



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo,  
tramo puente Central - intersección río Huangamarca - Distrito  
Otuzco La Libertad**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

Ildelfonso Rodríguez, Hilder Joel (ORCID: 0000-0003-3733-1674)

Zárate Mostacero, Pablo Roberto (ORCID: 0000-0002-7293-9012)

**ASESOR:**

Ing. Herrera Viloche, Alex Arquímedes (ORCID: 0000-0001-9560-6846)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño de Obras Hidráulicas y Saneamiento

TRUJILLO – PERÚ

2020

## **DEDICATORIA**

Esta tesis dedico a mis padres, quienes con su esfuerzo, paciencia, motivación y amor me han permitido llegar a cumplir un sueño más en mi vida, gracias por inculcarme valores y principios, a mi hermano por su apoyo incondicional en todo momento, gracias por su entera confianza.

Dedico este proyecto de tesis a mis padres Pedro y Mónica, quienes fueron los pilares fundamentales a lo largo de todo este proceso universitario, brindándome su apoyo en todo momento. A mi hermana Juana quien estuvo también velando por mi bienestar y apoyándome en todo incondicional.

Hilder Joel Ildfonso Rodríguez

Pablo Roberto Zárate Mostacero

## **AGRADECIMIENTO**

Expreso mi gratitud primeramente a Dios, de igual manera a la Universidad César Vallejo, a todos mis profesores y al asesor por ayudarme a culminar esta etapa tan importante en mi vida, finalmente expreso mi más grande agradecimiento a mi compañero de tesis por confiar en mi persona y llevar a cabo el desarrollo de esta investigación.

Doy gracias a Dios por haberme permitido llegar con bien hasta esta parte de mi vida, a mi compañero tesis que gracias a los conocimientos compartidos hicimos esto posible y también a nuestro asesor de tesis quien nos ayudó en todo momento.

Hilder Joel Ildfonso Rodríguez

Pablo Roberto Zárate Mostacero

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CARÀTULA.....	i
DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	viii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT.....	x
I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. MARCO TEÓRICO .....	4
III. METODOLOGÍA.....	11
3.1. Tipo y diseño de investigación: .....	11
3.2. Variables y operacionalización .....	11
3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis .....	11
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	11
3.5. Procedimientos .....	11
3.6. Método de análisis de datos.....	12
3.7. Aspectos éticos.....	12
IV. RESULTADOS .....	12
4.1. Levantamiento Topográfico .....	13
4.1.1 Generalidades .....	13
4.1.2 Objetivo general.....	13
4.1.3 Ubicación del área de estudio.....	13
4.1.4 Área de influencia.....	13
4.1.5 Descripción del levantamiento topográfico.....	14
4.1.5.1 Accesibilidad.....	14
4.1.6 Movimiento del personal .....	14

4.1.7	Equipos y personal utilizados.....	15
4.1.8	Software para el procesamiento de datos .....	15
4.1.9	Descripción de los trabajos en campo .....	15
4.1.9.1	Etapa preliminar .....	15
4.1.9.2	Etapa de trabajo de campo.....	15
4.2.	Estudio Hidrológico .....	19
4.2.1	Generalidades .....	20
4.2.2.	Descripción General De La Cuenca .....	20
4.2.2.1.	Delimitación del área.....	20
4.2.3.	Parámetros geomorfológicos de la microcuenca .....	22
4.2.3.1.	Parámetros de forma de la microcuenca .....	22
4.2.3.2.	Parámetros de relieve de la cuenca .....	24
4.2.3.3.	Altitud media.....	25
4.2.4.	Análisis y tratamiento de la información hidrometeorológica.....	27
4.2.4.1.	Precipitaciones máximas diarias .....	27
4.2.4.2.	Periodo de Retorno.....	28
4.2.4.3.	Análisis estadísticos.....	29
4.2.4.3.1.	Método de distribución normal .....	29
4.2.4.3.2.	Método de distribución Pearson Tipo III .....	32
4.2.4.3.3.	Distribución Log- Pearson Tipo III.....	34
4.2.4.3.4.	Método de distribución Gúmbel.....	37
4.2.4.4.	Pruebas de Ajuste de los métodos estadísticos .....	38
4.2.4.4.1.	Distribución normal .....	38
4.2.4.4.2.	Distribución Log Pearson Tipo III .....	41
4.2.4.4.3.	Distribución Pearson Tipo III .....	43
4.2.4.4.4.	Método distribución Gúmbel.....	43
4.2.5.	Caudal de diseño.....	45

4.2.5.1. Método racional modificado .....	45
4.3. Estudio de Suelos .....	48
4.3.2. Tramo 1: Progr. 0 + 060.00 km - Progr. 0 + 680.00 km .....	49
4.3.3. Tramo 2: Progr. 0 + 920.00 Km – Progr. 1 + 160.00 Km .....	50
4.3.4. Tramo 3: Progr. 2 + 300.00Km – Progr. 3 + 565.00 Km .....	51
4.4. Diseño Hidráulico .....	52
4.4.2. Tramo 1: Progr. 0 + 060.00 km - Progr. 0 + 680.00 km .....	52
4.4.2.1. Ancho estable del río .....	52
4.4.2.2. Tirante máximo y altura de encauzamiento .....	53
4.4.2.3. Socavación en tramos rectos .....	56
4.4.2.4. Socavación en curvas .....	57
4.4.2.5. Fuerza Tractiva .....	57
4.4.3. Tramo 2: Progr. 0 + 920.00 Km – Progr. 1 + 160.00 Km .....	57
4.4.3.1. Ancho estable del río .....	57
4.4.3.2. Tirante máximo y altura de encauzamiento .....	58
4.4.3.3. Socavación en tramos rectos .....	60
4.4.3.4. Socavación en curvas .....	61
4.4.3.5. Fuerza tractiva .....	61
4.4.4. Tramo 3: Progr. 2 + 300.00Km – Progr. 3 + 565.00 Km .....	62
4.4.4.1. Ancho estable del río .....	62
4.4.4.2. Tirante máximo y altura de encauzamiento .....	63
4.4.4.3. Socavación en tramos rectos .....	65
4.4.4.4. Socavación en tramos rectos .....	66
4.4.4.5. Fuerza Tractiva .....	66
4.5. Diseño Estructural .....	66
4.5.1. Tramo 1: Progr. 0 + 060.00 km - Progr. 0 + 680.00 km .....	67
4.5.1.1. Consideraciones de diseño .....	67

4.5.1.2.	Diseño de muro de contención .....	68
4.5.2.	Tramo 2: Progr. 0 + 920.00 Km – Progr. 1 + 160.00 Km .....	78
4.5.2.1.	Consideraciones de diseño.....	78
4.5.2.2.	Diseño de muro de contención.....	78
4.5.3.	Tramo 3: Progr. 2 + 300.00Km – Progr. 3 + 565.00 Km .....	87
4.5.3.1.	Consideraciones de diseño.....	87
4.5.3.2.	Diseño de muro de contención .....	88
V.	DISCUSIÓN.....	97
VI.	CONCLUSIONES.....	99
VII.	RECOMENDACIONES .....	100
	REFERENCIAS .....	101
	ANEXOS .....	1

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Accesibilidad a la Provincia de Otuzco desde Trujillo.....	14
----------	--	----

Tabla 2.	BM establecidos para la nivelación.....	15
Tabla 3.	Puntos topográficos del Eje del río .....	16
Tabla 4.	Coordenadas de la subcuenca río Pollo.....	20
Tabla 5.	Cálculo de altitud media .....	24
Tabla 6.	Frecuencia de altitudes .....	26
Tabla 7.	Precipitaciones máximas diarias mensual (mm) .....	27
Tabla 8.	Precipitaciones máximas diarias mensual (mm) .....	29
Tabla 9.	Precipitaciones máximas diaria por el método normal según periodo de retorno .....	32
Tabla 10.	Precipitación máxima diaria método Distribución Pearson Tipo III ....	33
Tabla 11.	Precipitaciones máximas Distribución Pearson Tipo III .....	34
Tabla 12.	Cálculo por el método de Distribución Log- Pearson Tipo III .....	34
Tabla 13.	Precipitaciones máximas diarias método Log Pearson Tipo III según periodo de retorno .....	37
Tabla 14.	Precipitaciones máximas método Gúmbel.....	38
Tabla 15.	Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov Distribución Normal.....	40
Tabla 16.	Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov Log Pearson Tipo III .....	42
Tabla 17.	Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov Distribución Gumbel.....	44
Tabla 18.	Resumen precipitaciones máximas según métodos probabilísticos..	47
Tabla 19.	Caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.....	48
Tabla 20.	Caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.....	67
Tabla 21.	Cálculo de pesos y momentos tramo 1 .....	69
Tabla 22.	Cálculo de los pesos y momentos producidos.....	72
Tabla 23.	Cálculos de los pesos y momentos en curvas para el Tramo 1 .....	76
Tabla 24.	Consideraciones de diseño para el Tramo 2. ....	78
Tabla 25.	Cálculo de pesos y momentos Tramo 2.....	79
Tabla 26.	Cálculo de pesos y momentos tramos rectos. ....	82
Tabla 27.	Cálculo de pesos y momentos en curvas.....	85

Tabla 28.	Consideraciones de diseño tramo 3.....	87
Tabla 29.	Cálculo de pesos y momentos tramo recto.....	89
Tabla 30.	Cálculo de pesos y momentos en curva.....	92
Tabla 31.	Cálculo de pesos y momentos curvas.....	95
Tabla 32.	Matriz de operacionalización de variables.....	2
Tabla 33.	Vida útil de obras hidráulicas.....	3
Tabla 34.	Valores recomendados Riesgo admisible de obras hidráulicas.....	3
Tabla 35.	Valor del Factor de Frecuencia K Según Cs Y Tr.....	4
Tabla 36.	Cálculo de S distribución Pearson Tipo III.....	5
Tabla 37.	Valor crítico de Alfa prueba Smirnov Kolmogorov.....	6
Tabla 38.	Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.....	6
Tabla 39.	Valores del coeficiente de rugosidad (n) Manning.....	7
Tabla 40.	Coeficiente del Material del cauce (K).....	7
Tabla 41.	Coeficiente de Tipo de Río (M).....	8
Tabla 42.	Coeficiente de rugosidad para cauces naturales (KS).....	8
Tabla 43.	Coeficiente de Contracción (u).....	8
Tabla 44.	Coeficiente de Contracción ( $\beta$ ).....	9
Tabla 45.	Valor de X según diametro de partícula.....	9
Tabla 46.	Valor Crítico de arrastre necesario para materiales depositados en cauce del río.....	10

### **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 1.	Mapa de Localización de la Provincia de Otuzco.....	13
Figura 2.	Localización del río Pollo.....	14
Figura 3.	Delimitación de la microcuenca del río Pollo.....	21

Figura 4.	Obtención del grafico de la Curva hipsométrica .....	25
Figura 5.	Ingreso de datos Distribución Normal .....	39
Figura 6.	Distribución Normal.....	39
Figura 7.	Ingreso de datos Distribución Log Pearson Tipo III .....	41
Figura 8.	Distribución Log Pearson Tipo III.....	41
Figura 9.	Ingreso de datos Distribución Gumbel .....	43
Figura 10.	Distribución Gumbel.....	44
Figura 11.	Ubicación de calicata C - 3 de expediente técnico. ....	50
Figura 12.	Delimitación de calicata C - 2 de expediente técnico. ....	51
Figura 13.	Delimitación de calicata C - 1 de expediente técnico. ....	52
Figura 14.	Diseño de muro .....	68
Figura 15.	Levantamiento topográfico con estación total.....	16
Figura 16.	Toma de puntos en el margen del río.....	16
Figura 17.	Punto crítico del primer tramo.....	17
Figura 18.	Pérdida de terrenos en el margen derecho del río. ....	17
Figura 19.	Pérdida de terreno en margen derecho del tramo 2.....	18
Figura 20.	Socavación producida por la fuerza del agua en el margen derecho tramo 2 .....	18
Figura 21.	Socavación de margen derecho tramo 2. ....	19
Figura 22.	Vivienda construida en el margen derecho del río del tramo 3. ....	19
Figura 23.	Pérdida de terreno en ambos márgenes del tercer tramo. ....	20
Figura 24.	Pérdida de terreno margen derecho en la ciudad de Otuzco tramo 3. .....	20

## RESUMEN

En el presente proyecto de investigación “Diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo puente Central - intersección río Huangamarca”, mediante el levantamiento topográfico se obtuvo la longitud del cauce del tramo en estudio siendo este de 4.3 km con una pendiente de 9% y ancho promedio de 8 m dentro del cual se identificó tres tramos críticos propenso a erosión, socavación y pérdidas de terreno obteniendo en el primer tramo 620 m de longitud y una pendiente de 6.4%, 240 m de longitud y 5.2% de pendiente para el segundo tramo, y finalmente 1265 m y una pendiente de 2.8% para el último tramo. Dicho cauce pertenece a la microcuenca del río Pollo en donde se producen grandes precipitaciones generando caudales máximos de diseño, los cuales han sido obtenidos mediante métodos estadísticos por cada tramo crítico, siendo estos de 42.31 m<sup>3</sup>/s para el primer tramo, 42.77 m<sup>3</sup>/s para el segundo y 51.73 m<sup>3</sup>/s para el tercer tramo con un periodo de retorno de 140 años. Estos caudales generan daños a los márgenes del cauce, por lo cual se propuso el diseño de muros de contención de concreto ciclópeo para el primer y segundo tramo con una altura de 2.30 m en tramos rectos y 2.5 m en curvas, para el tercer tramo una altura de 2.9 m en tramos y rectos y 3.00 m en curvas, así mismo para evitar la socavación de las aguas de las quebradas que alimentan al río se propuso el diseño de muros de mampostería en la intersección con una longitud de muro de 2.50 m.

**Palabras clave:** Caudales, diseño, estructura, muros.

## ABSTRACT

In the present research project "hydraulic and structural design for the filling of the Pollo river, central branch - intersection of the Huangamarca river", by means of topographic survey I obtained the length of the road in this section of 4.3 km with a slope of 9 % and an 8m long anchor within which three critical sections prone to erosion, decomposition and lost ground are identified in the first section 620m long and a 6.4% slope, 240m long and 5.2 % of slope to the second section, and finally 1265 m with 2.8% slope for the last section. It is part of the Pollo River microcontamination, where large precipitations occur that generate maximum flows, which have been obtained using statistical methods for each critical section, being 42.31 m<sup>3</sup> / s for the first section, 42.77 m<sup>3</sup> / s for the second and 51.73 m<sup>3</sup> / s for the third section with a return period of 140 years. These flows generate erosion, salvage and lost ground, for which I propose the design of cyclopean concrete retaining walls for the primer and the second section with a height of 2.30 m in straight sections and 2.5 m in curves, to have a single section. Height 2.9m long and straight and 3.00m in curves, to avoid rupture in the broken waters that feed the river the design of the masonry walls at the intersection with a wall length of 2.50m.

**Keywords:** Flows, design, structure, wall

## I. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Otuzco es una provincia que pertenece al departamento de La Libertad. Por su ubicación geográfica en la sierra Liberteña, hace de esta ciudad un lugar donde todos los años se presentan intensas lluvias, debido a que el río Pollo está ubicado dentro de la microcuenca Pollo, motivo por el cual, la ciudad soporta intensas lluvias que se dan en los meses de diciembre, enero, febrero, marzo y abril, en consecuencia, el río Pollo aumenta su caudal de una manera considerable, generando erosión, inundaciones, pérdida de cultivos, afectación en las cimentaciones de las viviendas construidas en ambos márgenes del río, desprendimiento de piedras, entre otros problemas económicos, sociales y de salud.

Desde el tramo evaluado se determinó que aguas arriba, el río es alimentado por quebradas y riachuelos, y al seguir su cauce, aumenta el caudal y la velocidad del agua. Así mismo, se aprecia en algunos tramos pequeños muros construidos artesanalmente con material propio del río, pero éstas no son estructuras resistentes, debido a que no han sido construidas en base a estudios técnicos, y se puede apreciar que, el agua está erosionando la uña de la cimentación. Con estas construcciones, los pobladores buscan evitar que sus terrenos sean erosionados, porque el suelo es utilizado para cultivos de verduras, legumbres, granos y otros, los cuales al momento de cosecha tiene un valor económico muy importante para ellos, debido a que la mayor parte de pobladores del caserío de Trigopampa se dedican a la actividad agrícola.

Como se puede deducir, el suelo es un elemento muy importante para las actividades productivas agrícolas, es allí que nace la necesidad de solucionar esta problemática cuando el río aumente su caudal, en tiempo de máximas avenidas, para ello, es importante construir una estructura que proteja los márgenes del río ya que, durante las temporadas de invierno, se producen deslizamientos de taludes y rocas, entre otros.

Por otra parte, el control de desborde del río, así como la protección de sus riberas no se han tomado ciertas consideraciones por parte de las autoridades, es por eso que en el año 2017 varias viviendas fueron arrasadas y destruidas

por el aumento del caudal en el cauce del río Pollo, llevándose también parte de la calle Arequipa pasando el puente del mismo nombre aguas abajo, estos tipos de sucesos ocasionan numerosas pérdidas económicas, y grandes riesgos como pérdida de vidas humanas.

Por tales motivos se propone el diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo Puente Central - intersección río Huangamarca- Distrito de Otuzco, el mismo que permitirá en épocas de invierno, donde se dan las máximas avenidas, sirvan para protección de las construcciones existentes y a su vez las áreas de cultivo.

Por lo anterior descrito la formulación problemática lo planteamos así: ¿Cuál sería el diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo Puente Central - intersección río Huangamarca - Distrito Otuzco La Libertad? Este trabajo de investigación tiene las siguientes justificaciones:

#### Justificación teórica

Se justifica teóricamente ya que se hace uso de investigaciones existentes las cuales permiten validar y comparar resultados de investigaciones similares, así mismo, permitió utilizar métodos estadísticos para determinar caudales necesarios para la realización del diseño hidráulico y estructural, de esta manera permitió proponer un diseño estructural adecuado de acuerdo a la topografía del área de estudio.

#### Justificación metodológica

Se recopiló información de datos confiables como libros y tesis con estudios similares, además se realizarán los estudios establecidos siguiendo las normas vigentes para obtener un diseño óptimo.

#### Justificación social

En el presente trabajo, mediante los datos obtenidos se dará solución a los problemas de erosión, socavación, e inundaciones, mediante un encauzamiento en ambos márgenes del río. Para lo cual se plantea el diseño de un encauzamiento del río en el tramo puente Central - Intersección río Huangamarca, ya que es ahí donde presenta mayor erosión, socavación del río Pollo, perjudicando a viviendas, ocasionando desprendimiento de piedras, pérdida del talud.

Así mismo, este proyecto de investigación plantea la hipótesis de que: El diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo Puente Central - intersección río Huangamarca-Distrito Otuzco La Libertad, permitirá controlar el desborde del río Pollo hacia las viviendas y terrenos de cultivo en su máxima avenida.

Nuestra investigación tiene como objetivo general: Realizar el Diseño Hidráulico y Estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo Puente central - Intersección río Huangamarca-distrito Otuzco, La Libertad; de la misma manera se plantea lograr los siguientes objetivos específicos: Realizar el levantamiento topográfico del río Pollo, realizar el estudio hidrológico según datos hidrometeorológicos, analizar las características del suelo mediante ensayo de mecánica de suelos, realizar el diseño hidráulico del río Pollo y proponer el diseño estructural en los puntos más críticos.

## II. MARCO TEÓRICO

Para tener una mayor comprensión en relación al proyecto de investigación, se tomó como referencia investigaciones ya realizadas, que ayudan a sustentar y fundamentar el contenido de lo mencionado con anterioridad:

En Chile, Linco (2015) en su tesis “Diseño de defensas fluviales río cruces en San José de la Mariquina”, tuvo como objetivo principal realizar diseños de defensas ribereñas, para ello diseñó dos tipos de defensas, el primero con enrocado de base 0.40 m y el otro diseño con base de 0.50 m con un peso de 200kg cada uno. Así mismo, para los taludes usó materiales del terraplén, determinando que no hay socavación en todo lo largo del canal, sin embargo, se recomienda usar cimentaciones de 1.5m y 0.5m de profundidad. Concluyó que la opción planteada y el diseño cumplían con sus objetivos planteados que era generar protección a estructuras afectadas, según sus antecedentes descritos y modelaciones para las crecidas durante 100 años.

En Nevada, Poudel (2017) en su tesis: “Surface hydrologic modeling and analyzing watershed hydrologic response to landcover change”, la principal razón de su investigación fue realizar un modelo simple de hidrología para modelar la escorrentía de una lluvia, y así proponer algún diseño estructural para drenajes del agua que producen las lluvias en una ciudad, por eso planteó una serie de herramientas que permitieron entender el comportamiento de estos fenómenos naturales usando el modelo de infiltración Green Ampt para calcular el caudal; así mismo realizó pruebas en dos cuencas de pequeño tamaño tomando como datos lluvias dadas en el año 2012 para simular y evaluar la cantidad de precipitación pluvial que se dio y así estimar inundaciones en escenarios diferentes de la ciudad como los estacionamientos en UNLV. Finalmente, su investigación propuso que el modelo de Green Ampt se podría utilizar para simular la escorrentía de lluvias en microcuencas, teniendo en cuenta que los caudales máximos van a depender del coeficiente de rugosidad al aplicar Manning.

Luján (2017) en su tesis “Uso de gaviones para mejorar la defensa ribereña del Río Huaycoloro, zona de Huachipa distrito de Lurigancho, Lima 2017”, tuvo como objetivo usar gaviones para mejorar la resistencia a la socavación del río en estudio,

para ello diseñó muros de contención con malla de acero y caja rectangular para que sea llenado con material del mismo río y así mejorar las defensas de la ribera y proteger a los taludes para evitar desbordes en el futuro. Por tal motivo su tesis determinó que usar gaviones contribuye a mejorar eficazmente la resistencia contra la erosión, y la socavación que produce el agua.

Así mismo, Farroñay (2017) en su tesis “Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del río Rímac en los kilómetros 34-35 Lurigancho – Chosica”, tuvo como propósito la construcción de 500 metros de enrocado haciendo uso de muros de contención de concreto y piedras grandes, así mismo, construir gaviones para proteger márgenes del río Rímac. El estudio se realizó con los datos de la estación Chosica, determinando que la cuenca en los meses de junio a noviembre presentó menor cantidad de recurso hídrico, según estos datos obtenidos con diferentes estudios realizados pudo definir las propiedades hidráulicas para el diseño del tirante, el cual sirvió para definir la altura que tuvo la defensa del río y el tipo de estructura, según la velocidad máxima que se registró en estudios. En base a esos datos determinó, realizar muros de contención con concreto ciclópeo en el margen derecho con 4.5 m de altura en tramos donde las pendientes son de 1.0%, así mismo planteó una descolmatación en los 0+380km a 0+520 km con 1.0 m de profundidad para el margen izquierdo muros de 4.0m de altura.

Según Alanya (2017) en su tesis “Sistema de prevención y control de erosión en la ribera del río San Fernando tramo Chayhuamayo - Shucusma, Huancayo – Junín”, buscó determinar un tipo de sistema de prevención y controlar la erosión de las riberas del río San Fernando, determinando que en épocas de máximas avenidas el caudal máximo es  $10.13 \text{ m}^3/\text{s}$  para luego determinar su caudal de diseño  $68.04 \text{ m}^3/\text{s}$  para lo cual el caudal llegó a influir considerablemente en el deterioro del río, llegando a concluir que para prevenir desborde el sistema para defensa fue el diseño estructural de muro de gaviones.

Evangelista (2017) en su tesis “Identificación de zonas inundables y propuesta de defensa ribereña del sector Salinas 89 en el río Chancay”, la finalidad de su investigación fue reconocer todas las áreas que se pueden inundar debido a la

influencia que generó el río Chancay – sector salinas 89. Realizó los estudios, teniendo en cuenta los parámetros hidrológicos, tomando datos específicamente del lugar, para que pueda aplicar el método de Gumbel y determinar su caudal de diseño de  $147.03 \text{ m}^3/\text{s}$ , con 100 años como periodo de retorno. En conclusión, su propuesta fue, la defensa ribereña debería de tener una altura de 2.30m, donde el alto del muro deberá ser mucho mayor para las máximas avenidas que posteriormente puedan llegar a darse.

Según Flores (2015) en su tesis “Propuesta y análisis de diseño de defensas ribereñas en el río Llave zona rural C.P. Santa Rosa de Huayllata - Llave”, propuso un diseño para proteger el río Llave, realizó estudios de ingeniería como: levantamiento topográfico, estudio de suelos, hidrológicos, etc., para después decidir un diseño apropiado y óptimo para el lugar de estudio. Con su información analizada, optó por seleccionar la estructura conocida como dique, haciendo un enrocado que sirva como recubrimiento por las características que tiene el río Llave, además este diseño reunió todas las condiciones necesarias comparadas con otros tipos de estructuras, así mismo estimó que para 50 años como periodo de retorno el caudal sería de  $1203 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Según Huamán y Rodríguez (2017) en la revista “Generación de caudales medios mensuales de la cuenca Grande (Mashcón) impactada por actividad minera”, usaron el modelo Scholz para estimar caudales mensuales medios, para ello usaron una data de 48 años en río Grande; considerando las precipitaciones pluviales de todo el año, determinando que el mes que más llovió fue marzo con 158.6 mm y el mes con menor precipitación de 10.6 mm fue en julio. Finalmente, el modelo de Lutz Schol usado, estimó caudales medios de 71.2 mm al mes en temporada de más lluvia y 46.9 mm al mes en época de estiaje.

