



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución- NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Propuestas de diseño de defensa ribereña en la localidad de Machungo,
margen derecha del Río Huallaga, Distrito de Alberto Leveau, Provincia San
Martín, Región San Martín.**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Patricia Milagros Tenazoa Chichipe

ASESOR:

Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar

Tarapoto – Perú

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Propuestas de diseño de defensa ribereña en la localidad de Machungo,
margen derecha del Río Huallaga, Distrito de Alberto Leveau, Provincia San
Martín, Región San Martín.**

AUTOR:

Patricia Milagros Tenazoa Chichipe

Sustentada y aprobada el día 11 de diciembre del 2018, ante el honorable jurado:

.....
Ing. Daniel Díaz Pérez
Presidente

.....
Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Secretario

.....
Ing. Carlos Enrique Chung Rojas
Miembro

.....
Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar
Asesor

Declaratoria de autenticidad

Patricia Milagros Tenazoa Chichipe con DNI N° 70193256, egresada de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada Propuestas de diseño de defensa ribereña en la localidad de Machungo, margen derecha del Río Huallaga, Distrito de Alberto Leveau, Provincia San Martín, Región San Martín.

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. He respecto a las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni totalmente ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiado; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico precio o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, con el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normativa vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 11 de diciembre del 2018



.....
Patricia Milagros Tenazoa Chichipe
DNI N° 70193256

Declaración jurada

Yo, **Patricia Milagros Tenazoa Chichipe**, identificada con DNI N° 70193256, domicilio legal en Jr. Santa Rosa # 119 - Morales, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o informe de ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 11 de diciembre del 2018



.....
Patricia Milagros Tenazoa Chichipe
DNI N° 70193256

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	TENAZOA CHICHIPE PATRICIA MILAGROS		
Código de alumno :	113164	Teléfono:	942-801-724
Correo electrónico :	pmtch10@gmail.com	DNI:	70143256

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de:	INGENIERIA CIVIL

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	PROPUESTAS DE DISEÑO DE DEFENSA RIBERENA EN LA LOCALIDAD DE MACHUNGO, MARGEN DERECHA DEL RIO HUALLAGA, DISTRITO DE ALBERTO LEVEAL, PROVINCIA SAN MARTIN, REGION SAN MARTIN.
Año de publicación:	2018

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI **“Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA”**.



.....
Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

10 / 06 / 2019



.....
Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

*** Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A Dios, por iluminar mi camino, darme la fuerza suficiente y derramar la luz de su inteligencia sobre mí, para lograr alcanzar todas mis metas trazadas; por bendecirme y poner a personas maravillosas en mi camino que me ayudaron mucho a cumplir con mis objetivos en la vida. no podría estar más feliz hoy que nunca al escribir estas líneas

A los mejores del mundo, Isabel y Álvaro, por darme todo lo que se necesita para ser feliz; su amor, su confianza, sus valores y su apoyo incondicional en todas las etapas de mi vida. Todo lo que soy es gracias a ellos.

A mis hermanas; María, Gina, Janeth y Giovana, por sus enseñanzas y cariño de toda la vida. A ti mi amor, por todos estos años a mi lado, fueron los más hermosos.

Patricia Milagros Tenazoa Chichipe

Agradecimiento

A mi alma máter, la **UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO**, especialmente a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, que me dio la oportunidad de formar parte de sus gloriosas aulas.

A mi asesor, Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar, por sus orientaciones y sugerencias acertadas, las cuales han permitido realizar este informe de investigación con éxito.

A los docentes, y administrativos de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes han contribuido en mi formación profesional.

A mis padres y hermanas, que siempre está motivándome día a día para seguir adelante, ser mejor y lograr todas mis metas. Nunca estaré más agradecida con ustedes, porque este también es mérito suyo.

Mi más profundo y sincero agradecimiento, a ti, Sintia Cigüeñas por tu apoyo, asesoría y motivación, en todo el tiempo que he llevado a cabo este proyecto de investigación, has sido y eres una persona fundamental en mi vida.

Patricia Milagros Tenazoa Chichipe

Índice general

Dedicatoria	vi
Agradecimiento	vii
Índice general	viii
Índice de tablas	ix
Índice de figuras	xi
Resumen	xii
Abstract	xiii
INTRODUCCION	1
CAPITULO I: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	2
1.1 Exploración preliminar orientando la investigación	2
1.2 Aspectos generales del estudio	2
1.3 Trabajos previos/antecedentes	4
1.4 Marco teórico	6
1.5 Formulación del problema	40
1.6 Justificación del estudio	40
1.7 Hipótesis	41
1.8 Objetivos	41
CAPITULO II: MATERIAL Y METODOS	42
2.1 Diseño de la investigación	42
2.2 Variable y operacional	42
2.3 Población y muestra	44
2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	44
2.5 Técnicas de procesamiento y de análisis de datos	44
CAPITULO III: RESULTADOS Y DISCUSIÓN	46
3.1 Procesamiento de información	46
3.2 Resultados	89
3.3 Discusión	92
CONCLUSIONES	95
RECOMENDACIONES	97
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98
ANEXOS	100

Índice de tablas

Tabla 1:	<i>Valores de y_n, en función de n (número de datos)</i>	15
Tabla 2:	<i>Valores de K en función del periodo de retorno y del coeficiente de asimetría</i>	16
Tabla 3:	<i>Riesgo de Falla Admisible</i>	18
Tabla 4:	<i>Factor de Fondo</i>	21
Tabla 5:	<i>Valores aproximados de F_s (Factor de orilla)</i>	21
Tabla 6:	<i>Valores de K_I (Condiciones de fondo de cauce)</i>	22
Tabla 7:	<i>Valores referenciales de “n” para el método de Manning-Strickler</i>	23
Tabla 8:	<i>Valores de K para el método de Manning-Strickler</i>	23
Tabla 9:	<i>Valores de “m” para el método de Manning-Strickler</i>	24
Tabla 10:	<i>Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad del cauce según la ecuación establecida por Cowan</i>	25
Tabla 11:	<i>Valores para el coeficiente “f” para el cálculo del borde libre</i>	27
Tabla 12:	<i>Coeficiente b_0 para cálculo de la socavación</i>	29
Tabla 13:	<i>Valores de x y $1/(x+1)$</i>	30
Tabla 14:	<i>Valores de C_1</i>	33
Tabla 15:	<i>Valores de C_2</i>	34
Tabla 16:	<i>Variable y operacional</i>	43
Tabla 17:	<i>Tabla de Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Estación Picota 2001 – 2017</i>	50
Tabla 18:	<i>Tabla de procesamiento estadístico Gumbel Tipo I</i>	51
Tabla 19:	<i>Tabla de procesamiento estadístico Log Pearson Tipo III</i>	54
Tabla 20:	<i>Tabla de los valores de K para el coeficiente de asimetría $A_g = 0.751$</i> ..	56
Tabla 21:	<i>Tabla de Caudales máximos para diferentes periodos de retorno</i>	56
Tabla 22:	<i>Caudales máximos calculados mediante Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III</i>	57
Tabla 23:	<i>Red de BMs del estudio topográfico</i>	58
Tabla 24:	<i>Calculo de la pendiente del cauce del río Huallaga en el tramo de interés.</i>	59
Tabla 25:	<i>Ancho estable calculado por los métodos de Petits, Simons-Henderson, Blench-Altunin y Manning-Strickler</i>	63

Tabla 26:	<i>Calculo del coeficiente de rugosidad del cauce según Cowan para el río Huallaga.....</i>	63
Tabla 27:	<i>Valores de Fs según el tipo de tramo.....</i>	67
Tabla 28:	<i>Propiedades Físico – Mecánicas y Clasificación de Canteras.....</i>	75
Tabla 29:	<i>Propiedades Físico – Mecánicas de las Rocas de la cantera Machungo</i>	85
Tabla 30:	<i>Parámetros para el diseño de Propuestas de Defensa Ribereña en la Localidad de Machungo.....</i>	89

Índice de figuras

Figura 1:	<i>Socavación en la sección transversal del cauce</i>	28
Figura 2:	<i>Consideraciones recomendables de diseño de un dique de tierra</i>	32
Figura 3:	<i>Grafico para la verificación de estabilidad del dique de tierra</i>	71
Figura 4:	<i>Gráfico para el control de infiltración en el dique de tierra</i>	76
Figura 5:	<i>Consideraciones recomendables de diseño de un dique de tierra</i>	77
Figura 6:	<i>Gráfico para la verificación de estabilidad del núcleo de tierra del dique enrocado</i>	80
Figura 7:	<i>Gráfico de la sección trasversal del dique enrocado con núcleo de tierra</i>	84

Resumen

El presente informe de tesis titulado **Propuestas de diseño de defensa ribereña en la localidad de Machungo, margen derecha del Río Huallaga, Distrito de Alberto Leveaú, Provincia San Martín, Región San Martín**, se ha desarrollado con la finalidad de proponer alternativas de diseño de defensa ribereña para dar solución al problema de inundación que afecta al área urbana ribereña del centro poblado de Machungo.

Para el desarrollo de los diseños de defensa ribereña se ha realizado la investigación bibliográfica y linkográfica, que nos permita conocer el procedimiento de diseño, formulas y tablas que emplearemos.

Se ha realizado el trabajo de campo que comprende la recolección de información histórica de máximas avenidas, el levamiento topográfico, toma de muestras para el estudio de mecánica de suelos en la zona donde proyectamos los diseños, que posteriormente se concretó en gabinete.

Se realizó el estudio hidrológico de máximas avenidas a partir de la información hidrométrica de la Estación HLG Picota proporcionada por en SENAMHI, mediante los métodos de Log Pearson III y Gumbel.

Se determinaron los parámetros hidrológicos e hidráulicos necesarios para desarrollar ambos diseños de defensa ribereña (dique de tierra y dique enrocado), como, por ejemplo, ancho estable del cauce, tirante de máxima avenida, profundidad de socavación, etc.

Finalmente diseñamos la primera propuesta de defensa ribereña que fue un dique de tierra fuera del cauce y paralelo a la ribera del río Huallaga de aproximadamente 1+240 km. Como segunda propuesta de defensa ribereña planteamos un dique enrocado de una longitud de 1+274.85 km. Aproximadamente, de la misma manera, paralelo a la ribera del río Huallaga.

Palabras clave: Defensa Ribereña, Inundación, Máximas Avenidas, Dique de Tierra, Dique Enrocado.

Abstract

This thesis report titled as **Proposals for defense design of river in the Machungo locality, right margin of the Huallaga River, Alberto Leveau District, San Martin Province, San Martin Region**, has been developed with the purpose of proposing design alternatives of river defense to solve the flood problem that affects the urban riparian area of the town of Machungo.

For the development of riparian defense designs, bibliographic and internet sources link research has been carried out, which allows us to know the design procedure, formulas and tables that we will use.

The fieldwork has been carried out that includes the collection of historical information of maximum floods, the surveying survey, sampling for the study of soil mechanics in the area where we design the designs, which was subsequently completed in the cabinet.

The hydrological study of maximum avenues was made from the hydrometric information of the HLG Picota Station provided by SENAMHI, using the Log Pearson III and Gumbel methods.

The hydrological and hydraulic parameters necessary to develop both riparian defense designs (earth dam and rock-cut dam) were determined, such as, for example, stable channel width, maximum avenue strut, depth of scour, etc.

Finally, we designed the first riparian defense proposal that was an earth dam outside the channel and parallel to the Huallaga river bank of approximately 1 + 240 km. As a second proposal for river defense, we proposed a rocky dike with a length of 1 + 274.85 km. approximately, in the same way, parallel to the banks of the Huallaga River.

Keywords: Riparian Defense, Flooding, Maximum Avenues, San Dam, Rocky Dam.



Introducción

Las estructuras hidráulicas empezaron a idearse por la necesidad del hombre de proteger a su habidad y protegerse así mismo, se han ido modificando y mejorando con el paso del tiempo, tanto de forma estructural como económica.

En Egipto y Mesopotamia ya se construyeron importantes defensas fluviales como diques, canales para desviar las aguas y mejora de los cauces en los entornos urbanos. En China la construcción de grandes motas en los ríos ya se hacía en el siglo XII de modo que se intentaba hacer frente a las avenidas monzónicas. También en España y en el norte de Italia destacan desde la Edad Media la construcción de motas y embalses que regulasen los ríos.

Actualmente las defensas ribereñas son muy avanzadas en los países desarrollados. Los sistemas de prevención se basan en diques, motas, barreras metálicas, embalses reguladores, muros de contención y mejora de la capacidad de desagüe de los cauces fluviales

En la región San Martín, muchas localidades ubicadas en las zonas ribereñas son afectadas por la problemática que presentan las inundaciones, y debido a esto, se tuvieron que colocar protecciones en las márgenes de los ríos. En los últimos años en la región San Martín se han construido diferentes tipos de defensa ribereña como, por ejemplo, diques de tierra y diques enrocados en San Rafael y Bellavista, así como muros con gaviones en Bellavista y colchón reno en el sector Pachiza.

Para diseñar estas protecciones, primero se realizan los estudios básicos de ingeniería como la topografía, mecánica de suelos, hidrología e hidráulica de ríos; para que estas puedan cumplir con eficiencia su objetivo, y a su vez, su vida útil, y poder así estimar su altura y la distancia a la que se deben colocar.

En el presente informe de tesis se ha planteado dos alternativas de diseño de defensa ribereña, de los cuales mediante los criterios y normas de la ingeniería se elegirá una que se adecue más a la realidad de la región y de la localidad de Machungo.

CAPÍTULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1 Exploración preliminar orientando la investigación

La localidad de Machungo, está ubicada en la margen derecha del río Huallaga, en el distrito de Alberto Leveaú de la región San Martín y es una de las zonas urbanas y agropecuarias que es afectada por las aguas del río Huallaga en épocas de máxima avenida, que son, según los pobladores de la zona, entre los meses de noviembre y junio aproximadamente; por ello se plantea formular la solución al problema de inundación, que afecta directamente a dicha localidad.

El último registro de una máxima avenida que se tuvo en la localidad fue en el mes de noviembre de 2016, en el cual hubo una gran pérdida de cultivos de cacao, plátanos y otros en menores cantidades, además, también hubo daños ocasionados a la infraestructura de algunas viviendas y también el deterioro de los caminos de acceso a las chacras de los pobladores.

Partiendo del análisis en la situación actual en que se encuentra la localidad de Machungo, se plantea dos propuestas de diseño de defensa ribereña para una futura construcción por parte del gobierno local correspondiente.

1.2 Aspectos Generales

1.2.1 Ubicación del Proyecto

Ubicación política del área donde se desarrolló el presente informe de tesis.

Sector : Localidad de Machungo

Distrito : Alberto Leveaú

Provincia : San Martín

Región : San Martín

La zona y/o área a proteger se encuentra ubicada en la margen derecha del río Huallaga.

Ubicación geográfica del área donde se desarrolló el presente informe de tesis.

Coordenadas : Latitud Sur : 6°41'5.5''

	Longitud Oeste	:	76°16'27.7''
Coordenadas UTM	Este	:	359153
	Norte	:	9260885
Altitud media	:	203 ms.n.m	

1.2.2 Vías de Acceso

Partiendo de la ciudad de Tarapoto, la principal vía para llegar a la localidad de Machungo es la carretera Fernando Belaunde Terry – Sur.

Recorremos aproximadamente 20 km por la carretera FBT-S, en donde nos encontraremos con un desvío por una carretera afirmada (que también va hacia el botadero municipal) por la que recorreremos 8 km. Aproximadamente; podemos hacerlo mediante colectivos que salen todos los días y varias veces al día; luego debemos cruzar el río Huallaga a través de una balza propulsada por motores fuera de borda que manejan los mismos pobladores, y finalmente retomamos la vía terrestre y recorreremos 3 km hacia la derecha por una vía afirmada hasta llegar a la localidad de Machungo, todo el recorrido es de aproximadamente 31 km (45 minutos).

1.2.3 Topografía

El relieve del distrito de Alberto Leveaú es accidentado y presenta llanuras donde se ubican los centros poblados de Machungo y Utcuarca. En su totalidad el relieve forma lomas y laderas dedicadas a la agricultura y ganadería, El accidentado territorio presenta de 0.5 a 30 de pendiente

1.2.4 Clima

Toda la región San Martín está sujeta a un patrón de periodos secos de junio o julio hasta octubre; eventualmente se presentan vientos fríos provenientes del sur conocidos localmente como “friajes”. El clima de San Martín es cálido, pero el distrito de Alberto Leveaú se caracteriza por ser húmedo y templado cálido, lo que da escorrentía durante todo el año, presentando precipitaciones características de las zonas que son subtropicales, donde a partir de las 15 horas la temperatura empieza a descender, notándose brisa fresca que es agradable por las noches.

1.3 Trabajos previos/Antecedentes

García, A. (2017) *“Diseño Hidráulico y Estructural de Obras de Protección frente a Erosión e Inundaciones del Río Balsayacu en el Centro Poblado de Balsayacu, Distrito de Campanilla, Provincia de Mariscal Cáceres – Región San Martín”*. Morales: Tesis UNSM. Se ha proyectado, un dique de tierra fuera del cauce, paralelo y adyacente a la ribera derecha del río Balsayacu. El dique de tierra comprende dos tramos, el Tramo I, tiene una longitud de 580.00 m y el tramo II una longitud de 266.00 m. La longitud total del dique de tierra es de 846.00 m. El dique protegerá de las inundaciones al Centro Poblado de Balsayacu.

Estructuralmente, los espigones y el dique de tierra, son estables al vuelco, al deslizamiento y al punzonamiento.

El periodo de vida útil de las obras proyectadas, es de 20 años, con un riesgo de falla del 25%

La ejecución del diseño hidráulico y estructural de espigones y dique de tierra en el cauce del río Balsayacu – Localidad de Balsayacu evitará la erosión e inundaciones en la ribera del río Balsayacu – Localidad de Balsayacu.

El dique de tierra es de sección trapezoidal, con ancho de corona de 4.00 m, con talud interno y externo de $Z=1.5$, con elevación variable y pendiente de corona variable en función del terreno natural y el nivel de inundación del río Balsayacu.

Del Águila, H. (2009) *Diseño Hidráulico de la Defensa Ribereña Río Huallaga – Bellavista, Tramo I – Sector Intiyacu”*. Morales: Informe de Ingeniería UNSM. El caudal máximo y de diseño del río Huallaga que circula en épocas de máxima avenida por la zona problema es de $Q_{\max}=8,350 \text{ m}^3/\text{s}$, el mismo que ha sido calculado empleando el método hidráulico.

MDSR (2017) *Creación del Servicio de Protección frente a Erosión Hídrica en la Margen Derecha del Río Sisa, Localidad de Palestina, Distrito de San Rafael, Provincia de Bellavista – San Martín*. Bellavista: Expediente técnico. La alternativa 01 considera 180 metros de enrocado. Dicha longitud obedece al tramo de río con erosión en la margen derecha, con impacto directo sobre las UP de bienes y servicios públicos de la localidad de Palestina.

La configuración de la sección del enrocado planteado obedece principalmente a la configuración actual del talud. La alternativa propone generar un mínimo corte del terreno

natural con el fin único de perfilar el terreno existente y acomodar la roca sobre dicha superficie.

Los análisis realizados para garantizar la estabilidad del enrocado, han demostrado que el diseño propuesto cumple con los requerimientos para hacer frente a la erosión de la ribera durante máximas avenidas y asimismo responde con estabilidad en épocas de estiaje, evitando el derrumbe del talud.

MPB (2016) *Creación del Servicio de Protección frente a Inundaciones en la localidad de Bellavista – Margen Izquierda del Río Huallaga, Distrito de Bellavista, Provincia de Bellavista – San Martín.* Bellavista: Expediente técnico. Construcción de un dique del tipo gravedad: tierra compactada, con material de préstamo de la cantera Cerro El Porvenir, compactada en capas de 0.20 m, desde el nivel de desplante: 0.60 m de profundidad desde el nivel de terreno existente. Cuenta con un ancho de corona constante de 4.00 m, taludes aguas arriba de V:H 1:1.5 y aguas abajo 1:1. El paramento mojado estará protegido con enrocado de protección al volteo y uña de cimentación antisocavante de 3.00 m. El espesor superior del enrocado es de 1.00 m y se tiende hacia el terreno con un talud de 1:2. Cuenta con un sistema de drenaje de 2.00 m de ancho y 0.60 m de altura mediante grava bien gradada de ½” a 1” proveniente de la cantera Panamá. Entre el talud de tierra compactada y el enrocado se instalará un geotextil no tejido de 200 gr/m². En el paramento seco se instalará una geomanta revegetadora para la protección del talud, con el cual se pretende confinar el dique y proteger de la erosión eólica y por las precipitaciones.

