA FLUVIAL	87
4.11.	AREA DE ESTUDIO	89
4.12.	MODELACION	90
4.13.	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA:.....	94
CAPITO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		
		98
BIBLIOGRAFÍA		101
ANEXO I: PLANO TOPOGRÁFICO		102
ANEXO II: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONCRETO ARMADO		
..... ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.		
ANEXO III: PANEL FOTOGRÁFICO		123

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO N° 1: ÍNDICES DE SINUOSIDAD PARA RÍOS	17
CUADRO N° 2: DENOMINACIÓN DE LA CUENCA SEGÚN SU ÁREA	20
CUADRO N° 3: TENDENCIAS DE CUENCAS SEGÚN Kc	23
CUADRO N° 4: CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA EN FUNCIÓN DE LA DENSIDAD DE DRENAJE	28
CUADRO N° 5: COEFICIENTES DE CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN.....	55
CUADRO N° 6: OPERACIÓN DE VARIABLES	66
CUADRO N° 7: VÍA DE ACCESO AL RIO CHAUIHUARANGA, LOCALIDAD DE MISCA	70
CUADRO N° 8: POBLACIÓN AFECTADA.....	72
CUADRO N° 9: PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENSUALES.....	76
CUADRO N° 10: PRECIPITACIONES PICOS DE CADA AÑO	78
CUADRO N° 11: CÁLCULOS DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN NORMAL:.....	79
CUADRO N° 12: CÁLCULOS DEL AJUSTE DE LOG – NORMAL DE 02 PARÁMETROS	80
CUADRO N° 13: CÁLCULOS DEL AJUSTE LOG – NORMAL DE 03 PARÁMETROS.....	81
CUADRO N° 14: CÁLCULOS DEL AJUSTE DE LOG PEARSON TIPO III:	82
CUADRO N° 15: ORDEN DE AJUSTE.....	83
CUADRO N° 16: LLUVIA MÁXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES.....	85
CUADRO N° 17: INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES DURACIONES.....	85
CUADRO N° 18: INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES TIEMPOS DE RETORNO	85
CUADRO N° 19: VALORES DE I MAX, PARA DIFERENTES DURACIÓN EN MIN Y PARA T = 10, 25 Y 50 AÑOS	86
CUADRO N° 20: FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	87
CUADRO N° 21: CUADRO DE RESULTADO DEL TIEMPO DE RETORNO DE 25 AÑOS	92
CUADRO N° 22: CUADRO DE RESULTADO DEL TIEMPO DE RETORNO DE 50 AÑOS	93
CUADRO N° 23: DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO.....	94

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO N° 1: HISTOGRAMAS DE PRECIPITACIONES DE LOS 5 AÑOS DE DATOS HISTÓRICOS DEL SENAMHI.	77
GRÁFICO N° 2: RESUMEN DE HISTOGRAMA MÁXIMO MENSUALES.....	78
GRÁFICO N° 3: PRECIPITACIONES PICOS DE CADA AÑO.....	78

ÍNDICE DE FIGURA

FIGURA N° 1: FORMACIÓN DE LAS TERRAZAS FLUVIALES	12
FIGURA N° 2: CLASIFICACIÓN DE LOS RÍOS POR SU FORMA.	16
FIGURA N° 3: TIPOS DE CURVAS HIPSOMÉTRICAS	25
FIGURA N° 4: REPRESENTACIÓN DE TÉRMINOS DE LA ECUACIÓN DE ENERGÍA PARA EL HEC-RAS.	48
FIGURA N° 5: HEC – RAS MÉTODO DE SUBDIVISIÓN DE CAUDALES	50
FIGURA N° 6: MÉTODO DE SUBDIVISIÓN DE CAUDALES HEC – 2.	51
FIGURA N° 7 EJEMPLO DE COMO LA CANTIDAD DE ENERGÍA ES CALCULADO	52
FIGURA N° 8: DIAGRAMA DE ENERGÍA VS ELEVACIÓN DE SUPERFICIE DE AGUA.	57
FIGURA N° 9: APLICACIÓN DEL PRINCIPIO DEL MOMENTO.....	59
FIGURA N° 10: UBICACIÓN DEL RIO CHAUPIHUARANGA.....	69
FIGURA N° 11: RIO CHAUPIHUARANGA.....	70
FIGURA N° 12: VÍA DE ACCESO AL RIO CHAUPIHUARANGA, LOCALIDAD DE MISCA	71
FIGURA N° 13: CALIDAD DEL AGUA DEL RIO CHAUPIHUARANGA	73
FIGURA N° 14: SUBCUENCA DE CHAUPIHUARANGA.	74
FIGURA N° 15: CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO CON MACH MATT.....	89
FIGURA N° 16: ÁREA DEL PROYECTO: HIDROLÓGICO.....	89
FIGURA N° 17: VISTA SATELITAL DEL ÁREA DEL PROYECTO.....	90
FIGURA N° 18: VISTA EN PLANTA DE SECCIONES 0+000-0+520.	90
FIGURA N° 19: VISTA TRANSVERSAL DE LOS TIEMPOS DE RETORNO CRÍTICOS DE 25 Y 50 AÑOS.....	91
FIGURA N° 20: PERFIL LONGITUDINAL DEL CAUCE DEL RIO CHAUPIHUARANGA.....	91
FIGURA N° 21: VISTA EN 3D DEL CAUCE DEL RIO CHAUPIHUARANGA	92

INTRODUCCIÓN

El presente estudio de evaluación hidráulica e hidrológica es para evitar una futura inundación, para el diseño de una defensa ribereña en la localidad de Misca distrito de Chacayan en la margen derecha del río Chaupihuaranga aproximadamente de 650 m.

En la actualidad no existe defensa ribereña, los cauces han cobrado una gran importancia en el desarrollo de los pueblos que se encuentran en las cercanías de los cauces; debido a que sin ella estaría expuesta a las inclemencias de la naturaleza de los ríos con graves pérdidas a las infraestructuras de servicios y pérdidas humanas.

El área de estudio es de la cuenca de Chaupihuaranga cuyos datos obtenidos fueron del SENAMHI de la estación meteorológica de Yanahuanca - Pasco, caracterizada por presentar ríos de gran magnitud, corrientes fuertes y de caudal regular que desaguan al río Huertas y esta a su vez al río Huallaga.

En todas las etapas del estudio la población se organizó para facilitarnos la toma de información necesaria al tesista y poder desarrollar el proyecto de investigación académica.

Para el desarrollo de la tesis se plantearon los siguientes capítulos:

Capítulo I: Se titula planteamiento del problema, los objetivos, la justificación.

Capítulo II: Es el marco teórico, la teoría que respalda la investigación y los cálculos hidráulicos e hidrológicos y el software Hec - Ras.

Capítulo III: La metodología a emplear, el enfoque del desarrollo de la tesis, variables, hipótesis.

Capítulo IV: Evaluación y cálculo hidrológico del río Chaupihuaranga.

Capítulo V: Conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO I
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.1. Fundamentación del problema:

En la localidad de Misca que tienen en la actualidad una población de 277 Habitantes, es una localidad que viene siendo afectada en épocas de invierno por el desborde del río Chaupihuaranga, dichas crecidas afectan a las Áreas de cultivo y viviendas cercanas a la ribera, dado que no cuenta con un registro estándar de la crecida del río, las pérdidas son incalculables; asimismo también dicha localidad viene siendo atemorizada por un huayco que se encuentra a 150m de la localidad, por tal motivo se propone un muro de defensa ribereña de una longitud de 650ml el cual encauzara también al huayco para proteger la localidad.

El proyecto de investigación en estudio tratara de evitar la pérdida de inundación de las zona rural y los terrenos agrícolas debido a la erosión de las márgenes del río Chaupihuaranga, de esta manera se evitara las pérdidas de viviendas y vidas humanas que son erosionadas por las grandes avenidas de agua en épocas de lluvia que se producen en los meses de Noviembre a Marzo, la ejecución del proyecto de investigación, se sustenta fundamentalmente en proteger la ribera de la margen derecha del río Chaupihuaranga, de esta manera contribuyendo a preservar la vida de la población, las propiedades públicas y privadas y las tierras agrícolas según el padrón de uso agrícola.

1.2. Formulación del problema.

1.2.1. Problema general:

¿Cuál será el comportamiento hidráulico del río Chaupihuaranga, que permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña?

1.2.2. Problemas específicos:

- a) Cuales serán las zonas de desborde utilizando el programa Hec-Ras en la modelación del rio Chaupihuaranga bajo condiciones actuales.
- b) Cuál es el cálculo de los niveles máximos que alcanzaría, para caudales de diseño y tiempos de retorno 10, 25, 50 años, para las secciones más adecuadas y que puedan soportar estos caudales.
- c) Cuál es la capacidad hidráulica del cauce del rio Chaupihuaranga, simulando el incremento paulatino de las avenidas, para la capacidad máxima, hasta el momento de inundación.
- d) Cuál es el diseño más apropiado de la defensa ribereña.

1.3. Objetivos.

1.3.1. Objetivo general:

Determinar el comportamiento hidráulico del rio Chaupihuaranga, para precisar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña.

1.3.2. Objetivos específicos:

- a) Determinar las zonas de desborde utilizando el programa Hec-Ras en la modelación del rio Chaupihuaranga bajo condiciones actuales.
- b) Determinar el cálculo de los niveles máximos que alcanzaría, para caudales de diseño y tiempos de retorno

10, 25, 50 años, para las secciones más adecuadas y que puedan soportar estos caudales.

c) Determinar la capacidad hidráulica del cauce del río Chaupihuaranga, simulando el incremento paulatino de las avenidas, para la capacidad máxima, hasta el momento de inundación.

d) Determinar el diseño de la defensa ribereña.

1.4. Justificación e importancia:

Considerando el crecimiento poblacional que se viene asentado en casco urbano del distrito de Chacayan y al gran impulso que se viene dando en esta parte del país se ha venido desarrollando el crecimiento de estructuras viales, poblacionales, servicios básicos para el desarrollo de la población creciente, sin embargo este progreso viene siendo amenazado constantemente por avenidas de las aguas del río Chaupihuaranga en varias oportunidades ha venido realizando daños a dichas estructuras, por lo que al constituirse la defensa ribereña en la margen derecha del río Chaupihuaranga en el sector de Misca, dará seguridad a una área aproximada de 4000 km², asimismo a una población 277 personas asentadas en el sector influentes.

La construcción de la defensa ribereña de aproximadamente 650 m aguas abajo del punto de control, no generara impactos ambientales negativos significativos.

Importancia:

El presente trabajo de investigación es importante, debido a que se dará mayor realce al estudio hidrológico e hidráulico del río

Chaupihuaranga, control de avenidas, que en términos concretos significa la prevención de daños por desbordamiento o derrames de las corrientes naturales; pero el hombre puede hacer poco para evitar una gran avenida; sin embargo puede reducir el daño a través de una combinación de medidas defensivas; cuyo fin supremo es brindar seguridad al entorno humano.

1.5. Limitaciones:

Entre una limitación bibliográfica que se puede resaltar, es la poca información sobre aspectos de simulación hidráulica de cauces naturales con el software Hec-Ras, lo cual no existe manuales en idioma el español, ya que todo relacionado con simulación hidráulica se encuentra en inglés y los manuales de los programas también, a esto se suma la poca difusión de este tipo de programas en nuestra región y de esta manera no existe mucha bibliografía para casos similares, y si lo existen son mínimas.

1.6. Alcances:

- Al alcance de la investigación se da en prevenir a la población de un eminente inundación futura del río Chaupihuaranga, afectando daños materiales, humanas, cultivos y pérdida de ganados, lo cual la investigación nos resulta el diseño más apropiado para el cauce del río.
- Difundir el programa Hec – Ras para prevenir inundaciones en cualquier río, donde puede estar afectado la vida humana, materiales, cultivos, ganado.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación:

2.1.1. Nivel internacional:

En el ámbito internacional se tiene la tesis del ingeniero Edgar Castelló, “Determinación de la capacidad Hidráulica del canal los Molinos - Córdoba”. Universidad Nacional de Córdoba, Maestría en ciencias de la ingeniería – Mención Recursos Hídricos. Tesis para optar el grado de Magister. Córdoba – Argentina 2009, que después de haber empleado los modelos numéricos, en una de sus conclusiones menciona que mediante la aplicación de los modelos HEC-RAS (centro de ingeniería hidrológica – sistema de análisis de ríos) y SWMM (Modelo de Gestión de Aguas Pluviales), se logró una adecuada representación de las características hidráulicas del canal. HEC-RAS permitió la simulación de los tramos con flujo a superficie libre y la visualización de las curvas de remanso generadas. El flujo a presión en los sifones existentes fue estimado por medio del modelo SWMM.

Se tiene la tesis del Sr. Oscar Lenin Juela Sivisaca, “Estudio hidrológico y balance hídrico de la cuenca alta del río Catamayo hasta la estación arenal en el sitio el boquerón, provincia de Loja”. Universidad Nacional de Loja. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Agrícola. Loja – Ecuador 2011, indicando en sus conclusiones que:

- La distribución temporal de aforos realizados históricamente en la estación Arenal no son secuenciales y no garantizan confiabilidad, por tanto las curvas de descarga, de duración general y variación estacional no son confiables.

- La socavación y sedimentación notoria en el sitio o en la sección de la estación Arenal, produjeron una serie de curvas de descarga, con severas dificultades de definición de la ecuación matemática así como de sus periodos y niveles de validez.
- La información de niveles diarios con vacíos demasiado largos en tiempo no permitieron la generación o cálculo de una estadística completa de caudales diarios.

2.1.2. Nivel nacional:

En el ámbito nacional se tiene la tesis del Ing.Mag. Eduardo Abraham Chávarri Velarde, “Modelación Hidrodinámica unidimensional de los grandes ríos de la cuenca amazónica”. Universidad Nacional Agraria La Molina – Escuela de Postgrado. Tesis para optar el grado de Doctoris Philosophiae. Lima – Perú 2013, y a partir de los resultados obtenidos refiere en sus conclusiones:

- El 60% del área del territorio del Perú, se encuentra dentro de la cuenca Amazónica, por lo tanto, el conocimiento de la hidrodinámica del río Amazonas es fundamental para tratar los temas ambientales, económicos y sociales de dicha Región, y aún más importante en estos últimos años debido a la mayor frecuencia de ocurrencia de eventos extremos.
- Sobre la aplicabilidad de la altimetría radar, concluye que esta tecnología es una nueva alternativa para monitorear la evolución de las ondas del flujo a lo largo de los ríos y por otra parte, es útil en los procesos de calibración y validación de los modelos hidrodinámicos en el ámbito de la cuenca Amazónica,

especialmente para ríos con anchos de espejo de agua mayores o iguales a 42.00 m.

Así mismo se tiene la tesis de la Srta. Palomino Cuya, Grace, “Zonificación de áreas inundables utilizando sistemas de información geográfica. Aplicación al tramo final del río chillón”. Universidad Nacional de Ingeniería.

Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Lima – Perú 2004, después de hacer su análisis respectivo manifiesta que los mapas de amenaza de inundación pueden mostrar mapas de inundación históricas, y que la planicie de inundación perteneciente al periodo de retorno de 100 años muestra áreas inundadas que no deberían ser ocupadas por edificaciones permanentes o de vital importancia como viviendas, centros educativos, centros de salud, centros industriales, etc. Así por ejemplo se tiene que el área inundada para un caudal de 183 m³/seg con periodo de retorno de 100 años es de 192.28 Ha y para un caudal de 90 m³/seg con periodo de 5 años es de 48.80 Ha.

Así también el Sr. Mamani Apaza, Rodolfo, que realizó un estudio de defensa aplicado al río Ramis Taraco – Puno, correspondiente al tramo puente Taraco – comunidad Sacasco, presentado a la Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima – Perú 1994, llegando a la conclusión de que mediante el modelamiento del perfil hidráulico con el uso del programa HEC-2, (versión anterior al Hec-Ras) se comprobó que existe problemas de inundación a lo largo de todo el cauce del río para periodos de retorno superiores a 25 años, en condiciones más crítica.

Por otra parte el Sr. Ochoa Acuña, Juan en su estudio de defensa ribereña con estructuras flexibles al río Rimac tramo puente Girasoles – puente Ñaña, presentado a la universidad agraria la Molina, Lima -

Perú 1992; en una de sus conclusiones hace mención que toda obra hidráulica a ser construida en cauces de ríos, debe ser estudiada con la teoría de Hidráulica Fluvial en dos condiciones: (1) en su estado natural o sin proyecto y, (2) en su estado artificial o con proyecto.

2.2. Bases teóricas:

2.2.1. Hidráulica fluvial y morfología:

El objetivo de la hidráulica fluvial es proporcionar conocimientos de las características físicas de los ríos. Rocha (1998) por ejemplo manifiesta que son las condiciones del clima (precipitaciones, temperatura) y las características geológicas (topografía, litología, suelos), son las que se asienta una determinada vegetación y usos de suelos, que determinan el comportamiento hidrológico de cada cuenca y la salida de caudales y sedimentos de los cauces configurando su morfología y régimen.

2.2.1.1. Clasificación de ríos:

Rocha (1998), dice que hay muchas formas y criterios de clasificación de los ríos, cada clasificación tiene un origen y una finalidad específica; una de ellas es importante en el desarrollo de estas tesis son las clasificaciones siguientes:

2.2.1.1.1. Clasificación por susceptibilidad a las inundaciones:

a) Ríos sin área de inundación (confinados).

b) Ríos con área de inundación.

La presencia de dos cauces, es decir, la existencia de áreas de inundación, se debe a los movimientos laterales que efectuado el río a lo ancho de una planicie aluvial a lo largo del tiempo; (Rocha, 1998).

El movimiento lateral de los ríos trae como consecuencia que los nuevos cursos fluviales abandonen ciertas áreas que luego pueden construir terrazas fluviales.

El cauce menor, que en algunos casos es un cauce de estiaje, es ocupado por avenidas de bajo periodo de retorno. Cuando el periodo de retorno es mayor el río se desborda, con respecto al cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor o cauce de avenidas.

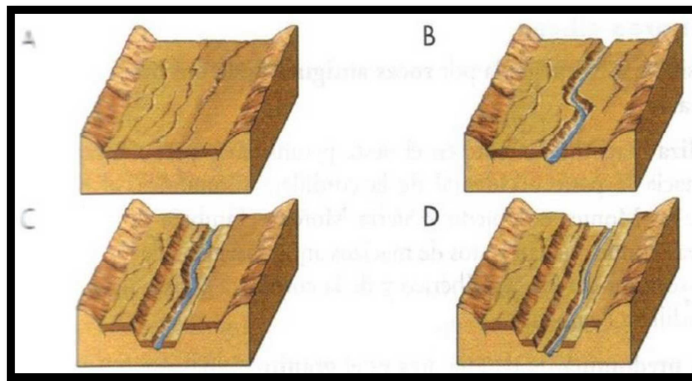


Figura N° 1: Formación de las terrazas fluviales

Fuente: Rocha, 1998

2.2.1.1.2. Clasificación del río por su forma:

Los ríos pueden ser clasificados en términos del patrón del cauce, que es, la configuración del río vista en planta, en un mapa o el aire. Según esto se clasifican en rectos, meándricos, entrelazados o alguna combinación de estos.

Rocha (1998) menciona que los cauces rectos son raros en la naturaleza. Aunque un cauce puede tener riveras relativamente rectas, el thalweg (línea de mayor tirante a lo largo del cauce), es usualmente sinuoso. Como resultado, no es muy sencillo distinguir entre cauces rectos y meándricos.

La sinuosidad del río, la razón entre la longitud del thalweg a la distancia hacia abajo del valle, es frecuentemente usado para distinguir un cauce recto de un meándrico.

Una vista aérea de los ríos indicaría que sus formas son tantas como ríos existen, pero para fines prácticos se consideraran tres principales formas fundamentales:

a) Ríos de cauce rectos

En la naturaleza prácticamente no existen ríos rectos. Se les suele considerar como un estado transitorio al meándrico. Villón (2011), dice que un tramo fluvial recto es anormal y transitorio; es decir esencialmente inestable. Rocha (1998), afirma que; según su experiencia, en la naturaleza los cursos de agua verdaderamente rectos son tan raros que pueden considerar como inexistentes. Hay ríos que tienen pequeños tramos rectos, o casi rectos (se les llama semirectos), cuya longitud podría ser, referencialmente, tan solo del orden de 10 veces el ancho del río. Esta aparición circunstancial de pequeños tramos rectos puede deberse a la presencia de determinadas estructuras geológicas.

Un río recto podría definirse como aquel cuya sinuosidad es tan pequeña que puede despreciarse. En un tramo rectilíneo el índice de sinuosidad es teóricamente igual a 1.20 Referencialmente, se puede señalar que usualmente se llama “río recto” a aquel cuyo índice de sinuosidad es menor que 1.20.

b) Los ríos de cauces trenzados

Los ríos trenzados tienen varios canales secundarios (brazos) que se comunican entre sí y que forman bancos (islas transitorias) entre ellos. Se ha dicho que son multicanalizados.

Estos canales se separan y vuelven a unirse. Este tipo de ríos tiene un curso divagante, literalmente “entrelazado”. Los cauces se

entrecruzan. Los brazos no tienen una definición permanente. Estas variaciones son notables después de las grandes avenidas. Cuando se trata de construir un puente sobre un río entrelazado, se requiere de una gran luz debido al ancho importante del río, cuya gran variedad no puede dejar de tenerse en cuenta; Rocha (1998).

Se acepta que un río trenzado se origina cuando en una corriente hay gran transporte sólido y líquido y, de pronto, disminuye el caudal líquido y entonces los sólidos, al no ser transportados, depositan en el lecho formando islas o barras.

Una vista panorámica de un río entrelazado daría la impresión de ser rectilíneo, pero los brazos (canales) que lo constituyen suelen ser muy sinuosos. Los ríos entrelazados aparecen en las corrientes que tienen grandes cantidades de sólidos de fondo, relativamente gruesos. En general, en los márgenes y en el lecho hay poca cantidad de limos y arcillas. Los ríos trenzados son marcadamente inestables y de comportamiento altamente impredictible. Aparecen con pendientes grandes, tienen pequeños calados (tirantes) y su ancho es grande. Pueden tener grandes cantidades de sólidos de fondo que excedan la capacidad de transporte de la corriente. El exceso de sólidos sedimenta y se forman islas transitorias y bancos inestables. El río se subdivide en varios brazos muy sinuoso que rodean los bancos que se forman.

Rocha (1998), planteó la existencia de dos causas, que juntas o independientemente, podrían dar lugar a un río trenzado:

- Exceso de sedimentos que el río no puede transportar en su totalidad que trae como consecuencia que una parte de ellos deposite en el cauce y de lugar a la formación de bancos (islas).
- Pendiente grande, lo que origina pequeños tirantes.

La primera causa señalada, que se presenta cuando la capacidad de transporte de la corriente es insuficiente para transportar las cantidades de sólidos de fondo que se presentan en el río como producto de la erosión de la cuenca. Se denomina capacidad de transporte a la máxima cantidad de material sólido de fondo, de una cierta granulometría, que una corriente puede transportar con un gasto dado.

Una variante de los ríos entrelazados está constituida por los ríos anastomosados, los que se presentan cuando del curso principal se separen brazos que regresan, luego de un cierto recorrido, al cauce principal.

c) Los ríos de cauces meándricos.

La tendencia a formar meandros es característica de los ríos aluviales, es por eso que se dice que son serpenteantes. Es decir que tienen una tendencia natural a no seguir un curso rectilíneo, lo que constituye una expresión de su inestabilidad. La aparición de meandros significa necesariamente un aumento del recorrido fluvial lo que implica la disminución de la pendiente y de la velocidad media de la corriente.

Los ríos meándricos están formados por una sucesión de curvas cuyo índice de sinuosidad es superior a 1.5 (valor referencial). Un río aluvial es tortuoso en la medida en la que tiene muchas curvas y tiene meandros en la medida en la que estas curvas (es decir, las tortuosidades) se desplazan.

Rocha menciona que un canal en roca puede ser tortuoso, pero no tiene meandros, porque no hay movilidad de las tortuosidades. Esta enorme movilidad de los meandros tiene gran importancia para la ingeniería en el momento de proyectar una obra, como podría ser un camino o un puente. Parece ser que existe una gran similitud, en

diferentes ríos, entre sus respectivas relaciones entre el radio de curvatura y el ancho del río.

Numerosos investigadores se han dedicado a estudiar los meandros fluviales así por ejemplo. Rocha (1998) señala que “Para ríos aluviales el alineamiento meandriformes parecería la forma más plausible y eficiente a través de la cual el sistema tiende a minimizar progresivamente su pendiente para aproximarse a la condición de equilibrio dinámico. Aunque algunos ríos exhiben largos tramos cuasi-rectilíneos, la mayor parte de los ríos de llanura desarrollan meandros más o menos regulares.

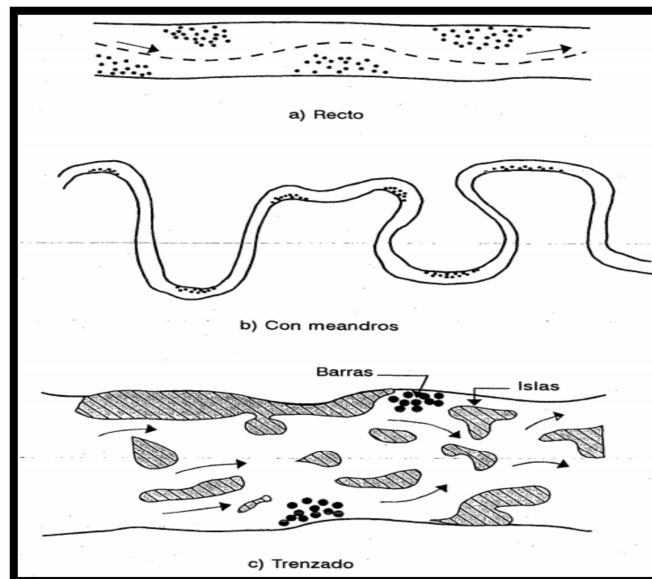


Figura N° 2: Clasificación de los ríos por su forma.

Fuente: Rocha, 1998

2.2.1.2. Sinuosidad hidráulica:

La mayor sinuosidad suele ser en cauces de poca pendiente, frente a una baja sinuosidad representativa de un cauce de mayor pendiente y, por ello, con mayor fuerza erosiva. El cálculo de la sinuosidad es propuesto por Schumm, quien la define de la siguiente forma: el desarrollo de meandros existentes en el cauce principal de un río, y

su cálculo se obtiene poniendo en relación la longitud de dicho cauce con la longitud máxima del valle que forma, (Schumm ,1963).

Cuadro N° 1: Índices de sinuosidad para ríos

Tipo de canal	Índice de sinuosidad
Rectilíneo	1 - 1.2
Transicional	1.2 - 1.5
Regular	1.5 - 1.7
Irregular	1.7 - 2.1

Fuente: Schummm 1963

2.2.2. Cuenca hidrográfica:

Chereque (1989) define una cuenca hidrográfica como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida. Es el sistema área o ámbito geográfico, delimitado por el divortium aquarum (divisorias de agua), donde ocurre el ciclo hidrológico e interactúan los factores naturales, sociales, económicos, políticos e institucionales y que son variables ante el tiempo.

Una cuenca como un área geográfica, referida a una sección del río o un punto de terreno o una sección de una calle, tal que la precipitación caída dentro de ella escurra a ese punto o sección. Puede definirse también como un área de captación natural de agua de lluvia que converge escurriendo a un único punto de salida. La cuenca hidrográfica se compone básicamente de un conjunto de superficies vertientes a una red de drenaje formada por cursos de agua que confluyen hasta resultar en un único lecho colector (Farias, 2005).

2.2.2.1. Funciones de una cuenca:

Las cuencas hidrográficas cumplen muchas funciones, entre las principales se mencionan:

Función hidrológica: Las cuencas hidrográficas cumplen esta función, cuando receptan el agua de las diferentes fuentes de precipitación, la almacenan y posteriormente la distribuyen a través de los manantiales, quebradas y ríos durante distintos momentos a lo largo del tiempo.

Función Ecológica: Provee diversidad de espacios a través de los cuales se completa el ciclo hidrológico, en donde a su vez, se llevan a cabo interacciones entre las características de la calidad física y química del agua. Además provee de hábitat para la flora y fauna que constituyen los elementos biológicos del ecosistema y que se encuentran en interacción directa con el agua.

Función Socioeconómica: Suministra recursos para el desarrollo de actividades productivas que dan sustento a la población, provee de un espacio para el desarrollo social y cultural de la sociedad. La cuenca constituye una unidad espacial eco-geográfica relevante para analizar los procesos ambientales generados como consecuencia.