Según Valdez (2018) en su tesis “Evaluación de las defensas ribereñas del río Chicama pautas para controlar su erosión en el sector punta moreno - provincia de gran Chimú”, con la finalidad de mejorar y analizar estructuras ya existentes de defensas, planteó un nuevo modelo de defensa que sea más óptimo para que controle la erosión del río, de esta manera estaría protegiendo tierra para cultivo que están en los márgenes de este, de la misma manera contribuir a que no se

deteriore la vía de comunicación que está en el margen del río, ya que esta estaba en peligro todos los años por el aumento de caudal del río Chicama, por ser el más caudaloso de la región la Libertad, motivo por el cuales la construcción existente se dañaría generando tráfico vehicular, pasajeros varados y aislamiento de pueblos que hacen uso de esta vía de comunicación ocasionando pérdidas en los diferentes actividades de los pobladores, perdida de propiedades, terrenos agrícolas, y hasta la pérdida de la vida. Es por eso que, según sus estudios realizados, concluyó con la propuesta de la construcción de un dique con enrocado de 3.00 m de altura, y una uña de 2.50m de profundidad con un acho de 3.80m, 5.0m ancho de corona.

Espinoza y Torres (2015) en sus tesis “diseño hidráulico y estructural de diques para el encauzamiento del rio Virú entre Zaraque y Tomabal, provincia de Virú – departamento de La Libertad”, tuvieron como objetivo realizar un diseño para encauzar el río Virú, para ello realizaron estudios de suelos, levantamiento topográfico para evaluar los puntos críticos, estudio hidrológico mediante métodos estadísticos para la obtención de caudales, etc. Concluyeron que su caudal de diseño fue de 382,095 m<sup>3</sup>/s, con 50 años como periodo de retorno, así mismo planteó el diseño de 3 diques con 80 m de ancho para encauzar el río.

Así como nos basamos en investigaciones de tesis ya realizadas, para comprender un poco más del tema a desarrollar, también nos apoyamos en una base teórica normativa que ayudarán a entender mejor la propuesta de esta investigación. Para este proyecto se tuvo que conocer las características del terreno mediante la topografía, para ello Según Giménez (2007), se aplica con métodos, para ello se necesita contar con la ayuda de instrumentos como: nivel, teodolito y estación total que permitan representar las formas naturales de un terreno. De esta manera se podrá proponer cualquier tipo de diseño, además determinar la localización de puntos en un determinado lugar de la tierra, y determinar sus elevaciones para elaborar planos.

Después de realizar el levantamiento topográfico, se tuvo que conocer el ciclo hidrológico de la cuenca es por eso que según Mijares (1992) un ciclo no tendrá final ni un inicio, porque siempre estará en cualquier parte de la superficie terrestre evaporándose por los rayos solares, de esta manera se evaporará para formas las nubes, y luego generar las lluvias, y este proceso se repetirá muchas veces. El

agua que escurrirá por la superficie generaría corrientes que desembocaran en el mar para nuevamente evaporarse y seguir el ciclo.

En la visita de campo al río Pollo se comprobó que los márgenes del río están erosionados es por eso que Según Cisneros José y otros (2012) sostiene que, uno de los principales elementos que causan la erosión hídrica, es la energía cinética que producen las precipitaciones y el agua que va circulando por toda la superficie, y que con una determinada velocidad va a desprender y poner en movimiento a las partículas que conforman el suelo. Por tal motivo en esta investigación primeramente se realizó un estudio hidrológico para conocer el comportamiento del río según datos meteorológicos y cálculos en base a métodos estadísticos para determinar los caudales que se generan anualmente debido a las grandes precipitaciones que se dan en la microcuenca del río Pollo, para ello se tuvo en cuenta las diferentes características geomorfológicas de la microcuenca del río Pollo para determinar el caudal del río.

Así mismo, se entiende que, en una cuenca las precipitaciones se dan dentro de un área geográfica natural que está delimitada por una división topográfica, y esta capta las lluvias para drenar las aguas de escorrentía hacia un río principal. (Vásquez, 2016), esta cuenca está conformada por microcuencas, las cuales reciben a las lluvias con fuerte intensidad y que duran poco tiempo, así mismo en estas sus características físicas tienen más importancia que el cauce del río (Villón, 2002), por ende, en esta investigación se estudió la microcuenca del río Pollo para determinar una serie de características que permitieron calcular el caudal de diseño las cuales facilitan determinar el factor de forma, según Horton (1932) está definida por:

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

Dónde:

F= factor de forma

A=área de la cuenca

L= longitud del eje de la cuenca

Determinado “F” se encontró el índice de compacidad, según Gravelius (1914) se determina relacionando el perímetro de una circunferencia en relación al perímetro que tiene la cuenca, y se puede calcular de la siguiente manera:

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

Dónde:

P = perímetro

A = área cuenca

Con los datos obtenido de la cuenca se calculó la curva hipsométrica según Zavoianu (1985) una curva hipsométrica es una gráfica que representa en el eje horizontal las diferentes áreas de la cuenca que están por encima de muchas alturas. Si se requiere se puede representar las áreas en porcentajes totales. Una vez obtenida la curva según (Rocha, 1998) señala que el flujo de la curva, se dan en los márgenes exteriores donde presenta mayor erosión, al contrario, sucede cuando se da en la curva interior, donde se acumula la sedimentación. Por esta razón estos fenómenos naturales propios de la dinámica pluvial se dan constantemente y solo queda contrarrestar sus efectos. En los márgenes exteriores de los ríos se debe proteger contra la erosión por lo que podría recurrirse a poner una protección con defensas continuas o un sistema de espigones.

Para lograr el diseño hidráulico según Villanueva (2017) se deberán realizar una serie de medidas para dar solución a problemas que son generados por la fuerza del agua que provocan erosión en taludes del río y de sus márgenes que lo contiene, de esta manera se va a prevenir y controlar estos daños con un buen diseño hidráulico y estructura, para ello es importante es conocer la capacidad de carga del suelo mediante un estudio de suelo, para lograr esto según Juárez y Rico (2005) en la mecánica de suelos se harán uso de las leyes de mecánica y la hidráulica para estudiar el proceder de los suelos, determinando las propiedades físicas, químicas y su capacidad portante a través de su clasificación de suelos.

Una vez obtenido los datos del diseño hidráulico se procedió a proponer un encauzamiento en el cual según Martin (2002) es cualquier intervención donde se

toma el tramo de un río o tramo de cauce cuyo objetivo de proteger contra inundaciones que se dan en las máximas avenidas pluviales. Asimismo, se interviene con obras de aprovechamiento de los ríos y otras estructuras que puedan interactuar con la misma.

Dentro de los diferentes tipos de diseños estructurales para encauzamiento tenemos los muros de contención con gaviones: estos muros presentan características extremadamente simples, sin embargo, su estructura final tendrá unas características técnicas importantes por lo que se puede considerar los gaviones como estructuras de contención.

Los tipos de muros con gaviones según sus características son los siguientes:

- Tipo caja: estos forman bloques rectangulares con un área en la base de un metro cuadrado y alturas que varía entre 0.5 a 1m. su separación interna se hace mediante espacios a cada metro, por lo que es más fácil el montaje de los elementos. La malla se conforma por acero.
- Tipo saco: el tejido se construye de malla y alambre grueso, sus dimensiones varían entre 2 a 5m de largo y su diámetro alrededor de 0.65m. Este gavión es de diseño rápido, lo cual facilita su montaje haciendo uso de maquinaria.
- Tipo colchón: se utiliza para cubrir estructuras y proteger contra la erosión de taludes en los ríos. Este tipo de gaviones tienen espesores de 0.17 a 0.3m, 2m de ancho y 3 a 6m de largo CIDELSA (2017).

Muros de contención por gravedad: se construye con concreto ciclópeo siendo muy económico para su construcción ya que usa un 0.3 % de piedra grande.

### III. METODOLOGÍA

#### 3.1. Tipo y diseño de investigación:

Según Hernández, Fernández y Baptista (2014) esta investigación fue de tipo cuantitativa.

**Diseño de investigación:** Según Hernández, Fernández y Baptista (2014), el diseño a utilizar para este proyecto es no-experimental transversal de tipo descriptivo (simple), así mismo el esquema a seguir es el siguiente:

M ——— O

Dónde:

M: Lugar donde se va a realizar el proyecto de investigación.

O: Información recolectada del lugar a estudiar.

#### 3.2. Variables y operacionalización

Variable independiente: Anexo 3.1

#### 3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis

- **Población:** pobladores aledaños que viven a lo largo del río Pollo en el tramo puente Central – intersección con río Huangamarca.
- **Muestra:** tramo Puente Central (km 00+000.00) - intersección río Huangamarca (km 04+300.00) - distrito Otuzco.
- **Muestreo:** No probabilístico según la problemática ubicada en la zona de estudio.

#### 3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

##### a) Técnicas

- Observación de la zona en estudio.

##### b) Instrumentos de recolección de datos

- Ficha de observación (Anexo 5.2)

#### 3.5. Procedimientos

- Se realizó el estudio topográfico.
- Obtención de datos hidrometeorológicos proporcionados por el SENAMHI.
- Trabajo en gabinete y procesamiento de datos del estudio hidrológico para obtención de caudales de diseño.
- Identificación de tramos críticos y propuesta de diseño estructural para encauzamiento.

### **3.6. Método de análisis de datos**

Para esta investigación se usó softwares computacionales tales como:

- ArcGIS: para delimitar la microcuenca mediante las cartas nacionales.
- Civil 3d: procesamiento de datos topográficos para obtener el perfil longitudinal y secciones transversales de los tramos críticos.
- Excel: realizar los cálculos para obtener los caudales de diseño mediante los métodos probabilísticos.
- AutoCAD: diseño de los diferentes planos que serán requeridos para la investigación.
- Word: se utilizará para la redacción y presentación de todos los datos obtenidos.

### **3.7. Aspectos éticos**

En esta propuesta, precisamos total autenticidad y veracidad en relación al procesamiento de datos, cálculos y resultados que se han obtenido para esta investigación, ya que se basó en normas técnicas.

- Norma E-0.50 suelos y cimentaciones - RNE
- Manual de hidrología, hidráulica y drenaje – MTC
- Norma E-0.60 concreto armado –RNE

## **IV. RESULTADOS**

## 4.1. Levantamiento Topográfico

### 4.1.1 Generalidades

Sé realizó con la finalidad de conocer las características de la superficie del terreno y así poder contar con el plano topográfico adecuado que facilite las proyecciones y planteamiento de los diseños de los componentes del proyecto “Diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo puente Central - intersección río Huangamarca, Distrito Otuzco, La Libertad”.

### 4.1.2 Objetivo general

Realizar el levantamiento topográfico teniendo en cuenta las características ya sean de forma artificial o natural encontrados en el campo necesario para el proyecto “Diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo puente Central - intersección río Huangamarca, Distrito Otuzco, La Libertad”.

### 4.1.3 Ubicación del área de estudio

Departamento : La libertad  
Provincia : Otuzco  
Distrito : Otuzco

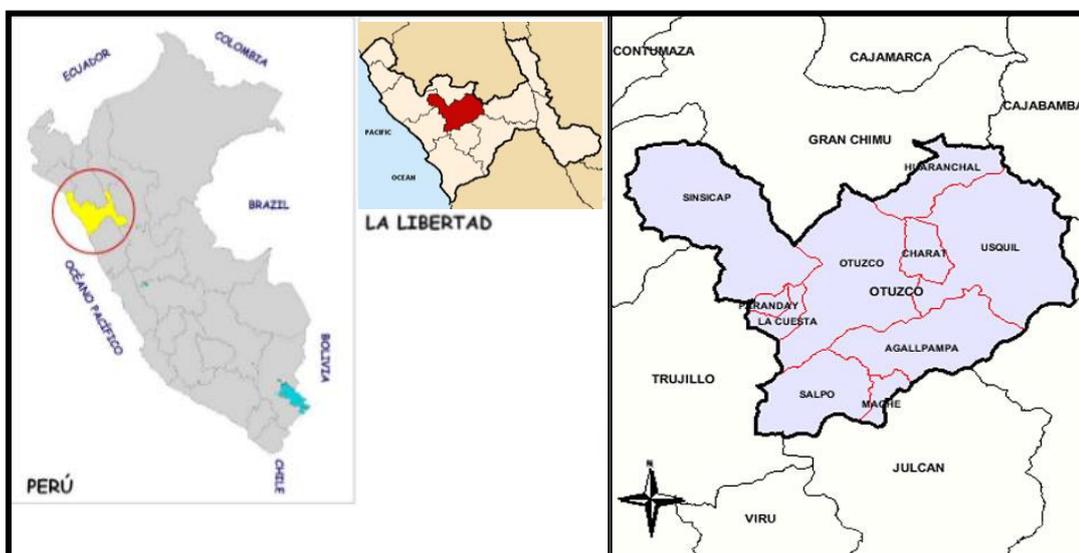


Figura 1. Mapa de Localización de la Provincia de Otuzco

Fuente: elaboración propia de los autores.

### 4.1.4 Área de influencia

Está definida por el área geográfica del distrito de Otuzco, Provincia de Otuzco, departamento La Libertad.

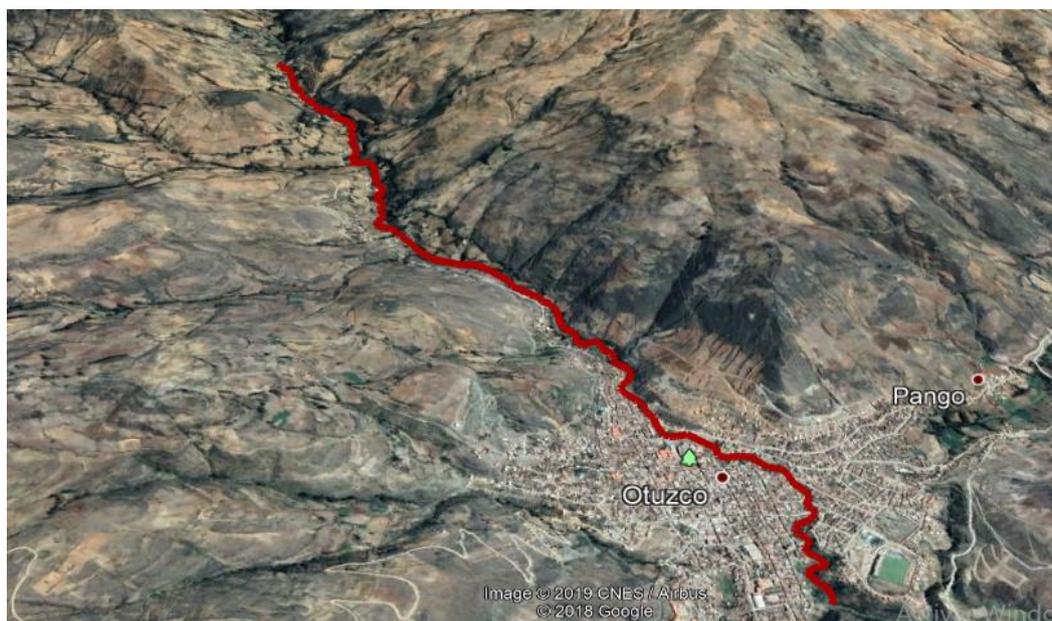


Figura 2. Localización del río Pollo

Fuente: elaboración propia de los autores.

**Zona:** entre el tramo Puente Trigopampa - intersección del río Otuzco y río Huangamarca – Provincia de Otuzco

**Coordenadas UTM:**

- **Punto Inicial:** N: 9127912.109 E:766913.919
- **Punto Final:** N: 9125059.532 E:768817.931

**4.1.5 Descripción del levantamiento topográfico.**

**4.5.1.1 Accesibilidad**

Tabla 1. Accesibilidad a la Provincia de Otuzco desde Trujillo.

Desde	Hasta	Carret.	Distancia (km)	tiempo (min)	tipo de via	estado
Trujillo	Dv. Otuzco	PE10A	74	90	Asfaltado	Bueno
Dv. Otuzco	Otuzco	114	4.5	15	Asfaltado	Bueno

Fuente: elaboración propia de los autores.

**4.1.6 Movimiento del personal**

Fue necesario el traslado desde la ciudad de Trujillo hacia el distrito de Otuzco para la realización del estudio topográfico, lo cual implicó 4 días calendario para terminar el trabajo.

#### **4.1.7 Equipos y personal utilizados**

- Estación total marca modelo Geomax.
- 02 prismas
- 03 radios Motorola
- 01 computadora portátil marca Lenovo
- 01 técnico en topografía
- Operador de equipo (técnico)
- 02 ayudantes
- 01 personal auxiliar

#### **4.1.8 Software para el procesamiento de datos**

- Software Excel
- AutoCAD civil 3D 2020: procesamiento de los datos topográficos
- AutoCAD 2020: elaboración de los planos.
- Google earth: ubicación delimitación de subcuenca

#### **4.1.9 Descripción de los trabajos en campo**

##### **4.1.9.1 Etapa preliminar**

- Búsqueda de datos existentes.
- Visita y reconocimiento del área que abarca el proyecto.

##### **4.1.9.2 Etapa de trabajo de campo**

- Toma punto inicial de coordenadas y altura para ubicar la estación E-01 para configurar y poder empezar el levantamiento topográfico.
- Ubicación de BMS cada 500 metros
- Descarga de los puntos topográficos

Tabla 2. BM establecidos para la nivelación

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCIÓN
1	9127912.016	766909.826	2785.000	BM1
2	9127751.582	767034.567	2765.950	BM2
3	9127586.761	767081.565	2754.550	BM3
4	9127481.881	767106.381	2739.960	BM4
5	9127270.910	767169.266	2721.987	BM5
6	9127114.483	767270.651	2712.316	BM6
7	9126954.238	767600.919	2697.132	BM7
8	9126725.873	767869.286	2683.845	BM8
9	9126414.381	768025.726	2668.966	BM9
10	9126066.331	768258.388	2645.756	BM10
11	9125702.669	768682.949	2625.751	BM11
12	9125335.149	768783.786	2609.250	BM12

Fuente: elaboración propia de los autores.

Tabla 3. Puntos topográficos del Eje del río

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCIÓN
1	9127912.109	766913.919	2785.000	EJE
2	9127906.548	766909.872	2784.000	EJE
3	9127900.013	766907.356	2782.520	EJE
4	9127887.138	766902.636	2780.920	EJE
5	9127865.228	766891.706	2779.720	EJE
6	9127848.337	766906.071	2777.660	EJE
7	9127841.348	766937.675	2776.060	EJE
8	9127845.612	766952.432	2774.460	EJE
9	9127854.442	766966.512	2772.800	EJE
10	9127853.340	766990.670	2771.300	EJE
11	9127840.687	767006.706	2769.640	EJE
12	9127820.964	767016.319	2768.040	EJE
13	9127790.120	767026.946	2766.440	EJE
14	9127765.530	767031.497	2764.840	EJE
15	9127733.249	767045.121	2763.240	EJE
16	9127719.913	767054.659	2761.580	EJE
17	9127705.909	767060.843	2759.920	EJE
18	9127680.999	767060.284	2758.260	EJE
19	9127656.762	767058.834	2758.260	EJE
20	9127629.735	767063.605	2756.660	EJE
21	9127611.903	767067.820	2755.060	EJE
22	9127592.860	767078.072	2753.460	EJE
23	9127575.464	767093.077	2751.860	EJE
24	9127560.428	767095.303	2750.260	EJE
25	9127540.668	767085.372	2748.660	EJE
26	9127524.547	767061.604	2747.060	EJE

27	9127506.737	767059.140	2745.400	EJE
28	9127494.974	767074.569	2743.740	EJE
29	9127490.687	767096.162	2742.140	EJE
30	9127479.672	767121.685	2740.540	EJE
31	9127467.098	767113.863	2738.880	EJE
32	9127456.446	767106.876	2738.280	EJE
33	9127420.026	767096.050	2735.620	EJE
34	9127400.812	767094.871	2734.020	EJE
35	9127386.415	767112.289	2732.480	EJE
36	9127371.357	767125.738	2730.820	EJE
37	9127344.499	767122.215	2729.220	EJE
38	9127325.022	767109.881	2727.620	EJE
39	9127296.983	767086.620	2725.960	EJE
40	9127277.109	767094.995	2724.300	EJE
41	9127261.804	767123.748	2722.640	EJE
42	9127264.532	767152.627	2720.980	EJE
43	9127248.090	767176.476	2719.320	EJE
44	9127232.783	767193.486	2717.660	EJE
45	9127214.531	767214.513	2716.000	EJE
46	9127197.929	767229.064	2714.340	EJE
47	9127175.247	767251.306	2712.680	EJE
48	9127160.530	767266.601	2711.020	EJE
49	9127110.625	767291.772	2709.360	EJE
50	9127080.686	767316.078	2707.700	EJE
51	9127054.596	767336.945	2706.040	EJE
52	9127014.904	767347.043	2704.380	EJE
53	9126986.953	767376.784	2702.720	EJE
54	9126982.873	767455.842	2701.060	EJE
55	9126974.666	767500.690	2699.400	EJE
56	9126971.596	767553.162	2697.740	EJE
57	9126932.551	767629.258	2696.080	EJE
58	9126913.759	767680.780	2694.420	EJE
59	9126887.843	767710.546	2692.760	EJE
60	9126854.908	767722.551	2691.100	EJE
61	9126824.880	767727.647	2689.440	EJE
62	9126813.977	767756.794	2687.780	EJE
63	9126801.377	767784.256	2686.120	EJE
64	9126802.462	767815.889	2684.460	EJE
65	9126752.058	767855.173	2682.800	EJE
66	9126712.969	767883.092	2681.140	EJE
67	9126699.777	767902.601	2679.480	EJE
68	9126670.067	767909.427	2677.820	EJE
69	9126621.684	767922.428	2676.160	EJE
70	9126573.661	767937.057	2674.500	EJE

71	9126540.020	767943.417	2672.840	EJE
72	9126512.874	767950.840	2671.180	EJE
73	9126503.736	767986.394	2669.520	EJE
74	9126445.204	768007.104	2667.860	EJE
75	9126409.189	768038.911	2666.200	EJE
76	9126424.601	768067.453	2664.540	EJE
77	9126418.099	768106.873	2662.880	EJE
78	9126386.166	768115.520	2661.220	EJE
79	9126364.522	768143.730	2659.560	EJE
80	9126328.868	768150.016	2657.900	EJE
81	9126284.784	768156.102	2656.240	EJE
82	9126251.408	768193.811	2654.580	EJE
83	9126195.231	768203.586	2652.920	EJE
84	9126163.102	768194.408	2651.260	EJE
85	9126137.472	768181.029	2649.600	EJE
86	9126086.239	768207.373	2647.940	EJE
87	9126069.373	768240.906	2646.280	EJE
88	9126030.917	768271.900	2644.620	EJE
89	9125981.117	768290.502	2642.960	EJE
90	9125926.331	768305.310	2641.300	EJE
91	9125899.300	768314.414	2639.640	EJE
92	9125880.539	768321.729	2639.640	EJE
93	9125864.221	768374.908	2637.980	EJE
94	9125854.712	768429.335	2636.320	EJE
95	9125823.694	768456.533	2634.660	EJE
96	9125817.196	768489.527	2633.000	EJE
97	9125787.900	768508.905	2631.330	EJE
98	9125755.437	768567.078	2629.670	EJE
99	9125756.041	768598.148	2628.010	EJE
100	9125745.822	768643.931	2626.350	EJE
101	9125716.365	768669.243	2624.690	EJE
102	9125697.898	768713.670	2623.030	EJE
103	9125667.658	768759.332	2621.370	EJE
104	9125598.729	768785.889	2619.710	EJE
105	9125570.533	768813.030	2618.050	EJE
106	9125530.288	768802.967	2616.390	EJE
107	9125492.861	768814.920	2614.730	EJE
108	9125443.384	768796.758	2613.770	EJE
109	9125424.242	768764.153	2612.410	EJE
110	9125392.801	768748.648	2611.750	EJE
111	9125370.089	768739.442	2609.090	EJE
112	9125349.073	768771.898	2608.430	EJE
113	9125308.319	768762.150	2607.770	EJE
114	9125271.812	768787.482	2606.870	EJE

115	9125257.532	768806.005	2605.570	EEJE
116	9125238.630	768818.300	2604.220	EJE
117	9125223.950	768784.230	2603.470	EJE
118	9125186.851	768763.150	2602.456	EJE
119	9125150.046	768796.244	2601.356	EJE
120	9125107.126	768820.504	2600.346	EJE
121	9125059.532	768817.931	2599.452	EJE

Fuente: elaboración propia de los autores.

## 4.2. Estudio Hidrológico

#### 4.2.1 Generalidades

Para determinar las características principales de la microcuenca, primero se delimitó la microcuenca haciendo uso del software Google Earth y Global Mapper, empleando las cartas nacionales de la zona 17 disponibles en la página de GEO GPS PERÚ. Posteriormente se pasó al programa Civil 3D para generar curvas de nivel, y también se usó AutoCad para determinar el área de la microcuenca en estudio.

#### 4.2.2. Descripción General De La Cuenca

##### 4.2.2.1. Delimitación del área

###### A. Ubicación hidrográfica

La Microcuenca del río Pollo está ubicada en la Provincia Otuzco, Distrito de Otuzco, siendo su cauce principal el río que lleva el mismo nombre de la microcuenca.

###### B. Ubicación política

El área de estudio se ubica en el distrito de Otuzco, Provincia de Otuzco, Departamento La Libertad.

###### C. Ubicación geográfica

La ubicación geográfica según la aplicación Google Earth son las siguientes:

Tabla 4. Coordenadas de la subcuenca río Pollo

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
INICIAL	9134778.381	766817.420	3772.380
FINAL	9125059.532	768817.931	2599.452

Fuente: elaboración propia de los autores.

