



UNIVERSIDAD NACIONAL "PEDRO RUIZ GALLO"
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA
AGRICOLA



I PROGRAMA DE ACTUALIZACIÓN PROFESIONAL

"ESTUDIO DE ENCAUZAMIENTO Y DISEÑO DE DEFENSAS
RIBEREÑAS EN EL RIO REQUE-SECTOR CIUDAD ETEN"

TRABAJO DE INVESTIGACION BIBLIOGRAFICA

Para optar el título profesional de:

INGENIERO AGRICOLA

Presentado por:

BACH. DANNY ERLAND REQUE ÑIQUEN

LAMBAYEQUE - PERÚ

MARZO – 2018



UNIVERSIDAD NACIONAL "PEDRO RUIZ GALLO"
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA



I PROGRAMA DE ACTUALIZACIÓN PROFESIONAL

**"ESTUDIO DE ENCAUZAMIENTO Y DISEÑO DE DEFENSAS
RIBEREÑAS EN EL RIO REQUE-SECTOR CIUDAD ETEN"**

TRABAJO DE INVESTIGACION BIBLIOGRAFICA

Para optar el título profesional de:


INGENIERO AGRICOLA

Presentado por:

BACH. DANNY ERLAND REQUE ÑIQUEN

APROBADO POR:


M.Sc. MANUEL MACO CHUNGA
PRESIDENTE


MSc. ENOCH MONTES BANCES
MIEMBRO


ING. JANNIER A. SANCHEZ AYEN
ASESOR

LAMBAYEQUE - PERÚ

2018.

DEDICATORIA

A:

Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio, por la sabiduría e inteligencia que nos da día a día.

Mi madre Trinidad Ñiquen Quesquén, por inculcarme buenos valores, apoyarme y confiar siempre en mí y sobre todo por el enorme esfuerzo para que concluya mis estudios universitarios. Te amo.

Mi padre, Lorenzo Reque Porras, por el cariño, dedicación y enseñanzas a lo largo de mi vida.

Mi abuelo José Ñiquen Liza (Q.E.P.D), por quererme, apoyarme y aconsejarme siempre, esto también se lo debo a ti.

Mis hermanos, Ivan e Ingrid Reque Ñiquen, por estar conmigo y apoyarme siempre.

Danny Erland Reque Ñiquen

AGRADECIMIENTO

A todas aquellas personas con sed de conocimiento y deseos de superación, que leen hoy estas páginas y premian el esfuerzo de este trabajo. Agradecemos en primer lugar, al ser Supremo DIOS, único dueño de todo saber y verdad, por iluminar durante este trabajo y por permitir finalizarlo con éxito; y en segundo lugar, pero no menos importante, a nuestros queridos padres, por su apoyo incondicional y el esfuerzo diario que realizan por brindarnos una buena educación. Los esfuerzos mayores, por más individuales que parezcan, siempre están acompañados de apoyos imprescindibles para lograr concretarlos.

En ésta oportunidad, nuestro reconocimiento y agradecimiento al Ing. Sánchez Ayen Jannier; por su oportuna, precisa e instruida orientación para el logro del presente trabajo.

ÍNDICE

DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
I. DATOS PRELIMINARES.....	9
1.1.Título del Proyecto	9
1.2.Personal Investigador	9
1.3.Tipo de investigación bibliográfica	9
1.4.Área de investigación	9
1.5.Institución de ejecución	9
1.6.Duración del proyecto	9
1.7.Fecha de inicio	9
1.8.Fecha de término	9
II. CUERPO DEL INFORME	10
2.1. Resumen	10
2.2. Abstract	11
2.3. Introducción	12
2.4. Planteamiento del problema	13
2.5. Formulación del problema	13
2.6. Objetivos	14
2.6.1. Objetivo general	14
2.6.2. Objetivos específicos	14
III. MATERIALES Y MÉTODOS	15
3.1. Materiales	15
3.1.1. Descripción de la zona de estudio	15
3.1.1.1 Ubicación y Extensión	15
3.1.1.2 Uso actual de la tierra	16
3.1.1.3 Características del cauce en estudio	17
3.1.2 Descripción de la Cuenca del Río Chancay	18
3.1.2.1 Hidrografía	18
3.1.2.2 Hidrometría	20
3.1.2.3 Sedimentación	28
3.1.2.4 Meteorología	29
3.1.2.5 Ecología	37
3.1.2.6 Geología	38
3.1.3 Cantera a Explotar	39