Función Ambiental: Las cuencas hidrográficas, constituyen verdaderos sumideros de Dióxido de Carbono (CO₂), regulan la recarga hídrica y los ciclos bio-geoquímicos, albergan bancos de germoplasma y contribuyen a conservar la biodiversidad.

2.2.3. Parámetros morfométricos de la cuenca:

Es el estudio cuantitativo de las características físicas (fisiográficas) de una cuenca hidrográfica, y se utiliza para analizar la red de drenaje, las pendientes y la forma de una cuenca a partir del cálculo de valores numéricos. Dentro de este contexto es importante señalar

que las mediciones deben ser realizadas sobre un mapa con suficiente información hidrográfica y topográfica. (Bardales, 2008). Así pues, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es de gran utilidad práctica, pues con base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde existe poca información: bien sea que fallen datos, bien que haya carencia total de información de registros hidrológicos, siempre que exista cierta semejanza geomorfológica y climática de las zonas en cuestión (Juera, 2011).

Estudiar el recurso hídrico de una cuenca es un problema complejo que requiere del conocimiento de muchas características de la cuenca, algunas de las cuales son difíciles de expresar mediante parámetros o índices que son muy útiles en el estudio de una cuenca y permitir una comparación con otras cuencas mediante el establecimiento de condiciones de analogía.

Los parámetros más importantes y de mayor influencia sobre una cuenca son:

2.2.3.1. Parámetros de forma

Dada la importancia de la configuración de las cuencas, se trata de cuantificar estas características por medio de índices o coeficientes, los cuales relacionan el movimiento del agua y las respuestas de la cuenca a tal movimiento.

Los principales factores de forma son:

- a) **Área:** Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma irregular y se obtiene después de delimitar la cuenca. Su cálculo es importante porque sirve de base para la determinación

de otros elementos (parámetros, coeficientes, relaciones, etc.); además por lo general los caudales de escurrimiento crecen a medida que aumenta la superficie de la cuenca y, porque el área puede relacionarse con la producción de sedimentos generándose lo que se conoce como tasa de degradación, la cual puede estar asociada con la erosión del suelo, a través de la relación de la producción de sedimentos y la remoción definida como tasa de entrega de un área de drenaje. (Villon. 2011).

Debido a que la forma de la cuenca es muy irregular, el cálculo del área de la cuenca no se puede realizar por fórmulas geométricas, en la actualidad para el cálculo de este parámetro se utilizan diferentes softwar. Se mide en kilómetros cuadrados, y en hectáreas cuando la cuenca es pequeña.

- Cuenca Grande

Es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área, cauce). Una cuenca para fines prácticos se considera grande, cuando el área es mayor de 250 km².

- Cuenca Pequeña

Es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varía desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos, se considera 250 km². (Villon, 2011).

Cuadro N° 2: Denominación de la cuenca según su área

ÁREA DE LA CUENCA (A), KM²
--

Cuenca Grande	$A > 250 \text{ km}^2$
Cuenca Pequeña	$A \leq 250 \text{ km}^2$

Fuente: Villon 2011

- b) Perímetro:** Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma irregular y se obtiene una vez delimitada la cuenca. Se mide en Km y para su cálculo también se utiliza diferente software. Es importante porque en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca.
- c) Longitud Axial:** Esta medida se considera como la longitud en línea recta, desde el punto o parte más alta de la cuenca (cabecera de la cuenca) hasta el punto de desembocadura del río, a un caudal mayor, o punto más bajo de la cuenca.
- d) Longitud del Cauce:** La longitud del cauce de un río es la distancia entre la desembocadura y el nacimiento, (su recorrido de inicio a fin).
- e) Ancho Promedio (Ap):** Corresponde al área de la cuenca, relacionada con su longitud axial, y se expresa como:

$$Ap = A / La$$

Donde:

Ap = Ancho promedio (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

La = Longitud Axial (Km).

- f) Factor de Forma (Ff):** Villón (2011), expresa la relación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud mayor del cauce o río, es decir:

$$Ff = \frac{\text{ancho promedio de la cuenca}}{\text{longitud mayor del cauce}}$$

$$Ff = \frac{B \times L}{L \times L} = \frac{A}{L^2}$$

$$Ff = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

Ff = Factor de forma

B = Ancho promedio de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

L = Longitud mayor del cauce (Km).

Este factor relaciona la forma de la cuenca con la de un cuadrado, correspondiendo un $Ff = 1$ para regiones con esta forma, que es imaginaria.

Un valor de Ff superior a la unidad nos proporciona el grado de achatamiento de la cuenca o el de un río principal corto. En consecuencia, con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas. (Villón, 2011).

g) Índice De Compacidad (Kc): Otro índice de forma, designado por Kc, Villón (2011) afirma que es el resultado de dividir el perímetro de la cuenca por el perímetro de un círculo de igual área que de la cuenca. Para hallarlo se utiliza la siguiente relación:

$$Kc = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{perímetro de un círculo de igual area}}$$

$$Kc = \frac{P}{P_0} = \frac{P}{2\pi r}$$

$$Kc = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

K= Índice de compacidad.

0.28 = Valor constante.

P = Perímetro de cuenca (Km).

A = Área de cuenca (Km²).

Este coeficiente está relacionado con el tiempo de concentración, que es el tiempo que tarda una gota de lluvia en desplazarse desde la parte más lejana (alta) de la cuenca hasta su desembocadura; en este momento ocurre la máxima concentración de agua en el cauce, puesto que está llegando gotas de lluvia de todos los puntos de la cuenca.

A medida que el coeficiente (Kc) tiende a 1 será cuando la cuenca tiende a ser redonda, aumenta la peligrosidad de la cuenca a las crecidas, porque las distancias relativas de los puntos de la divisoria con respecto a uno central, no presentan diferencias, mayores y el tiempo de concentración se hace menor, por lo tanto mayor será la posibilidad de que las ondas de crecida sean continuas (Vásquez 2000).

Cuadro N° 3: Tendencias de cuencas según Kc

INDICE COMPACIDAD	DE	TENDENCIA CUENCA	DE
Kc ≤ 1		Redondeada	
Kc > 1		Alargada	

Fuente: villon 2011

2.2.3.2. Parámetros de relieve

Relieve es la diferencia de elevación entre dos puntos referenciales. El relieve máximo de la cuenca es la diferencia de elevación entre el punto más alto en la divisoria de cuenca y la salida de la cuenca. La razón de relieve es la razón del relieve máximo de la cuenca a la distancia recta horizontal más larga de la cuenca medida en una dirección paralela a aquella del curso de agua principal. La razón de relieve es una medida de la intensidad del proceso erosiona activo en la cuenca.

a) Pendiente media del cauce (Sc): Es un parámetro muy importante, en el estudio del recurso hídrico, ya que se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.

b) Pendiente media de la Cuenca: La pendiente media del terreno es un parámetro esencial, pues da un índice de la velocidad media de la escorrentía y su poder de arrastre y de la erosión sobre la cuenca, está relacionada con la infiltración, con el escurrimiento superficial, con la contribución de agua subterránea a la corriente y con la duración del escurrimiento.

La pendiente de la cuenca es la relación del desnivel que existe entre los extremos de la cuenca, siendo la cota mayor y la cota menor, y la proyección horizontal de su longitud, siendo el lado más largo de la cuenca (Villón, 2011).

Donde:

Alta pendiente.- > 30% mayor velocidad de escorrentía, disminuye la capacidad de infiltración.

Baja pendiente.- < 30% menor velocidad de escorrentía, mayor capacidad de infiltración.

c) **Curva Hipsométrica:** La curva hipsométrica es la representación gráfica de la variación altitudinal de una cuenca, y se obtiene a partir de un plano topográfico tomándose los valores en porcentajes del área que están por debajo de una determinada altura, que inicialmente serán la del punto más bajo de la cuenca e irá aumentando de acuerdo a los valores de las cotas de la curva de nivel que encierra las franjas de terreno por ellas definidas y el punto de salida que es generalmente el sitio más bajo de la cuenca (Villón, 2011).

Se divide en tres zonas:

- Ríos Jóvenes, refleja una cuenca con gran potencial erosivo.
- Ríos Maduros, es una cuenca en equilibrio.
- Ríos Viejos, cuenca sedimentaria.

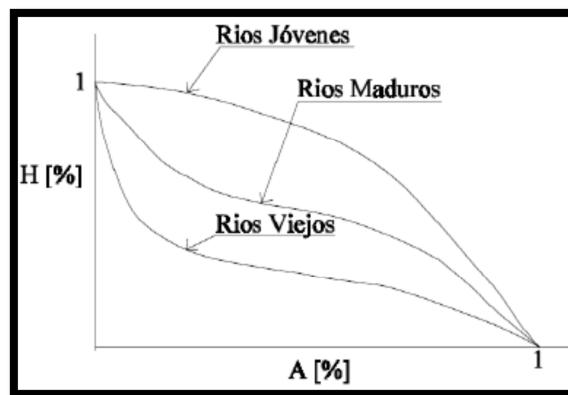


Figura N° 3: Tipos de curvas hipsométricas

Fuente: Villon, 2011.

2.2.3.3. Parámetros relativos a la red de drenaje:

Clasificación de cursos de agua

Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca (Villón, 2011).

Así una corriente puede ser Efímera, Intermitente y Perenne.

- a) **Corriente Efímera**, es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.
- b) **Corriente Intermitente**, lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en épocas de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.
- c) **Corriente Perenne**, contiene agua todo el tiempo que aun en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.
- d) **Orden de Corrientes**: Es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca, para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca. El procedimiento es de considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario, de orden dos, a los que sólo tienen tributarios de orden uno, de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la corriente principal, indicara la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca (Villón, 2011).

e) Densidad de Corriente (Dc): Villón (2011), este parámetro es la relación entre el número de corrientes y el área drenada de la cuenca (corr/km²), es decir:

$$Dc = \frac{Nc}{A}$$

Donde:

Dc= Densidad de drenaje (corr. / km²)

Nc= Numero de corrientes (corr.)

A= Área total de la cuenca (km²)

f) Densidad de Drenaje (Dd): Villón (2011), define la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de las corrientes de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca: En Km/km² .

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

Donde:

Dd= Densidad de drenaje

L= Longitud total de las corrientes (Km)

A= Área total de la cuenca (km²).

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos, representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, valores bajos, indican suelos duros, poco erosionables o muy permeables y cobertura vegetal densa. Con base en la densidad de drenaje se establece las características de drenaje de la cuenca.

Cuadro N° 4: Características de la cuenca en función de la densidad de drenaje

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA	DENSIDAD DEL DRENAJE
Regularmente drenada	$0.0 < Dd < 1.0$
Normalmente drenada	$1.0 < Dd < 1.5$
Bien drenada	$Dd > 1.5$

Fuente: Farias 2005

2.2.4. Hidrología:

Linsley (1978) hace mención que según el federal Council for Science and Techonology: “La Hidrología versa sobre el agua de 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”. La ingeniería hidrológica incluye aquella parte del campo que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y el uso del agua. También se puede decir que es la ciencia que estudia el agua y sus manifestaciones en la atmósfera, sobre y debajo de la superficie terrestre, sus propiedades y sus interrelaciones naturales.

Define también el ciclo Hidrológico como un fenómeno bien complejo por la gran cantidad de variables que intervienen. Para simplificar y entender el problema, los hidrólogos han introducido el concepto de sistema para entender el ciclo Hidrológico y de esta manera lograr su aplicación práctica en la solución de problemas de ingeniería hidráulica. Una creciente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales; al hidrólogo le interesa estudiar el caudal, creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasías, bocatomas, alcantarillas, etc.), y para estructuras de regulación (embalses).

Se define periodo de retorno T , como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud x puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a x , ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P es igual 1 en T casos (Villón, 2011).

2.2.4.1. Análisis de frecuencia

Uno de los problemas más importantes en hidrología es la interpretación de registros pasados de eventos hidrológicos, en términos de obtener probabilidades de ocurrencia futuras. Este problema se extiende a la estimación de frecuencias de avenidas, sequías, precipitación y oleajes, entre otros. El procedimiento involucrado es conocido como análisis de frecuencia (Chow, 1994).

El análisis de frecuencia de datos hidrológicos comienza con el tratamiento de datos brutos y finalmente determina la frecuencia o probabilidad de un valor de diseño.

Según Chow (1994) desde el punto de vista práctico, el análisis de frecuencia es sólo un procedimiento para ajustar los datos hidrológicos a un modelo matemático de distribución de probabilidades. Para efectuar dicho análisis tres suposiciones están implícitas:

- Los datos analizados describen eventos aleatorios.
- Los procesos naturales son estacionarios con respecto al tiempo.
- Los parámetros de la población pueden ser estimados desde la muestra.

Juela (2011) indica que el tratamiento de eventos hidrológicos extremos como un proceso aleatorio implica que la variabilidad climática natural no afecta la ocurrencia de estos eventos.

Un proceso estacionario respecto al tiempo significa que presenta eventos independientes e idénticamente distribuidos por un modelo probabilístico que no cambia a través del tiempo.

2.2.4.2. Modelos y procesos hidrológicos.

Molsalve (2000), señala que un modelo matemático es una simplificación de una situación real, expresada mediante una serie de hipótesis o suposiciones, traducidas en lenguaje matemático y que conducen, después de una adecuada manipulación, utilizando para ello las técnicas matemáticas apropiadas, a una serie de resultados de cuyo análisis se espera sacar a la luz aspectos de la situación original no fácilmente apreciables a simple vista.

Chow (1994) señala que los modelos matemáticos son aplicados para simular el fenómeno hidrológico natural, el cual es considerado como un proceso o sistema.

Cualquier fenómeno que esté sometido a cambios, particularmente con respecto al tiempo, es llamado un proceso. Como prácticamente todos los fenómenos hidrológicos cambian con el tiempo pueden ser llamados procesos hidrológicos. Si la oportunidad de ocurrencia de las variables envueltas en tal proceso es ignorada y el modelo se considera que sigue una ley de certeza pero ninguna ley de probabilidad, el proceso y el modelo son descritos como determinísticos. De otra forma, si la oportunidad de ocurrencia de la variable es tomada en consideración y el concepto de probabilidad es

introducido en la formulación del modelo, el proceso y el modelo son descritos como estocásticos o probabilísticos (Chow, 1994).

Estrictamente hablando, un proceso estocástico es diferente a uno probabilístico, en que el primero es considerado dependiente del tiempo y el segundo independiente del tiempo. Podría decirse, entonces, que los modelos probabilísticos hacen predicciones, mientras que los modelos estocásticos hacen pronósticos.

En realidad, todos los procesos hidrológicos son más o menos estocásticos. Se asumen determinísticos o probabilísticos sólo para simplificar su análisis.

2.2.4.3. Período de retorno.

Villón (2011), define al periodo de retorno, como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud X puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a X , ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P , es igual $1/T$ en T casos, es decir:

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

Donde:

$P(X)$: Probabilidad de ocurrencia de un evento $\geq x$

T : Periodo de retorno.

De esta manera, cuando la variable aleatoria representa un evento máximo anual, el período de retorno es el valor esperado del número de años que transcurren hasta que ocurra un evento de magnitud igual o superior que la de un evento predefinido como crítico o de

diseño. El término es desafortunado, puesto que su uso conduce al profano a concluir que hay T años entre tales magnitudes de eventos, cuando en efecto la probabilidad de tal magnitud en cualquier período sigue siendo T-1, independiente que ocurra tal evento en el año anterior o en un año reciente (Rivano, 2004).

2.2.4.4. Procedimiento de análisis.

Rivano (2004) señala que el procedimiento de análisis de frecuencia comprende las siguientes etapas:

- Verificar la confiabilidad de los datos hidrológicos.
- Suponer ciertos modelos probabilísticos.
- Estimar los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidades de cada modelo elegido.
- Realizar pruebas que permitan seleccionar el modelo probabilístico que mejor describe el fenómeno que se intenta representar.
- Estimar él o los valores de diseño correspondientes al período de retorno de interés.

2.2.4.5. Análisis de confiabilidad de datos hidrológicos.

Rivano (2004) indica que en un análisis de frecuencia la confiabilidad de las estimaciones depende esencialmente de la longitud, continuidad, precisión y representatividad de los registros disponibles. En consecuencia, Monsalve (2011) señala que previo a usar la información recogida en una estación, esta debe ser examinada por posibles errores. Si tales errores son apreciables,

ellos deberán ser analizados y corregidos antes de que el análisis de frecuencia sea realizado.

2.2.4.6. Modelos de distribución de probabilidades.

Rivano (2004), señala que la habilidad de un modelo probabilístico para ajustarse a los datos de precipitación depende de la flexibilidad y la naturaleza intrínseca de la forma de la función de distribución de probabilidades (fdp). Mientras más parámetros tenga un modelo, más versátil se vuelve su función de distribución de probabilidades y mejor se la puede ajustar a los datos.

Según Chereque. (1989), no existe en hidrología ninguna base teórica sólida para justificar una función específica de distribución de probabilidades. Como no hay un procedimiento teórico para decidir que modelo probabilístico es el “mejor” en un análisis de frecuencia particular, es habitual verificar y comparar la conveniencia o conformidad de muchas distribuciones candidatas y hacer una elección entre ellas basándose en consideraciones como ajuste de datos disponibles, facilidad computacional y consistencia con varios tamaños de muestra.

Distribución Normal

Según Chow (1994), la distribución normal es una distribución simétrica, que se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Donde:

X: Variable independiente.

μ : Parámetro de posición, igual a la media de la variable x.

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de la variable x.

Tiene la particularidad característica de que la media, moda y mediana corresponden al mismo valor.

Si la variable x, se estandariza de la forma:

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

- Estimación de parámetros de posición y escala, método de Momento.

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$$
$$\sigma = \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2 \right]^{1/2}$$

Donde:

X: Variable independiente.

μ : Parámetro de posición, igual a la media.

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar.

Distribución Log-normal

Este modelo probabilístico, a menudo llamado ley de Galton, establece que si los logaritmos neperianos, $\ln x$, de la variable aleatoria X se distribuyen normalmente, entonces la variable x se distribuye de forma logarítmico normal, es decir la variable aleatoria:

$y = \ln X$, es normalmente distribuida con media μ_y y varianza σ_y^2 , y su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Si la variable, $y = \ln x$, se estandariza de la forma:

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} = \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}$$

Donde μ_y, σ_y , son la media y desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

- Estimación de parámetros, método de momentos

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media y la varianza de la variable X y los parámetros μ_y y σ_y^2 , que se obtiene, son:

Media: $\bar{X} = E(x) = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}}$

Varianza: $S^2 = E[x - E(x)]^2 = e^{2\mu_y + \sigma_y^2} (e^{\sigma_y^2} - 1)$

Desviación Estándar: $S = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2}$

Coefficiente de variación: $C_v = \frac{S}{\bar{X}} = (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2}$

Luego dado un conjunto de valores x_1, x_2, \dots, x_n , con parámetros \bar{X}, S, S^2, C_v , los parámetros μ_y, σ_y^2 de la distribución log-normal de dos parámetros, obtenidos por el método de Momentos, se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_y^2 = \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_y = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{x^{-2}}{1 + C_v^2} \right)$$

Distribución Log Pearson tipo III

Villón (2011), una variable aleatoria X , tiene una distribución log Pearson tipo III, si su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(\ln x - x_0)^{y-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\beta}}}{x \beta \gamma \tau(x)} dx$$

Donde:

X_0 = parámetro de posición

β = parámetro de escala

γ = parámetro de forma.

$\Gamma(x)$ = función gamma completa

- Proceso de cálculo

Para el cálculo de los parámetros de la serie de datos: x_1, x_2, \dots, x_n .

Se convierte a sus logaritmos, luego se calcula la media, desviación estándar y coeficiente de sesgo, con las siguientes ecuaciones:

Media: $\bar{X}_{\ln x} = \frac{\sum \ln x}{N}$

Desviación Estándar: $S_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^2}{N-1}}$

Sesgo: $C_S \ln x = \frac{N \sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^3}{(N-1)(N-2)S^3 \ln x}$

- Estimación de parámetros, método de momentos

Aplicando el método de momentos, se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$\gamma = \frac{4}{C_{S\ln x}^2}$$

$$\beta = \frac{C_{S\ln x}(S_{\ln x})}{2}$$

$$x_0 = \bar{X}\ln x - \frac{2S_{\ln x}}{C_{S\ln x}}$$

Prueba de bondad de ajuste

El propósito de las pruebas de bondad de ajuste es únicamente responder a la cuestión de si los datos se desvían una cantidad estadísticamente significativa respecto del modelo de predicción. En consecuencia, este procedimiento permite rechazar un modelo por no ser adecuado, pero no permite probar que un modelo probabilístico es correcto (Villón, 2011).

Por lo anterior, Rivano (2004) recomienda utilizar pruebas de bondad de ajuste como una forma de ver si una determinada distribución es aceptada o rechazada.

Como una forma de definir la calidad de ajuste, se aconseja estimar la bondad de este, para lo que se recomienda utilizar pruebas que presentan un distinto grado de efectividad, dentro de las cuales se encuentra el test de Smirnov Kolmogorov. (Villón, 2011).

Prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov

Villón (2011), indica que la prueba de ajuste de Smirnov - Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{Max}|F(x) - P(x)|$$

Donde:

Δ = estadístico de Smirnov - Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

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

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

El estadístico tiene su función de distribución de probabilidades.

Si Δ_0 es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

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

2.2.5. Método de determinación de eventos máximos de caudales

- **Métodos Empíricos:** Lo constituyen las formulas empíricas, las cuales en la actualidad son poco usadas por la existencia de otros procedimientos y la aplicación de la informática. Ante la escasez de datos se opta por estas fórmulas, para conocer en forma rápida la magnitud del máximo caudal que se puede esperar; el mismo que puede ser comparado con datos reales de cuencas vecinas o similares.

Villón (2011) dice: en general se derivan del método racional, tienen una gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores ya que el proceso de escurrimiento es muy complejo para resumirlo en una fórmula de tipo directo en la que intervienen el área de la cuenca y el coeficiente de

escurrimiento, entre estos métodos encontramos: Método racional, Método Mac Math, Método Burkli – Zieger.

- **Métodos Históricos:** Consisten en investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse. En realidad, los métodos históricos, aunque permiten conocer las características de una gran avenida ocurrida muchos años atrás, no permiten prever la proporción de una avenida mayor a la máxima conocida, aun cuando existen muchas posibilidades de que esta se presente. Este método tiene que vencer dos grandes dificultades para poder suministrar información útil:
 - La carencia e insuficiencia de datos (registros históricos), el cálculo de la avenida a partir de los datos recabados referidos generalmente a niveles y no a gastos.
 - Para enfrentar la segunda dificultad, se utilizan los llamados métodos directos o hidráulicos, que se describen más adelante (Chereque, 1989).
- **Métodos de Correlación Hidrológica:** Se aplica cuando no se cuenta con dos datos: Hidrométricos (tirantes máximos hidráulicos) y pluviométricos; en este caso se aplica la correlación con los datos de máximos caudales de una cuenca vecina o próxima, cuyas características en sus aspectos topográficos, geológicos suelos, tipos de cobertura, parámetros morfométricos sean similares a la cuenca en estudio (Chereque, 1989).

- **Métodos Hidráulicos:** La aplicación de estos métodos (utilizan fórmulas de Hidráulica), no deben obviarse aunque no cuentan con metodología hidrológica, mayormente permiten obtener información bastante útil, sobre todo para fijar con precisión la altura de niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y permite conocer el gasto máximo instantáneo. Este considera la observación y medición de las características de una sección estable del río, es decir donde no exista demasiados desplazamientos, caso de paredes laterales solidas o fijas conformadas por: roca, buena cobertura vegetal, rellenos de huaycos, etc. Para determinar la máxima descarga, la altura de esta se determina por la huellas o rastros dejados en las paredes de la caja del río. Para su cálculo se aplica generalmente la fórmula de Manning-Strichler.
- **Métodos Estadísticos Probabilísticos:** Consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima, a partir de un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación, mediante su probable distribución en diversos periodos retorno, siendo las más utilizadas las distribuciones Gumbel o de valores extremos, log-Pearson tipo III, Log normal.
- **Métodos Hidrológicos:** Tienen como objetivo la representación matemática del proceso o formación de la avenida. Se estiman precipitaciones pluviométricas de duración y periodo de retorno determinado, se calcula el escurrimiento que se genera en un punto de la corriente estudiada, hasta establecer o dibujar el probable hidrograma. Reproducen la forma aceptable el fenómeno, en base a parámetros como precipitaciones máximas y características físicas de la cuenca. Existen ventajas al extrapolar algunas de sus variables, por la

irregularidad de las lluvias en la cuenca, y determinar las pérdidas por infiltración, que pueden distorsionar al estimar las avenidas a partir de las lluvias. Entre los métodos hidrológicos sobresalen:

- Método de hidrograma unitario, que comprende los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos.
- Método de isócronas (racional).

2.2.6. Curva intensidad - duración - frecuencia (I-D-F)

Con respecto a las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), es importante señalar que éstas son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Villón, 2011).

Según, Chereque (1989) Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

En este sentido se debe destacar que la intensidad, según Chow (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la altura de agua de precipitación por unidad de tiempo (mm/hr ó pulg/hr), y ésta se expresa como:

$$i = \frac{P}{Td}$$

Donde, P es la altura de agua de la precipitación en mm, y Td es la duración de la lluvia, dada usualmente en horas.

Otro elemento a estudiar en el diseño de las curvas IDF, es la frecuencia, la cual se expresa en función del período de retorno (T), que es el intervalo de tiempo promedio (expresado en años) entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño (Chow, 1994).

- Aplicación de las Curvas IDF

El uso de las curvas IDF se enmarcan en la estimación de crecidas de cuencas hidrográficas que tienen tiempos de concentración pequeños o de pequeña duración, y su utilidad principal es poder estimar la intensidad, duración y frecuencia de la precipitación en un lugar que no posee pluviógrafo, solamente pluviómetros totalizadores que entregan precipitaciones diarias.

Además, es importante señalar que uno de los primeros pasos que deben seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como es el caso del diseño de un drenaje urbano, el aprovechamiento de recursos hídricos en la generación de energía eléctrica, o el diseño de obras de ingeniería de regadíos, es la determinación del evento o eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias o períodos de retorno. Esta relación se denomina curvas IDF, que son determinadas para cada sitio en particular (Chow, 1994).

Para el caso de tormentas de diseño que no cuenten con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Rivano, 2004) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$Pd = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde:

Pd = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P24h = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación total (mm) entre la duración (min).

2.2.7. Tiempo de concentración

De las metodologías que se emplean para determinar el tiempo de concentración, Villón (2011) recomienda considerar el método de Kirpish (1940) y de California Culverts Practice (1942).

KIRPISH (1940)

$$tc = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

Donde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos

L=Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

S=Pendiente media de la cuenca, m/m

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942)

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

Donde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos

L=Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

H=Desnivel de altitud, m.

MODELO

Chow (1994), un modelo relaciona algo desconocido (producto o salida) con algo conocido (entrada). En nuestro caso los modelos que son incluidos en el HEC - RAS, la entrada conocida son los caudales para distintos periodos de retorno y la desconocida sería el tirante hidráulico y el espejo de agua en cada sección de análisis.

Para Palomino (1994), en el proceso de modelización, deben cumplirse dos fases previas, la primera de las cuales está referida a la caracterización del sistema y a la identificación y evaluación de las alternativas viables de gestión que hagan posible la consecución de los objetivos establecidos. Para ello se cuenta con tres tipos de herramientas informáticas: las bases de datos, los modelos de simulación y los sistemas de información geográfica.

Clasificación de modelos:

Los modelos hidráulicos e hidrológicos se pueden dividir según el Hydrologic Engineering Center HEC, como sigue:

Modelos Físicos: Son reducciones a escala, que busca representar el sistema del mundo real. Las más comunes aplicaciones de modelos físicos, es la simulación de flujo en canales abiertos.

Modelos Matemáticos: Se refiere a un conjunto de ecuaciones que representa la respuesta de un componente del sistema hidrológico ante la variabilidad de las condiciones meteorológicas.

2.2.8. Modelos hidráulicos

Estos son modelos matemáticos que han adquirido gran difusión en muchos campos de trabajo relacionados con la hidrología, siendo recomendable realizar alguna valoración sobre ellos para comprender mejor su finalidad, funcionamiento y resultados.

Ante esta situación necesariamente debemos referenciar la labor desarrollada por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers, un centro que ha diseñado los modelos hidráulicos con mayor reconocimiento y aceptación internacional. A modo ilustrativo podemos mencionar el modelo unidimensional HEC-2 (River Analysis System) cuya versión más reciente es de mayo del 2005.

La concepción de todos los modelos hidráulicos es parecida por lo que una breve explicación de Hec – Ras puede ayudarnos a comprender mejor su aplicación. Este paquete informático integra varios programas de análisis hidráulico en donde el usuario se comunica con el sistema a través de un interfaz gráfico. El objetivo primordial del modelo es obtener la altura en lagunas y ríos con regímenes permanentes de flujos discontinuos calculando el área mojada de las secciones transversales, si bien su arquitectura abierta también admite otras posibilidades relacionadas con la geomorfología de la escorrentía.