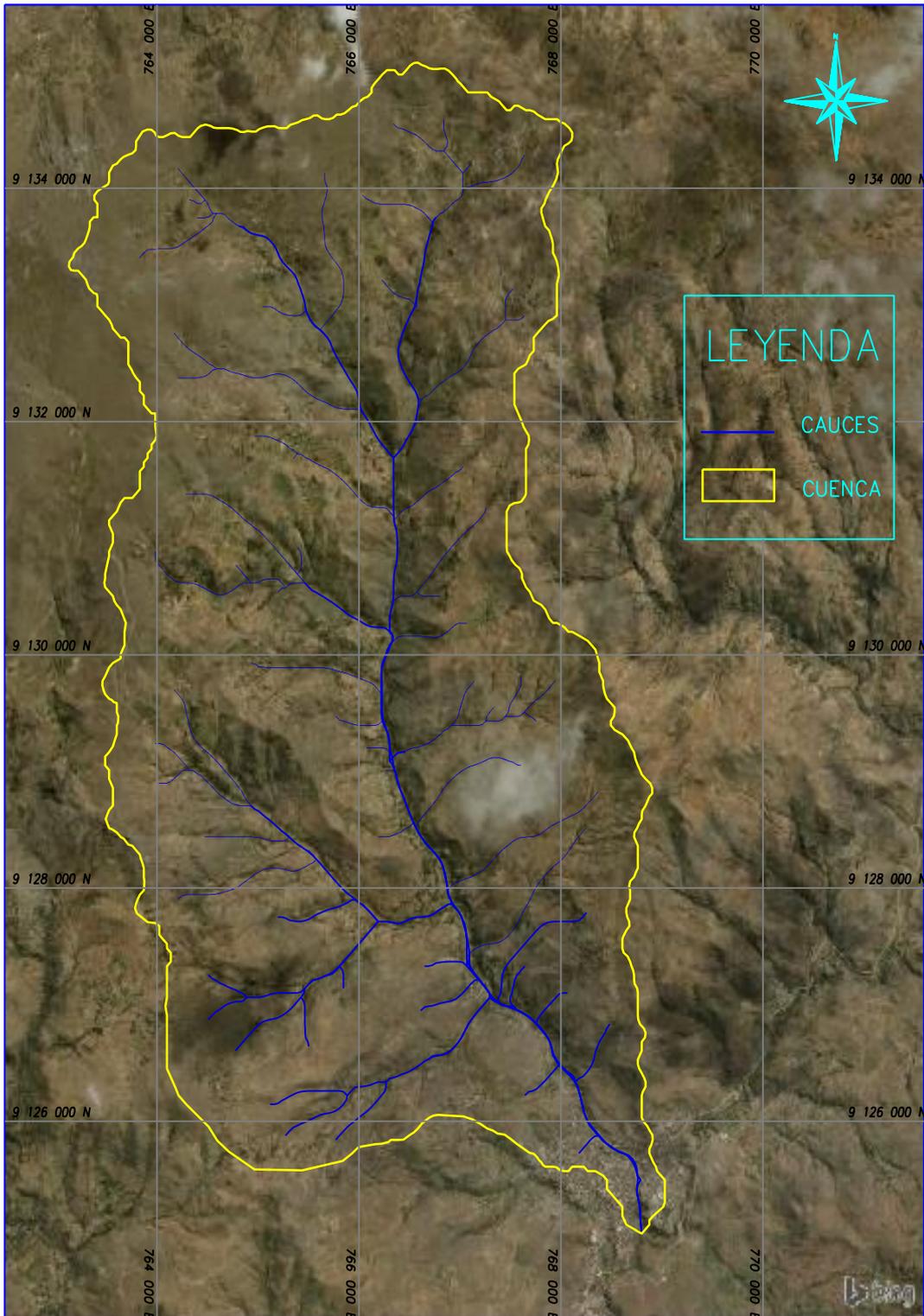


Figura 3. Delimitación de la microcuenca del río Pollo

Fuente: elaboración propia de los autores.

### 4.2.3. Parámetros geomorfológicos de la microcuenca

#### 4.2.3.1. Parámetros de forma de la microcuenca

##### A. Área

Superficie donde se dan los escurrimientos fluviales, en este proyecto tiene la siguiente área.

$$A = 40.30 \text{ km}^2$$

##### B. Perímetro

Con la ayuda del programa Autocad se determinó el perímetro de la microcuenca definido por la longitud de la línea que divide la delimitación de la microcuenca calculando un perímetro P.

$$P = 31.40 \text{ km}$$

##### C. Longitud mayor

Para determinar la longitud mayor se determinó por el recorrido que realiza el cauce desde la parte más alta hasta la parte más baja, donde terminará en una desembocadura obteniendo así la siguiente longitud.

$$L = 12.17 \text{ km}$$

##### D. Ancho promedio

Este definido mediante la siguiente fórmula.

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

Dónde:

*Ap*: Ancho promedio de la cuenca (km)

*A*: Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

*L*: Longitud mayor del cauce (km)

$$Ap = \frac{40.30}{12.17}$$

$$Ap = 3.31 \text{ km}$$

### E. Coeficiente de compacidad

Está definida por la siguiente ecuación:

$$kc = 0.28 * \left(\frac{P}{\sqrt{A}}\right)$$

Dónde:

$Kc$  : coeficiente de compacidad (Kc)

$A$ : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

$P$ : perímetro de la cuenca (km)

$$kc = 0.28 * \left(\frac{31.40}{\sqrt{40.30}}\right)$$

$$kc = 1.38$$

### F. Factor de forma

$$Ff = \frac{Ap}{L}$$

Dónde:

$Ff$ : Factor de forma, adimensional

$Ap$ : Ancho promedio de la cuenca (km)

$A$ : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

$L$ : Longitud del curso más largo (km)

$$Ff = \frac{3.31}{12.17}$$

$$Ff = 0.272$$

### G. Densidad de drenaje

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

Dónde:

Dd: Densidad de Drenaje (km/km<sup>2</sup>)

Li: Longitud total de los cursos de agua (km)

A: Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

$$Dd = \frac{12.17}{40.30}$$

$$Dd = 0.302$$

### 4.2.3.2. Parámetros de relieve de la cuenca

Tabla 5. Cálculo de altitud media

Altitud	Áreas Parciales	Áreas Acumuladas	Áreas que quedan sobre las altitudes	% del total	% del total que queda sobre la altitud
2500	0	0	40.3	0	100
2600	0.02	0.02	40.25	0.05	99.95
2700	0.74	0.76	39.51	1.84	98.11
2800	1.46	2.22	38.05	3.63	94.49
2900	2.8	5.02	35.25	6.95	87.53
3000	3.34	8.36	31.91	8.29	79.24
3100	4.7	13.06	27.21	11.67	67.57
3200	3.8	16.86	23.41	9.44	58.13
3300	4.52	21.38	18.89	11.22	46.91
3400	2.49	23.87	16.4	6.18	40.73
3500	3.97	27.84	12.43	9.86	30.87
3600	2.63	30.47	9.8	6.53	24.34

<b>3700</b>	3.63	34.1	6.17	9.01	15.32
<b>3800</b>	2.51	36.61	3.66	6.23	9.09
<b>3900</b>	2.41	39.02	1.25	5.98	3.10
<b>4000</b>	0.75	39.77	0.5	1.86	1.24
<b>4100</b>	0.5	40.3	0	1.24	0.00
	40.3			100	

Fuente: elaboración propia de los autores.

Con los cálculos de la Tabla 5 se procedió a generar la curva hipsométrica.

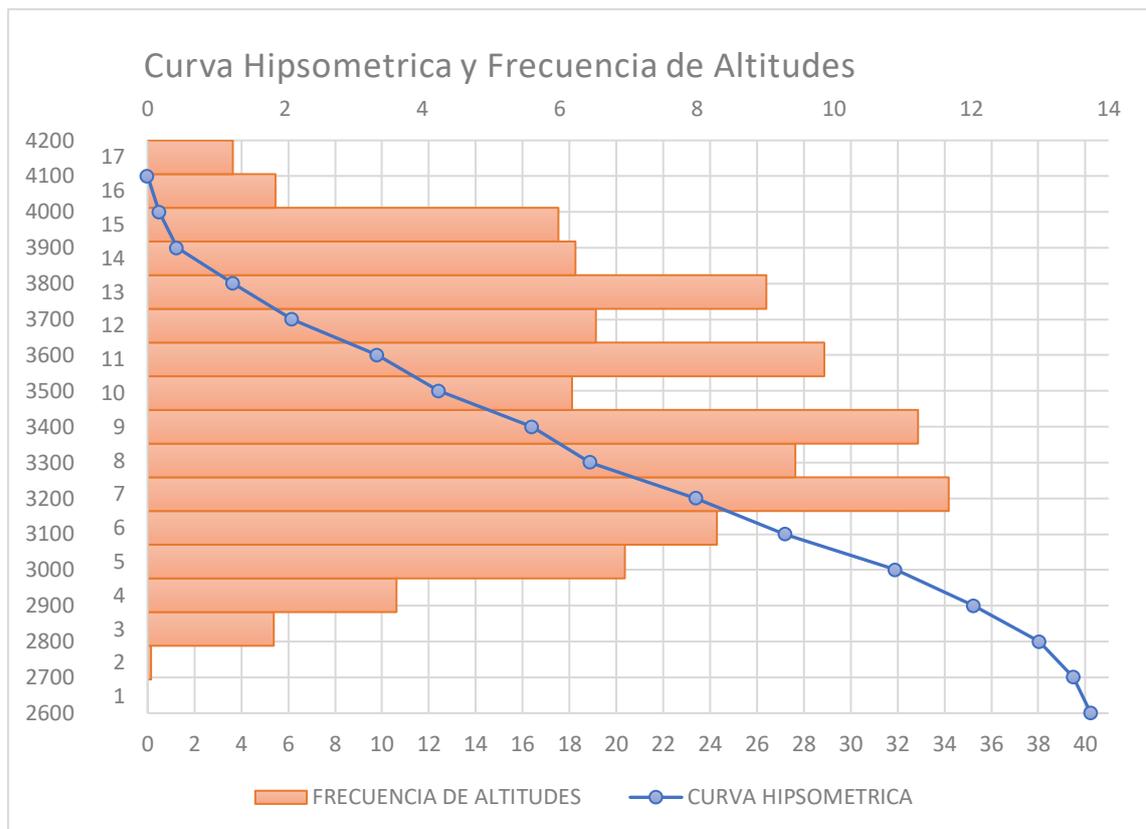


Figura 4. Obtención del gráfico de la Curva hipsométrica

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### 4.2.3.3. Altitud media

Con los datos de la Tabla 5 se calculó un  $H_m = 3258.5$ , la cual se obtuvo ingresando con el área del 50% en el eje x, luego se trazó una perpendicular interceptando la curva hipsométrica. Seguidamente se trazó una horizontal hasta el eje Y.

Tabla 6. Frecuencia de altitudes

<b>Altitud de Frecuencia Media (Em)</b>		
<b>Áreas (A)</b>	<b>Altitud ( E )</b>	<b>AxE</b>
<b>0.02</b>	2550	51.00
<b>0.74</b>	2650	1961.00
<b>1.46</b>	2750	4015.00
<b>2.8</b>	2850	7980.00
<b>3.34</b>	2950	9853.00
<b>4.7</b>	3050	14335.00
<b>3.8</b>	3150	11970.00
<b>4.52</b>	3250	14690.00
<b>2.49</b>	3350	8341.50
<b>3.97</b>	3450	13696.50
<b>2.63</b>	3550	9336.50
<b>3.63</b>	3650	13249.50
<b>2.51</b>	3750	9412.50
<b>2.41</b>	3850	9278.50
<b>0.75</b>	3950	2962.50
<b>0.5</b>	4050	2025.00
<b>40.3</b>		133157.50
	<b>Em</b>	<b>3306.62</b>

Fuente: elaboración propia de los autores.

## 4.2.4. Análisis y tratamiento de la información hidrometeorológica

### 4.2.4.1. Precipitaciones máximas diarias

Tabla 7. Precipitaciones máximas diarias mensual (mm)

Precipitaciones máximas diarias mensual (mm)													
Departamento: La Libertad				Provincia: OTUZCO				Tipo: CO – Meteorológica					
Código: 108001				Latitud: 8°0'19.24"				Longitud: 78°36'25.57"					
Distrito: Salpo				Altitud: 3418 msnm.									
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Max
1990	12.30	12.50	14.00	12.60	9.20	6.40	0.00	0.00	2.10	15.40	1.20	15.10	15.40
1991	15.20	17.10	18.20	15.00	9.40	0.50	0.00	0.00	1.90	17.10	11.40	8.00	18.20
1992	14.50	9.00	17.20	16.40	10.10	4.10	6.10	1.30	8.50	10.30	2.40	4.10	17.20
1993	13.60	20.10	18.40	10.10	10.60	1.20	2.00	1.00	10.40	16.10	8.60	16.20	20.10
1994	16.10	13.40	25.20	20.00	13.10	6.20	3.50	0.00	8.60	1.10	9.10	15.10	25.20
1995	17.60	9.20	6.40	8.10	8.10	4.00	1.20	1.40	3.20	12.10	3.20	15.40	17.60
1996	16.30	28.00	13.20	7.00	12.00	3.20	0.10	4.00	4.40	12.60	18.40	3.10	28.00
1997	10.20	24.10	9.20	12.10	4.00	12.10	2.10	0.00	0.00	2.40	18.40	16.50	24.10
1998	9.40	35.00	30.10	25.00	13.80	0.00	2.40	1.60	1.30	13.00	16.00	14.80	35.00
1999	11.20	14.00	16.40	7.00	9.30	4.10	0.00	3.20	8.30	10.00	6.10	17.40	17.40
2000	12.70	18.30	20.00	20.60	13.60	11.50	3.60	10.80	8.50	18.00	11.20	24.00	24.00
2001	18.70	12.80	29.20	21.60	10.00	6.50	4.00	0.30	6.00	5.70	8.40	12.80	29.20
2002	7.50	28.40	19.70	9.80	3.80	12.00	0.30	0.00	1.80	15.20	14.90	11.00	28.40
2003	12.60	29.30	25.20	23.00	4.20	10.00	5.80	0.00	2.20	5.00	8.00	10.50	29.30
2004	8.00	16.90	10.40	10.20	3.40	0.20	2.00	0.00	6.70	20.80	7.20	16.00	20.80
2005	16.30	10.00	10.20	12.40	1.00	0.60	0.00	9.80	6.50	16.00	11.20	9.00	16.30
2006	13.60	30.60	33.00	20.50	8.40	5.50	0.00	8.60	7.00	4.20	19.00	5.40	33.00
2007	12.90	10.40	20.40	12.60	7.40	0.00	5.60	5.40	5.50	11.40	20.30	6.30	20.40
2008	12.50	16.00	16.00	16.00	4.30	6.00	3.50	2.40	10.60	14.20	43.00	1.30	43.00
2009	30.50	10.30	14.20	12.20	4.80	3.00	9.20	3.60	1.40	12.60	14.50	10.00	30.50

2010	10.20	24.90	9.60	15.00	6.40	6.40	2.00	5.40	18.20	6.00	10.00	10.40	24.90
2011	16.40	9.40	6.80	9.80	3.00	1.60	2.40	2.00	3.20	11.20	7.40	9.80	16.40
2012	15.00	32.80	26.80	11.30	9.00	3.00	0.00	1.40	1.70	9.00	9.30	10.20	32.80
2013	10.70	21.00	28.50	12.20	3.90	3.00	0.00	0.00	6.30	18.00	2.50	12.40	28.50
2014	19.00	10.20	18.20	13.50	8.80	10.00	6.60	10.20	13.00	10.40	14.40	30.40	30.40
2015	13.60	23.90	23.60	21.40	9.40	5.80	4.20	0.00	4.80	12.50	10.70	15.20	23.90
2016	8.70	21.00	10.00	15.00	3.20	0.80	0.00	0.00	17.40	30.70	4.60	4.20	30.70
2017	8.70	15.00	47.70	15.10	12.00	0.20	0.30	12.40	4.20	8.50	9.50	8.60	47.70
2018	6.30	12.00	15.40	8.60	5.00	2.60	0.00	0.00	15.00	3.50	6.00	20.00	20.00
2019	20.00	22.00	15.00	8.00	8.00	3.00	9.50	0.00	15.00	12.00	12.00	14.50	22.00

Fuente: Senhami

#### 4.2.4.2. Periodo de Retorno.

Según M.T.C (2008) para el cálculo del periodo de retorno en toda obra de hidráulica, se tiene que tener en cuenta la relación que existe entre la probabilidad de que suceda un evento, la duración de vida útil de la construcción a realizar y cuanto de riesgo va a tener. Este definido por:

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

Donde:

N: vida útil años

T: periodo de retorno

Despejando T de la ecuación anterior se obtiene el periodo de retorno:

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

Dónde:

n = 40 años (ver Tabla 8)

R = 0.25 (ver Tabla 9)

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.25)^{1/40}} = 140 \text{ años}$$

El periodo de retorno en esta investigación fue de **140** años

#### 4.2.4.3. Análisis estadísticos.

Según (Monsalve), para el cálculo de precipitaciones máximas diarias se realizó mediante los análisis estadísticos probabilísticos tales como, Distribución normal, Distribución Pearson Tipo III, Distribución Log- Pearson Tipo III, Gúmbel. Las precipitaciones máximas con una data de 30 años se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Precipitaciones máximas diarias mensual (mm)

Año	Prec. Max	Año	Prec. Max
1990	15.40	2005	16.30
1991	18.20	2006	33.00
1992	17.20	2007	20.40
1993	20.10	2008	43.00
1994	25.20	2009	30.50
1995	17.60	2010	24.90
1996	28.00	2011	16.40
1997	24.10	2012	32.80
1998	35.00	2013	28.50
1999	17.40	2014	30.40
2000	24.00	2015	23.90
2001	29.20	2016	30.70
2002	28.40	2017	47.70
2003	29.30	2018	20.00
2004	20.80	2019	22.00

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### 4.2.4.3.1. Método de distribución normal

## Parámetros de distribución

$n = 30$  años

$$\text{Precipitación Media anual} = X = \frac{\sum P_i}{n}$$

$$X = \frac{770.40}{30} = 25.68 \text{ mm}$$

$$\text{Desviación Estandar} = S = \sqrt{\frac{\sum (P_i - P_m)^2}{n - 1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{1772.39}{30 - 1}} = 7.82$$

Dónde:

$$\mu = X$$

$$\sigma = S$$

$$\text{Factor de Frecuencia} = K_T = \frac{X_T - \mu}{\sigma}$$

Dónde:

$$K_T = z$$

$$\text{Probabilidad de Ocurrencia} = p = \frac{1}{T}$$

Dónde:

T: tiempo en años

$$p = \frac{1}{50} = 0.02$$

$$\text{Variable Intermedia} = w = \left( \ln \left( \frac{1}{p^2} \right) \right)^{1/2}; \quad 0 < p \leq 0.5$$

$$w = \left( \ln \left( \frac{1}{0.02^2} \right) \right)^{1/2} = 2.80$$

VALOR DE (z) CORRESPONDIENTE PARA UNA PROBABILIDAD DE (0.02)

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328 w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}$$

$$z = 2.8 - \frac{2.515517 + 0.802853(2.8) + 0.010328 (2.8)^2}{1 + 1.432788(2.8) + 0.189269(2.8)^2 + 0.001308(2.8)^3}$$

$$z = 2.05$$

*Precipitaciones máximas diarias para un periodo de retorno de 50 años*

$$z = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

$$X = (z * \sigma) + \mu$$

Dónde:

X: precipitación máxima

Despejando "x" obtenemos

$$P = (2.05 * 7.82) + 25.68$$

$$P = 40.02 \text{ mm}$$

Tabla 9. Precipitaciones máximas diaria por el método normal según periodo de retorno

T	PROB.	W	Z	P. MAX
2	0.500	1.177	0.0000	25.68
5	0.200	1.794	0.8415	32.26
10	0.100	2.146	1.2817	35.70
25	0.040	2.537	1.7511	39.37
50	0.020	2.797	2.0542	41.74
100	0.010	3.035	2.3268	43.87
140	0.007	3.144	2.4504	44.84
200	0.005	3.255	2.5762	45.82

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### 4.2.4.3.2. Método de distribución Pearson Tipo III

Este método se desarrolla realizando los siguientes cálculos.

- Se calcula la media de las precipitaciones máximas anuales.

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

$$X_m = \frac{770.40}{30} = 25.68$$

- Calcular desviación estándar S

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_m)^2}{n - 1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{1772.39}{30 - 1}} = 7.82$$

- Calcular coeficiente de asimetría Cs

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - X_m)^3}{(n - 1)(n - 2)S^3}$$

$$C_s = \frac{12405.732}{(30 - 1)(30 - 2)7.82^3} = 1$$

Tabla 10. Precipitación máxima diaria método Distribución Pearson Tipo III

<b>DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III</b>					
<b>Año</b>	<b>Prec. Max</b>	<b>Posición</b>	<b>Prec. Mm/día</b>	$(X_i - X_m)^2$	$(X_i - X_m)^3$
<b>1990</b>	15.4	1	47.7	484.88	10677.066
<b>1991</b>	18.2	2	43.0	299.98	5195.695
<b>1992</b>	17.2	3	35.0	86.86	809.558
<b>1993</b>	20.1	4	33.0	53.58	392.223
<b>1994</b>	25.2	5	32.8	50.69	360.944
<b>1995</b>	17.6	6	30.7	25.20	126.506
<b>1996</b>	28.0	7	30.5	23.23	111.980
<b>1997</b>	24.1	8	30.4	22.28	105.154
<b>1998</b>	35.0	9	29.3	13.10	47.438
<b>1999</b>	17.4	10	29.2	12.39	43.614
<b>2000</b>	24.0	11	28.5	7.95	22.426
<b>2001</b>	29.2	12	28.4	7.40	20.124
<b>2002</b>	28.4	13	28.0	5.38	12.487
<b>2003</b>	29.3	14	25.2	0.23	-0.111
<b>2004</b>	20.8	15	24.9	0.61	-0.475
<b>2005</b>	16.3	16	24.1	2.50	-3.944
<b>2006</b>	33.0	17	24.0	2.82	-4.742
<b>2007</b>	20.4	18	23.9	3.17	-5.640
<b>2008</b>	43.0	19	22.0	13.54	-49.836
<b>2009</b>	30.5	20	20.8	23.81	-116.214
<b>2010</b>	24.9	21	20.4	27.88	-147.198
<b>2011</b>	16.4	22	20.1	31.14	-173.741
<b>2012</b>	32.8	23	20.0	32.26	-183.250
<b>2013</b>	28.5	24	18.2	55.95	-418.509
<b>2014</b>	30.4	25	17.6	65.29	-527.514
<b>2015</b>	23.9	26	17.4	68.56	-567.664
<b>2016</b>	30.7	27	17.2	71.91	-609.800

<b>2017</b>	47.7	28	16.4	86.12	-799.179
<b>2018</b>	20.0	29	16.3	87.98	-825.294
<b>2019</b>	22.0	30	15.4	105.68	-1086.374
<b>Total</b>				1772.39	12405.732

Fuente: elaboración propia de los autores.

Para hallar el valor de K (ver Tabla 22 Anexos), en función del valor de Cs y periodo de retorno (Tr).

- Calcular precipitación máxima para cada periodo de retorno

$$P = X_m + SK$$

Tabla 11. Precipitaciones máximas Distribución Pearson Tipo III

<b>T (años)</b>	<b>PROB.</b>	<b>CS</b>	<b>K</b>	<b>Pmax(mm)</b>
2	0.5	1.0	-0.164	24.40
5	0.2	1.0	0.758	31.61
10	0.1	1.0	1.340	36.16
25	0.04	1.0	2.043	41.65
50	0.02	1.0	2.542	45.55
100	0.01	1.0	3.022	49.31
140	0.007	1.0	3.209	50.77
200	0.005	1.0	3.489	52.96

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### 4.2.4.3.3. Distribución Log- Pearson Tipo III

Para desarrollar este método se debe realizar los siguientes cálculos.

Tabla 12. Cálculo por el método de Distribución Log- Pearson Tipo III

<b>DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III</b>						
<b>Año</b>	<b>Prec. Max</b>	<b>Orden</b>	<b>Prec. mm/día</b>	<b>Yi</b>	<b><math>(X_i - X_m)^2</math></b>	<b><math>(X_i - X_m)^3</math></b>
<b>1990</b>	15.4	1	47.70	1.679	0.0825	0.0237
<b>1991</b>	18.2	2	43.00	1.633	0.0586	0.0142
<b>1992</b>	17.2	3	35.00	1.544	0.0233	0.0036
<b>1993</b>	20.1	4	33.00	1.519	0.0162	0.0021

<b>1994</b>	25.2	5	32.80	1.516	0.0155	0.0019	
<b>1995</b>	17.6	6	30.70	1.487	0.0092	0.0009	
<b>1996</b>	28	7	30.50	1.484	0.0086	0.0008	
<b>1997</b>	24.1	8	30.40	1.483	0.0084	0.0008	
<b>1998</b>	35	9	29.30	1.467	0.0057	0.0004	
<b>1999</b>	17.4	10	29.20	1.465	0.0055	0.0004	
<b>2000</b>	24	11	28.50	1.455	0.0040	0.0003	
<b>2001</b>	29.2	12	28.40	1.453	0.0038	0.0002	
<b>2002</b>	28.4	13	28.00	1.447	0.0031	0.0002	
<b>2003</b>	29.3	14	25.20	1.401	0.0001	0.0000	
<b>2004</b>	20.8	15	24.90	1.396	0.0000	0.0000	
<b>2005</b>	16.3	16	24.10	1.382	0.0001	0.0000	
<b>2006</b>	33	17	24.00	1.380	0.0001	0.0000	
<b>2007</b>	20.4	18	23.90	1.378	0.0002	0.0000	
<b>2008</b>	43	19	22.00	1.342	0.0024	-0.0001	
<b>2009</b>	30.5	20	20.80	1.318	0.0054	-0.0004	
<b>2010</b>	24.9	21	20.40	1.310	0.0067	-0.0005	
<b>2011</b>	16.4	22	20.10	1.303	0.0078	-0.0007	
<b>2012</b>	32.8	23	20.00	1.301	0.0082	-0.0007	
<b>2013</b>	28.5	24	18.20	1.260	0.0172	-0.0023	
<b>2014</b>	30.4	25	17.60	1.246	0.0213	-0.0031	
<b>2015</b>	23.9	26	17.40	1.241	0.0227	-0.0034	
<b>2016</b>	30.7	27	17.20	1.236	0.0243	-0.0038	
<b>2017</b>	47.7	28	16.40	1.215	0.0312	-0.0055	
<b>2018</b>	20	29	16.30	1.212	0.0321	-0.0058	
<b>2019</b>	22	30	15.40	1.188	0.0416	-0.0085	
				<b>Total</b>	41.74	0.4656	0.0146

Fuente: elaboración propia de los autores.

