

UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**“ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE LA BOCATOMA EPS-MARAÑÓN
DEL RÍO AMOJÚ, SECTOR LA CORONA-JAÉN, CAJAMARCA”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Jorge Michele Sánchez Monteza

JAÉN – PERÚ

2019

**“ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE LA BOCATOMA EPS-MARAÑÓN
DEL RÍO AMOJÚ, SECTOR LA CORONA-JAÉN, CAJAMARCA”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Jorge Michele Sánchez Monteza

ASESOR

Ing. M.Sc. Wagner Colmenares Mayanga

DEDICATORIA

A mis padres y hermanas, por su apoyo incondicional en todo momento.

A mis amigos que me ayudaron a subir cada escalón y poder continuar.

A mi asesor, por la asesoría y guía para el desarrollo de la tesis.

AGRADECIMIENTO:

Mi gratitud, a Dios, a mi familia y amigos.

Al asesor y co-asesores, a las autoridades encargadas de la revisión y aprobación de la tesis.

ÍNDICE

ÍNDICE GENERAL	Pág.
ÍNDICE.....	1
RESUMEN.....	6
I. INTRODUCCIÓN.....	8
1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.....	8
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	9
1.2.1. PROBLEMA GENERAL:.....	9
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	10
1.4.1. OBJETIVO GENERAL:.....	10
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:.....	10
II. REVISIÓN DE LITERATURA.....	11
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	11
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	11
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	11
2.2. BASES TEÓRICAS.....	12
2.2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA.....	12
2.2.2. EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	12
2.2.3. BOCATOMA.....	30
2.2.4. PARÁMETROS DE ESTABILIDAD DE LA BOCATOMA.....	30
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	38
3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	38
3.2. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	38
3.2.1. HIPÓTESIS.....	38
3.3. VARIABLES:.....	38
3.3.1. VARIABLE DEPENDIENTE.....	38
3.3.2. VARIABLES INDEPENDIENTES.....	38
3.4. POBLACIÓN.....	39
3.5. MUESTRA.....	39

3.6. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	40
3.6.1. SEGÚN SU FINALIDAD.....	40
3.6.2. SEGÚN SU ALCANCE:.....	40
3.6.3. SEGÚN SU DISEÑO.....	40
3.6.4. SEGÚN SU ENFOQUE.....	40
3.7. LÍNEA DE LA INVESTIGACIÓN.....	40
3.8. ESTIMACIÓN DE DATOS.....	40
3.8.1. CAUDAL MÁXIMO.....	40
3.8.2. RESISTENCIA DEL SUELO.....	41
3.9. MÉTODOS Y TÉCNICAS.....	42
3.9.1. MÉTODOS.....	42
3.9.2. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y RECOLECCIÓN DE DATOS.....	43
3.9.3. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	45
3.9.4. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.....	45
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	49
4.1. ANÁLISIS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA.....	49
4.1.1. PARÁMETROS DE FORMA:.....	49
4.1.2. PARÁMETROS RELATIVOS:.....	49
4.1.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO.....	50
4.1.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES:.....	53
4.1.5. MODELACIÓN HIDRÁULICA SOFTWARE HEC-RAS.....	69
4.2. PARÁMETROS DE ESTABILIDAD DE LA BOCATOMA:.....	71
4.2.1. ESTABILIDAD POR VUELCO:.....	71
4.2.2. ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO:.....	72
4.3. DISERTACIÓN:.....	75
V. CONCLUSIONES.....	77
VI. RECOMENDACIONES.....	78
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	79
ANEXOS.....	81

Cuadro 01: Valores del Período de Retorno T (Años)	16
Cuadro 02: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	17
Cuadro 03: Grupo Hidrológico de Suelo.....	26
Cuadro 04: Columna lito-estratigráfica generalizada del cuadrángulo de Jaén.	27
Cuadro 05: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo por cobertura vegetal Para la zona de la cuenca de Jaén.	29
Cuadro 06: Operacionalización de variables.....	39
Cuadro 07: Pendiente Promedio del Cauce Principal de la Cuenca.....	50
Cuadro 08: Comparación Modelos de Distribución Estadística que se ajusten	51
Cuadro 09: Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov Smirnov Modelo Distribución Gumbel.	52
Cuadro 10: Tamaño de los piroclastos, clasificación de las rocas efusivas:	59
Cuadro 11: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo de la Formación Oyotún Para la zona de la cuenca de Jaén.	60
Cuadro 12: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo del Grupo Guayarisquisga Para la zona de la cuenca de Jaén.	61
Cuadro 13: Clasificación Roca Calizas Según su Diámetro.	62
Cuadro 14: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo del Grupo Formación Chulec Para la zona de la cuenca de Jaén.	62
Cuadro 15: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo del Grupo Pulluicana Para la zona de la cuenca de Jaén.	63
Cuadro 16: Coeficiente de escorrentía.....	68
Cuadro 17: Coeficiente de Manning.....	70
Cuadro 18: Coeficiente de deslizamiento para diferentes condiciones de cimentación.....	73

Figura 01: n tramos de la longitud de un cauce.....	14
Figura 02: Curvas intensidad – duración – frecuencia.	21
Figura 03: Cargas a considerar en la presa de gravedad.....	33
Figura 04: Relaciones de subpresión.	35
Figura 05: Hoja 12-f Mapa Geológico del Cuadrángulo de Jaén.....	41
Figura 06: Mapa Geológico Cuadrángulo de Jaén.	54
Figura 07: Leyenda - Mapa Geológico Cuadrángulo de Jaén.	55
Figura 08: Leyenda Mapa Geológico de Jaén - INDECI.	56
Figura 09: Leyenda Mapa Geológico de Jaén - INDECI.	56
Figura 10: Grafico grupo de Suelos.....	58
Figura 11: Mapa Distribución Climática Cuadrángulo Geológico de Jaén.....	67
Figura 12: Muros de encauzamiento aguas arriba de la bocatoma.....	72
Figura 13: Delimitación de la cuenca del río Amojú – Jaén.	81
Figura 14: Resultado AUTO-CAD Civil, área de la cuenca y perímetro de la cuenca.	81
Figura 15: Cuenca en estudio.	82
Figura 16: L: Longitud del cauce principal de la cuenca del río Amojú.	83
Figura 17: Resultado AUTO-CAD Civil; Longitud, área de la cuenca.....	83
Figura 18: Caudal de diseño PF 1.....	84
Figura 19: Coeficiente de maning n	84
Figura 20: Modelación tirante crítico - flujo supercrítico	85
Figura 21: Topografía del río Amojú.	85
Figura 22: Tabla parámetros hidráulicos del río.....	86
Figura 23: Sección del río en la progresiva 70.	87
Figura 24: Sección del río en la progresiva 70, proyección con muros de encauzamiento.	87
Figura 25: Sección del río en la progresiva 50	88
Figura 26: Modelación del cauce principal.	89
Figura 27: Tabla parámetros hidráulicos del río, con muros de encauzamiento progresiva 70.	90
Figura 28: Sección del río en la progresiva 70, con muros de encauzamiento.....	91
Figura 29: Sección del río en la progresiva 70, con muros de encauzamiento-02.	91
Figura 30: Dimensiones bocatoma EPS-MARAÑÓN	92

ANEXO 01. Geomorfología de la cuenca.	81
ANEXO 02. Cuenca del Río Amojú.	82
ANEXO 03. Longitud del cauce principal.	83
ANEXO 04. Resultados - software HEC-RAS	84
ANEXO 05. Dimensiones de la bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú.....	92
ANEXO 06. Cálculos hidrológicos, caudal máximo.....	93
ANEXO 07. Cálculos de los factores de seguridad de la bocatoma.....	102
ANEXO 08. Panel fotográfico.....	108
ANEXO 09. PLANOS.....	114

RESUMEN

La Bocatoma, está ubicada en el distrito de Jaén, departamento de Cajamarca en sus coordenadas UTM según Datum UTM WGS-84; 9368070.82 N, 739319.74 E., a una altitud de 872 m.s.n.m. El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal Evaluar la estabilidad de la bocatoma EPS-Marañón del río Amojú por coeficientes de seguridad hidráulicos, ante una máxima avenida. Para lo cual elaboramos la siguiente hipótesis: La Bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú, es estable ante una máxima avenida por coeficientes de seguridad hidráulicos. Por lo que, la siguiente tesis se desarrolló con el propósito de proponer mejorar el diseño de la bocatoma para cumplir las condiciones de estabilidad. Se analizó la hidrología de la cuenca aplicando herramientas como software HEC-RAS versión 5.0; AUTOCAD Civil y AUTOCAD Civil 3D para procesar la información hidrológica, y hallar el caudal máximo para determinado periodo de retorno. Obteniendo las fuerzas de empuje del agua derivado del caudal máximo. Los resultados de aplicar las ecuaciones de coeficientes de seguridad hidráulicos por volteo y deslizamiento, muestran que la bocatoma no cumple las condiciones de estabilidad por vuelco, sin embargo, cumple para las condiciones de estabilidad por deslizamiento.

PALABRAS CLAVE: Caudal máximo, estabilidad por vuelco, estabilidad por deslizamiento.

ABSTRACT

The dam, is located in the district of Jaén, department of Cajamarca in its UTM coordinates according to Datum UTM WGS-84; 9368070.82 N, 739319.74 E., an altitude of 872 m.s.n.m. The main objective of this research work is to evaluate the stability of the EPS-Marañón dam of the Amojú river by hydraulic safety factors, in order to withstand a maximum flood. For which we elaborated the following hypothesis: The dam EPS-MARAÑÓN of the Amojú river, is stable and resistant to a maximum flow by hydraulic safety coefficients. Therefore, the following thesis was developed with the purpose of proposing to improve the design of the dam to meet the conditions of stability. The hydrology of the basin was analyzed applying tools such as software HEC-RAS version 5.0; AUTOCAD Civil and AUTOCAD Civil 3D to process the hydrological information, and find the maximum flow for a certain period of return. Obtaining the thrust forces of the water derived from the maximum flow. The results of applying the equations of hydraulic safety coefficients by tumbling and sliding, show that the dam does not meet the conditions of stability due to tumbling, however, it fulfills the conditions of stability by sliding.

KEYWORDS: Maximum flow, stability by tumbling, stability by sliding.

I. INTRODUCCIÓN

En ingeniería se denomina presa o represa a un muro grueso de piedra u otro material, como concreto, material suelto o granular, que se construye a través de un río, arroyo o canal para almacenar el agua y elevar su nivel, con el fin de regular el caudal, para su aprovechamiento en el riego de terrenos, en el abastecimiento de poblaciones o en la producción de energía mecánica. (Ibañez, 2015, pág. 8)

A su vez, los ríos pueden originar que la estructura falle y cause su colapso, por lo cual la estructura debe satisfacer las condiciones de estabilidad en su diseño, para ello es necesario realizar un análisis de las condiciones del sitio y verificar la estabilidad. En la Bocatoma, se consideran las condiciones de carga bajo las cuales estará sometida, para lo cual es necesario realizar modelaciones mediante software (AUTOCAD Civil, AUTOCAD Civil 3D, HEC-RAS), mediante los cuales obtendremos parámetros de las fuerzas hidráulicas que inciden en desestabilizar la bocatoma, y en la etapa final presentar numéricamente los coeficientes de seguridad que garanticen que la estructura no falle por estabilidad.

1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.

Para la ejecución de obras de recursos hídricos, en nuestro caso la bocatoma del río Amojú, es primordial realizar un estudio hidrológico en la cuenca del río Amojú, así mismo hacer una modelación hidráulica, del tramo del río en la cual se encuentra ubicada la bocatoma en estudio, de esta manera se determinará la estabilidad de la estructura, ante una máxima avenida del río y así estar preparados ante un riesgo de colapso.

Cuando se coloca un obstáculo en un río como un vertedero de desborde o barraje, se causa la formación de una sobre elevación del nivel de agua delante del vertedero, generando que el tirante sea mayor que el normal produciéndose en el flujo un movimiento gradualmente variado, por lo que la estructura debe cumplir las condiciones para soportar las fuerzas que produce el tirante de agua, para evitar el colapso de la estructura (Condori, 2013, pág. 1).

Este fenómeno complejo depende de diversos factores, como el caudal máximo que genera un tirante crítico, la topografía y configuración geológica del cauce y las características hidráulicas de la corriente (Condori, 2013).

La presente investigación es de gran apoyo hacia las autoridades de la localidad, en la realización de acciones correspondientes para prevenir el colapso de la bocatoma; y para que la población tenga conocimiento del riesgo de perder los servicios que gracias a la estructura se brinda y por ende ponerles en alerta.

Por ello en la presente investigación utilizara un tipo de investigación que por su diseño es No experimental y su finalidad de ser aplicada, con énfasis en el método de la observación.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

1.2.1. PROBLEMA GENERAL:

- ¿Cuán estable es bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú, ubicado en el sector La Corona Jaén – Cajamarca; ante una máxima avenida?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El sistema de agua potable para Jaén, está compuesto por sistemas de captación, conducción y distribución de aguas, la infraestructura de captación en su diseño capta un caudal 1.35 m³/seg., infraestructura que actualmente está operativa.

¿Qué tan conveniente es la investigación?

- Los resultados de esta investigación permitirán establecer el riesgo de colapso de la bocatoma ante un caudal máximo, y proponer alternativas de solución; evitando que la población de la ciudad de Jaén quede sin los servicios de agua potable.

¿Ayudara a resolver algún problema real?

- En caso de falla de la bocatoma, se verían afectados los pobladores del distrito de Jaén, en los servicios de agua potable, por lo tanto, ante un pronóstico y prevención de colapso de la bocatoma, la población de Jaén en su conjunto serían los beneficiados.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. OBJETIVO GENERAL:

- Evaluar la estabilidad de la Bocatoma EPS-Marañon del río Amojú con coeficientes de seguridad hidráulico; ante una máxima avenida.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Evaluar la estabilidad de la Bocatoma EPS-Marañon del río Amojú ante una máxima avenida por vuelco.
- Evaluar la estabilidad de la Bocatoma EPS-Marañon del río Amojú ante una máxima avenida por deslizamiento.
- Hallar la máxima avenida o caudal máximo, para determinado periodo de retorno.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Ibáñez en el año 2015 realizó un trabajo de investigación titulado “ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA BOCATOMA DEL P.H. PASO ANCHO”, ubicado en la cuenca del río Atoyac, ciudad de Oaxaca – México, en la cual concluyo:

Como parte fundamental de garantizar la estabilidad de la estructura, es necesario apoyarse en manuales o textos que nos indiquen los factores de seguridad para determinar si una estructura es estable o no, así como también es de suma importancia la experiencia que tenga el diseñador, ya que ésta le permitirá visualizar fuerzas o factores que intervengan para estabilizar o desestabilizar la estructura. (Ibáñez, 2015, pág. 94)

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Condori en el año 2013 realizó un trabajo de investigación titulado “EVALUACIÓN DE LAS CAUSAS DE COLAPSO DE LA BOCATOMA CANTERÍA-PUNO”, ubicado en la cuenca del río Cabanillas sector Cantería – Puno, en la cual concluyo:

Que las causas del colapso de la bocatoma Cantería, se produjo por la falla a nivel de la cimentación. (Condori, 2013, pág. 219)

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA

Se denomina cuenca hidrográfica o cuenca de drenaje de un río, o corriente de agua en consideración, al área limitada por un contorno al interior del cual las aguas de lluvias que caen se dirigen hacia un mismo punto, ya sea de salida o de interés particular (Villon Béjar, 2002).

La cuenca hidrográfica como un colector natural, encargada de evacuar parte de las aguas de lluvias en forma de escurrimiento. En esta transformación de lluvia a escurrimiento, lógicamente se producen pérdidas o mejor desplazamiento del agua fuera de la cuenca tales como evaporación y percolación (Aparicio Mijares, 1992).

No solo el hidrólogo se interesa por el volumen total del agua a la salida de la cuenca, sino también por su distribución espacial y temporal, para la cual necesita tener un buen conocimiento de sus características (Villon Béjar, 2002).

El movimiento del agua en la naturaleza es una función compleja en la cual intervienen diversos factores entre los cuales se pueden resaltar su clima y sus características fisiográficas (Villon Béjar, 2002).

2.2.2. EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

“Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utiliza métodos indirectos para estimar el caudal de diseño” (MTC, 2008, pág. 21).

a. ESTUDIO DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

El estudio de cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de las cuencas permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras viales. (MTC, 2008, pág. 22)

Es importante determinar las características físicas de las cuencas como son: el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características del relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico. (MTC, 2008, págs. 22-23)

b. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRAFICA

- PARÁMETROS RELATIVOS.

• PENDIENTE DEL CAUCE.

PENDIENTE UNIFORME:

“Este método considera la pendiente del cauce, como la relación entre el desnivel que hay entre los extremos del cauce y la proyección horizontal de su longitud” (Villon Béjar, 2002, pág. 55).

$$S = \frac{H}{L} \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

S= Pendiente del cauce.

H= Diferencia de cotas entre los extremos del cauce en Km.

L= Longitud del cauce en Km.

ECUACIÓN DE TAYLOR Y SCHWARZ:

“Este método, considera que un río está formado por n tramos de igual longitud (figura 1), cada uno de ellos con pendiente uniforme” (Villon Béjar, 2002, págs. 56-57)

La ecuación de Taylor y Schwarz, para este caso es:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2 \dots\dots\dots(2)$$

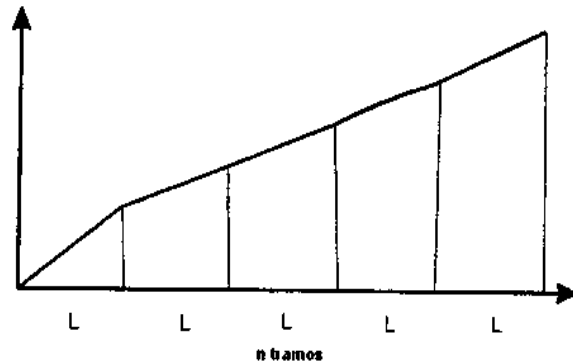


Figura 01: *n* tramos de la longitud de un cauce.

FUENTE: (Villon Béjar, 2002, pág. 57)

Donde:

N= número de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil.

S1, S2 ,..., Sn = pendiente de cada tramo, según S=(H/L)

S= pendiente media del cauce.

La ecuación dos tiene una mejor aproximación, cuanto más grande sea el número de tramos, en los cuales se subdivide el perfil longitudinal del río a analizar. (Villon Béjar, 2002, pág. 57)

Por lo general, se espera en la práctica, de que los tramos sean de diferentes longitudes, en este caso, Taylor y Schwarz recomiendan usar la siguiente ecuación: (Villon Béjar, 2002, pág. 57)

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^{0.5}}} \right]^2 \dots\dots\dots (3)$$

Donde:

S = pendiente media del cauce.

Li = longitud del tramo i.

Si = pendiente del tramo i.

• **TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.**

El tiempo de recorrido del flujo en el sistema de cauces de una cuenca o tiempo de concentración relacionado con la intensidad media de precipitación se puede deducir por la fórmula. (MTC, 2008, pág. 51)

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce mayor (Km)

S = Pendiente promedio del cauce mayor.

c. PERIODO DE RETORNO. (Tr)

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años. (MTC, 2008, pág. 23)

Para adoptar el período de retomo a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros. (MTC, 2008, pág. 23)

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra. (MTC, 2008, pág. 23)

“El riesgo de falla admisible en función del período de retomo y vida útil de la obra está dado por” (MTC, 2008, pág. 23).

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \dots\dots (5)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retomo T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. En la tabla 01 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra. (MTC, 2008, págs. 23-25)

Cuadro 01: Valores del Período de Retorno T (Años)

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

FUENTE: Monsalve (como se citó en MTC, 2008, Págs. 24-25).

De acuerdo a los valores presentados en el cuadro uno se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje.

Cuadro 02: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (%)
Puentes	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

FUENTE: (MTC, 2008, pág. 25)

- **VIDA ÚTIL CONSIDERADO (n)**

- Puentes y defensas ribereñas n = 40 años.
- Alcantarillas y quebradas importantes n = 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n = 15 años.
- Drenaje de plataforma y sub-drenes n = 15 años.

Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

El propietario de una obra es el que define el riesgo admisible de falla y

la vida útil de las obras. (MTC, 2008, pág. 25)

d. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

- MODELOS DE DISTRIBUCIÓN

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retomo, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones. (MTC, 2008, pág. 25)

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Log Gumbel

- PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE:

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

“En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la X^2 y la Kolmogorov – Smirnov, en nuestro caso trabajaremos con la segunda alternativa” (MTC, 2008, pág. 30).

• PRUEBA KOLMOGOROV- SMIRNOV.

“Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste” (MTC, 2008, pág. 32).

“Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$ ” (MTC, 2008, pág. 32).

$$D = F_0(x_m) - F(x_m) \dots \dots (6)$$

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1} \dots \dots \dots (7)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. Aparicio (como se citó en MTC, 2008)

TORMENTA DE DISEÑO:

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia- escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. (MTC, 2008, pág. 33)

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. (MTC, 2008, pág. 33)

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios. (MTC, 2008, pág. 33)

CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA (IDF).

“Son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o periodo de retomo” (MTC, 2008, pág. 34).

“Las curvas de intensidad- duración- frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación” (MTC, 2008, pág. 38).

$$I = \frac{K T^m}{t^n} \dots\dots\dots (8)$$

Donde:

I = Intensidad máxima. (mm/h)

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

T = período de retorno en años.

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración. (min)

P = precipitación en milímetros.

Donde k, m y n son constantes de regresión lineal múltiple, donde T es el periodo de retorno en años, t la duración en minutos u horas, e I la intensidad de precipitación en mm/hr.

Luego, aplicando los logaritmos a la ecuación (8) propuesta se pretende llegar a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple y cuyo modelo se expresa en la ecuación (10): (MTC, 2008).

$$\log I = \log K + m \log T - n \log t \dots\dots\dots (9)$$

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \dots\dots\dots (10)$$

Dónde:

$$Y = \log I \quad a_0 = \log K$$

$$X_1 = \log T \quad a_1 = m \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$X_2 = \log t \quad a_2 = -n$$

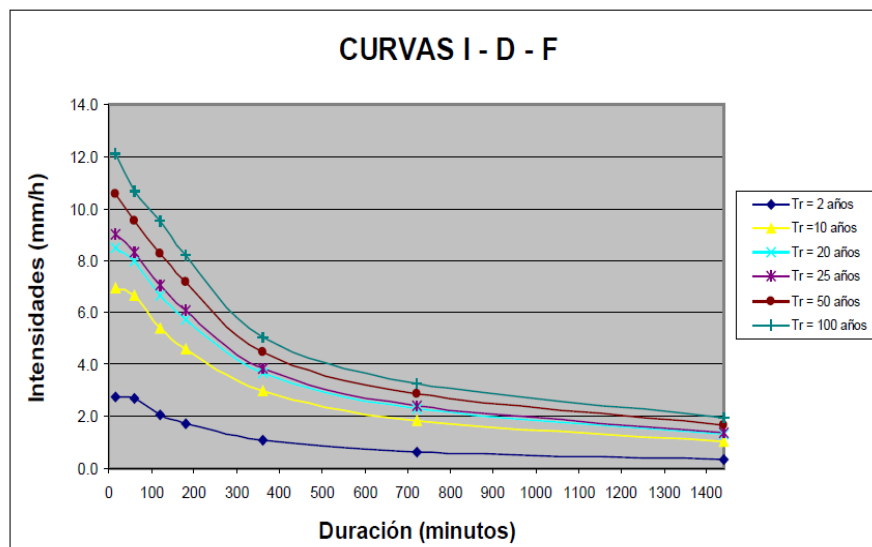


Figura 02: Curvas intensidad – duración – frecuencia.

FUENTE: (MTC, 2008, pág. 35)

e. PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA.

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (Pe), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca. (MTC, 2008, pág. 42)

“La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial” (MTC, 2008, pág. 42).

f. ESTIMACIÓN DE CAUDALES.

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc., según el ítem d. (MTC, 2008, pág. 48)

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. Cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial. (MTC, 2008, pág. 48)

Existen muchas metodologías para estimar el caudal tal como: Método IILA, Método Racional, Método Racional Modificado, Hidrograma Unitario, etc. En este estudio trabajaremos con el método Racional Modificado (MTC, 2008).

- MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 Km² y con tiempos de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente: (MTC, 2008, págs. 50-51)

$$Q = 0,278 CIAK \dots\dots\dots (12)$$

Dónde:

Q = Descarga máxima de diseño (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

I = Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A = Área de la cuenca (Km²)

K = Coeficiente de Uniformidad

- **Tiempo de Concentración (T_c)**

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots (04)$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

- **Coeficiente de Uniformidad**

$$k = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14} \dots\dots (13)$$

Donde:

T_c= Tiempo de concentración (horas)

- **Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A)**

$$k_A = 1 - (\log_{10} A / 15) \dots\dots (14)$$

Donde:

A: Área de la cuenca (Km²)

- **Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)**

$$P = k_A * P_d \dots\dots\dots (15)$$

Donde:

k_A : Factor reductor

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

- **Intensidad de Precipitación (I)**

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \dots\dots (16)$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida (mm)

Tc: Tiempo de concentración (horas)

- **Coefficiente de Escorrentía (C)**

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2} \dots\dots\dots (17)$$

Donde:

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

P_o : Umbral de escorrentía = $\left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$

CN : Número de curva

$$P_o = \left(\frac{5000}{CN}\right) - 50 \dots\dots\dots (18)$$

- **Numero de Curva CN:**

el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$.

Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$;

para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se

relacionan por (MTC, 2008, pág. 45):

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots\dots\dots (19)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones antecedentes de

humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o

condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes

pueden calcularse por (MTC, 2008, pág. 45):

$$CN(I) = \frac{4.2 CN(II)}{10 - 0.058 CN(II)} \dots\dots\dots (20)$$

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0.13 CN(II)} \dots\dots\dots (21)$$

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

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

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

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

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

(MTC, 2008, pág. 46)

Grupo hidrológico de Suelo:

Define a los grupos de suelos, los cuales pueden ser:

Grupo A, tiene bajo potencial de escorrentía.

Grupo B, tiene un moderado bajo potencial de escorrentía.

Grupo C, tiene un moderado alto potencial de escorrentía.

Grupo D, tiene un alto potencial de escorrentía.

(Villon Béjar, 2002, pág. 270)

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en el Cuadro 03. Para una cuenca hecha de varios

tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto. (MTC, 2008, pág. 46)

Cuadro 03: Grupo Hidrológico de Suelo.

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

Fuente: (MTC, 2008, pág. 47)

Para calcular el CN compuesto, es de necesidad saber el tipo de suelo según su geología, por lo que haremos mención del tipo de suelo predominante en el terreno que abarca la cuenca de Jaén, según el estudio técnico de la Hoja 12-f Geología del cuadrángulo de Jaén:

Cuadro 04: Columna lito-estratigráfica generalizada del cuadrángulo de Jaén.

ERA-TEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITO-ESTRATIGRAFICAS	GRO-SOR (m)	LITOLOGIA	DESCRIPCION	
CENOZOICA	CUATERNARIO	Holoceno	Depósitos Fluv. y Coluv.			Gravas, arenas y limos inconsolidados. Conglomerados poco consolidados con matriz limo-arenosa. Estratificación poco desarrollada, mala clasificación.	
		Pleistocena	Formación Tamborapa	200			
	NEOGENO	Pliocena					
			Formación Bellavista	800		Predominio de areniscas, limolitas y limoarcillitas pardo amarillentas y pardo grisácea, con intercalaciones de areniscas guijarrosas y conglomerados subredondeados. Su base comienza con conglomerados gruesos intercalados con areniscas y limo arcillitas.	
		Miocena					
	PALEOGENO	Oligocena	Grupo Milagro	1000		Constituida por una secuencia, grano decreciente y grano creciente de limoarcillitas rojas y areniscas. Las areniscas pueden presentar numerosos acunamientos y estratificación sesgada. El tamaño de grano de las areniscas es fino, medio y grueso con algunos niveles de conglomerados y tobas en su tope y base.	
		Eocena	Formación Cajaruro	180		Limoarcillitas areniscas y calizas gris claras a blancas.	
	MESOZOICA	PALEOCENA		Formación Chota	200		Limoarcillitas y lodolitas rojas intercaladas con areniscas, conteniendo restos de peces carofitas y huesos de dinosaurios hacia su tope areniscas conglomerádicas.
				Formación Celendín	200		Intercalación de margas y limoarcillitas con calizas en estratos delgados.
		CRETACEO	Superior		Fm. Cajamarca	100	Calizas en estratos gruesos, grano fino, con algunas intercalaciones de margas.
Grupo Quilquiñán				710		Margas con intercalaciones de calizas en estratos delgados. También se presentan algunas intercalaciones de limoarcillitas. Las margas son generalmente nodulosas y fosilíferas. Hacia la base de esta unidad se presentan niveles coquiníferos.	
			Grupo Pullucana	200		Las limoarcillitas son de un característico color gris verdoso.	
Inferior				Fm. Chulec	170	Calizas en estratos gruesos, de grano fino a grueso, con delgadas y ocasionales intercalaciones de margas. También pueden presentar estratificación sesgada.	
			Fm. Inca	50		Margas con intercalaciones de calizas de grano fino. Fosilíferas.	
JURASICO		Medio		Grupo Goyllarisquizga	650	Calizas gruesas algo ferruginosas. Areniscas cuarzosas con algunas limoarcillitas grises.	
				Formación Oyotún	1000		Areniscas gris claras y blancas cuarzosas, grano medio a grueso. Algunos niveles son conglomerádicos. Algunas intercalaciones de lutitas grises, carbonosas en la base
		Inferior					Derrames lávicos andesíticos color gris verdoso, afaníticos y porfíricos. Niveles piroclásticos con algunas intercalaciones sedimentarias.
TRIASICO			Grupo Pucará	400		Calizas micríticas, con estratos medios a gruesos con nódulos de chert y fósiles.	
NEOPROTEROZOICO			Complejo del Marañón			Esquistos, micaesquistos, gris verdoso con algunas vetas de Qz.	

Fuente: (INGEMET, 1996, pág. 22)

En el *Cuadro 04*, se muestran los diferentes tipos de suelo predominantes en el cuadrángulo de Jaén, sin embargo, no todos los tipos de suelo predominan en la formación del terreno que abarca la cuenca de Jaén, por lo que se debe evaluar los tipos de suelo que corresponden para la cuenca de Jaén; este análisis se verá en el capítulo IV de Resultados y Discusión.

También es de necesidad saber el uso de suelo de la cuenca en estudio, por lo que nos basamos en la siguiente información técnica:

El estudio de cambio de cobertura se ha realizado en el área de la cuenca Amojú que tiene un área de 42 733.2656 hectáreas.










COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA SEGÚN PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL

“El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas. En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características”. (MTC, 2008, pág. 50)

g. MODELACIÓN HIDRÁULICA EN EL SOFTWARE HEC-RAS.

El presente trabajo de tesis mostrará lo novedoso de HEC-RAS 5.0 (versión Beta), así como se intentará entender sus capacidades y limitaciones al momento de desarrollar alguna simulación hidráulica, a través de una serie de tareas que incluyen además el empleo del software Iber 2.2, como una herramienta de contraste. (Lluén Chero, 2015, pág. 9)

Cuadro 05: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo por cobertura vegetal Para la zona de la cuenca de Jaén.

Cobertura y uso de la tierra				2001		2007		2013		Ganancia o pérdida 2001-2013
Nivel I	Nivel II	Nivel III		Área (ha)	%	Área (ha)	%	Área (ha)	%	(%)
1. Áreas artificializadas	1.1. Áreas urbanizadas	1.1.1. Tejido urbano continuo		534.7315	1.25	642.5188	1.50	984.6986	2.30	1.05
2. Áreas agrícolas	2.1. Cultivos transitorios	2.1. 1. Cultivos transitorios		3803.8387	8.90	3648.7951	8.54	3966.6042	9.28	0.38
	2.4. Áreas agrícolas heterogéneas	2.4.5. Mosaico de cultivos y espacios naturales		10611.0025	24.83	12446.9811	29.13	12195.1182	28.54	3.71
3. Bosques y áreas mayormente naturales	3.1. Bosques	3.1.2. Bosque abierto bajo		10094.8427	23.62	9955.2177	23.30	4561.782	10.68	-12.94
		3.1.3. Bosque denso alto		4849.3605	11.35	4431.6789	10.37	4094.8637	9.58	-1.77
	3.3. Área con vegetación herbácea y/o arbustivo	3.3.2. Arbustal		323.4021	0.76	156.1925	0.37	324.7954	0.76	0
		3.3.4. Vegetación arbustiva / herbácea		8300.4278	19.42	6772.8392	15.85	11679.3469	27.33	7.91
	3.4 Área sin o poca vegetación	3.4.1. Áreas arenosas naturales		85.353	0.20	131.1674	0.31	121.7711	0.28	0.08
		3.4.3. Tierras desnudas		4058.027	9.50	4461.5988	10.44	4737.7378	11.09	1.59
5. Superficies de agua	5.1. Aguas continentales	5.1.1. Ríos		72.2798	0.17	86.2761	0.20	66.5477	0.16	-0.01
TOTAL				42733.2656	100.00	42733.2656	100.00	42733.2656	100.00	

(Vásquez, 2017, pág. 48)

2.2.3. BOCATOMA.

Las obras de toma o bocatoma son las estructuras hidráulicas construidas sobre un río o canal con el objeto de captar, es decir extraer, una parte o la totalidad del caudal de la corriente principal. Las bocatoma suelen caracterizarse principalmente por el Caudal de Captación, el que se define como el gasto máximo que una obra de toma puede admitir. Así, por ejemplo, el caudal de captación de la bocatoma Los Ejidos, sobre el río Piura, Proyecto Chira-Piura, es de 60 m³/s. (Rocha Felices, 2003, pág. 2)

- FINALIDAD

La finalidad es uno de los muchos criterios que existen para la clasificación de las obras de toma. Desde el punto de vista de su finalidad las obras de toma se clasifican en función de las características del proyecto al que sirven. Es así cómo se tiene: (Rocha Felices, 2003, pág. 3)

- a. Obras de toma para abastecimiento público.
- b. Obras de toma para irrigación.
- c. Obras de toma para centrales hidroeléctricas.
- d. Obras de toma para industria y minería.
- e. Obras de toma para otros propósitos.
- f. Obras de toma para uso múltiple.

2.2.4. PARÁMETROS DE ESTABILIDAD DE LA BOCATOMA.

a. ESTABILIDAD DEL ALIVIADERO DE DEMASÍAS O BARRAJE FIJO.

Básicamente, las presas de gravedad son las estructuras sólidas que mantienen su estabilidad contra las cargas de diseño por medio de la forma geométrica y el peso

del material que conforma su cortina. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 266)

“Generalmente, se construyen en un eje recto, pero puede encorvarse ligeramente o dar ángulos de tal forma que se ajuste a las condiciones del sitio específico” (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 266).

- **SELECCIÓN DEL SITIO:**

- **FACTORES DE LA SELECCIÓN.**

- ✓ Una cortina de concreto requiere una fundación del lecho de roca sana. Es importante que el lecho de roca tenga la resistencia adecuada, la fuerza y la capacidad de carga que permita garantizar la estabilidad necesaria. Cuando la cortina cruza una falla geológica o una zona de fracturas, los aspectos del diseño deben ser especiales, previendo el movimiento de forma anticipada y las obras especiales para su tratamiento. En el caso especial de posibles derrumbamientos de los taludes al interior del vaso en caso de la presencia de terremotos, estos deberán de ser tratados de forma especial, de tal forma que se incluyan en el proyecto y se cuantifiquen para determinar la factibilidad de la selección del sitio. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 269)

- ✓ La topografía es un factor importante en la selección y situación de una cortina de concreto y sus estructuras complementarias. El sitio ideal sería un estrecho cañón, con el lecho de roca sana cercana a la superficie, ya que esta situación minimizaría la cantidad de concreto y los costos asociados. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 269)

- ✓ La localización del vertedor de demasías, la obra de toma, la casa de máquinas, y las obras complementarias del proyecto jugarán un papel importante en la selección del sitio. La relación y la adaptabilidad de estos rasgos a la forma del proyecto necesitan la evaluación junto con los costos asociados. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 269)

- ✓ Los factores adicionales de importancia menor que deben ser incluidos para la selección final son: el menor impacto ambiental negativo, vías de comunicación y poblaciones o asentamientos humanos que quedan dentro del vaso y el camino de acceso a la cortina. Deben evitarse las reubicaciones costosas. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 269)

- **COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA.**

La variación en las propiedades de las piedras de la fundación, evitan un método universal estandarizado para la comprobación de su resistencia. Las decisiones deben constituirse en la necesidad de la comprobación in situ. Antes de que cualquier piedra sea probada, el ingeniero geotécnico, el geólogo y el diseñador responsable, formularán el programa de pruebas, definiendo claramente el propósito de cada prueba y dirigida a la comprobación de que parámetro. Es indispensable usar todos los datos disponibles, como los resultados, de los estudios geológicos y geofísicos, así como seleccionar las muestras representativas por probar. Las pruebas del laboratorio deben intentar reproducir la carga anticipada real y las reacciones tan exactas como sea posible. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 270)

- **CARGAS.**

La función principal de una presa es elevar el nivel del agua; por tanto, la fuerza externa principal que deben resistir las presas es la presión del agua embalsada.

Sin embargo, también actúan otras fuerzas en la estructura, tal como se puede ver en la fig. 03 y son: (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 272)

- ✓ La presión interna y externa del agua
- ✓ Presión de los azolves
- ✓ Fuerzas sísmicas

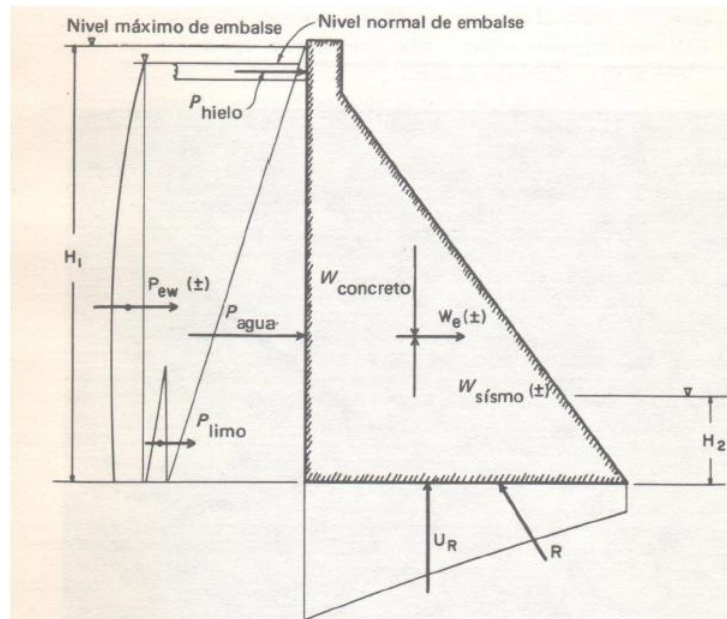


Figura 03: Cargas a considerar en la presa de gravedad.

FUENTE: (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 272)

- **PRESIÓN INTERNA Y EXTERNA DEL AGUA.**

La presión unitaria del agua aumenta en proporción a su profundidad. La presión del agua, que es normal a la superficie de la presa, está representada por una distribución de carga triangular. La resultante de la distribución de la carga está a una distancia igual a dos tercios de la que hay de la superficie del agua a la base de la sección que se considera. La ecuación de la presión unitaria del agua es:

$$p = \gamma * h \dots\dots (22)$$

Donde:

γ = peso específico del agua, en kg/m³

h = distancia de la superficie del agua al punto de interés, en m.

(Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 273)

- **SUBPRESIÓN.**

La subpresión en cualquier punto A, se calcula con la ecuación de Westergaard, cuyos términos se definen con referencia a la figura 04.

$$P_u = H_2 + \frac{K_x}{L} (H_1 - H_2) \dots\dots (23)$$

Convirtiendo a presión unitaria:

$$U_R = \gamma * P_u \dots\dots (24)$$

Donde:

U_R = Presión unitaria.

γ = Peso específico del agua.

P_u = se da en metros de agua y se convierte a presión unitaria multiplicando por el término γ .

k =El coeficiente de subpresión k, se refiere a la posición del sistema de drenaje y a su eficacia para reducir la subpresión. Los drenes que se colocan cerca del paramento mojado, detrás de alguna cortina de concreto permiten una reducción de k de 1.0 (sin sistema de drenaje) a 0.5. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 275)

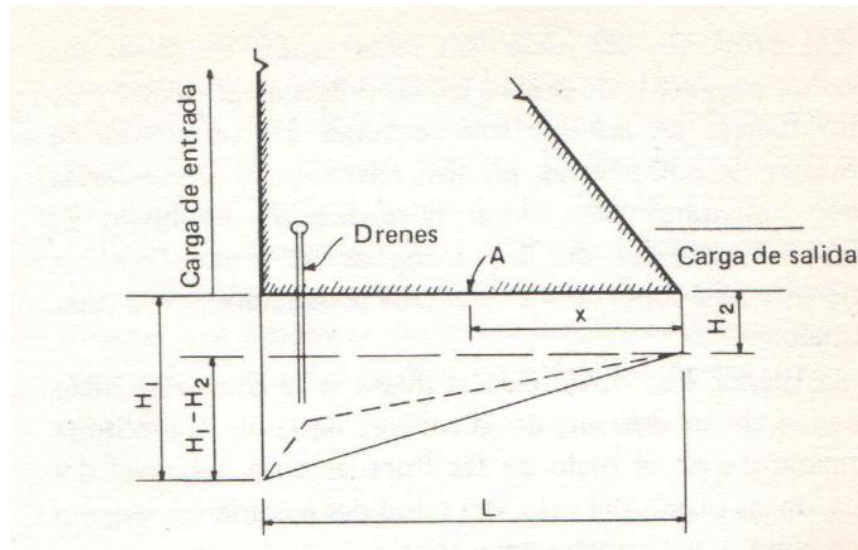


Figura 04: Relaciones de subpresión.

FUENTE: (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 275)

- **COEFICIENTES DE DISEÑO O DE SEGURIDAD:**

• **VUELCO.**

En general los coeficientes de seguridad contra el vuelco oscilan entre 2 y 3. En las presas pequeñas es a menudo mayor. Si éste es inferior a 2, la sección de la presa deberá modificarse para aumentar el margen de seguridad. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 279)

$$FS_0 = \frac{W_i(L_i)}{P_{agua}(L'_i) + U_R(L''_i)} \dots \dots \dots (25)$$

Donde:

Wi = Peso de cada sección de la estructura.

Li = Distancia del centroide de cada sección de la estructura, hacia el punto de referencia.

L'_i = Distancia del centroide hacia el punto de referencia en el que actúa la fuerza por presión del agua.

L''_i = Distancia del centroide hacia el punto de referencia en el que actúa la fuerza por subpresión.

U_R = presión unitaria.

- **DESLIZAMIENTO.**

Se aceptan tres procedimientos para evaluar la seguridad de una presa contra el deslizamiento en dirección de la corriente. Los tres tienen algunos méritos y, en general, se utilizan las mismas relaciones entre las fuerzas. Aunque los valores calculados son seguros, son muy diferentes. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 280)

Los tres procedimientos son: (1) el coeficiente de seguridad contra deslizamiento, (2) el coeficiente de seguridad, y (3) coeficiente de seguridad por corte y rozamiento. Deberán apreciarse bien las diferencias entre estos tres procedimientos. El objeto principal de cada uno de ellos es obtener un coeficiente de seguridad, que cuando se excede, pone en peligro a la presa de ser empujada aguas abajo. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 280)

- **EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO (f)**

Es el coeficiente de rozamiento necesario para evitar el deslizamiento de cualquier plano horizontal en la presa o sobre su cimentación bajo condiciones de carga.

El coeficiente de deslizamiento de una presa de gravedad con base horizontal es igual a la tangente del ángulo entre la perpendicular a la base y la resultante de la reacción de la cimentación. El coeficiente de deslizamiento para las presas pequeñas se calcula tomando la relación de la suma de las fuerzas horizontales (P) a la suma de las fuerzas verticales (W) incluyendo la subpresión (U_R), o sea: (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 281)

$$f = \tan \theta = \frac{\Sigma P}{\Sigma W-U_R} \dots\dots (26)$$

Si al calcular f de esta manera, es igual o menor que el coeficiente de rozamiento estático (f') la presa se considera segura. Al hacer estos cálculos se supone una faja de 1 m de anchura.

- **EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD (fs)**

El coeficiente de seguridad (fs), contra deslizamiento se define como la relación del coeficiente de rozamiento estático, f', a la tangente del ángulo entre una perpendicular a la base y la reacción directa de la cimentación, expresado como:

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(W-U_R)}{\Sigma P} \dots\dots (27)$$

El coeficiente de seguridad contra deslizamiento tiene un valor entre 1 y 1.5 para las presas de gravedad sobre roca en las que se utiliza una sección transversal conservadora. (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 281)

- **COEFICIENTE POR ROZAMIENTO Y CORTE (CRC)**

“Coeficiente por rozamiento y corte (CRC), que prefieren muchos ingenieros, ya que incluye la evaluación de las fuerzas de corte dentro del coeficiente de seguridad, que puede ser expresada de la siguiente forma:” (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 282).

$$CRC = \frac{f'(W-U_R)+b(\sigma)}{\Sigma P} \geq 4 \dots\dots (28)$$

Donde:

b = longitud de la base en el plano en que se estudian los esfuerzos de corte.

σ = esfuerzo cortante de trabajo del material o materiales en el plano de corte.

III. MATERIALES Y MÉTODOS.

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La zona donde se realizaron las investigaciones correspondió al sector La Corona, que pertenecen al distrito de Jaén, provincia de Jaén, región Cajamarca, se ubica en las coordenadas UTM según Datum WGS-84; 9368070.82 N, 739319.74 E, a una altitud de 872,00 m.s.n.m.

3.2. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

3.2.1. HIPÓTESIS.

Hi: “La Bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú es estable ante una máxima avenida por coeficientes de seguridad hidráulicos”.

Ho: “La Bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú no es estable ante una máxima avenida por coeficientes de seguridad hidráulicos”.

3.3. VARIABLES:

3.3.1. VARIABLE DEPENDIENTE.

- Estabilidad de la bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú ante una máxima avenida.

3.3.2. VARIABLES INDEPENDIENTES.

- Coeficiente de seguridad hidráulica por vuelco.
- Coeficiente de seguridad hidráulica por deslizamiento.

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Cuadro 06: Operacionalización de variables.

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL					
		Dimensiones	Indicadores	Medición	Técnicas de recolección de datos	Instrumentos de medición	Fuentes
VARIABLES independientes. Factor de seguridad por volteo. Factor de seguridad por deslizamiento.	Resultados numéricos adimensionales de las fórmulas empíricas de los factores de seguridad hidráulicos por volteo y deslizamiento.	Factor de seguridad por volteo.	Ecuación factor de seguridad por volteo.	m/m	Análisis de documentos.	Fórmula empírica.	Trabajo de gabinete.
		Factor de seguridad por deslizamiento.	Ecuación factor de seguridad por deslizamiento.	m/m	Análisis de documentos.	Fórmula empírica.	Trabajo de gabinete.
VARIABLES dependientes. Estabilidad de la bocatoma EPS- Marañon del río Amojú.	Depende de los resultados de los coeficientes de seguridad por vuelco y deslizamiento.	Estabilidad al volteo.	Estable. Inestable.	m/m	Procesamiento y análisis de datos.	Resultado de la fórmula empírica coeficiente de seguridad por volteo.	Trabajo de gabinete.
		Estabilidad al deslizamiento.	Estable. Inestable.	m/m	Procesamiento y análisis de datos.	resultado de la fórmula empírica coeficiente de seguridad por deslizamiento.	Trabajo de gabinete.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

3.4. POBLACIÓN.

- Bocatoma EPS – MARAÑON del río Amojú sector La Corona- Jaén Cajamarca.

3.5. MUESTRA.

- Bocatoma EPS – MARAÑON del río Amojú sector La Corona- Jaén Cajamarca.

3.6. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

3.6.1. SEGÚN SU FINALIDAD.

Es aplicada, porque propone mejorar las condiciones de vida útil de la bocatoma y sostenibilidad en su funcionamiento.

3.6.2. SEGÚN SU ALCANCE:

Tiene un alcance descriptivo.

3.6.3. SEGÚN SU DISEÑO.

Tiene un diseño No Experimental; porque solo describe una valoración del actual diseño de la bocatoma EPS Marañón, en cuanto al comportamiento de estabilidad hidráulica.

3.6.4. SEGÚN SU ENFOQUE.

Se contempla la investigación desde un enfoque cuantitativo, los datos numéricos o las cantidades de las propiedades físicas y /o mecánicas permitirán interpretar las condiciones para uso en obras civiles.

3.7. LÍNEA DE LA INVESTIGACIÓN.

Hidráulica.

3.8. ESTIMACIÓN DE DATOS.

3.8.1. CAUDAL MÁXIMO.

La estimación del caudal máximo es utilizando la metodología del *Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones*, basado en registros históricos de las precipitaciones máximas en 24 horas, el manual antes mencionado basa sus resultados en métodos estadísticos a los cuales menciona:

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

“**Modelos de distribución:** El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos” (MTC, 2008, pág. 25).