El proyecto plantea la construcción de 2.00 Km de Defensa Ribereña en la margen izquierda del río Huallaga, desde el Barrio La Esperanza hasta el enrocado existente del puente Bellavista, para evitar la inundación de la localidad de Bellavista en su Primer piso por parte de avenidas extraordinarias del río Huallaga en el periodo de lluvias y así satisfacer la demanda de protección de las Unidades Productoras de bienes y servicios asentadas en la localidad en mención.

La construcción de 2.00 Km de dique de tierra compactada y enrocado de protección al volteo (1655 m) y Muro de encauzamiento de Gaviones caja (345 m), permite proteger a la localidad de Bellavista de hasta un caudal de 12,347.10 m³/s circulante por el río Huallaga.

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1985) *Design of Small Dams.* Selección del tipo de presa, decimotercera edición, pp. 98-99. Las presas de tierra constituyen el tipo de presas más común, principalmente porque su construcción

interviene materiales en su estado natural que requieren el mínimo de tratamiento. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos.

Las presas de tierra están sujetas a sufrir serios daños y aun fallar debido a las perforaciones hechas por animales cavadores, a menos de que se tomen precauciones especiales.

En las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante, o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

El tipo de enrocamiento se adapta a los emplazamientos remotos, donde abunda la roca buena, donde no se encuentra tierra buena para una presa de tierra, y donde la construcción de dique resultaría muy costosa.

1.4 Marco Teórico

1.4.1 Bases Teóricas

1.4.1.1 Inundación

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (2009) *Definiciones*, octubre 10, 2018, recuperado del sitio web: <http://www.senamhi.gob.pe/?p=10011>, Una inundación, es un proceso de desbordamiento del agua fuera del cauce natural o artificial. Los desastres más devastadores según las estadísticas, se debe a las inundaciones.

Cabir, S. (2010) *Instituto de estudios sobre conflictos y acción humana*. España: Tesis. Las inundaciones, son los fenómenos más letales de los desastres naturales. Las inundaciones representan aproximadamente el 40% de las víctimas de los desastres naturales. Esto es reforzado por el hecho de que más de la mitad de la población mundial vive en las costas y a lo largo de ríos y estuarios. Una inundación es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de esta, bien por desbordamiento de ríos, ramblas por lluvias torrenciales, deshielo, por subida de las mareas por encima del nivel habitual, por avalanchas causadas por maremotos.

Causas de las inundaciones

Cabir, S. (2010) *Instituto de estudios sobre conflictos y acción humana*. España: Tesis. Las inundaciones no son ajenas a la ocupación del suelo. El caudal de los ríos es normalmente muy variable a lo largo de los años. En efecto, la hidrología establece para los ríos una gama de caudales máximos asociados al tiempo de retorno. Generalmente las poblaciones locales, cuando hace mucho tiempo que se encuentran asentadas en el lugar tiene conocimiento de las áreas ocupadas por las avenidas del río o barranco, y así respetan el espacio de éste y sus cauces, evitando la ocupación del mismo y por ello la inundación de sus centros poblados.

Una inundación que afecta centros poblados puede tener diversos orígenes, que se comentan brevemente a continuación:

Exceso de agua de lluvia e incapacidad o inexistencia de un sistema de evacuación de agua pluviales.

Cuando se presentan grandes lluvias sobre un área determinada y no hay condiciones naturales de drenaje, se requiere de un sistema para la evacuación de aguas pluviales. Las aguas colectadas se eliminan por gravedad a un cauce ubicado en un nivel inferior. Hay ciudades, y en general asentamientos humanos, ubicados donde no deberían estarlo, en los que por el relieve del terreno es de vital importancia disponer de un sistema de evacuación de aguas pluviales.

Sin embargo, no basta con la construcción de un sistema de evacuación, sino que debe dársele adecuado mantenimiento. Los largos periodos secos, sin lluvias importantes, agravan el problema del abandono de los sistemas de evacuación los que se llenan de basura, escombros y desperdicios. Al presentarse una lluvia fuerte en esas condiciones suele suceder que el sistema de drenaje este bloqueado y, por lo tanto, inútil.

Invasión del centro poblado por uno o más brazos fluviales creados súbitamente a partir de un río cercano.

Durante las grandes lluvias se produce un aumento de las descargas de los ríos, lo que trae como consecuencia que, debido a la inestabilidad fluvial, a la existencia y estado de encauzamiento y a otros factores, el río manifieste su dinamismo dando lugar a la aparición

de nuevos cauces y brazos. Ocurre algunas veces que estos nuevos brazos del río ingresan con fuerza a la ciudad, la recorren y causan enormes daños.

Por desborde del río debido a la incapacidad de su cauce para contener la avenida presentada.

Una gran avenida puede exceder la capacidad del cauce fluvial.

En algunos valles ocurre que la ciudad se desarrolla en un área muy próxima al río y/o ubicada a un nivel inferior que el correspondiente a las máximas crecidas, lo que es muy peligroso y, aunque parezca increíble ocurre muchas veces.

Por estar el centro poblado ubicado sobre áreas de inundación propias del río.

El tema de la vulnerabilidad de los centros poblados por la mala ubicación es impresionante. Se ven conjuntos habitacionales ubicados sobre áreas de inundación propias del río.

1.4.1.2 Cuenca Hidrográfica

Monsalve, G. (1995). *“Hidrología en la ingeniería”*. Santafé de Bogotá, Colombia.

La cuenca hidrográfica es la superficie de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua.

Delimitación de una cuenca

La delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel, siguiendo las líneas del *divortium aquarum* (divisoria de agua), la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. La divisoria de aguas está formada por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo.

Es decir, se tiene en consideración los siguientes pasos:

Disponer información cartográfica.

Leer detenidamente las curvas de nivel.

Identificar la corriente principal de agua.

Identificar los tributarios de la corriente principal.

Identificar con puntos las partes más altas (cerros), que rodean a la corriente principal incluidos los tributarios.

Unir los puntos marcados con una línea discontinua siguiendo la ruta del divortium aquarum.

La delimitación queda definida mediante una curva cerrada, de forma casi redonda.

Características físicas de la cuenca Hidrográfica

Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, los tipos de suelos, la capa vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc.). Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico.

- Área de la cuenca (A)

Es el área plana (proyección horizontal), es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca y se expresa en km².

- Perímetro de la cuenca (P)

Es la longitud de la línea que delimita la cuenca y se expresa en km.

- Factor de forma (Kf)

Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide cuando se sigue el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca.

El ancho medio, se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial de la cuenca.

Lo descrito líneas arriba se puede presentar en la siguiente formula:

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad (01)$$

Donde:

K_f = Factor de forma

A = Area de la cuenca en km²

$L =$ Longitud del curso de agua mas largo en km.

- Índice de Gravelius o Coeficiente de Compacidad (K_c)

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca.

La ecuación se define de la siguiente manera:

$$K_c = 0.28 \frac{P}{A^{1/2}} \quad (02)$$

Donde:

$K_c =$ Índice de compacidad (adimensional)

$A =$ Área de la cuenca en km^2

$P =$ Perímetro de la cuenca en km.

- Pendiente media del cauce principal (S)

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales, escurre con una velocidad que depende directamente del declive de estos, así a mayor declividad abra mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media de la quebrada, es un parámetro empleado para determinar la declividad del curso del agua entre dos puntos, que generalmente lo constituye la naciente y su desembocadura en otro río.

La fórmula es la siguiente:

$$S = \frac{HM - Hm}{L} \quad (03)$$

Siendo:

$S =$ Pendiente media de la quebrada

$L =$ Longitud del cauce principal en m

$HM =$ Altitud maxima msnm

$Hm =$ Altitud minima msnm

- Tiempo de concentración (T_c)

Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca (nacientes del curso principal) hasta que llega a la salida de esta (estación de aforo) o punto de interés alguno. Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca.

Todas aquellas las características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendientes, vegetación, y otras en menos grado, hacen variar el tiempo de concentración.

La fórmula para el cálculo del tiempo de concentración mediante la fórmula de Kirpich (pág. 227, *Hidrología*, Máximo Villón):

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (04)$$

Donde:

T_c = *Tiempo de concentracion, en min.*

L = *Maxima longitud de recorrido, en m*

H = *Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en m.*

- Densidad de drenaje (D_d)

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total.

$$D_d = \frac{\sum Lu}{A} \quad (05)$$

Donde D_d es la densidad de drenaje (en km/km²), $\sum Lu$ es la longitud total de cauces (en km) y A es el área total de la cuenca en km².

1.4.1.3 Máxima avenida

Se define a una máxima avenida como un caudal de gran magnitud, que por decir lo menos, desborda los ríos, quebradas o cauces naturales.

Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que, para estos casos, se determina en función a los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, está en función directa del periodo de retorno seleccionado para el diseño, el mismo que a su vez depende de la importancia o trascendencia de la obra, así como la vida útil de la misma.

En el análisis de la información hidrométrica, puede presentarse el caso de que se tenga a disposición registros históricos de caudales, entonces dependiendo del problema a resolver, un análisis probabilístico puede resultar conveniente.

Para el caso más frecuente es cuando no se dispone de datos de caudales máximos, por lo que es necesario calcularlos a partir de datos de lluvia o precipitación.

Existen varios métodos para el estudio de máximas avenidas las cuales son:

Los métodos históricos.

Este método está basado en que el cálculo de la avenida, está referida a los máximos niveles alcanzados por el agua y que quedan señalizados en algún punto del cauce del río o fuera de él.

Para ello será necesario recopilar los datos acerca de las avenidas ocurridas, pero presenta dificultades respecto a la carencia de datos, así como la calidad de la información que se pueda percibir.

Los métodos estadísticos o probabilísticos (basados en la existencia de información hidrométrica o de aforos)

Estos métodos permiten a través de un registro histórico de máximas avenidas, estimar la avenida de diseño mediante su probable distribución en diversos periodos de retorno.

Cuanto mayor sea el tamaño del registro o extensión de la información, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño.

Existen varios métodos estadísticos para realizar el estudio de caudales máximos y poder determinar el caudal de diseño, entre ellos y los usados tenemos:

Método de Gumbell.

Método de Log-Pearson Tipo III.

Los métodos hidrológicos (basados en la existencia de información pluviométrica)

Estos métodos, si bien es cierto no son muy precisos, sin embargo, son los más utilizados al no existir información hidrométrica o de afores en ríos.

Existen varios métodos hidrológicos que se utilizan, para el cálculo de caudales máximos.

Entre ellos tenemos los siguientes:

Método de US Soil Conservation Service (SCS) o de la Curva N.

Método de Mac-Math.

Método de ISZKOWSKI.

El Método directo o denominado también método hidráulico.

Para determinar el caudal máximo, es necesario conocer ciertos parámetros, los mismos que se obtendrán directamente en el campo, es decir en el lugar de emplazamiento de la estructura proyectada o llamado también punto de interés, para lo cual será necesario disponer de:

Levantamiento topográfico a curvas de nivel y se presenta en los Planos en Planta.

Perfil longitudinal del cauce del río en una longitud mínima de 500 m aguas arriba y 500m aguas abajo del punto de interés.

Plano de sección transversal del río, donde se debe indicar el nivel de aguas máximas extraordinarias.

Luego se determinan los siguientes parámetros:

Área hidráulica máxima (A)

Rugosidad del cauce en el punto de interés (n)

Pendiente (s) del cauce en la sección de interés.

Radio Hidráulico máximo (R)

Luego, estos valores se remplazarán en la ecuación de Manning, obteniéndose así el caudal máximo en m^3/seg .

1.4.1.4 Método de Gumbel

Monsalve, G. (1995). *“Hidrología en la ingeniería”*. Santafé de Bogotá, Colombia, 1era edición.

Las distribuciones de valores extremos del fenómeno de las máximas avenidas, pueden expresarse en la forma:

$$x = \bar{x} + K\sigma_x \quad (06)$$

x = Caudal o precipitación con una probabilidad dada

\bar{x} = Media de la serie de caudales o precipitaciones

σ_x = Desviación estandar de la serie

K = Un factor de frecuencias definido por cada distribución

La ley de Gumbel está dada por la expresión:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}} \quad (07)$$

Donde:

P = Probabilidad de que un valor x sea igualado o excedido

y = Variable reducida

Despejando de la ecuación anterior la variable reducida (y) se expresa en la siguiente ecuación:

$$y = -\ln[-\ln(1 - P)] \quad (08)$$

El factor de frecuencias (K), está dada por la expresión:

$$K = \frac{y - y_n}{\sigma_n} \quad (09)$$

Donde:

y = Variable reducida.

y_n = Valor medio esperado de la variable reducida (tabla N° 01)

σ_n = Desviación estandar de la variable reducida (tabla N° 01)

Tabla 1

Valores de y_n , σ_n en función de n (número de datos)

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	26	0.532	1.0961	44	0.5458	1.1499
9	0.4902	0.9288	27	0.5332	1.1004	45	0.5463	1.1519
10	0.4952	0.9497	28	0.5343	1.1047	46	0.5468	1.1538
11	0.4996	0.9676	29	0.5353	1.1086	47	0.5473	1.1557
12	0.5053	0.9833	30	0.5362	1.1124	48	0.5477	1.1574
13	0.507	0.9972	31	0.5371	1.1159	49	0.5481	1.159
14	0.51	1.0095	32	0.538	1.1193	50	0.5485	1.1607
15	0.5128	1.0206	33	0.5388	1.1226	100	0.56	1.2065
16	0.5157	1.0316	34	0.5396	1.1255	150	0.5646	1.2253
17	0.5181	1.0411	35	0.5403	1.1285	200	0.5672	1.236
18	0.5202	1.0493	36	0.541	1.1313	250	0.5688	1.2429
19	0.522	1.0566	37	0.5418	1.1339	300	0.5699	1.2479
20	0.5236	1.0628	38	0.5424	1.1363	400	0.5714	1.2545
21	0.5252	1.0696	39	0.543	1.1388	500	0.5724	1.2588
22	0.5268	1.0754	40	0.5436	1.1413	750	0.5738	1.2651
23	0.5283	1.0811	41	0.5442	1.1436	1000	0.5745	1.2685
24	0.5296	1.0864	42	0.5448	1.1458			
25	0.5309	1.0915	43	0.5453	1.148			

Fuente: Monsalve Saenz, Germán. *Hidrología en la Ingeniería*

1.4.1.5 Método de Log Pearson Tipo III

Monsalve, G. (1995). *“Hidrología en la ingeniería”*. Santafé de Bogotá, Colombia, 1era edición.

Existen métodos que simplifican todo el procedimiento de cálculo de los parámetros de Log Pearson, por la complejidad de desarrollar estas ecuaciones; una manera rápida es utilizando una forma simplificada, y utilizando tablas especialmente elaboradas, la cual relaciona el coeficiente de asimetría con la probabilidad y periodo de retorno, estableciéndose la siguiente ecuación:

$$X = \bar{X} + S(K) \quad (10)$$

$$\text{Log}Y = \overline{\text{Log}Y} + \sigma \text{log}Y(K) \quad (11)$$

El procedimiento para la determinación de descargas máximas es:

- Se procede a determinar los logaritmos de las descargas.
- Se calcula la media ($X=\text{Log}Y$) y la desviación estándar S ($\text{slog}Y$) de los logaritmos de descargas.
- Se determina el coeficiente de sesgo o coeficiente de asimetría Ag :

$$Ag = \frac{N\sum(\log Y - \overline{\text{Log}Y})^3}{(N-1)(N-2)(\sigma \log Y)^3} \quad (12)$$

- Con la ayuda de la Tabla N° 02 encontramos los valores de K (variable reducida para cada nivel de probabilidad deseada o también en función al intervalo de recurrencia)

Tabla 2

Valores de K en función del periodo de retorno y del coeficiente de asimetría.

Coef. De asimetría	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS							
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
	NIVEL DE PROBABILIDAD, PORCENTAJE							
Ag	99	80	50	20	10	4	2	1
1.80	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.60	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.40	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.20	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.00	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.80	-1.733	-0.856	-1.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.60	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.40	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.20	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.00	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.20	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.40	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029

Fuente: Monsalve Saenz, Germán. *Hidrología de la Ingeniería*.

- Tomando el antilogaritmo de la **ecuación 11**, obtenemos el valor de la descarga, donde $Y=Q$ (caudal máximo de descarga)

1.4.1.6 Periodo de Retorno, Vida Útil de una Obra, y Riesgo de Falla.

MTC (2008). “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje”. Lima, Perú.

Periodo de retorno (Tr)

Se define como el tiempo promedio que transcurre entre la ocurrencia de ese evento y el próximo de la misma magnitud.

Se define también como el tiempo que transcurre para que un evento sea excedido o igualado al menos una vez en promedio.

Si un caudal igual o mayor a Q , ocurre una vez en Tr años, su probabilidad de ocurrencia P , es igual a 1 en Tr casos, es decir:

$$P = \frac{1}{Tr} \quad (13)$$

Donde:

$P =$ Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q .

$Tr =$ Período de retorno en años.

Vida útil de una obra

Es el periodo en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento.

En otras palabras, si la estructura careciera de cualquiera de estas tres propiedades (seguridad, funcionalidad y estética) está ya sobrepasó el periodo de su vida útil.

Riesgo de falla hidrológico

Es la probabilidad de ocurrencia de un hecho indeseable.

En el diseño de obras hidráulicas expuestas a grandes avenidas, es necesario considerar el riesgo hidrológico o riesgo de falla, asociado con el periodo de retorno.

Por lo común, el ingeniero diseña una obra para resistir una avenida de cierta magnitud.

Este riesgo hidrológico, conocido también como riesgo de falla, puede calcularse aplicando la siguiente ecuación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (14)$$

Donde:

$R = \text{Riesgo de falla}$

$Tr = \text{Periodo de retorno en años}$

$n = \text{Vida util de la estructura}$

La confiabilidad se define como el complemento de riesgo:

Confiabilidad = $1 - R$

Entonces, se requiere que la obra tenga un riesgo pequeño de dañarse o, lo que es lo mismo, una alta confiabilidad.

Si la obra tiene una vida útil en n años, se puede calcular el periodo de retorno Tr , fijando, a priori, el riesgo de falla admisible R de acuerdo a la Tabla 3

Tabla 3

Riesgo de Falla Admisible

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

(*): El propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: MTC. "Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje".

1.4.1.7 Pendiente del cauce de un río

La pendiente del cauce de un río, se puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del río, entre la longitud horizontal de dicho cauce.

Conocer la pendiente del cauce principal de un río, resulta ser muy importante, puesto que este parámetro está relacionado directamente con el escurrimiento del cauce.

El perfil longitudinal del eje que sigue el cauce de un río, está conformado por una serie ilimitada de tramos, los cuales dependen de los diferentes tipos de material que lo conforman.

A continuación, veremos el siguiente método para su cálculo:

Método de Taylor y Schwarz

Este método considera que un río está formado por n tramos de igual longitud, cada uno de ellos con pendiente uniforme.

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

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (15)$$

Donde:

$n =$ Numero de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil

$S_1, S_2, \dots, S_n =$ Pendiente de cada tramo, según $S = \frac{H}{L}$

$S =$ Pendiente media del cauce

La ecuación anterior tiene una mejor aproximación cuanto más sea el número de tramos en los cuales se subdivide el perfil longitudinal del río a analizar.

Por lo general, se espera en la práctica que los tramos sean de diferentes longitudes, en este caso, Taylor y Schwarz recomiendan utilizar la siguiente ecuación:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^{1/2}}} \right]^2 \quad (16)$$

Donde:

S = Pendiente media del cauce.

L_i = Longitud del tramo i .

S_i = Pendiente del tramo i .

1.4.1.8 Sección Estable del Río o Amplitud de Cauce

Es la sección que corresponde a un tramo del río que se encuentra en estado de equilibrio, es decir que la pendiente (S), la descarga (Q), la geometría del cauce, la rugosidad del cauce (n) y cualquier otra característica hidráulica son las requeridas para transportar los sólidos que ingresan a dicho tramo. Es decir, la sección estable de un río, es aquella que tiene la capacidad suficiente para transportar la descarga Q sin causar erosión ni sedimentación.

A esta sección le corresponde un ancho o amplitud de cauce (B).

Existen varios métodos para calcular (B), siendo necesario para su aplicación, conocer las condiciones del río.

Método de BLENCH – ALTUNIN

El más utilizado, es el de **Blench – Altunin**, basado en la teoría del régimen estable y se sustenta en la siguiente relación:

$$B = 1.81 \left(\frac{Q x F_b}{F_s} \right)^{1/2} \quad (17)$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m^3/seg .

F_s = Factor de orilla (Ver table N°03).

F_b = Factor de fondo.

B = Amplitud del cauce en m .