La realización en el Hec – Ras de un estudio habitual orientado al análisis de zonas inundables, requiere información relacionada con la

fisiografía del aparato fluvial y los registros históricos, flujos del agua y especificaciones técnicas de la simulación.

SIMULACIÓN

Existen varios conceptos sobre simulación y de las cuales se mencionan a continuación las más aceptadas:

Chavarri (2013), simulación es una técnica numérica para conducir experimentos en una computadora digital. Estos experimentos comprenden ciertos tipos de relaciones matemáticas y lógicas, las cuales son necesarias para describir el comportamiento y la estructura de sistemas complejos del mundo real a través de largos periodos de tiempo.

Mientras que para Bardales (2008), es el proceso de diseñar y desarrollar un modelo de un sistema o proceso real y conducir experimentos con el propósito de entender el comportamiento del sistema o evaluar varias estrategias (dentro de límites impuestos por un criterio o conjunto de criterios) para la operación del sistema.

En tal sentido una simulación vendría a ser una imitación de la operación de un proceso o un sistema real a través del tiempo, ya sea realizando a mano o a computadora, la simulación envuelve la generación de la historia artificial del sistema de observación de esa historia nos ayuda a inferir características operacionales del sistema real.

2.2.9. Uso del modelo Hec-Ras en el control de inundaciones

Hec-Ras es un programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos del Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC),

que calcula los perfiles hidráulicos, tanto en flujo subcrítico como supercrítico, considerando puentes, vertederos y otras obras de arte.

El HEC – RAS es capaz de realizar el cálculo del perfil dimensional de espejos de agua para flujos laminares gradualmente variados en canales naturales o construidos. Regímenes de perfiles de flujo de agua subcríticos, supercrítico y mixtos; pueden ser calculados. Los tópicos en discusión en esta sección incluyen: ecuaciones para cálculo de perfiles básicos; cálculo de subdivisión secciones transversales en los canales de conducción; coeficiente "n" de Manning compuesto para canales de sección variable; coeficiente de velocidad de carga; evaluación de pérdida por fricción; pérdidas por contracción y expansión; procedimientos de cálculo; determinación de la profundidad crítica; aplicación de la ecuación de momento.

Ecuaciones para el cálculo de secciones

El perfil de la superficie libre es calculado desde una sección transversal a otra, resolviendo la ecuación de energía con un método iterativo llamado "Método de paso estándar". La ecuación de energía es como sigue:

$$y_2 + z_2 + \frac{(v_2^2)a_2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{(v_1^2)a_1}{2g} + h_e$$

Dónde:

y_1, y_2 = Tirantes de sección transversal

z_1, z_2 = Cota del terreno.

v_1, v_2 = Velocidades promedios

a_1, a_2 = Coeficientes de velocidad de carga

g = Gravedad

h_e = Carga de pérdida de energía.

Un diagrama donde se muestra los componentes de la ecuación de energía.

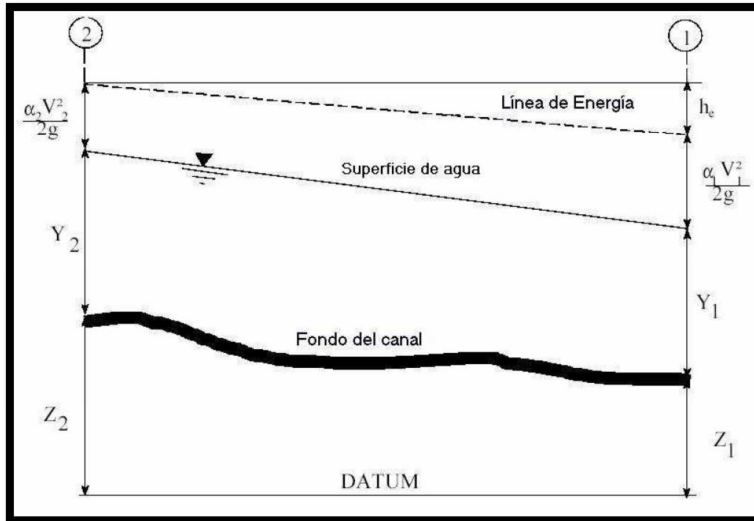


Figura N° 4: Representación de términos de la ecuación de energía para el Hec-Ras.

Fuente: manual del Hec- Ras

La pérdida de energía (h_e) entre dos secciones transversales es consecuencia de pérdidas por fricción, contracción y expansión. La ecuación de pérdida de energía es como sigue:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right|$$

Donde:

L: Longitud de descarga de energía

\bar{S}_f : Pendiente de fricción entre 2 secciones

C: Coeficiente de pérdidas por expansión y contracción

La distancia de longitud de descarga L, es calculado como:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

Donde:

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} : Longitudes específicos entre dos secciones para el flujo en la planicie de inundación izquierda, eje del canal, y planicie de inundación derecha, respectivamente.

\bar{Q}_{lob} , \bar{Q}_{ch} , \bar{Q}_{rob} : Promedio aritmético de los caudales entre secciones para la planicie de inundación izquierda, eje del canal y planicie de inundación derecha, respectivamente.

Subdivisión de la sección transversal y cálculo de la conductividad:

La determinación de la conductividad total y el coeficiente de velocidad para una sección, requiere la subdivisión del flujo en diferentes unidades, que en cada una de ellas, la velocidad sea uniformemente distribuida. El HEC-RAS lo que hace es subdividir en áreas el flujo en el perímetro mojado usando como dato los tramos en las cuales los valores de n (coeficiente de Manning) son iguales en la sección transversal (ubica los puntos donde los valores de n cambian), como base para la subdivisión (Figura N°07). El flujo conducido es calculado en cada subdivisión con la siguiente ecuación de Manning.

$$Q = KSf^{0.5}$$

$$K = \frac{1}{n}AR^{2/3}$$

Donde:

K: Conductividad para cada subdivisión

n: Coeficiente de Manning para cada subdivisión

A: Área mojada para cada subdivisión

R: Radio hidráulico para cada subdivisión (área hidráulica/perímetro mojado).

El programa suma todos los incrementos en los bordes para obtener una capacidad de transporte para el borde izquierdo y derecho. El caudal del canal central es contabilizado como un elemento del caudal simple. El caudal total para una sección es obtenido sumando las 3 subdivisiones de caudales (izquierda, el canal y derecha).

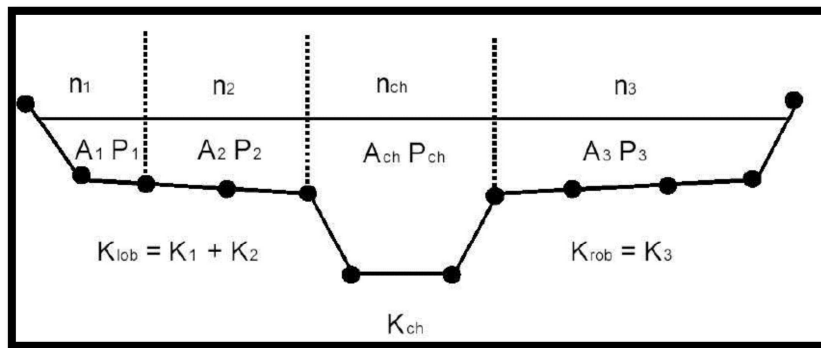


Figura N° 5: HEC – RAS Método de subdivisión de caudales

Fuente: manual del Hec-Ras

Un método alternativo disponible en HEC – RAS es calcular caudales entre cada punto de sus respectivos perímetros mojados (Figura N°09). El caudal es la suma del total de lado izquierdo y derecho. Este método es usado por el programa HEC - 2. El método se ha retenido como una opción dentro del HEC - RAS para reproducir estudios que fueron originalmente desarrollados con HEC – 2.

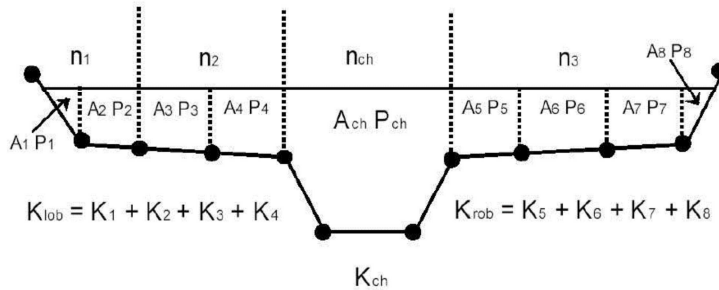


Figura N° 6: Método de subdivisión de caudales HEC – 2.

Fuente: manual del Hec-Ras

Coeficiente de rugosidad compuesto en el canal principal :

El flujo en el canal central no es subdividido, excepto donde el coeficiente de rugosidad varía dentro del canal central. El programa determina si el canal principal puede ser subdividido o si puede ser utilizado un valor de rugosidad compuesto, siguiendo el criterio que se detalla a continuación: si el talud de canal central es mayor que 5H: 1V y posee más de un valor de rugosidad, será computado un coeficiente de rugosidad compuesto, “nc”.

Para la determinación del “nc”, el canal principal es dividido en N partes, cada una con un valor conocido de perímetro mojado P_i y una rugosidad n_i .

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3}$$

Donde:

n_c = Coeficiente de rugosidad compuesto o equivalente

P = Perímetro mojado del canal central completo.

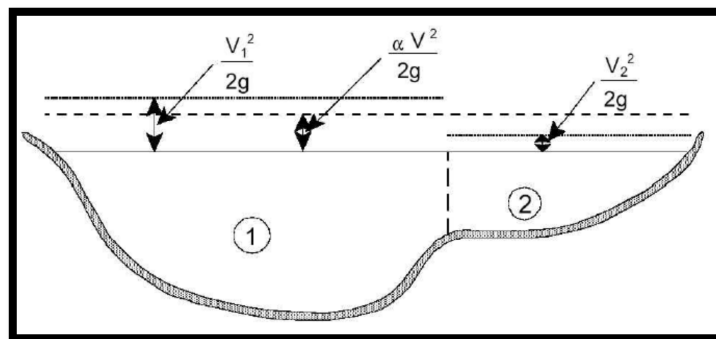
P_i = Perímetro mojado de la subdivisión i .

n_i = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión i .

El cálculo de nc compuesto debe ser chequeado. El valor calculado es el valor n del canal central el cual se muestran en las tablas de resumen.

Evaluación de la Carga Media Energética Cinética

Debido a que el programa HEC – RAS es un programa de perfiles de espejos de agua de una dimensión, solo una superficie de agua y una cantidad de energía son calculadas en cada sección. Para un tirante de agua determinado, la cantidad de energía es obtenida calculando un flujo de carga de energía de las 3 subsecciones de una sección (borde izquierdo, canal central y borde derecho). La figura N°10 nos muestra como la cantidad de energía podría ser obtenida en una sección con canal central y en el borde derecho (sin área en el borde izquierdo).



V_1 = Velocidad para sub-área 1

V_2 = Velocidad para sub-área 2

Figura N° 7 Ejemplo de como la cantidad de energía es calculado

Fuente: manual del Hec-Ras

Para calcular la cantidad de energía cinética es necesario obtener primero el coeficiente alfa de velocidad ponderado de carga de la altura de energía. Alfa es calculado de la siguiente manera:

Altura de energía cinética media = descarga – altura de la velocidad de carga.

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2}$$

$$\alpha = \frac{2g \left[Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g} \right]}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

En general:

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2}{Q \bar{V}^2}$$

El coeficiente de velocidad, α es calculado basado en la conductividad en los tres flujos del canal: margen izquierdo, canal central y el margen derecho. Esto también puede ser escrito en términos de conductividad y área en la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right]}{K_t^3}$$

Donde:

A_t = Area total de flujo de la seccion.

Kt = Conductividad total de la sección transversal.

A_{lab} , A_{ch} , A_{rab} = Áreas del flujo en el margen izquierdo, canal central y margen derecho, respectivamente. 90

K_{lab} , K_{ch} , K_{rab} = Conductividad de margen izquierdo, canal central y margen derecho, respectivamente.

Evaluación de las Pérdidas por Fricción

La evaluación de pérdidas por fricción en HEC – RAS es el producto de S_f y L , donde S_f es la pendiente de fricción para un tramo y L es definido.

La pendiente de fricción (pendiente de la gradiente de energía) en cada sección es calculada de la ecuación de Manning como sigue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2$$

Expresiones alternativas para la pendiente de fricción de un tramo representativo S_f , en HEC – RAS son las siguientes:

Ecuación Promedio de Conductividades:

$$S_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2}\right)^2$$

Ecuación Pendientes de Fricción:

$$S_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

Ecuación de la Media Geométrica de la Pendiente de Fricción:

$$S_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}}$$

Ecuación de la Media Armónica de la Pendiente de Fricción:

$$S_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}}$$

Las ecuaciones es la usada por defecto en el programa. HEC-RAS también posee una opción que permite seleccionar la ecuación a emplear para el cálculo de la pendiente representativa dependiendo del tipo de régimen del problema analizado.

Evaluación de las Pérdidas por Contracción y Expansión:

Las pérdidas por contracción y expansión en HEC – RAS es evaluada por las siguientes ecuaciones:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Donde:

C: Coeficiente de contracción y/o expansión

El programa asume que una contracción ocurre cuando la velocidad de carga aguas abajo es más grande que la velocidad de carga aguas arriba. Del mismo modo, cuando la velocidad de carga aguas arriba es mayor que aguas abajo, el programa asume que una expansión del flujo está ocurriendo. Valores típicos de “C” pueden ser encontrados en el siguiente

Cuadro N° 5: coeficientes de contracción y expansión

	Contracción	Expansión
Sin transición	0.0	0.0
Transición gradual	0.1	0.3
Sección Típica de puentes	0.3	0.5
Transición abrupta	0.6	0.8

Fuente: manual del Hec-Ras

Determinación del tirante crítico

El tirante crítico para una sección transversal del canal se determinará si cualquiera de las siguientes condiciones es satisfecha:

1. El régimen de flujo supercrítico ha sido especificado.
2. El cálculo del tirante crítico ha sido requerida por el usuario.
3. El tirante crítico es una condición de borde, por lo que debe ser calculado.
4. El chequeo del número de Froude para un perfil supercrítico, indica que el tirante crítico debe ser determinado para verificar el régimen de flujo asociado con la cota balanceada.
5. El programa no puede balancear la ecuación de energía dentro de la tolerancia especificada antes de obtener el número máximo de iteraciones.

La energía total para una sección transversal está definida por:

$$H = WS + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

Donde:

H = Carga total de energía

WS = Cota de espejo de agua

$$\frac{\alpha V^2}{2g} = \text{Velocidad de carga.}$$

La elevación de la superficie crítica, es la elevación en la que la energía total principal es mínima (ejemplo energía específica mínima para esa sección transversal el flujo dado). La cota crítica es determinada mediante un proceso iterativo en el cual se asume los valores de WS y se determinan los correspondientes valores de H , utilizando las ecuaciones, hasta un mínimo valor de H alcanzado.

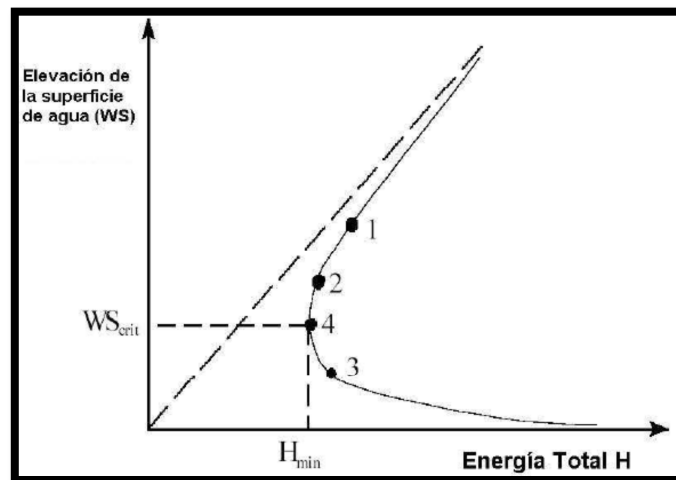


Figura N° 8: Diagrama de energía VS elevación de superficie de agua.

Fuente: manual del Hec-Ras

El HEC – RAS tiene dos métodos para calcular la altura crítica: un “Método Parabólico” y el “Método Secante”. El método parabólico es rápidamente calculado, pero solo es capaz de ubicar un mínimo de energía simple.

Para la mayoría de secciones transversales solamente habrá un mínimo en la curva de energía total, por tal motivo, el método parabólico ha sido establecido como método usado por defecto (el

método por defecto puede ser cambiado por el usuario). Si el método parabólico es tratado y no cubre lo esperado, entonces el programa automáticamente usará el método secante.

En algunas situaciones es posible tener más que un mínimo del total de la curva de energía. Múltiples mínimos son frecuentemente asociados a secciones transversales de canal que son discontinuas en la curva total de energía.

Aplicación de la ecuación de Momento.

Cuando el espejo de agua tiene la cota del tirante crítico, la ecuación de energía no se considera aplicable. La ecuación de energía es solo aplicable para flujo gradualmente variado, y la transición de subcrítico a supercrítico o de supercrítico a subcrítico es una situación de variación rápida de flujo.

Hay varias situaciones cuando la transición desde un flujo subcrítico a supercrítico y de supercrítico a subcrítico puede ocurrir. Esto implica cambios importantes en la pendiente de canal, elementos estructurales y cruces de ríos. En algunos casos las ecuaciones empíricas pueden ser usadas (tales como rápidas y vertederos), mientras en otros es necesario aplicar la ecuación de momento para obtener una respuesta.

Dentro del HEC – RAS, la ecuación de momento puede ser aplicada para los siguientes problemas específicos: ocurrencia de saltos hidráulicos, bajo flujo hidráulico en puentes y cruces de ríos. Para entender, la ecuación de momento es usada para resolver cada uno de estos tres problemas, una derivación de la ecuación se muestra.

La ecuación de momento se deriva de la segunda ley de Newton

Fuerza = Masa * Aceleración (cambio en momento)

$$\sum F_x = ma$$

Aplicando la segunda ley de Newton, a un volumen de agua, comprendido entre dos secciones transversales (1 y 2), como muestra la Figura N°12, la siguiente expresión para el cambio de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo puede ser escrita como:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Qp\Delta V_x$$

Donde:

P = Fuerza de presión hidrostática en el punto 1 y 2.

W_x = Componente del peso del agua en la dirección "x".

F_f = Fuerza de pérdidas por fricción del punto 2 al 1.

Q = Caudal.

ρ = Densidad del agua.

ΔV_x = Cambio de velocidad de 2 a 1 en la dirección "x".

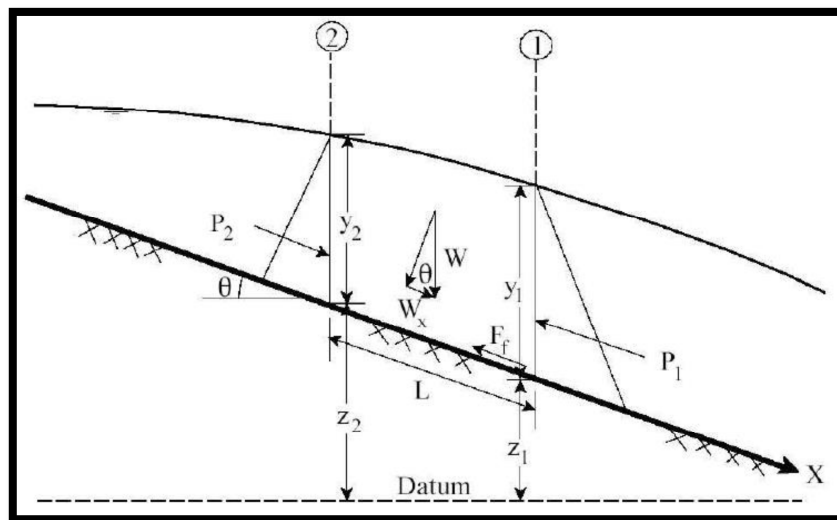


Figura N° 9: Aplicación del principio del momento

2.3. Marco conceptual

Para la elaboración de la presente investigación se tomará en cuenta los siguientes términos:

Hidrología:

La hidrología es una de las ciencias de la tierra. Estudia el agua de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas, y su relación con las clases de vida. Hidrología abarca la hidrología de agua superficial e hidrología de agua subterránea, este último, sin embargo, es considerada estar sujeto en sí mismo. Otras ciencias de la tierra relacionadas incluyen la climatología, meteorología, geología, geomorfología, sedimentología, geografía, y oceanografía.

Hidráulica:

Es la ciencia que aplica los desarrollos de la mecánica de fluidos en la solución de problemas prácticos que tienen que ver con la medición, la distribución y el manejo del agua en almacenamiento y en conducciones a presión y a flujo libre.

Precipitación:

Es el agua que proviene de la humedad atmosférica y cae a la superficie terrestre, principalmente en estado líquido (llovizna y lluvia) o en estado sólido (nieve y granizo). La precipitación es uno de los procesos meteorológicos más importantes para la hidrología.

Pluviómetro:

El pluviómetro es un instrumento que se emplea en las estaciones meteorológicas para la recogida y medición de la precipitación. La

cantidad de agua caída se expresa en milímetros de altura. El diseño básico de un pluviómetro consiste en una abertura superior (de área conocida) de entrada de agua al recipiente, que luego es dirigida a través de un embudo hacia un colector donde se recoge y puede medirse visualmente con una regla graduada o mediante el peso del agua depositada. Un litro caído en un metro cuadrado alcanzaría una altura de 1 milímetro.

Cuenca hidrográfica:

Como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida. es un sistema complejo, abierto, cuyos elementos biofísicos-sociales y económicos se encuentran en estrecha relación.

Cauce:

El cauce o lecho fluvial es la parte de un valle por donde discurren las aguas en su curso: es el confín físico normal de un flujo de agua, siendo sus confines laterales las riberas.

Avenida:

es el rápido aumento de nivel de agua que desciende por un curso fluvial, durante la avenida el caudal de un curso de agua aumenta en tales proporciones que el efecto del río puede resultar insuficiente para contenerlo, generando desborde de sus aguas.

Periodo de retorno:

Como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud “x” puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. así, si un evento igual o mayor a “x”, ocurre

una vez en t años, su probabilidad de ocurrencia p , es igual 1 en t casos.

Hec-Ras

Programa que calcula los perfiles de superficie de agua de una sección transversal a la próxima sección resolviendo la ecuación de energía con un procedimiento iterativo llamado método estándar por etapas, para cauces naturales y artificiales.

Inundación

Es la salida o evacuación del agua que se encuentra en el cauce natural o artificial, debido al aumento del volumen de agua que normalmente pueda almacenar, o por las fallas que pueda presentar el cauce.

Senamhi

El servicio nacional de meteorología e hidrología del Perú (senamhi) brinda información sobre el pronóstico del tiempo en el Perú, así como asesoría y estudios científicos en las áreas de hidrología, meteorología, agro meteorología y asuntos ambientales.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Hipótesis:

Hipótesis general:

La determinación del comportamiento hidráulico del río Chaupihuaranga, mediante la simulación hidráulica permitirá precisar la ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña.

Hipótesis específica:

- a) Analizando con los programas Hec-Ras en la modelación del río Chaupihuaranga, permitirá ubicar la zona de desborde.

- b) El cálculo de los niveles máximos que alcanzaría para caudales de diseño y tiempos de retorno 10, 25, 50 años, permitirá determinar las secciones más adecuadas, para que puedan soportar estos caudales.
- c) La capacidad hidráulica del cauce del río Chaupihuaranga, simulando el incremento paulatino de las avenidas, permitirá determinar la capacidad máxima, hasta el momento de inundación.
- d) El diseño apropiado de la defensa ribereña, permitirá evitar el desborde del río Chaupihuaranga.

3.2. Tipo de la investigación:

- **De acuerdo a la orientación es Aplicada**, porque se desarrolla y profundiza el estudio Hidrológico e Hidráulico del río Chaupihuaranga, a través de la aplicación de teorías en Hidrología, Hidráulica Fluvial y del software Hec-Ras, para calcular el comportamiento Hidráulico del río Chaupihuaranga, en diferentes periodos de retorno.
- **De acuerdo a su enfoque es Cuantitativo**, porque se van a desarrollar cálculos estadísticos, todos los datos de la variable son numéricos y calculados.
- **De acuerdo al tipo es Descriptivo**, porque Comprende el proceso de identificación, descripción y caracterización de los parámetros morfométricos de forma, relieve y relativos al drenaje del río Chaupihuaranga.

3.3. Nivel de la investigación:

El nivel de esta investigación es **Descriptivo**, porque se va a describir las causas de la zona crítica del río, analizando meteorológicamente, el tiempo de retorno, hidrológicamente, modelando el río con el Hec – Ras, para así prevenir en el futuro una inundación y evitar un desastre en el centro poblado de Misca

3.4. Diseño de la investigación:

- **El diseño de esta investigación No Experimental**, porque solo se van a desarrollar cálculos estadísticos aplicando las teorías ya mencionadas, lo cual no se va manipular deliberada mente las variable independiente con ningún tipo de ensayos mecánicos.
- **De acuerdo con la direccionalidad es Prospectiva**, se estudia la causa en el presente de las avenidas más críticas, los que están propenso al desborde del río Chaupihuaranga. Para en el futuro su protección del centro poblado de Misca y así evitar la inundación.
- **De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos Prolectiva**, la recolección va ser primaria mediante libros, fuentes de internet o investigaciones ya relacionadas.
- **De acuerdo con la evolución del fenómeno estudiado es Transversal**, el análisis y/o estudio como: levantamiento topográfico, datos meteorológicos, los datos se realiza una sola vez en el momento más crítico.

3.5. Sistema de variables:

Variable independiente:

Comportamiento hidráulico del río Chaupihuaranga.

Variable dependiente:

Diseño adecuado de la defensa ribereña.

3.6. Operación de variables

Cuadro N° 6: operación de variables

TIPO DE VARIABLE		INDICADORES	
VARIABLE INDEPENDIENTE	VARIABLE DEPENDIENTE	VARIABLE INDEPENDIENTE	VARIABLE DEPENDIENTE
Comportamiento hidráulico del río Chaupihuaranga.	Diseño adecuado de la defensa ribereña.	X1 : Precipitación (mm) X2 : Caudal (m ³ /s) X3 : Cota (msnm)	Y1 : Tirante hidráulico en cada sección de análisis (m).

Fuente: Elaboración propia

3.7. Determinación del universo / población:

Se ha considerado como población al área de influencia directa e indirecta, en la franja más susceptible a inundaciones del río Chaupihuaranga.

3.8. Selección de la muestra:

Para la toma de datos, se realizó un muestreo no probabilístico, donde se considera zonas vulnerables a inundaciones del río Chaupihuaranga.

3.9. Fuentes, técnicas e instrumentos de recolección de datos:

Fuentes Primarias: Datos recopilados de las salidas al campo a diferentes zonas del río Chaupihuaranga, (parte alta, media y baja de la cuenca), que permitirán observar y registrar algunos parámetros morfométricos, estructuras hidráulicas y zonas vulnerables frente a inundaciones.

Fuentes Secundarias: libros, revistas, manuales, tesis, material electrónico.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos: Medición técnica de los tirantes hidráulicos del río Chaupihuaranga.

3.10. Procesamiento y presentación de datos:

Los datos obtenidos se procesarán de las siguientes maneras:

- Procesamiento de datos con herramientas digitales como el word, excel, etc.
- Modelar en el software de Hidráulica HEC-RAS.

CAPITULO IV
EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO DEL RIO
CHAUPIHUARANGA

4.1. Ubicación geográfica:

Los trazos abarca el área que se encuentra comprendida en las coordenadas UTM 8857069.59N 350276.41.98E El cual se enmarca dentro de los límites de la Región de Pasco.

La subcuenca del río Chaupihuaranga, adyacente a la localidad de Misca se encuentra localizada en la parte central del Perú, sobre la vertiente del río Chaupihuaranga en la región de Pasco.