Calcular el logaritmo de cada precipitación máxima anual

$$Y_i = \log x_i$$

- Calcular la media de los logaritmos

$$Y_m = \sum_{i=1}^n \frac{Y_i}{n}, \text{ donde: } n = \text{cantidad de datos de precipitaciones}$$

$$Y_m = \frac{41.74}{30} = 1.39$$

- Calcular la desviación estándar de los logaritmos

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - Y_m)^2}{(n - 1)}}$$

$$S_y = \sqrt{\frac{0.4656}{(30 - 1)}} = 0.13$$

- Hallar el coeficiente de asimetría

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (Y_i - Y_m)^3}{(n - 1)(n - 2)S_y^3}$$

$$C_s = \frac{0.0146}{(30 - 1)(30 - 2)0.13^3} = 0.3$$

- Calcular

$$Y_T = Y_m + S_x K$$

- Calcular la precipitación máxima

$$P = \text{Antilog } Y_T$$

Valor del Factor de Frecuencia K Según  $C_s$  Y  $Tr$ . Método Log- Pearson Tipo III (ver Tabla 22 Anexo 4)

Tabla 13. Precipitaciones máximas diarias método Log Pearson Tipo III según periodo de retorno

T (años)	PROB.	K	YT	Pmax(mm)
2	0.5	-0.050	1.385	24.27
5	0.2	0.824	1.496	31.32
10	0.1	1.309	1.557	36.08
25	0.04	1.849	1.626	42.23
50	0.02	2.211	1.672	46.94
100	0.01	2.544	1.714	51.73
140	0.007	2.669	1.730	53.65
200	0.005	2.856	1.753	56.66

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### 4.2.4.3.4. Método de distribución Gúmbel

- Precipitación media anual

$$Xm = \frac{\sum Pi}{n}$$

$$Xm = \frac{770.40}{30} = 25.68mm$$

- Desviación estándar

$$S = \sqrt{\frac{\sum(Pi - Pm)^2}{n - 1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{1772.39}{30 - 1}} = 7.82$$

- Coeficiente de variación

$$Xm = \frac{S}{Xm} =$$

$$Cv = \frac{7.82}{25.68} = 0.3$$

➤ Calcular

$$Y = -\ln\left(-\ln\left(\frac{1}{1/T}\right)\right)$$

Donde:

T: periodo de retorno (años)

➤ Precipitación máxima

$$P_{\text{máx}} = Xm(1 + Cv(0.78 * Y - 0.45))$$

Tabla 14. Precipitaciones máximas método Gumbel

T (años)	PROB.	Cv	Y	P.máx
2	0.500	0.304	0.367	24.40
5	0.200	0.304	1.500	31.31
10	0.100	0.304	2.250	35.88
25	0.040	0.304	3.199	41.67
50	0.020	0.304	3.902	45.96
100	0.010	0.304	4.600	50.21
140	0.007	0.304	4.938	52.27
200	0.005	0.304	5.296	54.45

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### 4.2.4.4. Pruebas de Ajuste de los métodos estadísticos

##### 4.2.4.4.1. Distribución normal

Para la comprobación este método se usó el programa Hidroesta mediante el Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov como se muestra en la Figura 4.

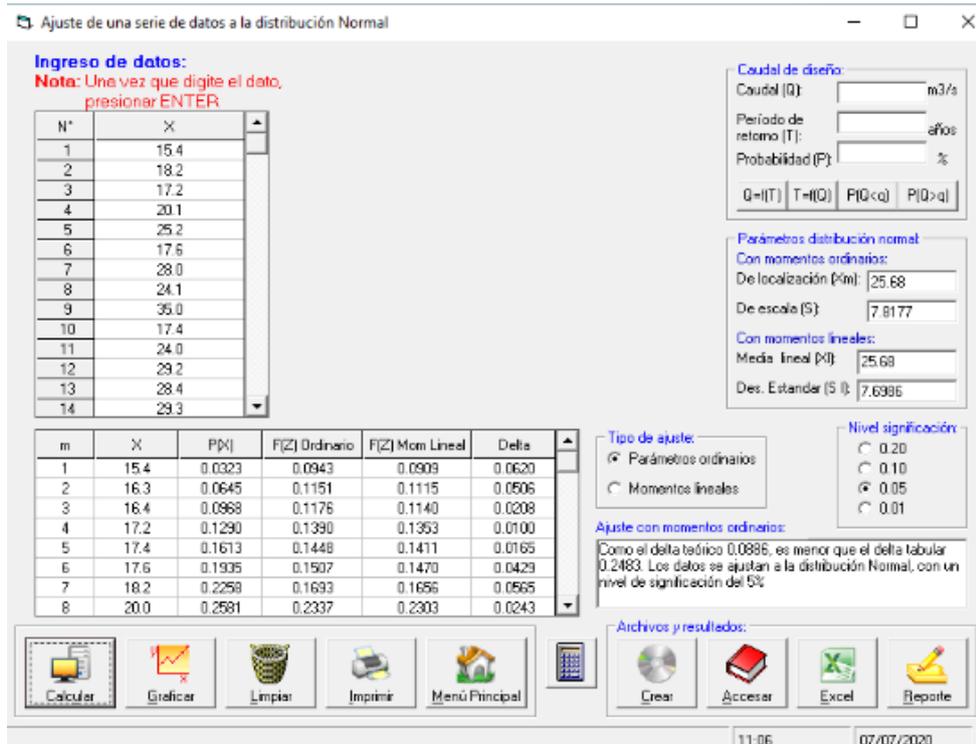


Figura 5. Ingreso de datos Distribución Normal

Fuente: Hiroesta.

Luego se generó el reporte obteniendo los resultados de la Tabla 14 y se obtuvo el grafico de la Figura 5.

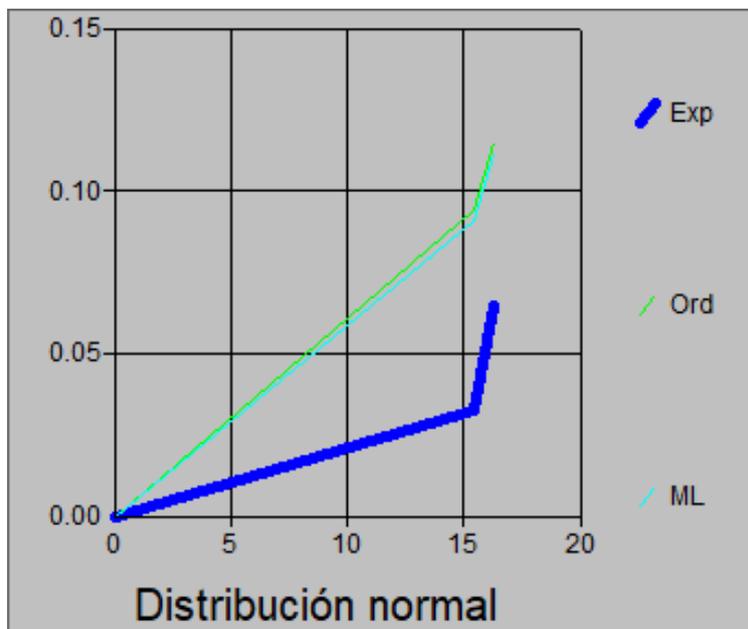


Figura 6. Distribución Normal

Fuente: Hidroesta.

Tabla 15. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov Distribución Normal

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom. Lineal	Delta
1	15.4	0.0322	0.0943	0.0909	0.062
2	16.3	0.0645	0.1151	0.1115	0.0506
3	16.4	0.0968	0.1176	0.114	0.0208
4	17.2	0.129	0.139	0.1353	0.0100
5	17.4	0.1612	0.1448	0.1411	0.0165
6	17.6	0.1936	0.1507	0.147	0.0429
7	18.2	0.2257	0.1693	0.1656	0.0565
8	20.0	0.2581	0.2337	0.2303	0.0243
9	20.1	0.2903	0.2377	0.2343	0.0526
10	20.4	0.3226	0.2497	0.2464	0.0729
11	20.8	0.3548	0.2662	0.2631	0.0886
12	22.0	0.3871	0.3189	0.3163	0.0682
13	23.9	0.4194	0.4099	0.4086	0.0094
14	24.0	0.4516	0.4149	0.4136	0.0367
15	24.1	0.4839	0.4199	0.4187	0.064
16	24.9	0.5161	0.4603	0.4596	0.0559
17	25.2	0.5484	0.4755	0.4751	0.0729
18	28.0	0.5806	0.6167	0.6184	0.0360
19	28.4	0.6129	0.6361	0.6381	0.0231
20	28.5	0.6452	0.6408	0.6429	0.0043
21	29.2	0.6774	0.6737	0.6762	0.0037
22	29.3	0.7097	0.6783	0.6809	0.0313
23	30.4	0.7419	0.727	0.7301	0.0149
24	30.5	0.7742	0.7312	0.7344	0.043
25	30.7	0.8065	0.7396	0.7428	0.0668
26	32.8	0.8387	0.8188	0.8225	0.0199
27	33	0.871	0.8254	0.8292	0.0455
28	35	0.9032	0.8834	0.887	0.0198
29	43	0.9355	0.9866	0.9878	0.0512
30	47.7	0.9677	0.9976	0.9979	0.0298

Fuente: Hidroesta

Siendo el  $\Delta$  teórico  $0.0886 < \Delta$  tabular  $0.2483$ . la distribución Log-Pearson tipo 3, se ajusta con un 5% de significancia.

#### 4.2.4.4.2. Distribución Log Pearson Tipo III

Para la comprobación este método se usó el programa Hidroesta mediante el Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov como se muestra en la Figura 6.

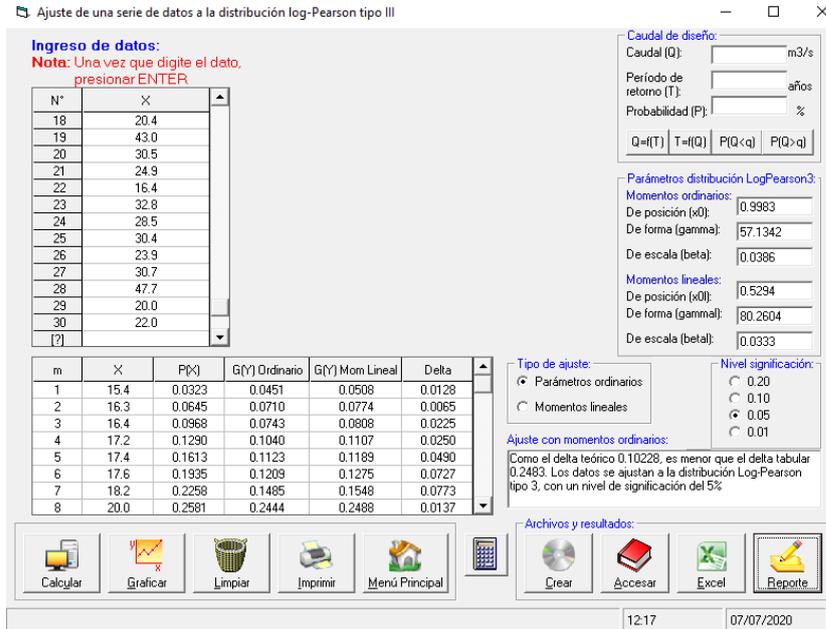


Figura 7. Ingreso de datos Distribución Log Pearson Tipo III

Fuente: Hidroesta.

Luego se generó el reporte obteniendo los resultados de la Tabla 15 y se obtuvo el grafico de la Figura 7.

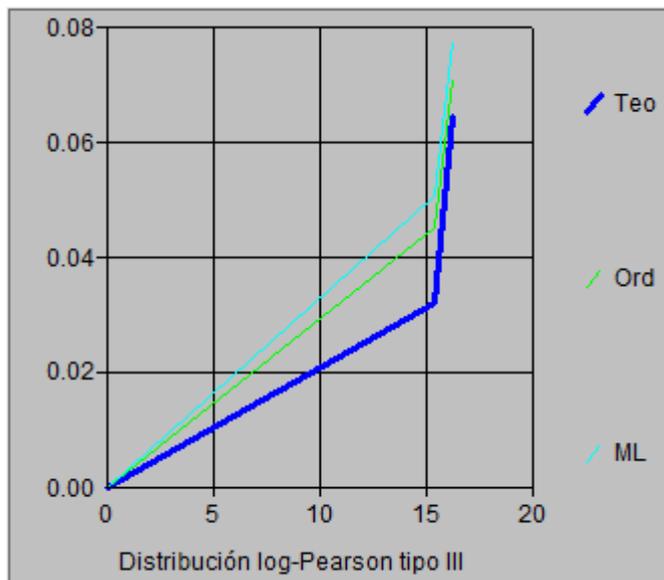


Figura 8. Distribución Log Pearson Tipo III

Fuente: Hidroesta.

Tabla 16. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov Log Pearson Tipo III

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.4	0.0323	0.0451	0.0508	0.0128
2	16.3	0.0645	0.071	0.0774	0.0065
3	16.4	0.0968	0.0743	0.0808	0.0225
4	17.2	0.129	0.104	0.1107	0.025
5	17.4	0.1613	0.1123	0.1189	0.049
6	17.6	0.1935	0.1209	0.1275	0.0727
7	18.2	0.2258	0.1485	0.1548	0.0773
8	20	0.2581	0.2444	0.2488	0.0137
9	20.1	0.2903	0.2502	0.2544	0.0402
10	20.4	0.3226	0.2676	0.2714	0.0549
11	20.8	0.3548	0.2913	0.2945	0.0635
12	22	0.3871	0.3636	0.3648	0.0235
13	23.9	0.4194	0.4766	0.4748	0.0573
14	24	0.4516	0.4824	0.4804	0.0307
15	24.1	0.4839	0.4881	0.486	0.0042
16	24.9	0.5161	0.5327	0.5297	0.0166
17	25.2	0.5484	0.5489	0.5455	0.0005
18	28	0.5806	0.6829	0.6775	0.1023
19	28.4	0.6129	0.6994	0.6938	0.0865
20	28.5	0.6452	0.7034	0.6978	0.0582
21	29.2	0.6774	0.7302	0.7245	0.0528
22	29.3	0.7097	0.7339	0.7281	0.0242
23	30.4	0.7419	0.7716	0.7658	0.0297
24	30.5	0.7742	0.7748	0.769	0.0006
25	30.7	0.8065	0.781	0.7753	0.0254
26	32.8	0.8387	0.8381	0.8327	0.0006
27	33	0.871	0.8427	0.8374	0.0282
28	35	0.9032	0.883	0.8783	0.0203
29	43	0.9355	0.9651	0.9631	0.0296
30	47.7	0.9677	0.9828	0.9818	0.0151

Fuente: Hidroesta

Siendo el  $\Delta$  teórico  $0.10228 < \Delta$  tabular  $0.2483$ . la distribución Log-Pearson tipo 3, se ajusta con un 5% de significancia.

#### 4.2.4.4.3. Distribución Pearson Tipo III

Según Linsley (1977) la prueba de Smirnov kolmogorv con ecuación siguiente:

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

$$S = \text{máx} |f(x_m) - P(x_m)|$$

Así mismo se debe de cumplir que  $S < \alpha$

$S = 0.1004$  (ver Tabla 23 Anexo 4)

$n = 30$  (número de datos)

$\alpha = 0.24$  (ver Tabla 24 Anexo 4)

Por lo tanto, se verifica que  $0.1004 < 0.24$ , los datos se ajustan al método de distribución Pearson Tipo III.

#### 4.2.4.4.4. Método distribución Gúmbel

Para la comprobación este método se usó el programa Hidroesta mediante el Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov como se muestra en la Figura 8.

**Ingreso de datos:**  
**Nota:** Una vez que digite el dato, presionar ENTER

N°	X
18	20.4
19	43.0
20	30.5
21	24.9
22	16.4
23	32.8
24	28.5
25	30.4
26	23.9
27	30.7
28	47.7
29	20.0
30	22.0
[?]	

Caudal de diseño:  
Caudal (Q): 20.4 m<sup>3</sup>/s  
Período de retorno (T): 19 años  
Probabilidad (P): 0.0645 %  
Q=(T) | T=(Q) | P(Q<q) | P(Q>q)

**Parámetros distribución Gumbel:**  
**Con momentos ordinarios:**  
De posición (μ): 22.1266  
De escala (alfa): 6.1099  
**Con momentos lineales:**  
De posición (μl): 22.0285  
De escala (alfal): 6.2799

**Nivel significación:**  
 0.20  
 0.10  
 0.05  
 0.01

**Tipo de ajuste:**  
 Parámetros ordinarios  
 Momentos lineales

**Ajuste con momentos ordinarios:**  
Como el delta teórico 0.1016, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.4	0.0323	0.0494	0.0565	0.0172
2	16.3	0.0645	0.0746	0.0829	0.0101
3	16.4	0.0968	0.0778	0.0863	0.0189
4	17.2	0.1290	0.1065	0.1156	0.0225
5	17.4	0.1613	0.1145	0.1237	0.0468
6	17.6	0.1935	0.1227	0.1321	0.0708
7	18.2	0.2258	0.1493	0.1589	0.0765
8	20.0	0.2581	0.2426	0.2513	0.0155

Archivos y resultados:

Figura 9. Ingreso de datos Distribución Gumbel

Fuente: Hidroesta.

Luego se generó el reporte obteniendo los resultados de la Tabla 15 y se obtuvo el gráfico de la Figura 9.

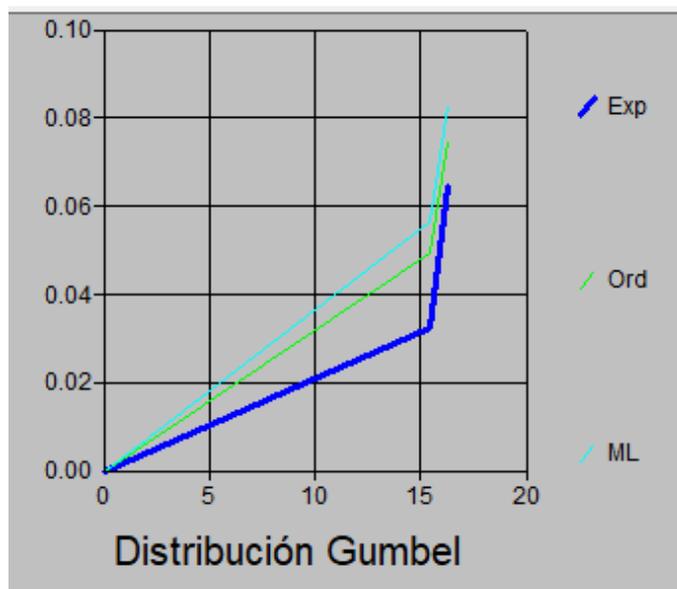


Figura 10. Distribución Gumbel

Fuente: Hidroesta.

Tabla 17. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov Distribución Gumbel

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.4	0.0323	0.0494	0.0565	0.0172
2	16.3	0.0645	0.0746	0.0829	0.0101
3	16.4	0.0968	0.0778	0.0863	0.0189
4	17.2	0.129	0.1065	0.1156	0.0225
5	17.4	0.1613	0.1145	0.1237	0.0468
6	17.6	0.1935	0.1227	0.1321	0.0708
7	18.2	0.2258	0.1493	0.1589	0.0765
8	20	0.2581	0.2426	0.2513	0.0155
9	20	0.2903	0.2426	0.2513	0.0477
10	20.1	0.3226	0.2483	0.2568	0.0743
11	20.4	0.3548	0.2654	0.2736	0.0894
12	22	0.3871	0.3603	0.3662	0.0268
13	23.9	0.4194	0.4733	0.476	0.0539
14	24	0.4516	0.4791	0.4816	0.0274
15	24.1	0.4839	0.4848	0.4872	0.0009
16	24.9	0.5161	0.5299	0.531	0.0137
17	25.2	0.5484	0.5462	0.5469	0.0021
18	28	0.5806	0.6822	0.6795	0.1016
19	28.4	0.6129	0.699	0.6959	0.0861
20	28.5	0.6452	0.703	0.6999	0.0579

21	29.2	0.6774	0.7304	0.7267	0.0529
22	29.3	0.7097	0.7341	0.7304	0.0244
23	30.4	0.7419	0.7725	0.7682	0.0305
24	30.5	0.7742	0.7757	0.7714	0.0015
25	30.7	0.8065	0.7821	0.7777	0.0244
26	32.8	0.8387	0.84	0.8353	0.0013
27	33	0.871	0.8448	0.8401	0.0262
28	35	0.9032	0.8855	0.881	0.0177
29	43	0.9355	0.9677	0.9652	0.0322
30	47.7	0.9677	0.9849	0.9834	0.0172

Fuente: Hidroesta

Siendo el  $\Delta$  teórico  $0.1016 < \Delta$  tabular  $0.2483$ . la distribución Gumbel, se ajusta con un 5% de significancia.

#### 4.2.5. Caudal de diseño

##### 4.2.5.1. Método racional modificado

$$Q = 0.278CIAK$$

Dónde:

**Q:** caudal máximo de diseño (m<sup>3</sup>/s)

**C:** coeficiente de escorrentía

**I:** Intensidad de precipitación máxima (mm/h)

**A:** área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

**K:** coeficiente de uniformidad

##### A. Tiempo de concentración (T<sub>c</sub>)

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

Dónde:

L: longitud del cauce (km)

S: pendiente promedio del cauce

$$T_c = 0.3 \left( \frac{12.17}{0.096^{0.25}} \right)^{0.76}$$

$$T_c = 3.13 \text{ horas}$$

### B. Coeficiente de uniformidad (K)

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Dónde:

Tc: tiempo de concentración (h)

$$K = 1 + \frac{3.13^{1.25}}{3.13^{1.25} + 14}$$

$$K = 1.23$$

### C. Factor reductor (K<sub>A</sub>)

$$K_A = 1 - \left( \log_{10} \frac{A}{15} \right)$$

Dónde:

A: área de la microcuenca (km<sup>2</sup>)

$$K_A = 1 - \left( \log_{10} \frac{40.30}{15} \right)$$

$$K_A = 0.571$$

### D. Precipitación máxima diaria corregida (P)

$$P = K_A P_d$$

Dónde:

Pd: prec. máxima diaria (mm)

### E. Intensidad de precipitación máxima (I)

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

Dónde:

P: prec. máxima corregida(mm)

Tc: tiempo de concentración (h)

#### F. Coeficiente de escorrentía (C)

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

Dónde:

Pd: prec. máxima diaria (mm)

Po: umbral de escorrentía

$$P_o = \frac{5000}{CN} - 50$$

Dónde:

CN: número de curvas = 88 (ver Tabla 20 Anexo 4)

#### G. Precipitación máxima de diseño

En la Tabla 18, se resume las máximas precipitaciones por día con los diferentes métodos aplicados.

Tabla 18. Resumen precipitaciones máximas según métodos probabilísticos.

	PRECIPITACIONES MÁXIMAS SEGÚN CADA MÉTODO PROBABILÍSTICO (mm)				
T (años)	NORMAL	PEARSON TIPO III	LONG-PEARSON TIPO III	GUMBEL	PROM.
2	25.68	24.40	24.27	24.40	24.69
5	32.26	31.61	31.32	31.31	31.62
10	35.70	36.16	36.08	35.88	35.95
25	39.37	41.65	42.23	41.67	41.23
50	41.74	45.55	46.94	45.96	45.05
100	43.87	49.31	51.73	50.21	48.78
140	44.84	50.77	53.65	52.27	50.38
200	45.82	52.96	56.66	54.45	52.47

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### H. Caudales de diseño máximo según periodos de retorno.

Para la obtención del caudal de diseño en esta investigación se usó el método racional modificado, obteniendo caudales para diferentes periodos de retorno.

Tabla 19. Caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.

T	P. MAX	P. CORREG.	I	C	K	Q
2	24.69	14.10	3.11	0.326	1.229	13.95
5	31.62	18.06	3.98	0.411	1.229	22.52
10	35.95	20.53	4.53	0.456	1.229	28.41
25	41.23	23.55	5.19	0.504	1.229	36.02
50	45.05	25.73	5.67	0.535	1.229	41.78
100	48.78	27.86	6.14	0.563	1.229	47.57
140	50.38	28.77	6.34	0.574	1.229	<b>50.10</b>
200	52.47	29.97	6.61	0.588	1.229	53.44

Fuente: elaboración propia de los autores.

Para esta investigación se optó trabajar con un caudal de **50.10 m<sup>3</sup>/s.** con 140 años como periodo de retorno.

#### 4.3. Estudio de Suelos

Para esta investigación se tomó como referencias los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos del expediente técnico “Mejoramiento y rehabilitación del camino vecinal: Otuzco Carnachique, de la ciudad de Otuzco y centro poblado de Carnachique - distrito de Otuzco - provincia de Otuzco – región la libertad” (ver Anexo 5), debido a que se realizaron calicatas para determinar características del suelo para el diseño y construcción de obras de arte tales como cunetas, alcantarillas y muros de contención.

La vía está ubicada paralela a nuestro tramo del río en estudio, así mismo en el expediente técnico las calicatas tienen una denominación específica para identificarlas según su ubicación, tal es el caso de la calita 1 que tiene la denominación C-1 y ha sido considerada para los cálculos en el tercer tramo de esta investigación, la calicata 2 se le denomina en el expediente técnico como C-2 y se ha considerado para el segundo tramos, la calicata 3 esta denominada como C-3 y se considerado en el tercer tramo, dichas calicatas se realizaron en los márgenes de las quebradas que vierten al río Pollo.