3.2	Métodos.	40
3.2.1	Análisis Hidrológico	40
3.2.1.1	Descripción de los métodos estadísticos	41
3.2.1.2	Selección de la frecuencia de diseño	43
3.2.1.3	Determinación del caudal de diseño	44
3.2.2	Análisis Hidráulico de Encauzamiento	45
3.2.2.1	Condiciones de encauzamiento	45
3.2.2.2	Características estables del cauce	49
3.2.3	Descripción de Alternativas de medidas de Protección en obra de Encauzamiento y Defensa Ribereña	51
3.2.3.1	Obras de encauzamiento y defensas ribereñas	51
3.2.3.2	Gaviones en obras de defensas ribereñas	61
3.2.3.3	Análisis de estabilidad del dique	63
IV.	RESULTADOS	66
4.1	Cálculo Hidrológico	66
4.1.1	Cálculo de la máxima descarga del río chancay a partir de las funciones teóricas.	66
4.1.1.1	Cálculo de los parámetros estadísticos	66
4.1.1.2	Cálculo de la máxima avenida-Método Gumbel-Tipo I	69
4.1.1.3	Selección de la frecuencia de diseño	70
4.1.1.4	Cálculo de la máxima avenida-Método Log Pearson Tipo III	71
4.1.2	Resultados obtenidos mediante el análisis de las funciones teóricas Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III	75
4.1.3	Cálculo de las Descargas máximas de diseño y Frecuencia de diseño	76
4.1.4	Selección de la Descarga de Diseño	77
4.2	Cálculo Hidráulico de Encauzamiento.	78
4.2.1	Condiciones de Encauzamiento.	78
4.2.1.1	Coeficiente de rugosidad	78
4.2.1.2	Talud	80
4.2.1.3	Pendiente Hidráulico.	80
4.2.1.4	Ancho o Sección estable del cauce	81
4.2.1.5	Tirante Hidráulico	82

4.2.1.6 Borde Libre	83
4.2.1.7 Fuerza Tractiva	84
4.3 Análisis de Alternativas de las Estructuras Definitivas	85
4.3.1 Mejoramiento del Cauce	86
4.3.2 Diseño del muro longitudinal y Dique Enrocado	86
4.3.2.1 Localización en planta	86
4.3.2.2 Longitud del dique longitudinal con material del río.....	88
4.3.2.3 Material empleado en construcción de dique enrocado	88
4.3.2.4 Profundidad de Socavación	88
4.3.2.5 Análisis de Estabilidad del Dique	92
4.4 Elementos de Curva en trazo y Longitud del nuevo Cauce	96
V. DISCUSIÓN	96
VI. CONCLUSIONES	97
VII. RECOMENDACIONES	98
VIII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	99
IX. ANEXOS	100

Índice de Figuras

Fig. N°01: Variación de la precipitación total mensual (mm) en estaciones consideradas en estudio.....	30
Fig. N°02: Variación de la temperatura media mensual (°c) en estaciones consideradas en el estudio.....	31
Fig. N°03: Variación de la temperatura máxima media mensual (°c) en la estación Llama..	32
Fig. N°04: Variación de la temperatura mínima media mensual (°c) en la estación Llama...	33
Fig. N°05: Variación de la humedad relativa media mensual (%) en las estaciones Llama y Huambos.....	34
Fig. N°06: Variación de la velocidad del viento (m/s) en la estación Llama.....	35
Fig. N°07: Variación de Horas de So (Hrs) en la estación Llama.....	36
Fig. N°08: Variación de la evaporación media mensual evaporímetros piche (mm) en estaciones.....	37
Fig. N°09: Trazo de espigones en márgenes rectas.....	54
Fig. N°10: Trazo de espigones en una curva.....	55

Fig. N°11: Colocación de un espigón en función de la elevación de la margen.....	56
Fig. N°12: Orientación de espigones.....	57