Distrito : Chacayan
Provincia : Daniel Alcides Carrion
Departamento : Pasco
Localidad : Misca

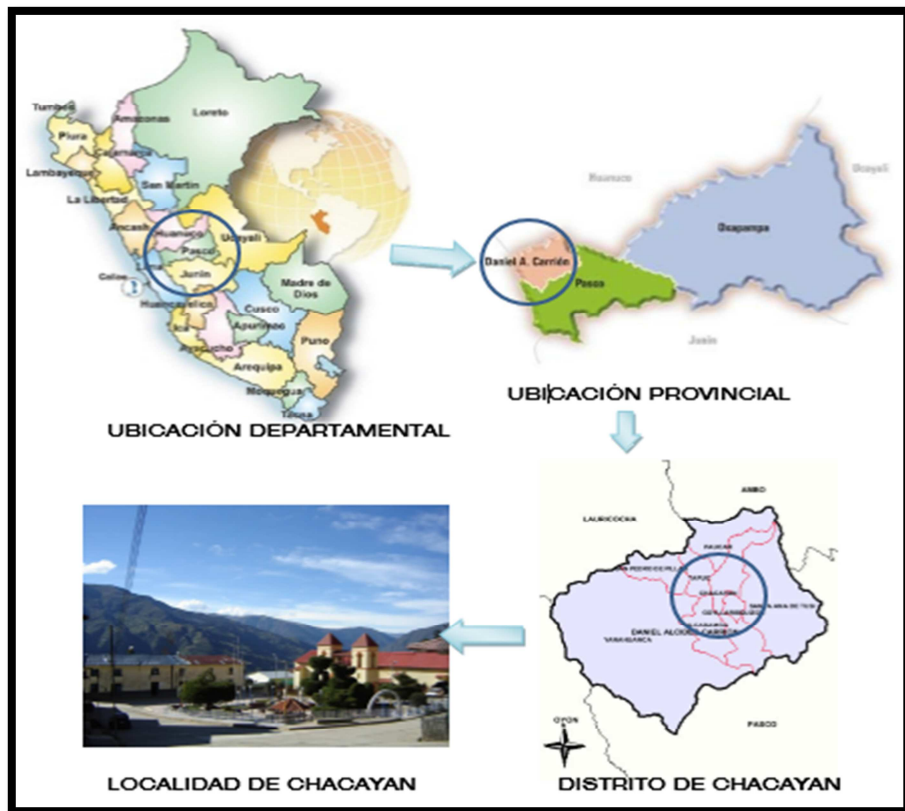


Figura N° 10: ubicación del río Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 11: río Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración propia

4.2. Acceso a la zona de estudio:

El área del proyecto es accesible mediante las vías asfaltadas desde la ciudad de Huánuco, en la ruta Huánuco - Ambo y de ambo a Misca es una carretera afirmada lo cual se muestra en el cuadro N° 7.

Existe teléfono fijo y señal de telefonía móvil, así como tv, radio.

Cuadro N° 7: vía de acceso al río Chaupihuaranga, localidad de Misca

TRAMO	TIPO	VEHICULO	DISTANCIA	TIEMPO
Huánuco – Ambo	Carretera Asfaltada	Camioneta	20	30 min
Ambo – Misca	Carretera afirmada	Camioneta	40	1 hr
TOTAL			80	1 hr 30 min

Fuente: Elaboración propia.

y otros en la parte baja (granadilla palta entre otros), y en la parte media se realiza el cultivo de distintas clases de hortalizas, yacon, etc.

La ganadería es otra de las actividades prioritarias del distrito, en las zonas baja, media y alta los campesinos del distrito de Chacayan se dedican a la crianza de los animales domésticos, como ganado vacuno, ovino, porcino y aves. En las zonas altas las comunidades campesinas se dedican a la crianza y pastoreo de camélidos, ganado caprino y equino.

Cuadro N° 8: población afectada

PERIODO	AÑO	MISCA
0	2016	277
1	2017	282
2	2018	287
3	2019	292
4	2020	298
5	2021	304
6	2022	310
7	2023	316
8	2024	322
9	2025	328
10	2026	334

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Calidad de agua:

En el presente se han visto por conveniente no realizar para este estudio el análisis de la calidad de agua, dado que este recurso del río Chaupihuaranga, en algunos sectores se viene utilizando desde muchos años atrás con fines agrarios y pecuarios y animales menores, mediante canales rústicos proveídos por motobombas.



Figura N° 13: calidad del agua del río Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración propia

4.5. Análisis hidrológico

Hidrográficamente la cuenca de estudio pertenece a la vertiente del Atlántico, cuenca de Ucayali, tiene como cuenca mayor la cuenca del río Huallaga, como sub cuencas al río Chaupihuaranga.

El río Chaupihuaranga tiene sus orígenes al sur de la cordillera de Oyón en la laguna Huariacocha. En su nacimiento se llama río Ranracancha, luego toma la denominación de río Blanco y posteriormente río Chaupihuaranga hasta unirse con el río Huariaca, en Ambo y a partir de esa se denomina río Huallaga.

Los afluentes del río Chaupihuaranga son los ríos: San Juan Baños Rabí, huarautambo, Chipipata (Yanahuanca); Jatunragra, Chinchachaca, Julishancay, Ushugoya (Tapuc); Jatunragra, Paucar, Chacachinche, (Paucar); y pampanía, Condorgaga (Santa Ana de Tusi)

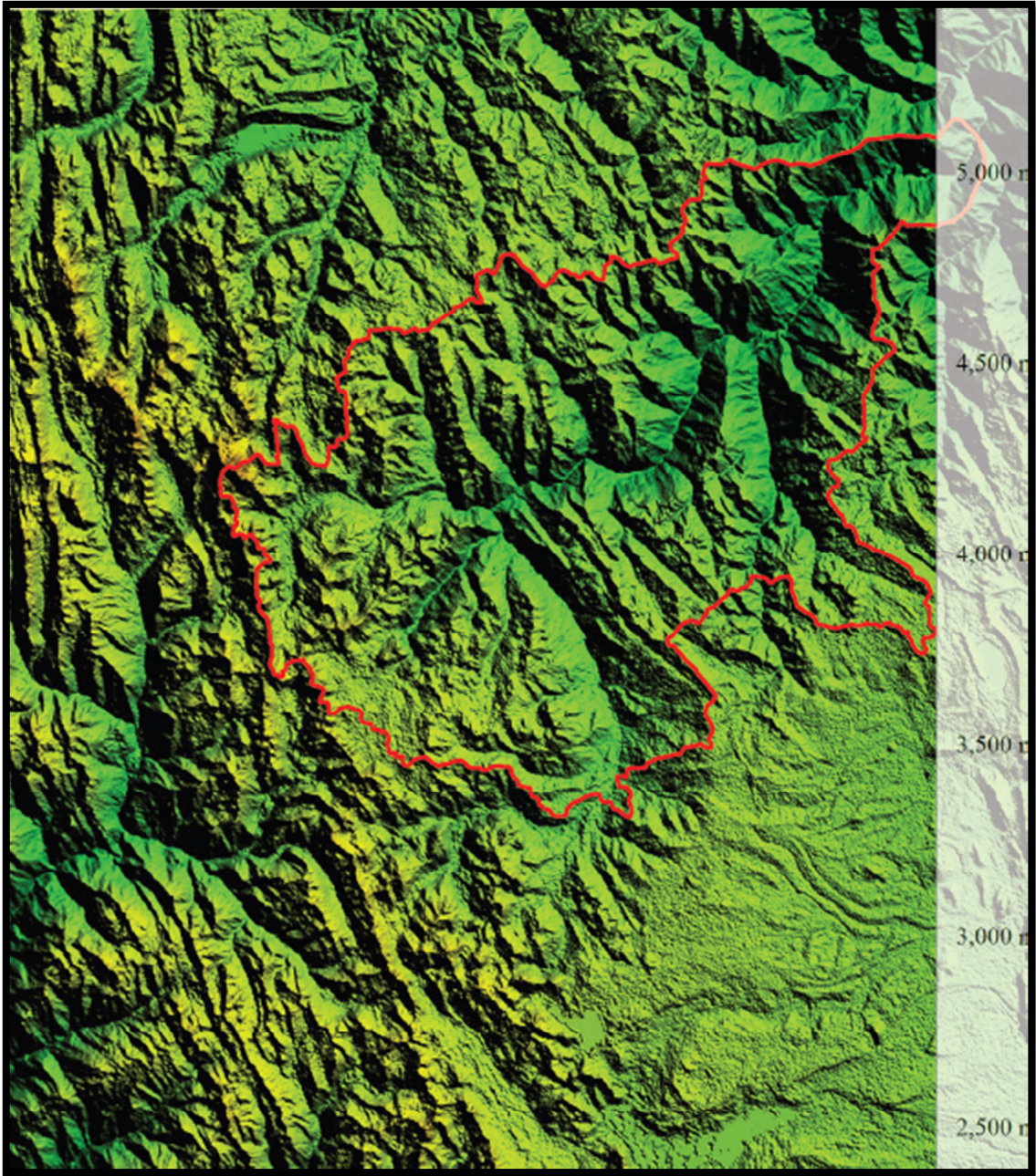


Figura N° 14: subcuena de Chaupihuaranga.

Fuente: elaboración propia.

4.6. Precipitaciones máximas 24 horas-mensual:

En el presente se va utilizar la información pluviométrica de la estación Yanahuanca, registrada por el SENAMHI del periodo 2010 – 2014 es el único más cercano a la zona de Estudio que cuenta información más detallada y características geomorfológicas similares.

Complementación de la Información

La información de precipitación total mensual dentro del periodo 5 años mencionado no hubo información faltante de registro los cuales fueron graficados en histogramas

La información de precipitación máxima de 24 horas se ha tomado del promedio de 1 estación.

Cuadro N° 9: Precipitaciones máximas mensuales

AÑO	Mes	Precipitaciones
		Max.Mensuales (mm)
2010	Enero	11.00
	Febrero	20.00
	Marzo	12.90
	Abril	9.90
	Mayo	6.50
	Junio	5.80
	Julio	0.00
	Agosto	0.00
	Septiembre	2.00
	Octubre	12.00
	Noviembre	11.00
	Diciembre	18.20
2011	Enero	12.20
	Febrero	12.10
	Marzo	25.50
	Abril	21.50
	Mayo	3.20
	Junio	0.00
	Julio	3.00
	Agosto	2.20
	Septiembre	4.00
	Octubre	8.30
	Noviembre	17.10
	Diciembre	28.00
2012	Enero	10.00
	Febrero	12.10
	Marzo	10.00
	Abril	12.00
	Mayo	2.20
	Junio	15.80
	Julio	5.80
	Agosto	0.00
	Septiembre	18.20
	Octubre	13.00
	Noviembre	20.00
	Diciembre	20.80
2013	Enero	17.80
	Febrero	14.50
	Marzo	13.80
	Abril	10.30
	Mayo	3.80
	Junio	4.10
	Julio	4.10
	Agosto	7.10
	Septiembre	4.10
	Octubre	10.80
	Noviembre	15.20
	Diciembre	12.00
2014	Enero	14.00
	Febrero	17.20
	Marzo	13.10
	Abril	8.10
	Mayo	10.10
	Junio	4.90
	Julio	7.80
	Agosto	4.30
	Septiembre	12.00
	Octubre	10.10
	Noviembre	15.80
	Diciembre	18.20

Fuente: Elaboración propia.

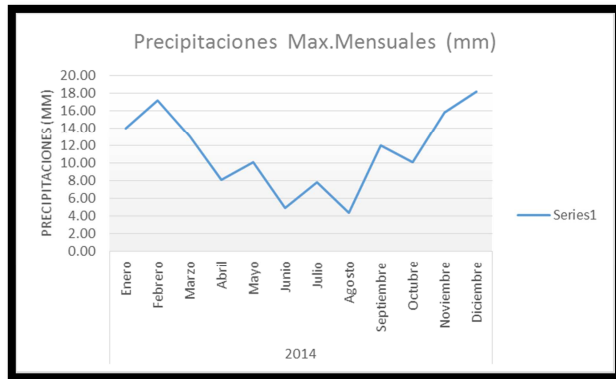
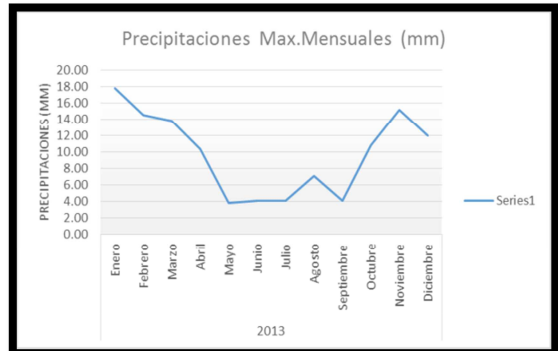
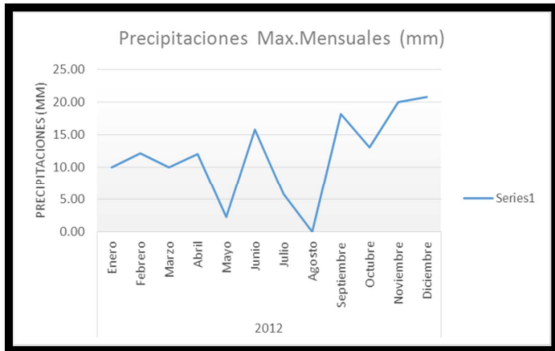
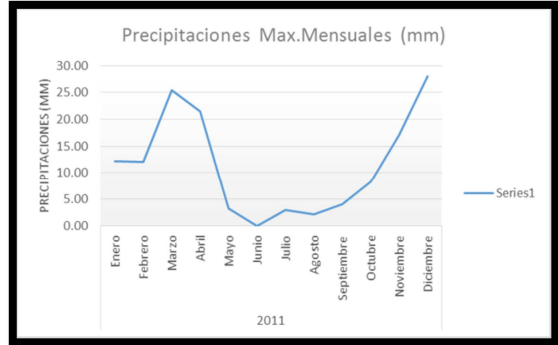
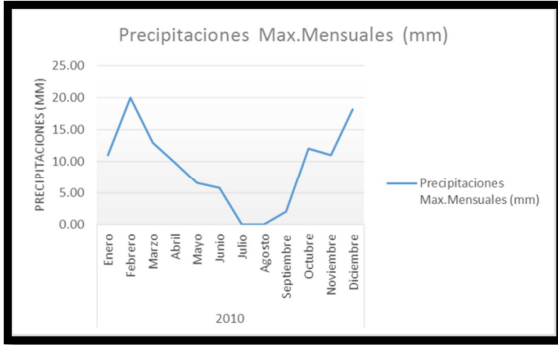


Gráfico N° 1: Histogramas de precipitaciones de los 5 años de datos históricos del SENAMHI.

Fuente: Elaboración propia.

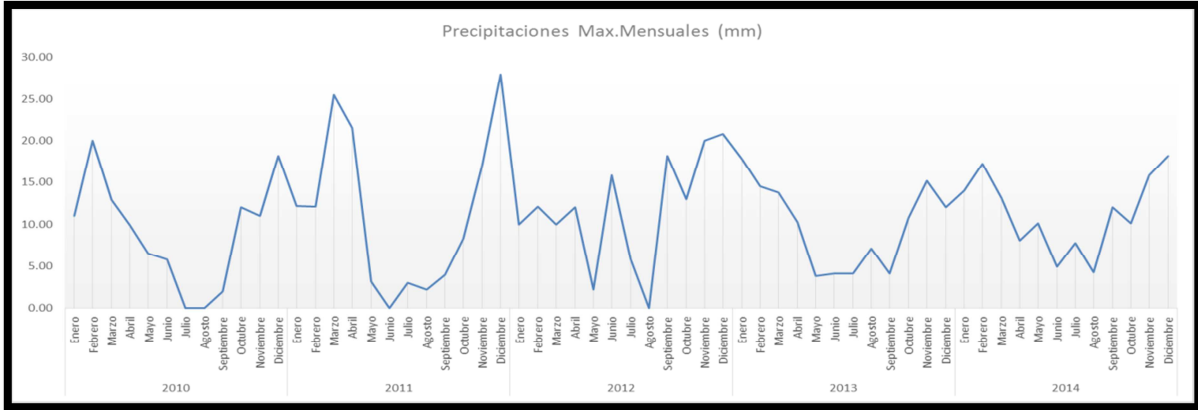


Gráfico N° 2: Resumen de histograma máximo mensuales

Fuente: Elaboración propia

Precipitaciones picos de los años de 24 horas-anual:

Cuadro N° 10: precipitaciones picos de cada año

AÑO	Precipitaciones
	Max 24h
2010	20.00
2011	28.00
2012	20.80
2013	17.80
2014	18.20

Fuente: Elaboración propia

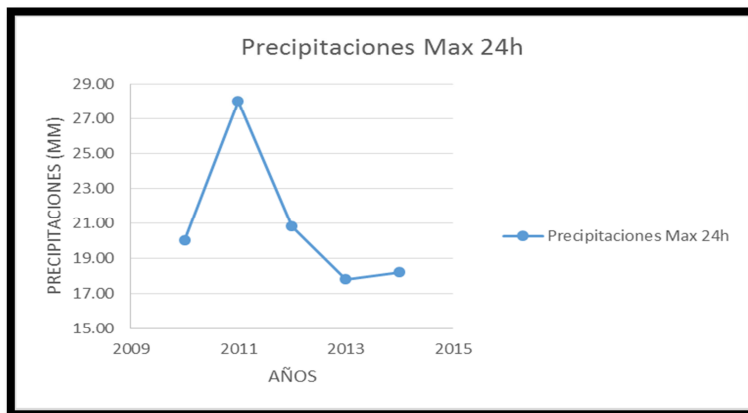


Gráfico N° 3: precipitaciones picos de cada año

Fuente: Elaboración propia

4.7. Distribuciones probabilísticas:

Luego de realizado la extensión y consistencia de la información se ha realizado el análisis de distribución de frecuencias, para determinar las precipitaciones máximos ligados a periodo de retorno.

La distribución de probabilidad se ha efectuado por 4 métodos con el uso del programa. A fin de elegir a cuál de ellas se ajusta mejor la ley de probabilidad de ocurrencia de la precipitación máxima diaria.

- Normal
- Log normal de 2 parámetros
- Log normal de 3 parámetros
- Log pearson tipo 3

A continuación se presenta la evaluación de las precipitaciones máximas.

Ajuste de una serie de datos a la distribución normal:

Cuadro N° 11: Cálculos del ajuste de distribución normal:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	17.8	0.1667	0.2219	0.2191	0.0552
2	18.2	0.3333	0.2518	0.2492	0.0815
3	20	0.5	0.408	0.4069	0.092
4	20.8	0.6667	0.4845	0.4843	0.1821
5	28	0.8333	0.956	0.9579	0.1227

Fuente: Elaboración propia.

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1821, es menor que el delta tabular 0.6082.
Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_m)= 20.96

Parámetro de escala (S)= 4.1265

Con momentos lineales:

Media lineal (X_l)= 20.96

Desviación estándar lineal (S_l)= 4.0766

Ajuste de una serie de datos a la distribución log-normal de 02 parámetros:

Cuadro N° 12: Cálculos del ajuste de log – normal de 02 parámetros

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	17.8	0.1667	0.2051	0.2086	0.0384
2	18.2	0.3333	0.2416	0.2448	0.0917
3	20	0.5	0.4279	0.429	0.0721
4	20.8	0.6667	0.5137	0.5135	0.1529
5	28	0.8333	0.9527	0.9502	0.1194

Fuente: Elaboración propia

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1529, es menor que el delta tabular 0.6082.
Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de escala (μ_y)= 3.0287

Parámetro de forma (S_y)= 0.1815

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_l)= 3.0287

Parámetro de forma (S_l)= 0.1843

Ajuste de una serie de datos a la distribución log-normal de 03 parámetros:

Cuadro N° 13: Cálculos del ajuste log – normal de 03 parámetros

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	17.8	0.1667	-1.2774	0.1007	0.0659
2	18.2	0.3333	-0.8454	0.1989	0.1344
3	20	0.5	0.1468	0.5584	0.0584
4	20.8	0.6667	0.405	0.6572	0.0094
5	28	0.8333	1.571	0.9419	0.1086

Fuente: Elaboración propia.

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1344, es menor que el delta tabular 0.6082.
Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución lognormal:

Parámetro de posición (x_0)= 16.9655
Parámetro de escala (μ_y)= 0.977
Parámetro de forma (S_y)= 0.9065

Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Pearson tipolll

Cuadro N° 14: Cálculos del ajuste de log pearson tipo III:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	17.8	0.1667	0.1978	0.2209	0.0311
2	18.2	0.3333	0.2671	0.3651	0.0662
3	20	0.5	0.5303	0.634	0.0303
4	20.8	0.6667	0.6171	0.6963	0.0496
5	28	0.8333	0.9312	0.9088	0.0979

Fuente: Elaboración propia.

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.09791, es menor que el delta tabular 0.6082. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0)= 2.7973

Parámetro de forma (γ)= 1.6252

Parámetro de escala (β)= 0.1424

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_{0l})= 2.8682

Parámetro de forma (γ_l)= 0.472

Parámetro de escala (β_l)= 0.3399

Orden de ajuste:

Cuadro N° 15: orden de ajuste

Funcion Probabilistica	Prueba: Smirnov - Kolmogorov			
	Dc	Dt	¿Se ajusta?	Orde Ajuste
Normal	0.1821	0.6082	SI	4
Log Normal 2 Param.	0.1529	0.6082	SI	3
Log Normal 3 Param.	0.1344	0.6082	SI	2
Log Pearson III	0.09791	0.6082	SI	1

Fuente: Elaboración propia

De los resultados del resumen de distribución, se aprecia en el cuadro anterior el mejor ajuste de Log Pearson por presentar el menor delta teórico 0.09791.

4.8. cálculo de intensidad (I max), duración y frecuencia

En vista de no contar con datos de pluviómetros, solo se tiene precipitación máxima de 24 horas, para periodos de 10, 25 y 50 años se ha generado de la siguiente manera.

Esta situación ha llevado a algunos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar la deficiencia, aprovechando al máximo la información realmente existente. Frederick Bell, publicó un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad-duración-frecuencia. El argumento físico en que se apoya es el hecho de que las lluvias extremas de menos dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo, las cuales poseen características similares en todas las regiones del mundo

La expresión matemática es la siguiente

$$P^T = (0.21T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.5)P_{60}^{10}$$

t = duración en minutos

T = periodo de retorno en años

P^T = precipitación caída en t minutos con periodo de retorno T años

Lluvia máxima para diferentes duraciones:

Cuadro N° 16: lluvia máxima para diferentes duraciones

Duración						
P24h	20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
20	6.87	7.6	9.04	10.75	11.89	12.78
28	9.61	10.64	12.65	15.04	16.65	17.89
20.8	7.14	7.9	9.4	11.18	12.37	13.29
17.8	6.11	6.76	8.04	9.56	10.58	11.37
18.2	6.25	6.91	8.22	9.78	10.82	11.63

Fuente: Elaboración propia.

Intensidades máximas para diferentes duraciones:

Cuadro N° 17: intensidades máximas para diferentes duraciones

Duración						
Año	20 m	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	20.6	15.2	9.04	5.37	3.96	3.19
2	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
3	21.42	15.8	9.4	5.59	4.12	3.32
4	18.33	13.53	8.04	4.78	3.53	2.84
5	18.74	13.83	8.22	4.89	3.61	2.91

Fuente: Elaboración propia.

Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno:

Cuadro N° 18: intensidades máximas para diferentes tiempos de retorno

Duración						
T (años)	20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
6	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
3	21.42	15.8	9.4	5.59	4.12	3.32
2	20.6	15.2	9.04	5.37	3.96	3.19
1.5	18.74	13.83	8.22	4.89	3.61	2.91
1.2	18.33	13.53	8.04	4.78	3.53	2.84

Fuente: Elaboración propia

Ecuación de ajuste para I - D - T:

Ecuación : $I_{\text{máx}} = 159.6688 \cdot T^{(0.2779)} \cdot D^{(-0.7500)}$

R : 0.9986

R² : 0.9971

Se : 0.5060

Cuadro N° 19: Valores de I max, para diferentes Duración en min y para T = 10, 25 y 50 años

Duración (min)	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años
10	35.5	4.5	61.9
20	32.01	38.82	50.07
30	23.62	28.64	36.94
40	19.04	23.08	29.77
50	16.1	19.52	25.19
60	14.04	17.03	21.97
70	12.51	15.17	19.57
80	11.32	13.72	17.7
90	40.36	52.56	76.57
100	9.57	11.61	14.98
110	8.91	10.81	13.94
120	8.35	10.13	13.06

Fuente: Elaboración propia.

4.9. Tiempo de concentración

Se ha determinado, el tiempo transcurrido de la última gota de agua que cayó en el punto más alejado de la cuenca de interés hasta abandonar el punto de control y tiempo transcurrido de la gota de agua desde el centroide del histograma a la punta del caudal del hidrograma es aproximadamente $0.6 T_c$

El tiempo de concentración se ha determinado mediante ecuaciones propuestas.

Cuadro N° 20: fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

El tiempo de concentración calculado será de 83.98 min o 1.40 horas

4.10. Hidráulica fluvial

Dado que el río Chaupihuaranga es un curso de agua que lleva caudales significativos, además que desde la unión de los tributarios

hasta la defensa ribereña en proyección, presenta secciones variables tanto en ancho, altura y talud, como se muestran en las secciones transversales, es necesario evaluar como varía el caudal de agua en función del área hidráulica en cada una de las secciones hidráulicas tomadas y determinaciones también del nivel máximo que alcanzará el caudal de diseño en la sección del muro.

A lo largo de todo este perfil longitudinal que presenta el río, se encontró que la pendiente promedio es de es de 3.1903%, lo que indica que en el curso del río las velocidades son altas

Rugosidad del cauce del rio es de 0.040 (SCS).

Cálculo de caudal-método de mach matt

$$Q = 0.0091 \cdot C \cdot I \cdot A^{4/5} \cdot S^{1/5}$$

Q= Caudal

I= Intensidad máxima

S=Pendiente

Datos para calcular Q:	
Pendiente cauce (S):	<input type="text" value="0.031"/> o/oo
Coefficiente (C):	<input type="text" value="0.04"/>
Área cuenca (A):	<input type="text" value="100352.5494"/> has
Intensidad máxima (I):	<input type="text" value="76.57"/> mm/hr
para una duración igual al tiempo de concentración y un período de retorno T	
Resultado:	
Q máximo:	<input type="text" value="139.526"/> m3/s




Figura N° 15: cálculo del caudal máximo con Mach Matt

Fuente: Elaboración propia

4.11. AREA DE ESTUDIO

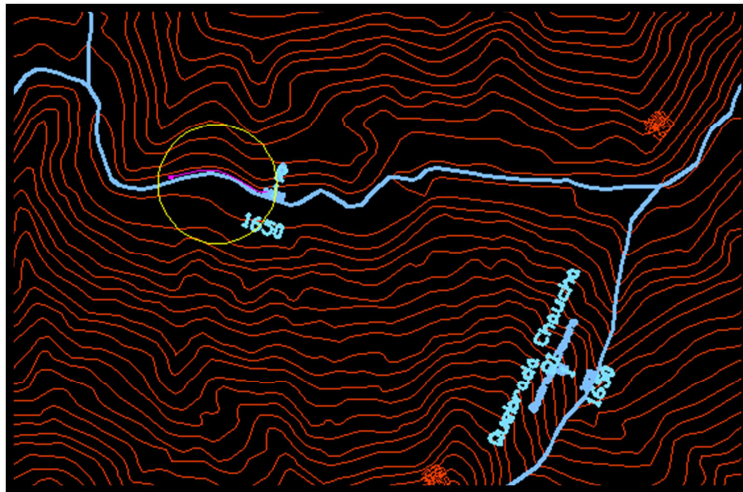


Figura N° 16: Área del proyecto: hidrológico

Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 17: Vista satelital del área del proyecto

Fuente: Elaboración propia

4.12. MODELACION

La modelación se realiza en el software Hec Ras.

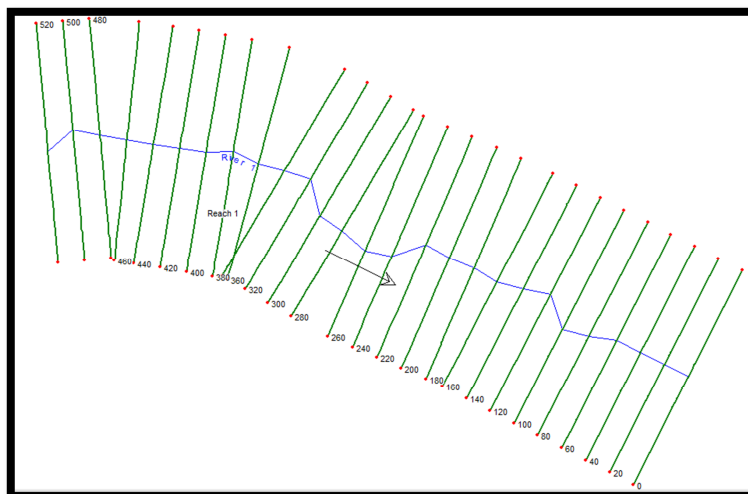


Figura N° 18: Vista en planta de secciones 0+000-0+520.