3.8.2. RESISTENCIA DEL SUELO.

GEOLOGÍA DEL SECTOR

El área materia del presente estudio, se ubica, en cerca de la Central Hidroeléctrica “La Pelota” distrito de Jaén, Provincia de Jaén, Departamento de Cajamarca.

Geológicamente el área de estudio se asienta sobre el basamento rocoso cubierto por un estrato de depósitos eluvio deluviales y aluviales. Los suelos eluvio deluviales a los que hacemos referencia en el párrafo anterior, derivan litológicamente de rocas de la formación Oyotún del Jurásico Medio, Unidad que consiste de piroclásticos y derrames de composición andesítica y dacítica dispuestos en bancos medianos a gruesos. La secuencia de la base al tope está representada por lavas andesíticas afaníticas, color verde oscuro y lavas porfíricas grises a verde claro, que por alteración y meteorización representan con coloración pardo rojiza a violácea. A excepción de la parte superior donde es posible observar estratificación, la mayor parte de los afloramientos de esta secuencia presentan un aspecto masivo (INGEMET, 1996).

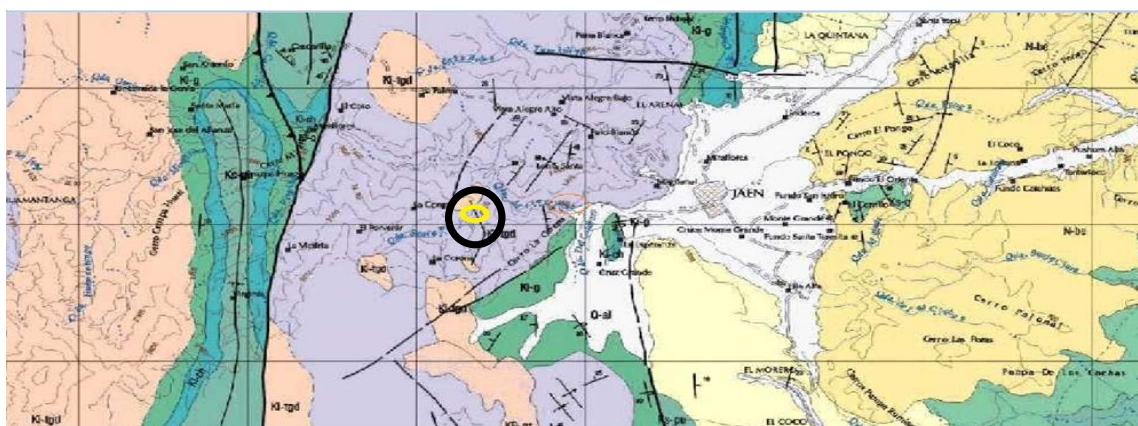


Figura 05: Hoja 12-f Mapa Geológico del Cuadrángulo de Jaén.

FUENTE: (INGEMET, 1996)

RESISTENCIA DEL TERRENO

Según la microzonificación geotécnica realizado por el INDECI, denominado Mapa de peligros de la ciudad de Jaén, ubica a la bocatoma en estudio en el Sector I, como se demuestra:

Sector I:

Corresponde a material rocoso y gravas arcillosas, la expansibilidad por cambios de humedad es baja y se le clasifica como suelo rígido. La capacidad portante es 1.3 kg/cm² a más. (INDECI, 2005, pág. 84)

3.9. MÉTODOS Y TÉCNICAS.

3.9.1. MÉTODOS.

- **DEDUCTIVO:** Porque se ha definido las variables independiente y dependiente y sus respectivos indicadores.
- **ANALÍTICO:** Gutiérrez- Sánchez (1990, p.133) lo define como aquel “que distingue las partes de un todo y procede a la revisión ordenada de cada uno de los elementos por separado “Este método es útil cuando se llevan a cabo trabajos de investigación documental, que consiste en revisar en forma separada todo el acopio del material necesario para la investigación.
- **SINTÉTICO:** Es el que analiza y sintetiza la información recopilada, lo que permite ir estructurando las ideas. Los mismos autores citan como ejemplo la labor de la investigación que realiza un historiador al tratar de reconstruir y sintetizar los hechos de la época que está investigando. Este ejemplo nos permite precisar que el análisis y la síntesis son métodos que se complementan entre sí; no se da uno sin el otro.
- **ESTADÍSTICO:** permite procesar información a través de la recopilación, organización y sistematización. Se aplicará a los registros de datos del SENAMHI.

3.9.2. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y RECOLECCIÓN DE DATOS.

a. TÉCNICAS.

La Observación: Es una técnica que consiste en observar atentamente el fenómeno, hecho o caso, tomar información y registrarla para su posterior análisis.

La observación es un elemento fundamental de este trabajo para medir la estabilidad de la bocatoma.

- *La observación directa*, se realizarán las mediciones topográficas y del diseño actual de la bocatoma.

- *Estructurado*: Porque el investigador previamente tiene que delimitar que aspectos que va a observar escogiendo lo que es más importante a lo que le interesa. Así mismo en contacto con la realidad para de esa forma tener en cuenta un interés real por conocer lo que acontece a su alrededor, “Lo Estructurado es lo que no previamente se elabora”.

- *Participante*: Se refiere a la intervención personal o directa de quien dirige la investigación o cuando se utiliza a otras personas para recoger información significa también que es una garantía de la objetividad que se pretende dar a la información recogida.

b. INSTRUMENTOS.

- **MATERIALES:**

- Programas Excel, HEC-RAS, AUTOCAD-CIVIL, AUTOCAD CIVIL 3D, WORD 2016.
- Planos de diseño de la bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú, sector La Corona, Jaén – Cajamarca. EPS MARAÑÓN S.R.L.

- Plano topográfico del cauce principal en el tramo donde se ubica la bocatoma. Elaboración propia.
- Carta geológica del cuadrángulo de Jaén, Hoja 12-f. Instituto Minero y Metalúrgico.
- Microzonificación Geotécnica de Jaén – INDECI.
- Información citada de diferente bibliografía como libros, artículos, monografías y otras fuentes de información relacionadas con el tema de análisis.

- **EQUIPOS.**

Los equipos que se emplearán son los necesarios que ameritaron la investigación y el adecuado desarrollo del presente proyecto, dichos componentes son:

- Estación total marca Trimble, incluido trípode y 02 prismas.
- GPS.
- Cámara fotográfica digital.
- Wincha de aluminio marca Stanley. (5,00 m)

c. RECOLECCIÓN DE LOS DATOS.

Fuente primaria: Serán aquellos registrados en los ensayos de medición de la topografía del sitio.

Fuente secundaria: Información citada de diferente bibliografía como libros, artículos, monografías y otras fuentes de información relacionadas con el tema de análisis.

3.9.3. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.

Para este análisis se usará aplicaciones como Excel, Word, HEC -RAS, AUTO-CAD Civil, AUTOCAD Civil 3D.

Los datos obtenidos se analizarán mediante la tabulación de datos, tablas, gráficos, mediante el reglamento de construcción peruana.

- Programa HEC - RAS v.5.00.
- Programa AUTOCAD 2016.
- Programa AUTOCAD CIVIL 3D 2016.
- Programa MICROSOFT EXCEL 2016.
- Programa MICROSOFT WORD 2016.

3.9.4. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.

En primera instancia se evaluó la cuenca hidrográfica del río Amojú, obteniendo los datos necesarios, como mapa de la cuenca, en el cual delimitaremos el área de la cuenca, se hallaron los parámetros relativos del apartado 2.2.2. b - del Capítulo II, utilizando las ecuaciones 03 y 04, para llegar como resultado a la pendiente promedio del cauce mayor o principal, la ecuación 03 refiere a la ecuación de Taylor y Schwarz. Siguiendo la secuencia descrita se procedió en los resultados de tiempo de concentración. También del apartado 2.2.2. b- del Capítulo II: Periodo de retorno.

En el ítem 2.2.2. c. del capítulo dos se obtiene el periodo de retorno; luego se procedió a calcular la precipitación máxima de cada año (datos tomados del trabajo de investigación de la Ingeniero Ávila Vásquez Aurora), seguidamente se realizó el análisis estadístico de los datos históricos obtenidos (precipitaciones máximas en 24 horas – máximas de cada año) con las funciones de distribución de probabilidad teóricas recomendadas por el Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros

- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Log Gumbel

Se realizó la prueba de bondad de Ajuste por medio de un Análisis Probabilístico; dicho análisis le sirvió para comprobar la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permitió elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste; obteniendo mediante un proceso estadístico las precipitaciones máximas para periodos de retorno determinado en años; dichas precipitaciones sirvieron para construir las curvas IDF para duraciones de 5, 10, 20, 30, ... y 480 minutos y para un determinado periodo de retorno.

Continuando, uso el ítem 2.2.2. d, mediante la Ecuación. 08, aplicando logaritmos a dicha ecuación llegó a un modelo de regresión lineal múltiple Ecuación. 09, donde despejamos las expresiones Ecuación 10, con las cuales halló los valores de k, m y n respectivamente; con las cuales halló las intensidades para diferentes duraciones y tiempos de retornos aplicando la Ecuación 11 y de esta manera se grafican las curvas IDF. También determino que el modelo que mejor se ajusta el de GUMBEL.

Seguidamente se calcula el Número Adimensional de Curvas (CN).

Todo lo antes prescrito son los datos necesarios para hallar el caudal máximo o máxima avenida, mediante el método racional modificado del ítem 2.2.2.f - MÉTODO RACIONAL MODIFICADO, mediante el desarrollo de la ecuación 12, obtendremos los datos finales para hallar el caudal máximo. Este dato clave para hallar fuerzas de presión incidentes en la estructura o fuerzas hidráulicas, los parámetros de dimensionamiento hidráulico los tomaremos de la actual bocatoma en funcionamiento. Los parámetros de estabilidad de la bocatoma, los cuales evaluaremos, por ser nuestro objeto de estudio, determinando si soporta o es estable la bocatoma, ante una máxima avenida.

Mencionar que para los cálculos hidrológicos se usaron los datos hidrológicos de precipitaciones máximas veinticuatro horas; con un registro de 28 años, los cuales se obtuvieron de los registros pluviográficos del SENAMHI.

Luego de obtener el caudal máximo, necesitaremos la altura máxima del agua en la sección de la bocatoma, para así determinar las fuerzas desestabilizantes o fuerzas hidráulicas, para este caso se ejecutó un levantamiento topográfico desde el eje de la bocatoma, aguas arriba y aguas abajo, obteniendo de esta manera las secciones del tramo del cauce principal en el cual está implicada la bocatoma que es de interés. La separación de las secciones del río del tramo en evaluación será de 10 m. Los datos topográficos recogidos posteriormente se procesaron y evaluaron mediante los programas AUTO-CAD, AUTO-CAD CIVIL 3D, y HEC-RAS.

Los programas AUTO-CAD, AUTOCAD CIVIL 3D nos sirvieron para procesar inicialmente nuestros datos topográficos, luego con la información hidrológica y topográfica obtenida, ingresamos y procesamos en el programa HEC-RAS, como secciones topográficas, agregando los coeficientes de Manning según indique el terreno, para luego ingresar el caudal según su tiempo de retorno, y demás datos que requiere el programa.

Se evaluó el tiempo de retorno de 139 años: TR-139 según nos indicó la fórmula de la ecuación 05, en el caso de bocatomas, la ecuación número cinco se usó teniendo en cuenta el riesgo de falla admisible.

El programa HEC-RAS nos dio las secciones del río con sus tirantes máximos según el caudal ingresado en el programa.

Para poder evaluar la estabilidad de la bocatoma, es necesario tener en cuenta la capacidad portante del terreno en el cual se ubica la estructura, los datos los obtuvimos del estudio hecho por el INDECI, en el apartado 2.1.3. MICROZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA, elaborado en el año 2004.

De todos los datos obtenidos, mediante el HEC-RAS, tirante máximo hidráulico que afecta a la estructura en estudio, como también la capacidad portante del terreno y tipo de suelo, datos suficientes para nuestros cálculos, procedimos a evaluar la estabilidad de la bocatoma, mediante el ítem 2.2.4. – PARÁMETROS DE ESTABILIDAD DE LA

BOCATOMA. De forma secuencial como indica el ítem, seguiremos los cálculos para evaluar la estabilidad de la bocatoma para una máxima avenida.

- El primer paso es identificar las cargas, como son presión del agua, cargas por el peso de la estructura. En el apartado de CARGAS, se describen todas las fórmulas desde la ecuación 22 hasta la ecuación 24, para ser usadas en nuestros cálculos.
- Posteriormente se evalúan los coeficientes de diseño.

Retornando con los coeficientes de diseño, se tienen en cuenta el factor de seguridad por vuelco de la ecuación número 25, el factor de seguridad por deslizamiento mediante dos formas, la primera forma mediante las ecuaciones 26 y 27, y la segunda por el coeficiente por rozamiento corte, con la ecuación 28.

Luego de todo el procedimiento por realizar, y descrito anteriormente, se dará múltiples resultados, pero también el resultado que de por respuesta a nuestra hipótesis y cumpla nuestros objetivos.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ANÁLISIS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA.

Las características fisiográficas que afectan la respuesta de una cuenca son: área, tipo y uso de suelo, orientación, forma, pendiente, elevación y la red de drenaje. La determinación de las diferentes características fisiográficas se hace sobre fotografías aéreas (fotointerpretación) y planos topográficos.

4.1.1. PARÁMETROS DE FORMA:

Existen variados elementos de evaluar la cuenca hidrográfica que se estudia, como se mencionan en el ítem 2.2.2., sin embargo en nuestra investigación usaremos los necesarios para nuestros resultados, y algunos otros conceptos mencionados y relacionados con la cuenca hidrográfica, los cuales se toman en cuenta para tener una idea general del estudio, y el resto haremos cálculos propios usando ecuaciones presentes en los ítems de la actual investigación, los cuales inciden en los resultados de la investigación en curso, que mencionaremos según la ubicación en el presente escrito.

Área de la Cuenca: 118,843 km²

Perímetro: 46,588 km

(Ver Anexo 01)

4.1.2. PARÁMETROS RELATIVOS:

- Pendiente promedio del cauce: Aplicamos la ecuación 03 (Ecuación de Taylor y Schwarz) del ítem 2.2.2.b, Pendiente del cauce.

Cuadro 07: Pendiente Promedio del Cauce Principal de la Cuenca.

N	ΔH_i (m.s.n.m)	H_i (m)	L_i (m)	S_i (m/m)	S_i (%)	$S_i^{0.5}$	$L_i/(S_i^{0.5})$
1	1074	200	3262.8917	0.0613	6.13	0.247579	13179.1982
2	1274	200	3503.8147	0.0571	5.71	0.238916	14665.494
3	1474	200	2776.3702	0.0720	7.20	0.268396	10344.299
4	1674	200	2305.4591	0.0868	8.68	0.294535	7827.46501
5	1874	200	2980.3392	0.0671	6.71	0.259049	11504.9185
6	2074	200	2644.0857	0.0756	7.56	0.275028	9613.87106
7	2274	200	2125.4011	0.0941	9.41	0.306757	6928.61379
8	2474	200	985.9782	0.2028	20.28	0.450382	2189.20268
$\sum_{i=1}^N L_i =$			20584.3399	$\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{S_i^{0.5}} =$			76253.0622

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

Pendiente Promedio del Cauce (S): 0.07287177

Pendiente Promedio del Cauce (S%): 7,29 % (Ver Anexo 02)

- Longitud del Cauce Mayor L: 20,584 Km. (Ver Anexo 03)
- Tiempo de Concentración: Aplicamos la ecuación 04 del ítem 2.2.2.b, Tiempo de Concentración. Tiempo de Concentración Tc: 4,915 horas (294,894 minutos)
- Tiempo de Retorno Tr: Aplicamos la ecuación 05 del ítem 2.2.2.c.

R: Riesgo admisible, el dato 25% se tomó del Cuadro 02, comparado con el concepto de defensas ribereñas del respectivo Cuadro.

n: Vida útil 40 años, estimado y comparado con la vida útil de puentes y defensas ribereñas. Luego: Tr: 139,543 años.

4.1.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

“Selección del modelo: Se seleccionó tres modelos de variables extremas máximas o mínimas anuales Log Normal 3 Parámetros, Log Pearson tipo III y Gumbel” (Avila Vásquez , 2017, pág. 57).

“Prueba de bondad de ajuste del modelo: Se realizó la prueba de bondad de ajuste mediante el modelo empírico de SMIRNOV-KOLGOMOROV. La máxima desviación absoluta entre la probabilidad simulada y observada deberá ser menor que el crítico de KOLGOMOROV” (Avila Vásquez , 2017, pág. 57).

“Estimación de los parámetros del modelo ajustado: Se determinó los parámetros estadísticos del modelo Gumbel, modelo al que se ajustó la muestra” (Avila Vásquez , 2017, pág. 57).

Cuadro 08: Comparación Modelos de Distribución Estadística que se ajusten según Kolmogorov - Smirnov.

Máxima desviación absoluta (Δ_{max}) Vs valor crítico de Kolmogorov (Δ_0) para Intensidades máximas (mm/hr) con duración hasta 480 minutos de la Estación Jaén.

Duración (minutos)	Máxima desviación absoluta Δ_{max}			valor crítico de Kolmogorov Δ_0
	Gumbel	Log Normal 3 parámetros	Log Pearson 3 parámetros	
5	0.1926	0.9649	0.9651	0.2499
10	0.1953	0.9650	0.9652	0.2499
30	0.2010	0.9649	0.9651	0.2499
60	0.1689	0.9642	0.9645	0.2499
120	0.1537	0.9624	0.9633	0.2499
240	0.1696	0.9583	0.9602	0.2499
480	0.1656	0.9507	0.9542	0.2499
Si $\Delta_{max} < \Delta_0$, se acepta el modelo probabilístico	0.2010 < Δ_0	0.9650 > Δ_0	0.9652 > Δ_0	

Para la Distribución de Variable Extrema Gumbel se cumplió $0.2010 < \Delta_0$, indicando que la prueba del modelo es no significativa; lo que significa, que el modelo describe con precisión las características muestrales al 5% de significancia.

FUENTE: (Avila Vásquez , 2017, pág. 108)

Cuadro 09: Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov Smirnov Modelo Distribución Gumbel.

Modelo Gumbel para Intensidades máximas (mm/hr) con duración de hasta 480 minutos, para la Estación Jaén.

m	Modelo Gumbel		5 minutos		10 minutos		30 minutos		60 minutos		120 minutos		240 minutos		480 minutos								
	$P(x<X)$ $m/(N+1)$	$1-P(x>X)$	Intensidades Ord. Desc.	$F(x<X)$	$ P(x<X)-F(x<X) $	Intensidades Ord. Desc.	$F(x<X)$	$ P(x<X)-F(x<X) $	Intensidades Ord. Desc.	$F(x<X)$	$ P(x<X)-F(x<X) $	Intensidades Ord. Desc.	$F(x<X)$	$ P(x<X)-F(x<X) $	Intensidades Ord. Desc.	$F(x<X)$	$ P(x<X)-F(x<X) $						
1	0.0345	0.9655	90.00	0.9961	0.0305	84.86	0.9969	0.0314	61.57	0.9975	0.0320	37.00	0.9965	0.0310	19.95	0.9945	0.0290	10.30	0.9927	0.0272	5.20	0.9919	0.0264
2	0.0690	0.9310	53.64	0.9572	0.0262	39.11	0.9172	0.0138	26.84	0.9110	0.0201	19.36	0.9360	0.0049	12.05	0.9462	0.0151	6.51	0.9437	0.0127	3.30	0.9406	0.0096
3	0.1034	0.8966	35.20	0.8626	0.0339	35.20	0.8914	0.0052	24.92	0.8924	0.0042	15.74	0.8858	0.0107	9.85	0.9001	0.0035	5.36	0.8971	0.0006	2.98	0.9170	0.0204
4	0.1379	0.8621	33.88	0.8511	0.0110	33.88	0.8811	0.0190	18.07	0.7929	0.0691	14.31	0.8574	0.0047	8.78	0.8659	0.0039	5.29	0.8937	0.0316	2.79	0.8995	0.0375
5	0.1724	0.8276	25.94	0.7614	0.0661	21.00	0.7230	0.1046	16.60	0.7632	0.0643	10.85	0.7598	0.0678	8.00	0.8346	0.0070	4.69	0.8549	0.0273	2.53	0.8696	0.0420
6	0.2069	0.7931	21.04	0.6862	0.1069	20.71	0.7180	0.0751	14.93	0.7252	0.0679	10.22	0.7372	0.0559	7.48	0.8099	0.0168	4.48	0.8387	0.0456	2.24	0.8265	0.0334
7	0.2414	0.7586	21.00	0.6855	0.0731	18.07	0.6692	0.0894	13.95	0.7008	0.0578	9.23	0.6974	0.0612	6.75	0.7705	0.0119	4.01	0.7969	0.0383	2.01	0.7849	0.0262
8	0.2759	0.7241	16.60	0.6035	0.1206	16.60	0.6394	0.0848	9.71	0.5756	0.1485	8.42	0.6619	0.0623	4.81	0.6315	0.0927	2.95	0.6664	0.0578	1.50	0.6569	0.0673
9	0.3103	0.6897	15.90	0.5893	0.1004	14.00	0.5823	0.1074	9.64	0.5731	0.1166	6.54	0.5686	0.1210	3.77	0.5359	0.1537	2.50	0.5959	0.0937	1.28	0.5873	0.1023
10	0.3448	0.6552	11.45	0.4919	0.1633	11.45	0.5214	0.1338	7.83	0.5109	0.1443	5.91	0.5341	0.1210	3.76	0.5352	0.1200	1.89	0.4856	0.1696	1.00	0.4896	0.1656
11	0.3793	0.6207	10.89	0.4789	0.1418	9.64	0.4753	0.1454	6.60	0.4662	0.1545	4.64	0.4604	0.1603	3.24	0.4834	0.1373	1.83	0.4744	0.1463	0.95	0.4726	0.1481
12	0.4138	0.5862	9.64	0.4493	0.1369	9.59	0.4742	0.1120	6.02	0.4445	0.1417	4.63	0.4593	0.1269	2.79	0.4360	0.1503	1.65	0.4390	0.1472	0.92	0.4595	0.1267
13	0.4483	0.5517	9.00	0.4342	0.1176	8.28	0.4399	0.1118	5.91	0.4407	0.1111	4.53	0.4538	0.0979	2.57	0.4126	0.1391	1.60	0.4276	0.1241	0.86	0.4351	0.1166
14	0.4828	0.5172	6.60	0.3762	0.1411	6.60	0.3952	0.1221	5.28	0.4168	0.1005	3.38	0.3833	0.1340	2.35	0.3896	0.1277	1.51	0.4101	0.1071	0.84	0.4276	0.0896
15	0.5172	0.4828	6.24	0.3674	0.1153	5.91	0.3768	0.1060	4.16	0.3741	0.1086	3.04	0.3625	0.1202	2.35	0.3893	0.0935	1.45	0.3984	0.0843	0.79	0.4074	0.0754
16	0.5517	0.4483	5.91	0.3595	0.0888	5.26	0.3593	0.0890	4.15	0.3737	0.0745	2.78	0.3464	0.1019	1.91	0.3422	0.1060	1.18	0.3442	0.1041	0.59	0.3323	0.1160
17	0.5862	0.4138	5.26	0.3437	0.0701	4.98	0.3517	0.0621	3.65	0.3546	0.0592	2.76	0.3455	0.0683	1.75	0.3246	0.0892	1.15	0.3382	0.0755	0.58	0.3265	0.0873
18	0.6207	0.3793	5.25	0.3434	0.0359	4.85	0.3483	0.0310	3.63	0.3539	0.0254	2.65	0.3387	0.0406	1.64	0.3125	0.0668	1.00	0.3077	0.0716	0.54	0.3127	0.0666
19	0.6552	0.3448	4.80	0.3325	0.0124	4.62	0.3419	0.0029	3.59	0.3523	0.0075	2.54	0.3317	0.0132	1.63	0.3114	0.0334	0.99	0.3054	0.0394	0.51	0.3006	0.0442
20	0.6897	0.3103	4.62	0.3280	0.0177	4.40	0.3362	0.0258	3.56	0.3513	0.0410	2.49	0.3290	0.0186	1.58	0.3065	0.0038	0.89	0.2873	0.0231	0.45	0.2781	0.0322
21	0.7241	0.2759	4.56	0.3267	0.0508	4.38	0.3356	0.0598	3.38	0.3441	0.0683	2.31	0.3179	0.0420	1.43	0.2911	0.0152	0.84	0.2759	0.0000	0.44	0.2721	0.0038
22	0.7586	0.2414	3.43	0.2995	0.0581	3.38	0.3088	0.0675	3.22	0.3382	0.0968	2.15	0.3084	0.0670	1.42	0.2897	0.0483	0.83	0.2738	0.0324	0.43	0.2672	0.0258
23	0.7931	0.2069	3.38	0.2982	0.0913	3.30	0.3069	0.1000	2.57	0.3137	0.1068	2.04	0.3018	0.0949	1.35	0.2818	0.0749	0.72	0.2528	0.0459	0.41	0.2625	0.0556
24	0.8276	0.1724	2.00	0.2658	0.0934	2.00	0.2728	0.1004	2.00	0.2922	0.1198	2.00	0.2991	0.1267	1.33	0.2797	0.1073	0.68	0.2463	0.0739	0.35	0.2391	0.0667
25	0.8621	0.1379	1.92	0.2640	0.1260	1.92	0.2707	0.1328	1.92	0.2892	0.1513	1.80	0.2871	0.1491	1.17	0.2636	0.1257	0.60	0.2310	0.0930	0.33	0.2336	0.0957
26	0.8966	0.1034	1.80	0.2612	0.1577	1.80	0.2676	0.1642	1.80	0.2847	0.1813	1.02	0.2411	0.1377	0.63	0.2096	0.1062	0.38	0.1922	0.0888	0.21	0.1905	0.0870
27	0.9310	0.0690	1.50	0.2542	0.1853	1.50	0.2599	0.1910	1.40	0.2700	0.2010	0.96	0.2378	0.1689	0.57	0.2039	0.1350	0.31	0.1792	0.1102	0.16	0.1743	0.1054
28	0.9655	0.0345	0.30	0.2271	0.1926	0.30	0.2298	0.1953	0.30	0.2304	0.1959	0.30	0.2011	0.1666	0.19	0.1692	0.1347	0.13	0.1502	0.1157	0.08	0.1469	0.1125
Maxi $ P(x<X)-F(x<X) $					0.1926			0.1953			0.2010			0.1689			0.1537			0.1696			0.1656
α					0.0661			0.0730			0.1038			0.1673			0.2925			0.5470			1.0678
β					6.2591			5.5826			3.9968			3.1246			2.1530			1.2980			0.6848

El Nivel de significancia es de 5%, para N=28 el valor de Kolmogorov es $\Delta_0 = 0.24993$; comparando con $\Delta_{max} = 0.2010$ (calculado); se aceptó la HP, ya que se cumplió la condición $\Delta_{max} < \Delta_0$ ($0.2010 < 0.24993$).