Factor de Fondo (F_b)

F_b , es un factor que depende de la naturaleza del lecho, específicamente de la granulometría, y se expresa en lo siguiente:

$$F_b = (D_{50})^{\frac{1}{3}}(1 + 0.12C) \quad (18)$$

Donde:

$C =$ Concentración de sólidos de fondo.

$D_{50} =$ Diámetro de las partículas para el régimen estable.

También puede calcularse mediante la siguiente tabla.

Tabla 4

Factor de Fondo

FACTOR DE FONDO	Fb
Material fino	0.8
Material grueso	1.2

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

Factor de Orilla (F_s)

Es el factor sedimentológico lateral (orilla). Su valor depende de la erosionabilidad de los márgenes (taludes), y de la tendencia del material sólido a depositar en los márgenes. Los valores usuales recomendados por Blench para F_s son los siguientes:

Tabla 5

Valores aproximados de F_s (Factor de orilla)

Tipo de Orilla	Valor de F_s
Orilla de barro y arena, fácilmente erosionables	0.1
Orilla de barro-arcilla-fanganosa ligeramente cohesivo	0.2
Orilla de material cohesivo	0.3

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

Método de SIMONS Y HENDERSON

Otro método que también se utiliza es el de **SIMONS y HENDERSON**, que utiliza la siguiente fórmula:

$$B = K_1(Q)^{1/2} \quad (19)$$

Donde:

$Q =$ Caudal de diseño en $m^3/seg.$

$K_1 =$ Condiciones de fondo del cauce del río. Ver **Tabla N° 06**.

$B =$ Amplitud del cauce en $m.$

Tabla 6

Valores de K_1 (Condiciones de fondo del cauce)

Condiciones de Fondo de Río	K_1
Fondo y orillas de arena	5.7
Fondo de arena y orillas de material cohesivo	4.2
Fondo y orillas de material cohesivo	3.6
Fondo y orilla de grava	2.9
Fondo de arena y orilla de material no cohesivo	2.8

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

Método de PETITS

El método de PETITS se basa en la siguiente ecuación:

$$B = 4.44(Q)^{1/2} \quad (20)$$

Donde:

$Q =$ Caudal de diseño en $m^3/seg.$

$B =$ Amplitud del cauce en $m.$

Método de MANNING STRICKLER

El método de MANNING STRICKLER se basa en la siguiente ecuación:

$$B = \left(Q^{\frac{1}{2}} x S^{\frac{1}{5}} \right) \left(n K^{\frac{5}{3}} \right)^{\frac{3}{3+5m}} \quad (21)$$

Donde:

$Q =$ Caudal de diseño en $m^3/seg.$

$B =$ Amplitud del cauce en $m.$

$S =$ Pendiente media del tramo

$n =$ Coeficiente de rugosidad de Manning. Ver tabla N° 07.

$K =$ Coeficiente de material del cauce. Ver tabla N° 08.

$m =$ Coeficiente de tipo de río. Ver tabla N° 09.

Tabla 7

Valores referenciales de "n" para el método de Manning-Strickler

RUGOSIDAD DE MANNING	n
Fondo solido sin irregularidades	0.025
Cauces de río con acarreo irregular	0.030
Cauces de río con vegetación	0.033
Cauces Naturales con derrubio e irregularidades	0.035
Cauces de rio con fuerte transporte de acarreo	0.036
Torrente con piedras de tamaño de una cabeza	0.040
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	0.045

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

Tabla 8

Valores de K para el método de Manning-Strickler

COEFICIENTE MATERIAL DE CAUCE	K
Material de cauce muy resistente	3 a 4
Material facilmente erosionable	16 a 20
Material aluvial	8 a 12
Valor práctico	10

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

Tabla 9

Valores de “m” para el método de Manning-Strickler

COEFICIENTE DE TIPO DE RÍO	m
Para ríos de montaña	0.50
Para cauces arenosos	0.70
Para caudales aluviales	1.00

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

1.4.1.9 Rugosidad del Cauce en el Punto de Interés

La rugosidad del cauce es la resistencia que ofrecen las paredes del cauce al desplazamiento libre del agua. También es el valor de la rugosidad de Manning, que generalmente se obtiene utilizando el **Método de Cowan**.

Reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, **Cowan** desarrolló un procedimiento para la evaluación de n. Según este procedimiento el valor de n puede ser calculado por la ecuación:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times (n_5) \quad (22)$$

Donde:

n_0 = Valor básico de rugosidad para un cauce de un material dado.

n_1 = Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n_2 = Rugosidad adicional equivalente debida a la variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio

n_3 = Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n_4 = Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

n_5 = Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

Tabla 10

Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad del cauce según la ecuación establecida por Cowan.

CONDICION DEL CAUCE		VALORES	
Material considerado	Tierra		0.020
	Roca Cortada	n0	0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Liso		n1
	Menor	0.005	
	Moderado	0.010	
	Severo	0.020	
Variaciones de la seccion transversal del cauce	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Despreciable	n3	0
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.020
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Cantidad de Meandros	Menor	n5	1.00
	Apreciable		1.15
	Severa		1.30

Fuente: MTC. "Manual de Hidrología y Drenaje"

1.4.1.10 Tirante de Máxima Avenida

Es la profundidad máxima que alcanza el agua en época de máximas avenidas.

Teniendo en consideración la avenida o caudal de diseño del proyecto (Q), así como la pendiente promedio (S) del cauce del río en la zona del proyecto, el coeficiente de rugosidad de Manning (n) y la amplitud o ancho estable del cauce del río (B), se puede determinar el tirante de máxima avenida, aplicando la fórmula de Manning.

Los valores se reemplazan en la ecuación de Manning – Strickler:

$$Q_{max} = \frac{(A_h)(R_h)^{\frac{2}{3}}(S)^{1/2}}{n} \quad (23)$$

Donde:

$A_h =$ Area hidraulica de la seccion transversal.

$R_h = \frac{A_h}{P_m} =$ Radio hidráulico.

$P_m =$ Perimetro mojado de la seccion transversal.

Es necesario tener en cuenta que el Tirante Y_{max} , se calculará de manera indirecta. Este cálculo se vuelve laborioso, por lo que el **software Hcanales** ayudará a obtener resultados precisos y con rapidez.

1.4.1.11 Velocidad del agua

Es la distancia recorrida del agua en una unidad de tiempo.

Su valor se obtiene relacionando el caudal de diseño (Q_{max}) y el área hidráulica (A_h) de la sección transversal de diseño, esto es:

$$v = \frac{Q_{max}}{A_h} \quad (24)$$

1.4.1.12 Altura o nivel de encauzamiento (He)

La altura, o nivel de la corona de los diques o muros de encauzamiento en áreas ribereñas inundables, está determinada por el tirante de máxima avenida, más un borde libre o tirante de seguridad hidráulica.

En algunos casos el borde libre está determinado por 1/3 del tirante máximo, en otros casos este se aproxima a la altura de la inercia o energía de velocidad multiplicado por un coeficiente que está en función de la máxima descarga y pendiente del río.

$$He = Y_{max} + Bl \quad (25)$$

Donde:

$$Bl = f \cdot e \quad (26)$$

$$e = \frac{(v)^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (27)$$

Donde:

H_e = Altura de encauzamiento en m.

Y_{max} = Tirante de máxima avenida en m.

Bl = Borde libre en m.

v = Velocidad media del agua en m/seg.

g = Aceleración de la gravedad m/seg².

f = Coeficiente de la máxima descarga y pendiente, adimensional.

Ver valores en la Tabla 11

e = energía de velocidad.

Tabla 11

Valores para el coeficiente "f" para el cálculo del borde libre.

MAXIMA DESCARGA (m ³ /seg)	VALOR DEL COEFICIENTE (f)
3,000 - 4,000	2
2,000 - 3,000	1.7
1,000 - 2,000	1.4
500 - 1,000	1.2
100 - 500	1.1

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

El borde libre, permite controlar la variación instantánea del caudal por disminución de la velocidad y elevación del tirante.

Muchas veces, hay que determinar el nivel de la corona del dique o muro de encauzamiento, para tal efecto, se tendrá en consideración el nivel o cota del cauce más la altura del tirante de máxima avenida, más el borde libre, determinándose así la cota o nivel de encauzamiento.

1.4.1.13 La Profundidad de Socavación por el Método de List Van Lebediev

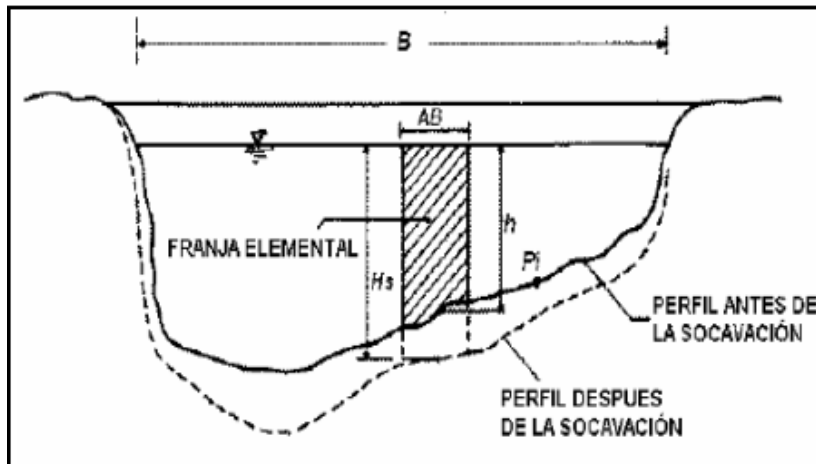


Figura 1. Socavación en la sección transversal del cauce (Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A.).

Para calcular la profundidad de socavación se emplea el método propuesto por **LIST VAN LEBEDIEV**, que se ajusta a los trabajos ejecutados en cauces naturales de la costa y región San Martín del Perú, y que en la actualidad se encuentra en condiciones óptimas de operatividad hidráulica.

La profundidad de socavación, es necesaria calcularla de tal manera que los valores obtenidos nos permitan dimensionar la pantalla antisocavante en el “cabezal terminal” de espigones, muros de encauzamiento, etc.

Para **suelos cohesivos**, se emplea la siguiente fórmula:

$$Y_s = \left[\frac{\alpha(Y_{max})^{5/3}}{0.6(\gamma_m)^{1.18}(b_0)} \right]^{1/(1+x)} \quad (28)$$

Para **suelos no cohesivos o granulares**, se emplea la siguiente expresión:

$$Y_s = \left[\frac{\alpha(Y_{max})^{5/3}}{0.68(D_m)^{0.28}(b_0)} \right]^{1/(1+x)} \quad (29)$$

Donde:

Y_s = Profundidad total a la que se ubica la socavación en m, medida desde el espejo de agua hasta el fondo del cauce.

Y_{max} = Tirante de máxima avenida en m.

γ_m = Peso específico del material que conforma el lecho el río en Tn/m³.

D_m = Diámetro medio (D_{50}) en mm.

b_0 = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida o caudal de diseño. Ver **Tabla 12**

x = Es un exponente adimensional para el material cohesivo y no cohesivo que depende del peso específico, así como el diámetro medio del material que conforma el lecho del río. Ver **Tabla 13**

a = Es un facto determinado por:

$$a = Q / (Y_{max}^{5/3} \cdot B) \quad (30)$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m³/seg.

Y_{max} = Tirante de maxima avenida en m.

B = Ancho estable en m.

Tabla 12

Coeficiente b_0 para cálculo de la socavación

PERIODO DE RETORNO (años)	PROBABILIDAD ANUAL DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO (%)	COFICIENTE b_0
1	100	0.77
2	50	0.82
5	20	0.86
20	5	0.94
50	2	0.97
100	1	1.00
200	0.5	1.01
300	0.3	1.03
500	0.2	1.05
1000	0.1	1.07

Fuente: Terán A. Rubén. "Diseño de Defensas Ribereñas"

Tabla 13*Valores de x y 1/(x+1)*

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
PESO ESPECIFICO (Ton/m3)	x	$\frac{1}{x+1}$	D _m (mm)	x	$\frac{1}{x+1}$
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.83
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			

Fuente: Terán A. Rubén: "Diseño de Defensas Ribereñas"

Hechos estos calculo, se procede al cálculo de la profundidad de socavación, de la siguiente manera:

$$H_s = Y_s - Y_{max} \quad (31)$$

Donde:

$H_s =$ Profundidad de socavacion en metros.

Generalmente, para el diseño de obras hidráulicas a emplazarse en el cauce del río, para mayo seguridad se asume un valor de $1.5H_s$, excepcionalmente $2H_s$.

1.4.1.14 Diseño de diques de Tierra

Los diques de tierra o bordos longitudinales, son terraplenes de arcilla y se construyen a lo largo de una o ambas de las márgenes del río, y al confinar el agua entre ellos sirven para proteger simultáneamente ciudades o pueblos, grandes extensiones de terrenos, con alta producción agrícola o ganadera, así como vidas humanas; es decir, se utilizan para proteger de las inundaciones a regiones desarrolladas que cuentan, además, con vías de comunicación.

Los diques de tierra o bordos longitudinales trasladan las máximas avenidas aguas abajo. Esto obliga a un diseño muy cuidadoso, con objeto de no producir daños aguas abajo, lo que conduce normalmente a incrementar la longitud de los diques de tierra.

Localización en Planta

La localización en planta de los diques de tierra se efectuará, por lo general, a lo largo de una o ambas de las márgenes del río con base en la topografía, suficientemente separados de las orillas del río, para disponer de un área hidráulica adicional y lograr que la altura de los diques de tierra sea menor.

Longitud de los Diques de Tierra

Cuanto mayor sea la longitud de los diques de tierra, mayor es la longitud del tramo en que se evitan las inundaciones debido a desbordamientos.

Ancho de la Corona del Dique de Tierra

El ancho de la corona del dique de tierra deberá permitir el tránsito de un vehículo; por tanto, el ancho mínimo recomendado es de 3.00 m.

Elevación y Pendiente de la Corona del Dique

Se ha indicado que los diques de tierra se localizan procurando que queden lo más separado posible de las orillas, si las construcciones y poblados lo permiten.

Una vez seleccionado el trazo inicial de la obra se deberá obtener los niveles del agua, tanto para la condición actual como con la obra construida.

En la frontera marcada por el dique de tierra, se deben obtener las elevaciones del agua para la avenida de diseño y dado un borde libre se conocerán las elevaciones de la corona de los diques de tierra.

La pendiente de la corona del dique está en función de la topografía del terreno en el cual estarán ubicados los diques de tierra, así como de la topografía del cauce, siendo importante el nivel de encauzamiento, tanto aguas arriba como aguas abajo.

Talud de las Caras del Dique de Tierra

Si el dique de tierra se compacta, la pendiente del terraplén puede ser menos tendida que uno semicompactado. Un talud se considera poco tendido cuando los valores de éste son 1 vertical y menor o igual que 2 horizontal (2:1).

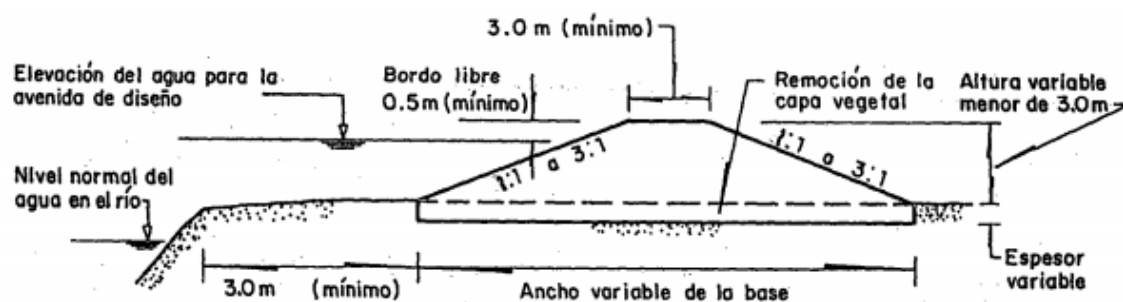


Figura 2. Consideraciones recomendables de diseño de un dique de tierra (Fuente: Maza Álvarez, José A. y Franco, Víctor. Obras de Protección para Control de inundaciones).

1.4.1.15 Diseños de diques enrocados

Los diques enrocados, son diques compuestos por un núcleo o dique de tierra, protegidos en su talud mojado o talud aguas abajo por rocas provenientes ya sea de canteras de préstamo o del mismo lecho del río.

Diseño del Núcleo de Tierra

El procedimiento teórico para el diseño de un dique de tierra se describe en la sección 1.3.14

Calculo del diámetro medio para enrocados

Para el cálculo del diámetro medio se emplearán las ecuaciones de ISBACH, MAYNORD y SIMONS - SENTURK

- Calculo del Diámetro medio: Ecuación de MAYNORD

$$D_{50} = Y_{max} C_1 F^3 \quad (32)$$

Donde:

D_{50} = Diámetro medio en m.

Y_{max} = Tirante de diseño en m.

C_1 = Coeficiente que depende del talud (Ver **Tabla N° 14**)

F = Obtenido de la **ecuación N° 33**

$$F = \frac{C_2 V_{max}}{g(Y_{max})^{0.5}} \quad (33)$$

Donde:

C_2 = Coeficiente por ubicación de la roca (Ver **Tabla N° 15**)

Y_{max} = Tirante de diseño en m.

V_{max} = Velocidad máxima del río en m/seg²

g = Aceleración de la gravedad en m/seg².

Tabla 14

Valores de C_1

TALUD	C1
S/T	0.25
1V:3H	0.28
1V:2H	0.32
1V:1H	0.37

Fuente: Maza Álvarez, José A. y Franco, Víctor. "Obras de Protección para Control de inundaciones"

Tabla 15*Valores de C₂*

UBICACIÓN	C₂
Tramos en curva	1.5
Tramos rectos	1.25
En extremo de espigón	2

Fuente: Maza Álvarez, José A. y Franco, Víctor. "Obras de Protección para Control de inundaciones"

- Cálculo del Diámetro medio: Ecuación de ISBACH

$$D_{50} = \frac{0.58823V_{max}}{K} \quad (34)$$

Donde:

 D_{50} = *Diámetro medio en m.* V_{max} = *Velocidad máxima del río en m/seg²* K = *Coficiente calculado*

$$K = \frac{\gamma_{roca} - \gamma_{agua}}{\gamma_{agua}} \quad (35)$$

- Diámetro de roca en equilibrio con el caudal de diseño: SIMONS – SENTURK

SIMONS Y SENTURK recomiendan una relación aproximada del 50% entre el Máximo tamaño de roca D_{max} y el diámetro medio D_{50} de las rocas.

1.4.1.16 Criterios de Estabilidad para Obras de Protección frente a Inundaciones

Los criterios de estabilidad corresponden al diseño estructural del dique de tierra, para la condición más crítica y para el caudal de diseño seleccionado y que transitara por el cauce del río.

a. Estabilidad al vuelco

Es la capacidad que tiene la estructura para no sufrir un vuelco accionado por las fuerzas que interactúan sobre él.

$$E_v = \frac{M_r}{M_v} > 1.30 \quad (36)$$

Donde:

E_v = Estabilidad al Vuelco.

M_r = Momento resistente.

M_v = Momento Volcador.

Momento volcador

$$Mv = (E_H) \left(\frac{1}{3} Y \right) + (S_p) \left(\frac{2}{3} x b \right) \quad (37)$$

Donde:

S_p = Subpresión en Tn.

E_H = Fuerza hidraulica en Tn.

b = Base del dique

Y = Tirante maximo (tirante de diseño)

Fuerza Hidráulica

$$E_H = \frac{1}{2} (\gamma_a) (Y)^2 = \frac{1}{2} \quad (38)$$

Donde:

γ_a = Peso especifico del agua

Y = Tirante maximo (tirante de diseño)

Subpresión del suelo

$$S_p = \frac{1}{2} (\gamma_a) (Y x b) \quad (39)$$

Donde:

$\gamma_a =$ *Peso específico del agua*

$Y =$ *Tirante máximo (tirante de diseño)*

$b =$ *Base del dique*

Momento resistente

$$M_v = (W) \left(\frac{1}{2} b \right) \quad (40)$$

Donde:

$W =$ *Peso de la estructura en Tn.*

$b =$ *Base del dique = 16.60 m.*

b. Estabilidad al Deslizamiento

Es la capacidad de la estructura de oponerse a las fuerzas que generan el deslizamiento estructural.

$$E_d = \frac{(\sum F_v)(\tan \varphi)}{\sum F_H} > 1.20 \quad (41)$$

Donde:

$F_v =$ *Fuerzas Verticales que actúan sobre la estructura.*

$F_H =$ *Fuerzas Horizontales que actúan sobre la estructura.*

$\varphi =$ *Angulo de fricción interna entre la base de la estructura y el material del lecho del río.*

c. Estabilidad al Punzonamiento (Capacidad de Soporte del Suelo)

Para que nos produzca el efecto de punzonamiento o hundimiento de la estructura en el suelo de sustentación o cimentación, se calcula la capacidad de carga transmitida (σ_t) por la estructura al suelo de fundación y esta debe ser menor que la capacidad admisible del suelo (σ_{adm})

Debe cumplir la siguiente relación:

$$\sigma_t < \sigma_{adm} \quad (42)$$

Para calcular la carga transmitida (σ_t), se utiliza la siguiente expresión considerando fuerzas unitarias:

$$\sigma_t = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 \pm 6 \frac{e}{b} \right) \quad (43)$$

$$e = \frac{M_r - M_v}{\sum F_v} \quad (44)$$

Donde:

e = Excentricidad

b = Base de la estructura

F_v = Fuerzas verticales que actúan sobre la estructura

M_r = Momento resistente

M_v = Momento volcador

1.4.2 Definición de términos

Defensa ribereña

Wikipedia (2016) *Defensa Ribereña*. Octubre 30, 2018, recuperado de Wikipedia sitio web: https://es.wikipedia.org/wiki/Defensa_riber%C3%B1a

Las defensas ribereñas son estructuras construidas para proteger de las crecidas de los ríos las áreas aledañas a estos cursos de agua. La forma y el material empleado en su construcción varía fundamentalmente de función de:

- Los materiales disponibles localmente
- El tipo de uso que se da a las áreas aledañas. Generalmente en áreas rurales se usan diques de tierra, mientras que en las áreas urbanas se utilizan diques de hormigón.