Fuente: Elaboración propia

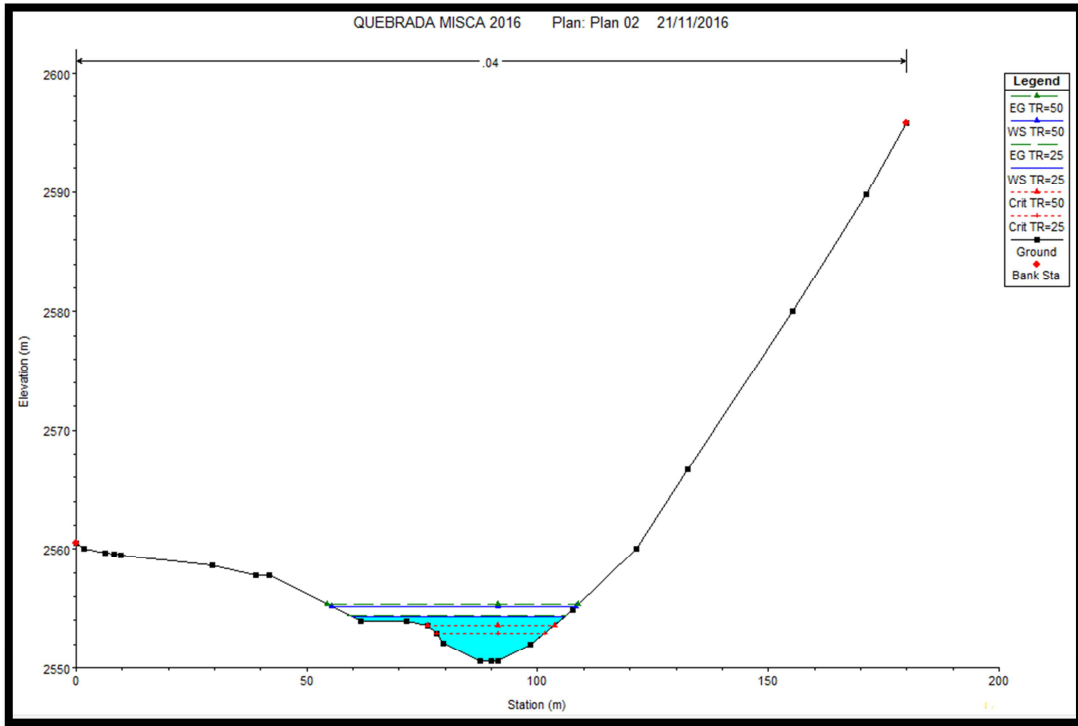


Figura N° 19: vista transversal de los tiempos de retorno críticos de 25 y 50 años

Fuente: Elaboración propia

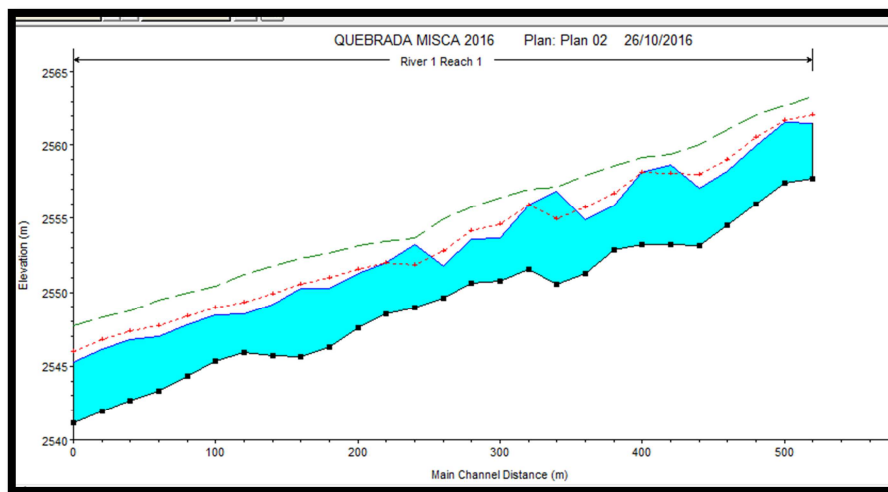


Figura N° 20: Perfil longitudinal del cauce del rio Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración propia

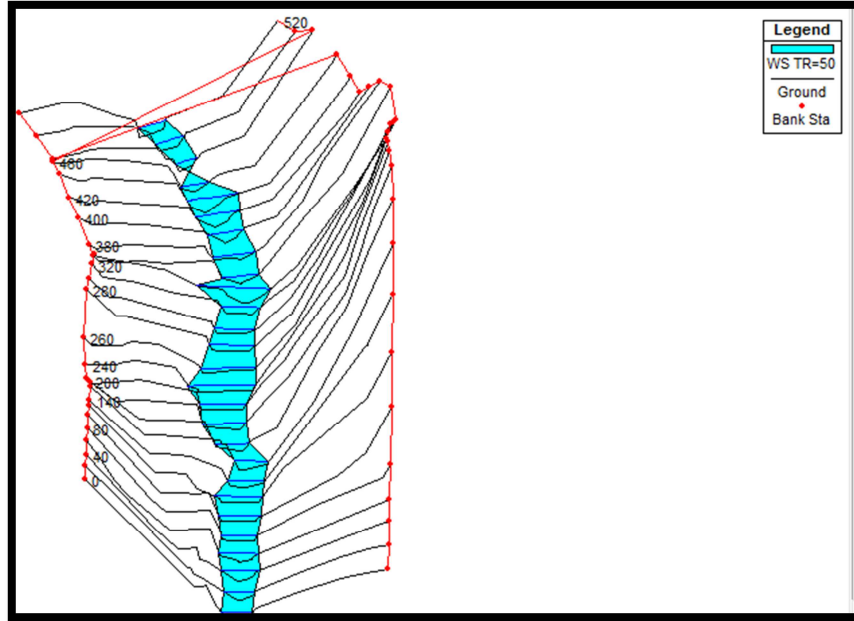


Figura N° 21: Vista en 3D del cauce del rio Chaupihuaranga

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 21: cuadro de resultado del tiempo de retorno de 25 años

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Max Chl Dpth (m)
Reach 1	520	TR=25	139.52	2557.68	2560.12	2559.62	2560.64	0.006929	3.20	43.61	20.50	0.70	2.44
Reach 1	500	TR=25	139.52	2557.44	2559.57	2559.57	2560.41	0.014458	4.07	34.26	20.69	1.01	2.13
Reach 1	480	TR=25	139.52	2555.97	2558.07	2558.64	2559.88	0.037232	5.96	23.40	16.10	1.58	2.10
Reach 1	460	TR=25	139.52	2554.51	2556.25	2557.00	2558.77	0.075996	7.04	19.83	18.80	2.19	1.74
Reach 1	440	TR=25	139.52	2553.15	2556.82	2555.90	2557.09	0.004135	2.28	61.13	35.00	0.55	3.68
Reach 1	420	TR=25	139.52	2553.20	2556.67		2556.99	0.004868	2.53	55.14	30.57	0.60	3.47
Reach 1	400	TR=25	139.52	2553.25	2556.01	2556.01	2556.79	0.014189	3.92	35.64	22.90	1.00	2.76
Reach 1	380	TR=25	139.52	2552.84	2554.36	2554.90	2556.15	0.069447	5.92	23.55	27.34	2.04	1.52
Reach 1	360	TR=25	139.52	2551.26	2553.12	2553.66	2554.92	0.055094	5.95	23.46	22.60	1.86	1.86
Reach 1	340	TR=25	139.52	2550.53	2554.29	2552.93	2554.44	0.002442	1.75	79.69	46.18	0.43	3.76
Reach 1	320	TR=25	139.52	2551.57	2553.52	2553.52	2554.29	0.014534	3.87	36.05	23.92	1.01	1.95
Reach 1	300	TR=25	139.52	2550.77	2551.99	2552.51	2553.68	0.055770	5.77	24.20	24.48	1.85	1.23
Reach 1	280	TR=25	139.52	2550.59	2552.09	2552.14	2552.84	0.017138	3.84	36.35	27.78	1.07	1.50
Reach 1	260	TR=25	139.52	2549.62	2550.64	2551.08	2552.15	0.068034	5.44	25.63	33.02	1.97	1.02
Reach 1	240	TR=25	139.52	2548.99	2550.64	2550.29	2550.95	0.006431	2.46	56.77	40.88	0.67	1.65
Reach 1	220	TR=25	139.52	2548.54	2550.05	2550.05	2550.72	0.015321	3.65	38.25	28.64	1.01	1.50
Reach 1	200	TR=25	139.52	2547.60	2549.34	2549.55	2550.31	0.024458	4.37	31.93	26.12	1.26	1.74
Reach 1	180	TR=25	139.52	2546.30	2548.29	2548.68	2549.70	0.033978	5.26	26.53	21.04	1.49	1.99
Reach 1	160	TR=25	139.52	2545.67	2548.07	2548.22	2549.07	0.019445	4.43	31.52	20.88	1.15	2.40
Reach 1	140	TR=25	139.52	2545.72	2547.36	2547.67	2548.58	0.028775	4.89	28.52	22.23	1.38	1.64
Reach 1	120	TR=25	139.52	2545.90	2547.49	2547.49	2548.15	0.015010	3.60	38.71	29.59	1.01	1.59
Reach 1	100	TR=25	139.52	2545.34	2546.72	2546.95	2547.72	0.025731	4.44	31.43	26.09	1.29	1.38
Reach 1	80	TR=25	139.52	2544.37	2545.76	2546.15	2547.11	0.032740	5.14	27.14	21.49	1.46	1.39
Reach 1	60	TR=25	139.52	2543.35	2545.45	2545.67	2546.46	0.023405	4.47	31.22	23.96	1.25	2.10
Reach 1	40	TR=25	139.52	2542.64	2545.27	2545.30	2546.05	0.015263	3.93	35.54	24.10	1.03	2.63
Reach 1	20	TR=25	139.52	2541.93	2544.28	2544.67	2545.59	0.027971	5.07	27.50	19.89	1.38	2.35
Reach 1	0	TR=25	139.52	2541.16	2543.19	2543.70	2544.89	0.041089	5.77	24.20	19.39	1.65	2.03

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 22: cuadro de resultado del tiempo de retorno de 50 años

Reach	River Sta	Profile	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Max Chl Dpth (m)
Reach 1	520	TR=50	2557.68	2559.80	2560.32	2561.73	0.030024	6.17	37.13	19.74	1.44	2.11
Reach 1	500	TR=50	2557.44	2560.51	2560.51	2561.30	0.014277	3.93	58.37	37.30	1.00	3.07
Reach 1	480	TR=50	2555.97	2558.82	2559.60	2560.78	0.029271	6.21	36.91	19.84	1.45	2.86
Reach 1	460	TR=50	2554.51	2556.72	2557.73	2559.83	0.065774	7.80	29.36	21.22	2.12	2.22
Reach 1	440	TR=50	2553.15	2555.69	2556.66	2558.53	0.056440	7.46	30.71	21.10	1.97	2.55
Reach 1	420	TR=50	2553.20	2557.46	2556.64	2557.84	0.004971	2.74	83.62	41.89	0.62	4.26
Reach 1	400	TR=50	2553.25	2556.73	2556.73	2557.63	0.013759	4.22	54.30	30.56	1.01	3.47
Reach 1	380	TR=50	2552.84	2554.74	2555.42	2557.00	0.059964	6.65	34.44	30.00	1.98	1.90
Reach 1	360	TR=50	2551.26	2553.56	2554.28	2555.91	0.048987	6.79	33.75	24.20	1.83	2.30
Reach 1	340	TR=50	2550.53	2555.12	2553.58	2555.30	0.001967	1.89	121.02	52.98	0.40	4.59
Reach 1	320	TR=50	2551.57	2554.16	2554.16	2555.14	0.013435	4.40	52.11	26.75	1.01	2.59
Reach 1	300	TR=50	2550.77	2552.43	2553.08	2554.57	0.047533	6.48	35.36	26.45	1.79	1.66
Reach 1	280	TR=50	2550.59	2552.44	2552.70	2553.68	0.021841	4.93	46.48	29.12	1.25	1.86
Reach 1	260	TR=50	2549.62	2550.97	2551.57	2552.94	0.057825	6.23	36.80	34.15	1.91	1.35
Reach 1	240	TR=50	2548.99	2551.35	2550.73	2551.71	0.004660	2.65	86.46	43.37	0.60	2.36
Reach 1	220	TR=50	2548.54	2550.59	2550.59	2551.50	0.014050	4.24	54.08	29.93	1.01	2.04
Reach 1	200	TR=50	2547.60	2549.86	2550.12	2551.13	0.021444	4.98	45.97	27.65	1.23	2.27
Reach 1	180	TR=50	2546.30	2548.87	2549.36	2550.60	0.028303	5.83	39.29	23.01	1.42	2.57
Reach 1	160	TR=50	2545.67	2548.64	2548.90	2550.03	0.019780	5.23	43.80	22.65	1.20	2.97
Reach 1	140	TR=50	2545.72	2547.86	2548.31	2549.53	0.027895	5.73	39.99	23.79	1.41	2.14
Reach 1	120	TR=50	2545.90	2547.95	2548.05	2548.90	0.016667	4.32	53.08	33.43	1.09	2.04
Reach 1	100	TR=50	2545.34	2547.28	2547.54	2548.49	0.021483	4.88	46.90	29.32	1.23	1.94
Reach 1	80	TR=50	2544.37	2546.36	2546.81	2547.97	0.027207	5.62	40.75	24.29	1.39	1.99
Reach 1	60	TR=50	2543.35	2545.86	2546.29	2547.40	0.028155	5.49	41.71	26.83	1.41	2.51
Reach 1	40	TR=50	2542.64	2545.93	2545.96	2546.86	0.014387	4.26	53.75	30.87	1.03	3.29
Reach 1	20	TR=50	2541.93	2544.94	2545.37	2546.42	0.025468	5.39	42.49	26.21	1.35	3.01
Reach 1	0	TR=50	2541.16	2543.80	2544.43	2545.79	0.032607	6.25	36.68	21.68	1.53	2.64

Fuente: Elaboración propia

4.13. Cálculo y diseño de la defensa ribereña:

Se realizó el diseño del muro de contención y se optó por el diseño de concreto armado de 6 m de altura, lo cual cumple con todas las características para poder evitar el desborde del río Chaupihuaranga. Cuyo análisis estructural del muro de contención de concreto armado se encuentra en el anexo II.

Cuadro N° 23: Diseño del muro de contención de concreto armado

DATOS FISICOS DEL SUELO DE CIMENTACION

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (δ)	1.58 Kg/cm ²
PESO ESPECIFICO DEL SUELO (γ_1)	1.598 T/m ³
ANGULO DE FRICCION DEL SUELO (ϕ_1)	31.79 Grados
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (C.)	1.600 m.

DATOS FISICOS DEL SUELO DE RELLENO

PESO ESPECIFICO DEL SUELO (γ_2)	1.577 T/m ³
ANGULO DE FRICCION DEL SUELO (ϕ_2)	31.790 Grados
ANGULO DE RELLENO MÁXIMO (β)	10.000 Grados

DATOS FISICOS DEL MURO DE CONTENCIÓN

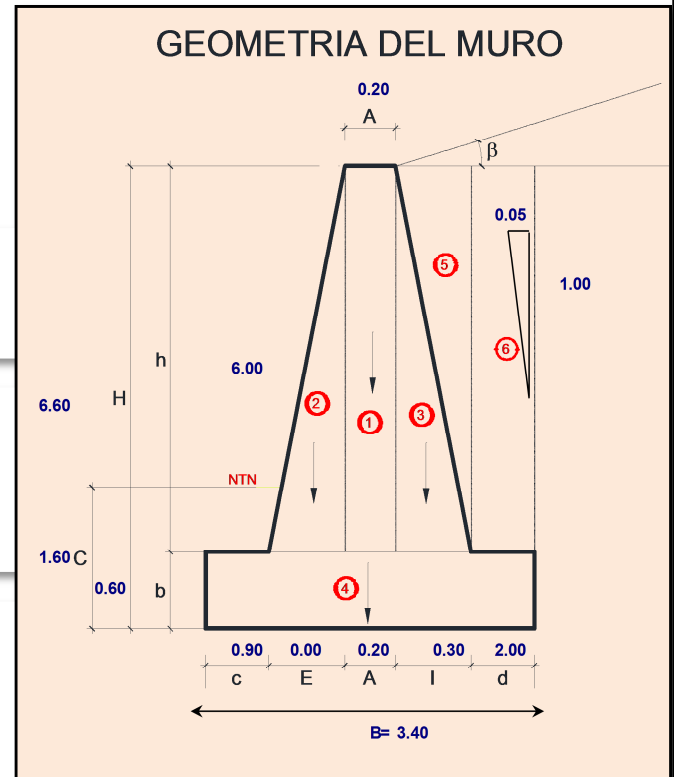
PESO ESPECIFICO DEL MURO (W)	2.40 T/m ³
FUERZA A LA COMPRESION DEL CONCRETO (F'c)	210.00 Kg/cm ²

VALORES DIMENSIONALES DE LA GEOMETRIA DEL MURO Dimen.

CORONA DE MURO	A	0.20
ALTURA TOTAL DEL MURO	H	6.60
ALTURA CUERPO DE MURO	h	6.00
INCLINACION CUERPO DE MURO EXTERIOR	E	0.00
INCLINACION CUERPO DE MURO INTERIOR	I	0.30
BASE SUPERIOR DE MURO(externo)	c	0.90
BASE SUPERIOR DE MURO (interno)	d	2.00
BASE LATERAL DE MURO	b	0.60
BASE INFERIOR DE MURO	B	3.40

FACTORES DE SEGURIDAD A UTILIZARSE EN EL DISEÑO

F. S. AL VOLTEO	1.50 RNE
F. S. AL DESLIZAMIENTO	1.25 RNE



A) CALCULO DEL EMPUJE LATERAL DEL SUELO

$$K_a = \frac{\cos(\beta) \times \cos(\beta) - (\cos^2(\beta) - \cos^2(\emptyset))^{1/2}}{\cos(\beta) + (\cos^2(\beta) - \cos^2(\emptyset))^{1/2}}$$

Usar esta formula

SI: $\cos(\beta) =$	0.985
$\cos^2(\emptyset) =$	0.722

Ka =	0.324
-------------	--------------

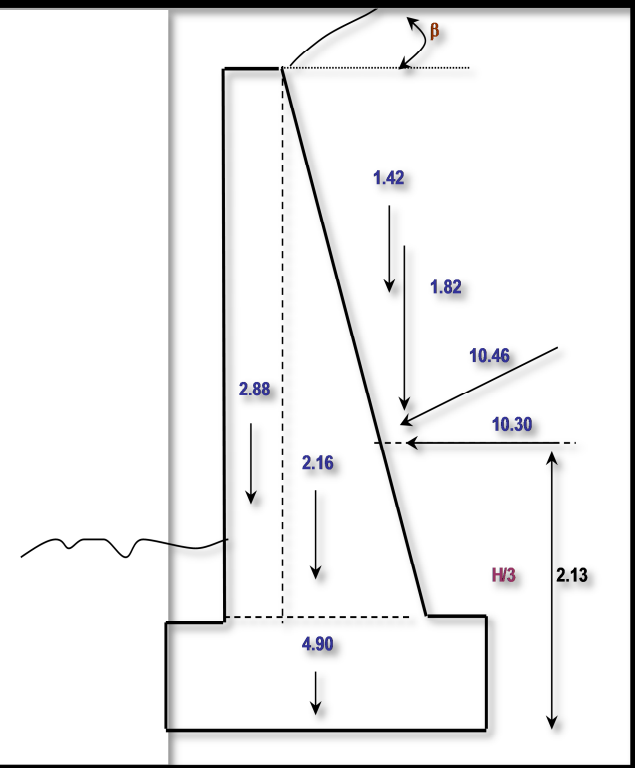
Para $\beta = 0$ Usar:

$K_a = \text{TG}^2(45 - \emptyset/2)$	-	$K_a =$
---------------------------------------	---	---------

$P_a = 0.5 \times \gamma_2 \times H^2 \times K_a$	10.46
---	--------------

$P_{ah} = P_a \times \cos(\beta)$	10.30 T.
-----------------------------------	-----------------

$P_{av} = P_a \times \text{SEN}(\beta)$	1.82 T.
---	----------------



B) CALCULO DEL EMPUJE LATERAL DEL SUELO

* Por Volteo

Calculo de factor de Seguridad: Momento con respecto a la punta

Zona	Peso (T)	Brazo (m)	Momento (T-m)
Zona central (1)	2.88	1.00	2.88
Zona exterior (2)	0.00	0.90	0.00
Zona interior (3)	2.16	1.20	2.59
Zona base (4)	4.90	1.70	8.32
Zona de Relleno (5)	1.42	1.30	1.85
Zona de Relleno (6)	18.92	2.40	45.42
Zona en Pav	1.82	1.32	2.40
Σ Totales	29.22		60.58

$$\Sigma P_v = 29.22 \text{ T}$$

$$\Sigma M_e = 60.58 \text{ T-m}$$

Momento de Volteo (M_v)

$$M_v = P_{ah} \times H/3 = 21.98 \text{ T-m}$$

Factor de Seguridad (F.S)

$$F.S. = \Sigma M_e / M_v = 2.76 > 1.50 \quad \text{OK}$$

*** Por Deslizamiento**

$F = 0.90 \times \text{TANG} (\phi_1)$	0.56
$Fr = \sum Pv \times F$	16.30 T.

$F.S. = Fr / Pah$	1.582 > 1.25 OK
-------------------	---------------------------

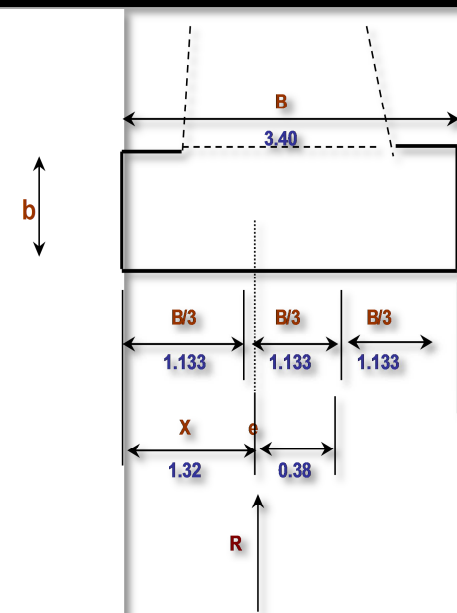
*** Ubicación de la Resultante en la Base**

$X = (\sum Me - Mv) / \sum Pv$	1.32 m.
$e = B/2 - X$	0.38 m.

C) CALCULO DE LA PRESION DEL SUELO

$q_{max} = (\sum Pv / B) + ((\sum Pv \times e) / B^2)$	14.34 T / m²	1.43 Kg / cm²
$q_{min} = (\sum Pv / B) - ((\sum Pv \times e) / B^2)$	2.85 T / m²	0.28 Kg / cm²

Si comparamos la Presion maxima con la Capacidad Portante del Suelo	1.43 < 1.58 OK
---	--------------------------



CAPITO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Al analizar el río Chaupihuaranga por el programa Hec-Ras bajo las condiciones actuales se determinaron 3 tiempos de retornos de 10, 25 y 50 años, para el análisis del río, lo cual se calculó para una intensidad de 76.57 mm/hr una pendiente de 3.19%, coeficiente 0.04 y una área de cuenca de 100352.55 has lo cual el cálculo del caudal máximo sería 139.52 m³/s (ver figura N° 15), y del cuadro N° 21 se obtiene los tirantes más representativo para un tiempo de retorno de 25 años un tirante crítico de 3.76 m en la progresiva 0+340 m y para un tiempo de retorno de 50 años el tirante crítico de 4.59m en la progresiva 0+340 m (ver cuadro N° 22).
- Para los niveles máximos de caudales se tuvo que analizar los datos de precipitaciones obtenidos del SENAMHI cuya distribución que más se ajusta es Log Pearson tipo III (ver cuadro N° 15). Cuyas intensidades máximas para los tiempos de retornos de 10, 25 y 50 para una duración de 90 minutos se obtuvieron 40.36, 52.56 y 76.57 mm/ hr respectivamente. (ver cuadro N° 19)
- La capacidad máxima se da para un tiempo de retorno de 50 años justo en la curva hacia la izquierda aguas abajo en la progresiva 0+340 m, donde el río es supercrítico cuyo froude promedio es mayor que 1, (ver cuadro N° 21 y 22), lo cual en dicha zona golpea el río a una velocidad considerable lo cual hace que erosione el terreno.
- El diseño más apropiado para la defensa ribereña se propuso entre muros de contención de gaviones, mampostería y concreto armado. Por la geometría del río Chaupihuaranga, por las erosiones, por la fuerza del empuje, por las características físicas y mecánica del suelo, se optó por el diseño de un concreto armado cuya altura de

diseño es de 6m, cuyos cálculos estructurales se encuentran especificados en el anexo II.

Recomendaciones:

- Debido a la amplitud longitudinal que se pretende defender de las inundaciones se debe recomendar realizar estructuras transversales, el distanciamiento de cada una de ellas y su ubicación en la margen derecha corresponde al diseño de las obras a proyectar.
- Realizar programa de capacitación y sensibilización, sobre alerta temprana, Gestión de Riesgos ante inundaciones, simulacros, etc. Este programa debe ser promovido por el Gobierno Regional, Gobierno Local, Sectores y entidades privadas.
- Tener presente o en conocimiento la población, mediante resoluciones Administrativas, emitidas por la Autoridad Local de Agua; donde se especifiquen respetar el ancho estable del río, caudales máximos de diseño, entre otros parámetros o variables.
- Iniciar rápidamente la ejecución de obras de defensa ribereña en el sector en mención, a fin de evitar se siga erosionado la margen derecha, y puede causar futuras inundaciones mayores.

BIBLIOGRAFÍA

- MONSALVE, G. 2000. Hidrología en la Ingeniería. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogotá-Colombia. 382 p.
- PALOMINO, G. 2004. “Zonificación de áreas inundables utilizando sistema de información geográfica, Aplicación al tramo final del río Chillón”. Tesis UNI. Lima – Perú.
- PÉREZ, A. 2012. “Simulación hidráulica del río San Francisco, Panajachel para la determinación de áreas en riesgo por inundación”. Tesis. Universidad de San Carlos. Guatemala.
- RIVANO, F. 2004. “Análisis de eventos extremos de precipitación y su efecto en el diseño de drenaje superficial de tierras agrícolas del sur de Chile”. Tesis Universidad Austral de Chile. Valdivia – Chile.
- ROCHA, A. 1998. “Hidráulica fluvial”. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima – Perú.
- SENA. 1996. “Manual técnico para el manejo integral de cuencas hidrográficas”. Edición Sogamoso. Bogotá –Colombia.
- VILLÓN, M. 2009. “HEC-RAS”. Edición Villon. Lima – Perú.
- BRUNER, G. 2002. “HEC-RAS, river analysis system hydraulic reference manual”. US army Corps of engineers. Institute for water resources. Hydrologic Engineer Center (HEC).