Índice de Cuadros

Cuadro N°01: Áreas cultivables y no cultivables en el sector de Eten.....	16
Cuadro N°02: Características geográficas de la cuenca del río Chancay.....	19
Cuadro N°03: Descargas media del Río Chancay-Lambayeque Lambayeque (1914-2011 m ³ /s).....	21
Cuadro N°04: Descargas medias mensuales del río Chancay-Lambayeque estación Raca Rumi periodo (1914-2011).....	23
Cuadro N°05: Masas medias mensuales del río Chancay-Lambayeque estación Raca Rumi periodo (1914-2011).....	24
Cuadro N°06: Descargas máximas para 92 años estación “Bocatoma Raca Rumi”-Río Chancay (1914-2005).....	25
Cuadro N°07: Valores de W y Y de la Ecuación de predicción.....	70
Cuadro N°08: Descargas máximas de diseño para diferentes valores de “j” y “N”.....	76
Cuadro N°09: Valores de “n” para usos en la fórmula de Maning.....	79
Cuadro N°11: Coeficiente ϕ en función de la máxima descarga y pendiente.....	83

Índice de Tablas

Tabla N°01: Valores de YN y σ_n para diferentes tamaños de muestra.....	44
Tabla N°02: Valores del coeficiente B para periodos de retorno de un caudal.....	59
Tabla N°03: Valores para el coeficiente X para suelos no cohesivos.....	60
Tabla N°04: Periodo de retorno de avenidas anuales.....	67
Tabla N°05: Parámetros estadísticos para la distribución de Pearson III Río Chancay-Lambayeque.....	72
Tabla N°06: Valores de “K” para cada nivel de probabilidad deseada o también en función del intervalo de recurrencia Río Chancay-Lambayeque.....	75
Tabla N°07: Valores de Fb y Fs según el material del cauce del Río.....	81
Tabla N°08: Valor crítico de arrastre necesario para materiales depositados en el lecho del río.....	85
Tabla N°09: Valores del coeficiente de fricción “F”.....	92

I. DATOS PRELIMINARES

1.1 TÍTULO DEL PROYECTO:

**“ESTUDIO DE ENCAUZAMIENTO Y DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS
EN EL RÍO REQUE – SECTOR CIUDAD ETEN”**

1.2 PERSONAL INVESTIGADOR:

1.2.1 AUTOR:

❖ BACH. REQUE ÑIQUEN DANNY ERLAND

1.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA

BIBLIOGRÁFICA

1.4 ÁREA DE INVESTIGACIÓN

RECURSOS HÍDRICOS

1.5 LOCALIDAD O INSTITUCIÓN DONDE SE REALIZARA EL PROYECTO:

Rio Reque-Sector Ciudad Eten, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

1.6 DURACIÓN DEL PROYECTO:

4 MESES

1.7 FECHA DE INICIO:

20 de septiembre del 2017

1.8 FECHA DE TERMINO:

20 de diciembre del 2017

II. CUERPO DEL INFORME

2.1 RESUMEN

Realizar el presente estudio es de vital importancia para la población etenana, por cuanto facilitará la ejecución de una obra que trata de solucionar en parte, el problema de inseguridad y riesgo alto, tanto física como humana, frente a una avenida extraordinaria del río Reque.

Desde el punto de vista físico existen riesgos de destrucción de los terrenos de cultivos en ambos márgenes y sus sembríos, de las viviendas rustica aledañas al río y sus enceres en la ciudad, etc, situación que coloca a los habitantes en estado calamitoso, más grave aun cuando hoy la situación económica es escasa.

Desde el punto de vista humano, los habitantes de la ciudad corren el mismo riesgo, dado a que el nivel de la ciudad se encuentra en una cota ligeramente menor a la existente en las riberas del río.

Al cual habiéndose diseñado la obra más adecuada, técnica y económicamente, empleando criterios de la hidráulica fluvial y teniendo en cuenta las características propias de la zona de estudio, se estará fortaleciendo la seguridad de los cultivos, que se desarrollan en la planicie del río, la cual incrementara el nivel y la estabilidad de los ingresos de los agricultores, así mismo se dará seguridad al muro longitudinal de defensa del pueblo, el cual se encuentra ubicada a 500mt a la margen izquierda del río, cuya función es de protección y medio de comunicación hacia el caserío “Los Cascajales”, ya que en avenidas anteriores ha sido destruido en parte, llegando las aguas a inundar el caserío.

Por ello consideramos el presente estudio como importante, no solo para los habitantes del pueblo etenano, sino que como interés nacional, es necesario preservar las tierras agrícolas en la costa del Perú, dado el elevado costo que da incorporar tierras el área agrícola.