Inundación

Wikipedia (2018) *Inundación*. Octubre 30, 2018, recuperado de Wikipedia sitio web: <https://es.wikipedia.org/wiki/Inundaci%C3%B3n>

Una inundación es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de esta, por desbordamiento de ríos, torrentes o ramblas, por lluvias torrenciales, deshielo, por subida de las mareas por encima del nivel habitual, por maremotos, huracanes, entre otros.

Caudal

Medina, M. (2017) *Concepto de caudal*, octubre 30, 2018, recuperado del sitio web: <https://mauriciomedinasierra.wordpress.com/primer-corte/conceptos/caudal/>

Caudal es la cantidad de fluido que circula a través de una sección del ducto (tubería, cañería, oleoducto, río, canal, etc.) por unidad de tiempo. Normalmente se identifica con el flujo volumétrico o volumen que pasa por un área dada en la unidad de tiempo. Menos frecuentemente, se identifica con el flujo másico o masa que pasa por un área dada en la unidad de tiempo.

Cauce de un río

Perez, J. & Gardey, A. (2016) *Definición de cauce*, octubre 31, 2018, recuperado del sitio web: <https://definicion.de/cauce/>

Se llama cauce al lecho de un arroyo o de un río: es decir, a la depresión del terreno que contiene el agua. Puede decirse que el cauce es el lugar físico donde fluye el agua en su curso, entre las orillas o riberas. Cuando el agua sale de su cauce, se provoca una inundación.

Sección estable del río

Yerén, H. (2013) *La ingeniería Civil*, noviembre 02, 2018, recuperado del sitio web: <http://ingenieriacivil01.blogspot.com/>

Un cauce estable responde a una situación de equilibrio, sin sufrir: Erosión del lecho, erosión de orillas, excesiva sedimentación interior, excesiva sedimentación en llanura de inundación.

Dique

Wikipedia (2014) *Dique*, noviembre 02, 2018, recuperado del sitio web: <https://es.wikipedia.org/wiki/Dique>

Un dique es una construcción para evitar el paso del agua. Puede ser natural o construido por el hombre; de tierra, de mampostería de piedra, u hormigón; y tanto paralelo como perpendicular al curso de un río.

Avenida máxima

Felipe, J. (2017) *Avenidas Máximas*, noviembre 03, 2018, recuperado de SlideShare sitio web: <https://es.slideshare.net/3duardoJose/5-avenidas-maximas>

Una avenida (conocida en algunos lugares también como crecida, de un río, arroyo, etc.) es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio de este. Durante la crecida el caudal de un curso aumenta en tales proporciones que el lecho del río puede resultar insuficiente para contenerlo.

Hidráulica fluvial

Yerén, H. (2013) *La ingeniería Civil*, recuperado del sitio web: <http://ingenieriacivil01.blogspot.com/>

La Hidráulica Fluvial estudia el comportamiento de los ríos, cualquiera que sea la finalidad del proyecto (represamiento, defensas ribereñas, navegación, puentes, etc.). La Ingeniería Fluvial nos enseña como intervenir en el río, como trabajar “con el río”, para lograr los fines de un determinado proyecto.

Hidrología

Villón, M. (2012) *Hidrología*. Perú. Segunda edición Editorial Villón pp. 15.

Es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

Coefficiente de rugosidad

Ramires, M. (2015) *Coefficiente de rugosidad*, noviembre 04, 2018, recuperado del sitio web: <https://es.scribd.com/doc/71840588/Coefficiente-de-Rugosidad>

El coeficiente de rugosidad n , es un parámetro que determina el grado de resistencia, que ofrecen las paredes y el fondo del canal al flujo del fluido. Mientras más ásperas o rugosas sean las paredes y fondo del canal, más dificultad tendrá el agua para desplazarse.

Mecánica de suelos

Revista ARQHYS. 2012, 12. *Mecánica de Suelos*. Equipo de colaboradores y profesionales de la revista ARQHYS.com, noviembre 05, 2018, recuperado del sitio web: <https://www.arqhys.com/arquitectura/mecanica-suelos.html>

Topografía

Wikipedia (2017) *Dique*, noviembre 10, 2018, recuperado del sitio web: <https://es.wikipedia.org/wiki/Topograf%C3%ADa>

La topografía es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie terrestre, con sus formas y detalles; tanto naturales como artificiales. Esta representación tiene lugar sobre superficies planas, limitándose a pequeñas extensiones de terreno, utilizando la denominación de «geodesia» para áreas mayores. De manera muy simple, puede decirse que para un topógrafo la Tierra es plana (geoméricamente), mientras que para la geodesia no lo es.

1.5 Formulación del problema

¿Con el desarrollo de los diseños de defensa ribereña, se tendrá dos propuestas de solución al problema de inundación del área ribereña de la localidad de Machungo?

1.6 Justificación del estudio

Machungo es una localidad aledaña a la margen derecha del río Huallaga, por lo tanto, es vulnerable a sufrir inundaciones en época de máximas avenidas, y por tanto se generan situaciones de riesgo

Desde el punto de vista físico, existen riesgos de pérdida de cultivos típicos de la zona como, plátanos, naranjas, cacao, etc., destrucción de viviendas, pérdida de animales, vehículos y otras pertenencias.

Desde el punto de vista humano los pobladores de la localidad de Machungo, están poniendo en riesgos sus vidas, dado a que las inundaciones traen consigo enfermedades de origen

ambiental a causa del estancamiento del agua, motivo por el cual requiere de una solución al problema que viene afectándola durante muchos años en varios aspectos, y que a la vez no permiten su máximo desarrollo.

Por las razones expuestas en el presente informe de tesis se ha desarrollado propuestas de diseño de defensa ribereña para dar una solución técnica al problema de inundaciones que viene sufriendo dicha localidad, y a la vez poner a disposición del gobierno local para ser tomado en cuenta, y para una posterior construcción.

1.7 Hipótesis

Con el desarrollo de los dos diseños de defensa ribereña, se tiene dos propuestas de solución a los problemas de inundación del área ribereña de la localidad de Machungo.

1.8 Objetivos

1.8.1 Objetivo General

Proponer dos alternativas de diseño de defensa ribereña frente a inundación del río Huallaga en la localidad de Machungo, margen derecha del río Huallaga, Distrito de Alberto Leveaú, provincia de San Martín, región San Martín.

1.8.2 Objetivos Específicos

Realizar el estudio topográfico de la localidad de Machungo y parte del cauce del río Huallaga en el tramo de interés.

Desarrollar el estudio hidrológico e Hidráulico del río Huallaga en el tramo de interés.

Ejecutar el estudio de mecánica de suelos de la zona donde se proyectará las propuestas de defensa ribereña.

Efectuar el diseño Hidráulico y Estructural para un dique de tierra compactada.

Elaborar el diseño Hidráulico y Estructural para un dique enrocado con núcleo de tierra.

CAPITULO II

MATERIAL Y MÉTODOS

2.1 Diseño de la investigación

El presente informe de investigación se realizará en gabinete. El diseño de investigación experimental es correlacional simple, como se muestra a continuación:

Antes	Después
X	Y

X : Situación de la investigación en la fase de estudio.

Y : Resultados de la investigación con información precisa que formula las propuestas.

2.2 Variable y operacional

Tabla 16

Variable y Operacional

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Indicadores	Escala de medicion
Independiente	Estudio Topográfico	Se aplicara en campo el método taquimétrico, y en gabinete los software AUTOCAD Y CIVIL 3D	Pendiente media del cauce	m/m
			Secciones transversales del cauce	m
	Estudio de Mecanica de suelos	Se aplicara el método de tamizado y ensayos con muestras de suelo obtenidas en campo	Diametro medio del suelo: D50	mm
	Estudio Hidrológico	Se aplicarán métodos estadísticos e hidrometereológicos	Caudales maximos	m3/seg
	Estudio Hidráulico	Se aplicarán teorías de la hidráulica de ríos	Ancho Estable	m
			Socavación local	m
			Rugosidad del cauce	adimensional
			Tirante de maxima avenida	m
			Velocidad de flujo	m/seg
			Longitud de los diques	m
Dependiente	Propuestas de diseño de defensa ribereña	Se tendra en consideracion lo establecido el diseño de defensas ribereñas	Altura de los diques	m
			Ancho de corona de los diques	m
			Niveles de cimentación	m
			Pendiente de corona de los diques	m/m

Fuente: Elaboración Propia

2.3 Población y muestra

2.3.1 Población

Áreas inundadas a lo largo del río Huallaga.

2.3.2 Muestra

Sector que se inunda en la localidad de Machungo (margen derecha del río Huallaga).

2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1 Técnicas

Para la investigación realizada en campo y gabinete se empleó las técnicas de observación, fichas y manejo de información

Para la investigación documental se empleó textos de diferentes autores, libros y revistas de la biblioteca especializada de la UNSM-T, libros y revistas de otros medios, además, se empleó la biblioteca virtual (INTERNET), normatividad y reglamentos.

2.4.2 Instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.2.1 Instrumentos Bibliográficos

Se empleó libros y revistas de diferentes autores que traten del tema en estudio de forma general y textos y revistas que traten el tema de forma puntal, además, se empleó información específica brindada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.

2.4.2.2 Instrumentos de Campo

Se empleó equipo topográfico y equipo para el estudio de mecánica de suelo.

2.5 Técnicas de procesamientos y de análisis de datos

Para el procesamiento de la información brindada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), se emplearon los métodos estadísticos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III, mediante plantillas de Ms Excel.

Para el cálculo de parámetros Hidráulicos, se empleó el software de diseño HCANALES.

Para el planteamiento topográfico se empleó el software AUTOCAD CIVIL 3D, además se empleó platillas de MS EXCEL para procesar la información obtenida de los estudios de mecánica de suelos.

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Procesamiento de la Información

3.1.1 Características de la Cuenca Hidrográfica del río Huallaga

La Amazonía es la selva tropical más extensa del mundo repartidos entre nueve países sudamericanos. La mayor extensión de la selva amazónica la poseen Brasil y Perú. El territorio peruano está cubierto por más de 60% de Amazonía y es una de las áreas con mayor biodiversidad y endemismo del planeta.

En este extenso territorio, se ubica la cuenca del río Huallaga, la cual es alargada, predominantemente sigue una dirección suroeste-noreste.

El río Huallaga es el principal afluente del río Marañón por su margen derecha. Nace en el departamento de Cerro de Pasco, al sur de la cordillera de Raura, en la laguna de Huascacocha a 4,710 msnm, con una longitud aproximada de 1,389 Km. En su recorrido, atraviesa los departamentos de Pasco, Huánuco, San Martín y Loreto, tomando una dirección general hacia el norte desde sus nacientes hasta el poblado de Juanjui, a partir de este punto hasta el poblado de Navarro toma una dirección Noreste, luego hacia el Noroeste hacia la ciudad de Yurimaguas, y a partir de este lugar toma una dirección Noreste hasta su desembocadura en el río Marañón. En la zona que corresponde a los departamentos de Huánuco y San Martín es navegable por deslizadores y Balsas. Sus aguas son fangosas, en su desembocadura en el río Huallaga presenta dos brazos debido a la presencia de la isla Mito, siendo el brazo derecho el canal navegable con un ancho aproximado de 300 metros.

La velocidad de la corriente varía de 1.3 a 2.1 m/s en el canal. El ancho del río es variable (400 – 900 m), siendo mayor en las épocas de avenidas.

Los principales afluentes del río Huallaga, por la margen izquierda, son: el río Monzón, que desagua frente a Tingo María; el río Chontayacu, el río Tocache, el río Huallabamba, el río Saposoa, el río Sisa y el río Mayo, los cuales forman extensos e importantes valles. El río Mayo, el más importante de todos ellos, tiene una longitud aproximada de 230 km. y en su curso se emplazan las ciudades de Rioja, Moyobamba y Tarapoto. El río Huallaga por su margen derecha, cuenta un afluente importante, el río Biavo, que recorre paralelo al

Huallaga, en una longitud aproximada de 180 km. y al río Tulumayo, al norte de Tingo María.

El comportamiento meteorológico de una cuenca, se halla estrechamente vinculado al comportamiento evolutivo del río. Si bien la cuenca del río Huallaga es medianamente extensa y requeriría de un estudio integral de su meteorología (aspecto difícil de desarrollar por falta de datos), una evaluación puntual permite de algún modo fijar patrones de conocimiento del comportamiento meteorológico de la zona del proyecto, para tratar de encontrar alguna relación entre parámetros hidrológicos en la zona. La cuenca presenta una gran variabilidad espacial en las precipitaciones, así como en las temperaturas máximas y mínimas. Las temperaturas máximas más altas se registran en el Bajo Huallaga, cerca al límite sureste, alrededor de Yurimaguas, donde en promedio alcanza los 32,4 °C. Los valores más bajos de la temperatura máxima se asientan en el Alto Huallaga, donde las temperaturas máximas pueden alcanzar valores menores a 10 °C sobre los 4 500 m de altitud.

La temperatura mínima presenta sus valores más altos en el Bajo Huallaga, superando en promedio los 21 °C en la zona de Yurimaguas y Lagunas; en tanto, los valores más bajos están localizados en las partes altas de la Cuenca, donde la temperatura mínima presenta valores por debajo de los 0 °C, en la región Cerro de Pasco y sobre los 4 500 msnm.

Asimismo, las precipitaciones en la cuenca del Huallaga, aumentan del suroeste al noroeste con valores que fluctúan entre los 800mm/año a 2 500 mm/año. Las zonas de mayores precipitaciones están ubicadas en el Bajo Huallaga en Yurimaguas y Lagunas, donde las precipitaciones alcanzan valores poco mayores a 2 500 mm/año. La zona de menores precipitaciones se ubica en las partes altas de la cuenca en la que llueve menos de 1,200 mm/año, en la zona de sierra. También es importante señalar que la variación temporal y espacial de las temperaturas máximas, mínimas y precipitación en algunos episodios de El Niño y La Niña ha mostrado ligeras evidencias de sus efectos.

3.1.2 Estudio Hidrológico

3.1.2.1 Hidrología del Área del Proyecto

El estudio hidrológico, ha comprendido de manera general la Cuenca Hidrográfica medio Huallaga, con la finalidad de definir los principales parámetros hidrofísicos que caracterizan a dicha cuenca Hidrográfica.

En el ámbito de influencia de la Cuenca Hidrográfica medio Huallaga, donde se ubica el punto de interés, así como el área donde se ubica el proyecto de Propuestas de Diseño de Defensa Ribereña, la hidrología se caracteriza por presentar dos épocas hidrológicas bien definidas a lo largo del año, una de ellas referida a una época de invierno, con presencia de lluvias continuas que, generalmente se presentan durante los meses de octubre – junio, y el segundo periodo de menor precipitación entre los meses de julio a septiembre. Estos hechos, ocasionan el paso de caudales extraordinarios, que producen desbordamiento de agua por la ribera y así afectando a la zona urbana de la localidad de Machungo.

3.1.2.2 Aspectos Generales de los Caudales Máximos

Cuando no se cuenta con información con una estación de aforo de caudales, para determinar la altura máxima de agua en el cauce de los ríos, lo que mayormente interesa es la determinación del escurrimiento máximo en el sector elegido (tramo de interés), en un momento dado.

El dimensionamiento hidráulico de las estructuras a proyectarse, depende principalmente de la magnitud de las avenidas y la frecuencia con que estas se repiten en el lugar del río donde se va a proyectar la obra, con la finalidad de poder determinar los coeficientes de seguridad que se dará a la misma o los años de vida probable.

Entonces en la práctica, no se busca una protección absoluta, sino la defensa contra una avenida de características definidas o de una determinada probabilidad de ocurrencia, cuya altura de agua pueda originar la inundación del área aledaña y pueda afectar las obras de defensa ribereña y encauzamiento.

A lo largo del río Huallaga se cuenta con estaciones de aforo de caudales, por lo que se han tomado en cuenta estos datos al momento del cálculo del caudal de diseño por los métodos estadísticos conocidos, Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III.

3.1.2.3 Cálculo del Caudal de Diseño para las Propuestas de Diseño de Defensa Ribereña

El caudal de diseño para las Propuestas de Diseño de Defensa Ribereña en la localidad de Machungo, margen derecha del río Huallaga, será calculado en función al periodo de retorno (Tr) seleccionado, para lo cual, se ha tenido en cuenta que son estructuras hidráulicas que permitirán estabilizar el cauce del río en un tiempo relativamente corto. Sin embargo, la

permanencia de las obras continuará, por lo tanto, la vida útil (n) considerada es de 20 años y el riesgo de falla Hidrológico R asumido es del 25% y un nivel de seguridad de 75% de acuerdo a la **Tabla N° 03**.

Cálculo del Período de Retorno (Tr).

Conocidos la vida útil de la obra, así como el riesgo hidrológico o riesgo de falla, se ha procedido con el cálculo del periodo de retorno:

$$R = 0.25 \text{ (Nivel de seguridad 75\%)}$$

$$N = 20 \text{ años.}$$

Luego, según la *ecuación N° 14*:

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

Donde:

$R = \text{Riesgo de falla}$

$Tr = \text{Periodo de retorno en años}$

$n = \text{Vida util de la estructura}$

Reemplazando valores, tenemos:

$$0.25 = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{20}$$

Hechos los cálculos respectivos, se tiene que:

$$Tr = 70.02$$

Este valor se ajusta a 70, por lo tanto:

Tr = 70 años.

Caudal de diseño para las Propuestas de diseño de defensa ribereña en la Localidad de Machungo, margen derecha del río Huallaga.

Para el cálculo del caudal de diseño, en el presente informe de tesis, emplearemos los métodos estadísticos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III, ya que contamos

información de las Descargas Máximas Instantáneas de la Estación Hidrométrica Picota, desde el año 2001 hasta el año 2017, brindada por el SENAMHI.

El proceso para el cálculo del caudal máximo utilizando los métodos estadísticos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo II es el siguiente:

Paso 1: Cálculo del caudal máximo – Método de Gumbel Tipo I

De la información brindada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, *Caudal Máximo Promedio Mensual (m^3/seg)* (Ver Anexo 01), obtenemos la siguiente tabla.

Tabla 17

Tabla de Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Estación Picota 2001 – 2017.