Fuente: (Avila Vásquez, 2017, pág. 63)

La Estimación Parámetros Modelo de Gumbel, y Simulación del Modelo de Gumbel se definen en el anexo 06.

Para cada N años, donde N representa la vida útil de la obra, se tomaron los datos para un riesgo de falla admisible o de predicción de $R = 25\%$, con su respectivo periodo de retorno y Tiempos de Concentración o Duración.

En nuestro caso se tomaron los datos Para: $N = 40$ años; $R = 25$ años; $Tr = 139,543$ años & $Tc = 294,894$ min.

Por lo tanto, asumimos la siguiente ecuación (anexo 06), para hallar la Intensidad Máxima:

$$y = 295.13x^{-0.601} \dots\dots\dots (29)$$

Donde:

y: Intensidad máxima a encontrar en función de x.

x: Duración o tiempo de concentración en minutos.

$$y = 9.67 \text{ mm/hr}$$

4.1.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES:

Empleando el método Racional Modificado, se ha utilizado este método ya que el área de la cuenca Amojú es de $118,843 \text{ km}^2$, área menor a $770,00 \text{ km}^2$ tal como indica la condición del método Racional Modificado.

Empleando la *ecuación 12*:

$$Q = 0,278 \text{ CIAK} \dots\dots\dots (12)$$

GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO SEGÚN TIPO GEOLÓGICO DE SUELO.

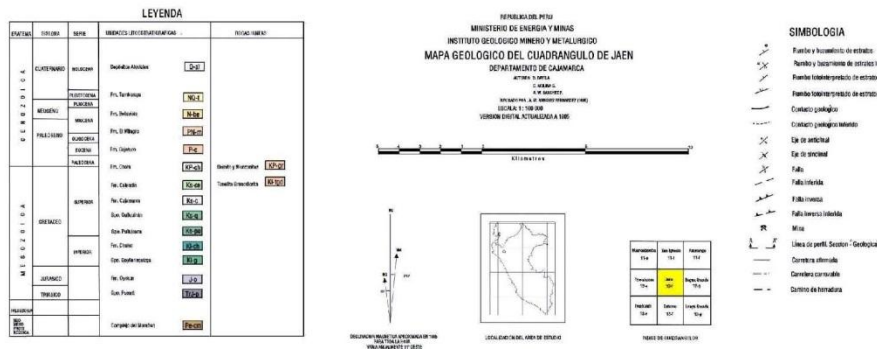
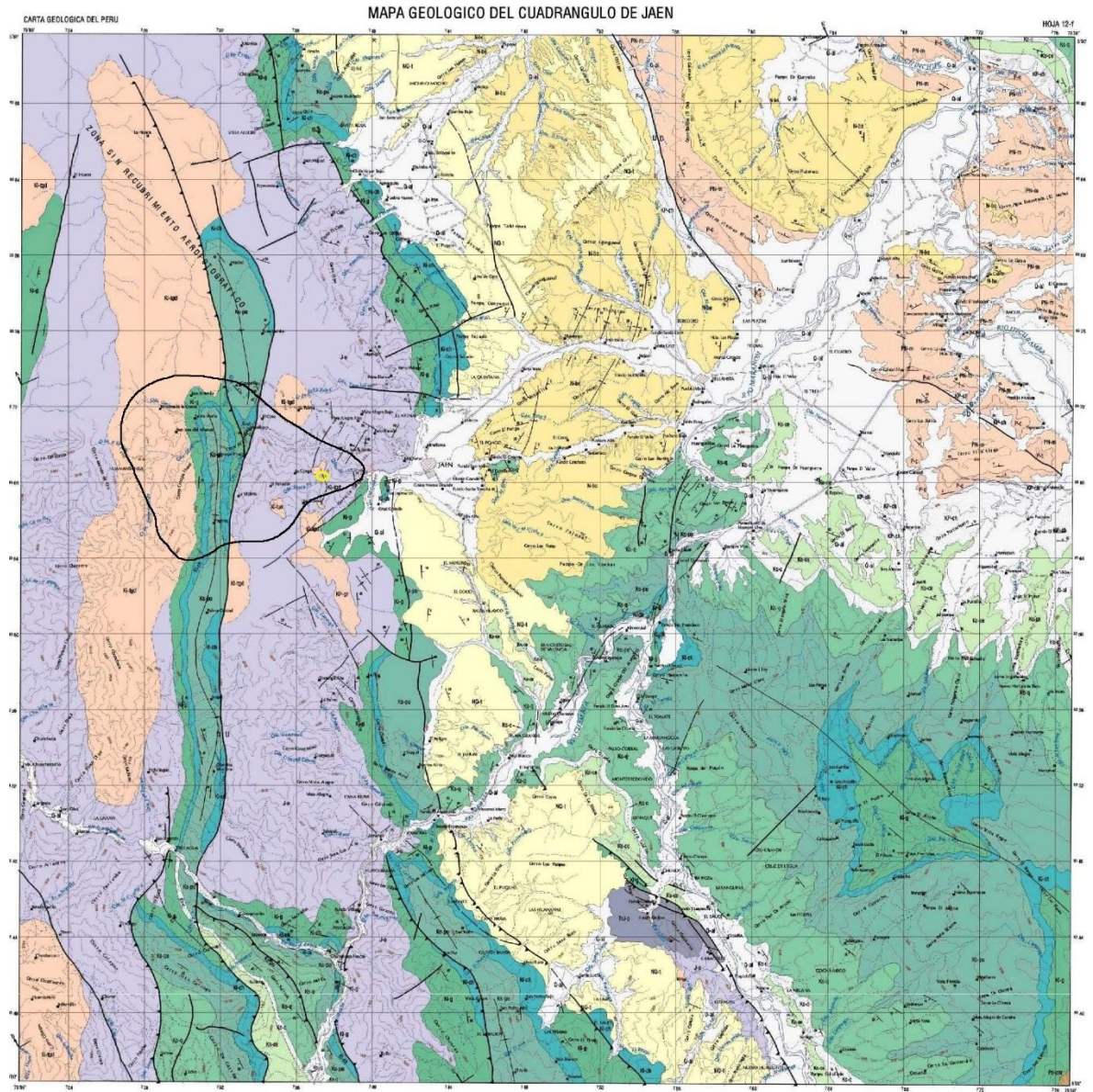


Figura 06: Mapa Geológico Cuadrángulo de Jaén.

(INGEMET, 1996)

LEYENDA

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRAFICAS	ROCAS IGNEAS		
CENOZOICA	CUATERNARIO	HOLOCENA	Depósitos Aluviales	Q-a		
		PLEISTOCENA	Fm. Tamboraque	NQ-1		
	NEOGENO	PLIOCENA	Fm. Bellavista	N-be		
		MIOCENA	Fm. El Milagro	PN-m		
	PALEOGENO	OLIGOCENA	Fm. Cajatun	P-c		
		EOCENA	Fm. Chote	KP-ch	Granito y Monzonitas KP-gr	
		PALEOCENA	Fm. Calendín	Ks-ce	Tonalita Granodiorita KI-gd	
			Fm. Cajamarca	Ks-c		
	MESOZOICA	CRETACEO	SUPERIOR	Epo. Oculkuilán	Ks-q	
				Epo. Palluana	Ke-pu	
Fm. Chaleo				KI-ch		
INFERIOR			Epo. Goyllarisqutzpa	KI-g		
			Fm. Oyón	J-o		
			Epo. Pucará	TrJ-p		
JURASICO						
TRIASICO						
PRECAMBRIAN						
NEO-MESO-PROTEROZOICA			Complejo del Marañón	Pe-cm		

Figura 07: Leyenda - Mapa Geológico Cuadrángulo de Jaén.
(INGEMET, 1996)

CIUDAD DE JAEN^{79°}

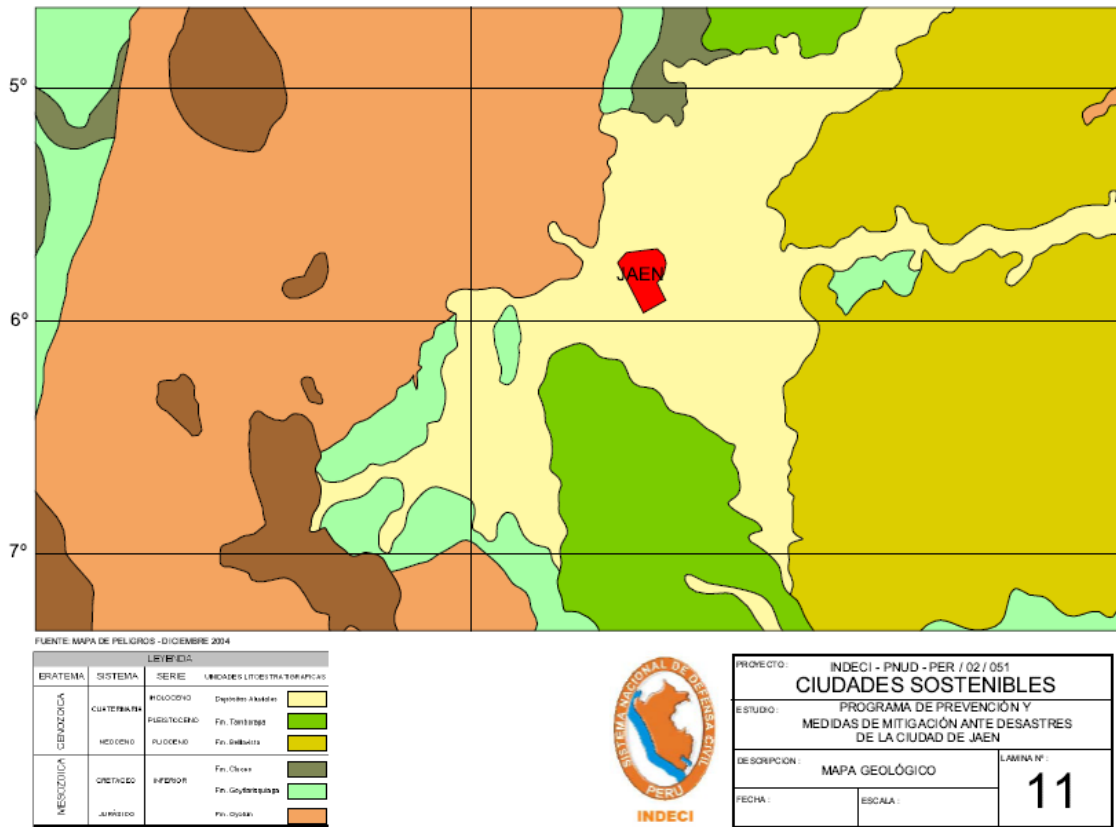


Figura 08: Leyenda Mapa Geológico de Jaén - INDECI.
 (INDECI, 2005, pág. 71)

LEYENDA			
ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRAFICAS
CENOZOICA	CUATERNARIA	HOLOCENO	Depósitos Aluviales
		PLEISTOCENO	Fm. Tamborapa
		NEOCENO	PLIOCENO
MESOZOICA	CRETACEO	INFERIOR	Fm. Cluceo
			Fm. Goytlarisquiaga
	JURÁSICO		Fm. Oyotún

Figura 09: Leyenda Mapa Geológico de Jaén - INDECI.
 (INDECI, 2005, pág. 71)

De la figura 06, se distinguen los códigos Jo (formación oyotun) y Kl-tgd (Granodiorita), conformando el 62 %, luego Kl-g (Grupo Goyllarisquizga) conformando el 19 % aproximado; Kl-ch (Formación Chulec) conformando el 9,5% aproximado; Ks-pu (Grupo Pulluicana) conformando el 9,5% aproximado.

El grupo de Granodiorita se encuentra muy aproximado a las características Oyotún; como se menciona:

Por lo que se confirma con el mapa geológico de Jaén hecho por el INDECI, ver figura 08. Por lo tanto, contamos con un tipo de geología para la cuenca de Jaén con predominio de suelo de Formación Oyotún, con las siguientes características:

“Litología: Constituye esta unidad una secuencia gruesa de derrames y piroclásticos andesíticos, intercalados con areniscas, limolitas y estratos gruesos de tobas brechoides. Sus niveles inferiores están constituidas por lavas de estructura fluidal, predominantemente integrada por andesitas y dioritas” (INGEMET, 1996, pág. 25).

Grupo Goyllarisquizga:

“Litología: El grupo Goyllarisquizga que se encuentra en el cuadrángulo de Jaén es una secuencia de 650 m de grosor constituida por estratos macizos, de 20 a 80 cm de grosor de areniscas cuarzosas bien clasificadas de grano medio a grueso, algunas capas son conglomeráticas con guijarrospequeños de cuarzo” (INGEMET, 1996, pág. 29).

Formación Chulec:

“Litología y grosor: La formación Chulec esta constituida por margas gris verdosas y calizas gris olivo a gris claras en capas medianas a delgadas entre 5 a 30 cm de grosor. Las calizas se describen como micritas, biomicritas, y calizas limoarcillíticas, en general meteorizan a modo de lodolitas” (INGEMET, 1996, pág. 40).

Grupo Pulluicana:

“Consiste en la base de calizas gris claras en estratos medios (20, 50 cm de grosor), que por meteorización adquieren tonalidades cremas, gris crema a pardo gris. Se intercalan con algunas margas y limoarcillitas gris a gris verdoso y cremas” (INGEMET, 1996, pág. 42).

Para tener en cuenta en el cálculo del número de curva CN, la formación Oyotun corresponde con el GRUPO B, según las características citadas en el ítem 2.2.2.f: Estimación de Caudales, del apartado Método Racional Modificado, según la tabulación de la Soil Conservation Service, las agrupaciones propuestas por el manual de hidrología hidráulica y drenaje del MTC y el Grupo Hidrológico de Suelo propuesto por Máximo Villón. Lo cual se resume en la siguiente figura para mayor exactitud:

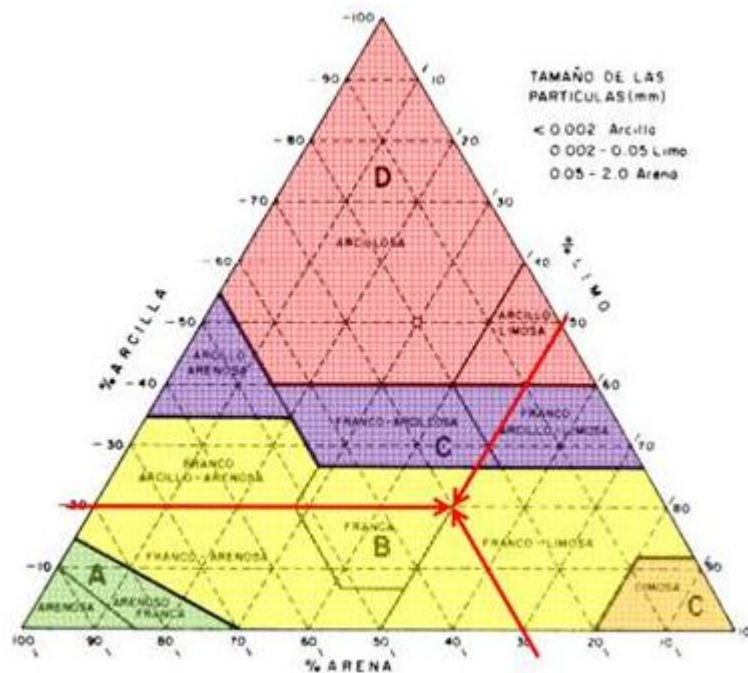


Figura 10: Grafico grupo de Suelos.

(Castillo, 2013)

Para mayores detalles a continuación resaltamos los grupos de suelo según la hoja 12-f, estudio geológico del cuadrángulo de Jaén, sabiendo los diámetros respectivos de los suelos predominantes en cada grupo, hemos hecho uso de la figura 07, para saber a qué grupo hidrológico pertenecen según su geología:

FORMACIÓN OYOTÚN: 62 % del área de la cuenca.

FORMACIÓN OYOTÚN DIAMETRO DE PARTÍCULAS:

PIROCLÁSTOS:

Por medio del tamaño de los piroclastos (Bombas, Lapilli)

Cuadro 10: Tamaño de los piroclastos, clasificación de las rocas efusivas:

Tamaño de los fragmentos	Tefra (sin compactación)	piroclásticas (compactadas)
> 64 mm	bombas	piroclásticas
2 - 64 mm	lapilli	toba de lapilli
< 2 mm	cenizas	toba de ceniza, ignimbrita

Fuente: (Griem & Griem-Klee, 2015)

ARENISCAS:

En las areniscas los tamaños granulares de sus componentes varían entre 0,02 y 2mm. La arenisca se constituye en más de 75% de granos de cuarzo. Otros componentes son los feldespatos y la mica clara. El cemento puede constituirse de minerales arcillosos y de granos de cuarzo de diámetro de grano entre 0,002 - 0,063mm (limo) o de cuarzo de formación nueva o de calcita. (Griem & Griem-Klee, 2015)

LIMOLITAS:

Se consideran limos.

Cuadro 11: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo de la Formación Oyotún Para la zona de la cuenca de Jaén.

FORMACION OYOTUN	33.33% PIROCLASTOS			
	33.33%			
	66.66% ARENA	33.33% CENIZAS		
	22.22%	11.11%		
		33% ARENA	33% LIMO	33% ARCILLA
		3.70%	3.70%	3.70%
	TOTAL % DE PARTICULAS EN PIROCLASTOS			
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA	
	25.93%	3.70%	3.70%	
	TOTAL PIROCLASTOS =		33.33%	
	33.33% ARENISCAS			
	33.33%			
	60% ARENA	40% LIMO		
	20.00%	13.33%		
	TOTAL % DE PARTICULAS EN ARENISCAS			
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA	
	20.00%	13.33%	0.00%	
	TOTAL ARENISCAS =		33.33%	
	33.33% LIMOLITAS			
	33.33%			
100% LIMO				
TOTAL % DE PARTICULAS EN LIMOLITAS				
TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA		
0.00%	33.33%	0.00%		
TOTAL LIMOLITAS =		33.33%		
TOTAL % DE PARTICULAS EN OYOTUN				
TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA		
45.93%	50.37%	3.70%		
TOTAL		100%		

Fuente: Elaboración propia del Investigador.

Como se puede observar según el *Cuadro 11*, después del análisis respectivo, el grupo oyotún está compuesto en su totalidad por las siguientes partículas: 45,93% Arena, 50,37% Limo y 3,7% Arcilla. Con estos datos haremos la intersección en el triángulo de la *figura 10*.

Por lo tanto, el grupo oyotún pertenece al *Grupo Hidrológico B*, el grupo oyotún abarca el 62% del área de la cuenca.

GRUPO GOYLLARISQUISGA: 19 % del área de la cuenca.

GRUPO GOYLLARISQUIZGA – DIÁMETRO DE PARTÍCULAS:

Se toma el concepto de areniscas mencionado para el grupo formación oyotún; para fundamentar el diámetro de sus partículas. El grupo goyllarisquizga se compone de Areniscas.

Cuadro 12: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo del Grupo Goyllarisquizga Para la zona de la cuenca de Jaén.

GRUPO GOYLLARISQUIZGA	100% ARENISCAS		
	100.00%		
	60% ARENA	25% LIMO	
	60.00%	40.00%	
	TOTAL % DE PARTICULAS EN ARENISCAS		
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA
	60.00%	40.00%	0.00%
	TOTAL ARENISCAS =		100.00%
	TOTAL % DE PARTICULAS EN GUALLARISQUIZGA		
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA
	60.00%	40.00%	0.00%
	TOTAL		100%

Fuente: Elaboración propia del investigador.

Como se puede observar según el *Cuadro 12*, después del análisis respectivo, el grupo Goyllarisquizga está compuesto en su totalidad por las siguientes partículas: 60,00% Arena, 40,00% Limo y 0,00% Arcilla. Con estos datos haremos la intersección en el triángulo de la *figura 10*, obteniendo los siguientes resultados:

El grupo goyllarisquizga pertenece al *Grupo Hidrológico B*, el grupo goyllarisquizga abarca el 19% del área de la cuenca.

GRUPO FORMACIÓN CHULEC: 9,50 % del área de la cuenca.

FORMACIÓN CHULEC - DIÁMETRO DE PARTÍCULAS:

Margas: “El tamaño de los granos es igual que la arcilla (< 0,02mm)” (Griem & Griem-Klee, 2015).

Calizas:

Cuadro 13: Clasificación Roca Calizas Según su Diámetro.

Rocas calcáreas en partículas		Rocas calcáreas sin partículas	
Rudita calcárea	Partículas mayores de 2mm	Macroesparita	mayor de 63µm
Arenita calcárea	menor de 2mm partículas (hasta 63µm)		
Siltita calcárea	63µm - 4µm	Microesparita	63µm - 4µm
Micrita: Cristales muy finos (menor de 4 µm)			

Fuente: (Griem & Griem-Klee, 2015)

Cuadro 14: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo del Grupo Formación Chulec Para la zona de la cuenca de Jaén.

FORMACION CHULEC	50% MARGAS		
	50.00%		
	100% ARCILLA		
	TOTAL % DE PARTICULAS EN MARGAS		
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA
	0.00%	0.00%	50.00%
	TOTAL MARGAS =		50.00%
	50% CALIZAS		
	50.00%		
	80% ARENA	15% LIMO	5% ARCILLA
	40.00%	7.50%	2.50%
	TOTAL % DE PARTICULAS EN CALIZAS		
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA
	40.00%	7.50%	2.50%
TOTAL CALIZAS =		50.00%	
TOTAL % DE PARTICULAS EN FORMACION CHULEC			
TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA	
40.00%	7.50%	52.50%	
TOTAL		100%	

Fuente: Elaboración Propia del Investigador.

Como se puede observar según el *Cuadro 14*, después del análisis respectivo, el grupo Formación Chulec está compuesto en su totalidad por las siguientes partículas: 40,00%

Arena, 7,50% Limo y 52,50% Arcilla. Con estos datos hemos la intersectado en el triángulo de la *figura 10*, obteniendo los siguientes resultados:

el grupo Formación Chulec pertenece al *Grupo Hidrológico D*, el grupo Formación Chulec abarca el 9,50% del área de la cuenca.

GRUPO PULLUICANA: 9,50 % del área de la cuenca.

GRUPO PULLUICANA – DIÁMETRO DE PARTÍCULAS:

Se toma el concepto de calizas mencionado para el grupo formación chulec; para fundamentar el diámetro de sus partículas. El grupo pulluicana se compone de Calizas.