Así mismo en la identificación de los tramos críticos se tomó en cuenta las características del terreno y secciones transversales que se obtuvo del levantamiento topográfico, donde se pudo comprobar que hay tramos en donde no requiere ninguna estructura debido a que posee encauzamiento natural por roca fija. A continuación, se detalla la ubicación de las calicatas y las características del suelo por tramo de estudio.

#### **4.3.2. Tramo 1: Progr. 0 + 060.00 km - Progr. 0 + 680.00 km**

##### **Calicata C-3**

Presenta un primer estrato hasta 0.15 m. de profundidad, constituido por material de relleno conformado por suelo orgánico, arcilla y grava de color gris. Se encuentra con bajo grado de compacidad y bajo contenido de humedad. De 0.15 m. a 1.50 m. de profundidad encontramos un segundo estrato conformado por limo inorgánico de baja comprensibilidad, de color amarillo, mezclado con 23.80% de

arena gruesa a fina y 15.54% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de  $\frac{1}{2}$ ". (Clasificación AASHTO: A-5). Se encuentra con bajo grado de compacidad y alto contenido de humedad con peso específico 1.765 Tn/m<sup>3</sup>, ángulo de fricción interna del suelo de 32°, sus factores de capacidad de carga  $N_c = 44$ ,  $N_q = 28$ ,  $N_y = 25$ . La cohesión del suelo es  $C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ .

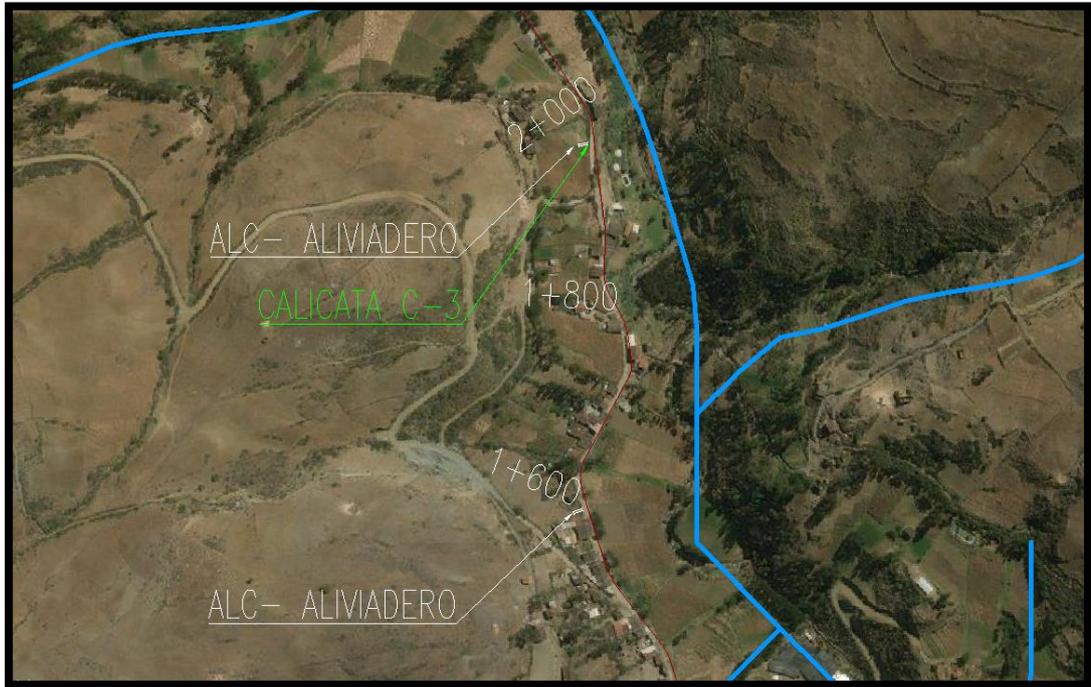


Figura 11. Ubicación de calicata C - 3 de expediente técnico.

Fuente: Expediente técnico.

#### 4.3.3. Tramo 2: Progr. 0 + 920.00 Km – Progr. 1 + 160.00 Km

##### Calicata C-2

Presenta un primer estrato hasta 0.60 m. de profundidad, constituido por material de relleno conformado por suelo orgánico, arcilla y grava de color gris. Se encuentra con bajo grado de compacidad y bajo contenido de humedad. De 0.60 m. a 1.50 m. de profundidad encontramos un segundo estrato conformado por limo inorgánico de baja compresibilidad, de color amarillo, mezclado con 23.80% de arena gruesa a fina y 15.54% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de  $\frac{1}{2}$ ". (Clasificación AASHTO: A-6). Se encuentra con bajo

grado de compacidad y alto contenido de humedad con peso específico 1.85 Tn/m<sup>3</sup>, ángulo de fricción interna del suelo de 35°, sus factores de capacidad de carga  $N_c = 58$ ,  $N_q = 42$ ,  $N_y = 40$ . La cohesión del suelo es  $C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ .



Figura 12. Delimitación de calicata C - 2 de expediente técnico.

Fuente: Expediente técnico.

#### 4.3.4. Tramo 3: Progr. 2 + 300.00Km – Progr. 3 + 565.00 Km

##### Calicata C-1

Presenta un primer estrato hasta 0.60 m. de profundidad, constituido por material de relleno conformado por suelo orgánico, arcilla y grava de color gris. Se encuentra con bajo grado de compacidad y bajo contenido de humedad. De 0.60 m. a 1.50 m. de profundidad encontramos un segundo estrato conformado por arcilla inorgánica de mediana plasticidad, de color marrón claro, mezclada con 26.78% de arena fina y gruesa y 14.01% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de 1/2". (Clasificación MSHTO: A-6). Se encuentra con bajo grado de compacidad y alto contenido de humedad con peso específico 2.085 Tn/m<sup>3</sup>, ángulo de fricción interna del suelo de 30°,

sus factores de capacidad de carga  $N_c = 38$ ,  $N_q = 22$ ,  $N_y = 20$ . La cohesión del suelo es  $C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ .



Figura 13. Delimitación de calicata C - 1 de expediente técnico.

Fuente: Expediente técnico.

#### 4.4. Diseño Hidráulico

En este proyecto de investigación se identificó tres tramos críticos en el cual se necesita de proteger ambos márgenes del río, para prevenir inundaciones, derrumbes, pérdidas de taludes y terrenos de cultivo, es por eso que se realizara se realizó el diseño hidráulico en los tramos críticos con la finalidad de proponer una estructura adecuada para dar solución a esta problemática.

El cálculo de los parámetros hidráulicos de los tramos críticos según las progresivas establecidas son los siguientes.

##### 4.4.2. Tramo 1: Progr. 0 + 060.00 km - Progr. 0 + 680.00 km

###### 4.4.2.1. Ancho estable del río método de Altunin Manning

$$B = A * \frac{\sqrt{Q}}{S^{0.2}}$$

$$A = \left( n * K^{5/3} \right)^{\frac{3}{3+(5*m)}}$$

Datos:

Q = 42.31 m<sup>3</sup>/s (caudal de diseño)

A = coeficiente

B = ancho

S = 0.0064 (pendiente)

n = coeficiente de rugosidad (**ver tabla 28 Anexo 4**)

k = 3 (depende de la resistencia de las orillas) (**ver tabla 27 Anexo 4**)

m = 1 (coeficiente de tipo de río) (**ver tabla 28 Anexo 4**)

$$A = \left( 0.025 * 3^{5/3} \right)^{\frac{3}{3+(5*1)}}$$

$$A = 0.5$$

$$B = 0.5 * \frac{\sqrt{42.31}}{(0.0064)^{0.2}} = 8.90 \text{ m}$$

Según la topografía del terreno, la propuesta de diseño se asumió **B = 8.2 m**

#### 4.4.2.2. Tirante máximo y altura de encauzamiento

##### A. Tirante máximo

$$t = \left( \frac{Q}{K_s * B * S^{1/2}} \right)^{3/5}$$

**Dónde:**

Q = 42.31 m<sup>3</sup>/s

B = 8 m

S = 0.0064

Ks = 44 (coeficiente de rugosidad) (**ver tabla 29 Anexo 4**)

t = tirante máximo

$$t = \left( \frac{42.31}{44 * 8.2 * (0.0064)^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$t = 1.33 \text{ m}$$

## B. Altura de encauzamiento

$$H = t + B_L$$

Datos:

$$Q = 42.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.025$$

$$B = 8.2 \text{ m}$$

$$Z = 1 \text{ (ver tabla)}$$

$$S = 0.0064$$

$$Y = t = 1.33 \text{ m}$$

Cálculos previos para determinar la altura de encauzamiento:

### ➤ Cálculo de la Sección húmeda

$$A = (B + Z * Y)Y$$

$$A = (8.2 + 2 * 1.33) * 1.33 = \mathbf{13.63 \text{ m}^2}$$

### ➤ Perímetro húmedo

$$P = B + 2Y\sqrt{1 + Z^2}$$

$$P = 8.2 + 2 * 1.33\sqrt{1 + 1^2} = \mathbf{12.67 \text{ m}}$$

### ➤ Radio hidráulico

$$R_H = \frac{A}{P}$$

$$R_H = 1.08 \text{ m}$$

### ➤ Velocidad

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{(1.08)^{2/3} * (0.0064)^{1/2}}{0.025} = 3.36 \text{ m/s}$$

➤ **Profundidad hidráulica media**

$$Ym = \frac{A}{B}$$

$$Ym = \frac{13.63}{8.2} = 1.53 \text{ m}$$

➤ **Número de froude**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Ym}}$$

$$Fr = \frac{3.36}{\sqrt{9.81 * 1.53}} = 0.87 < 1 \text{ (flujo sub critico)}$$

➤ **Coeficiente**

$$e = \frac{V^2}{2 * g}$$

$$e = \frac{3.36^2}{2 * 9.81} = 0.58$$

➤ **Borde libre**

$$B_L = c * e$$

$$B_L = 1 * 0.58 = 0.58$$

➤ **Altura de encauzamiento**

$$\begin{aligned} H &= t + B_L \\ &= 1.33 + 0.58 = \mathbf{1.91\ m} \end{aligned}$$

Con los cálculos anteriores de determino que para el tramo 1 la altura de encauzamiento es de **1.91 m**.

**4.4.2.3. Socavación en tramos rectos**

Datos para el cálculo de socavación:

$$B = 8.2\text{m}$$

$$Q_d = 42.31\ \text{m}^3/\text{s}$$

$$t = 1.33\ \text{m}$$

$$D_m = 12\text{mm}$$

$$T_m = 1.53\ \text{m}$$

$$u = 0.88 \text{ (ver Tabla 30 Anexo 4)}$$

$$\beta = 1.002 \text{ (ver Tabla 31 Anexo 4)}$$

$$1/(x+1) = 0.75 \text{ (ver tabla 32 Anexo 4)}$$

$$\begin{aligned} \text{coeficiente } \alpha &= \frac{Q}{(t_m^{5/3} * B * u)} \\ \alpha &= \frac{42.31}{(1.53^{5/3} * 8.2 * 0.88)} = 2.88 \end{aligned}$$

Para suelos granulares no cohesivos se tiene:

$$\begin{aligned} t_s &= \frac{(\alpha t^{5/3})}{(0.68 D_m^{0.28})^{1/(x+1)}} \\ t_s &= \frac{(2.88 * 1.33^{5/3})}{(0.68 * 12^{0.28})^{0.75}} = 1.72\ \text{m} \end{aligned}$$

$$\text{altura de socavacion } H_s = t_s - t$$

$$H_s = 1.72 - 1.33 = 0.39\ \text{m}$$

$$H = 2.3\ \text{m}$$

#### 4.4.2.4. Socavación en curvas

$$t_{max} = e * Dr$$

$$e = \frac{R}{B} = 1.42$$

$$t_{max} = 1.42 * 1.33 = 1.89 \text{ m}$$

$$Hs = 1.89 - 1.33 = 0.60 \text{ m}$$

$$H = 2.5 \text{ m}$$

#### 4.4.2.5. Fuerza Tractiva

$$T = \gamma R_H S$$

Dónde:

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$R_H = 1.08 \text{ (m)}$$

$$S = 0.0064$$

$$T = 1000 \times 1.08 \times 0.0064 = 6.91 \text{ kg /m}$$

Como el valor de  $T > T_c$  (4.8 – 5.00 ver tabla 33 Anexo 4), entonces el tramo en estudio requiere de una estructura que proteja los márgenes del río.

#### 4.4.3. Tramo 2: Progr. 0 + 920.00 Km – Progr. 1 + 160.00 Km

##### 4.4.3.1. Ancho estable del río

##### método de Altunin Manning

$$B = A * \frac{\sqrt{Q}}{S^{0.2}}$$

$$A = \left( n * K^{5/3} \right)^{\frac{3}{3+(5*m)}}$$

Datos:

Q = 42.77 m<sup>3</sup>/s (caudal de diseño)

A = coeficiente

B = ancho

S = 0.0052 (pendiente)

n = coeficiente de rugosidad (**ver tabla 28 Anexo 4**)

k = 3 (depende de la resistencia de las orillas) (**ver tabla 27 Anexo 4**)

m = 1 (coeficiente de tipo de rio) (**ver tabla 28 Anexo 4**)

$$A = (0.025 * 3^{5/3})^{\frac{3}{3+(5*1)}}$$

$$A = 0.50$$

$$B = 0.5 * \frac{\sqrt{42.77}}{(0.0052)^{0.2}}$$

$$B = 9.34 \text{ m}$$

Según la topografía del terreno, la propuesta de diseño se asumió **B = 8.60 m**.

#### 4.4.3.2. Tirante máximo y altura de encauzamiento

##### A. Tirante máximo

$$t = \left( \frac{Q}{K_s * B * S^{1/2}} \right)^{3/5}$$

**Dónde:**

$$Q = 42.77 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 8.6 \text{ m}$$

$$S = 0.0052$$

$K_s = 44$  (coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural)

(**ver tabla 29 Anexo 4**)

t = tirante máximo

$$t = \left( \frac{42.77}{44 * 8.6 * (0.0052)^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$t = 1.39 \text{ m}$$

##### B. Altura de encauzamiento

$$H = t + B_L$$

Datos:

$$Q = 42.77 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.025$$

$$B = 8.6 \text{ m}$$

$$Z = 1 \text{ (ver tabla)}$$

$$S = 0.0052$$

$$Y = t = 1.39 \text{ m}$$

Cálculos previos para determinar la altura de encauzamiento:

➤ **Cálculo de la Sección húmeda**

$$A = (B + Z * Y)Y$$

$$A = (8.6 + 2 * 1.39) * 1.39 = 14.91 \text{ m}^2$$

➤ **Perímetro húmedo**

$$P = B + 2Y\sqrt{1 + Z^2}$$

$$P = 8.6 + 2 * 1.39\sqrt{1 + 1^2} = 13.27 \text{ m}$$

➤ **Radio hidráulico**

$$R_H = \frac{A}{P}$$

$$R_H = 1.12 \text{ m}$$

➤ **Velocidad**

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{(1.12)^{2/3} * (0.0052)^{1/2}}{0.025} = 3.11 \text{ m/s}$$

$$V = 3.11 \text{ m/s}$$

➤ **Profundidad hidráulica media**

$$Ym = \frac{A}{B}$$

$$Ym = \frac{14.91}{8.6} = 1.60m$$

➤ **Número de Froude**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Ym}}$$

$$Fr = \frac{3.11}{\sqrt{9.81 * 1.60}} = 0.78 < 1 \text{ (flujo sub critico)}$$

➤ **Coeficiente**

$$e = \frac{V^2}{2 * g}$$

$$e = \frac{3.11^2}{2 * 9.81} = 0.49$$

➤ **Borde libre**

$$B_L = c * e$$

$$B_L = 1 * 0.49 = 0.49$$

➤ **Altura de encauzamiento**

$$H = t + B_L$$

$$H = 1.39 + 0.54 = \mathbf{1.88 m}$$

Con los cálculos anteriores de determino que para el tramo 2 la altura de encauzamiento es de 1.88.

**4.4.3.3. Socavación en tramos rectos**

Datos para el cálculo de socavación:

B= 8.6 m

Qd= 42.77 m<sup>3</sup>/s

$$t = 1.39 \text{ m}$$

$$D_m = 15 \text{ mm}$$

$$T_m = 1.60 \text{ m}$$

$$u = 0.88 \text{ (ver Tabla 30 Anexo 4)}$$

$$\beta = 1.002 \text{ (ver Tabla 31 Anexo 4)}$$

$$1/(x+1) = 0.75 \text{ (ver tabla 32 Anexo 4)}$$

$$D_r = t$$

$$\begin{aligned} \text{coeficiente } \alpha &= \frac{Q}{(t_m^{5/3} * B * u)} \\ \alpha &= \frac{42.77}{(1.60^{5/3} * 8.6 * 0.88)} = 2.59 \end{aligned}$$

Para suelos granulares no cohesivos se tiene:

$$\begin{aligned} t_s &= \frac{(\alpha t^{5/3})}{(0.68 D_m^{0.28})^{1/(x+1)}} \\ t_s &= \frac{(2.59 * 1.39^{5/3})}{(0.68 * 15^{0.28})^{0.75}} = 1.73 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Altura de socavacion } H_s = t_s - t$$

$$H_s = 1.73 - 1.39 = 0.34 \text{ m}$$

$$H = 2.3 \text{ m}$$

#### 4.4.3.4. Socavación en curvas

$$t_{max} = e * D_r$$

$$e = R/B$$

$$t_{max} = 1.42 * 1.39 = 1.97 \text{ m}$$

$$H_s = 1.97 - 1.39 = 0.58 \text{ m}$$

$$H = 2.5 \text{ m}$$

#### 4.4.3.5. Fuerza tractiva

$$T = \gamma R_H S$$

Dónde:

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$R_H = 1.12 \text{ (m)}$$

$$S = 0.0052$$

$$T = 1000 \times 1.12 \times 0.0052 = 5.82 \text{ kg/m}$$

Como el valor de  $T > T_c$  (4.8 – 5.00 ver tabla 33 Anexo 4), entonces el tramo en estudio requiere de una estructura que proteja los márgenes del río.

#### 4.4.4. Tramo 3: Progr. 2 + 300.00Km – Progr. 3 + 565.00 Km

##### 4.4.4.1. Ancho estable del río

##### método de Altunin Manning

$$B = A * \frac{\sqrt{Q}}{S^{0.2}}$$

$$A = (n * K^{5/3})^{\frac{3}{3+(5*m)}}$$

Datos:

$Q = 50.95 \text{ m}^3/\text{s}$  (caudal de diseño)

$A =$  coeficiente

$B =$  ancho

$S = 0.0028$  (pendiente)

$n =$  coeficiente de rugosidad (**ver tabla 28 Anexo 4**)

$k = 3$  (coeficiente que depende de la resistencia de las orillas) (**ver tabla 27 Anexo 4**)

$m = 1$  (coeficiente de tipo de río) (**ver tabla 28 Anexo 4**)

$$A = (0.025 * 3^{5/3})^{\frac{3}{3+(5*1)}}$$

$$A = 0.50$$

$$B = 0.50 * \frac{\sqrt{42.31}}{(0.0028)^{0.2}}$$

$$B = 11.54 \text{ m}$$

Según la topografía del terreno, la propuesta de diseño se sumió **B = 7.5 m**

#### 4.4.4.2. Tirante máximo y altura de encauzamiento

##### A. Tirante máximo

$$t = \left( \frac{Q}{K_s * B * S^{1/2}} \right)^{3/5}$$

**Dónde:**

$$Q = 50.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 7.5 \text{ m}$$

$$S = 0.0028$$

$$K_s = 44 \text{ (coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural)}$$

**(ver tabla 29 Anexo)**

t = tirante máximo

$$t = \left( \frac{50.95}{44 * 7.5 * (0.0028)^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$t = 2.02 \text{ m}$$

##### B. Altura de encauzamiento

$$H = t + B_L$$

Datos:

$$Q = 50.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.025$$

$$B = 7.5 \text{ m}$$

$$Z = 1 \text{ (ver tabla)}$$

$$S = 0.0028$$

$$Y = t = 2.02 \text{ m}$$

Cálculos previos para determinar la altura de encauzamiento:

##### ➤ Cálculo de la Sección húmeda

$$A = (B + Z * Y)Y$$

$$A = (7.5 + 2 * 2.02) * 2.02 = 27.36 \text{ m}^2$$

➤ **Perímetro húmedo**

$$P = B + 2Y\sqrt{1 + Z^2}$$

$$P = 7.5 + 2 * 2.02\sqrt{1 + 1^2} = 17.25 \text{ m}$$

➤ **Radio hidráulico**

$$R_H = \frac{A}{P}$$

$$R_H = 1.59 \text{ m}$$

➤ **Velocidad**

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{(1.59)^{2/3} * (0.0028)^{1/2}}{0.025} = 2.98 \text{ m/s}$$

➤ **Profundidad hidráulica media**

$$Y_m = \frac{A}{B}$$

$$Y_m = \frac{27.36}{7.5} = 2.37 \text{ m}$$

➤ **Número de froude**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Y_m}}$$

$$Fr = \frac{2.98}{\sqrt{9.81 * 1.44}} = 0.59 < 1 \text{ (flujo sub critico)}$$

➤ **Coficiente**

$$e = \frac{V^2}{2 * g}$$

$$e = \frac{2.98^2}{2 * 9.81} 0.42$$

➤ **Borde libre**

$$B_L = c * e$$

$$B_L = 1 * 0.42 = 0.42$$

➤ **Altura de encauzamiento**

$$H = t + B_L$$

$$H = 2.02 + 0.42 = 2.44 \text{ m}$$

Con los cálculos anteriores de determino que para el tramo 1 la altura de encauzamiento es de 2.44 m.

**4.4.4.3. Socavación en tramos rectos**

Datos para el cálculo de socavación:

Donde:

$$B = 7.5 \text{ m}$$

$$Q_d = 51.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t = 2.04 \text{ m}$$

$$D_m = 16 \text{ mm}$$

$$T_m = 2.39 \text{ m}$$

$$u = 0.88 \text{ (ver Tabla 30 Anexo 4)}$$

$$\beta = 1.002 \text{ (ver Tabla 31 Anexo 4)}$$

$$1/(x+1) = 0.76 \text{ (ver tabla 32 Anexo 4)}$$

$$D_r = t$$

$$\text{coeficiente } \alpha = \frac{Q}{(t_m^{5/3} * B * u)}$$

$$\alpha = \frac{51.73}{(2.39^{5/3} * 7.5 * 0.88)} = 1.83$$

Para suelos granulares no cohesivos se tiene:

$$t_s = \frac{(\propto t^{5/3})}{(0.68 D m^{0.28})^{1/(x+1)}}$$

$$t_s = \frac{(1.83 * 2.04^{5/3})}{(0.68 * 16^{0.28})^{0.76}} = 2.46 \text{ m}$$

altura de socavacion  $H_s = t_s - t$

$$H_s = 2.46 - 2.04 = 0.42 \text{ m}$$

$$H = 2.9 \text{ m}$$

#### 4.4.4.4. Socavación en tramos rectos

$$t_{max} = e * Dr$$

$$e = R/B$$

$$t_{max} = 1.26 * 2.03 = 2.66 \text{ m}$$

$$H_s = 2.66 - 2.03 = 0.53 \text{ m}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

#### 4.4.4.5. Fuerza Tractiva

$$T = \gamma R_H S$$

Dónde:

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$R_H = 1.59 \text{ (m)}$$

$$S = 0.0028$$

$$T = 1000 \times 1.12 \times 0.0028 = 3.136 \text{ kg /m}$$

Como el valor de  $T > T_c$  (1 – 1.20 ver tabla 33 Anexo 4), entonces el tramo en estudio requiere de una estructura que proteja los márgenes del río.

### 4.5. Diseño Estructural

De acuerdo a la topografía del terreno se pudo constatar que el río está constituido por tramos rectos y tramos curvos, así mismo en algunos tramos no se cuenta con fuerza de empuje del terreno y que las alturas de márgenes son mínimas, en los cuales se considerara la fuerza de empuje que generara el agua, y en otros tramos se considera el empuje del terreno debido a que

el margen está a la misma altura que el dimensionamiento del muro propuesto.

En este presente trabajo se propone la construcción de muros de gravedad con concreto ciclópeo los cuales están compuestos como máximo por 30% de piedra del volumen total y que el tamaño máximo de piedras no debe de ser mayor a 25 cm según la norma E-60 del R.N.E. así mismo se deberá usar el material propio de la zona debido ya que el cauce presenta en su gran mayoría piedras de tamaños requeridos en la norma.

Según Barros (2007) se deberá de realizar los siguientes cálculos, de acuerdo a los tramos críticos identificados.

#### 4.5.1. Tramo 1: Progr. 0 + 060.00 km - Progr. 0 + 680.00 km

##### 4.5.1.1. Consideraciones de diseño

Tabla 20. Caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO					
ÍTEM	PROGRESIVA (KM)	MARGEN DERECHO	MARGEN IZQUIERDO	TRAMO	LONGITUD
1	0 + 060 - 0 + 100	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	40
2	0 + 100 - 0 + 120	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
3	0 + 120 - 0 + 150	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	30
4	0 + 150 - 0 + 170	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
5	0 + 170 - 0 + 270	Empuje de agua	Empuje de agua	Recto	100
6	0 + 270 - 0 + 290	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
7	0 + 290 - 0 + 370	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	80
8	0 + 370 - 0 + 390	Empuje de agua	Empuje de terreno	Curva	20
9	0 + 390 - 0 + 410	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	20
10	0 + 410 - 0 + 430	Empuje de agua	Empuje de terreno	Curva	20
11	0 + 430 - 0 + 460	Empuje de agua	Empuje de terreno	Curva	30
12	0 + 460 - 0 + 500	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	40
13	0 + 500 - 0 + 540	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	40
14	0 + 540 - 0 + 580	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	40
15	0 + 580 - 0 + 610	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	30
16	0 + 610 - 0 + 680	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	70

Fuente: elaboración propia de los autores.