Año	Caudal Máximo Instantáneo (m^3/seg)
2001	9225.55
2002	8577.82
2003	8725.36
2004	7763.73
2005	8504.48
2006	11467.49
2007	10371.74
2008	8214.06
2009	8998.87
2010	9531.87
2011	8190.07
2012	9250.90
2013	10967.88
2014	8874.06
2015	10830.96
2016	8190.89
2017	8304.85

Fuente: SENAMHI y Elaboración propia

Luego, se ha ordenado y realizado el procesamiento estadístico aplicando el Método de Gumbel Tipo I, se ha calculado los caudales máximos para diferentes periodos de retorno (Tr), como podemos ver a continuación:

Aplicando el procesamiento estadístico de Gumbel

Se ordena los caudales de mayor a menor y se calcula las posiciones de trazado

Tabla 18

Tabla de procesamiento estadístico Gumbel Tipo I

(m) N° de Orden	Qi caudales máximos	Posición de trazado P=m/(N+1)	Periodo de retorno T = 1/P	$(Q_i - \bar{Q}_{max})^2$
1	11467.49	0.056	18.00	5,251,301.69
2	10967.88	0.111	9.00	3,211,145.31
3	10830.96	0.167	6.00	2,739,176.87
4	10371.74	0.222	4.50	1,429,994.76
5	9531.87	0.278	3.60	126,704.59
6	9250.90	0.333	3.00	5,622.73
7	9225.55	0.389	2.57	2,463.72
8	8998.87	0.444	2.25	31,347.10
9	8874.06	0.500	2.00	91,118.32
10	8725.36	0.556	1.80	203,004.42
11	8577.82	0.611	1.64	357,722.56
12	8504.48	0.667	1.50	450,821.09
13	8304.85	0.722	1.38	758,757.92
14	8214.06	0.778	1.29	925,169.12
15	8190.89	0.833	1.20	970,280.39
16	8190.07	0.889	1.13	971,898.48
17	7763.73	0.944	1.06	1,994,261.16
$\Sigma =$	155990.57			19,520,790.23

Fuente: Elaboración propia

Calculo del Caudal Máximo Promedio:

$$\bar{Q}_{max} = \frac{\Sigma Q_{max}}{N} = \frac{155,990.57}{17} = 9175.92$$

Calculo de la Desviación Estándar:

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{\Sigma(Q_i - \bar{Q}_{max})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{19,520,790.229}{17 - 1}} = 1104.56$$

Periodo de Retorno en años (Tr):

Tr = 70 años

Cálculo de la probabilidad de que ocurra dentro de 70 años (P):

$$P = \frac{1}{Tr} = \frac{1}{70} = 0.014281 = 142.81\%$$

Calculo de la variable reducida (Y):

$$Y = \text{Ln}(-\text{Ln}(1 - P)) = 4.24$$

Calculo del Factor de frecuencia (K):

$$K = (Y - Y_n)/\sigma_n$$

Para el cálculo de Y_n y σ_n , se utiliza los valores de la **Tabla N° 01**, para $N=17$

$$Y_n = 0.5181$$

$$\sigma_n = 1.0411$$

Entonces calculamos el valor de K

$$K = \frac{4.24 - 0.5181}{1.0411} = 3.58$$

Calculo del Caudal de Diseño ($Q_{\text{diseño}}$):

$$Q = \overline{Q_{\text{max}}} + K\sigma_s = 9175.92 + 3.58(1104.56)$$

$$Q_{\text{diseño}} = 13126.41 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \quad , \text{ para un } Tr = 70 \text{ años}$$

Calculo de P, K y Q para diferentes Periodos de Retorno:

Tomando como datos $Y_n = 0.5181$ y $\sigma_n = 1.0411$ de la Tabla N° 01, la ecuación de Q será:

$$Q = 9175.92 + 1104.56K$$

Para T=5 años:

$$T= 5$$

$$P= 0.2$$

$$Y= 1.50$$

$$K= 0.94$$

$$Q_{5 \text{ años}} = 10217.60 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para T=10 años:

$$T= 10$$

$$P= 0.1$$

$$Y= 2.25$$

$$K= 1.66$$

$$Q_{10 \text{ años}} = 11013.77 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para T=25 años:

$$T= 25$$

Para T=50 años:

$$T= 50$$

$$P= 0.04$$

$$Y= 3.20$$

$$K= 2.57$$

$$Q_{25 \text{ años}} = 12019.73 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$P= 0.02$$

$$Y= 3.90$$

$$K= 3.25$$

$$Q_{50 \text{ años}} = 12766.01 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para T=100 años:

$$T= 100$$

$$P= 0.01$$

$$Y= 4.60$$

$$K= 3.92$$

$$Q_{100 \text{ años}} = 13506.78 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para T=150 años:

$$T= 150$$

$$P= 0.0067$$

$$Y= 5.01$$

$$K= 4.31$$

$$Q_{150 \text{ años}} = 13938.74 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para T=200 años:

$$T= 200$$

$$P= 0.005$$

$$Y= 5.30$$

$$K= 4.59$$

$$Q_{200 \text{ años}} = 14244.85 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Paso 2: Calculo del caudal máximo – Log Pearson Tipo III

De la información brindada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, *Caudal Máximo Promedio Mensual (m^3/seg)* (Ver Anexo 01), obtenemos la **Tabla N° 17 *Tabla de Caudales Máximos Instantáneos Anuales. Estación Picota 2001 – 2017.***

Luego, se ha ordenado y realizado el procesamiento estadístico aplicando el Método de Log Pearson Tipo III, se ha calculado los caudales máximos para diferentes periodos de retorno (Tr), como podemos ver a continuación:

Aplicando el procesamiento estadístico de Log Pearson

Se ordena los caudales de mayor a menor y se calcula las posiciones de trazado, y a partir de ellos las ecuaciones dadas por Log Pearson.

Tabla 19

Tabla de procesamiento estadístico Log Pearson Tipo III

Nº de Orden (m)	Qi caudales máximos	Posición de trazado P=m/(N+1)	Periodo de retorno T = 1/P	log Q	(Qi - $\overline{\log Q}$)	(log Q - $\overline{\log Q}$) ²	(log Q - $\overline{\log Q}$) ³
1	11467.49	0.056	18.00	4.059	11463.528	0.009927	0.000989
2	10967.88	0.111	9.00	4.040	10963.923	0.006446	0.000518
3	10830.96	0.167	6.00	4.035	10827.002	0.005600	0.000419
4	10371.74	0.222	4.50	4.016	10367.780	0.003138	0.000176
5	9531.87	0.278	3.60	3.979	9527.912	0.000374	0.000007
6	9250.90	0.333	3.00	3.966	9246.941	0.000040	0
7	9225.55	0.389	2.57	3.965	9221.592	0.000027	0
8	8998.87	0.444	2.25	3.954	8994.905	0.000032	0
9	8874.06	0.500	2.00	3.948	8870.098	0.000137	-0.000002
10	8725.36	0.556	1.80	3.941	8721.396	0.000363	-0.000007
11	8577.82	0.611	1.64	3.933	8573.857	0.000700	-0.000019
12	8504.48	0.667	1.50	3.930	8500.524	0.000911	-0.000028
13	8304.85	0.722	1.38	3.919	8300.889	0.001640	-0.000066
14	8214.06	0.778	1.29	3.915	8210.099	0.002050	-0.000093
15	8190.89	0.833	1.20	3.913	8186.928	0.002162	-0.000101
16	8190.07	0.889	1.13	3.913	8186.107	0.002166	-0.000101
17	7763.73	0.944	1.06	3.890	7759.773	0.004867	-0.000340
$\Sigma =$				67.317	155923.26	0.041	0.001

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la media:

$$\overline{\log Q} = \frac{\Sigma \log Q}{N} = \frac{67317}{17} = 3.960$$

Cálculo de la desviación estándar:

$$\sigma_{\log Q} = \sqrt{\frac{\Sigma (\log Q - \overline{\log Q})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{0.041}{17 - 1}} = 0.05$$

Cálculo del coeficiente de asimetría (Ag)

$$Ag = \frac{N \Sigma (\log Y - \overline{\log Y})^3}{(N - 1)(N - 2)(\sigma_{\log Y})^3} = \frac{17(0.001)}{(17 - 1)(17 - 2)(0.05)^3} = 0.751$$

Luego, en función del periodo de retorno **Tr** y el coeficiente de asimetría **Ag** calculado y empleando la **Tabla 02** encontramos los valores de **K** para diferentes tiempos de retorno.

PERIODO DE RETORNO EN AÑOS								
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
Coef. De asimetría	NIVEL DE PROBABILIDAD, PORCENTAJE							
Ag	99	80	50	20	10	4	2	1
0.8	-1.733	-0.856	-1.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755

Interpolando los valores de la **Tabla 02**, para un coeficiente de asimetría **Ag = 0.751** y diferentes tiempos de retorno **Tr** tenemos:

Cálculo de los valores de K

Interpolando los valores extremos tenemos:

0.8	-----	-1.733		0.8	-----	-0.856	
0.751	-----	k	-1.7690	0.751	-----	k	-0.8562
0.6	-----	-1.880		0.6	-----	-0.857	
0.8	-----	-1.132		0.8	-----	0.780	
0.751	-----	k	-0.8789	0.751	-----	k	0.7849
0.6	-----	-0.099		0.6	-----	0.800	
0.8	-----	1.336		0.8	-----	1.993	
0.751	-----	k	1.3340	0.751	-----	k	1.97977
0.6	-----	1.328		0.6	-----	1.939	
0.8	-----	2.453		0.8	-----	2.891	
0.751	-----	k	2.4300	0.751	-----	k	2.8577
0.6	-----	2.359		0.6	-----	2.755	

Los nuevos valores de **K**, para la distribución de Log Pearson Tipo III son:

Tabla 20

Tabla de los valores de K para el coeficiente de asimetría $Ag = 0.751$

Coef. De asimetría	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS							
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
	NIVEL DE PROBABILIDAD, PORCENTAJE							
Ag	99	80	50	20	10	4	2	1
0.751	-1.769	-0.8562	-0.8789	0.7849	1.334	1.9798	2.43	2.8577

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Caudal Maximo:

$$\log Q = \overline{\log Q} + \sigma \log Q x K$$

$$\log Q = 3.960 + 0.05K$$

Mediante la ecuación obtenida, y los valores de K calculamos los caudales máximos para diferentes periodos de retornos, que mostramos en el cuadro siguiente:

Tabla 21

Tabla de Caudales máximos para diferentes periodos de retorno

Caudal Q (m3/s)	Periodo de Retorno en Años							
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
	7425.764	8254.874	8233.201	9985.33	10641.882	11469.354	12084.039	12698.506

Fuente: Elaboración propia

Paso 3: Presentación de resultados empleando ambos métodos estadísticos.

Elaboramos un cuadro comparativo de los métodos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III, en cual podemos observar que los caudales obtenidos mediante ambos métodos difieren significativamente, por lo que emplearemos los resultados obtenidos mediante el método de Gumbel, por ser mayores y por cuestiones de seguridad, representan mayor confiabilidad.

Tabla 22

Caudales máximos calculados mediante Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III

DESCARGAS MÁXIMAS (m ³ /seg) RIO HUALLAGA ESTACIÓN PICOTA			DESCARGA MAXIMA (m ³ /seg)
PERIODO DE RETORNO Tr EN AÑOS	METODO PROBABILISTICO		
	GUMBEL TIPO I	LOG PEARSON TIPO III	
5	10217.60	9985.33	10217.60
10	11013.77	10641.88	11013.77
25	12019.73	11469.35	12019.73
50	12766.01	12084.04	12766.01
70	13126.41	12329.83	13126.41
100	13506.78	12698.51	13506.78
150	13938.74	13312.97	13938.74
200	14244.85	13927.44	14244.85

Fuente: Elaboración Propia

El caudal de diseño elegido para un periodo de retorno de 70 años será:

$$Q_{diseño} = 13, 126. 41 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

3.1.3 Topografía del Cauce del Río Huallaga en el Tramo de Interés.

El estudio topográfico del tramo ribereño y cauce, en el cual se emplazarán las Propuestas de Diseño de Defensa Ribereña, ha sido realizado tanto en superficie (ribera derecha) así como en el cauce del río Huallaga. El levantamiento ha sido realizado con el empleo de Estación Total, Nivel Topográfico y GPS, así como también el apoyo de una canoa para obtener cotas dentro del cauce, en una zona cuyo tramo se extiende 250 m aguas arriba de la desembocadura de la quebrada Saucerarca al río Huallaga y 250 m aguas arriba de la desembocadura de la quebrada Macungorarca al río Huallaga, y ha permitido obtener un levantamiento topográfico del lecho del río en ese tramo, así como de la ribera derecha, habiéndose elaborado un plano topográfico a curvas de nivel que nos ha permitido visualizar la morfología del río en un tramo de aproximadamente 1100 m, frente al sector urbano de la localidad de Machungo.

El lecho del río Huallaga, en el tramo estudiado, va desde el nivel 197.60 msnm, hasta el nivel 196.60 msnm y en lo que respecta a la ribera de la margen derecha del río entre el nivel

207.00 y 206.00. El tramo levantado tiene una longitud de aproximadamente 1200 m y está conformado por una vista en planta ligeramente curva, con un radio muy amplio.

La topografía del cauce del río Huallaga en tramo estudiado, se puede apreciar en el Plano Topográfico PT-01, detallado a curvas de nivel cada 1.00 metros. En total se han construido cuatro (04) hitos de concreto distribuido en la margen derecha del río Huallaga, a lo largo de todo el tramo donde se emplazarán las Propuestas de Defensa Ribereña, sobre estos hitos se han referenciado números de BMs, los mismos que facilitaran el replanteo topográfico.

Tabla 23

Red de BMs del estudio topográfico.

HITOS	NOMENCLATURA	COTAS	COORDENADAS	
			NORTE	ESTE
H - 1	BM 01	205.70	9259927.61	359277.19
H - 2	BM 02	205.26	9260274.22	359105.60
H - 3	BM 03	206.66	9260672.28	359069.12
H - 4	BM 04	207.18	9261044.17	358950.47

Fuente: Elaboración propia

3.1.4 Hidráulica Fluvial en el Tramo de Interés

3.1.4.1 Morfología de Río Huallaga en la Zona del Proyecto

Para realizar el estudio de Hidráulica Fluvial de río Huallaga, en primer lugar, fue necesario realizar un reconocimiento general del área del proyecto, con la finalidad de definir el tramo del curso de agua a estudiar, conocido también como tramo de interés, teniendo en consideración la ribera de la margen derecha que es la zona afectada por inundación.

La configuración topográfica del cauce del río en el tramo de interés es ligeramente curva con un radio de 2.9 Km aproximadamente, es sumamente regular (tal y como se puede apreciar en el Plano PT – 01). La configuración en planta del cauce, en el tramo de interés, es regular también en el sentido transversal, pues no presenta variaciones en sus secciones.

3.1.4.2 Pendiente del Cauce del Río Huallaga en el Tramo de Interés

La pendiente media del cauce en el tramo de interés será calculada mediante el método de Taylor Schwarz en una longitud de 1075.80 metros.

Según el estudio topográfico del cauce realizado, la pendiente media del río en el tramo de interés es de $S = 0.00091855$

El valor de la pendiente media del cauce (S) ha sido obtenido de la ecuación N° 16

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^{1/2}}} \right]^2$$

Donde:

$S =$ Pendiente media del cauce.

$L_i =$ Longitud del tramo i .

$S_i =$ Pendiente del tramo i .

Reemplazando valores según la fórmula, se tienen:

Tabla 24

Calculo de la pendiente del cauce del río Huallaga en el tramo de interés.

TRAMO	COTA (msnm)		DISTANCIA Li (m)	PENDIENTE (Si)	$\sqrt{S_i}$	$Li/\sqrt{S_i}$
	SUPERIOR	INFERIOR				
1	197.60	197.40	249.80	0.000801	0.028296	8828.23029
2	197.40	197.00	459.50	0.000871	0.029504	15573.9321
3	197.00	196.60	366.50	0.001091	0.033036	11093.8164
		TOTAL=	1075.8		TOTAL=	35495.979

Fuente: Elaboración propia

$$S = \left[\frac{1075.80}{35495.978787} \right]^2$$

$$S = 0.00091855$$

3.1.4.3 Sección Estable del Río Huallaga en el Tramo de Interés.

Es necesario calcular el ancho estable con la finalidad de poder determinar los posibles efectos de erosión y sedimentación en el tramo de interés del río Huallaga que se pudieran presentar, para ello es necesario conocer el valor estimado del caudal de diseño que circulara por el cauce en época de máximas avenidas, así como también algunos valores de factores en función del tipo del material del cauce, empleando tablas.

Cálculo del ancho estable en el tramo de interés, aplicando el método de Blench-Altunin

El método, se sustenta en la **ecuación N° 17**:

$$B = 1.81 \left(\frac{Q \times F_b}{F_s} \right)^{1/2}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m^3/seg .

F_s = Factor de orilla (Ver tabla N°05).

F_b = Factor de fondo. (Ver tabla N°04).

B = Amplitud del cauce en m .

Calculo del Factor de orilla (Fs)

El valor del factor de orilla **Fs**, está en función del tipo de orilla, para el caso del río Huallaga en el tramo de interés, que presenta material de arena fina y no muy cohesivo. De acuerdo a la **Tabla N° 05** el valor de **Fs** es de **0.30**.

Calculo del Factor de Fondo (Fb)

El valor del factor de fondo **Fb**, está en función del tipo de material que compone el fondo del cauce, para el caso del río Huallaga en el tramo de interés, que presenta material de fondo fino, y de acuerdo a la **Tabla N° 04** el valor de **Fb** es de **0.80**.

Luego, teniendo los factores de fondo **Fb** y orilla **Fs** calculamos según la **ecuación N° 17**

$$\mathbf{Fb = 0.80}$$

$$\mathbf{Fs = 0.30}$$

$$Q = 13,126.41 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$B = 1.81 \left(\frac{Qx F_b}{F_s} \right)^{1/2} = 1.81 \left(\frac{13126.41 \times 0.80}{0.30} \right)^{1/2} = 338.64 \text{ m.}$$

Calculo del ancho estable en el tramo de interés aplicando el método de Simons y Henderson.

Este método se sustenta en la **ecuación N° 19**:

$$B = K_1(Q)^{1/2}$$

Donde:

$Q =$ Caudal de diseño en m^3/seg .

$K_1 =$ Condiciones de fondo del cauce del río. Ver Tabla N° 04.

$B =$ Amplitud del cauce en m.

Para la aplicación del método de Simons y Henderson, teniendo en consideración las condiciones de fondo así como de las orillas del río Huallaga en el tramo de interés, el valor de K_1 seleccionado según la **Tabla N° 06** es de **3.60** (fondo y orillas de material cohesivo)

Reemplazando en la **ecuación N° 19** tenemos:

$$B = K_1(Q)^{1/2} = 3.60 \times (13126.41)^{1/2} = 412.45 \text{ m}$$

Calculo del ancho estable en el tramo de interés aplicando el método de Petits

Este método se sustenta en la **ecuación N° 20**

$$B = 4.44(Q)^{1/2}$$

Donde:

$Q =$ Caudal de diseño en m^3/seg .

$B =$ Amplitud del cauce en m.

Según el método de Petits, para el cálculo del ancho estable o amplitud del cauce, solo se tomarán cuenta el caudal de diseño calculado.

$$B = 4.44(Q)^{1/2} = 4.44(13126.41)^{1/2} = 508.69 \text{ m}$$

Calculo del ancho estable en el tramo de interés aplicando el método de Manning - Strickler.

Este método se sustenta en la **ecuación N° 21**

$$B = \left(Q^{\frac{1}{2}} x S^{\frac{1}{5}} \right) \left(n K^{\frac{5}{3}} \right)^{\frac{3}{3+5m}}$$

Donde:

$Q =$ Caudal de diseño en $m^3/seg.$

$B =$ Amplitud del cauce en $m.$

$S =$ Pendiente media del tramo

$n =$ Coeficiente de rugosidad de Manning. Ver tabla N° 07.

$K =$ Coeficiente de material del cauce. Ver tabla N° 08.

$m =$ Coeficiente de tipo de río. Ver tabla N° 09.

Los datos necesarios para determinar el ancho estable B fueron calculados como corresponde según formulas y tablas.

$$Q = 13126.41 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.00091855$$

$$n = 0.033$$

$$K = 10.00$$

$$m = 0.50$$

Calculamos según la **ecuación 21**

$$B = \left(Q^{\frac{1}{2}} x S^{\frac{1}{5}} \right) \left(n K^{\frac{5}{3}} \right)^{\frac{3}{3+5m}} = (13126.41^{\frac{1}{2}} x 0.00091855^{\frac{1}{5}}) (0.033 x 10^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5(0.5)}}$$

$$B = 35.70 \text{ m}$$

Tabla 25

Ancho estable calculado por los métodos de Petits, Simons-Henderson, Blench-Altunin y Manning-Strickler

METODO	Q	K₁	Fb	Fs	n	K	m	B (m)
Petits	13126.41							508.69
Simons - Henderson	13126.41	3.6						412.45
Blench - Altunin	13126.41		0.8	0.3				338.64
Manning - Strickler	13126.41				0.033	10	0.5	35.70

Fuente: Elaboración propia

El ancho estable no erosionable se calcula como la media armónica de los resultados obtenidos en cada método analizado, por lo que se concluye que la sección estable del tramo en estudio es:

$$B = 323.87 \text{ m}$$

El ancho efectivo y real del río es de 280.000 m en promedio a lo largo del tramo en estudio.

3.1.4.4 Rugosidad de Cauce del Río Huallaga, en el Tramo de Interés.

El valor de la rugosidad de Manning, que se ha obtenido levantando la información de campo y aplicando el método de Cowan.