Cuadro 15: Identificación del Grupo Hidrológico de Suelo del Grupo Pulluicana Para la zona de la cuenca de Jaén.

GRUPO PULLUICANA	100% CALIZAS		
	100.00%		
	80% ARENA	15% LIMO	5% ARCILLA
	80.00%	15.00%	5.00%
	TOTAL % DE PARTICULAS EN CALIZAS		
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA
	80.00%	15.00%	5.00%
	TOTAL CALIZAS =		100.00%
	TOTAL % DE PARTICULAS EN GRUPO PULLUICANA		
	TOTAL % ARENA	TOTAL % LIMO	TOTAL % ARCILLA
	80.00%	15.00%	5.00%
	TOTAL		100%

Fuente: Elaboración Propia del Investigador.

Como se puede observar según el *Cuadro 15*, después del análisis respectivo, el grupo Pulluicana está compuesto en su totalidad por las siguientes partículas: 80,00% Arena, 15,00% Limo y 5,00% Arcilla. Con estos datos hemos la intersectado en el triángulo de la *figura 10*, obteniendo los siguientes resultados:

el grupo Pulluicana pertenece al *Grupo Hidrológico A*, el grupo Pulluicana abarca el 9,50% del área de la cuenca.

Se ha procedido a sumar los grupos hidrológicos de suelo al que pertenecen cada tipo de suelo de la cuenca (formación oyotún, grupo goyllarisquizga, formación chulec y grupo pulluicana) según el área que abarcan:

Formación Oyotún: 62% de la cuenca

GRUPO B

Grupo Goyllarisquizga: 19,00 % del área de la cuenca

GRUPO B.

Formación Chulec: 9,50% del área de la cuenca.

GRUPO D.

Grupo Pulluicana: 9,50% del área de la cuenca.

GRUPO A.

Se procede a la sumatoria para identificar el porcentaje del Grupo Hidrológico de Suelo para el área de la cuenca del río Amojú en estudio:

GRUPO A: 9,50 %

GRUPO B: 81,00 %

GRUPO D: 9,50 %

GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO SEGÚN EL USO DE SUELO POR COBERTURA VEGETAL:

Ahora proseguimos con los porcentajes correspondientes para los grupos hidrológicos de suelo, según el uso de suelo por cobertura vegetal del Cuadro 05:

El cuadro 05, es producto del trabajo de tesis sobre “DETERMINACIÓN DE CAMBIO DE COBERTURA 2001 – 2013 DEL BOSQUE TROPICAL ESTACIONALMENTE SECO DE LA CUENCA AMOJÚ- JAÉN, UTILIZANDO IMÁGENES SATELITALES”; En el cual distinguimos el porcentaje de área de la cuenca de Jaén según el uso de suelo.

Se eligen los porcentajes del año 2013, por estar más cercano a nuestro tiempo de estudio que es el año 2018. A continuación, se mencionan el porcentaje de uso de suelo:

Área de la cuenca:	118,843 km ²
Tierras cultivadas, sin tratamiento de conservación	37,82%
Tierras cultivadas, con tratamiento de conservación	0,00%
Pastizales en condiciones pobres.....	11,37%
Pastizales en condiciones óptimas	28,09%
Vegas de ríos en condiciones óptimas	0,16%
Bosques con troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	0,00%
Bosques con cubierta buena	20,26%
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. (Áreas urbanizadas, tejido urbano continuo)	2,30%

(Vásquez, 2017)

Los valores de uso de suelos, se han tomado de la siguiente forma: Tierras cultivadas, sin tratamiento de conservación resulta de la sumatoria de porcentajes del ítem 2.1.1. Cultivos transitorios y del ítem 2.4.5. Mosaico de cultivos y espacios naturales – del *Cuadro 05*; respecto al año 2013.

Para pastizales en condiciones pobres, resulta de la sumatoria de porcentajes del ítem 3.4.1. Áreas arenosas naturales y del ítem 3.4.3. Tierras desnudas – del *Cuadro 05*; respecto al año 2013.

Para pastizales en condiciones óptimas, resulta de la sumatoria de porcentajes del ítem 3.3.2. Arbustal y del ítem 3.3.4. Vegetación arbustiva/herbácea – del *Cuadro 05*; respecto al año 2013.

Para Vegas de Ríos en condiciones óptimas, resulta del porcentaje del ítem 3.3.2. Arbustal y del ítem 5.1.1. Ríos – del *Cuadro 05*; respecto al año 2013.

Para bosques de cubierta buena, resulta de la sumatoria de porcentajes del ítem 3.1.2. Bosque abierto bajo y del ítem 3.1.3. Bosque denso alto – del *Cuadro 05*; respecto al año 2013.

Para Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc., resulta del porcentaje del ítem 1.1.1. Tejido urbano continuo – del *Cuadro 05*; respecto al año 2013.

Determinamos los grupos hidrológicos de la cuenca Amojú.

Se observa el Cuadro 04, que son los datos necesarios para el cálculo del CN compuesto. Los cálculos se muestran en el Anexo 06.

CONDICIONES DE HUMEDAD DE LA CUENCA:

Otro de los datos necesarios es saber el tipo de numero de curva, si es un CN para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), con el siguiente grafico distinguimos el tipo de CN:

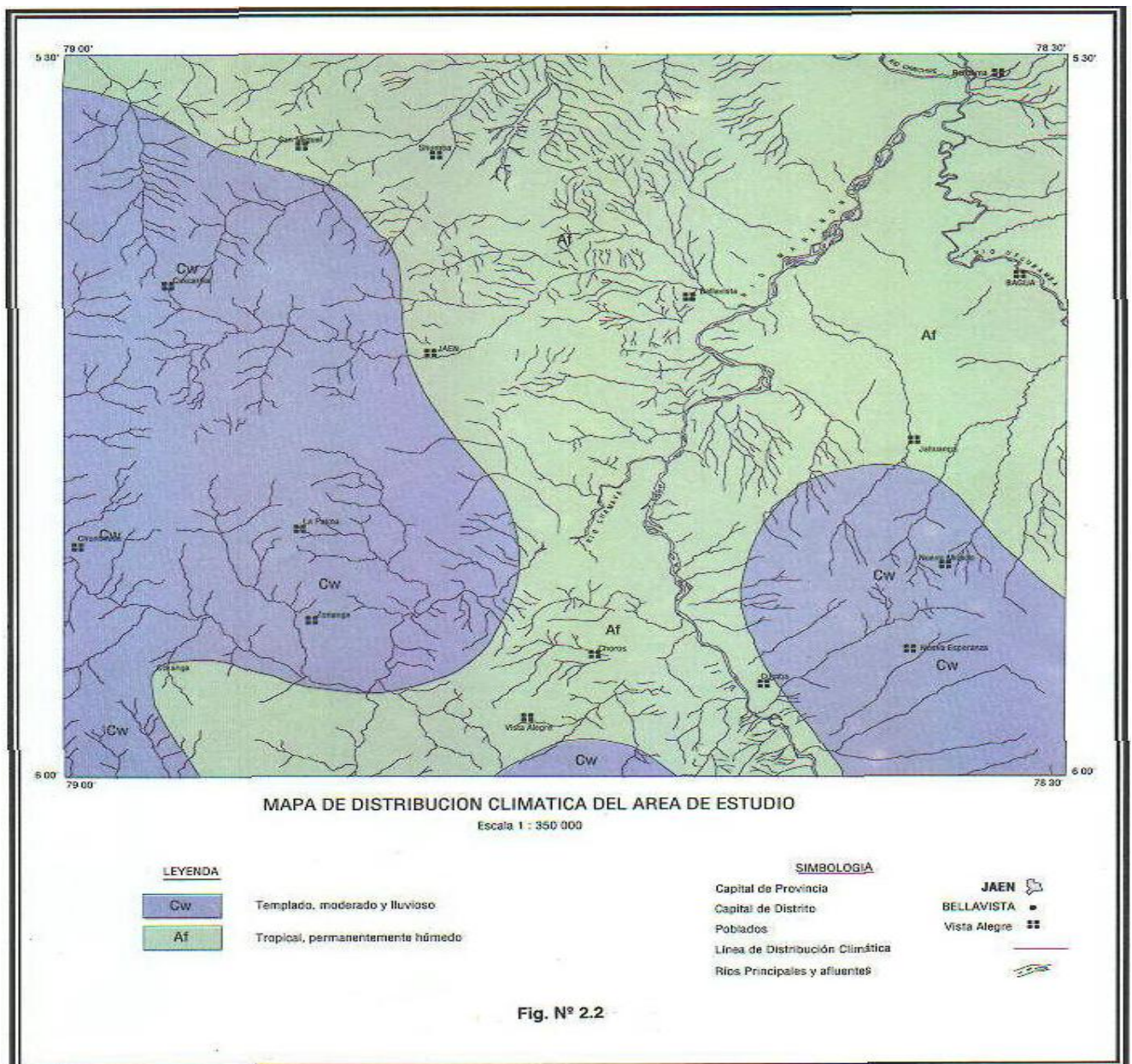


Figura 11: Mapa Distribución Climática Cuadrángulo Geológico de Jaén.
(INGEMET, 1996, pág. 10)

Si observamos la figura 11, se muestra que la cuenca en estudio se encuentra en el área que pertenece a Cw: Templado, moderado y lluvioso, según la leyenda, por lo que tenemos un CN de humedad normales (AMC II) o CN(II).

GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO SEGÚN LA PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL:

Cuadro 16: Coeficiente de escorrentía.

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: (MTC, 2008, pág. 50)

El cuadro 16, también contiene valores para hallar el CN ponderado, en este caso según la pendiente del cauce principal de la cuenca, se designó VP como los valores elegidos para los cálculos en el Anexo 06.

Ahora contamos con todos los datos necesarios, para hallar el CN compuesto; en el anexo 06 se muestra las hojas de cálculo y resultados del CN compuesto o ponderado.

Una vez obtenido el CNp, reemplazamos en la ecuación 18 y ecuación 17.

Por lo que se obtiene:

$$CN(II) = 33,43.$$

$$Po = 99,56$$

$$C = 0,1899$$

Hallando el Caudal Máximo, mediante la *ecuación 12*:

$$Q = 0,278 CIAK$$

$$Q = 271,26 m^3/s$$

4.1.5. MODELACIÓN HIDRÁULICA SOFTWARE HEC-RAS

- TIRANTE CRÍTICO ESTADO ACTUAL:

Se observa en el anexo 04 las tablas de resultados del programa HEC-RAS, de la modelación hidráulica para un caudal de 271,26 m³/s. La sección donde se estima el tirante crítico es en la progresiva 70, el tirante crítico como la diferencia de la superficie crítica de agua (Crit.W.S) y la elevación mínima del canal (Min Ch El) en la progresiva 70 (figura 23 – Anexo 04); como se indica en la figura del plano HEC-RAS en el anexo 04.

El coeficiente de Manning para hallar el tirante crítico se eligió de acuerdo a la siguiente tabla:

Cuadro 17: Coeficiente de Manning.



Fuente: (Barnes, 1967)

Se usa el coeficiente de maning $n=0.027$; por contraste de las semejanzas que existe en el cauce principal.

Resultados del procesamiento de datos mediante HEC-RAS; los resultados de los cálculos se muestran en el Anexo 04.

$Y_{crit\ 01} = 3,51\ m.$

$Y_{crit\ 02} = 2,39\ m.$

Dónde:

$Y_{crit\ 01}$ = Tirante crítico aguas arriba.

$Y_{crit\ 02}$ = Tirante crítico aguas abajo.

4.2. PARÁMETROS DE ESTABILIDAD DE LA BOCATOMA:

4.2.1. ESTABILIDAD POR VUELCO:

a. ESTABILIDAD POR VUELCO EN SUS ACTUALES CONDICIONES:

En el anexo 07 se muestran los cálculos correspondientes para la ecuación 25.

$$FS_0 = \frac{W_i(L_i)}{P_{agua}(L'_i) + U_R(L''_i)} = 1,601$$

El parámetro mínimo es $fs \geq 2$; por lo que la presa no cumple estabilidad por vuelco en la situación actual; importante mencionar que con el caudal máximo sucede desborde del río tanto en el tramo aguas arriba y aguas abajo en aproximadamente 150 m; por lo que se sugiere muros de encauzamiento aguas arriba para evitar socavación en los costados de la bocatoma y así evite el colapso ante una máxima avenida; se modela en el ítem siguiente con muros de encauzamiento.

b. ESTABILIDAD POR VUELCO, MODELACIÓN CON MUROS DE ENCAUZAMIENTO:

En el anexo 07 se muestran los cálculos correspondientes modelando la bocatoma con muros de encauzamiento aguas arriba.

Con el programa HEC-RAS calculamos nuevamente el tirante crítico aguas arriba; ubicando muros de encauzamiento de 3,00 m de altura; incluido en la misma altura del muro de encauzamiento 1,00 m de cimentación bajo el terreno natural del río (872,00 m.s.n.m); y con talud 1:0,6; con una defensa riverena perpendicular al muro de encauzamiento en su inicio aguas arriba de 6,00 m de ancho y una altura equivalente con la cota 876,00 m.s.n.m. en la progresiva 80 (14,00 m aguas arriba de la bocatoma) o 1,00 m por encima de la altura del muro de encauzamiento; solo para el margen izquierdo del cauce principal; que encauce las aguas que se desbordan del cauce principal ante la máxima avenida, el diseño de muros de encauzamiento es para ambos lados de los extremos de la bocatoma; de esta manera el tirante crítico disminuye a $Y_{crít} = 2,56$ m; haciendo los cálculos correspondientes, la bocatoma alcanzaría la estabilidad por vuelco:

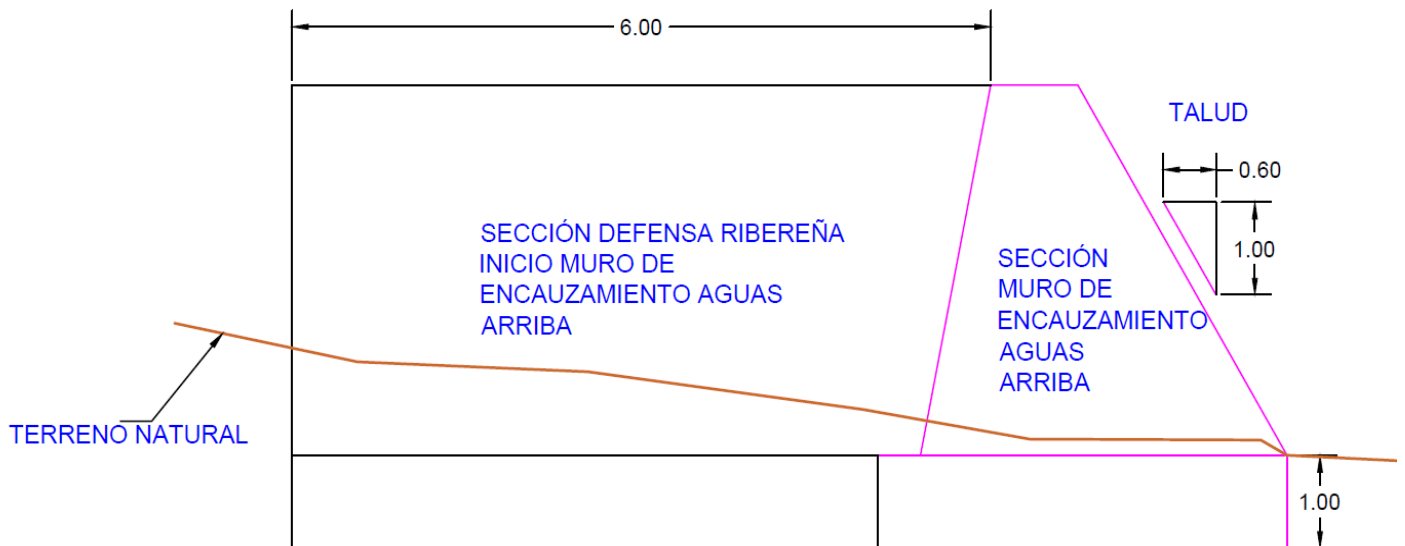


Figura 12: Muros de encauzamiento aguas arriba de la bocatoma.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

El enrocado se ha disminuido en 0,50 m de altura sobre la rasante del terreno natural, también se proyectan corte de terreno natural en ambos extremos del río, como se muestran en la figura 24; con la nueva sección de canal gracias a los muros de encauzamiento y talud obtendríamos el siguiente resultado:

$$FS_0 = \frac{W_i(L_i)}{P_{agua}(L'_i) + U_R(L'_i)} = 2,26$$

Obtenemos $FS^o = 2,26$ cumplimos las condiciones de estabilidad por vuelco.

4.2.2. ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO:

En el anexo 07 se muestran los datos de variables para los cálculos en cada ecuación.

Cuadro 18: Coeficiente de deslizamiento para diferentes condiciones de cimentación.

MATERIAL "Concreto sobre"	Coeficiente de seguridad contra deslizamiento, f	Coeficiente mínimo de seguridad sugerido f_s	Coeficiente por rozamiento y corte CRC
Concreto	0.65 – 0.8	1 – 1.5	4
roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8	1 – 1.5	4
roca, algunas laminaciones	0.7	1 – 1.5	4
grava y arenas gruesas	0.4	2.5	-
arena	0.3	2.5	-
esquistos	0.3	2.5	-
limo y arcilla (* se requieren pruebas)	*	*	-

Fuente: (Pérez Morales & Molina Aguilar, 2011, pág. 283)

a. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO EN SUS ACTUALES CONDICIONES:

Mediante la ecuación 26:

$$f = \tan \theta = \frac{\sum P}{\sum W - U_R} = 0,223$$

Según el cuadro 18, para roca profunda, superficie limpia e irregular el valor de f para cumplir estabilidad por deslizamiento es $f \leq 0,8$; por lo tanto, cumple las condiciones de estabilidad y no se produce deslizamiento.

b. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN SUS ACTUALES CONDICIONES:

Mediante la ecuación 27:

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(W - U_R)}{\sum P} = 3,59$$

Según el cuadro 18, para roca profunda, superficie limpia e irregular el valor de f_s para cumplir estabilidad por deslizamiento es $f_s \geq 1-1,5$; por lo tanto, cumple las condiciones de estabilidad y no se produce deslizamiento.

c. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE CORTE Y ROZAMIENTO EN SUS ACTUALES CONDICIONES:

Mediante la ecuación 28:

$$CRC = \frac{f'(W - U_R) + b(\sigma)}{\sum P} \geq 4$$

$$CRC = 7.91$$

Según el cuadro 18, para roca profunda, superficie limpia e irregular el valor de CRC para cumplir estabilidad por deslizamiento es $CRC \geq 4$; por lo tanto, cumple las condiciones de estabilidad y no se produce deslizamiento y no se produce asentamiento de la estructura.

d. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO; MODELACIÓN CON MUROS DE ENCAUZAMIENTO:

En el anexo 07 se muestran los datos de variables para los cálculos en cada ecuación.

$$f = \tan \theta = \frac{\sum P}{\sum W - U_R} = 0,097$$

Según el cuadro 18, para roca profunda, superficie limpia e irregular el valor de f para cumplir estabilidad por deslizamiento es $f \leq 0,8$; por lo tanto, cumple las condiciones de estabilidad y no se produce deslizamiento.

e. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD; MODELACIÓN CON MUROS DE ENCAUZAMIENTO:

$$f_s = \frac{f'}{\tan\theta} = \frac{f'(W - U_R)}{\Sigma P} = 8,27$$

Según el cuadro 18, para roca profunda, superficie limpia e irregular el valor de f_s para cumplir estabilidad por deslizamiento es $f_s \geq 1-1,5$; por lo tanto, cumple las condiciones de estabilidad y no se produce deslizamiento.

f. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE CORTE Y ROZAMIENTO EN SUS ACTUALES CONDICIONES:

$$CRC = \frac{f'(W - U_R) + b(\sigma)}{\Sigma P} \geq 4$$

$$CRC = 16,38$$

Según el cuadro 18, para roca profunda, superficie limpia e irregular el valor de CRC para cumplir estabilidad por deslizamiento es $CRC \geq 4$; por lo tanto, cumple las condiciones de estabilidad y no se produce deslizamiento y no se produce asentamiento de la estructura.

4.3. DISERTACIÓN:

Si analizamos los resultados la bocatoma es inestable por vuelco; por lo que se sugiere aumentar el área de la sección del cauce con el fin de disminuir el tirante crítico; se aumenta el área de la sección del cauce en la progresiva 70 – 80 con muros de encauzamiento con talud 1: 0,60 y cortes de terreno natural en ambos márgenes del cauce como se muestra en la figura 23 la sección del río sin cortes de terreno natural, y en la figura 29 la sección del río con muros de encauzamiento y cortes de terreno natural en ambos márgenes del río, de esta forma logramos obtener resultados que cumplen con el parámetro de estabilidad por vuelco; estos

mismos resultados son comparados con los resultados del capítulo 7, ejemplo demostrativo 7.3 del libro obras hidráulicas de Pérez Morales y Molina Aguilar; obteniendo resultados favorables en cuanto lograr la estabilidad por vuelco por el mismo método aplicado en la presente investigación.

En cuanto a los factores de seguridad por deslizamiento todos los factores de seguridad cumplen en sus valores estimados para que la bocatoma en estudio indique estabilidad; sin embargo, en el ejemplo demostrativo 7.3 del libro obras hidráulicas de Pérez Morales y Molina Aguilar; la bocatoma la cual analiza no cumple estabilidad por deslizamiento, planteando como solución proyectar un dentellón, y cumplir con los valores de estabilidad por deslizamiento. En nuestro caso no sucede inestabilidad por deslizamiento como se indica; pero de haber sido inestable por este parámetro se hubiesen tomado planteamientos de solución parecidos según Pérez Morales y Molina Aguilar.

V. CONCLUSIONES

- Concluimos que los parámetros por deslizamiento si cumplen con los coeficientes de seguridad sugeridos, siendo los valores: Coeficiente de deslizamiento: 0,223; Coeficiente de seguridad: 3,59; Coeficiente por rozamiento y corte: 7,91; cumpliendo con los valores sugeridos en el cuadro 18; por lo tanto, cumple estabilidad por deslizamiento.
- Concluimos que el valor del parámetro de seguridad por vuelco es 1,601; siendo menor que 2,00 – valor del coeficiente de seguridad sugerido –; y por lo tanto no cumple estabilidad por vuelco.
- El caudal estimado para nuestra cuenca de estudio es $271,26 \text{ m}^3/\text{s}$, obteniendo una sección de cauce principal en la progresiva 70 – zona de ubicación aguas arriba de la bocatoma – con tirante crítico de 3,51 m.

VI. RECOMENDACIONES

- Ante el problema de la hipótesis verificada de inestabilidad de la bocatoma por vuelco o volteo, se recomienda muros de encauzamiento con altura de 3,00 m y talud de 1: 0,6; de esta forma se disminuye el tirante crítico, cumpliendo estabilidad por volteo ante una máxima avenida.
- Ante el desborde del río, el cual puede que perjudique los extremos de la bocatoma por posibles daños de socavación, que haría colapse la estructura; se plantea una defensa ribereña al costado del muro de encauzamiento en su inicio aguas arriba, de 6,00 m de ancho y una altura equivalente con la cota 876,00 m.s.n.m. en la progresiva 80 (14,00 m aguas arriba de la bocatoma) o 1,00 m por encima de la altura del muro de encauzamiento; solo para el margen izquierdo del cauce principal.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Aparicio Mijares, F. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie* (1 ed., Vol. I). México, México: Limusa.
- Avila Vásquez , A. (2017). *Generación de Intensidades Máximas de la Estación Pluviográfica Jaén (tesis de pregrado)*. Jaén, Jaén, Cajamarca, Perú.
- Barnes, H. H. (1967). "*Roughness Characteristic of Natural Channels*", *U.S. Geological Survey Water - Supply Paper 1849*. Washington, United States: U.S. Geological Survey.
- Castillo, O. (2013). *Caudal de Referencia Método Racional Modificado de Temez*. Universidad de Cádiz - UCA, Ingeniería Industrial e Ingeniería Civil - Área de Hidráulica, Cádiz - España.
- Condori, J. C. (2013). *Evaluación de las causas del colapso de la bocatoma Cantería - Puno (tesis de pregrado)*. Puno, Perú.
- Del Ángel Gonzales , M., & Domínguez Mora, R. (28-30 de SETIEMBRE de 2016). Ecuaciones universales ajustadas para el cálculo de lluvias máximas de corta duración. *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica Lima, Perú*.
- Griem, W., & Griem-Klee, S. (2015). *Apuntes Geología General*. Atacama, Chile.
- Ibañez, R. D. (2015). "*Análisis de estabilidad y diseño estructural de la bocatoma de P.H. Paso Ancho*" (tesis de pregrado). Oaxaca, México.
- INDECI, I. N. (2005). *Programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres de la ciudad de Jaén*. Jaén, Jaén, Perú.
- INGEMET. (1996). Geología del Cuadrángulo de Jaén - Hoja: 12-f. *INGEMMET, I(01)*, 117.
- Lluén Chero, W. E. (2015). *Aplicación de la Jeva Herramienta HEC-RAS 5.0 para cálculos bidimensionales del flujo de agua en ríos (tesis de maestría)*. Barcelona, España.
- Logacho Ayo, E. O. (2012). *Análisis sísmico y estudio de la subpresión en la presa Santa Cruz*. Sangolqui.
- MTC, M. d. (2008). *Manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima, Perú.