ANEXO I: PLANO TOPOGRÁFICO



UNIVERSIDAD NACIONAL HERMINIO VALDIZAN
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TÍTULO:
 ANALISIS HIDRAULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIVERENA EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAULPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN PASCO-PERU

Plano:	TOPOGRAFIA	Diseño:	HILDER	Especialidad:	TOPOGRAFIA	Ubicación:	MISCA
Responsable:	HILDER	Escala:	INDICADA	Fecha:	JUNIO 2016	Provincia:	CHACAYAN
						Región:	PASCO

Lámina:
PT-01



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



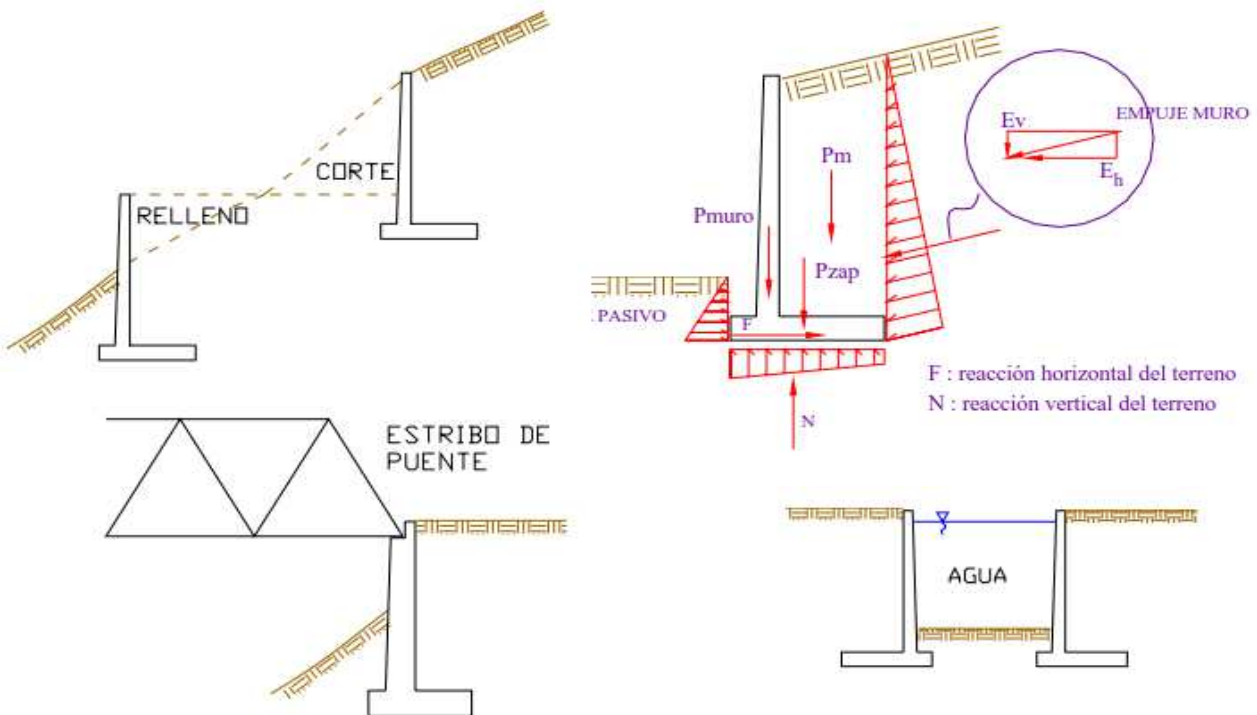
FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

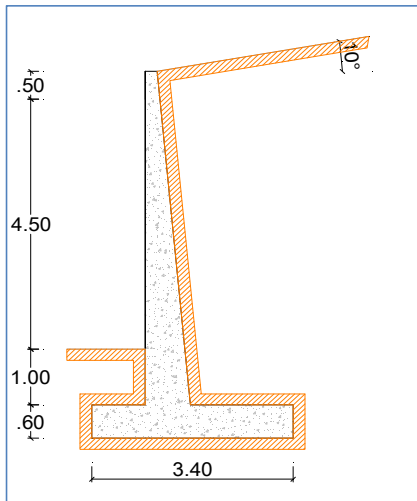
ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

1. DESCRIPCION DEL MODELO :

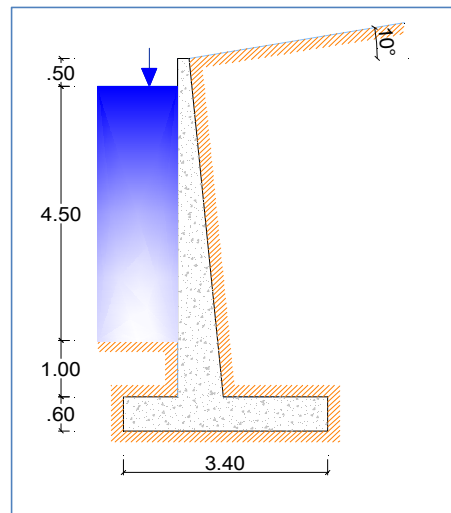
Un muro de contención es una estructura que proporciona soporte lateral a una masa de material, y en algunos casos soporta cargas verticales adicionales. La estabilidad se debe principalmente a su peso propio y al del material que se encuentra directamente sobre su base.



Luego del Predimensionamiento se Consideraran 02 Situaciones particulares, a) $t=0.00m$ (Epoca de Estiaje) y b) con el tirante del Rio $t=4.50m$



a) CUANDO $T=0.00M$ (EPOCA DE ESTIAJE)



b) CUANDO $T=4.50M$ (para un periodo de retorno de 50 años)



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

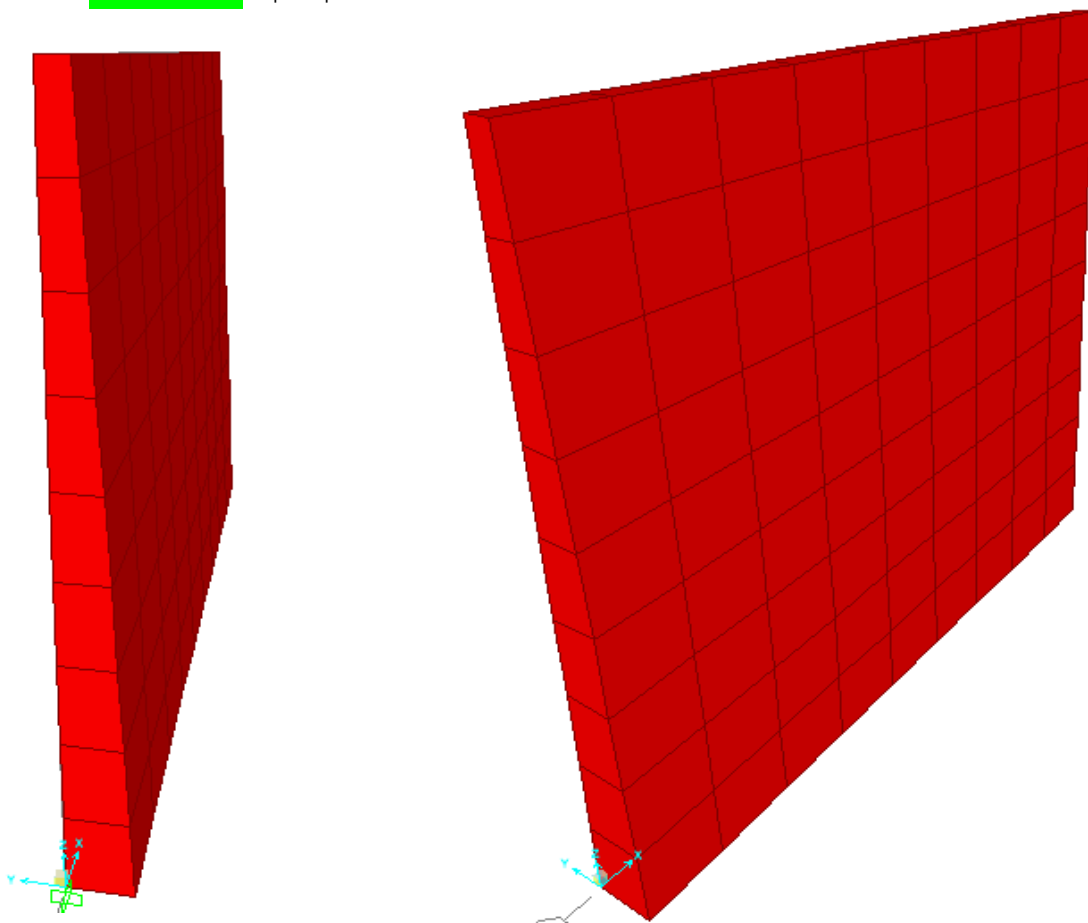
2. CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO EN EL SAP :

DATOS GENERALES

S/C :	0.00 Ton/m ²	:Sobrecarga	Suelo :	S2	:Tipo de suelo
Hm :	6.00 m.	:Altura total de muro	ds :	1.60 Ton/m ³	:Peso especifico del suelo
Ha :	5.50 m.	:Altura de agua	q _s :	1.58 Kg/cm ²	:Capacidad portante del suelo
f _c :	210 kg/cm ²	Resistencia del concreto	Θ :	10.00 °	:Inclinación terreno
&c :	2400 Kg/m ³	:Peso especifico del concreto	Ø :	31.79 °	:Ang. friccion interna del suelo
f _y :	4200 kg/cm ²	:Esfuerzo de fluencia del acero			
Re :	4.00 cm	:Recubrimiento			

GEOMETRIA DEL MURO

e1 :	0.20 m.	:Espesor del Muro en la corona	H1 :	6.00 m.	:Alto total del muro
e2 :	0.50 m.	:Espesor del muro en la base	L1 :	7.00 m.	:Largo total del muro
e3 :	0.35 m.	:Espesor promedio del muro			





UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

3. CARGAS ASIGNADAS :

3.1. EMPUJE DE SUELOS

La magnitud y dirección de la presión, así como la distribución de la misma, depende de varios factores. Estos factores incluyen, el tipo de relleno usado, el drenaje del material de relleno, el grado de compactación del suelo, el nivel freático (posición), la pendiente del material de relleno, las cargas adicionales aplicadas sobre el relleno, y el movimiento del muro causado por la acción del relleno.

El muro se vera forzado a moverse contra el relleno cuando el recipiente este lleno, presentandose el empuje pasivo.

Datos Generales

S/C:	0.00 Ton/m ²	: Sobrecarga S/C	Hr:	6.00 m.	: Altura del relleno
qs:	1.58 Kg/cm ²	: Resistencia del terreno	Θ:	10.00 °	: Inclinación terreno
ds:	1.60 Ton/m ³	: Peso especifico del suelo	Ø:	31.79 °	: Ang. fricción interna

Calculo de Ka y Kp

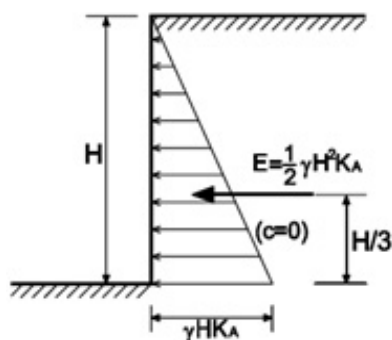
Ka:	0.32	: Coeficiente de la presión activa
Kp:	3.09	: Coeficiente de la presión pasiva

A partir de estos datos y de los coeficientes de presión, procedemos a calcular los empujes

3.1.1. CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO Y PASIVO DEL SUELO

$$E = \frac{1}{2} K \gamma_s H^2$$

Peso propio del terreno

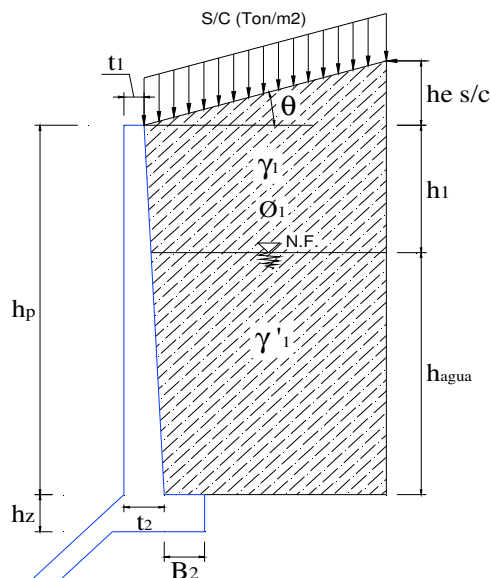


Donde :

H:	6.00 m.
Ps:	29.60 Ton/m.
Pa:	3.11 Ton/m.

Es : 88.81 Ton. : Empuje Pasivo

Ea: 9.32 Ton. : Empuje Activo



Para nuestro modelo haremos uso del empuje activo, considerando que el muro del recipiente se deflectara en una cantidad muy pequeña :

Joint Pattern

Z=	0.00	P =	3.11	C =	-0.52
Z=	6.00	P =	0.00	D =	3.11



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

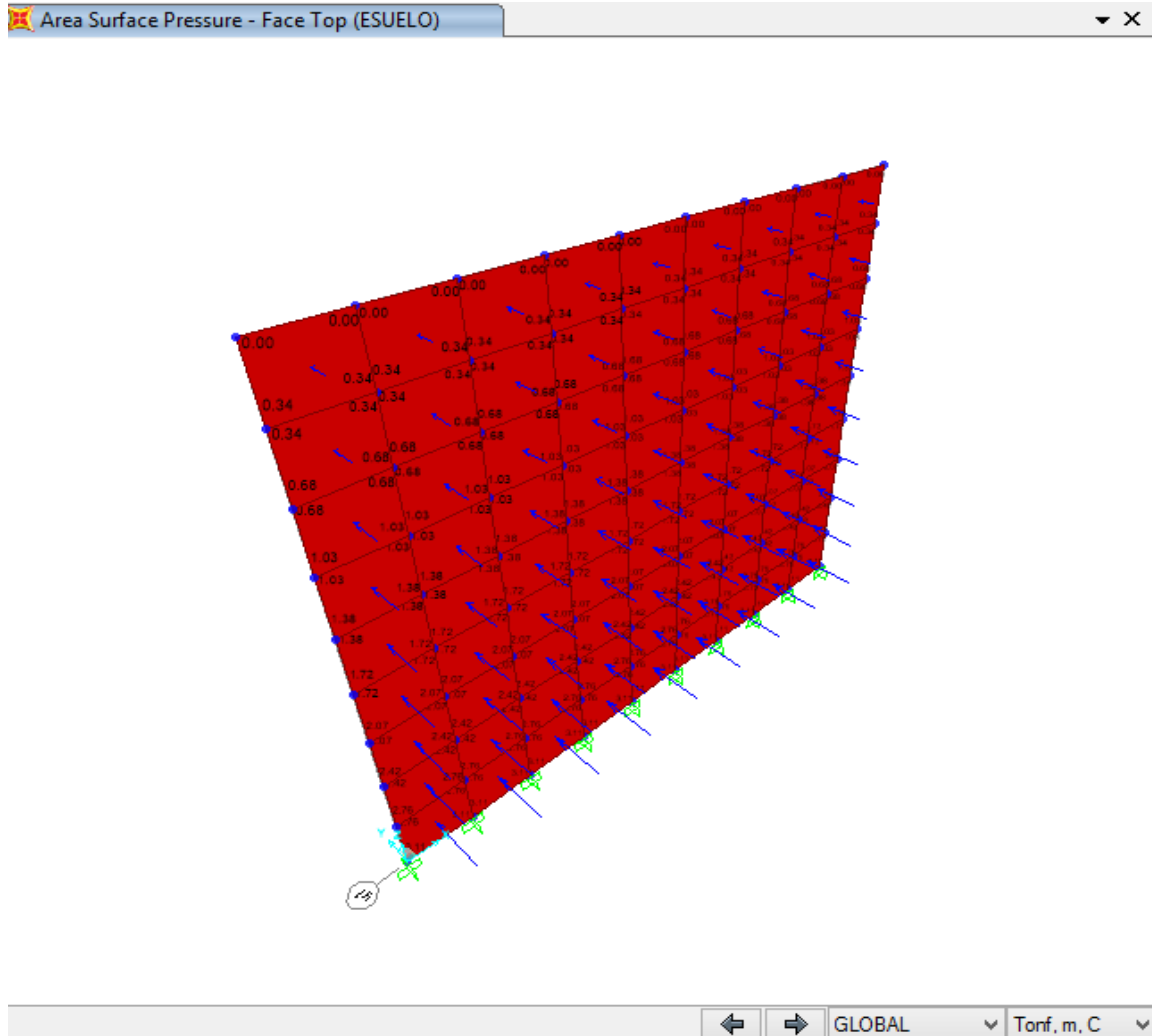
TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



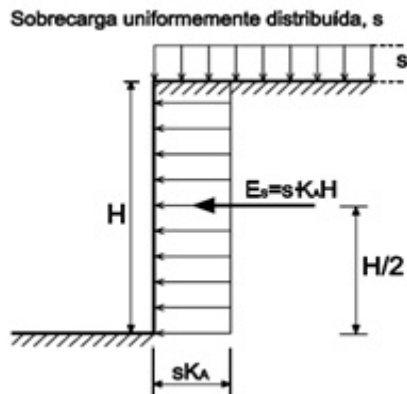
FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO



3.1.2. CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO Y PASIVO POR SOBRECARGA



$$E = K w_{sc} H$$

Donde :

H: 6.00 m.

Ps: 0.00 Ton/m.

Pa: 0.00 Ton/m.

Es: 0.00 Ton. : Empuje Pasivo

Ea: 0.00 Ton. : Empuje Activo



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADÉMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

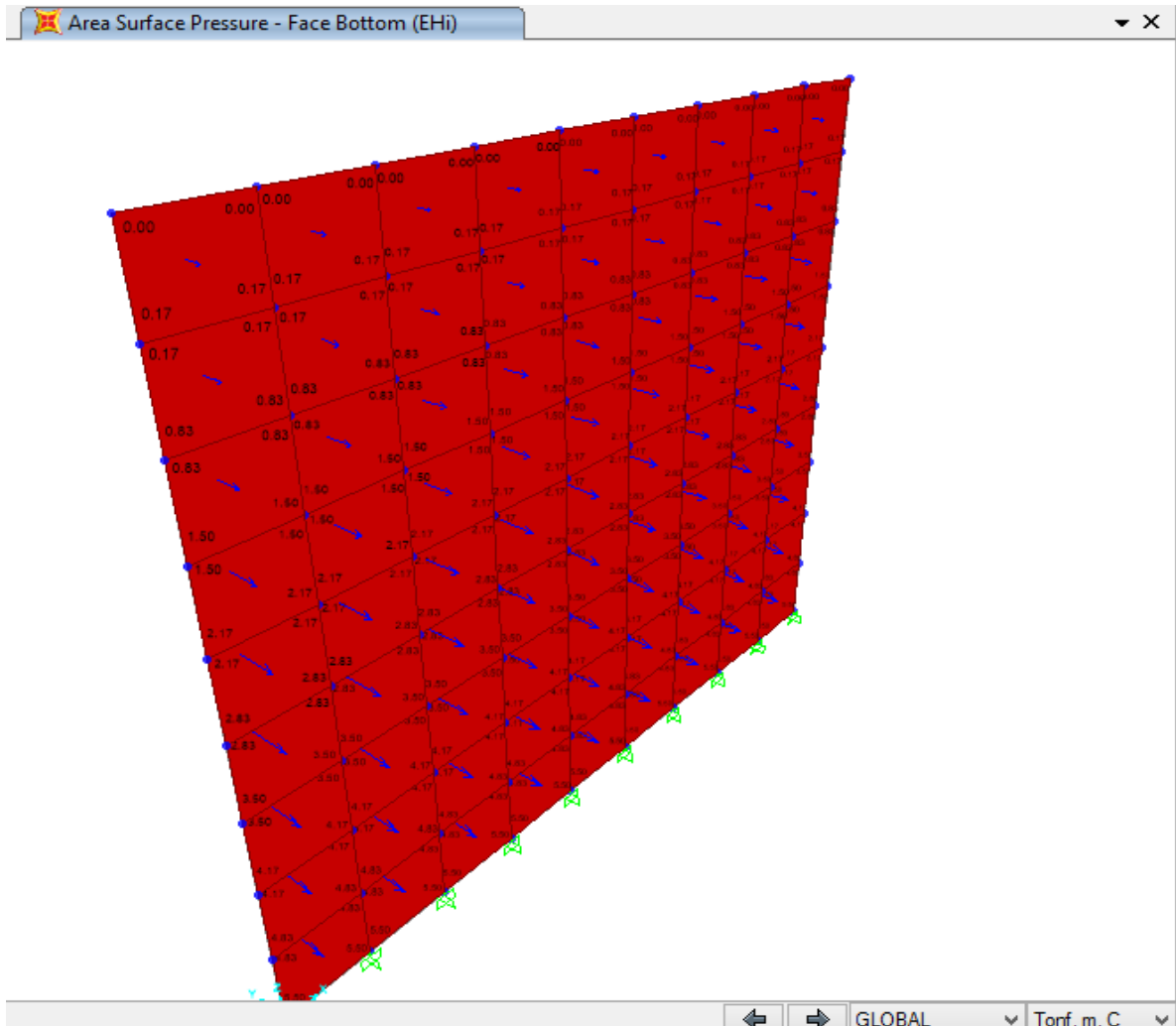
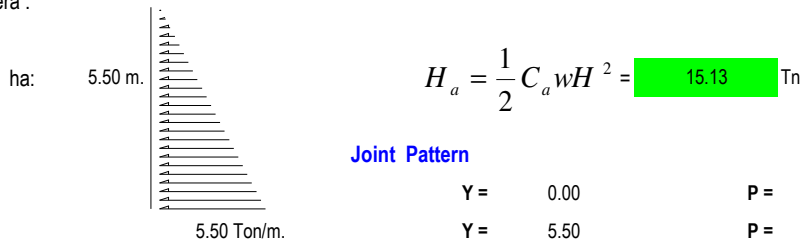
ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

3.2. EMPUJE HIDROSTATICO

La Presión del agua se repartirá en la pared del muro recordando que este actúa en forma triangular teniendo la máxima carga al fondo de la estructura.

La carga a asignar será el peso específico del líquido contenido en el embalse repartidos dependiendo de la altura de donde esté actuando el líquido y disipándose hacia la parte mal alta del embalse.

La presion depende de la profundidad y la densidad del liquido. El empuje se produce de adentro hacia afuera, y se calcula de la siguiente manera :





UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

3.3. PESO PROPIO :

Considerando la calidad del material asignado (Concreto $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$) se ha asignado el peso correspondiente.

4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES :

4.1. NORMAS DE DISEÑO

La estructura ha sido analizada y diseñada de manera independiente, considerando el Reglamento Peruano de Estructuras:

E.020 - Normas de Cargas

E.030 - Normas de Diseño Sismorresistente

E.050 - Norma de Suelos y Cimentaciones

E.060 - Norma de Concreto Armado

Además de las siguientes normas de American Concrete Institute (ACI):

ACI 318 – 2011 Building Code Requirements for Reinforced Concrete

4.2. METODOLOGIA DE DISEÑO

El metodo de diseño empleado es el de resistencia en el cual se incrementan las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados por medio de los factores de carga especificados (resistencia requerida) y que las resistencias nominales calculadas se reduzcan por medio de los factores ϕ de reduccion de resistencia (resistencia de diseño).

4.3. REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

Las siguientes combinaciones de carga se usaran en el diseño de la estructura con el fin de garantizar su diseño, estas combinaciones estan dadas en el RNE norma E.060 seccion 9.2, las cuales procedemos a detallar :

$U1 = 1.4D + 1.7L$

donde:

$U2 = 1.4D + 1.7L + 1.7F$

: Solo actua el relleno

D : Carga Muerta

$U3 = 1.4D + 1.7L + 1.7EA$

: Solo actua el agua

L : Cargas vivas

$U3 = 1.4D + 1.7L + 1.7EA + 1.7F$

: El muro en funcionamiento

F : Cargas por presion de fluidos

EA : Cargas por empuje de suelos

$$\text{ENVOLVENTE} = U1 + U2 + U3 + U4$$

5. DISEÑO DE LOS MUROS

5.1. VERIFICACION POR CORTANTE

Cortante Maximo

$$V = 14345.00 \text{ Kg} \text{ Resultdo del SAP2000}$$

Se hizo la verificacion cuando el muro entra en contacto con el relleno y no esta en contacto con el agua (solo actua el empuje del suelo), la otra verificacion fue cuando el muro se encuentra trabajando (soporta cargas de empuje de suelos y presion hidrostatica maxima que se presentara en su vida util). Se llego a la conclusion que el maximo esfuerzo se presenta cuando el muro se encuentra en el caso inicial presentado.



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

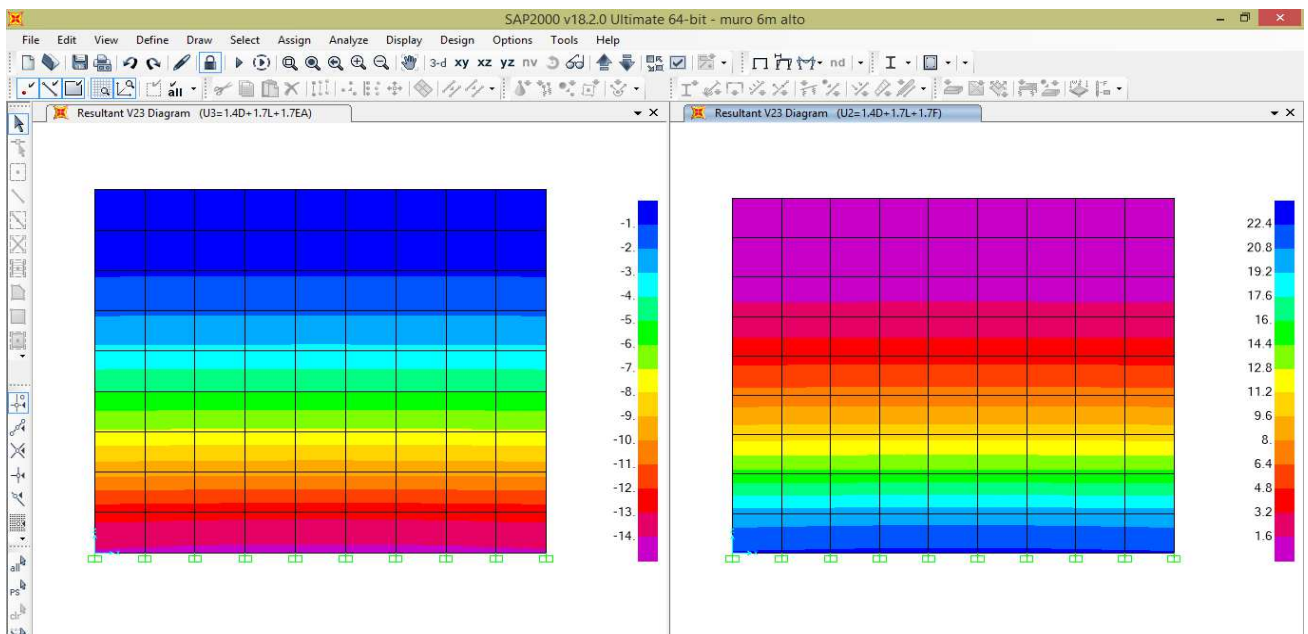
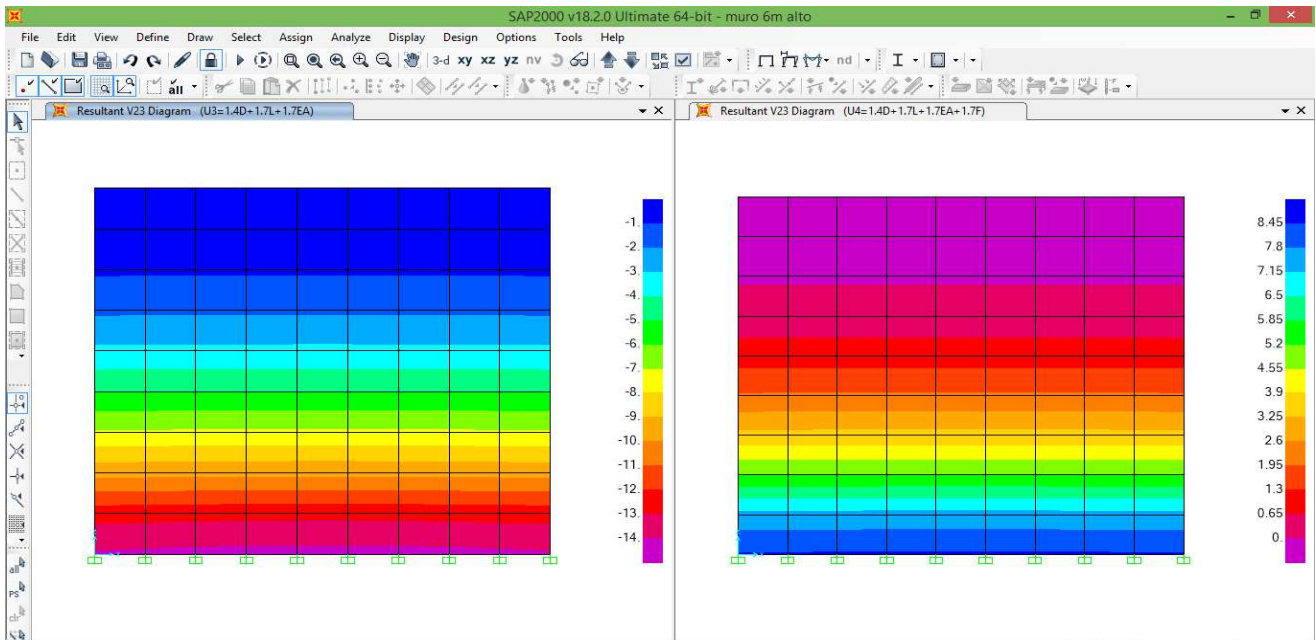
TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FICA
ESCUELA ACADÉMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO



Se debe verificar : $\phi V_n \geq q_{max}$; donde :

V_n : Cortante nominal

q : Cortante tangencial maximo

ϕ : Coeficiente de reduccion ($\phi = 0.75$)

tambien se tiene :

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y \right) \quad \text{Lb/ft}$$

Donde :



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADÉMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

Seccion 21.7.4.1 del ACI 350 – 06.