El valor de “n”, se ha obtenido en base a la **Tabla 10**

Tabla N° 26

Calculo del coeficiente de rugosidad del cauce según Cowan para el río Huallaga

CONDICION DEL CAUCE	SIMBOLO	VALOR
Material: Grava fina	n0	0.024
Irregularidad: Liso	n1	0.002
Variación de la sección transversal: Gradual	n2	0.002
Efecto relativo de obstrucciones: Despreciable	n3	0.002
Vegetación: Baja	n4	0.005
Presencia de meandros: Menor	n5	1

Fuente: Elaboración propia

Utilizando la **ecuación 22**, se tiene:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)x(n_5)$$

$$= (0.024 + 0.002 + 0.002 + 0.002 + 0.005)x(1.00)$$

$$n = 0.035$$

3.1.4.5 Tirante de Máxima Avenida

El tirante de máxima avenida o avenida de diseño, se ha calculado teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Coeficiente de rugosidad del cauce **n = 0.035**
- Pendiente del tramo de interés **s = 00091855**
- Ancho de la sección natural del río **B = 280.00**
- Talud medio del cauce **z = 1.00**
- El caudal de diseño que corresponde para un periodo de retorno de 70 años **Q = 13126.41 m³/seg.**

Teniendo todos los valores de los parámetros necesarios para el cálculo de Y_{max} , se ha empleado el Software Hcanales (Ver Anexo 02), habiendo obtenido el tirante de diseño o de máxima avenida con un valor de $Y_{max} = 11.0071$, por lo tanto:

$$Y_{max} = 11.00 \text{ m}$$

3.1.4.6 Velocidad del Agua

La velocidad del agua se obtiene aplicando la **ecuación 24**, pero en la presente tesis se ha calculado mediante el Software Hcanales (Ver anexo 02), habiendo obtenido un valor de:

$$v = 4.0980 \text{ m/seg}$$

3.1.4.7 Altura o Nivel de Encauzamiento (He)

La altura o nivel de encauzamiento la obtendremos mediante la aplicación de la **ecuación 25**,

$$He = Y_{max} + Bl$$

Teniendo en cuenta los parámetros necesarios calculados:

$$Y_{max} = 11.00 \text{ m}$$

$$v = 4.0980 \text{ m/seg}$$

Calculo del borde libre Bl mediante la ecuación 26, 27 y Tabla 11

$$Bl = f \cdot e$$

$$e = \frac{(v)^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA^2} = \frac{4.0980^2}{2(9.81)} = 0.60$$

Donde:

$v =$ Velocidad media del agua en m/seg.

$g =$ Aceleracion de la gravedad m/seg².

$f =$ Coeficiente de la maxima descarga y pendiente, adimensional.

Ver valores en la **Tabla N° 11**

$e =$ energia de velocidad.

De la **Tabla N° 11** obtenemos el valor para $f = 2.00$, por lo tanto

$$Bl = f \cdot e = 2.00(0.60) = 1.20 \text{ m}$$

$$Bl = 1.20 \text{ m}$$

Finalmente calculamos la altura o nivel de encauzamiento:

$$He = Y_{max} + Bl = 11.00 + 1.20 = 12.20 \text{ m}$$

$$\mathbf{He = 12.20 \text{ m}}$$

Teniendo en cuenta la cota de fondo de inicio del tramo en el río Huallaga, determinamos la cota de encauzamiento en el inicio de dicho tramo

$$Ce = 197.60 + 12.20 = 209.80 \text{ msnm}$$

$$\mathbf{Ce = 209.80 \text{ msnm}}$$

3.1.4.8 Profundidad de socavación

Es necesario calcular la profundidad de socavación **H_s**, ya que el valor obtenido nos permitirá determinar los niveles de cimentación de una de las propuestas de defensa ribereña (dique enrocado).

En la presente tesis, se ha calculado la profundidad de socavación a una distancia promedio de 10 m de la ribera del río, de tal manera que nos ha permitido optimizar el diseño del dique.

Para el cálculo de la socavación, se ha considerado el método propuesto por List Van Lebediev, que se ajusta a las características morfológicas e hidráulicas del río Huallaga en el tramo de interés.

La altura total de socavación se obtiene empleando la **ecuación N° 29**

$$Y_s = \left[\frac{a(Y_{max})^{5/3}}{0.68(D_m)^{0.28}(b_0)} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde los valores de los factores involucrado son los siguientes:

$$Y_{max} = 11.00 \text{ m}$$

$$Q = 13126.41 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D_m = 7.35 \text{ mm (Ver Anexo N° 03)}$$

$$b_0 = 0.988 \quad \text{De acuerdo a la Tabla N°12}$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.74 \quad \text{De acuerdo a la table N°13}$$

$$B = 323.87 \text{ m}$$

Calculo de a mediante la ecuación N° 30

$$a = \frac{Q}{(Y_{max})^{5/3} \cdot B} = \frac{13126.41}{11^{5/3} \cdot 323.87} = 0.7449$$

Luego reemplazando valores, tenemos

$$Y_s = \left[\frac{a(Y_{max})^{5/3}}{0.68(D_m)^{0.28}(b_0)} \right]^{1/(1+x)} = \left[\frac{0.7449(11.00)^{5/3}}{0.68(7.35)^{0.28}(0.988)} \right]^{0.74} = 13.31 \text{ m}$$

$$Y_s = 13.31 \text{ m}$$

Luego, la profundidad de socavación será:

$$H_s = Y_s - Y_{max} = 13.31 - 11.00 = 2.31 \text{ m}$$

$$H_s = 2.31 \text{ m}$$

Aplicando un factor de seguridad **Fs** al resultado obtenido, según la **Tabla N° 27**

Tabla N° 27

Valores de Fs según el tipo de tramo

VALORES DEL FACTOR Fs	
TIPO DE TRAMO	Fs
RECTO	1.00 - 1.20
SINUOSO	1.20 - 1.40
CURVO < 30°	1.41 - 1.60
CURVO > 30°	10

Fuente: Terán A. Rubén: "Diseño de Defensas Ribereñas"

Entonces adoptamos un valor para **Fs** de 1.30 por considerar el tramo de interés sinuoso de radio amplio (2.9 km).

$$H_s = 2.31 \times 1.30 = 3.003 \text{ m}$$

Finalmente adoptamos un valor para **H_s** de **3.00 m**

3.1.5 Planteamiento Hidráulico

Teniendo en consideración el objetivo principal de la presente tesis, que es diseñar dos propuestas de defensa ribereña para la localidad de Machungo que controle las inundaciones que se presentan en épocas de avenidas máximas. Se ha desarrollado dos alternativas de defensa ribereña, que permiten establecer la solución más adecuada al problema, y que, además, estas dos alternativas o propuestas de diseño por antecedentes estudiados son empleados en la zona con una correcta funcionalidad. Mediante los estudios de ingeniería realizados, así como los criterios de ingeniería se optará por una propuesta que se adapte mejor a las condiciones del tramo de interés.

Propuesta 01.

Está conformada por un dique de tierra compactada, ubicado a una distancia promedio de 20 m casi paralelo al borde de la margen derecha del río Huallaga en el tramo de interés,

además el dique de tierra contará con un sistema de drenaje que ayudará a evacuar las infiltraciones de agua en la estructura. (Ver planos)

Propuesta 02.

Está conformada por un dique enrocado con núcleo de tierra, ubicado a una distancia promedio de 10 m casi paralelo al borde de la margen derecha del río Huallaga en el tramo de interés. Entre el talud de tierra compactada y el enrocado se instalará un geotextil no tejido de 200 gr/m². En el paramento seco se instalará una geomanta revegetadora para la protección del talud, con el cual se pretende confinar el dique y proteger de la erosión eólica y por las precipitaciones, además el dique enrocado contará con un sistema de drenaje que ayudará a evacuar las infiltraciones de agua en el núcleo de tierra. (Ver planos)

Las propuestas proyectadas han sido calculadas teniendo en cuenta las condiciones básicas de operación, como son: Estabilidad al volteo, estabilidad al deslizamiento y a la tensión de trabajo o capacidad admisible del suelo de fundación.

Los cálculos han sido realizados para condiciones de operación más desfavorables de los diques, es decir en secciones críticas, habiéndose obtenido resultados confiables de estabilidad según el diseño propuesto.

3.1.6 Criterios de diseño

Para el diseño de las dos propuestas de defensa ribereña, se ha tenido en cuenta los siguientes criterios:

Obras similares ya construidas en la región, tanto en las márgenes del río Huallaga como en otros ríos, y que a la fecha presentan resultados satisfactorios en lo que respecta a estabilidad, seguridad y protección a las áreas urbanas.

Empleo de parámetros hidrológicos, hidráulicos y de mecánica de suelos, cuyos valores han sido determinados en la etapa de Estudios Básicos de Ingeniería en el diseño de las dos propuestas de defensa ribereña en la localidad de Machungo. También se ha tenido en cuenta, el aspecto estructural, es decir, se han propuesto estructuras flexibles que puedan soportar las variaciones permanentes del tirante de agua.

Además, se ha tenido en cuenta la existencia y disponibilidad de canteras de roca pesada y material de relleno, para la extracción de materiales de construcción que serían utilizados tanto en la conformación del dique de tierra compactada y el dique enrocado.

Los tipos de defensa ribereña propuestos, son obras que no causan impacto ambiental negativo de mayor consideración, ya que por definición y naturaleza forman parte del grupo “**obras cemento cero**”, además de esto armonizan con el medio ambiente natural, mejorando la zona urbana ribereña, así como la calidad y condiciones de vida de la población ribereña beneficiada.

3.1.7 Diseño del Dique de Tierra.

3.1.7.1 Diseño Hidráulico del Dique de Tierra

Localización en Planta

Para la localización y/o disposición en planta del dique de tierra compactada que servirá para evitar la inundación de la zona urbana de la localidad de Machungo, ha sido necesario emplear los resultados del estudio topográfico de la zona urbana ribereña por donde discurre el agua de inundación.

Ha sido necesario definir el emplazamiento del eje del dique el cual sigue a una distancia aproximada de 40 m y casi paralelo al borde del río siguiendo la margen derecha, además de esto se ha tomado en consideración el camino de herradura existente para alterar lo menos posible su trazo actual. En el Plano TP-01, se presenta la localización en planta del dique de tierra proyectado.

Longitud del Dique de Tierra

El dique de tierra proyectado comprende un solo tramo, tiene una longitud de 1240.00 m, cuyo punto de inicio (km 00 + 000) se ubicó a una distancia promedio de 40 m y casi paralelo al borde de la margen derecha de la quebrada Saucerarca, y un punto final (km 01 + 240) que se ubicó a una distancia promedio de 20 m y casi paralelo al borde de la margen izquierda de la quebrada Machungorarca, tal y como podemos observar en el **Plano PT –**

Elevación y Pendiente de la Corona del Dique de Tierra.

La elevación o altura del dique de tierra, es variable, es decir, es de acuerdo a la configuración del terreno donde se proyectó dicho dique, teniendo como altura máxima un valor de 4.20 m, la misma que ha sido determinada en función del tirante máximo más un borde libre determinado por la **ecuación N° 26**

La pendiente de la corona del dique se determinó teniendo en consideración la pendiente media del cauce del río en el tramo de interés, es decir, **S = 0.00091855**

Talud de las Caras del Dique de Tierra

Las dimensiones y características del diseño del dique de tierra propuesto en la presente tesis, son las siguientes:

Ancho de la corona del dique	= 4.00
Ancho de la base	= Variable, según terreno natural.
Talud interno	= 1.50 : 1
Talud externo	= 1.50 : 1

La dimensión de los taludes propuestos en ambas caras, garantizan la estabilidad de la estructura conformada por un dique de tierra compactada y de sección trapezoidal.

3.1.7.2 Diseño Estructural del Dique de Tierra

3.1.7.2.1 Criterios para la verificación

Se ha considerado la proyección del Dique Longitudinal fuera del cauce a una distancia promedio de 20 m paralelo a la ribera derecha del río Huallaga en el tramo de interés. Tomando en cuenta que el dique de tierra no constituye una estructura sujeta a presiones de relleno lateral ni cargas móviles, conviene que la verificación de su estabilidad se realice para la condición más crítica, y esta sucede cuando el tirante de agua corresponde al nivel de la avenida de diseño o nivel de inundación, y será la fuerza hidrostática la que actúe en la cara húmeda del dique.

Las dimensiones y características del diseño del dique de tierra propuesto en la presente tesis, son las siguientes:

Ancho de la corona del dique	= 4.00
------------------------------	--------

Ancho de la base	= Variable, según terreno natural.
Talud interno	= 1.50 : 1
Talud externo	= 1.50 : 1
Cota de inundación	= 208.60 m.s.n.m
Nivel inicial de corona del dique	= 209.80 m.s.n.m
Nivel final de corona del dique	= 208.60 m.s.n.m
Pendiente de la corona del dique	= 0.00091855
Altura del dique	= Variable según perfil del terreno natural.

Se ha desarrollado el cálculo estructural, en la sección del dique más representativa o crítica y para la condición hidráulica más desfavorable, donde el agua alcanza el máximo nivel de inundación, que es 3.00 m sobre el nivel natural y que se presenta en la progresiva Km 00 + 468 del dique.

A continuación, se presenta la verificación de la estabilidad del dique de tierra.

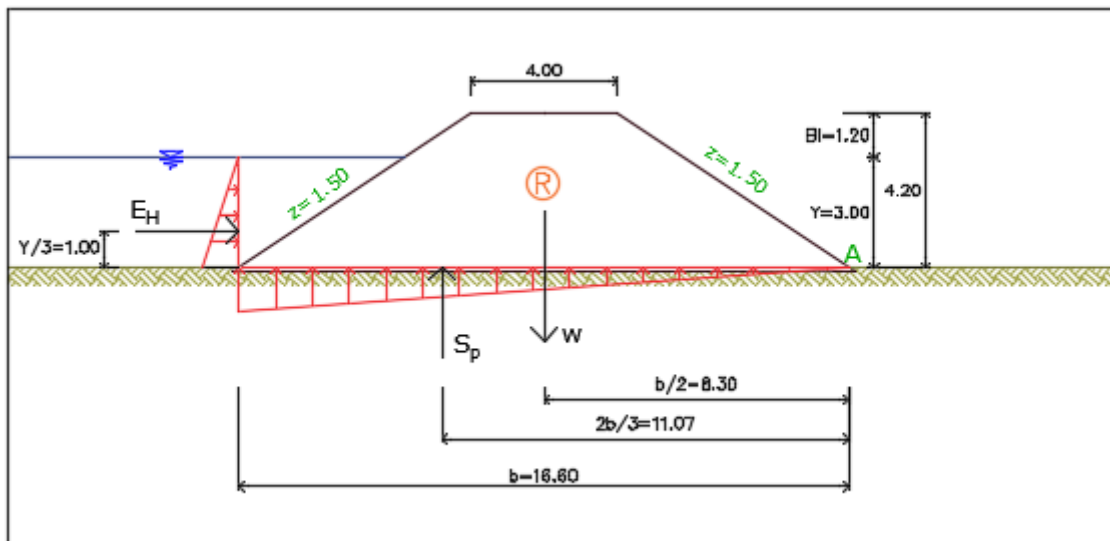


Figura 3. Gráfico para la verificación de estabilidad del dique de tierra (Fuente: Elaboración propia).

Sección Crítica del Dique de Tierra (Condición más desfavorable)

Donde:

W = Peso de la estructura en Tn.

$S_p =$ Subpresión en Tn.

$E_H =$ Fuerza hidraulica en Tn.

$\gamma_a =$ Peso especifico del agua = 1.00 Tn/m³

$b =$ Base del dique = 16.60 m.

$Y =$ Tirante maximo (tirante de diseño) = 3.00 m

3.1.7.2.2 Estabilidad al vuelco (E_v)

Según la figura N° 03, si tomamos momentos con respecto al punto A y si consideramos que en la cara seca de dique no existe agua (condición crítica), ni tierra, entonces tenemos:

Calculo de E_H

Aplicando la ecuación N° 38

$$E_H = \frac{1}{2}(\gamma_a)(Y)^2 = \frac{1}{2}(1)(3)^2 = 4.50$$

$$E_H = 4.50 \text{ Tn/m}$$

Calculo de S_p

Aplicando la ecuación N° 39

$$S_p = \frac{1}{2}(\gamma_a)(Yxb) = \frac{1}{2}(1)(3.00 \times 16.60) = 24.90 \text{ Tn/m}$$

$$S_p = 24.90 \text{ Tn/m}$$

Calculo de M_v (Momento Volcador)

Aplicando la ecuación N° 37

$$M_v = (E_H) \left(\frac{1}{3} Y \right) + (S_p) \left(\frac{2}{3} xb \right)$$

$$M_v = (4.50) \left(\frac{1}{3} \times 3 \right) + (24.90) \left(\frac{2}{3} \times 16.60 \right)$$

$$M_v = 280.06 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

Calculo de M_r (Momento resistente)

Aplicando la **ecuación N° 40**

$$M_r = (W) \left(\frac{1}{2} b \right)$$

Donde:

$W = Ax\gamma_g =$ *Peso unitario del dique de tierra*

$A =$ *Area del terraplén por unidad de longitud*

$\gamma_g =$ *Peso especifico del material = 1.83 Tn/m³*

Reemplazando valores:

$$W = 43.26 \times 1.83 = 79.17 \text{ Tn/m}$$

Luego, tenemos:

$$M_r = (79.17) \left(\frac{1}{2} \times 16.60 \right) = 657.08 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

$$M_r = 657.08 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

Aplicando la **ecuación N° 36**

$$E_v = \frac{M_r}{M_v} = \frac{657.08}{280.06} > 1.30$$

$$E_v = 2.34 > 1.30$$

Por lo tanto, se concluye que, el dique de tierra es estable al volcamiento.

3.1.7.2.3 Estabilidad al deslizamiento (E_d)

Según la **ecuación N° 41**, para que el dique de tierra no se deslice, se debe cumplir lo siguiente:

$$E_d = \frac{(\sum F_v)(\tan\varphi)}{\sum F_H} > 1.20$$

Donde:

$F_v =$ *Fuerzas Verticales que actúan sobre el dique*

$F_H =$ *Fuerzas Horizontales que actúan sobre el dique*

$\varphi =$ *Angulo de fricción interna del material que conforma el dique.*

Calculamos los factores involucrado en la ecuación de E_d

$$\sum F_v = W - S_p = 79.17 - 24.90 = 54.27 \text{ Tn/m}$$

$$\sum F_H = E_H = 4.50 \text{ Tn/m}$$

$$\varphi = 32^\circ \text{ Ver Anexo N}^\circ 03$$

Reemplazando valores en la **ecuación N° 37**

$$E_d = \frac{(\sum F_v)(\tan \varphi)}{\sum F_H} = \frac{(54.27)(\tan 21^\circ)}{4.50} = 4.63$$

$$E_d = 4.63 > 1.20$$

Por lo tanto, se concluye que, el dique de tierra es estable y resistente al deslizamiento

3.1.7.2.4 Capacidad de soporte del suelo (σ_t)

Para el cálculo de la capacidad de soporte de suelo (σ_t), empleamos la **ecuación N° 43**

$$\sigma_t = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 \pm 6 \frac{e}{b} \right)$$

Calculamos la excentricidad aplicando la **ecuación N° 44**

$$e = \frac{M_r - M_v}{\sum F_v} = \frac{657.08 - 280.06}{54.27} = 6.95$$

$$e = 6.95$$

Luego aplicando la **ecuación N° 39** tenemos

$$\sigma_t = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 \pm 6 \frac{e}{b} \right) = \frac{54.27}{16.60} \left(1 + 6 \frac{6.95}{16.60} \right) = 11.48 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_t = 1.15 \text{ kg/cm}^2$$

Según los ensayos de Mecánica de Suelos realizado al terreno donde se emplazará el dique de tierra, tiene una capacidad portante de 2.11 Kg/cm² (Ver el Anexos N° 03)

$$\sigma_{adm} = 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

Según la teoría se debe cumplir la relación (**Ecuación N° 42**)

$$\sigma_t < \sigma_{adm}$$

$$1.45 \text{ kg/cm}^2 < 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, se concluye que:

El dique de tierra no estará expuesto al efecto de punzonamiento o hundimiento.

3.1.7.3 Características de los materiales Utilizados en el Dique de Tierra.

Maza, J. & Franco, V. (1993). “*Obras de Protección para Control de Inundaciones*”, UNAM, México: Para garantizar estabilidad, funcionalidad y estética de dique, se debe cumplir con los siguientes parámetros:

El coeficiente de permeabilidad (K en cm/seg) estará entre los valores de:

1×10^{-8} a 1×10^{-6} (Se considera Impermeable)

Deberá tener potencial de expansión media, para ello el índice de plasticidad (IP) estará entre los valores de 15-35. (CL)

No se aceptará arcillas con potencial de expansión alta o muy alta (CH, OH, MH)

Se compactará en espesores de 20 cm a 30 cm con rodillo con el óptimo contenido de humedad.