- Pérez Morales , G. B., & Molina Aguilar, J. P. (2011). *Obras Hidráulica*. Morelia, Michoacán, México.
- Rocha Felices, A. (2003). La bocatoma, Estructura clave en un proyecto de aprovechamiento hidráulico. "*Revista Ingeniería Civil*" - UNI.
- Valdivia Guevara, J. G. (2014). *Determinación del Área de Inundación por Máxima Avenida de la Quebrada Amojú, en la Zona Urbana de la Ciudad de Jaén - Cajamarca (tesis de pregrado)*. Jaén, Perú.
- Vásquez, C. T. (2017). "*Determinación de Cambio de Cobertura 2001 –2013 del Bosque Tropical Estacionalmente Seco de la Cuenca Amojú- Jaén, Utilizando Imágenes Satelitales*". Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca Sede Jaén, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Forestal - Sede Jaén, Jaén.
- Villon Béjar, M. (2002). *Hidrología*. Lima, Perú: MaxSoft.

ANEXOS

ANEXO 01. Geomorfología de la cuenca.

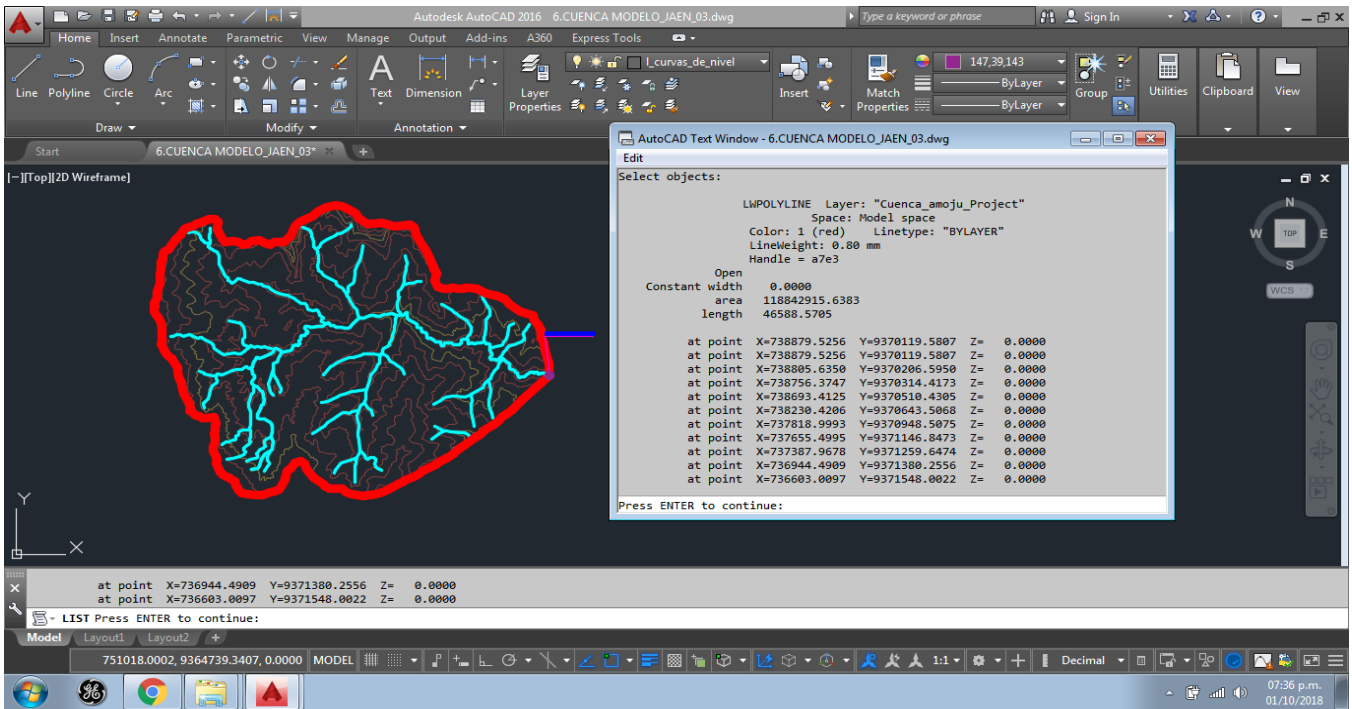


Figura 13: Delimitación de la cuenca del río Amojú – Jaén.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

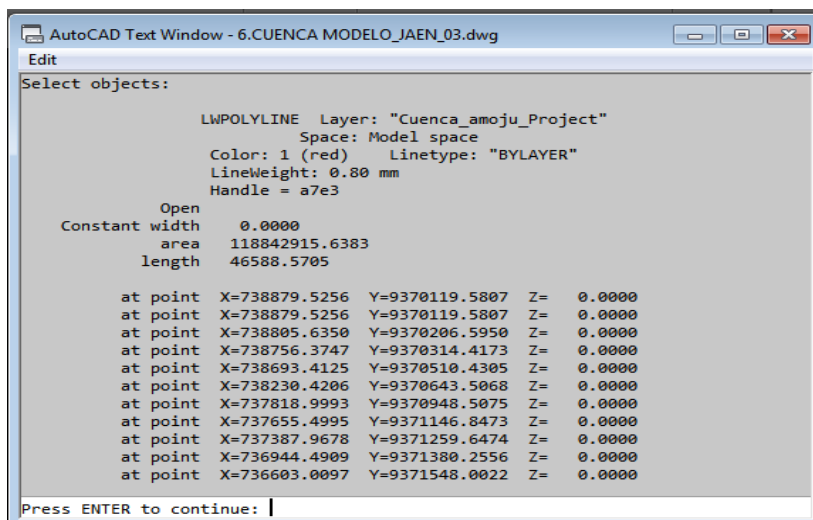


Figura 14: Resultado AUTO-CAD Civil, área de la cuenca y perímetro de la cuenca.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

ANEXO 02. Cuenca del Río Amojú.

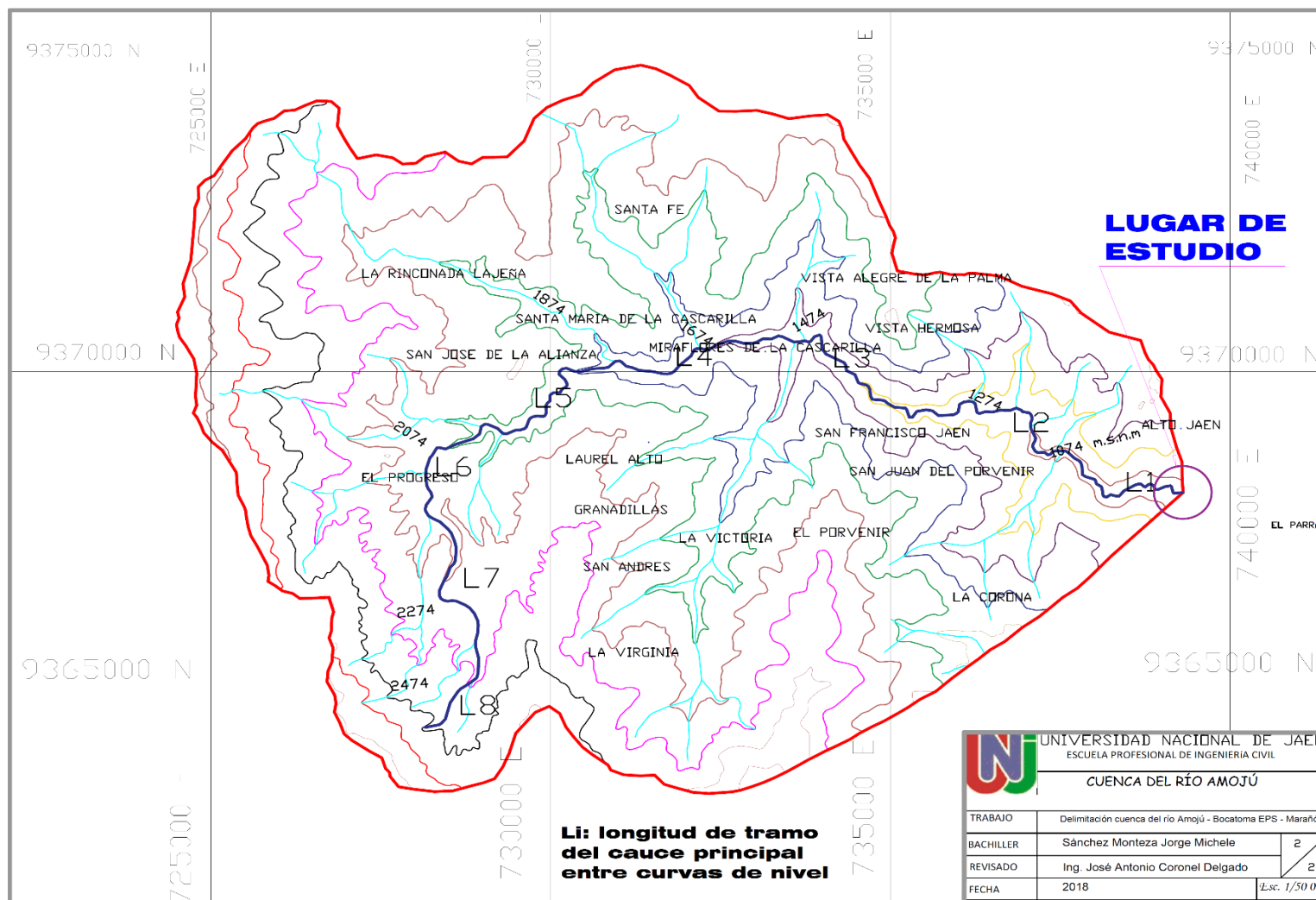


Figura 15: Cuenca en estudio.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

(Donde: Cota del Lugar de estudio 874 m.s.n.m, Curvas de nivel cada 200 m de altitud)

ANEXO 03. Longitud del cauce principal.

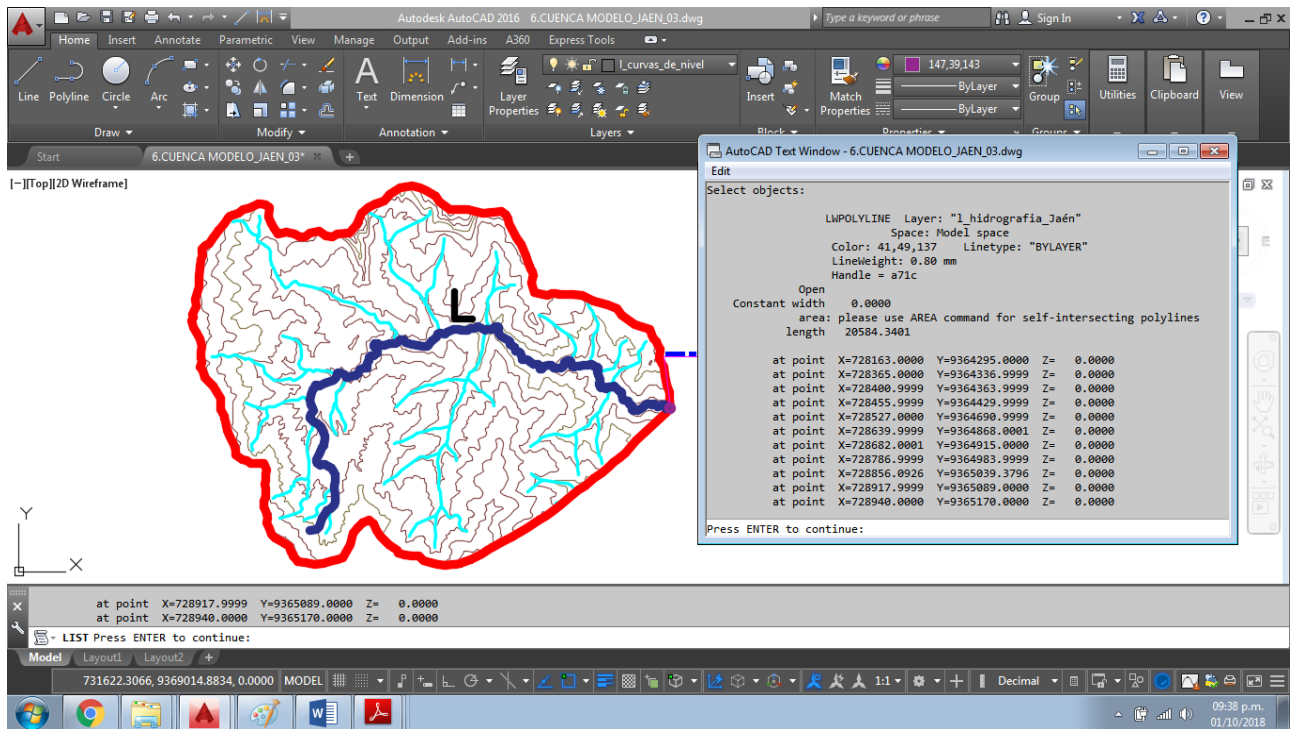


Figura 16: L: Longitud del cauce principal de la cuenca del río Amojú.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

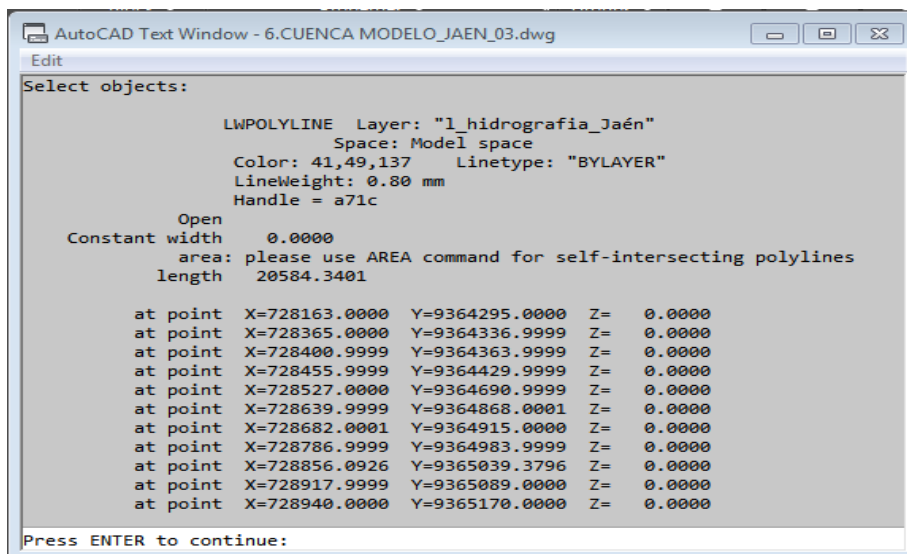


Figura 17: Resultado AUTO-CAD Civil; Longitud, área de la cuenca.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

ANEXO 04. Resultados - software HEC-RAS

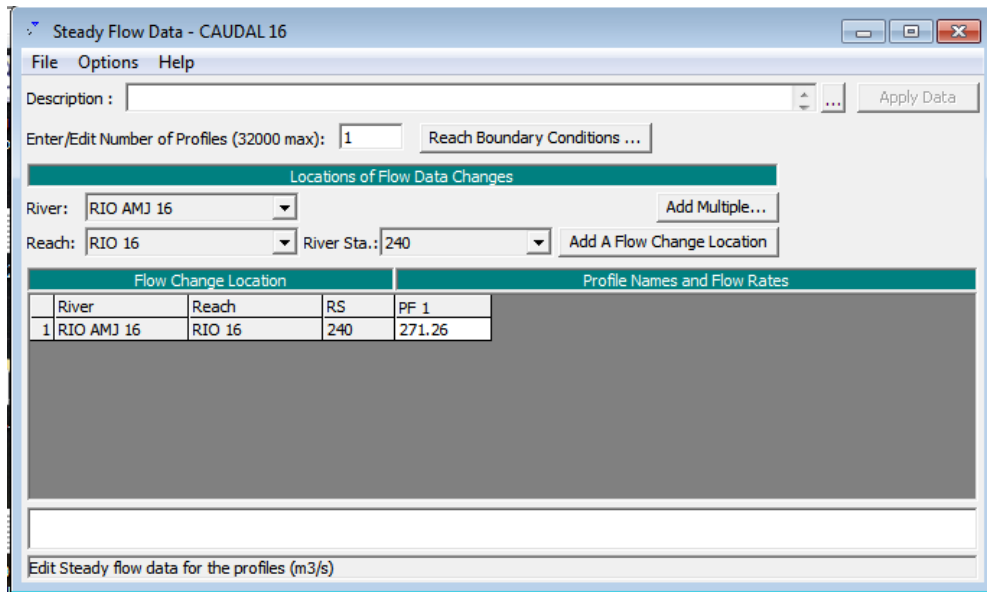


Figura 18: Caudal de diseño PF 1.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

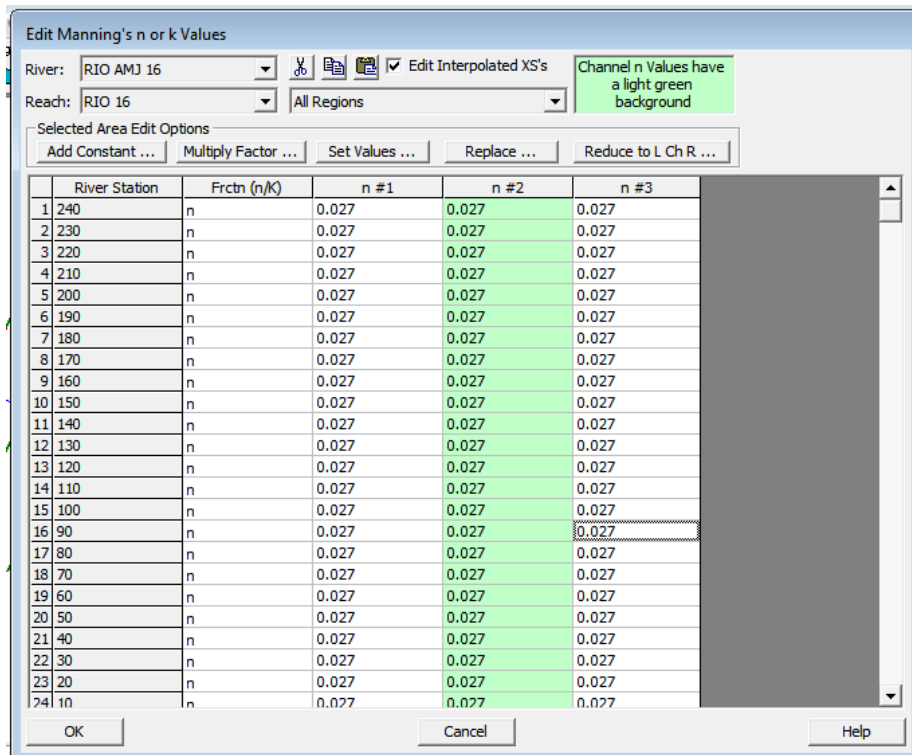


Figura 19: Coeficiente de maning n

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

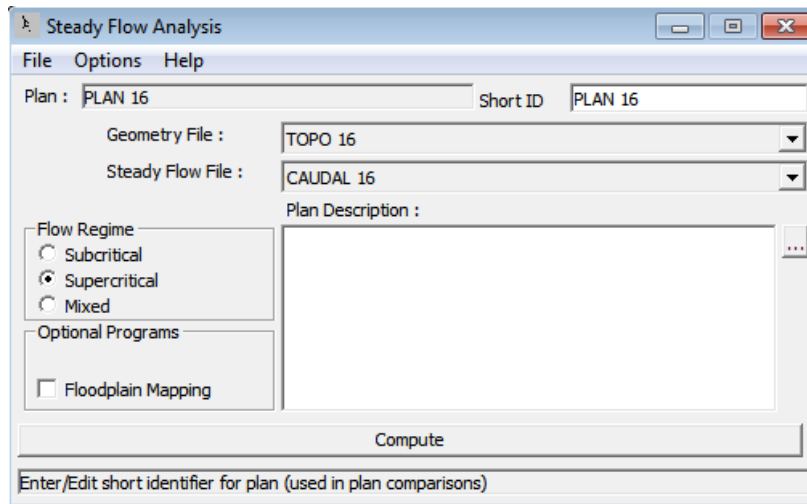


Figura 20: Modelación tirante crítico - flujo supercrítico

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

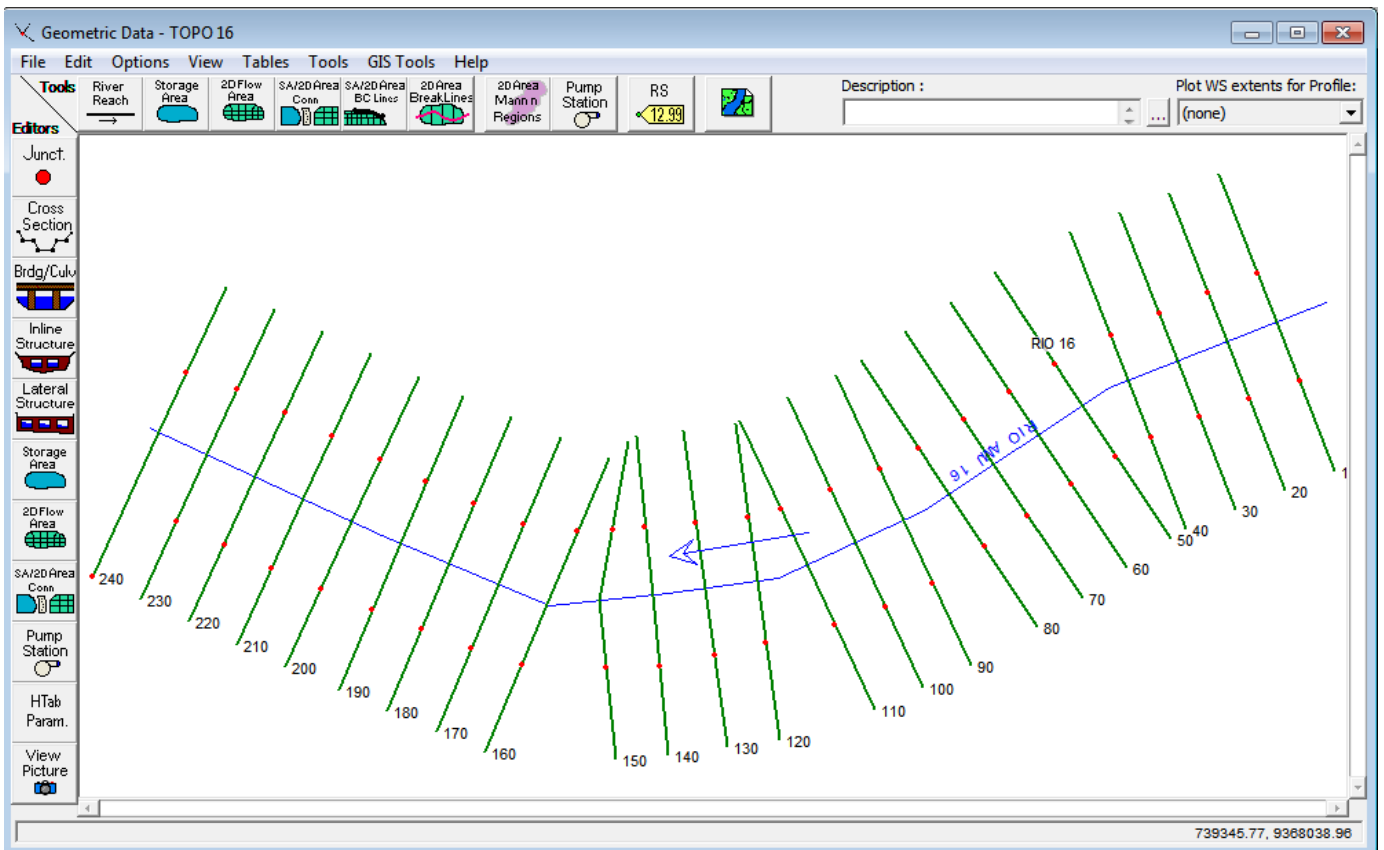


Figura 21: Topografía del río Amojú.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: PLAN 16 River: RIO AMJ 16 Reach: RIO 16 Profile: PF 1												
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
RIO 16	240	PF 1	271.26	876.97	879.72	881.01	883.82	0.028427	8.97	30.26	15.40	2.04
RIO 16	230	PF 1	271.26	876.58	878.50	879.81	883.38	0.047857	9.79	27.71	19.81	2.64
RIO 16	220	PF 1	271.26	876.34	878.34	879.61	882.81	0.041556	9.37	28.95	19.80	2.47
RIO 16	210	PF 1	271.26	876.15	878.33	879.50	882.28	0.033860	8.79	30.84	19.75	2.25
RIO 16	200	PF 1	271.26	875.93	878.06	879.19	881.92	0.033025	8.70	31.20	20.16	2.23
RIO 16	190	PF 1	271.26	875.72	877.78	878.90	881.57	0.032935	8.62	31.47	20.23	2.21
RIO 16	180	PF 1	271.26	875.54	878.03	878.96	881.06	0.023623	7.71	35.20	21.39	1.92
RIO 16	170	PF 1	271.26	875.49	877.88	878.78	880.79	0.023830	7.54	35.95	22.22	1.89
RIO 16	160	PF 1	271.26	875.10	877.28	878.27	880.50	0.026374	7.95	34.13	21.11	2.00
RIO 16	150	PF 1	271.26	874.84	877.00	877.97	880.23	0.027656	7.97	34.04	22.22	2.06
RIO 16	140	PF 1	271.26	874.21	876.60	877.61	879.94	0.028100	8.10	33.50	21.43	2.07
RIO 16	130	PF 1	271.26	874.41	876.70	877.59	879.55	0.022211	7.47	36.31	21.98	1.86
RIO 16	120	PF 1	271.26	873.79	876.00	877.01	879.26	0.026739	7.99	33.94	21.13	2.01
RIO 16	110	PF 1	271.26	873.39	875.63	876.51	878.94	0.036298	8.21	35.37	36.88	2.29
RIO 16	100	PF 1	271.26	872.97	875.07	875.99	878.56	0.036757	8.36	34.18	35.83	2.34
RIO 16	90	PF 1	271.26	873.02	874.95	875.79	878.12	0.032578	8.06	36.50	39.14	2.22
RIO 16	80	PF 1	271.26	872.66	874.18	875.08	877.71	0.042020	8.66	34.14	35.17	2.47
RIO 16	70	PF 1	271.26	872.26	875.32	875.77	876.94	0.011727	5.84	50.22	33.24	1.34
RIO 16	60	PF 1	271.26	872.05	874.22	874.99	876.70	0.018112	7.09	40.96	33.16	1.70
RIO 16	50	PF 1	271.26	871.79	873.31	874.18	876.41	0.031577	8.17	36.46	32.91	2.22
RIO 16	40	PF 1	271.26	871.37	873.16	874.02	876.09	0.024333	7.76	37.58	33.34	1.98
RIO 16	30	PF 1	271.26	871.27	873.33	874.11	875.73	0.016170	6.93	40.57	29.37	1.64
RIO 16	20	PF 1	271.26	870.37	872.78	873.74	875.53	0.017779	7.41	37.67	21.50	1.70
RIO 16	10	PF 1	271.26	870.25	872.49	873.45	875.33	0.018576	7.49	36.67	20.20	1.73

Energy gradeline for given WSEL.