Acv : Area horizontal del segmento de muro con $L_w = 1'$

pn : Cuantía nominal de refuerzo

Calculamos α_c :

$$\alpha_c = \begin{cases} 3.00 ; & \text{para } h_w / l_w \leq 1.5 \\ 2.00 ; & \text{para } h_w / l_w \geq 2 \end{cases}$$

Tenemos :

$$\frac{h_w}{l_w} = 1.00$$

Entonces:

$$\alpha_c = 3$$

Calculamos Acv :

$$t = 0.50 \text{ m.} = 1.64 \text{ ft} \quad \text{donde : } 1 \text{ m} = 3.28 \text{ ft}$$

$$Acv = 236.16 \text{ in}^2$$

Calculamos pn :

donde :

$$\rho_n = \frac{(A_{sh-e} + A_{sh-i})}{S_v t}$$

Ash : Es el área de una varilla de refuerzo que conforma la capa horizontal externa e interna del muro

Sv : Separación vertical del refuerzo horizontal.

t : Espesor del muro.

Para fines de verificación se usará $\rho_n = \rho_{min}$, donde :

$$\rho_{min} = 0.0025$$

Calculamos f_c y f_y :

$$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2 = 2986.90 \text{ Psi} \quad \text{donde : } 1 \text{ kg/cm}^2 = 14.2233433071 \text{ Psi}$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2 = 59738.04 \text{ Psi}$$

Remplazando todos los valores encontrados en la ecuación, calculamos el Vn :

$$V_n = 73989.58 \text{ Lb}$$

donde : 1lb = 0.4535923kg

=====>

$$V_n = 33561.11 \text{ Kg/m}$$

Finalmente verificamos :

$$\phi V_n = 25170.83 \text{ Kg/m}$$

≥

$$q = 14345.00 \text{ Kg/m} \quad \text{Espesor del muro adecuado}$$

5.2.REFUERZO FLEXION HORIZONTAL

$$M_u = \phi b d^2 f_c' \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Donde :

Mu : 6.56 Ton-m/m : M11 maximo del analisis en SAP2000

f_c : 210.00 kg/cm² : Resistencia a compresion del concreto

f_y : 4200.00 kg/cm² : Esfuerzo de fluencia del acero



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAPIHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

ϕ : 0.90 : Coeficiente de reduccion por flexion
b : 100.00 cm : Ancho de la losa de analisis
d : 31.00 cm : Espesor de muro menos recubrimiento Re : 4.00 cm
w : ?? : Valor a determinar, resolviendo la ecuacion cuadratica

Para: $Mu = 8526.70$ kg. x m : Afectado por el factor de durabilidad

Resolviendo la Ecuación $w1 = 1.647$ $w2 = 0.048$

Tomemos el menor valor positivo, reemplazando se tiene :

$$p = \frac{f_c \times w}{f_y} \implies p = 0.002416$$

Luego el As requerido sera :

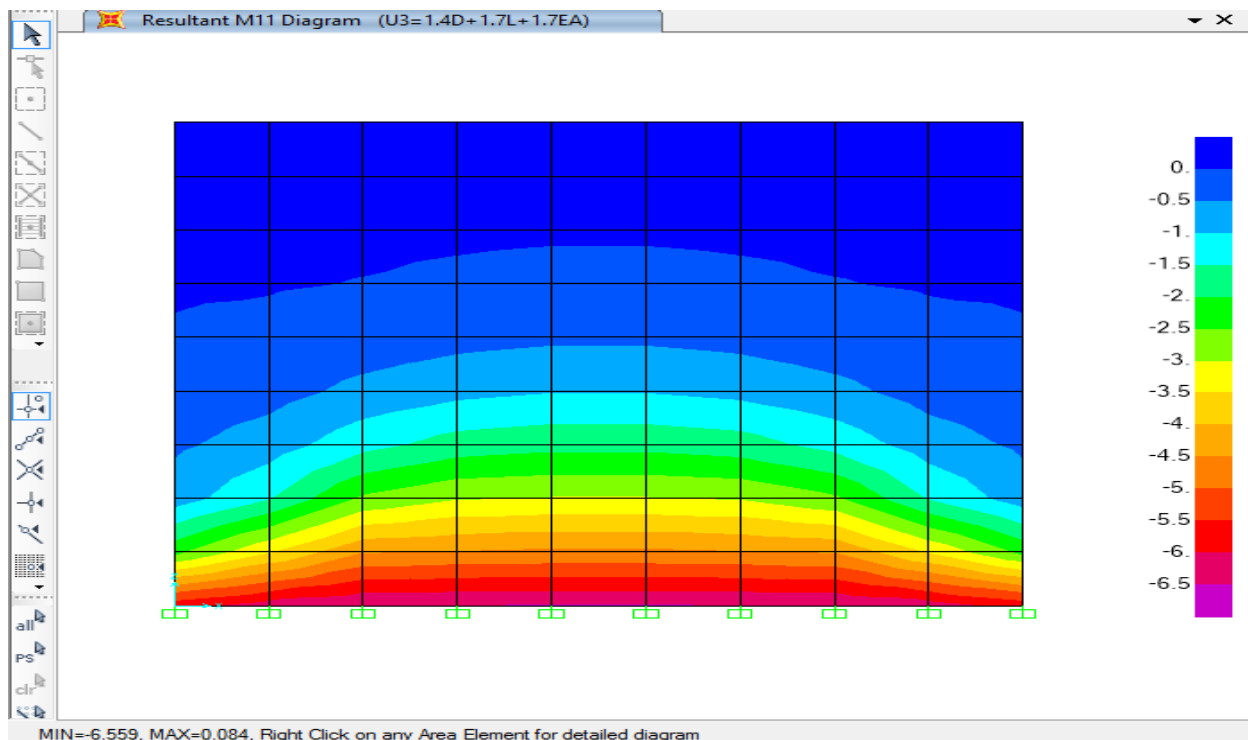
$$As = p \cdot b \cdot d \implies As = 7.49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El Asmin para muros estructurales segun el codigo ACI 318-11 es :

$$Asmin = 0.0025bd \implies Asmin = 7.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente el As a usar sera :

$$As = 7.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$





UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

5.3.REFUERZO FLEXION VERTICAL

$$M_U = \phi b d^2 f_c' \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Donde :

Mu: **32.80 Ton-m/m** : M22 maximo del analisis en SAP2000
 fc: 210.00 kg/cm² : Resistencia a compresion del concreto
 fy: 4200.00 kg/cm² : Esfuerzo de fluencia del acero
 Ø : **0.90** : Coeficiente de reduccion por flexion
 b : **100.00 cm** : Ancho de la losa de analisis
 d : **31.00 cm** : Espesor de muro menos recubrimiento Re : **4.00 cm**
 w : ?? : Valor a determinar, resolviendo la ecuacion cuadratica

Para: Mu= **42633.50** kg. x m : Afectado por el factor de durabilidad

Resolviendo la Ecuación w1= 1.413
w2= 0.281

Tomemos el menor valor positivo, reemplazando se tiene :

$$p = \frac{f_c \times w}{f_y} \implies p = 0.014074$$

Luego el As requerido sera :

$$A_s = p \cdot b \cdot d \implies A_s = 43.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El Asmin para muros estructurales segun el codigo ACI 318-11 es :

$$A_{smin} = 0.0025bd \implies A_{smin} = 7.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente el As a usar sera :

$$A_s = 43.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

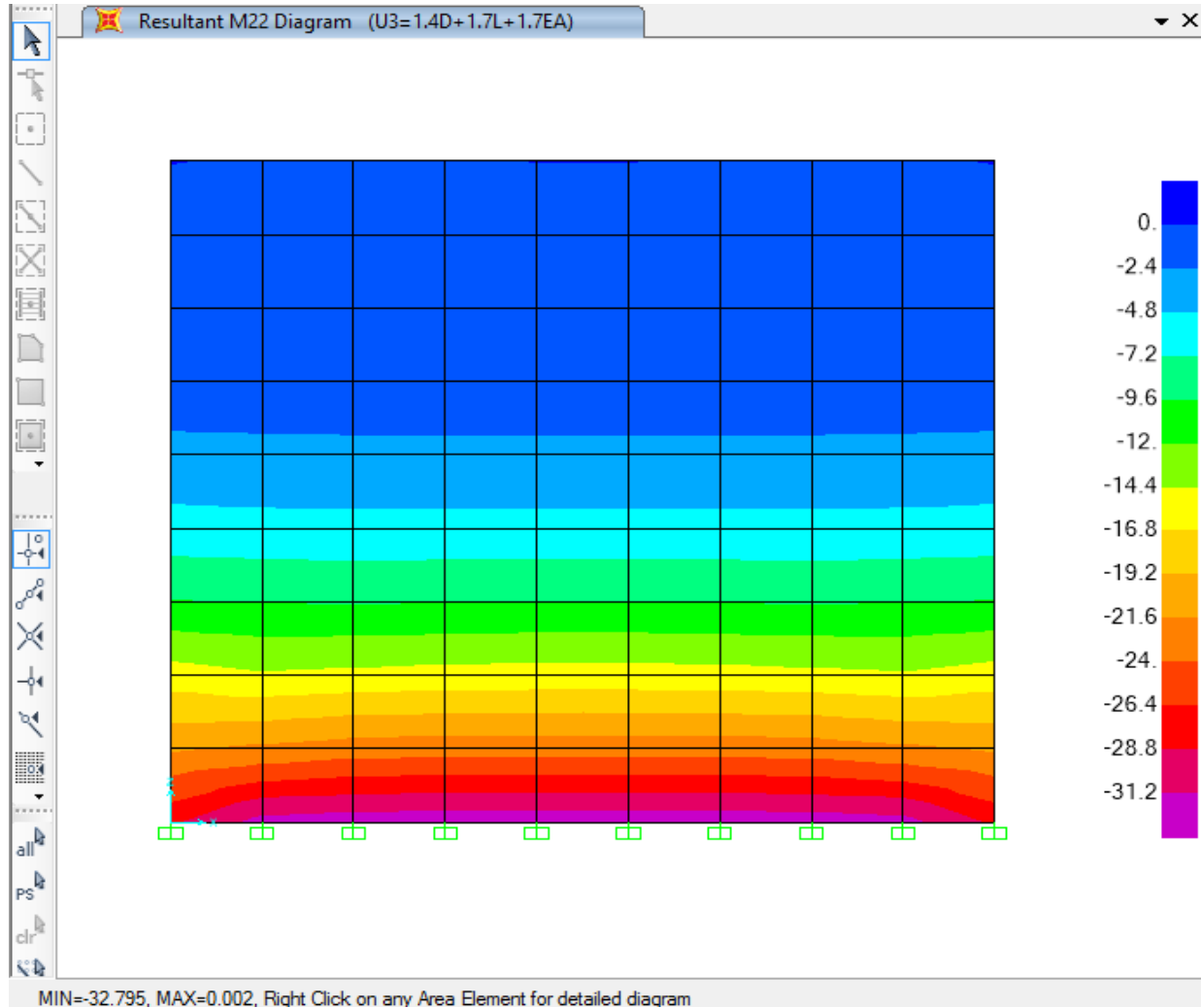
TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO



5.4. TENSION DIRECTA

El valor de esta tension es :

$T = 0.13 \text{ Ton/m}$: F11 max positivo del analisis en SAP2000

$T_u = 209.55 \text{ Kg/m}$: Afectado por el factor de durabilidad

$\phi = 0.90$: Coeficiente de reduccion por Tension

$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$: Esfuerzo de fluencia del acero

$f_s = 1890.00 \text{ kg/cm}^2$: se toma el 45% de f_y

El refuerzo necesario en condiciones ultimas es :

$$A_s = \frac{T_{max}}{\phi f_y}$$

$$\implies A_s = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUIHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

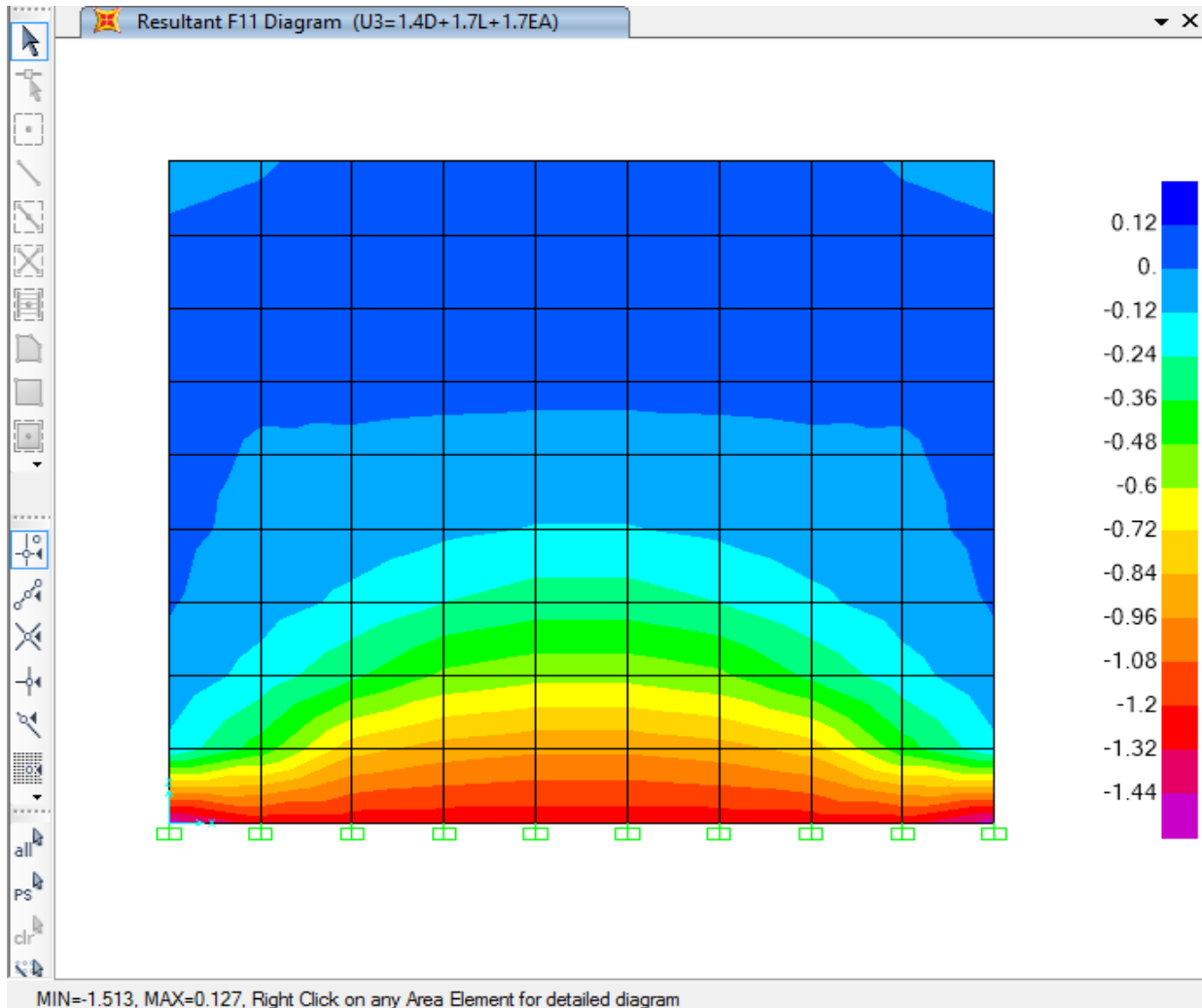
TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO



5.5.COMPRESION DIRECTA

El valor de esta compresion es :

$C_u = 7.56 \text{ Ton}$: F22 max negativo del analisis en SAP2000
 $e_m = 35.00 \text{ cm}$: espesor de muro
 $b = 100.00 \text{ cm}$: Ancho de analisis

Luego se debe cumplir :

$$f_c = \frac{C_u}{\text{Area}} < f_c$$

$f_c = 2.16 \text{ kg/cm}^2$ < $f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$: Concreto adecuado



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

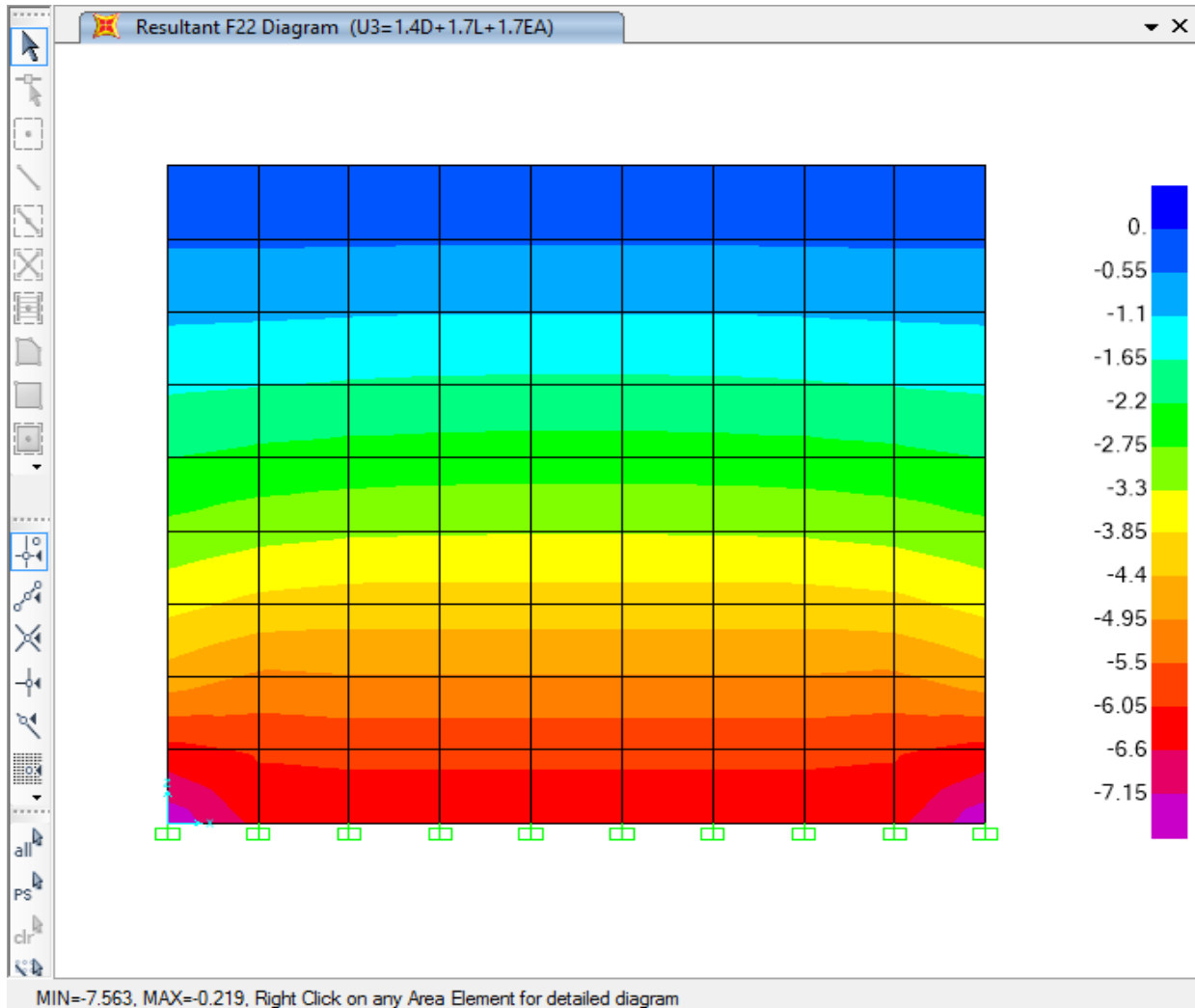
TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO



5.6. REVISION DE AGRIETAMIENTO

Es preciso poner mucho énfasis a la importancia del agrietamiento en las estructuras de los depósitos, ya que es imprescindible evitar la filtración del líquido, ya sea de adentro hacia afuera como en sentido inverso.

Habrà que limitar la separación máxima de las varillas, para efectos de controlar el agrietamiento.

El ACI 350-01 en su seccion 10.6.4, indica que la cantidad limitante de refuerzo por flexion, Z, sera calculada como :

$$z = f_s \sqrt{d_c A}$$

Despejando la expresion anterior en funcion al espaciamento maximo , Smax, se tiene lo siguiente :



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{or} \quad s = 0.5 (Z / f_s)^3 / d_c^2$$

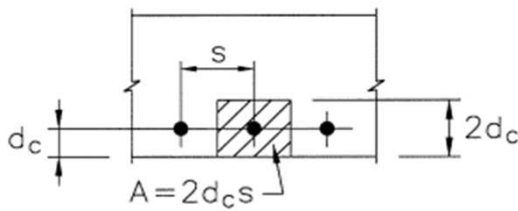


Fig. R10.6.4 — Effective tension area of concrete.

Donde :

S : Espaciamiento maximo.

Z : Depende de las condiciones de exposicion.

Fs : Esfuerzo de tensión anular del acero de refuerzo.

dc : Recubrimiento del concreto +1/2φ varilla

Calculamos Z

La norma ACI 350 -01/ 10.6.4, dice lo siguiente :

Z = 115.00 Kips/in : Para condiciones de exposion normales

Z = 95.00 Kips/in : Para condiciones de exposion severas

Z = **115.00 Kips/in**

Calculamos fs

fy = 59738.04 Psi

fs = 26882.12 Psi : se toma el 45% de fy según ACI 350-01/ 10.6.4

Calculamos dc

r = **4.00 cm.** = 1.57 in : donde : 1cm= 0.3937008in

φ = **5/8** in

dc = 1.89 in

Reemplazando estos valores en la formula tenemos :

$$S_{max} = 10.99 \text{ in} = 27.91 \text{ cm.}$$

5.7. ACEROS COLOCADOS

5.7.1. REFUERZO HORIZONTAL

Debemos de indicar que para distribuir los refuerzos obtenidos por el método de elementos finitos se considera las siguientes condiciones:

$$As_{total} = \frac{As_{(axial)}}{2} + As_{(flexion)}$$

Siguiendo esta distribución se tienen:

Condicion Axial As (cm2/m)	Axial / 2 As (cm2/m)	Condicion Flexion As (cm2/m)	As axial/2 + As flex As (cm2/m)
0.06	0.03	7.75	7.78



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FIICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

ACERO EN UNA CAPA

DISTRIBUCION DEL REFUERZO HORIZONTAL						
3	Ø	3/4	pulg	@	0.33	m

ACERO EN DOS CAPAS

DISTRIBUCION DEL REFUERZO HORIZONTAL						
2	Ø	3/4	pulg	@	0.50	m

5.7.2. REFUERZO VERTICAL

Considerando las mismas condiciones que el caso anterior :

$$As_{total} = \frac{As_{axial}}{2} + As_{flexion}$$

Calculando As_{axial} :

T = 0.00 Ton/m : F22 max positivo del analisis en SAP2000
 Tu = 0.00 Kg/m : Afectado por el factor de durabilidad
 ϕ = 0.90 : Coeficiente de reduccion por Tension
 fy = 4200.00 kg/cm² : Esfuerzo de fluencia del acero
 fs = 1890.00 kg/cm² : se toma el 45% de fy

El refuerzo necesario en condiciones ultimas es :

$$As = \frac{T_{max}}{\phi f_y} \implies As = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Siguiendo esta distribución se tienen:

Condicion Axial As (cm2/m)	Axial / 2 As (cm2/m)	Condicion Flexion (cm2/m)	As	As axial/2 + As flex As (cm2/m)
0.00	0.00	43.63		43.63

ACERO EN UNA CAPA

DISTRIBUCION DEL REFUERZO VERTICAL						
9	Ø	1	pulg	@	0.11	m

ACERO EN DOS CAPAS

DISTRIBUCION DEL REFUERZO VERTICAL						
5	Ø	1	pulg	@	0.20	m



UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

5.8. DISTRIBUCION DE ACERO EN SAP 2000

CASO A) EN EL MURO ACTUA SOLO EL EMPUJE DE SUELOS

AS1: 10.50 cm²/m : Refuerzo horizontal en la cara del muro que esta en contacto con el suelo





UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.

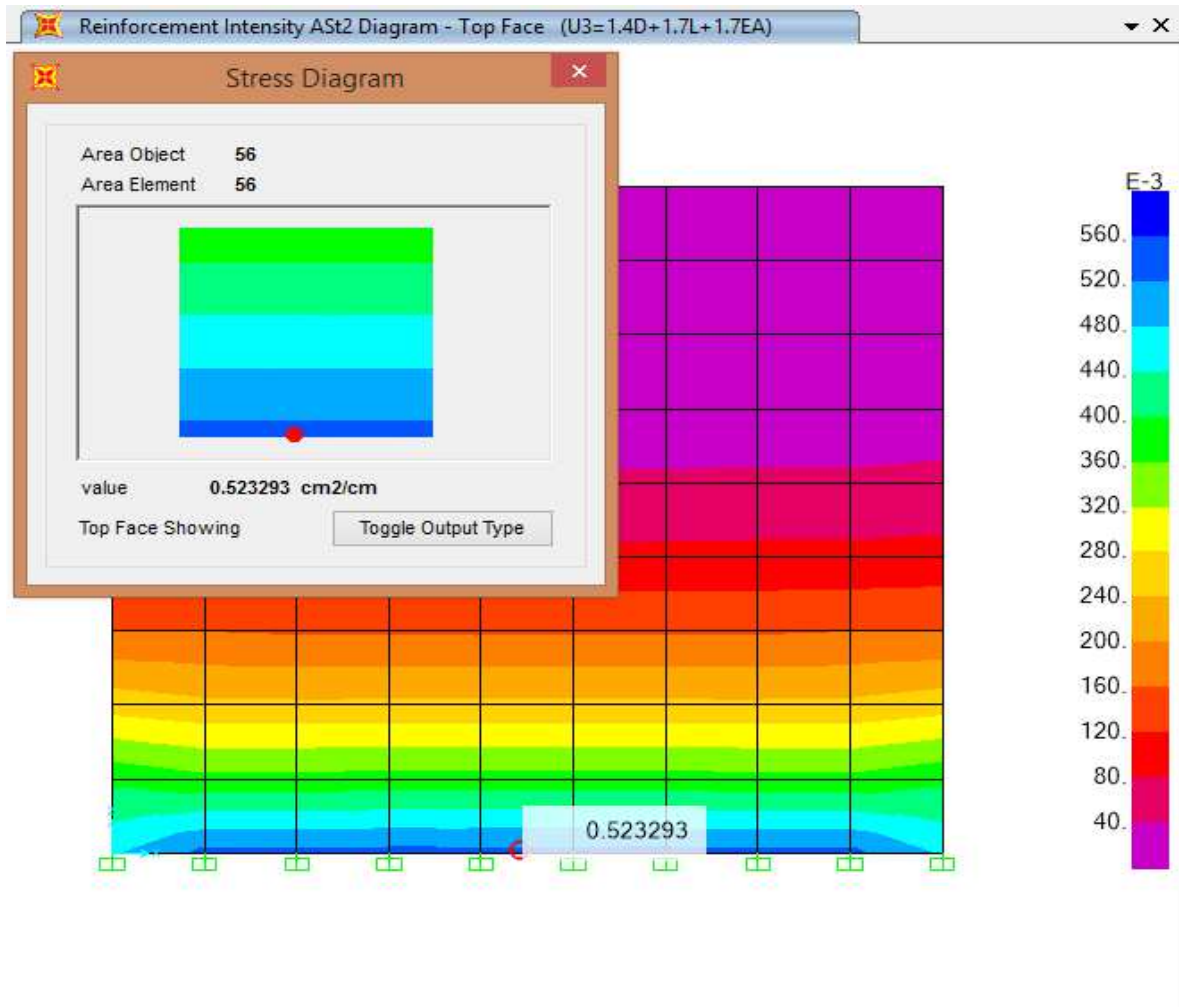


FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

AS2: 52.33 cm²/m : Refuerzo vertical en la cara del muro que esta en contacto con el suelo





UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.