Para la presente tesis, se ha realizado el estudio de las propiedades mecánica del material de préstamo a emplear en la construcción del dique de tierra, proveniente de la Cantera de Material de Préstamo Machungo (Ver **Anexo N° 03**), obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 28

Propiedades Físico – Mecánicas y Clasificación de Canteras

Cantera	RESULTADOS										
	PROPIEDADES INDICES			Hum. Nat. %	Dens. Nat. g/cm ³	K cm/s	O.C.H	MDS g/cm ³	CBR 95% MDS	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO
	L.L.	L.P.	I.P.								
Machungo	43.62	25.41	18.21	19.65	1.83	3.20×10^{-6}	16.50	1.80	4.70	CL	A-7-6(12)

Fuente: Elaboración Propia

Infiltración en el cuerpo del dique

Solución de Koseny

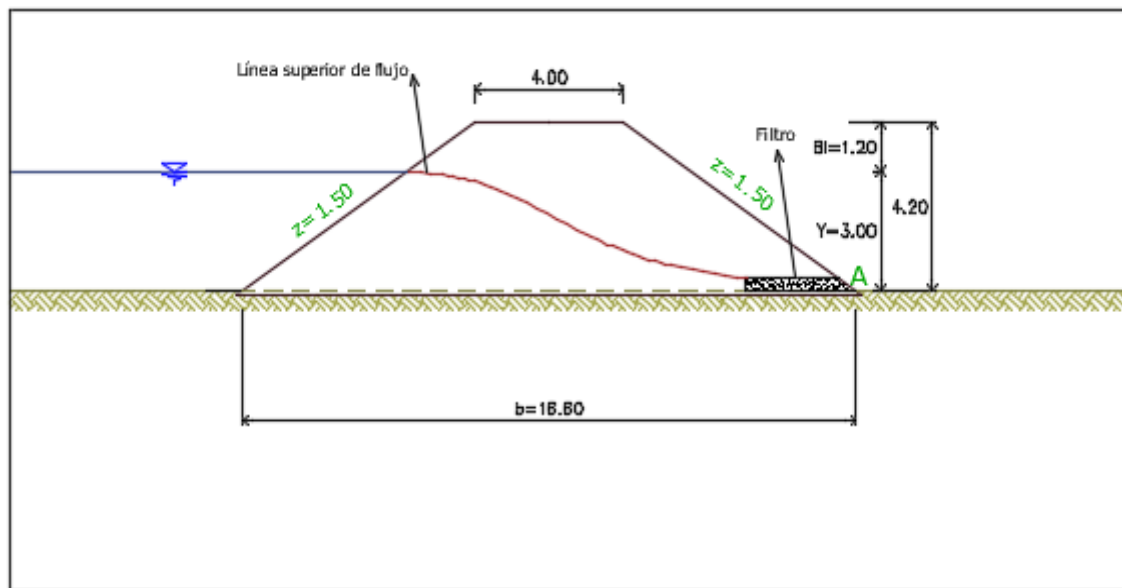


Figura 4. Gráfico para el control de infiltración en el dique de tierra (Fuente: Elaboración propia).

Se debe tener en cuenta la infiltración de agua en el cuerpo del dique de tierra ya que es un problema potencial, que tiene que ser atendido. Al estar mojado el material, disminuye su cohesión y resistencia al rozamiento.

Para dar solución a este problema la solución de Koseny trata colocar filtros o drenes con material granular permeable para controlar el agua infiltrada.

El colchón de drenaje trabaja absorbiendo la presión hidráulica del agua infiltrada en el dique, transmitiéndola al terreno de fundación. El caudal infiltrado es menor con un sistema de drenaje que alivie la presión intersticial de las partículas del suelo del dique hacia el terreno de fundación.

El dique de tierra contará con un sistema de drenaje de 2.00 m de ancho y 0.40 m de altura mediante grava bien gradada de $\frac{1}{2}$ " a 1", dicho material proveniente del mismo lecho del cauce.

3.1.7.4 Fundamentación de las Dimensiones de la Sección Transversal del Dique y su cimentación.

Según la **figura 02** fundamentamos lo siguiente:

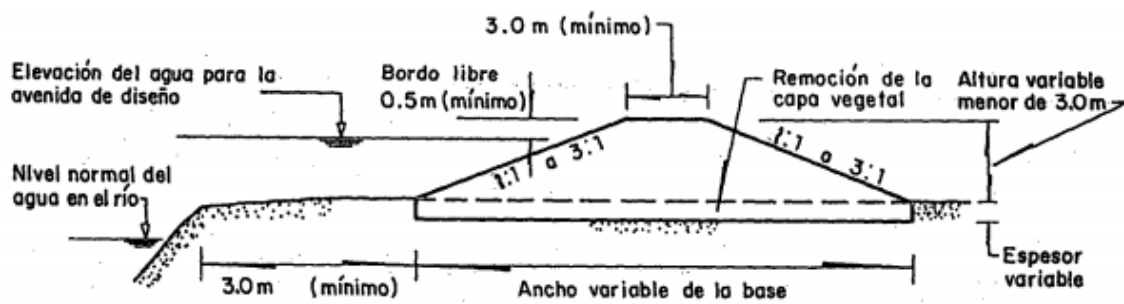


Figura 5. Consideraciones recomendables de diseño de un dique de tierra (Fuente: Maza Álvarez, José A. y Franco, Víctor. Obras de Protección para Control de inundaciones).

Ancho de la corona del dique de tierra

El ancho mínimo propuesto por los autores **Maza Álvarez, José A. y Franco, Víctor**, es de 3.00 m el cual debe permitir el tránsito de un vehículo. Para la presente tesis se ha adoptado un ancho de Corona de 4.00 m para proporcionar mejor en relación a la altura del dique de tierra.

Elevación y pendiente de la corona del dique

La elevación o altura del dique de tierra diseñado, es variable (según configuración del terreno), siendo la altura mayor de 4.20 m, la misma que fue determinada en función de la cota de inundación más un borde libre calculado.

La pendiente de la corona del dique está en función a la cota de inundación y también a la pendiente media del cauce.

Talud de las caras y ancho de la base del dique de tierra

El talud de las caras del dique propuesto por los autores **Maza Álvarez, José A. y Franco, Víctor**, varía de 1:1 a 3:1

Para la presente tesis se ha adoptado lo siguientes taludes:

Talud interno = 1.5:1

Talud externo = 1.5:1

Ancho de la base = Variable, según terreno natural

Tomando como referencia taludes trabajados en la zona, los cuales si garantizan estabilidad de la estructura conformada por un dique de tierra compactada.

Cimentación del dique de tierra

Para el Dique de Tierra, se ha considerado una cimentación a una profundidad promedio de 60 cm, una vez removida la cobertura vegetal o material orgánico, y esto es debido a la gran altura que presenta el dique.

3.1.8 Diseño del Dique Enrocado

3.1.8.1 Diseño Hidráulico del Dique Enrocado

3.1.8.1.1 Localización en Planta del Dique Enrocado

Para la localización y/o disposición en planta del dique enrocado con núcleo de tierra compactada, que servirá para evitar la inundación de la zona urbana de la localidad de Machungo, ha sido necesario emplear los resultados del estudio topográfico de la zona urbana ribereña por donde discurre el agua de inundación.

Ha sido necesario definir el emplazamiento del eje del dique el cual sigue a una distancia aproximada de 10 m y casi paralelo al borde del río siguiendo la margen derecha. En el Plano TP-02, se presenta la localización en planta del dique de tierra proyectado.

3.1.8.1.2 Longitud del Dique Enrocado

El dique enrocado proyectado comprende un solo tramo, tiene una longitud de 1274.85 m, cuyo punto de inicio (km 00 + 000) se ubicó a una distancia promedio de 10 m y casi paralelo al borde de la margen derecha de la quebrada Saucerarca, y un punto final (km 01 + 274.85) que se ubicó a una distancia promedio de 10 m y casi paralelo al borde de la margen izquierda de la quebrada Machungorarca, tal y como podemos observar en el **Plano PT – 02**

3.1.8.1.3 Elevación y Pendiente de la Corona del Dique Enrocado.

La elevación o altura del dique enrocado, es variable, es decir, es de acuerdo a la configuración del terreno donde se proyectó dicho dique, teniendo como altura máxima un valor de 4.45 m, la misma que ha sido determinada en función del tirante máximo más un borde libre determinado por la **ecuación N° 26**

La pendiente de la corona del dique enrocado se determinó teniendo en consideración la pendiente media del cauce del río en el tramo de interés, es decir, **S = 0.00091855**

3.1.8.1.4 Talud de las Caras y Cimentación del Dique Enrocado

Las dimensiones y características del diseño del dique enrocado propuesto en la presente tesis, son las siguientes:

Ancho de la corona del dique	= 4.00 m
Ancho de la base	= Variable, según terreno natural.
Talud interno	= 1.50 : 1
Talud externo	= 2 : 1
Espesor superior del enrocado	= 1.00 m
Altura de la uña de cimentación	= 3.00 m (calculada en la sección 3.1.4.8)
Ancho inferior de la uña de cimentación	

$$Aiu = 1x(1.50) - 1.50(3) = 1.50 m$$

La dimensión de los taludes propuestos en ambas caras, garantizan la estabilidad de la estructura conformada por un dique de tierra compactada y de sección trapezoidal.

3.1.8.2 Diseño Estructural del Dique Enrocado

3.1.8.2.1 Criterios para la verificación

Se ha considerado la proyección del Dique Longitudinal fuera del cauce a una distancia promedio de 10 m paralelo a la ribera derecha del río Huallaga en el tramo de interés. Tomando en cuenta que el núcleo de tierra del dique enrocado no constituye una estructura sujeta a presiones de relleno lateral ni cargas móviles, conviene que la verificación de su estabilidad se realice para la condición más crítica, y esta sucede cuando el tirante de agua corresponde al nivel de la avenida de diseño o nivel de inundación, y será la fuerza hidrostática la que actué en la cara húmeda del dique.

Las dimensiones y características del diseño del Núcleo de Tierra del Dique Enrocado propuesto en la presente tesis, son las siguientes:

Ancho de la corona del dique	= 4.00
Ancho de la base	= Variable, según terreno natural.

Talud interno	= 1.50 : 1
Talud externo	= 1.50 : 1
Cota de inundación	= 208.60 m.s.n.m
Nivel inicial de corona del dique	= 209.80 m.s.n.m
Nivel final de corona del dique	= 208.60 m.s.n.m
Pendiente de la corona del dique	= 0.00091855
Altura del dique	= Variable según configuración del terreno natural.

Se ha desarrollado el cálculo estructural, en la sección del dique más representativa o sección crítica y para la condición hidráulica más desfavorable, donde el agua alcanza el máximo nivel de inundación, que es 3.25 m sobre el nivel natural del terreno y que se presenta en la progresiva Km 00 + 500 del dique.

A continuación, se presenta la verificación de la estabilidad del núcleo de tierra del dique enrocado.

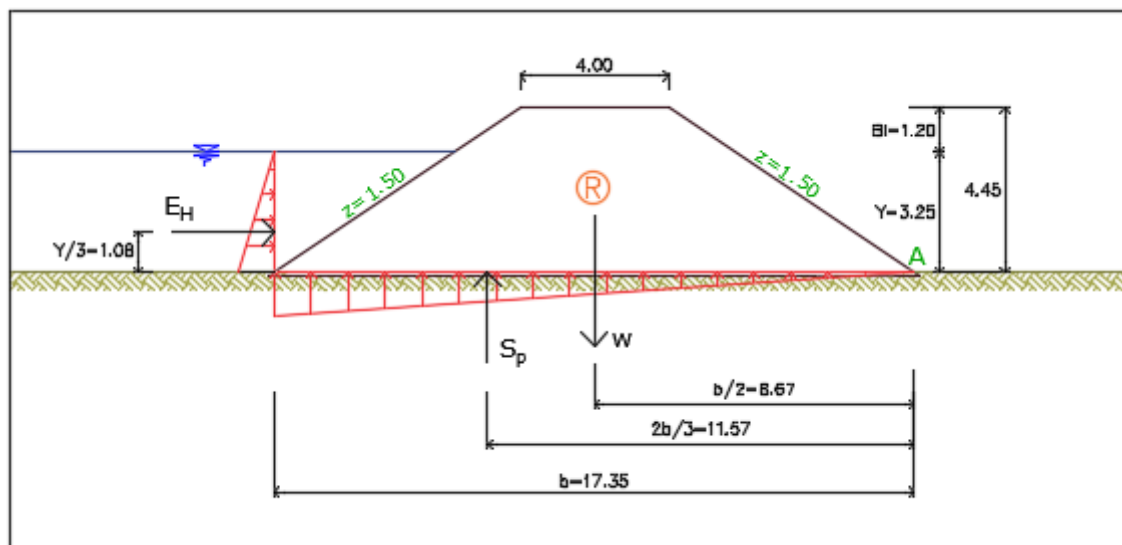


Figura 6. Gráfico para la verificación de estabilidad del núcleo de tierra del dique enrocado (Fuente: Elaboración propia).

Sección Crítica del Núcleo de Tierra del Dique Enrocado (Condición más desfavorable)

Donde:

W = Peso de la estructura en Tn.

$S_p =$ Subpresión en Tn.

$E_H =$ Fuerza hidraulica en Tn.

$\gamma_a =$ Peso especifico del agua = 1.00 Tn/m³

$b =$ Base del dique = 17.35 m.

$Y =$ Tirante maximo (tirante de diseño) = 3.25 m

3.1.8.2.2 Estabilidad al vuelvo (E_v)

Según la **figura N° 05**, si tomamos momentos con respecto al punto A y si consideramos que en la cara seca de dique no existe agua (condición crítica), ni tierra, entonces tenemos:

Calculo de E_H

Aplicando la **ecuación N° 38**

$$E_H = \frac{1}{2}(\gamma_a)(Y)^2 = \frac{1}{2}(1)(3.25)^2 = 5.28$$

$$E_H = 5.28 \text{ Tn/m}$$

Calculo de S_p

Aplicando la **ecuación N° 39**

$$S_p = \frac{1}{2}(\gamma_a)(Yxb) = \frac{1}{2}(1)(3.25 \times 17.35) = 28.19 \text{ Tn/m}$$

$$S_p = 28.19 \text{ Tn/m}$$

Calculo de M_v (Momento Volcador)

Aplicando la **ecuación N° 37**

$$Mv = (E_H) \left(\frac{1}{3} Y \right) + (S_p) \left(\frac{2}{3} xb \right)$$

$$Mv = (5.28) \left(\frac{1}{3} \times 3.25 \right) + (28.19) \left(\frac{2}{3} \times 17.35 \right)$$

$$Mv = 331.78 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

Calculo de M_r (Momento resistente)

Aplicando la **ecuación N° 40**

$$Mr = (W)\left(\frac{1}{2}b\right)$$

Donde:

$W = Ax\gamma_g =$ *Peso unitario del núcleo de tierra del dique enrocado*

$A =$ *Area del terraplén por unidad de longitud*

$\gamma_g =$ *Peso especifico del material = 1.83 Tn/m³*

Reemplazando valores:

$$W = 49.45 \times 1.83 = 90.49 \text{ Tn/m}$$

Luego, tenemos:

$$Mr = (90.49)\left(\frac{1}{2} \times 17.35\right) = 785.00 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

$$\mathbf{M_r = 785.00 \text{ Tn} - \text{m/m}}$$

Aplicando la **ecuación N° 36**

$$E_v = \frac{M_r}{M_v} = \frac{785.00}{331.78} > 1.30$$

$$\mathbf{E_v = 2.37 > 1.30}$$

Por lo tanto, se concluye que, el núcleo de tierra del dique enrocado es estable al volcamiento.

3.1.8.2.2 Estabilidad al deslizamiento (E_d)

Según la **ecuación N° 41**, para que el núcleo de tierra del dique enrocado no se deslice, se debe cumplir lo siguiente:

$$E_d = \frac{(\sum F_v)(\tan\varphi)}{\sum F_H} > 1.20$$

Donde:

$F_v =$ *Fuerzas Verticales que actúan sobre el núcleo de tierra*

F_H = Fuerzas Horizontales que actúan sobre el núcleo de tierra

φ = Angulo de fricción interna del material que conforma el dique.

Calculamos los factores involucrado en la ecuación de E_d

$$\sum F_v = W - S_p = 90.49 - 28.19 = 62.30 \text{ Tn/m}$$

$$\sum F_H = E_H = 5.28 \text{ Tn/m}$$

$$\varphi = 21^\circ \text{ Ver Anexo N}^\circ \text{ 03}$$

Reemplazando valores en la **ecuación N° 41**

$$E_d = \frac{(\sum F_v)(\tan \varphi)}{\sum F_H} = \frac{(62.30)(\tan 21^\circ)}{5.28} = 4.53$$

$$E_d = 4.53 > 1.20$$

Por lo tanto, se concluye que, el núcleo de tierra del dique enrocado es estable y resistente al deslizamiento

3.1.8.2.3 Capacidad de soporte del suelo (σ_t)

Para el cálculo de la capacidad de soporte de suelo (σ_t), empleamos la **ecuación N° 43**

$$\sigma_t = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 \pm 6 \frac{e}{b}\right)$$

Calculamos la excentricidad aplicando la **ecuación N° 44**

$$e = \frac{M_r - M_v}{\sum F_v} = \frac{785.00 - 331.78}{62.30} = 7.28$$

$$e = 7.28$$

Luego aplicando la **ecuación N° 42** tenemos

$$\sigma_t = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 \pm 6 \frac{e}{b}\right) = \frac{62.30}{17.35} \left(1 + 6 \frac{7.28}{17.35}\right) = 12.63 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_t = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

Según los ensayos de Mecánica de Suelos realizado al terreno donde se emplazará el dique enrocado, tiene una capacidad portante de 2.11 Kg/cm² (Ver el Anexos N° 03)

$$\sigma_{adm} = 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

Según la teoría se debe cumplir la relación (**Ecuación N° 38**)

$$\sigma_t < \sigma_{adm}$$

$$1.26 \text{ kg/cm}^2 > 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, se concluye que:

El dique de tierra no estará expuesto al efecto de punzonamiento o hundimiento.

El enrocado de protección al talud en la cara húmeda del dique de tierra o núcleo de tierra, si es colocado adecuadamente en obra, incrementará el factor de seguridad del talud para todos los casos analizados, quedando de la siguiente manera:

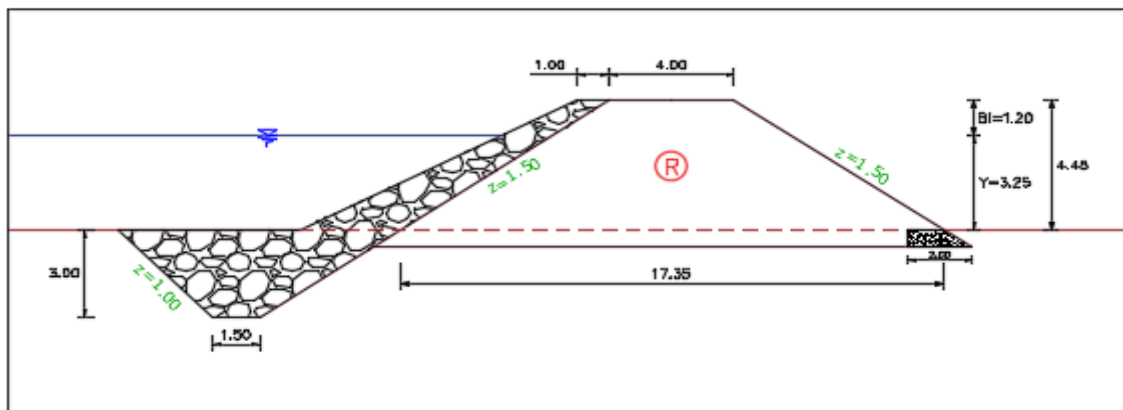


Figura 7. Gráfico de la sección transversal del dique enrocado con núcleo de tierra (Fuente: Elaboración propia).