Figura 22: Tabla parámetros hidráulicos del río.
FUENTE: Elaboración propia del investigador.

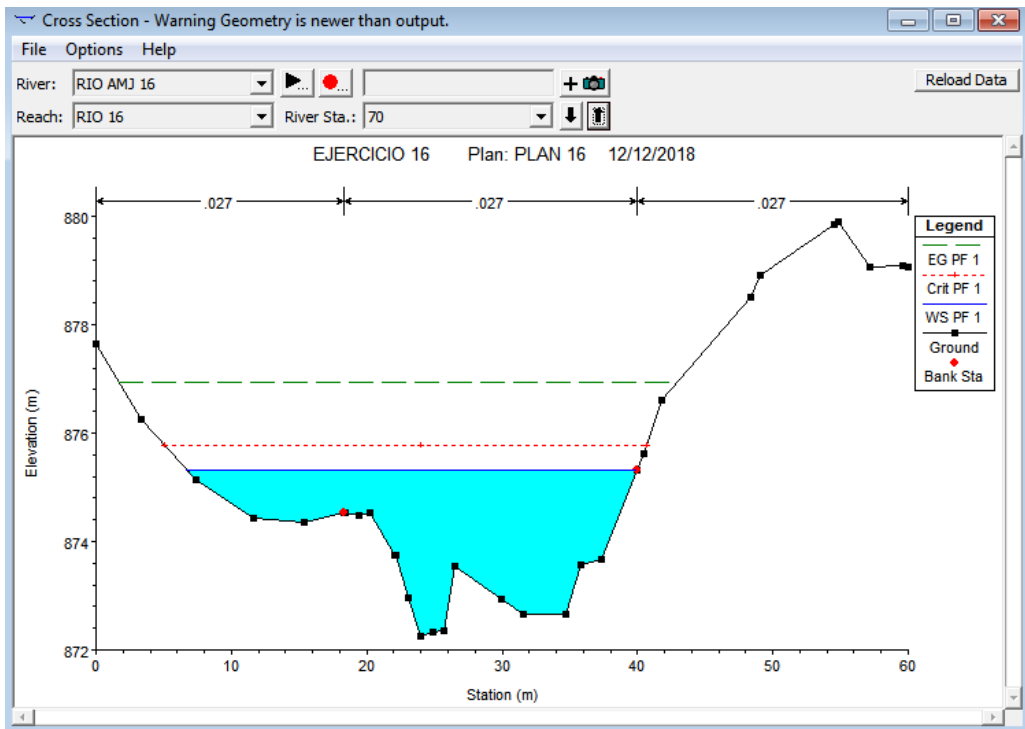


Figura 23: Sección del río en la progresiva 70.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

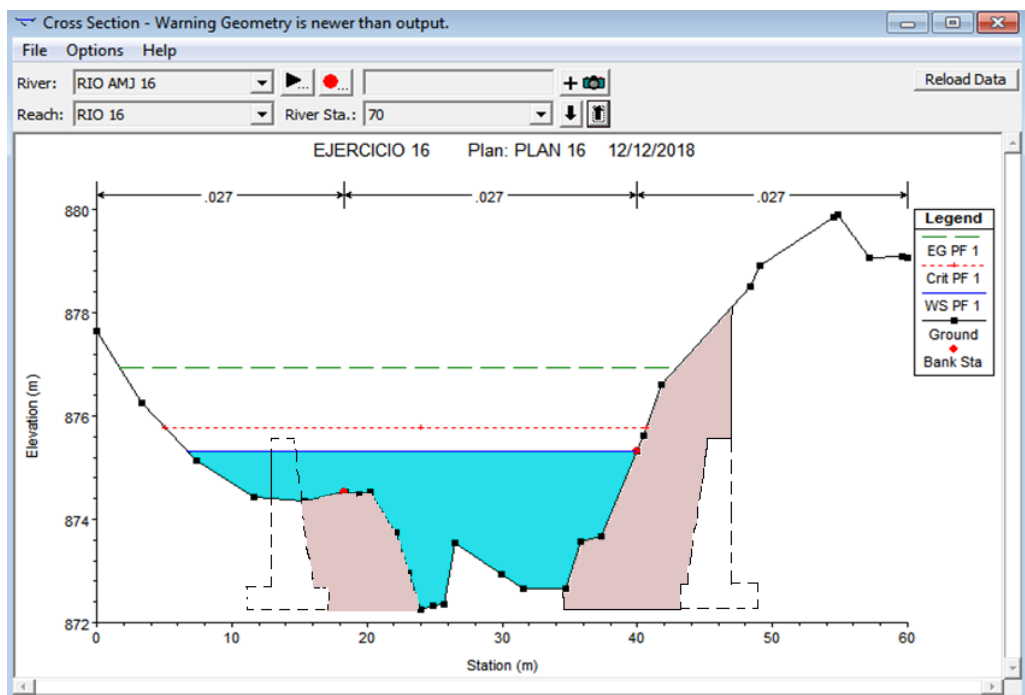


Figura 24: Sección del río en la progresiva 70, proyección con muros de encauzamiento.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

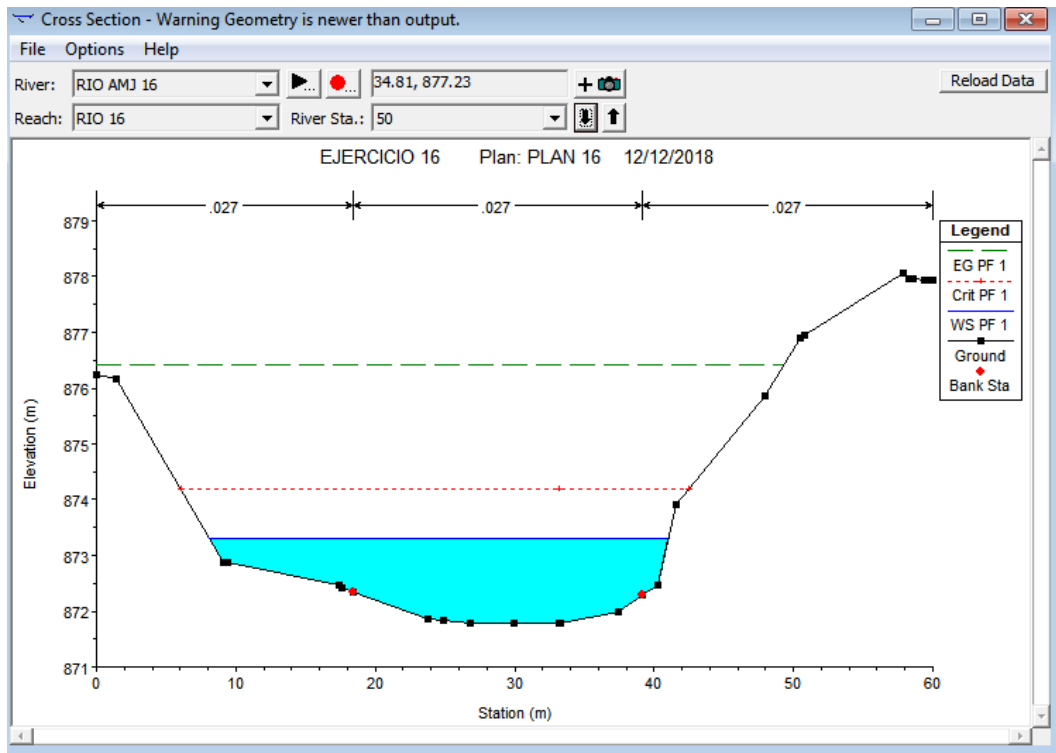


Figura 25: Sección del río en la progresiva 50
 FUENTE: Elaboración propia del investigador.

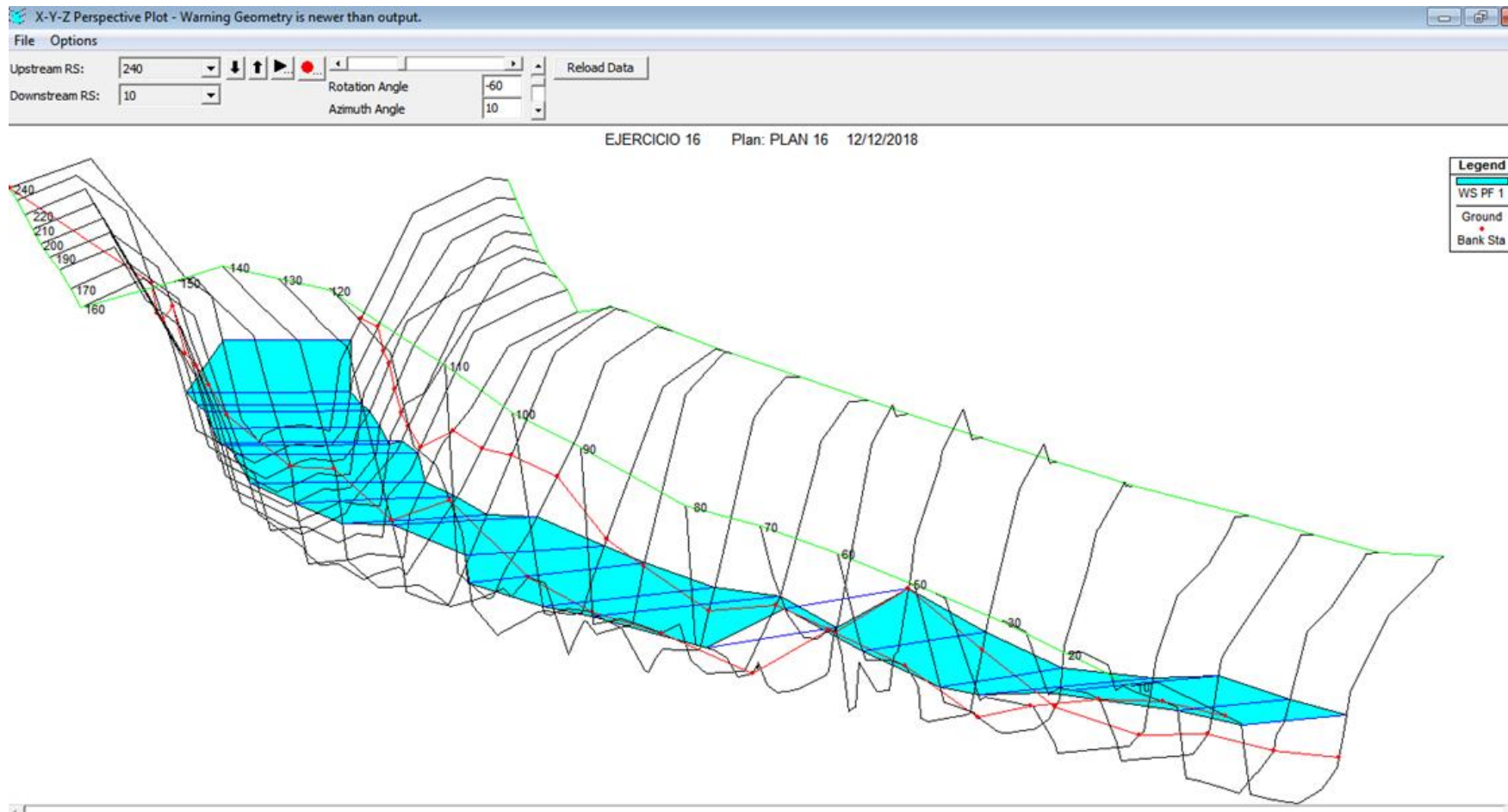


Figura 26: Modelación del cauce principal.
FUENTE: Elaboración propia del investigador.

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: PLAN 16 River: RIO AMJ 16 Reach: RIO 16 Profile: PF 1												
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
RIO 16	240	PF 1	271.26	876.97	879.72	881.01	883.82	0.028427	8.97	30.26	15.40	2.04
RIO 16	230	PF 1	271.26	876.58	878.50	879.81	883.38	0.047857	9.79	27.71	19.81	2.64
RIO 16	220	PF 1	271.26	876.34	878.34	879.61	882.81	0.041556	9.37	28.95	19.80	2.47
RIO 16	210	PF 1	271.26	876.15	878.33	879.50	882.28	0.033860	8.79	30.84	19.75	2.25
RIO 16	200	PF 1	271.26	875.93	878.06	879.19	881.92	0.033025	8.70	31.20	20.16	2.23
RIO 16	190	PF 1	271.26	875.72	877.78	878.90	881.57	0.032935	8.62	31.47	20.23	2.21
RIO 16	180	PF 1	271.26	875.54	878.03	878.96	881.06	0.023623	7.71	35.20	21.39	1.92
RIO 16	170	PF 1	271.26	875.49	877.88	878.78	880.79	0.023830	7.54	35.95	22.22	1.89
RIO 16	160	PF 1	271.26	875.10	877.28	878.27	880.50	0.026374	7.95	34.13	21.11	2.00
RIO 16	150	PF 1	271.26	874.84	877.00	877.97	880.23	0.027656	7.97	34.04	22.22	2.06
RIO 16	140	PF 1	271.26	874.21	876.60	877.61	879.94	0.028100	8.10	33.50	21.43	2.07
RIO 16	130	PF 1	271.26	874.41	876.70	877.59	879.55	0.022211	7.47	36.31	21.98	1.86
RIO 16	120	PF 1	271.26	873.79	876.00	877.01	879.26	0.026739	7.99	33.94	21.13	2.01
RIO 16	110	PF 1	271.26	873.39	875.63	876.51	878.94	0.036298	8.21	35.37	36.88	2.29
RIO 16	100	PF 1	271.26	872.97	875.07	875.99	878.56	0.036757	8.36	34.18	35.83	2.34
RIO 16	90	PF 1	271.26	873.02	874.95	875.79	878.12	0.032578	8.06	36.50	39.14	2.22
RIO 16	80	PF 1	271.26	872.66	873.94	874.96	877.69	0.043466	8.82	32.19	27.49	2.55
RIO 16	70	PF 1	271.26	872.27	873.93	874.83	877.13	0.036747	8.15	34.49	27.55	2.31
RIO 16	60	PF 1	271.26	872.05	874.24	874.99	876.64	0.017277	6.98	41.69	33.29	1.67
RIO 16	50	PF 1	271.26	871.79	873.32	874.18	876.36	0.030631	8.09	36.83	32.95	2.18
RIO 16	40	PF 1	271.26	871.37	873.17	874.02	876.04	0.023690	7.69	37.95	33.38	1.95
RIO 16	30	PF 1	271.26	871.27	873.35	874.11	875.69	0.015586	6.85	41.14	30.14	1.61
RIO 16	20	PF 1	271.26	870.37	872.80	873.74	875.49	0.017306	7.34	38.01	21.55	1.68
RIO 16	10	PF 1	271.26	870.25	872.51	873.45	875.31	0.018147	7.44	36.95	20.23	1.71

Total flow in cross section.

Figura 27: Tabla parámetros hidráulicos del río, con muros de encauzamiento progresiva 70.

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

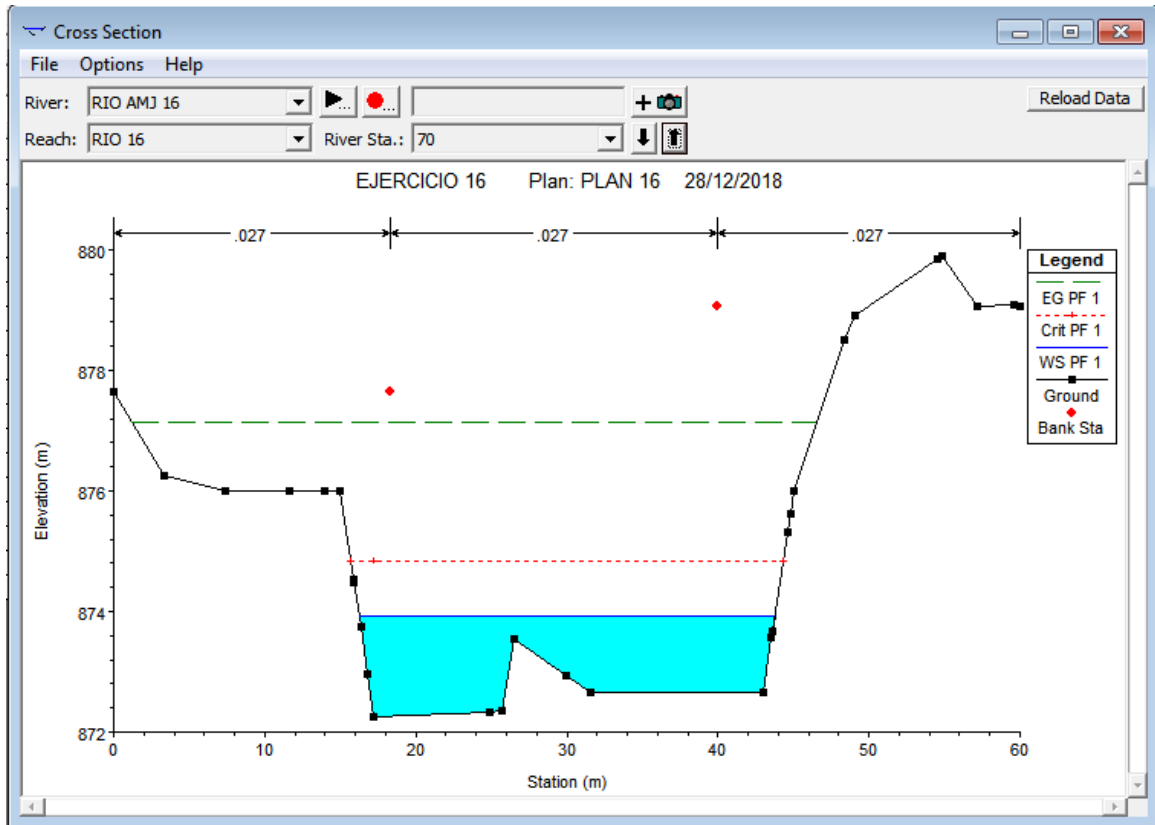


Figura 28: Sección del río en la progresiva 70, con muros de encauzamiento.
 FUENTE: Elaboración propia del investigador.

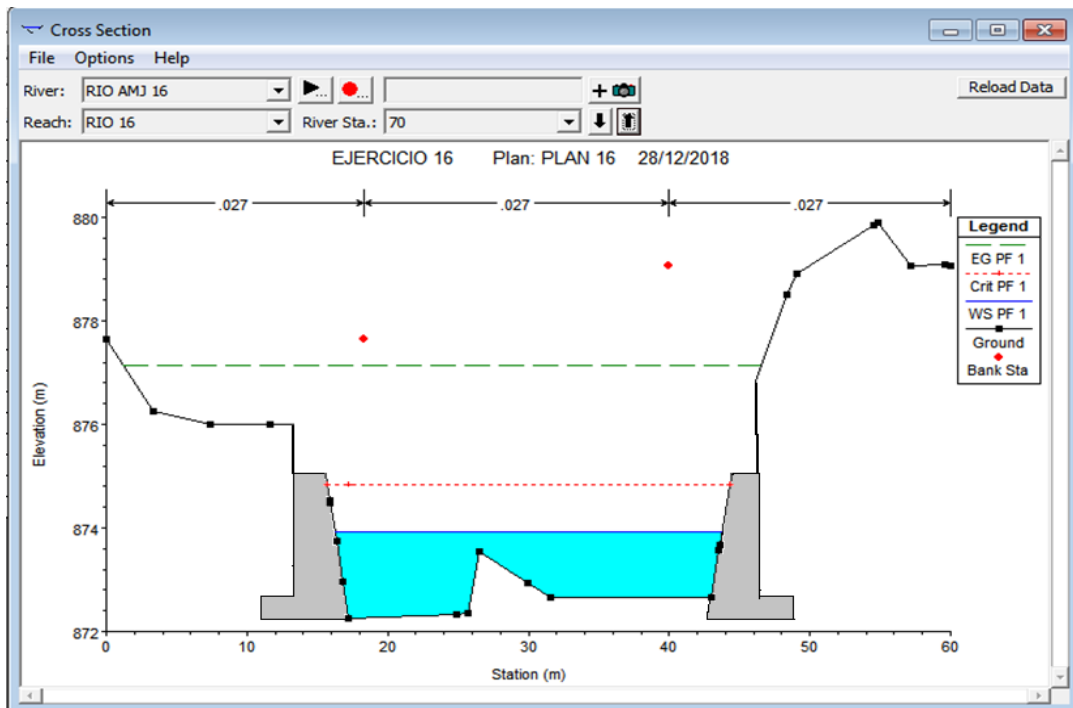


Figura 29: Sección del río en la progresiva 70, con muros de encauzamiento-02.
 FUENTE: Elaboración propia del investigador.

ANEXO 05. Dimensiones de la bocatoma EPS-MARAÑÓN del río Amojú.



Figura 30: Dimensiones bocatoma EPS-MARAÑÓN

FUENTE: Elaboración propia del investigador.

ANEXO 06. Cálculos hidrológicos, caudal máximo.

DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE RETORNO

Tabla 2: Valores de Recomendaciones de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje

Fuente: Manual de Hidrología, Hidraulica y Drenaje

TIPOS DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (%)
Puentes	25.0
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30.0
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de aguas de cunetas	35.0
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40.0
Subdrenes	40.0
Defensas Riverañas	25.0

Vida Útil Considerado (n)

Puentes: 40 años

Fuente: Manual de Hidrología, Hidraulica y Drenaje

Fórmula para encontrar el Periodo de Retorno

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \rightarrow \quad \left(1 - \frac{1}{T}\right) = \sqrt[n]{1 - R} \quad \rightarrow \quad T = \frac{1}{1 - \sqrt[n]{1 - R}}$$

Donde:

T = Periodo de Retorno

R = Riesgo Admisible

n = Vida Útil

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[40]{1 - \frac{25}{100}}}$$

T = 139.543

DETERMINACION DE LAS CURVAS IDF MEDIANTE ECUACION DISTRIBUCION DE GUMBEL

Cuadro: Intensidades máximas (mm/hora)

N	Tr años	Duración en minutos (t)						
		5	10	30	60	120	240	480
100	348	94.82	85.70	60.34	38.10	22.16	11.99	6.16
75	261	90.46	81.76	57.57	36.38	21.17	11.47	5.89
50	174	84.33	76.21	53.67	33.96	19.79	10.73	5.51
40	139	80.95	73.16	51.52	32.63	19.02	10.32	5.31

Y	X1	X2
log I	LogT	Logt
1.977	2.542	0.699
1.933	2.542	1.000
1.781	2.542	1.477
1.581	2.542	1.778
1.346	2.542	2.079
1.079	2.542	2.380
0.790	2.542	2.681
1.956	2.417	0.699
1.913	2.417	1.000
1.760	2.417	1.477
1.561	2.417	1.778
1.326	2.417	2.079
1.060	2.417	2.380
0.770	2.417	2.681
1.926	2.241	0.699
1.882	2.241	1.000
1.730	2.241	1.477
1.531	2.241	1.778
1.296	2.241	2.079
1.031	2.241	2.380
0.741	2.241	2.681
1.908	2.143	0.699
1.864	2.143	1.000
1.712	2.143	1.477
1.514	2.143	1.778
1.279	2.143	2.079
1.014	2.143	2.380
0.725	2.143	2.681

Estadísticas de la regresión	
Coficiente de correlación múltiple	0.969753749
Coficiente de determinación R^2	0.940422334
R^2 ajustado	0.935656121
Error típico	0.107233561
Observaciones	28

ANALISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Prom de cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	2	4.537753631	2.268876815	197.3101661	4.88139E-16
Residuos	25	0.287475914	0.011499037		
Total	27	4.825229545			

	Coef.	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95%	superior 95%
Intercepción	2.111883868	0.312035031	6.768098633	4.29618E-07	1.469235692	2.75453	1.469235692	2.75453204
Variab X 1	0.168240739	0.131416208	1.280213006	0.212222031	-0.102416008	0.4389	-0.102416008	0.4388974
Variab X 2	-0.602540958	0.03039489	-19.8237581	8.33281E-17	-0.665140406	-0.53994	-0.665140406	-0.5399415

Cuadro N°10: Resultado del Análisis de Regresión:

Constante	2.112		Log K=	2.1119	K= 129.38
Err. estándar de est.Y	0.107				m= 0.168
R cuadrada	0.936				n= 0.603
Núm. de observaciones	28.000				
Grado de libertad	25.000		Donde:		$I = \frac{K * T^m}{t^n}$
Coefficientes X1 y X2	0.168	-0.60254096		T= años	
Error estándar de coef.	0.131	0.0304		t= minutos	

Intensidades máximas (mm/h)

CURVAS IDF

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

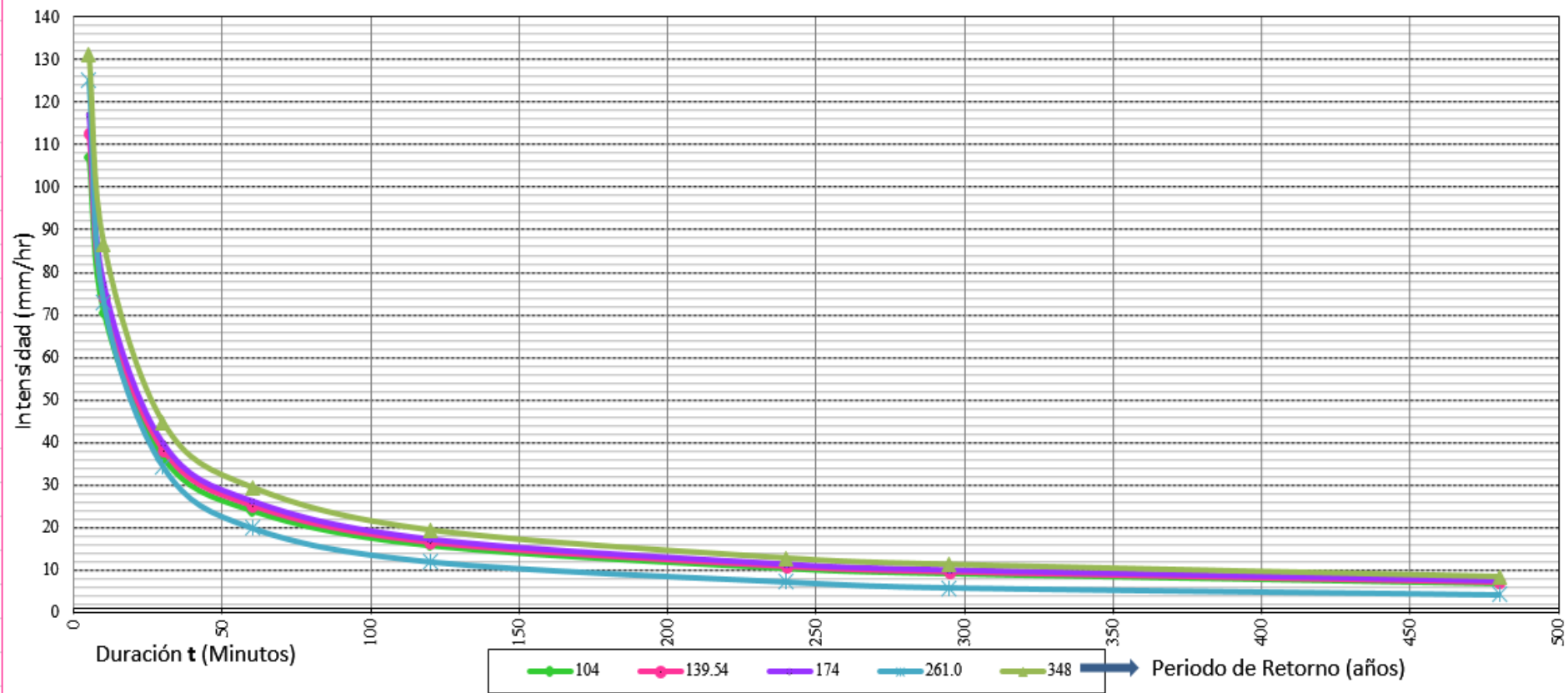
$$K = 129.38$$

$$m = 0.168$$

$$n = 0.603$$

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años				
	104	139.54	174	261.0	348
5	107.17	112.6	116.86	125.11	131.31
10	70.58	74.16	76.96	72.81	86.48
30	36.41	38.25	39.7	34.29	44.61
60	23.98	25.19	26.15	19.89	29.38
120	15.79	16.59	17.22	11.96	19.35
240	10.40	10.93	11.34	7.23	12.74
294.894	9.19	9.65	10.02	5.87	11.26
480	6.85	7.20	7.47	4.22	8.39

CURVAS IDF



PARA DURACION DE 40 AÑOS DE LA OBRA N = 40

DEL GRÁFICO:
Intensidad máx
9.677036313 mm/h

La intensidad maxima esta determinada por las siguientes condiciones:

Duracion de la obra N años:	40
Riesgo admisible R o J en % :	25
Tiempo de retorno en años:	139.5429792
Tiempo de concentración en horas:	4.914933129
Tiempo de concentración en minutos:	294.8959877

$$I_{max} = 295.13 * (T_c)^{-0.601}$$

(según ecuacion de regresion lineal)

$$I_{max} = 9.677036313$$

CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO SEGÚN METODO RACIONAL MODIFICADO (1987/1991)

TIEMPO DE CONCENTRACION Tc:	4.915 Hr	294.894	min
AREA DE LA CUENCA Ac:	118.843	Km2	
INTENSIDAD MAXIMA SEGÚN CURVAS IDF:		9.67703631	mm/hr
LONGITUD DEL CAUCE MAYOR L:		20.584	Km
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE MAYOR S:		0.07287177	m/m

PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE PRINCIPAL DE LA CUENCA

N	Hi (m.s.n.n)	ΔHi (m)	Li (m)	Si (m/m)	Si (%)	Si ^{0.5}	Li/(Si ^{0.5})
1	1074	200	3262.8917	0.0613	6.13	0.247579	13179.19825
2	1274	200	3503.8147	0.0571	5.71	0.238916	14665.49404
3	1474	200	2776.3702	0.0720	7.20	0.268396	10344.29896
4	1674	200	2305.4591	0.0868	8.68	0.294535	7827.465015
5	1874	200	2980.3392	0.0671	6.71	0.259049	11504.91845
6	2074	200	2644.0857	0.0756	7.56	0.275028	9613.871062
7	2274	200	2125.4011	0.0941	9.41	0.306757	6928.613787
8	2474	200	985.9782	0.2028	20.28	0.450382	2189.202681

$$\sum_{i=1}^N Li = 20584.3399$$

$$\sum_{i=1}^N \frac{Li}{Si^{0.5}} = 76253.06225$$

$$S = 0.0728718$$

$$S = 7.2871769$$

A. TIEMPO DE CONCENTRACION:		C. COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD O FACTOR REDUCTOR:KA	
	$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$		$KA = 1 - \left(\frac{\log_{10} A}{15}\right)$
L =	20.584 Km	KA =	0.861668426
S =	0.0728718		
Tc =	4.9149331 horas		
Tc =	294.89599 Minutos		

B. COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD: K		D. PRECIPITACION MAXIMA CORREGIDA SOBRE LA CUENCA: P	
	$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$	P = KA * Pd	Pd = 232.2488715
K =	1.3432804	P =	200.1215196

E. INTENSIDAD DE PRECIPITACION I:		F. HALLANDO COEFICIENTE DE ESCORRENTIA	
	$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$	$C = \frac{(P_d - P_0) \times (P_d + 23 \times P_0)}{(P_d + 11 \times P_0)^2}$	
I =	32.205965	Pd : Precipitación máxima diaria (mm)	
		Po : Umbral de escorrentía =	
		$\left(\frac{5000}{CN} - 50\right)$	
		CN : Número de curva →	33
		Po =	99.56
		C =	0.189938847

Número de Curva: (CN)

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE LA CUENCA

1. AREA DE LA CUENCA :

2. GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SEGÚN GEOLOGIA DEL TERRENO: GHS

%	GRUPO	DEFINICIÓN
9.5%	GRUPO A	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
81.0%	GRUPO B	Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.
9.5%	GRUPO D	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.
100%		

3. USO DEL SUELO: US

	%	PENDIENTE %P
Tierra cultivada sin tratamiento de conservacion	37.82	0.5
Tierra cultivada con tratamiento de conservacion	0	0.5
Pastizales condiciones pobres	11.37	0.55
Pastizales condiciones optimas	28.09	0.45
Vegas de rios condiciones optimas	0.16	0.7
Bosque cubierta pobre, troncos delgados, sin hierbas	0	0
Bosque cubierta buena	20.26	0.35
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. (Areas urbanizadas, tejido urbano continuo.)	2.3	0.7
	100	

PORCENTAJE PONDERADO DEL GRUPO HIDROLOGICO DE SUELO:							
USO DEL SUELO		A			B		
				GHSp			GHSp
		%US	%GHS	%US*%GHS	%US	%GHS	%US*%GHS
TIERRA CULTIVADA	Sin tratamientos conservación	37.82	9.50%	3.59	37.82	81%	30.63
	Con tratamientos conservación	0	9.50%	0.00	0	81%	0.00
PASTIZALES	Condiciones Pobres	11.37	9.50%	1.08	11.37	81%	9.21
	Condiciones Óptimas	28.09	9.50%	2.67	28.09	81%	22.75
VEGAS DE RÍOS (Condiciones Optimas)		0.16	9.50%	0.02	0.16	81%	0.13
BOSQUES	troncos delgados, cubierta pobre	0	9.50%	0.00	0	81%	0.00
	Cubierta Buena	20.26	9.50%	1.92	20.26	81%	16.41
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.		2.3	9.50%	0.22	2.3	81%	1.86
TOTAL		100.00		9.5			81
					D		
							GHSp
%US: Porcentaje de grupo de uso de suelo Según SCS					%US	%GHS	%US*%GHS
%GHS: Porcentaje del grupo hidrológico de suelo según la geología del terreno.					37.82	9.50%	3.59
%GHSp: Porcentaje del grupo hidrológico de suelo ponderado.					0	9.50%	0.00
					11.37	9.50%	1.08
					28.09	9.50%	2.67
					0.16	9.50%	0.02
GHSp(A) + GHSp(B) + GHSp(D) =		100			0	9.50%	0.00
					20.26	9.50%	1.92
					2.3	9.50%	0.22

METODO SCS PARA ABSTRACCIONES

USO DEL SUELO		VP	A			B		
			GHSp	CN	%GHSp*VP*CN	GHSp	CN	%GHSp*VP*CN
TIERRA CULTIVADA	Sin tratamientos conservación	0.5	3.59%	72	1.29	30.63%	81	12.41
	Con tratamientos conservación	0.5	0.00%	62	0.00	0.00%	71	0.00
PASTIZALES	Condiciones Pobres	0.55	1.08%	68	0.40	9.21%	79	4.00
	Condiciones Óptimas	0.45	2.67%	39	0.47	22.75%	61	6.25
VEGAS DE RÍOS (Condiciones Óptimas)		0.7	0.02%	30	0.00	0.13%	58	0.05
BOSQUES	troncos delgados, cubierta pobre	0	0.00%	45	0.00	0.00%	66	0.00
	Cubierta Buena	0.35	1.92%	25	0.17	16.41%	55	3.16
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.		0.7	0.22%	98	0.15	1.86%	98	1.28
TOTAL			9.5%		2.49	81%		27.14

D		
GHSp	CN	%GHSp*VP*CN
3.59%	91	1.63
0.00%	81	0.00
1.08%	89	0.53
2.67%	80	0.96
0.02%	78	0.01
0.00%	83	0.00
1.92%	77	0.52
0.22%	98	0.15
9.50%		3.80

DONDE:

%US: Porcentaje de grupo de uso de suelo Según SCS

%GHS: Porcentaje del grupo hidrológico de suelo según la geología del terreno.

VP : Coeficiente de escorrentía según la pendiente del cauce principal.

%GHSp: Porcentaje del grupo hidrológico de suelo ponderado.

$$\text{GHSp(A)} + \text{GHSp(B)} + \text{GHSp(D)} = 100\%$$

$$\text{CN II (COMPUESTO)} = 33$$

CÁLCULO DEL CAUDAL:

$$Q = \frac{C * I * A * K}{3.6}$$

$$Q = 271.26 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

ANEXO 07. Cálculos de los factores de seguridad de la bocatoma.

CALCULANDO PESO DE LA BOCATOMA POR SECCIONES:

Donde:

Wi : Peso de la estructura.

di : Distancia con respecto al punto G.

Pw: Fuerza del agua en Kg-f.

UR : Subpresion suelo - estructura.

$$W1 = \left(\frac{0.5 * 0.37}{2} * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 203.5 \text{ Kg-f} \quad d1 = 18.67 \text{ m}$$

$$W2 = \left(\frac{0.37 * 1}{1} * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 814 \text{ Kg-f} \quad d2 = 18 \text{ m}$$

$$W3 = \left(1.5 * 2.8 * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 9240 \text{ Kg-f} \quad d3 = 18.25 \text{ m}$$

$$W4 = \left(\frac{1.74 * 3.38}{2} * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 6469.32 \text{ Kg-f} \quad d4 = 16.37 \text{ m}$$

$$W5 = \left(16.5 * 0.9 * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 32670 \text{ Kg-f} \quad d5 = 9.25 \text{ m}$$

$$W6 = \left(1 * 1.1 * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 2420 \text{ Kg-f} \quad d6 = 0.5 \text{ m}$$

$$\sum W = \sum_{i=1}^n Wi = 51816.8 \text{ Kg-f}$$

$$\sum Wi * di = W1 * d1 + W2 * d2 + \dots + W6 * d6$$

$$\sum Wi * di = 596391.6134 \text{ Kg-f-m}$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR VUELCO; EN SUS CONDICIONES ACTUALES:

$$Y_{crit} = 875.77 - 872.26 = 3.51 \text{ m} \quad (\text{PROGRESIVA } 70)$$

$$FH = \frac{1000 * 3.51 * 3.51}{2} * 1 = 6160.05 \text{ Kg-f}$$

$$Hw = \frac{3.51 * 1 + 2.13}{3} = 3.3 \text{ m} \quad (\text{L3 o L'i})$$

Condición	Figura	Formula
Sin sistema de drenaje		$H_x = H_2 + \frac{X}{L} (H_1 - H_2)$

(LOGACHO AYO, 2012)

Se determina P_u ; Donde H_1 es la carga aguas arriba de la cortina y H_2 es la carga aguas debajo de la cortina. La subpresión en cualquier punto A, se calcula con la ecuación de Westergard del anterior recuadro. En dicha ecuación la P_u se da en metros, y se convierte en presión unitaria multiplicando por el peso específico del agua.

$$P_u = H_2 + \frac{X}{L} * (H_1 - H_2)$$

$$X = 2 * \frac{21.83}{3}$$

$$X = 14.553$$

$$= 2.39 + \frac{14.553}{21.83} * (3.51 - 2.39)$$

$$P_u = 3.137$$

$$U_R = \gamma * \Delta$$

$$U_R = \gamma * \left(\frac{P_u + H_w}{2} \right) * (B - X) * 1m$$

$$U_R = 1000 * \left(\frac{3.14 + 3.51}{2} \right) * (21.83 - 14.553) * 1m$$

$$U_R = 24194.9$$

$$FSO = \frac{\sum W_i d_i}{P_w * d_w + U_R * d_u}$$

$$FSO = \frac{596391.613}{(6160.05 * 3.3) + (24194.92 * 14.553)}$$

$$FSO = 1.601$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO; EN SUS CONDICIONES ACTUALES:

ETERMINANDO FUERZAS HORIZONTALES: P: PRESIÓN DEL AGU.

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = 6160.05 \text{ Kg-f}$$

DETERMINANDO FUERZAS VERTICALES: PESO TOTAL DE LA BOCATOMA

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = 51816.8 \text{ Kg-f}$$

SUBPRESIÓN:

$$U_R = 24194.9 \text{ Kg-f}$$

HALLANDO COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO:

$$f = \tan \theta = \frac{\sum P}{\sum W - U_R}$$

$$f = 0.22301$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD; EN SUS CONDICIONES ACTUALES:

$$f = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f' * (\sum W - U_R)}{\sum P} \quad \text{Donde } f' : 0.8$$

$$f = 3.587$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR EL METODO DE CORETE Y ROZAMIENTO CRC; EN SUS CONDICIONES ACTUALES:

$$CRC = \frac{f' * (\sum W - U_R) + b\sigma}{\sum P}$$

Donde:

$$\sigma = 1400 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{resistencia del suelo.})$$

$$b = 19 \text{ m} \quad \text{base transversal de la bocatoma.}$$

$$CRC = 7.905$$

CRC recomendado ≥ 4

CALCULANDO PESO DE LA BOCATOMA POR SECCIONES:

Donde:

 W_i : Peso de la estructura. d_i : Distancia con respecto al punto G. P_w : Fuerza del agua en Kg-f. U_R : Subpresion suelo - estructura.

$$W_1 = \left(\frac{0.5 * 0.37}{2} * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 203.5 \text{ Kg-f} \quad d_1 = 18.67 \text{ m}$$

$$W_2 = \left(\frac{0.37 * 1}{1} * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 814 \text{ Kg-f} \quad d_2 = 18 \text{ m}$$

$$W_3 = (1.5 * 2.8 * 1) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 9240 \text{ Kg-f} \quad d_3 = 18.25 \text{ m}$$

$$W_4 = \left(\frac{1.74 * 3.38}{2} * 1 \right) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 6469.32 \text{ Kg-f} \quad d_4 = 16.37 \text{ m}$$

$$W_5 = (16.5 * 0.9 * 1) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 32670 \text{ Kg-f} \quad d_5 = 9.25 \text{ m}$$

$$W_6 = (1 * 1.1 * 1) * 2200 \text{ Kg/m}^3 = 2420 \text{ Kg-f} \quad d_6 = 0.5 \text{ m}$$

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = 51816.82 \text{ Kg-f}$$

$$\sum W_i * d_i = W_1 * d_1 + W_2 * d_2 + \dots + W_6 * d_6$$

$$\sum W_i * d_i = 596391.6134 \text{ Kg-f-m}$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR VUELCO; MODELACIÓN CON MUROS DE ENCAUZAMIENTO:

$$Y_{crit} = 874.82 - 872.26 = 2.56 \text{ m} \quad (\text{PROGRESIVA 70})$$

$$F_H = 1000 * \frac{2.56}{2} * 2.56 * 1 = 3276.8 \text{ Kg-f}$$

$$H_w = 2.56 * \frac{1 + 1.71}{3} = 2.563 \text{ m} \quad (\text{L3 o L'i})$$

Condición	Figura	Formula
Sin sistema de drenaje		$H_x = H_2 + \frac{X}{L} (H_1 - H_2)$

(LOGACHO AYO, 2012)

Se determina P_u ; Donde H_1 es la carga aguas arriba de la cortina y H_2 es la carga aguas debajo de la cortina. La subpresión en cualquier punto A, se calcula con la ecuación de Westergard del anterior recuadro. En dicha ecuación la P_u se da en metros, y se convierte en presión unitaria multiplicando por el peso específico del agua.

$$P_u = H_2 + \frac{X}{L} * (H_1 - H_2)$$

$$= 2.39 + \frac{14.220}{21.33} * (2.56 - 2.39)$$

$$X = \frac{2}{3} * 21.33$$

$$X = 14.220$$

$$P_u = 2.503$$

$$U_R = \gamma * \Delta$$

$$U_R = \gamma * \left(\frac{P_u + H_w}{2} \right) * (B - X) * 1m$$

$$U_R = 1000 * \left(\frac{2.503 + 2.56}{2} \right) * (21.33 - 14.220) * 1m$$

$$U_R = 18000.15$$

$$FSO = \frac{\sum W_i d_i}{P_w * d_w + U_R * d_u}$$

$$FSO = \frac{596391.6134}{(3276.8 * 2.563) + (18000.15 * 14.220)}$$

$$FSO = 2.256$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO; MODELACIÓN CON MUROS DE ENCAUZAMIENTO:

DETERMINANDO FUERZAS HORIZONTALES: P: PRESIÓN DEL AGUA

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = 3276.8 \text{ Kg-f}$$

DETERMINANDO FUERZAS VERTICALES: PESO TOTAL DE LA BOCATOMA

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = 51816.82 \text{ Kg-f}$$

SUBPRESIÓN:

$$UR = 18000.15 \text{ Kg-f}$$

HALLANDO COEFICIENTE DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO: f

$$f = \tan \theta = \frac{\sum P}{\sum W - U_R}$$

$$f = 0.097$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO POR EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD; MODELACIÓN CON MUROS DE ENCAUZAMIENTO

$$f = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f' * (\sum W - U_R)}{\sum P} \quad \text{Donde } f' = 0.8$$

$$f = 8.256$$

CALCULO DE ESTABILIDAD POR EL METODO DE CORETE Y ROZAMIENTO CRC; MODELACIÓN CON MUROS DE ENCAUZAMIENTO:

$$CRC = \frac{f' * (\sum W - U_R) + b\sigma}{\sum P}$$

Donde:

$\sigma = 1400 \text{ Kg/m}^2$ (resistencia del suelo.)

$b = 19 \text{ m}$ base transversal de la bocatoma.

$$CRC = 16.374$$

CRC recomendado ≥ 4

ANEXO 08. Panel fotográfico.



Descripción: Bocatoma del río Amojú – sector La Corona Jaén-Cajamarca.



Descripción: Bocatoma del río Amojú – sector La Corona Jaén-Cajamarca; Margen Derecha de la sección del cauce principal.



Descripción: Bocatoma del río Amojú – sector La Corona Jaén-Cajamarca; Margen Izquierda de la sección del cauce principal.



Descripción: Bocatoma del río Amojú – sector La Corona Jaén-Cajamarca; Ambos márgenes del cauce principal.



Descripción: Cauce principal; progresiva 110



Descripción: Cauce principal; progresiva 110; margen izquierdo.



Descripción: Bocatoma del río Amojú – sector La Corona Jaén-Cajamarca; Ambos márgenes del cauce principal; progresiva 140.



Descripción: Sección aguas abajo de la bocatoma, margen derecho.



Descripción: Sección aguas abajo de la bocatoma -02, margen izquierdo.



Descripción: Sección aguas abajo de la bocatoma -03, ambos márgenes.



Descripción: Levantamiento topográfico – estación total.

ANEXO 09. PLANOS