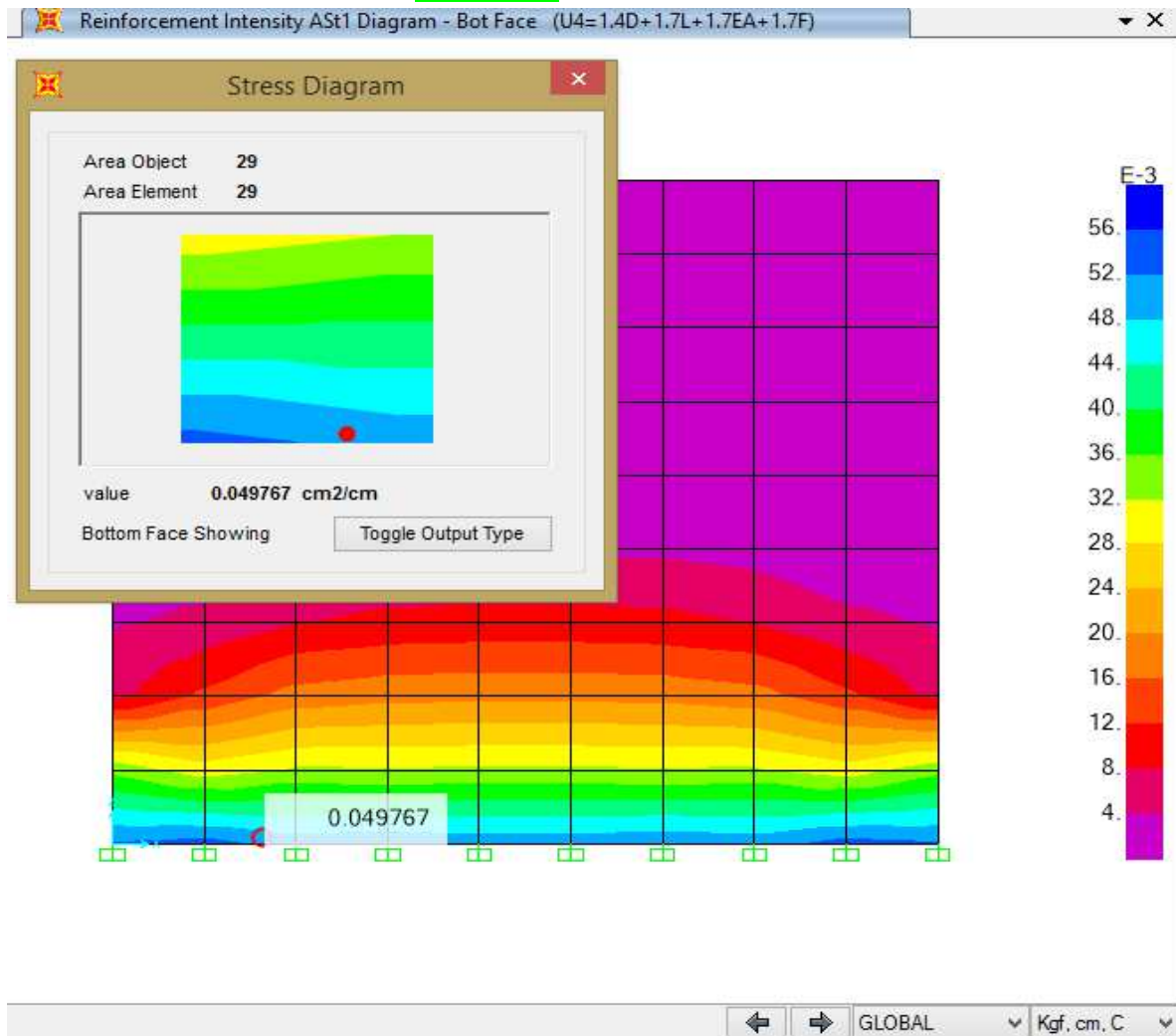
FICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

CASO B) EN EL MURO ACTUA EL EMPUJE DE SUELOS Y LA PRESION DEL AGUA

AS1: 4.98 cm²/m : Refuerzo horizontal en la cara del muro que esta en contacto con el agua





UNIVERSIDAD NACIONAL
HERMILO VALDIZAN

TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUPHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN; PASCO - PERÚ 2016.

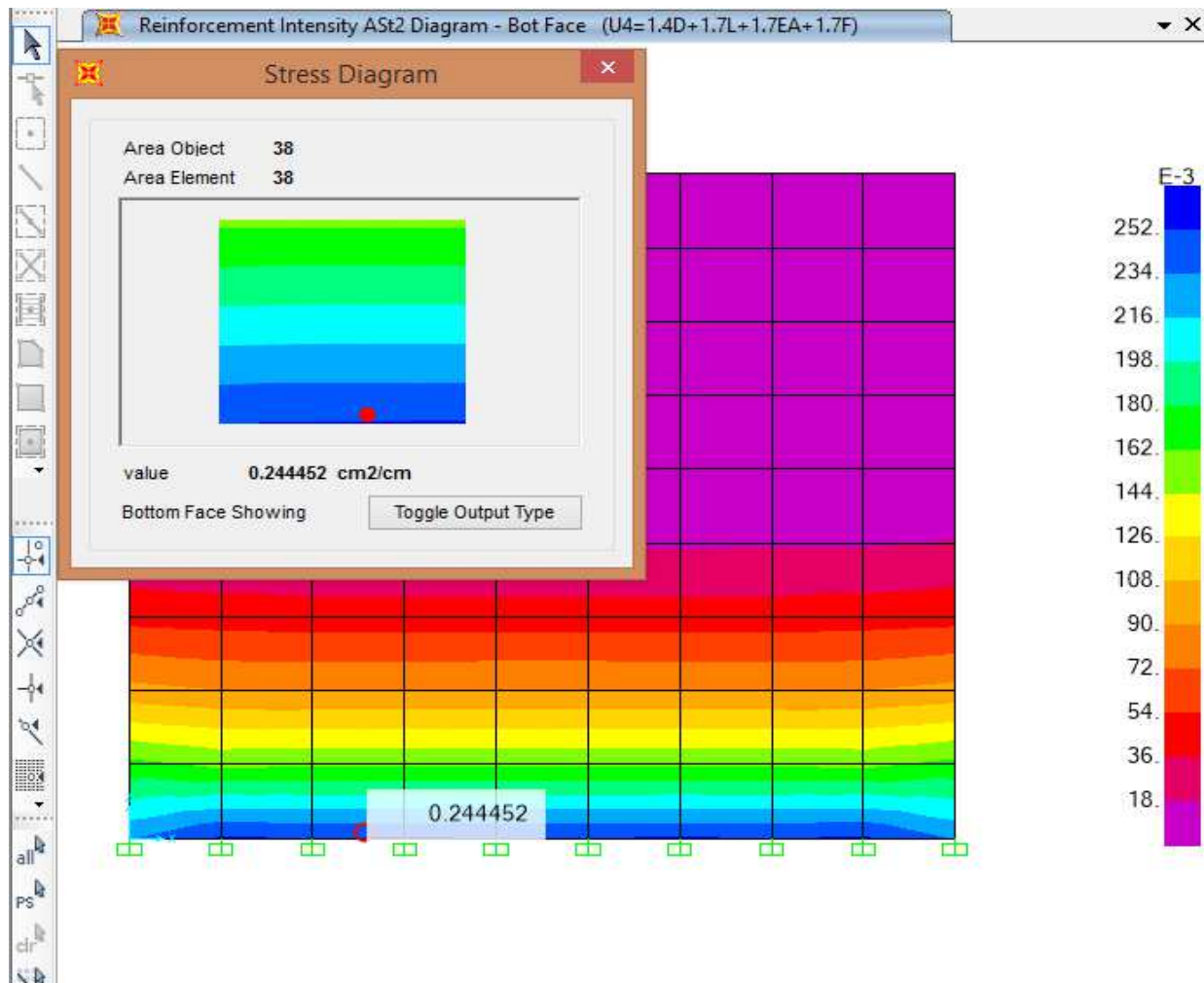


FIICA
ESCUELA ACADEMICO
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

LOCALIDAD : MISCA
DISTRITO : CHACAYAN
PROVINCIA : DANIEL CARRION
REGION : PASCO
FECHA : SETIEMBRE 2016

ANEXO II : DISEÑO ESTRUCTURAL MURO DE ENCAUZAMIENTO

AS2: 24.45 cm²/m :Refuerzo vertical en la cara del muro que esta en contacto con el agua



6. RECOMENDACIONES

- Para un diseño mas detallado se recomienda usar el caso de presión por empuje de suelos para diseñar la cara del muro en contacto con el relleno.
- Para el diseño de la cara de muro en contacto con el agua, se recomienda diseñar dicha cara por la carga debido a la presión del agua en el muro.
- De esta manera se realizara un mejor diseño y detallado del elemento estructural "muro".

ANEXO III: PANEL FOTOGRAFICO



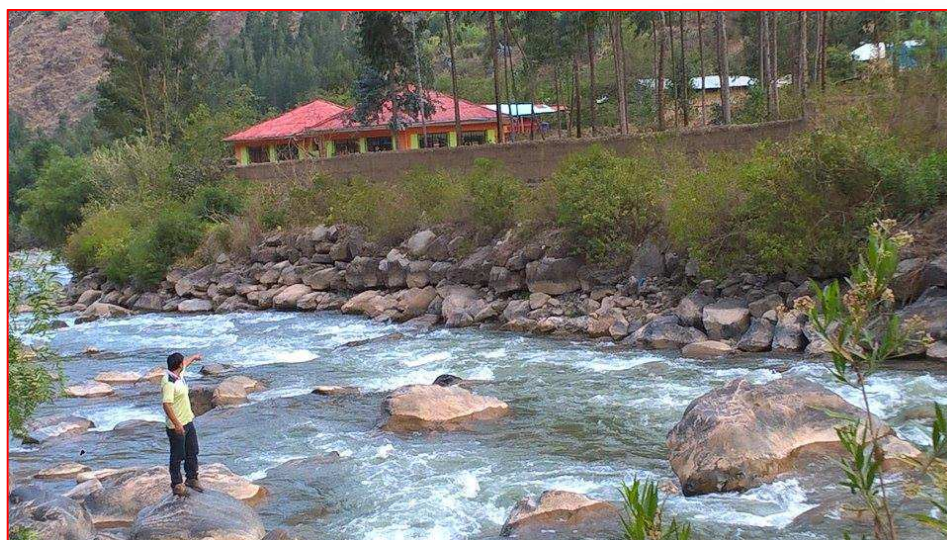
En las Vistas Fotográficas se aprecia a los integrantes del Grupo de Topografía que participaron en el desarrollo de la Tesis “ANÁLISIS HIDRAULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIVEREÑA EN EL MARGEN DERECHO DEL RIO CHAUIHUARANGA EN LA LOCALIDAD DE MISCA DEL DISTRITO DE CHACAYAN PASCO-PERU”. La vista superior fue tomada en la Plaza de Misca y la foto inferior ubicada a la Salida de la Localidad de Misca en la margen derecha del Rio Chaupihuaranga.



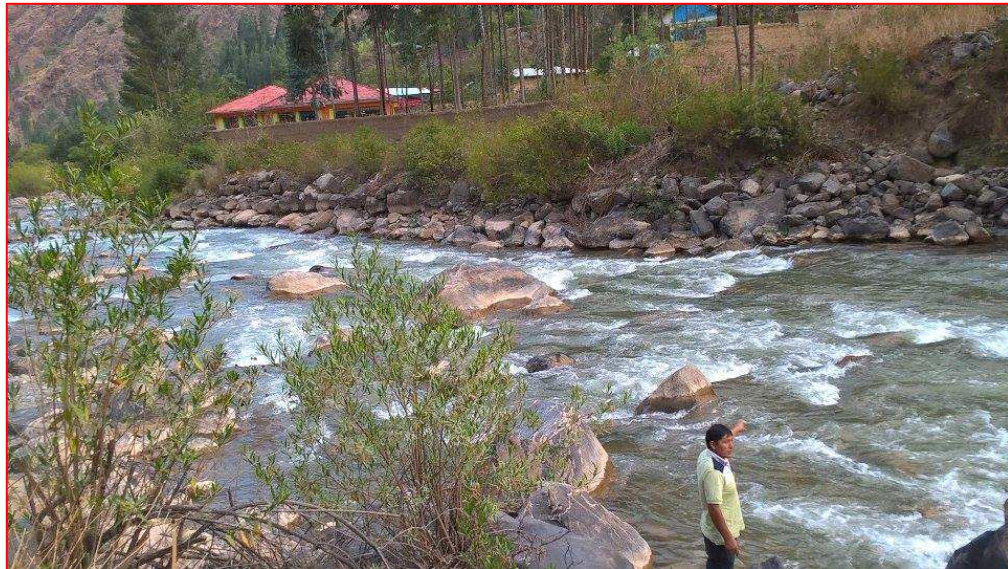
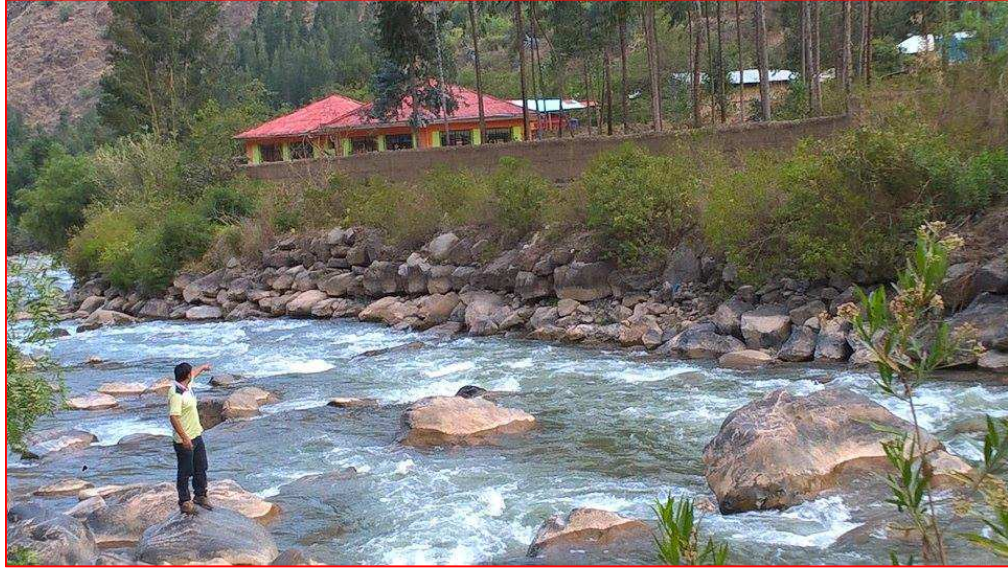
En las Vistas Fotográficas se aprecia la instalación de la Estación E-01. Se monumento mediante un BM (Tubo de PVC D=4", relleno con Concreto). Esta Estación esta ubicado en las coordenadas Sigüientes Este=350243.7127 Norte=8857536.9813 Cota=2848.8957 msnm. La E-01 con respecto a la Plaza de Misca (Este=350612.7178 Norte=8856992.1933 Cota=2555.7837msnm), tiene 293.11m de diferencia de altura y a una distancia horizontal de 657.99m



De la ubicación de la E-01 se puede apreciar con facilidad todo el ámbito del proyecto.



En la vista fotográfica se aprecia la Institución Educativa Virgen del Carmen (Inicial Y Jardín). Se puede apreciar que dicha infraestructura esta ubicado en una zona de Alto Riesgo, la diferencia de Altura entre el fondo del rio y el Falso piso es de 3.40m.



En la vista fotográfica se aprecia la Institución Educativa Virgen del Carmen (Inicial Y Jardín). Se puede apreciar que dicha infraestructura esta ubicado en una zona de Alto Riesgo, la diferencia de Altura entre el fondo del rio y el Falso piso es de 3.40m.



*En la Vista Fotográfica se aprecia el BM-02, Instalado en las coordenadas
ESTE=350338.2207 NORTE=8857068.8119 COTA=2573.4717 m.s.n.m*



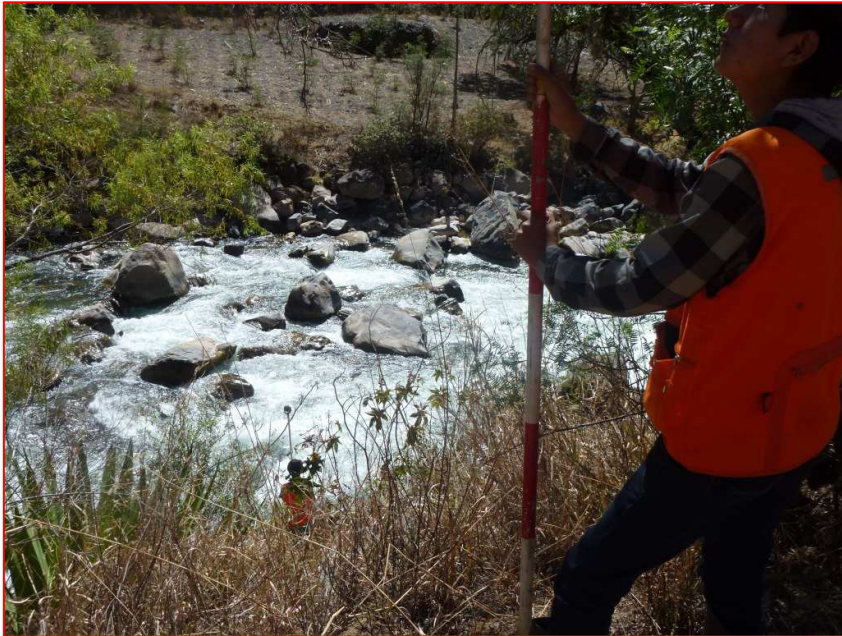
*En la Vista Fotográfica se aprecia el BM-03, Instalado en las coordenadas
ESTE=350462.0000 NORTE=8857047.0000 COTA=2562.7407 m.s.n.m.*



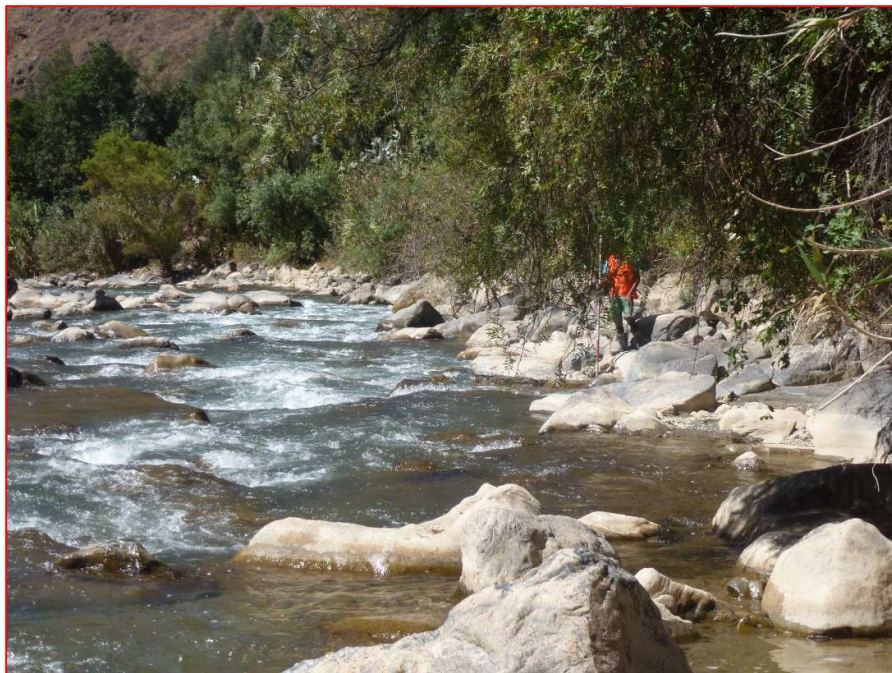
*En la Vista Fotográfica se aprecia el BM-04, Instalado en las coordenadas
ESTE=350703.3275 NORTE=8856969.8077 COTA=2553.1257 m.s.n.m.*



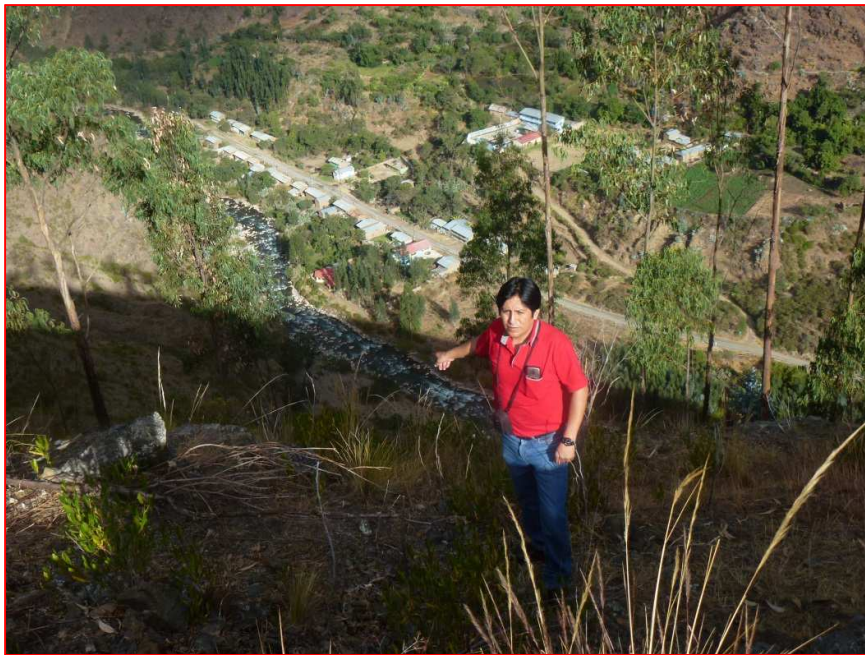
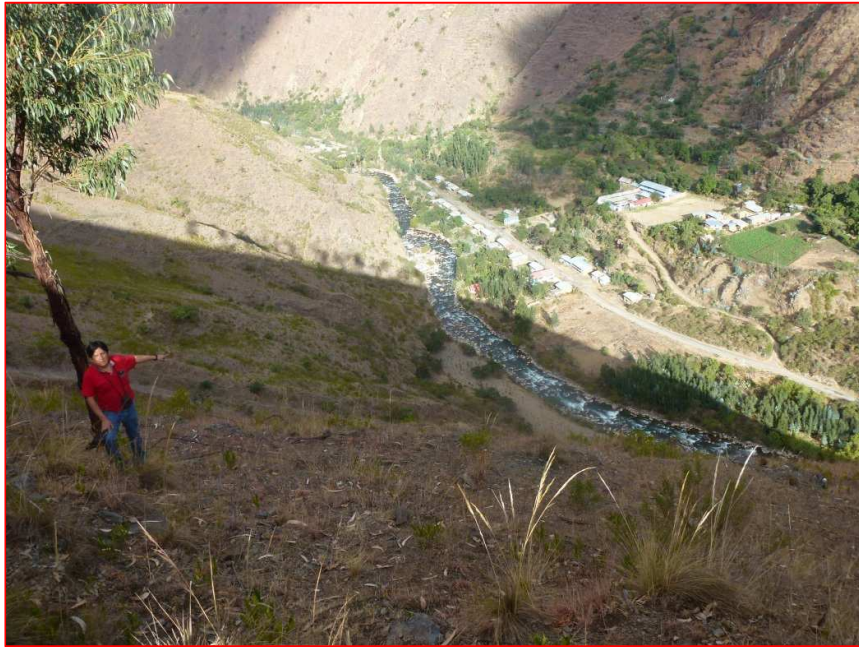
*En la Vista Fotográfica se aprecia el BM-05, Instalado en las coordenadas
X=350775.4774 Y=8856947.7384 Z=2550.6177m.s.n.m.*



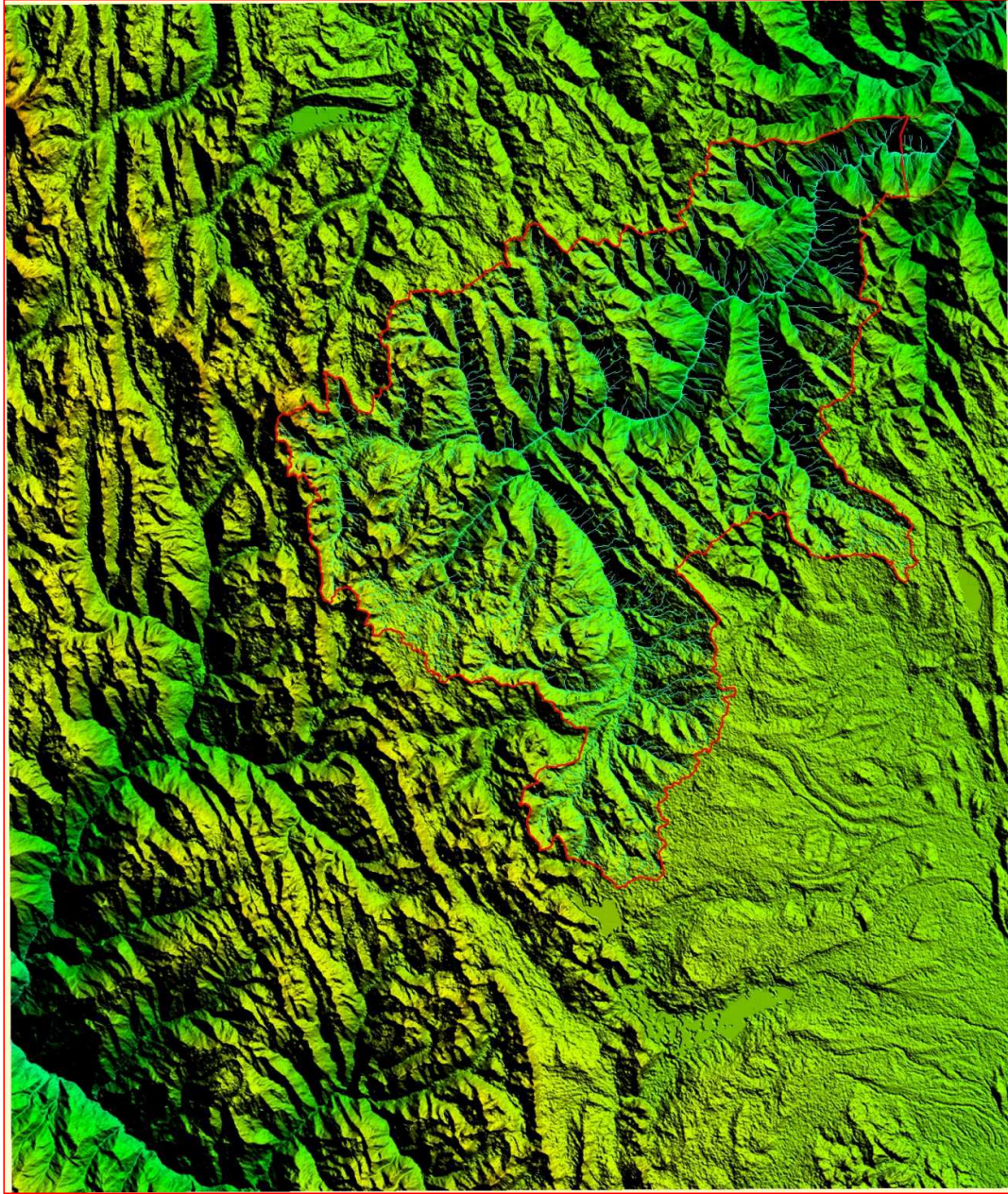
En la vista fotográfica se aprecia al personal técnico desarrollando trabajos de topografía



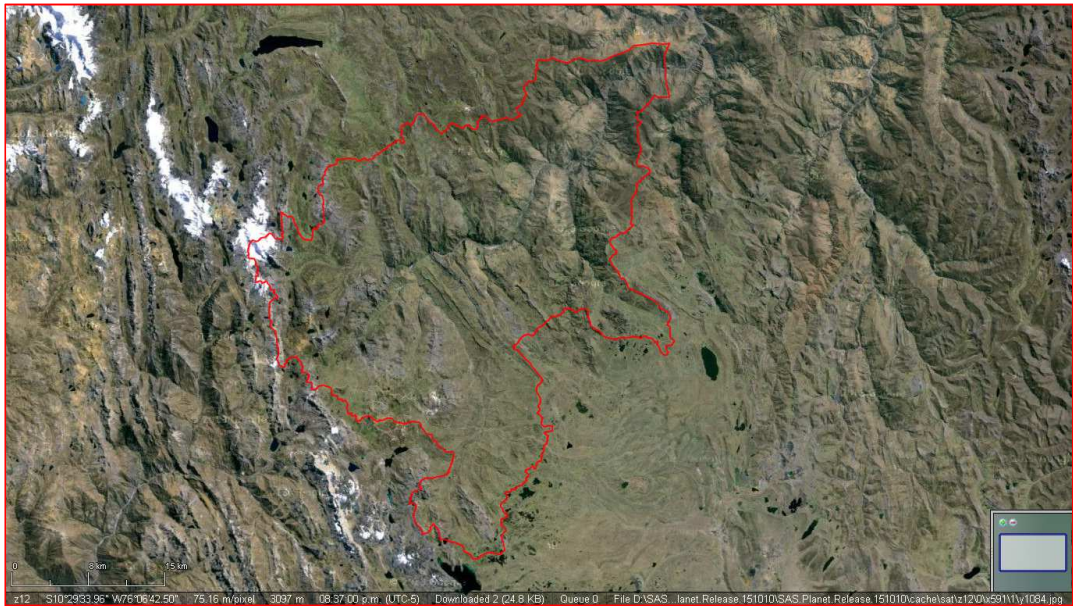
En la vista fotográfica se aprecia al personal técnico desarrollando trabajos de topografía



En la vista fotográfica se aprecia al personal técnico desarrollando trabajos de topografía



En la imagen se aprecia la Imagen Aster GDEM V2 WORLDWIDE ELEVATION DATE que se uso para determinar el Área de La Cuenca.



En la imagen se aprecia perímetro de la cuenca superpuesta con la Imagen Satelital del SASPLANET.