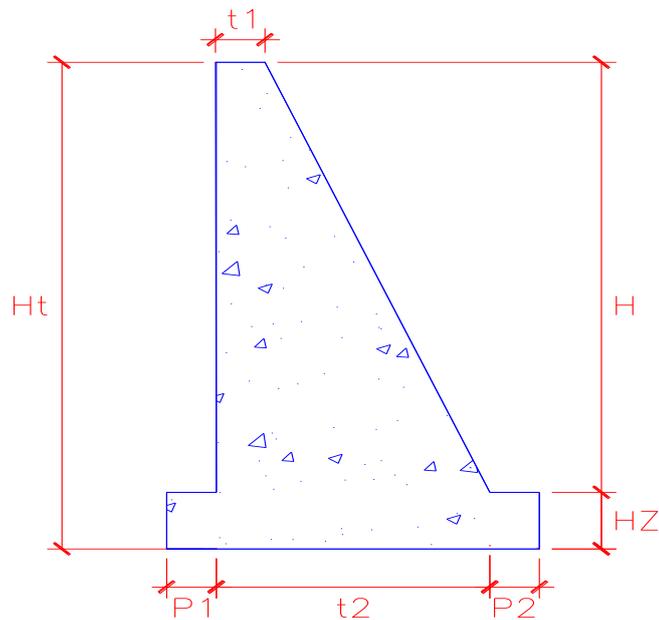


Figura 14. Diseño de muro

Fuente: elaboración propia de los autores.

#### 4.5.1.2. Diseño de muro de contención

##### a) tramos rectos (considerar solo empuje de tierras)

Donde:

$$H = 2.3 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1.765 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 32^\circ$$

$$q_a = 38.16 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

##### ➤ Cálculos de las dimensiones del muro

Ancho superior de pantalla  $t_1 = 0.08H$  donde  $t_1 \geq 0.3 \text{ m}$

$$t_1 = 0.08(2.3) = 0.18 \text{ m} \cong 0.2 \text{ m}$$

Altura de zapata  $h_z = 0.12H$  a  $0.16H$

$$h_z = 0.12(2.3) = 0.28 \text{ m} \cong 0.3 \text{ m}$$

*Pie y talon del muro*  $p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

*Ancho de la zapata*  $B = 0.5H \text{ a } 0.75H$

$$B = 0.5(2.3) = 1.3 \text{ m}$$

*Ancho inferior de la pantalla*  $t_2 = B - p_1 = p_2$

$$t_2 = 1.3 - 0.25 - 0.25 = 0.8 \text{ m}$$

➤ **Verificación por Estabilidad**

Cálculo de los pesos y momentos producidos.

Tabla 21. Cálculo de pesos y momentos tramo 1.

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.30	0.30	2.3	0.897	0.65	0.583
W2	0.2	2.3	2.3	1.058	0.35	0.370
W3	0.6	2.3	2.3	1.587	0.75	1.190
W4	0.6	2.3	1.765	1.218	0.75	0.914
W5	0.25	2.3	1.765	1.015	1.175	1.192
TOTAL				5.775		4.249

Fuente: elaboración propia de los autores.

- Presiones laterales

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{32}{2} \right)^2 = 0.31$$

- Presión del suelo

$$P1 = K_a * \gamma_s(H + h_z)$$

$$P1 = 0.31 * 1.765(2.3 + 0.3) = 1.41 \text{ tn/m}^2$$

- Empuje activo

$$E_a = P1 * \left(\frac{H + h_z}{2}\right)$$

$$E_a = 1.41 * \left(\frac{2.3 + 0.3}{2}\right) = 1.83 \text{ tn/m}^3$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left(\frac{H}{3}\right)$$

$$y = \left(\frac{2.3}{3}\right) = 0.77m$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left(\frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes}\right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(32) = 0.62$$

$$FSD = \left(\frac{0.62 * 5.77}{1.83}\right) = 1.97 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left( \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} \right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left( \frac{4.25}{1.83 * 0.77} \right) = 3.02 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left( \frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}} \right)$$

$$X_0 = \left( \frac{4.25 - (1.83 * 0.77)}{5.77} \right) = 0.49 \text{ m}$$

$$e = \left( \frac{B}{2} - X_0 \right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left( \frac{1.3}{2} - 0.49 \right) < \frac{1.3}{6}$$

$$e = 0.16 < 0.22 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = \frac{5.77}{1.3} \left( 1 + \frac{6 * 0.16}{1.3} \right) = 7.67 \frac{tn}{m^2} < \frac{38.16tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{5.77}{1.3} \left( 1 - \frac{6 * 0.16}{1.3} \right) = 1.21 \frac{tn}{m^2} < \frac{38.16tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

**b.) tramos rectos (considerar empuje de tierra hasta h = 1.40m)**

Donde:

$$H = 2.3 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 32^\circ$$

$$q_a = 38.16 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

➤ **Cálculos de las dimensiones del muro**

- *Ancho superior de pantalla*

$$t_1 = 0.08H \text{ donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(2.3) = 0.18 \text{ m} \cong 0.2 \text{ m}$$

- *Altura de zapata*

$$h_z = 0.12H \text{ a } 0.16H$$

$$h_z = 0.12(2.3) = 0.28 \text{ m} \cong 0.3 \text{ m}$$

- *Pie y talon del muro*  $p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

- *Ancho de la zapata*  $B = 0.5H \text{ a } 0.75H$

$$B = 0.5(2.3) = 1.3 \text{ m}$$

- *Ancho inferior de la pantalla*

$$t_2 = B - p_1 = p_2$$

$$t_2 = 1.30 - 0.25 - 0.25 = 0.80 \text{ m}$$

➤ **Verificación por Estabilidad**

Tabla 22. Cálculo de los pesos y momentos producidos

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.30	0.30	2.3	0.90	0.65	0.58
W2	0.2	2.3	2.3	1.06	0.55	0.58
W3	0.6	2.3	2.3	1.59	0.95	1.51
W4	0.25	2.3	1.0	0.29	1.18	0.34
W5	0.10	1.39	2.3	0.32	0.300	0.10
W6	0.25	1.39	2.3	0.80	0.125	0.10
TOTAL				4.95		3.21

Fuente: Elaboración propia de los autores.

- Fuerza del agua

$$F_H = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2$$

$$F_H = \frac{1}{2} * 1 * 2.3^2 = 1.82 \text{ tn/m}^2$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left( \frac{H}{3} \right)$$

$$y = \left( \frac{2.3}{3} \right) = 0.77 \text{ m}$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left( \frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes} \right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(32) = 0.62$$

$$FSD = \left( \frac{0.62 * 4.95}{1.82} \right) = 1.70 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left( \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} \right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left( \frac{3.21}{1.82 * 0.77} \right) = 2.30 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left( \frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}} \right)$$

$$X_0 = \left( \frac{3.21 - (1.82 * 0.77)}{4.95} \right) = 0.37 \text{ m}$$

$$e = \left( \frac{B}{2} - X_0 \right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left( \frac{1.3}{2} - 0.37 \right) < \frac{1.3}{6}$$

$$e = 0.20 < 0.22 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{4.95}{1.3} \left( 1 + \frac{6 * 0.20}{1.3} \right) = 7.39 \frac{tn}{m^2} < 38.16 \text{ tn}/m^2$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{4.95}{1.3} \left( 1 - \frac{6 * 0.20}{1.3} \right) = 0.23 \frac{tn}{m^2} < 38.16 \text{ tn}/m^2$$

### c) Tramo en curvas (considerar solo empuje de terreno)

**DATOS:**

$$H = 2.5 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1.765 \text{ tn}/m^3$$

$$\theta = 32^\circ$$

$$q_a = 38.16 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

➤ **Cálculo de las dimensiones del muro en curvas**

- *Ancho superior de pantalla*

$$t_1 = 0.08H \text{ donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(2.5) = 0.2 \text{ m} \cong 0.2 \text{ m}$$

- *Altura de zapata*

$$h_z = 0.12H \text{ a } 0.16H$$

$$h_z = 0.12(2.5) = 0.3 \text{ m} \cong 0.3 \text{ m}$$

- *Pie y talon del muro*

$$p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

- *Ancho de la zapata*

$$B = 0.5H \text{ a } 0.75H$$

$$B = 0.5(2.5) = 1.30 \text{ m}$$

- *Ancho inferior de la pantalla*  $t_2 = B - p_1 = p_2$

$$t_2 = 1.3 - 0.25 - 0.25 = 0.8 \text{ m}$$

➤ **Verificación por estabilidad**

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.30	0.30	2.3	0.90	0.65	0.58

W2	0.2	2.5	2.3	1.15	0.35	0.40
W3	0.6	2.5	2.3	1.73	0.75	1.29
W4	0.6	2.5	1.77	1.32	0.75	0.99
W5	0.25	2.5	1.77	1.10	1.18	1.30
TOTAL				6.20		4.57

Tabla 23. Cálculos de los pesos y momentos en curvas para el Tramo 1

Fuente: elaboración propia de los autores.

- Presiones laterales

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{32}{2} \right)^2 = 0.31$$

- Presión del suelo

$$P1 = K_a * \gamma_s (H + h_z)$$

$$P1 = 0.31 * 1.765 (2.5 + 0.3) = 1.52 \text{ tn/m}^2$$

- Empuje activo

$$E_a = P1 * \left( \frac{H + h_z}{2} \right)$$

$$E_a = 1.5 * \left( \frac{2.5 + 0.3}{2} \right) = 2.13 \text{ tn/m}^3$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left( \frac{H}{3} \right)$$

$$y = \left( \frac{2.5}{3} \right) = 0.83 \text{ m}$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left( \frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes} \right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(32) = 0.62$$

$$FSD = \left( \frac{0.62 * 6.20}{2.13} \right) = 1.82 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left( \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} \right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left( \frac{4.57}{2.13 * 0.83} \right) = 2.58 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left( \frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}} \right)$$

$$X_0 = \left( \frac{4.57 - (2.13 * 0.83)}{6.20} \right) = 0.45 \text{ m}$$

$$e = \left( \frac{B}{2} - X_0 \right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left( \frac{1.3}{2} - 0.45 \right) < \frac{1.3}{6}$$

$$e = 0.19 < 0.22 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = \frac{6.20}{1.3} \left( 1 + \frac{6 * 0.19}{1.3} \right) = 9.14 \frac{tn}{m^2} < \frac{38.16tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{6.20}{1.3} \left( 1 - \frac{6 * 0.19}{1.3} \right) = 0.39 \frac{tn}{m^2} < \frac{38.16tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

#### 4.5.2. Tramo 2: Progr. 0 + 920.00 Km – Progr. 1 + 160.00 Km

##### 4.5.2.1. Consideraciones de diseño

Tabla 24. Consideraciones de diseño para el Tramo 2.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO					
ÍTEM	PROGRESIVA (KM)	MARGEN DERECHO	MARGEN IZQUIERDO	TRAMO	LONGITUD
1	0 + 920 - 1 + 040	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	140
2	1 + 040 - 1 + 070	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	30
3	1 + 070 + 1 + 080	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	10
4	1 + 080 - 1 + 100	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
5	1 + 100 - 1 + 120	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	20
6	1 + 120 - 1 + 160	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	40

Fuente: elaboración propia de los autores.

##### 4.5.2.2. Diseño de muro de contención

###### a) tramos rectos (considerar empuje solo empuje de tierras)

Dónde:

$$\gamma_s = 1.85 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$q_a = 35.74 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

###### ➤ Cálculos de las dimensiones del muro

- Ancho superior de pantalla

$$t_1 = 0.08H \quad \text{donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(2.3) = 0.18 \text{ m} \cong 0.2 \text{ m}$$

- *Altura de zapata*  $h_z = 0.12H$  a  $0.16H$   
 $h_z = 0.12(2.3) = 0.28 \text{ m} \cong 0.3 \text{ m}$
- *Pie y talon del muro*  $p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$   
 $p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$
- *Ancho de la zapata*  $B = 0.5H$  a  $0.75H$   
 $B = 0.5(2.3) = 1.3 \text{ m}$
- *Ancho inferior de la pantalla*  $t_2 = B - p_1 = p_2$   
 $t_2 = 1.3 - 0.25 - 0.25 = 0.80 \text{ m}$

➤ **Verificación por Estabilidad**

Tabla 25. Cálculo de pesos y momentos Tramo 2.

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.30	0.30	2.3	0.897	0.650	0.583
W2	0.2	2.3	2.3	1.058	0.350	0.370
W3	0.6	2.3	2.3	1.587	0.750	1.190
W4	0.6	2.3	1.85	1.277	0.750	0.957
W5	0.25	2.3	1.85	1.064	1.175	1.250
TOTAL				5.882		4.351

Fuente: elaboración propia de los autores.

- Presiones laterales

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{35}{2} \right)^2 = 0.27$$

- Presión del suelo

$$P1 = K_a * \gamma_s(H + h_z)$$

$$P1 = 0.27 * 1.85(2.3 + 0.3) = 1.3 \text{ tn/m}^2$$

- Empuje activo

$$E_a = P1 * \left(\frac{H + h_z}{2}\right) E_a = 1.3 * \left(\frac{2.3 + 0.3}{2}\right) = 1.69 \text{ tn/m}^3$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left(\frac{H}{3}\right)$$

$$y = \left(\frac{2.3}{3}\right) = 0.77 \text{ m}$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left(\frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes}\right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(35) = 0.7$$

$$FSD = \left(\frac{0.70 * 5.88}{1.69}\right) = 2.43 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left(\frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}}\right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left(\frac{4.35}{1.69 * 0.77}\right) = 3.35 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left(\frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}}\right)$$

$$X_0 = \left(\frac{4.35 - (1.69 * 0.77)}{5.88}\right) = 0.52 \text{ m}$$

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_0\right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left(\frac{1.3}{2} - 0.52\right) < \frac{1.3}{6}$$

$$e = 0.13 < 0.22 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_1 = \frac{5.88}{1.3} \left(1 + \frac{6 * 0.13}{1.3}\right) = 7.26 \frac{tn}{m^2} < \frac{35.74tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{5.88}{1.3} \left(1 - \frac{6 * 0.13}{1.3}\right) = 1.88 \frac{tn}{m^2} < \frac{35.74tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

**b) tramos rectos (considerar empuje de tierra a H=1.40m)**

$$H = 2.3 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$q_a = 35.74 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

➤ **Cálculos de las dimensiones del muro**

*Ancho superior de pantalla*

$$t_1 = 0.08H \quad \text{donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(2.3) = 0.18 \text{ m} \cong 0.2 \text{ m}$$

- *Altura de zapata*

$$h_z = 0.12H \text{ a } 0.16H$$

$$h_z = 0.12(2.3) = 0.28 \text{ m} \cong 0.3 \text{ m}$$

- *Pie y talon del muro*

$$p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

- *Ancho de la zapata*

$$B = 0.5H \text{ a } 0.75H$$

$$B = 0.5(2.3) = 1.3 \text{ m} \cong 1.3 \text{ m}$$

- *Ancho inferior de la pantalla*

$$t_2 = B - p_1 = p_2$$

$$t_2 = 1.3 - 0.25 - 0.25 = 0.80 \text{ m}$$

### ➤ Verificación por Estabilidad

Tabla 26. Cálculo de pesos y momentos tramos rectos.

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.30	0.30	2.3	0.90	0.65	0.58
W2	0.2	2.3	2.3	1.06	0.55	0.58
W3	0.6	2.3	2.3	1.59	0.95	1.51
W4	0.25	2.3	1	0.29	1.18	0.34
W5	0.25	1.39	2.3	0.80	0.15	0.12
W6	0.1	1.39	2.3	0.32	0.05	0.02
TOTAL				4.95		3.15

Fuente: elaboración propia de los autores.

- Fuerza del agua

$$F_H = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2$$

$$F_H = \frac{1}{2} * 1 * 1.88^2 = 1.77 \text{ tn/m}^2$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left( \frac{H}{3} \right)$$

$$y = \left(\frac{2.3}{3}\right) = 0.77m$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left(\frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes}\right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(35) = 0.7$$

$$FSD = \left(\frac{0.70 * 4.95}{1.77}\right) = 1.96 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left(\frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}}\right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left(\frac{3.15}{1.77 * 0.77}\right) = 2.32 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left(\frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}}\right)$$

$$X_0 = \left(\frac{3.15 - (1.77 * 0.77)}{4.95}\right) = 0.36 m$$

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_0\right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left(\frac{1.3}{2} - 0.36\right) < \frac{1.3}{6}$$

$$e = 0.20 < 0.22 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{4.95}{1.3} \left(1 + \frac{6 * 0.20}{1.3}\right) = 7.47 \frac{tn}{m^2} < 35.74 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{4.95}{1.3} \left( 1 - \frac{6 * 0.20}{1.3} \right) = 0.14 \frac{tn}{m^2} < 35.74 \frac{tn}{m^2}$$

**c) en curvas (considerar solo empuje de tierra)**

**Datos:**

$$H = 2.5 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1.85 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$q_a = 35.74 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

➤ **Cálculos de las dimensiones del muro**

- *ancho superior de pantalla*

$$t_1 = 0.08H \text{ donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(2.5) = 0.2 \text{ m} \cong 0.2 \text{ m}$$

- *altura de zapata*

$$h_z = 0.12H \text{ a } 0.16H$$

$$h_z = 0.12(2.5) = 0.3 \text{ m} \cong 0.3 \text{ m}$$

- *pie y talon del muro*

$$p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

- *ancho de la zapata*

$$B = 0.5H \text{ a } 0.75H$$

$$B = 0.5(2.5) = 1.4 \text{ m} \cong 1.3 \text{ m}$$

- *ancho inferior de la pantalla*

$$t_2 = B - p_1 = p_2$$

$$t_2 = 1.3 - 0.25 - 0.25 = 0.80 \text{ m}$$

➤ **Verificación por Estabilidad**

Tabla 27. Cálculo de pesos y momentos en curvas

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.30	0.30	2.3	0.897	0.650	0.583
W2	0.2	2.5	2.3	1.150	0.350	0.403
W3	0.6	2.5	2.3	1.725	0.750	1.294
W4	0.6	2.5	1.85	1.388	0.750	1.041
W5	0.25	2.5	1.85	1.156	1.175	1.359
TOTAL				6.316		4.679

Fuente: elaboración propia de los autores.

- Presiones laterales

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{35}{2} \right)^2 = 0.27$$

- Presión del suelo

$$P1 = K_a * \gamma_s (H + h_z)$$

$$P1 = 0.27 * 1.85(2.5 + 0.3) = 1.40 \text{ tn/m}^2$$

- Empuje activo

$$E_a = P1 * \left( \frac{H + h_z}{2} \right)$$

$$E_a = 1.4 * \left( \frac{2.5 + 0.3}{2} \right) = 1.97 \text{ tn/m}^3$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left(\frac{H}{3}\right)$$

$$y = \left(\frac{2.5}{3}\right) = 0.83 \text{ m}$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left(\frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes}\right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\emptyset)$$

$$f = \tan(35) = 0.7$$

$$FSD = \left(\frac{0.7 * 6.31}{1.97}\right) = 2.25 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left(\frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}}\right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left(\frac{4.68}{1.97 * 0.83}\right) = 2.86 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left(\frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}}\right)$$

$$X_0 = \left(\frac{4.68 - (1.97 * 0.83)}{6.32}\right) = 0.48 \text{ m}$$

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_0\right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left(\frac{1.3}{2} - 0.48\right) < \frac{1.3}{6}$$

$$e = 0.17 < 0.22 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_1 = \frac{6.32}{1.3} \left(1 + \frac{6 * 0.17}{1.3}\right) = 8.64 \frac{tn}{m^2} < \frac{35.74 tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{6.32}{1.3} \left(1 - \frac{6 * 0.17}{1.3}\right) = 1.08 \frac{tn}{m^2} < \frac{35.74 tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

### 4.5.3. Tramo 3: Progr. 2 + 300.00Km – Progr. 3 + 565.00 Km

#### 4.5.3.1. Consideraciones de diseño

Tabla 28. Consideraciones de diseño tramo 3.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO					
ÍTEM	PROGRESIVA (KM)	MARGEN DERECHO	MARGEN IZQUIERDO	TRAMO	LONGITUD
1	2 + 300 - 2 + 360	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	60
2	2 + 360 - 2 + 380	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
3	2 + 380 - 2 + 420	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	40
4	2 + 420 - 2 + 440	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
5	2 + 440 - 2 + 460	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	20
6	2 + 460 - 2 + 480	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
7	2 + 480 - 2 + 540	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	60
8	2 + 540 - 2 + 560	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
9	2 + 560 - 2 + 620	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	80
10	2 + 620 - 2 + 640	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
11	2 + 640 - 2 + 720	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	80
12	2 + 720 - 2 + 760	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	40
13	2 + 760 - 2 + 820	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	60
14	2 + 820 - 2 + 840	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
15	2 + 840 - 2 + 940	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	100
16	2 + 940 - 3 + 020	Empuje de agua	Empuje de terreno	Recto	80
17	3 + 020 + 3 + 060	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	40
18	3 + 060 - 3 + 100	Muro existente	Empuje de terreno	Recto	40
19	3 + 100 - 3 + 140	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	40
20	3 + 140 - 3 + 200	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	60
21	3 + 200 - 3 + 220	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	20
22	3 + 220 - 3 + 240	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	20
23	3 + 240 - 3 + 265	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	25
24	3 + 265 - 3 + 285	Puente	Puente	Recto	20
25	3 + 285 - 3 + 310	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	25

26	3 + 310 - 3 + 380	Empuje de agua	Empuje de agua	Recto	70
27	3 + 380 - 3 + 420	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	40
28	3 + 420 - 3 + 440	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Recto	20
29	3 + 440 - 3 + 460	Muro existente	Empuje de terreno	Curva	20
30	3 + 460 - 3 + 520	Muro existente	Empuje de terreno	Recto	60
31	3 + 520 - 3 + 565	Empuje de terreno	Empuje de terreno	Curva	25

Fuente: Elaboración propia de los autores

#### 4.5.3.2. Diseño de muro de contención

##### a) tramos rectos (considerar solo empuje de tierras)

Datos:

$$H = 2.9 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 2.085 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$q_a = 22.75 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_C = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

##### ➤ Cálculos de las dimensiones del muro

- *Ancho superior de pantalla*

$$t_1 = 0.08H \text{ donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(2.9) = 0.23 \text{ m} \cong 0.30 \text{ m}$$

- *Altura de zapata*

$$h_z = 0.12H \text{ a } 0.16H$$

$$h_z = 0.12(2.9) = 0.35 \text{ m} \cong 0.35 \text{ m}$$

- *Pie y talon del muro*

$$p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.35}{2} = 0.17 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

- *Ancho de la zapata*

$$B = 0.5H \text{ a } 0.75H$$

$$B = 0.5(2.9) = 1.62 \text{ m} \cong 1.60 \text{ m}$$

- Ancho inferior de la pantalla

$$t_2 = B - p_1 = p_2$$

$$t_2 = 1.60 - 0.25 - 0.25 = 1.10 \text{ m}$$

### ➤ Verificación por Estabilidad

Tabla 29. Cálculo de pesos y momentos tramo recto

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.60	0.35	2.3	1.288	0.800	1.030
W2	0.3	2.9	2.3	2.001	0.400	0.800
W3	0.8	2.9	2.3	2.668	0.950	2.535
W4	0.8	2.9	2.085	2.419	0.950	2.298
W5	0.25	2.9	2.085	1.512	1.475	2.230
TOTAL				9.887		8.893

Fuente: Elaboración propia de los autores

- Presiones laterales

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{30}{2} \right)^2 = 0.33$$

- Presión del suelo

$$P1 = K_a * \gamma_s (H + h_z)$$

$$P1 = 0.33 * 2.085 (2.9 + 0.35)$$

$$P1 = 2.26 \text{ tn/m}^2$$

- Empuje activo

$$E_a = P1 * \left( \frac{H + h_z}{2} \right) E_a =$$

$$2.26 * \left( \frac{2.9 + 0.35}{2} \right) = 3.67 \text{ tn/m}^3$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left(\frac{H}{3}\right)$$

$$y = \left(\frac{2.9}{3}\right) = 0.97m$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left(\frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes}\right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(30) = 0.58$$

$$FSD = \left(\frac{0.58 * 9.89}{3.67}\right) = 1.56 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left(\frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}}\right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left(\frac{8.89}{3.67 * 0.97}\right) = 2.51 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left(\frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}}\right)$$

$$X_0 = \left(\frac{8.89 - (3.67 * 0.97)}{9.89}\right) = 0.54 m$$

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_0\right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left(\frac{1.60}{2} - 0.54\right) < \frac{1.60}{6}$$

$$e = 0.25 < 0.27 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_1 = \frac{9.88}{1.60} \left(1 + \frac{6 * 0.25}{1.60}\right) = 12.19 \frac{tn}{m^2} < 22.75 \frac{tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{9.88}{1.60} \left(1 - \frac{6 * 0.25}{1.60}\right) = 0.17 \frac{tn}{m^2} < 22.75 \frac{tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

**b) tramos rectos (considerar empuje de tierra a H = 1.40m de agua)**

Datos:

$$H = 2.9 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$q_a = 22.75 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

➤ **Cálculos de las dimensiones del muro**

- *ancho superior de pantalla*

$$t_1 = 0.08H \quad \text{donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(2.3) = 0.18 \text{ m} \cong 0.30 \text{ m}$$

- *Altura de zapata*

$$h_z = 0.12H \quad \text{a } 0.16H$$

$$h_z = 0.12(2.9) = 0.23 \text{ m} \cong 0.35 \text{ m}$$

- *Pie y talon del muro*

$$p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

- *Ancho de la zapata*

$$B = 0.5H \text{ a } 0.75H$$

$$B = 0.5(2.9) = 1.62 \text{ m} \cong 1.60 \text{ m}$$

- *Ancho inferior de la pantalla*

$$t_2 = B - p_1 = p_2$$

$$t_2 = 1.6 - 0.25 - 0.25 = 1.1 \text{ m}$$

### ➤ Verificación por Estabilidad

Tabla 30. Cálculo de pesos y momentos en curva.