3.1.8.1.3 Características de los materiales Utilizados en el Dique Enrocado.

Las características del material de relleno que se empleara para el núcleo de tierra del dique enrocado, se encuentran descritas en la sección 3.1.7.1.3 de la presente tesis. **Maza, J. & Franco, V. (1993)**. “*Obras de Protección para Control de Inundaciones*”, UNAM, México:

Las rocas o material para un enrocado deben cumplir con los siguientes parámetros:

El peso específico del material de cantera para fines de enrocado debe ser mayor a 1.50 gr/cm³

El desgaste de abrasión del material de cantera para fines de enrocado debe ser menor al 40 %

Para la presente tesis, se ha realizado el estudio de las propiedades mecánicas del material a emplear en la construcción del dique enrocado de la Cantera de Material de Préstamo Machungo (Ver **Anexo N° 03**), obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 29

Propiedades Físico – Mecánicas de las Rocas de la cantera Machungo

Calicata Muestra	Cantera	RESULTADOS FISICO - MECANICAS DE LAS ROCAS							
		Coordenadas			Uso	Hum. %	Peso Espec. gr/cm ³	Absorción %	Abrasión Metodo A %
		Norte	Este	Cota (m.s.n.m)					
Única	Machungo	9260990	359645	228.00	Enrocado	0.19	2.39	2.36	39.60

Fuente: Laboratorio de mecánica de suelos y pavimentos de la UNSM-T

Como podemos observar en la **Tabla 29** el material para el enrocado presenta un elevado peso específico de **2.39 gr/cm³** lo cual indica que el material cumple con el parámetro descrito de peso específico.

Además, el material de cantera presenta un desgaste a la abrasión de 39.60 %, considerado un valor límite para materiales destinados a enrocados, sin embargo, corresponde a rocas adecuadas para el fin descrito.

El dique de tierra contará con un sistema de drenaje de 2.00 m de ancho y 0.60 m de altura mediante grava bien gradada de ½’’ a 1’’, dicho material proveniente del mismo lecho del cauce.

Calculo del Diámetro medio D₅₀

Calculo del Diámetro medio: Ecuación de MAYNORD

Para el cálculo del **D₅₀** según MAYNORD aplicamos la **ecuación 32**

$$D_{50} = Y_{max} C_1 F^3$$

Donde:

D_{50} = Diámetro medio en m.

Y_{max} = 3.25 m (Ver Figura N° 06)

C_1 = 0.35 (Ver **Tabla 14**)

F = Obtenido de la **ecuación 33**

$$F = \frac{C_2 V_{max}}{g x (Y_{max})^{0.5}}$$

Donde:

$$C_2 = 1.30 \text{ (Ver **Tabla N° 15**)}$$

$$V_{max} = 4.10 \text{ m/seg (Ver **Anexo N° 02**)}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2.$$

$$F = \frac{C_2 V_{max}}{g (Y_{max})^{0.5}} = \frac{1.30 \times 4.10}{(9.81 \times 3.25)^{0.5}} = 0.94$$

Luego aplicando la **ecuación N° 32**

$$D_{50} = Y_{max} C_1 F^3 = 3.25 \times 0.35 \times 0.94^3 = 0.94 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.94 \text{ m}$$

Entonces tenemos:

$$\text{Diámetro mínimo (m)} = 0.94 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro Máximo (m)} = 1.88 \text{ m}$$

Calculo del Diámetro medio: Ecuación de ISBACH

Para el cálculo del **D₅₀** según ISBACH aplicamos la **ecuación N° 34**

$$D_{50} = \frac{0.58823 V_{max}^2}{Kg}$$

Donde:

$$D_{50} = \text{Diámetro medio en m.}$$

$$V_{max} = 4.10 \text{ m/seg}^2 \text{ (Ver **Anexo N° 02**)}$$

$$K = \text{Coeficiente calculado}$$

Aplicando la **ecuación 35**

$$K = \frac{\gamma_{roca} - \gamma_{agua}}{\gamma_{agua}} = \frac{2.39 - 1.00}{1.00} = 1.39$$

Aplicando la **ecuación 34**

$$D_{50} = \frac{0.58823V_{max}^2}{Kg} = \frac{0.58823 \times 4.10^2}{1.39 \times 9.81} = 0.72 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.72 \text{ m}$$

Diámetro de roca en equilibrio con el caudal de diseño: SIMONS – SENTURK

SIMONS Y SENTURK recomiendan una relación aproximada del 50% entre el máximo tamaño de roca y el D_{50} , entonces tenemos:

$$\text{Ecuacion de Maynard} = 1.88 \text{ m}$$

$$\text{Ecuación de Isbach} = 0.72 \text{ m}$$

$$\text{Ecuacion de Simons y Senturk} = (1.88 + 0.72) \times 0.50 = 1.30 \text{ m}$$

Finalmente, el diámetro mínimo de roca permitido para el diseño del enrocado será no menor de **1.30 m**.

3.1.8.1.4 Fundamentación de las Dimensiones de la Sección Transversal del Dique Enrocado con núcleo de Tierra

Núcleo o Dique de Tierra

La fundamentación de la sección transversal del núcleo de tierra del dique enrocado se describe en la sección **3.1.7.1.4**

Talud externo del enrocado

En la presente tesis se ha propuesto un talud externo para el enrocado de 2:1, un talud más inclinado al talud del núcleo de tierra para dar mayor estabilidad a las rocas que descasaran sobre dicho núcleo

Espesor superior del enrocado

Empíricamente y tomando como referencias enrocados ya construidos en el río Huallaga, en la presente Tesis se ha adoptado un espesor superior de 1 m.

Altura de la uña de cimentación

La altura de la cimentación o la uña de cimentación del enrocado se ha determinado en función de la socavación que se vio anteriormente en la sección **3.1.4.8** y es igual a **3.00 m**

Ancho inferior de la uña de cimentación

El ancho inferior de la uña de cimentación se ha determinado en función a la geometría del enrocado (talud y altura de la uña de cimentación) el cual tiene un valor de **1.50 m**.

3.2 Resultados

Teniendo en cuenta los estudios desarrollados en la presente Tesis que son: Estudio Topográfico, Estudios de Mecánica de Suelos, Estudio Hidrológico y Estudio de Hidráulica Fluvial, se ha obtenidos los parámetros necesarios para el diseño de las propuestas de defensa ribereña de la localidad de Machungo, que presentamos en la siguiente tabla:

Tabla 30

Parámetros para el diseño de Propuestas de Defensa Ribereña en la Localidad de Machungo

SIMBOLO	DESCRIPCIÓN VALOR	VALOR	UNIDAD
$Q_{\text{diseño}}$	Caudal de diseño	13126.41	m ³ /seg
S	Pendiente media del cauce en el tramo de interés	0.000919	m/m
B	Ancho estable del río en el tramo de interés	323.87	m
n	Rugosidad del cauce en el tramo de interés	0.035	-
Y_{max}	Tirante de diseño o de máxima avenida en el tramo de interés	11.00	m
v	Velocidad de diseño (m/seg.)	4.1	m/seg
Hs	Profundidad de socavación (m)	3.00	m

Fuente: Elaboración propia

Estos parámetros obtenidos de los estudios básicos de ingeniería han sido empleados en la elaboración del diseño tanto para el dique de tierra, como para el dique enrocado.

Dique de Tierra

En la presente tesis se ha considerado la proyección de un dique de tierra a una distancia promedio de 20 metros casi paralelo al borde de la margen derecha del río Huallaga en el tramo de interés, además el dique de tierra proyectado cuenta con un sistema de drenaje de dimensiones **2.00 m x 0.60 m**.

El dique de tierra proyectado, tiene una longitud de **1240.00 m**, cuyo punto de inicio (km 00 + 000) se ubicó a una distancia promedio de 40 m y casi paralelo al borde de la margen derecha de la quebrada Saucerarca, y un punto final (km 01 + 240) que se ubicó a una

distancia promedio de 40 m y casi paralelo al borde de la margen izquierda de la quebrada Machungorarca, tal y como podemos observar en el **Plano PT – 01**

La elevación o altura del dique de tierra, es variables, es decir, es de acuerdo a la configuración del terreno donde se proyectó dicho dique de tierra, teniendo como altura máxima un valor **de 4.20 m**.

La pendiente de la corona del dique se determinó teniendo en consideración la pendiente media del cauce del río en el tramo de interés, teniendo un valor de **S = 0.00091855**

Según el diseño propuesto, las dimensiones y características del diseño del dique de tierra, son las siguientes:

Ancho de la corona del dique	= 4.00
Ancho de la base	= Variable, según terreno natural.
Talud interno	= 1.50 : 1
Talud externo	= 1.50 : 1

La vista en planta y perfil longitudinal de dique de tierra propuesto en la presente tesis se presenta en los planos **PT - 01 y PL - 01**

Dique de Enrocado

En la presente tesis se ha considerado la proyección de un dique enrocado con núcleo de tierra, ubicado a una distancia promedio de 10 m casi paralelo al borde de la margen derecha del río Huallaga en el tramo de interés. Entre el talud de tierra compactada y el enrocado se ha considerado la instalación de un geotextil no tejido de 200 gr/m². En el paramento seco se ha considerado la instalación de una geomanta revegetadora, además el dique enrocado proyectado cuenta con un sistema de drenaje de dimensiones **2.00 m x 0.60 m**.

El dique enrocado proyectado, tiene una longitud de 1274.85 m, cuyo punto de inicio (km 00 + 000) se ubicó a una distancia promedio de 10 m y casi paralelo al borde de la margen derecha de la quebrada Saucerarca, y un punto final (km 01 + 274.85) que se ubicó a una distancia promedio de 10 m y casi paralelo al borde de la margen izquierda de la quebrada Machungorarca, tal y como podemos observar en el **Plano PT – 02**

La elevación o altura del dique enrocado, es variable, es decir, es de acuerdo a la configuración del terreno donde se proyectó dicho dique, teniendo como altura máxima un valor de **4.45 m.**

La pendiente de la corona del dique enrocado se determinó teniendo en consideración la pendiente media del cauce del río en el tramo de interés, teniendo un valor de **S = 0.00091855**

Según el diseño propuesto, las dimensiones y características del diseño del dique de tierra, son las siguientes:

Ancho de la corona del dique = 4.00 m

Ancho de la base = Variable, según terreno natural.

Talud interno = 1.50 : 1

Talud externo = 2 : 1

Espesor superior del enrocado = 1.00 m

Altura de la uña de cimentación = 3.00 m

Ancho inferior de la uña de cimentación = 1.50 m

3.3 Discusión

De los parámetros para el diseño de las propuestas de defensa ribereña

Del Águila, H. (2009) *Diseño Hidráulico de la Defensa Ribereña Río Huallaga – Bellavista, Tramo I – Sector Intiyacu*”. Morales: Informe de Ingeniería UNSM. El caudal máximo y de diseño del río Huallaga que circula en épocas de máxima avenida por la zona problema es de $Q_{\max}=8,350 \text{ m}^3/\text{s}$, el mismo que ha sido calculado empleando el método hidráulico.

Para la presente tesis se ha calculado el caudal de diseño empleando los métodos estadísticos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III el cual tiene un valor de $Q_{\max}= 13126.41 \text{ m}^3/\text{s}$, cual resulta más confiable en comparación de otros métodos empleados.

MPB (2016) *Creación del Servicio de Protección frente a Inundaciones en la localidad de Bellavista – Margen Izquierda del Río Huallaga, Distrito de Bellavista, Provincia de Bellavista – San Martín*. Bellavista: Expediente técnico. La delectividad media calculada en el tramo de estudio es $S = 0.0008 \text{ m/m}$, el coeficiente de rugosidad del cauce del río en el tramo de interés tiene un valor de 0.030 y un tirante máximo de 13.35 m

En la presente tesis se calculó una pendiente media del tramo $S = 0.000919 \text{ m/m}$, una pendiente similar a la pendiente del expediente técnico mencionado, ambas son pendientes de tramos del río Huallaga.

La rugosidad del cauce del río Huallaga en el tramo de interés tiene un valor de 0.035, el cual se puede indicar que es similar al calculado en el expediente técnico, ambos están conformados por material de cauce similares.

El tirante máximo calculado en la presente tesis mediante el software HCANALES es de 11.00 m, en comparación del tirante máximo calculado en el expediente técnico hay una diferencia significativa, puede ser debido al funcionamiento de los softwares empleados.

De la funcionalidad de los diques

MPB (2016) *Creación del Servicio de Protección frente a Inundaciones en la localidad de Bellavista – Margen Izquierda del Río Huallaga, Distrito de Bellavista, Provincia de Bellavista – San Martín*. Bellavista: Expediente técnico.

La construcción de 2.00 Km de dique de tierra compactada y enrocado de protección al volteo (1655 m) y Muro de encauzamiento de Gaviones caja (345 m), permite proteger a la localidad de Bellavista de hasta un caudal de 12,347.10 m³/s circulante por el río Huallaga.

En la presente tesis se ha comprobado que las propuestas de defensa ribereña permiten proteger a la localidad de Machungo de has un caudal de 13,126.41 m³/s circulante por el río Huallaga

García, A. (2017) “Diseño Hidráulico y Estructural de Obras de Protección frente a Erosión e Inundaciones del Rio Balsayacu en el Centro Poblado de Balsayacu, Distrito de Campanilla, Provincia de Mariscal Cáceres – Región San Martín”. Morales: Tesis UNSM.

El dique de tierra es de sección trapezoidal, con ancho de corona de 4.00 m, con talud interno y externo de $Z=1.5$, con elevación variable y pendiente de corono variable en función del terreno natural y el nivel de inundación del río Balsayacu.

En la presente tesis se ha comprobado la estabilidad y buen funcionamiento teórico de los diques si se adoptan los valores de 4.00 m para la corona del dique y $Z=1.50$ para el talud interno y externo de los diques.

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1985) *Design of Small Dams*. Selección del tipo de presa, decimotercera edición, pp. 98-99. En las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante, o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

El tipo de enrocamiento se adapta a los emplazamientos remotos, donde abunda la roca buena, donde no se encuentra tierra buena para una presa de tierra, y donde la construcción de dique resultaría muy costosa.

En la presente tesis para el dique enrocado no se podrán emplear rocas con un diámetro menor a 1.30 m y la membrana será de tierra compactada. También se puede afirmar que existe una cantera cercana (Cantera Machungo) de la que se podrá abastecer del material requerido para la construcción de las propuestas de defensa ribereña, lo cual indica que no resultaría muy costosa.

De la longitud de los diques propuestos

La longitud de la propuesta 01 o dique de tierra es de 1240 m, en comparación de la propuesta 02 o dique enrocado que resulto ser mayor con un valor de 1274.85, y esto debido a la configuración del terreno natural y a la cota del tramo de cierre.

De la elevación o altura de los diques propuestos

La elevación o altura máxima (que fue empleada como sección crítica) de la propuesta 01 o dique de tierra es de 4.20 m, en comparación de la propuesta 02 o dique enrocado que resulto ser mayor con un valor de 4.45 m, y esto debido a la configuración del terreno natural que comprende cotas más bajas en el eje de la propuesta 02 o dique enrocado.

De los materiales a emplear en la construcción de los diques

Los principales materiales a emplear en la conformación de la propuesta 01 o dique de tierra son: material arcilloso de préstamo de baja permeabilidad, material granular para la conformación del subdren al pie del dique.

A diferencia del dique de tierra, la propuesta 02 o dique enrocado requiere emplear más materiales como son: material arcilloso de préstamo de baja permeabilidad, material granular para la conformación del subdren al pie del dique, geotextil no tejido de 200 gr/m² entre el núcleo de tierra compactada y el enrocado de protección, una geomanta revegetadora en el talud seco del núcleo de tierra.

CONCLUSIONES

El caudal de diseño a emplear en la presente tesis es de $Q_{\max} = 13,126.41 \text{ m}^3/\text{seg}$, y ha sido calcula para un periodo de retorno de 70 años.

La pendiente media del cauce del río Huallaga en el tramo de interés es de 0.000919 m/m

El ancho estable del río Huallaga en el tramo de interés es 323.87 m , lo cual indica que el cauce actual aún no ha alcanzado estabilidad.

La rugosidad del cauce del río Huallaga en el tramo de interés, calculada por el método de Cowan es 0.035

El periodo de vida útil de las propuestas de diseño de defensa ribereña, es de 20 años, con un riesgo de falla del 25%

El tirante de diseño o tirante de máxima avenida del río Huallaga en el tramo de interés (calculada con el software HCanales) es 11.00 m

Tanto la propuesta 01 o dique de Tierra, como la propuesta 02 o Dique enrocado, cumplen con los criterios de verificación de Estabilidad al vuelvo y al Deslizamiento y punzonamiento

La ejecución tanto la propuesta 01 o dique de Tierra, como la propuesta 02 o Dique enrocado, garantizan proteger de las inundaciones de las aguas del río Huallaga a la localidad de Machungo.

Se elige la Propuesta 01 o Dique de Tierra porque su longitud (1240 m) es menor a la longitud de la propuesta 02 o Dique Enrocado (1274.85), lo cual resultaría más conveniente, ya que ambas longitudes cumplirían con la función de proteger a la Localidad de Machungo de las inundaciones de las aguas del río Huallaga.

Se elige la Propuesta 01 o Dique de Tierra porque su elevación o altura (4.20 m) es menor a la longitud de la propuesta 02 o Dique Enrocado (4.45 m), lo cual resultaría más conveniente.

Se elige la Propuesta 01 o Dique de Tierra porque el número de materiales necesarios para su construcción es menor (material arcilloso de préstamo de baja permeabilidad, material granular para la conformación del subdren al pie del dique) en comparación de la propuesta 02 o Dique Enrocado (material arcilloso de préstamo de baja permeabilidad, material granular para la conformación del subdren al pie del dique, geotextil no tejido de 200 gr/m^2)

entre el núcleo de tierra compactada y el enrocado de protección, una geomanta revegetadora en el talud seco del núcleo de tierra)

Se elige la Propuesta 01 o Dique de Tierra porque no requerirá de corte del terreno natural significativo, a diferencia de la Propuesta 02 o Dique Enrocado que si lo requerirá a lo largo de toda la longitud de dicho dique.

RECOMENDACIONES

Se recomienda al gobierno local correspondiente (Municipalidad Distrital de Alberto Leveaú), emplear los resultados de la presente tesis, para una futura elaboración del Proyecto de Inversión Pública, que es necesario para la implementación y/o ejecución de la obra, la cual permitirá solucionar el problema de inundaciones que viene sufriendo durante muchos años los pobladores de la localidad de Machungo.

Se recomienda promover el diseño y construcción de defensas ribereñas en las localidades urbanas aledañas a los ríos de la región San Martín, con el fin de prevenir desastres naturales que pueden causar daños severos

Se recomienda promover el diseño y construcción de defensas ribereñas de los tipos propuestos, porque son obras que no causan impacto ambiental negativo de mayor consideración, ya que por definición y naturaleza forman parte del grupo “**obras cemento cero**”, además de esto armonizan con el medio ambiente natural, mejorando la zona urbana ribereña, así como la calidad y condiciones de vida de la población ribereña beneficiada.

A fin de garantizar la vida útil del proyecto, en su posterior ejecución, se recomienda trabajos de conservación de las obras y trabajos de reforestación de árboles.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chereque, W. (2003). *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil*, Lima, Perú.
- Del Águila, H. (2009). Informe de Ingeniería. *Diseño Hidráulico de la Defensa Ribereña Río Huallaga – Bellavista, Tramo I – Sector Intiyacu*, Tarapoto – Perú.
- García, A. (2017). Tesis UNSM-T. *Diseño Hidráulico y Estructural de Obras de Protección frente a Erosión e Inundaciones del Río Balsayacu en el Centro Poblado de Balsayacu, Distrito de Campanilla, Provincia de Mariscal Cáceres – Región San Martín*, Morales, Perú
- Maza, J.; Franco, V. (1993). *Obras de Protección para Control de Inundaciones*, UNAM, México.
- MPB (2016). Expediente técnico, *Creación del Servicio de Protección frente a Inundaciones en la localidad de Bellavista – Margen Izquierda del Río Huallaga, Distrito de Bellavista, Provincia de Bellavista – San Martín*, Bellavista - Perú.
- MDSR (2017). Expediente técnico, *Creación del Servicio de Protección frente a Erosión Hídrica en la Margen Derecha del Río Sisa, Localidad de Palestina, Distrito de San Rafael, Provincia de Bellavista – San Martín*, Bellavista, Perú
- Monsalve, G. (1995). *“Hidrología en la ingeniería”*. Santafé de Bogotá, Colombia, 1era edición.
- MTC (2008). *“Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje”*. Lima, Perú.
- Rocha, A. (1998). *“Introducción a la Hidráulica Fluvial”*. Lima, Perú. 1era Edición.
- Terán, R. (1998) *“Diseño de Defensas Ribereñas”*. Lima, Perú. 1era Edición
- Vide, J. (2003). *“Ingeniería de Ríos”*, Barcelona, España, ALFAOMEGA Editor.
- Villón, M. (2002). *“Hidrología”*. Cartago, Costa Rica
- United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1985). *Design of Small Dams*. Estado Unidos. Decimotercera edición

Fuentes de Internet

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (2009). *Definiciones*, octubre 10, 2018, recuperado del sitio web: <http://www.senamhi.gob.pe/?p=10011>

ANEXOS

ANEXO A: Información hidrométrica de la estación HLG Picota