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.60	0.35	2.3	1.29	0.8	1.03
W2	0.3	2.9	2.3	2.00	0.65	1.30
W3	0.8	2.9	2.3	2.67	1.2	3.20
W4	0.25	2.9	1	0.36	1.475	0.53
W5	0.15	1.39	2.3	0.48	0.33	0.16
W6	0.25	1.39	2.3	0.80	0.125	0.10
TOTAL				6.32		6.32

Fuente: elaboración propia de los autores.

- Fuerza del agua

$$F_H = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2$$

$$F_H = \frac{1}{2} * 1 * 2.04^2 = 2.07 \text{ tn/m}^2$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left( \frac{H}{3} \right)$$

$$y = \left( \frac{2.9}{3} \right) = 0.97 \text{ m}$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left( \frac{f * \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes} \right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(30) = 0.58$$

$$FSD = \left( \frac{0.58 * 6.32}{2.07} \right) = 1.8 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left( \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} \right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left( \frac{6.32}{2.07 * 0.58} \right) = 3.16 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left( \frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}} \right)$$

$$X_0 = \left( \frac{6.32 - (2.07 * 0.58)}{6.32} \right) = 0.68 \text{ m}$$

$$e = \left( \frac{B}{2} - X_0 \right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left( \frac{1.6}{2} - 0.58 \right) < \frac{1.6}{6}$$

$$e = 0.12 < 0.27 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{6.32}{1.6} \left( 1 + \frac{6 * 0.12}{1.6} \right) = 5.68 \frac{tn}{m^2} < 22.75 \text{ tn/m}^2$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{6.32}{1.6} \left( 1 - \frac{6 * 0.12}{1.6} \right) = 2.22 \frac{tn}{m^2} < 22.75 \text{ tn/m}^2$$

**c) Tramos en curvas (considerar solo empuje de tierra)**

Datos:

$$H = 3 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 2.085 \text{ tn/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$q_a = 22.75 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.3 \text{ tn/m}^3$$

➤ **Cálculos de las dimensiones del muro**

- *ancho superior de pantalla*

$$t_1 = 0.08H \text{ donde } t_1 \geq 0.3 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.08(3) = 0.24 \text{ m} \cong 0.30 \text{ m}$$

- *altura de zapata*

$$h_z = 0.12H \text{ a } 0.16H$$

$$h_z = 0.12(3) = 0.36 \text{ m} \cong 0.35 \text{ m}$$

- *pie y talon del muro*

$$p_1 = p_2 = \frac{h_z}{2}$$

$$p_1 = p_2 = \frac{0.3}{2} = 0.175 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

- *ancho de la zapata*

$$B = 0.5H \text{ a } 0.75H$$

$$B = 0.5(3) = 1.63 \text{ m} \cong 1.6 \text{ m}$$

- *ancho inferior de la pantalla*

$$t_2 = B - p_1 = p_2$$

$$t_2 = 1.6 - 0.25 - 0.25 = 1.1 \text{ m}$$

➤ **Verificación por Estabilidad**

Tabla 31. Cálculo de pesos y momentos curvas.

Wi	B(m)	H(m)	Pe(tn/m3)	peso(tn)	brazo(m)	mon(tn*m)
W1	1.60	0.35	2.3	1.29	0.80	1.03
W2	0.3	3	2.3	2.07	0.40	0.83
W3	0.8	3	2.3	2.76	0.95	2.62
W4	0.8	3	2.09	2.50	0.95	2.38
W5	0.25	3	2.09	1.56	1.48	2.31
TOTAL				10.18		9.16

Fuente: Elaboración propia de los autores

- Presiones laterales

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$K_a = \tan \left( 45 - \frac{30}{2} \right)^2 = 0.33$$

- Presión del suelo

$$P1 = K_a * \gamma_s(H + h_z)$$

$$P1 = 0.33 * 2.085(3 + 0.35) =$$

$$P1 = 2.33 \text{ tn/m}^2$$

- Empuje activo

$$E_a = P1 * \left( \frac{H + h_z}{2} \right)$$

$$E_a = 2.33 * \left( \frac{3 + 0.35}{2} \right) = 3.49 \text{ tn/m}^3$$

- Punto de aplicación del empuje activo

$$y = \left( \frac{H}{3} \right)$$

$$y = \left( \frac{3}{3} \right) = 1 \text{ m}$$

- Factor seguridad al deslizamiento

$$FSD = \left( \frac{f \cdot \sum W_{resistentes}}{\sum Factuantes} \right) \geq 1.5$$

$$f = \tan(\phi)$$

$$f = \tan(30) = 0.58$$

$$FSD = \left( \frac{0.58 * 10.18}{3.49} \right) = 1.68 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \left( \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} \right) \geq 1.5$$

$$FSV = \left( \frac{9.16}{3.49 * 1} \right) = 2.62 \geq 1.5 ; \text{ si cumple}$$

- Excentricidad de la estructura

$$X_0 = \left( \frac{\sum M_{rest.} - \sum M_{act.}}{\sum W_{rest.}} \right)$$

$$X_0 = \left( \frac{9.16 - (3.49 * 1)}{10.18} \right) = 0.56 \text{ m}$$

$$e = \left( \frac{B}{2} - X_0 \right) < \frac{B}{6}$$

$$e = \left( \frac{1.6}{2} - 0.56 \right) < \frac{1.6}{6}$$

$$e = 0.24 < 0.27 ; \text{ si cumple}$$

$$q_1 = \frac{W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = \frac{10.18}{1.6} \left( 1 + \frac{6 * 0.24}{1.6} \right) = 12.17 \frac{tn}{m^2} < \frac{22.75 \text{ tn}}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

$$q_2 = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{10.18}{1.6} \left(1 - \frac{6 * 0.24}{1.6}\right) = 0.56 \frac{tn}{m^2} < \frac{22.75 tn}{m^2} \quad \text{si cumple}$$

## V. DISCUSIÓN

En este proyecto de investigación “Diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo puente Central - intersección río Huangamarca”, se obtuvo la longitud del tramo de estudio siendo este de 4.3 km con una pendiente

de 9% y un ancho promedio de 8 m, perteneciente a la microcuenca del río Pollo la cual genera caudales de diseño obtenidos mediante métodos estadísticos por cada tramo crítico, siendo estos de 42.31 m<sup>3</sup>/s para el primer tramo, 42.77 m<sup>3</sup>/s para el segundo y 51.73 m<sup>3</sup>/s para el tercer tramo con un periodo de retorno de 140 años. Estos caudales generan erosión, socavación y pérdidas de terrenos para la cual se propuso el diseño de muros de contención de concreto ciclópeo para el primer y segundo tramo con una altura de 2.30 m en tramos rectos y 2.5 m en curvas, para el tercer tramo una altura de 2.9 m en tramos y rectos y 3.00 m en curvas, así mismo para evitar la socavación producidas por el agua que vierten las quebradas al río, se propuso el diseño de muros de mampostería en la intersección con una longitud de muro de 2.50 m. Estos resultados se asemejan a la propuesta de muros de contención de concreto ciclópeo y mampostería para encauzamiento del río con alturas de 4.5 m (Farroñay, 2017), además para la obtención de caudales de diseño se utiliza métodos estadísticos los cuales permiten tener datos más exactos ya que son usados para cuencas altoandinas (Espinoza y Torres, 2015). La propuesta del diseño de muros con concreto ciclópeo en su construcción es más económica frente a los gaviones y enrocados, propuestos por (Flores, 2015).

## VI. CONCLUSIONES

- El realizar el levantamiento topográfico del río Pollo en el tramo Puente Central – Intersección río Huangamarca, nos permitió determinar una longitud de 4.3 km con una pendiente de 9% y un ancho promedio de 8 m.
- Se obtuvo los caudales de diseño para cada tramo crítico, 42.31 m<sup>3</sup>/s para el primer tramo, 42.77 m<sup>3</sup>/s para el segundo y 51.73 m<sup>3</sup>/s para el tercer tramo con un periodo de retorno de 140 años.
- El resultado del estudio de mecánica de suelos se tomó como referencia del expediente técnico “mejoramiento y rehabilitación del camino vecinal: Otuzco Carnachique, de la ciudad de Otuzco y centro poblado de Carnachique - distrito de Otuzco - provincia de Otuzco – región la libertad”, en el cual se determinó que el suelo está conformado por limo inorgánico de baja comprensibilidad, de color amarillo, mezclado con 23.80% de arena gruesa a fina y 15.54% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de ½".
- Se obtuvo el dimensionamiento del muro para el primer y segundo tramo con una altura de 2.30 m en tramos rectos y 2.5 m en curvas, para el tercer tramo una altura de 2.9 m en tramos rectos y 3.00 m en curvas.
- Para concluir con esta investigación se propuso la construcción de muros de concreto ciclópeo y en la desembocadura de las quebradas en el cauce del río en el tramo Puente Central – Intersección río Huangamarca, se propone la construcción de muros con aletas de mampostería.

## **VII. RECOMENDACIONES**

- Debido a la topografía del terreno y la existencia de vegetación de gran altura se recomienda usar un GPS diferencial para realizar el levantamiento en menos tiempo y tener mayor facilidad de trabajo.
- Para un diseño más exacto de los muros de contención se recomienda realizar un ensayo de mecánica de suelos en los márgenes del río de acuerdo a los tramos críticos identificados.
- Para obtener más resultados en el cálculo de caudal máximo de diseño buscar métodos diferentes al usado en esta investigación con la finalidad de comparar y usar el que más se ajuste a las características de la cuenca.
- Considerar en futuras investigaciones posibles embalses y retención de sólidos aguas arriba en el tramo de estudio.

## REFERENCIAS

ALANYA, Edison. Sistema de prevención y control de erosión en la ribera del río San Fernando tramo Chayhuamayo – Shucusma. Tesis (Ingeniero Civil).

Huancayo: Universidad Peruana Los Andes, 2017. 127pp.

BARROS, José. Muros de Contención. 1.a ed. Barcelona: 2007. 208pp.

ISBN: 9788432918870

CAMPAÑA, Roberto. Introducción a los proyectos de defensas ribereñas. 1.a ed. Perú: 2010. 266pp.

CIDELSA. Muro de Contención con Gaviones - memoria de diseño. 1.a ed. Perú: 2017. 50pp.

CISENEROS, José. [et al]. EROSIÓN HÍDRICA Principios y técnicas de manejo por Argentina: UniRío editora, 2012. 287pp.

ESPINOZA, Luis y TORRES, Juan. Diseño hidráulico y estructural de diques para el encauzamiento del río Virú entre Zaraqay y Tomabal, provincia de Virú – departamento de la Libertad. Tesis (Ingeniero Civil).

La Libertad: Universidad Privada Antenor Orrego, 2015. 289pp.

EVANGELISTA, Karla. Identificación de zonas inundables y propuesta de defensa ribereña del sector Salinas km 89 en el río Chancay. Tesis (Ingeniero Civil).

Lima: Universidad César Vallejo, 2017. 195pp.

FARROÑAY, Pedro. Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del Río Rímac en los kilómetros 34-35 Lurigancho-Chosica. Tesis (Ingeniero Civil).

Lima: Universidad de San Martín de Porres, 2017. 114pp.

FLORES, Orestes. Propuesta y análisis de diseño de defensas ribereñas en el río llave zona rural C.P. Santa Rosa de Huayllata - llave. Tesis (Ingeniero Civil).

Puno: Universidad Nacional del Altiplano, 2015.246pp.

GRAVELIUS, H. Grundriß der gesamten Gewässerkunde, Band I: Flußkunde Göschen, 1aed.Germany: 2014. 230pp.

HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA Pilar. Metodología de la investigación. 6ta.ed. México: McGraw-hill, 2014.625pp. ISBN: 9781456223960

HUAMÁN, José y RODRÍGUEZ, Segundo. Generación de caudales medios mensuales de la cuenca [en línea]. Febrero 2017, n.º16. [Fecha de consulta: 04 de junio de 2020]. ISBN: 1997-0447

JIMÉNEZ, Gonzalo. Topografía para Ingenieros Civiles. Arma, Universidad del Quindío,2007, p.18.

JUÁREZ, Eulalio y RICO Alfonso. Mecánica de Suelos tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos. 1aed.México; 2005. 489pp.

LINCO, Andrés. Diseño de defensas fluviales río cruces en san José de la Mariquina. Tesis (Ingeniero Civil).

Chile 2015: Universidad Austral de Chile, 2015.117pp.

LUJÁN, José. Uso de gaviones para mejorar la defensa ribereña del río Huaycoloro, zona de Huachipa distrito de Lurigancho, Lima 2017. Tesis (Ingeniero Civil).

Lima: Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, 2017.107pp.

MIJARES, Aparicio. Fundamentos de la hidrología en la superficie.1.aed.México: Limusa, 1992. 291pp.

ISBN: 9681830148

MARTIN, Juan. Ingeniería de Ríos. 2ª ed. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2002. 111pp.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2º ed. Perú. 2018. 209pp.

MONSALVE, German. Hidrología en la Ingeniería. 1ª ed. Colombia: 1995. 359pp.

POUDEL, Roshan. Surface hydrologic modeling and analyzing watershed hydrologic response to landcover change, Nevada 2017. Tesis (Master of Science in Engineering – Civil). Las Vegas: University of Nevada, Las Vegas, Department of Civil, 2017. 154pp.

R.E Horton,. Drainage Basin Characteristics. Trans. American Geophysical Union: 1932, p.13.

ROCHA, Arturo. Introducción a la dinámica pluvial. 1ª ed. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 1998. 270pp.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E – 50. Suelos y Cimentaciones. 2019. 55pp.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E – 60. Concreto Armado. 2019. 205pp.

VALDEZ, Moreno. Evaluación de las defensas ribereñas del río Chicama pautas para controlar su erosión en el Sector Punta Moreno - Provincia de Gran Chimú. Tesis (Ingeniero Agrícola).

Trujillo: Universidad Nacional de Trujillo, 2018. 185pp.

VÁSQUEZ, Abel. Manejo y gestión de cuencas hidrográficas. Perú: Universidad Nacional Agraria La Molina, 2016.

VALLEUMBROSO, Freddy. Métodos Probabilísticos Hidrología general. Perú, 2014. 709pp.

VILLON, Máximo Hidrología. 1ª ed. Perú: 2002. 216pp.

VILLANUEVA, José. Zonificación Ambiental y Usos de Suelo. San Salvador: 1998. 53pp.

ZAVOIANU, Ion. Morphometry of Drainage Basins, Volume 20. 1ra. Ed. Romania:1985, p.86.

ISBN: 9780080870113

## ANEXOS

### Anexo 1.

- Anexo 1.1: Matriz de operacionalización de variables

Tabla 32. Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN		
<b>Diseño Hidráulico y Estructural para encauzamiento del río Pollo</b>	Según Villanueva (2017). Manifiesta que el diseño hidráulico son el conjunto de medidas que van a tomar para dar solución a problemas que son generados por la fuerza del agua que provocando erosión en taludes de sus márgenes que lo contiene.	Para lograr tanto el diseño hidráulico en este proyecto se considerará: estudios de suelos, hidrológicos, topografía.	Topografía	Curvas de nivel	Cuantitativa de razón		
				Perfil longitudinal	Cuantitativa de razón		
				Secciones transversales	Cuantitativa de razón		
			Mecánica de suelos	Peso específico	Cuantitativa de razón		
				Capacidad portante	Cuantitativa de razón		
				Granulometría	Cuantitativa de razón		
			Estudio hidrológico	Precipitaciones máximas diarias anuales	Cuantitativa de razón		
				Caudales de diseño	Cuantitativa de razón		
			Diseño hidráulico	Para la propuesta de diseño se considerara los caudales de diseño, y la socavación.	Diseño hidráulico	Ancho estable	Cuantitativa de razón
						Tirante hidráulico	Cuantitativa de razón
	Velocidad media	Cuantitativa de razón					
	Socavación	Cuantitativa de razón					
	Diseño estructural		Diseño estructural	Dimensionamiento	Cuantitativa de razón		
				Verificación por FSD y FSV			
Verificación de capacidad portante del suelo							

Fuente: elaboración propia de los autores.

## Anexo 2. Tablas usadas en el desarrollo del proyecto

Tabla 33. Vida útil de obras hidráulicas.

Tipo de Obra	Vida útil
Alcantarillas de quebradas importante	<b>40</b>
Alcantarillas de quebradas importante	25
Alcantarillas de quebradas menores	15
Drenaje de plataforma y Sub-drenes	15

Fuente: elaboración propia de los autores.

Tabla 34. Valores recomendados Riesgo admisible de obras hidráulicas.

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

Fuente: elaboración propia de los autores

Tabla 35. Valor del Factor de Frecuencia K Según Cs Y Tr.

FACTOR DE FRECUENCIA K SEGÚN CS Y TR							
Coeficiente de asimetría Cs	Periodo de retorno en años (Tr)						
	2	5	10	25	50	100	200
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.106
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837

Fuente: Valleumbroso Villa Freddy

Tabla 36. Cálculo de S distribución Pearson Tipo III.

Bmi	Normal	Acumulado	CDF	z	f(x)	Diferencia (S)
15.4	1	1	0.0333	-1.3150	0.0943	0.0609
16.3	1	2	0.0667	1.9571	0.1151	0.0484
16.4	1	3	0.1000	1.8420	0.1176	0.0176
17.2	1	4	0.1333	1.8164	0.1390	0.0057
17.4	1	5	0.1667	1.7141	0.1448	0.0219
17.6	1	6	0.2000	1.6117	0.1507	0.0493
18.2	1	7	0.2333	1.5606	0.1693	0.0640
20	1	8	0.2667	1.6629	0.2337	0.0329
20.1	1	9	0.3000	1.5478	0.2377	0.0623
20.4	1	10	0.3333	1.4582	0.2497	0.0836
20.8	1	11	0.3667	1.3815	0.2662	0.1004
22	1	12	0.4000	1.4071	0.3189	0.0811
23.9	1	13	0.4333	1.5222	0.4099	0.0234
24	1	14	0.4667	1.4071	0.4149	0.0517
24.1	1	15	0.5000	1.2919	0.4199	0.0801
24.9	1	16	0.5333	1.2664	0.4603	0.0731
25.2	1	17	0.5667	1.1768	0.4755	0.0911
28	1	18	0.6000	1.4071	0.6167	0.0167
28.4	1	19	0.6333	1.3303	0.6361	0.0027
28.5	1	20	0.6667	1.2152	0.6408	0.0258
29.2	1	21	0.7000	1.1768	0.6737	0.0263
29.3	1	22	0.7333	1.0617	0.6783	0.0550
30.4	1	23	0.7667	1.0745	0.7270	0.0397
30.5	1	24	0.8000	0.9594	0.7312	0.0688
30.7	1	25	0.8333	0.8570	0.7396	0.0937
32.8	1	26	0.8667	0.9977	0.8188	0.0479
33	1	27	0.9000	0.8954	0.8254	0.0746
35	1	28	0.9333	1.0233	0.8834	0.0499
43	1	29	0.9667	1.9187	0.9866	0.0200
47.7	1	30	1.0000	2.3920	0.9976	0.0024

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Tabla 37. Valor crítico de Alfa prueba Smirnov Kolmogorov

Tamaño de la muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
<b>30</b>	0.22	<b>0.24</b>	0.29
40	0.19	0.21	0.25
N grande	$\sqrt{n} = 1.22$	$\sqrt{n} = 1.36$	$\sqrt{n} = 1.63$

Fuente: Hidrología para Ingenieros - Linsley, Kohler Y Paulhus.

Tabla 38. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada1: sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena.	45 25	66 55	77 70	83 77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementeros, etc. Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más.	39	61	74	80
Condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales /72% impermeables)	81	88	91	93

Residencial3: Tamaño promedio del lote impermeable4	Porcentaje promedio				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.5		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentados con cunetas y alcantarillados5		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

Fuente: manual de hidrología, hidráulica y drenaje

Tabla 39. Valores del coeficiente de rugosidad (n) Manning

Valores rugosidad de Manning (n)	N
Cauce con fondo solido sin irregularidades	0.025
Cauces de rio con acarreo irregular	0.030 - 0.029
Cauces de Ríos con Vegetación	0.033 - 0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	0.033
Cauces de Rio con fuerte transporte de acarreo	0.035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza	0.040 - 0.036
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	0.045 - 0.050

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

Tabla 40. Coeficiente del Material del cauce (K)

Descripción	K
Material de cauce muy resistente	3 a 4
Material fácilmente erosionable	16 a 20

Material aluvial	8 a 12
Valor practico	10
<b>Descripción</b>	<b>M</b>
Para ríos de montaña	0.5
Para cauces arenosos	0.7
Para cauces aluviales	1.0

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

Tabla 41. Coeficiente de Tipo de Río (M)

<b>Descripción</b>	<b>M</b>
Para ríos de montaña	0.5
Para cauces arenosos	0.7
Para cauces aluviales	1.0

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

Tabla 42. Coeficiente de rugosidad para cauces naturales (KS)

Tipo de cauce natural	
Cauce con fondo sólido sin irregularidades	40
Cauces de río con acarreo irregular	( 33 – 35)
Cauces de Ríos con Vegetación	(30 – 35)
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	30
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza	(25 – 28)
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	(19 – 22)

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

Tabla 43. Coeficiente de Contracción (u)

Vel. Media m/s	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO)												
	10 m.	13 m.	16 m.	18 m.	21 m.	25 m.	30 m.	42 m.	52 m.	63 m.	106 m.	124 m.	200 m.
< 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2.00	0.94	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.50	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.94	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

Tabla 44. Coeficiente de Contracción ( $\beta$ )

Periodo de Retorno (Años)	Probabilidad de Retorno (%)	$\beta$
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.86
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
50.00	2.00	0.97
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1,000.00	0.10	1.07

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

Tabla 45. Valor de X según diámetro de partícula

D (mm) Diámetro Partícula	x	1/(x +1)
0.05	0.43	0.70
0.15	0.42	0.70
0.50	0.41	0.71
1.00	0.40	0.71
1.50	0.39	0.72
2.50	0.38	0.72
4.00	0.37	0.73
6.00	0.36	0.74
8.00	0.35	0.74
10.00	0.34	0.75
15.00	0.33	0.75
20.00	0.32	0.76
25.00	0.31	0.76
40.00	0.30	0.77
60.00	0.29	0.78
90.00	0.28	0.78

140.00	0.27	0.79
190.00	0.26	0.79
250.00	0.25	0.80
310.00	0.24	0.81
370.00	0.23	0.81
450.00	0.22	0.82
570.00	0.21	0.83
750.00	0.20	0.83
1,000.00	0.19	0.84

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

Tabla 46. Valor Crítico de arrastre necesario para materiales depositados en cauce del río

<b>Materiales</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Tc (Kg /m2)</b>
Arena ordinaria de cuarzo	0.20 - 0.40	0.18 - 0.20
Arena ordinaria de cuarzo	0.40 - 1.40	0.25 - 0.30
Arena ordinaria de cuarzo	1.40 - 2.00	0.40
Suelo areno limoso	0.80 - 1.50	1.00 1.20
Grava rodada de cuarzo	0.50 - 1.50	1.25
Grava gruesa	4.00 - 5.00	4.80 - 5.00
Rocas Grandes	25.0 50.0	16.00 - 24.00

Fuente: Introducción a los proyectos de defensas ribereñas, Roberto Campaña

# Anexo 3.1. Estudios de suelos



**JOSE LEZAMA LEIVA**  
INGENIERO CIVIL  
CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA  
REG. C.I.P. Nº 14081 - RUC 1028678711  
REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº 00 117

Jr. Paredón Nº 542  
Tel: 305536 - Cel. 97021033 - 97000425  
RPC Clave 92881722 - 92881713  
Cajamarca

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

## ANALISIS GRANULOMETRICO A.A.S.H.T.O. T 88

**PROYECTO:** MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL CARRO VIAL: OTAZO - CARMACHUN, DE LA OBRAS DE OTAZO Y CENTRO PUEBLO DE CARMACHUN - DISTRITO DE OTAZO - PROVINCIA DE OTAZO - REGION LA LIBERTAD  
**UBICACION:** DISTRITO: OTAZO PROVINCIA: OTAZO REGION: LA LIBERTAD  
**CALICATA:** C - 1  
**MUESTRA:** M - 1  
**SOLICITANTE:** TOPOSANG TOPOGRAFIA E INGENIERIA S.A.C.

**RESPONSABLE:** ING. JOSE LEZAMA L.  
**OPERADOR:** C.I.M.  
**FECHA:** DICIEMBRE 2017  
**PROFUNDIDAD:** 0.00 m. A 1.50 m.  
**PROFUNDIDAD:** 4m. 00 x 000

ANALISIS FRACCION GRUESA						MUESTRA TOTAL			
Nº	TAMIZ ABERTURA (mm)	P. RET. PARCIAL	PORCENTAJE RET. PARCIAL	PORCENTAJE RET. ACUM.	% QUE PASA	TEMPERATURA DE SECADO	AMBIENTE	60° C	110° C
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00				
2 1/4"	63.50	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA = (g)		2706.90	
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA = (g)		2582.30	
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA = (g)		258.00	
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA = (g)		2095.00	
3/4"	19.05	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA SECA = (g)		205.00	
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA SECA = (g)		200.00	
3/8"	9.50	95.00	2.87	2.82	97.13	PESO TOTAL MUESTRA SECA = (g)		200.00	
1/4"	6.30	95.00	4.19	7.00	92.80	PESO TOTAL MUESTRA SECA = (g)		200.00	
Nº 4	4.75	44.00	1.01	8.21	91.79	PESO TOTAL MUESTRA SECA = (g)		200.00	
TOTAL	30.00 =	205.00				PESO TOTAL MUESTRA SECA = (g)		200.00	
ANALISIS FRACCION FINA						CONTENIDO DE HUMEDAD A.A.S.H.T.O. T 205		LIMITE DE CONSISTENCIA A.S.T.M. D 4018	
CORRECCION MUESTRA CUARTADA PESO ENSAYO PORCION SECA						0.182174 500.00			
Nº 10	2.00	28.00	5.70	14.01	85.99	W <sub>10</sub> %	1	LIMITE LIQUIDO:	38.00%
Nº 20	0.85	34.00	6.70	20.71	79.29	PESO HUMEDO = (g)	100.00	LIMITE PLASTICO:	26.00%
Nº 30	0.60	13.00	2.37	22.58	77.42	PESO SECO = (g)	776.00	INDICE PLASTICO:	12.00%
Nº 40	0.425	14.00	2.95	25.13	74.87	PESO 90% (g)	86.00		
Nº 60	0.25	28.00	5.70	30.20	69.77	PESO 85.40% (g)	154.00		
Nº 100	0.15	37.00	6.74	36.57	63.43	PESO 80.00 (g)	712.00		
Nº 200	0.08	21.00	3.88	40.79	59.21				
CAJOLETA	--	--	--	--	--				
TOTAL						C. HUMEDAD (%)	21.88	CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.:	A - 6 (S)



**OBSERVACIONES:**

LA MUESTRA EN ESTUDIO HA SIDO CLASIFICADA UTILIZANDO EL METODO A.A.S.H.T.O. Y CORRESPONDE A UNA AROLLA INORGANICA DE MEDIANA PLASTICIDAD, MEZCLAZA CON 26.7% DE ARENA FINA A GRUESA Y 14.01% DE FRAGMENTOS ROCOSOS DE TAMAÑO MAXIMO DE 10". EL MATERIAL EN ESTUDIO HA SIDO MUESTREADO, IDENTIFICADO Y ALMACENADO AL CONSULTOR POR UN REPRESENTANTE DE LA ENTIDAD SOLICITANTE.

**Jose Lezama Leiva**  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. C.I.P. 14081

**ANALISIS GRANULOMETRICO**  
**A.A.S.H.T.O. T 88**

**PROYECTO:** MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL CARRERA NACIONAL 070200  
 CARRIVARRAL DE LA CIUDAD DE OTIZCO Y CENTRO PUEBLO DE CARRIVARRAL -  
 DISTRITO DE OTIZCO - PROVINCIA DE OTIZCO - REGION LA LIBERTAD

**UBICACION:** DISTRITO OTIZCO PROVINCIA OTIZCO REGION LA LIBERTAD

**CALCATA:** C-2

**MUESTRA:** M-1

**SOLICITANTE:** TOPONOME TOPOGRAFIA E INGENIERIA S.A.S.

**RESPONSABLE:** ING JOSE LEZAMA L.

**OPERADOR:** C.L.M.

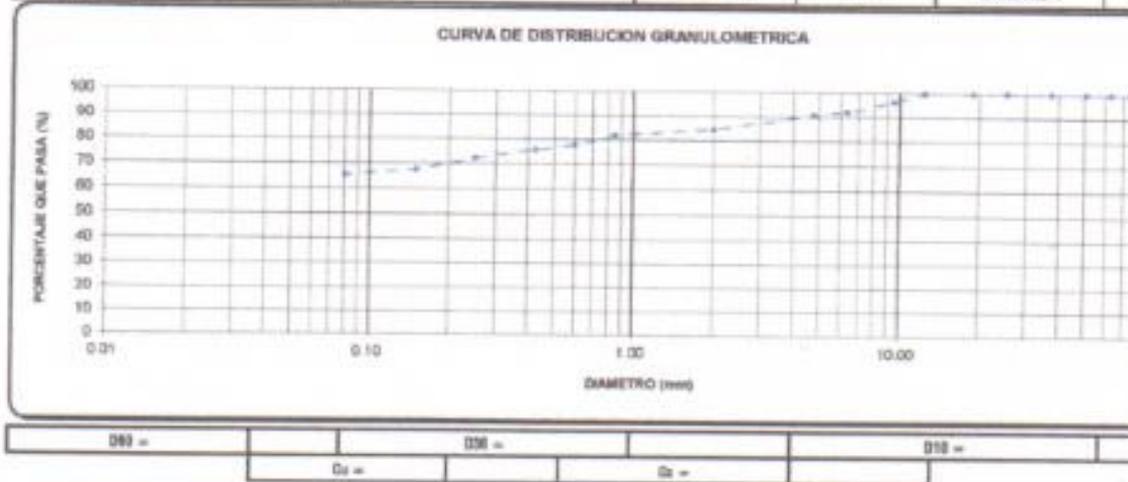
**FECHA:** DICIEMBRE 2017

**PROFUNDIDAD:** 0.50 m. A 1.50 m.

**PROGRESIVA:** Km 01+000

ANALISIS FRACCION GRUESA						MUESTRA TOTAL		
N°	TAMO ABERTURA (mm)	P. RET. PARCIAL	PORCENTAJE RET. PARCIAL	PORCENTAJE RET. ACUM.	% QUE PASA	TEMPERATURA DE SECADO	AMBIENTE	M <sup>o</sup> C
2 1/4"	63.50	0.00	0.00	0.00	100.00			
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00			
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00			
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00			
3/4"	19.05	0.00	0.00	0.00	100.00			
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00			
3/8"	9.52	88.00	3.58	3.58	96.42			
1/4"	6.35	104.00	4.23	7.82	92.18			
Nº4	4.75	36.00	1.47	9.29	90.71			
TOTAL	W <sub>5</sub> =	325.00						
ANALISIS FRACCION FINA						MUESTRA TOTAL		
CORRECCION MUESTRA CUANTADA						CONTENIDO DE HUMEDAD		
PESO ENSAYO PORCION SECA						A.A.S.H.T.O. T 295		
0.181453						LIMITES DE CONSOLIDACION		
500.00						A.S.T.M. D 4219		
Nº10	2.00	24.00	0.17	15.46	84.54	TAM N°	1	LIMITE LIQUIDO
Nº20	0.85	15.00	2.72	18.17	81.83	PESO HUMIDO + TAM (g)	1125.00	
Nº30	0.60	21.00	3.81	21.98	78.02	PESO SECO + TAM (g)	1005.00	LIMITE PLASTICO
Nº40	0.42	11.00	2.00	23.98	76.02	PESO TAM (g)	121.00	
Nº60	0.25	30.00	3.63	27.61	72.39	PESO DEL TAMA (g)	120.00	INDICE PLASTICO
Nº100	0.15	26.00	4.72	32.33	67.67	PESO SECO (g)	884.00	
Nº200	0.08	12.00	2.76	34.93	65.07	% HUMEDAD (%)	13.67	CLASIFICADOR
CAULETA	--	--	--	--	--	A.A.S.H.T.O. :		
TOTAL								

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

LA MUESTRA EN ESTUDIO HA SIDO CLASIFICADA UTILIZANDO EL METODO A.A.S.H.T.O. Y CORRESPONDE A UNA ARELLA INORGANICA DE MEDIANA PLASTIDAD, MEZCLADA CON 18.0% DE ARENA FINA A GRUESA Y 15.46% DE FRAGMENTOS ROGOSOS DE TAMAÑO MÁXIMO DE 1.0". EL MATERIAL EN ESTUDIO HA SIDO MUESTREADO, IDENTIFICADO Y ALCANZADO AL CONSULTOR POR UN REPRESENTANTE DE LA ENTIDAD SOLICITANTE.

DOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

**ANALISIS GRANULOMETRICO**  
**A.A.S.H.T.O. T 88**

ESTO: "MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL CAMINO VEHICULAR OTUZO  
SARAGUAY, DE LA CIUDAD DE OTUZO Y CENTRO PUEBLO DE CARMENIDE -  
DISTRITO DE OTUZO - PROVINCIA DE OTUZO - REGION LA LIBERTAD"

DOM: DISTRITO OTUZO - PROVINCIA OTUZO - REGION LA LIBERTAD

DIR: C-2

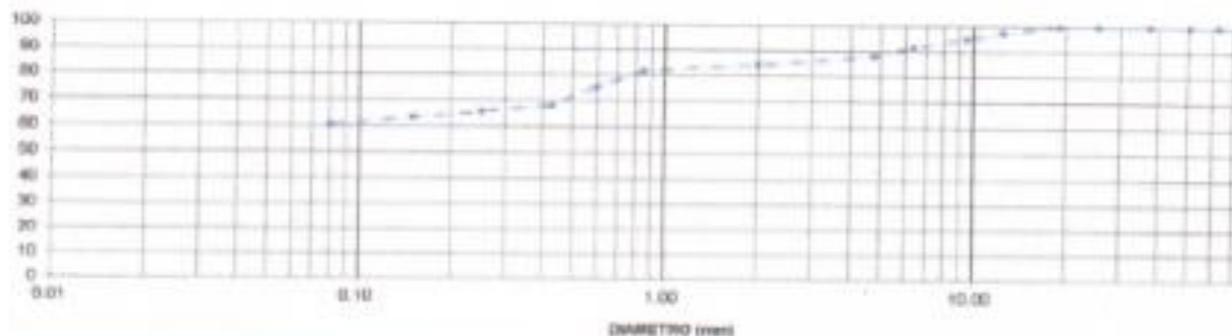
DIA: M-1

TANTE: TOPOGRAFIA E INGENIERIA S.A.C

RESPONSABLE: ING. JOSE LEZAMA L.  
OPERADOR: C.L.M.  
FECHA: DICIEMBRE 2017  
PROFUNDIDAD: 0.15 m a 1.50 m  
PROGRESIVA: Km. 02+00

ANALISIS FRACCION GUESA						MUESTRA TOTAL		
M	TAMU	P.RET. PASCAL	PORCENTAJE RET. PASAJA	PORCENTAJE RET. ACUM.	% QUE PASA	TEMPERATURA DE SECADO	HABIENTE	90° C
	ABERTURA (mm)							
3"	76.20	0.00	0.00	0.00	100.00			
2 1/4"	63.50	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HAMBIA (gr)		4067.73
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00			
1 3/4"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HAMBIA + M 4 (gr)		3892.90
1 1/2"	35.40	0.00	0.00	0.00	100.00			
3/4"	19.05	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HAMBIA + M 4 (gr)		404.80
1/2"	12.70	85.00	7.29	2.33	87.67			
3/8"	9.52	96.00	2.04	4.57	95.23	PESO TOTAL MUESTRA SECA + M 4 (gr)		3711.30
1/4"	6.35	124.00	3.40	5.37	91.93			
Nº4	4.75	135.00	3.40	11.63	88.17	PESO TOTAL MUESTRA SECA + M 4 (gr)		431.00
TOTAL	W U =	431.00				PESO TOTAL MUESTRA SECA (gr)		3542.00
ANALISIS FRACCION FINA						CONTENIDO DE HUMEDAD A.A.S.H.T.O. T 295		
CON MUESTRA CLAVATELA						LIMITE DE CONSISTENCIA A.S.T.M. D 4318		
MAYO CORON SECA						A.A.S.H.T.O. T 295		
E 176132								
500.00								
4.75	3.70	31.00	3.70	75.54	84.88	TAMU Nº		
7.5	6.35	10.00	2.82	18.30	81.64	PESO HAMBIA + TAMU (gr)	1652.00	LIMITE LIQUIDO:
15	6.00	34.00	6.00	24.30	75.30	PESO SECO + TAMU (gr)	1414.00	LIMITE PLASTICO:
30	6.40	40.00	7.47	31.75	68.24	PESO TAMU (gr)	146.00	INDICE PLASTICO:
60	0.25	14.00	2.47	34.23	65.77	PESO DEL HUILO (gr)	218.00	
100	0.15	12.00	2.12	36.54	63.46	PESO SECO (gr)	1269.00	
200	0.075	17.00	3.00	39.54	60.46			
CLAY	--	--	--	--	--			
TOTAL						W HUMEDAD (%)	17.18	CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.:

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



0.075	0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5.0	10.0	20.0	40.0	75.0	150.0	300.0	600.0	1200.0	2500.0	5000.0	10000.0
0.075	0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5.0	10.0	20.0	40.0	75.0	150.0	300.0	600.0	1200.0	2500.0	5000.0	10000.0

CONCLUSIÓN: LA MUESTRA EN ESTUDIO HA SIDO CLASIFICADA UTILIZANDO EL MÉTODO A.A.S.H.T.O. Y CORRESPONDE A UN TIPO INORGÁNICO DE BAJA COMPRESIBILIDAD, MEZCLADO CON 25.20% DE ARENA GUESA A FINA Y 55.54% DE FRAGMENTOS REDUCIDOS DE TAMAÑO MÁXIMO DE 3/4".

Anexo 3.2. Ficha de Observación

FICHA DE OBSERVACION	
AUTORES	Ildefonso Rodríguez Hilder Joel Zarate Mastacero Pablo Roberto
UNIVERSIDAD	César Vallejo
TESIS	"Diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo puente Central - intersección río Huangamarca - Distrito Otuzco La Libertad
FECHA	15/01/2020
LUGAR	Río Pollo tramo puente Central - intersección río Huangamarca
INDICADORES	DESCRIPCION
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	Presenta grandes desniveles en todo el tramo de estudio
ESTUDIO DE SUELOS	Los suelos contienen materia orgánica, arcilla y grava, el cauce del río contiene roca fija generando encauzamiento natural en algunos tramos.
ESTUDIO HIDROLOGICO	El río pertenece a la microcuenca del río Pollo y es alimentado por quebradas en ambos márgenes.
DISEÑO HIDRAULICO	Se identificó tres tramos críticos, los cuales deben ser protegidos mediante una adecuada estructura de encauzamiento
DISEÑO ESTRUCTURAL	Se propodrá la construcción de muros de contención con concreto ciclópeo debido a la naturaleza del terreno.

### Anexo 3.3. Constancia de levantamiento topográfico

#### CONSTANCIA DE CONFORMACIÓN

El que suscribe, Ing. ALEX ARQUIMEDES HERRERA VILOCHE, ante el docente del curso de proyecto de tesis, Ing. MARLON FARFAN CORDOVA.

HACE CONSTATAR

Que, después de haber revisado

1. La topografía  
De la tesis "Diseño hidráulico y estructural para encauzamiento del río Pollo, tramo puente Central - intersección río Huangamarca - Distrito Otuzco La Libertad" desarrollada por los bachilleres en Ingeniería Civil:

Bach. Ildefonso Rodríguez, Hilder Joel

Bach. Zarate Mostacero, Pablo Roberto

Otorgo **LA APROBACION**, para lo cual se expide el documento

Trujillo, 20 de enero del 2020



Alex A. Herrera Viloché  
INGENIERO CIVIL  
CIP 83266  
Reg. Consultor C13728

---

ALEX A. HERRERA VILOCHE  
DNI: 18210638

## Anexo 4. Fotos y documentos.

### Anexo 4.1 Panel fotográfico



Figura 15. Levantamiento topográfico con estación total



Figura 16. Toma de puntos en el margen del río.



Figura 17. Punto crítico del primer tramo.

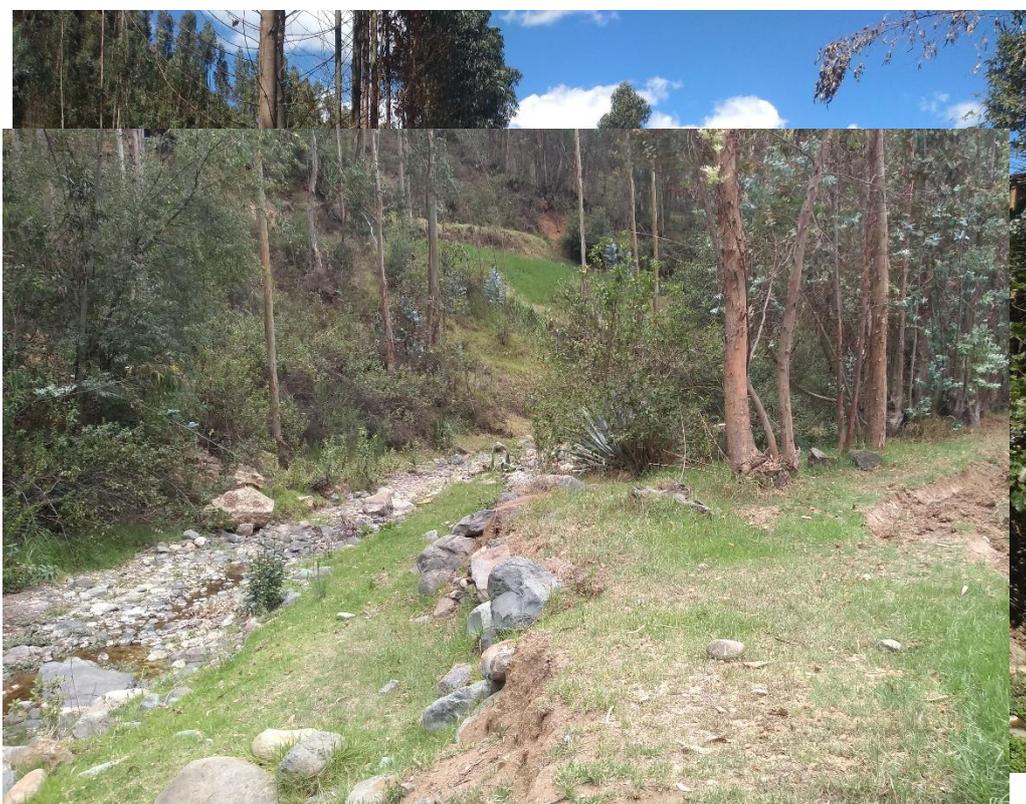


Figura 18. Pérdida de terrenos en el margen derecho del río.

Figura 19. Pérdida de terreno en margen derecho del tramo 2



Figura 20. Socavación producida por la fuerza del agua en el margen derecho tramo 2



Figura 21. Socavación de margen derecho tramo 2.



Figura 22. Vivienda construida en el margen derecho del río del tramo 3.

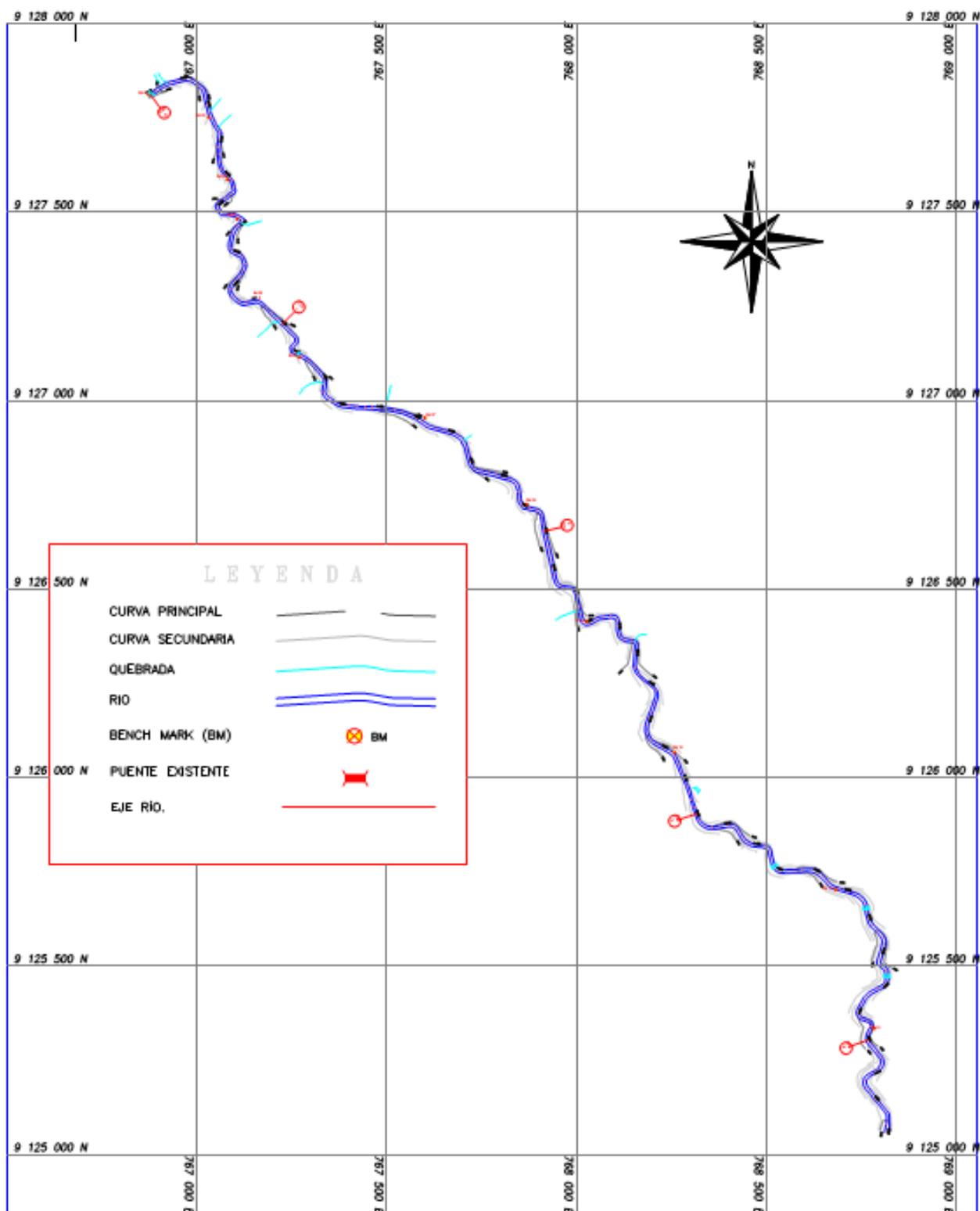


Figura 23. Pérdida de terreno en ambos márgenes del tercer tramo.



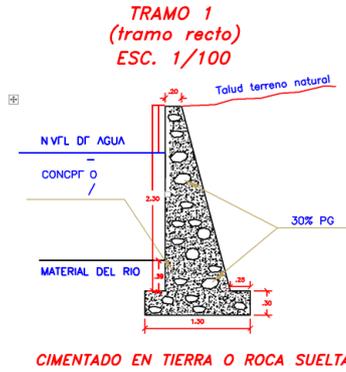
Figura 24. Pérdida de terreno margen derecho en la ciudad de Otuzco tramo 3.

## Anexo 4.2 Plano en planta del río Pollo

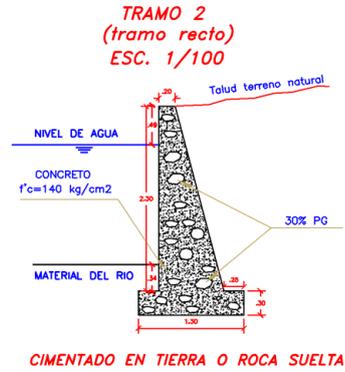


## Anexo 4.3 Detalles de muros con concreto ciclópeo

### CORONACION DEL MURO CON RELLENO

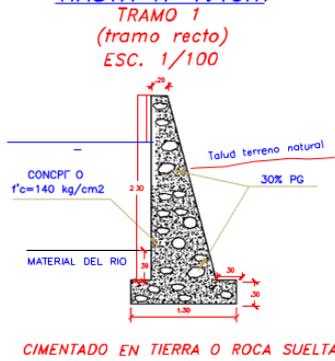


### CORONACION DEL MURO CON RELLENO



### CORONACION DEL MURO CON RELLENO

**HASTA H=1.40m**



### CORONACION DEL MURO CON RELLENO

**HASTA H=1.40m**



### CORONACION DEL MURO CON RELLENO

**TRAMO 1**  
**(tramo en curva)**  
**ESC. 1/100**

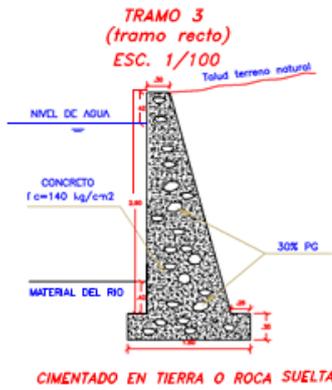


### CORONACION DEL MURO CON RELLENO

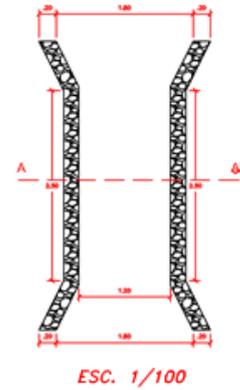
**TRAMO 1**  
**(tramo en curva)**  
**ESC. 1/100**



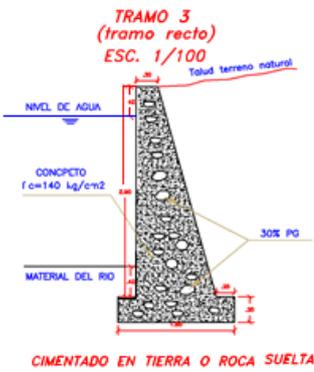
CORONACION DEL MURO CON RELLENO



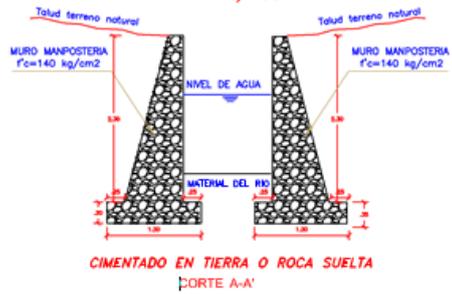
PLANO EN PLANTA  
MURO DE MAMPOSTERÍA EN QUEBRADAS



CORONACION DEL MURO CON RELLENO



CORONACION DEL MURO CON RELLENO  
MURO DE MAMPOSTERÍA EN QUEBRADAS  
ESC. 1/100



CORONACION DEL MURO CON RELLENO