Palabras claves: Defensas Ribereñas, fenómenos hidrológicos

2.2 ABSTRACT

Carry out the present study of vital importance for the population of Etenana, in order to facilitate the execution of a work that deals with a solution, in part, the problem of insecurity and high risk, both physical and human, in front of an extraordinary avenue of the Reque River.

From the physical point of view there is a risk of destruction of the land on two banks and its crops, the rustic houses near the river and its waxes in the city, etc, a situation that places the inhabitants in dire condition, even more serious when today the economic situation is scarce.

From the human point of view, the inhabitants of the city run the same risk, given that the level of the city is at a level slightly lower than that existing on the banks of the river.

Which has been designed for the most appropriate work, technically and economically, using the criteria of fluvial hydraulics and taking into account the characteristics of the study area, it keeps strengthening the safety of crops, which develops in the plain of the river, which increases the height and height of the defense of the villages, which is 500mt to the left of the river, with protection function and means of communication to the hamlet "Los Cascajales", as in avenues previous has been destroyed in part, the waters coming to flood the village.

For this reason we consider that the present study is important, not only for the inhabitants of the town, but also for the national interest, it is necessary to preserve the agricultural lands in the coast of Peru, given the high cost of incorporating the agricultural lands of the area .

Keywords: Riparian defenses, hydrological phenomena

2.3 INTRODUCCIÓN

Uno de los mayores problemas del Perú es la improvisación para evitar grandes catástrofes naturales, como las ocasionadas por los fenómenos hidrológicos que generalmente ocurren durante los meses de verano largo y ancho del territorio nacional; que a través del tiempo han destruido ciudades, han arrasado campos de cultivo y han destruido importantes y costosas obras de interés regional y nacional, además de lamentables pérdidas de vidas humanas.

En nuestra costa peruana, se ubican los ríos que en su mayoría son ríos jóvenes, los cuales nacen en los macizos occidentales de la Cordillera de los Andes y vierten sus aguas al Océano Pacífico; estos ríos tienen un régimen hidrológico irregular, variando desde periodo de estiaje durante el otoño o invierno, hasta periodo de avenidas en la que el escurrimiento es excesivo en estación de verano, llegando a desbordar los cauces naturales.

Estos ríos se caracterizan porque va cambiando de cauce durante las grandes avenidas, debido a que el flujo que recibe excede a la capacidad normal de conducción, produciendo inundaciones a las áreas aledañas, erosión en las márgenes de los ríos, destrucción de obras hidráulicas, destrucción de centros poblados, interrupción de las vías de comunicación, entre otros.

En la Sub Región II Lambayeque, el río Reque en su recorrido desde su nacimiento en “La Puntilla”, hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, tiene efecto destructivo durante los meses de Diciembre – Abril, época de máxima descarga, debido a las pocas obras de protección de las riveras y a la falta de previsión para contrarrestar estos efectos. Un tramo de este río que mayormente ha sido afectado en estas épocas de grandes avenidas, es el motivo del presente proyecto.

2.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El río Chancay, desde el partidor “La Puntilla” recibe el nombre del río Reque y este, a su vez, al a travesar el Sub Sector de riego “Eten” es conocido por los lugareños como río “Eten” hasta su desembocadura en el Océano Pacífico.

Este mismo río atraviesa el Puente Eten, actualmente construido que sirve de acceso entre las ciudades de Ciudad Eten y Monsefú, como bien es conocido que en época de avenidas, los ríos traen mayor material en suspensión y arrastre, conduciendo también objetos como troncos, ramas, etc; la cual se les conoce como palizadas , esto trajo como consecuencia que el agua ejerciera con mayor presión en el tramo de la carretera eten-monsefú ubicada cerca al Puente Eten, en el cual comenzó a erosionarla, destruyendo dicho tramo de la carretera, debilitando de esta manera las bases de la sustentación del Puente.

Lo que produce con cierta frecuencia inundaciones afectando principalmente las áreas agrícolas, viviendas aledañas al río y otros tipos de obras. Frente a este hecho, nace la necesidad de implementar obras de defensa ribereña en las zonas más propensas a sufrir daños de esta índole.

2.5 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

- ¿Cuáles son las alternativas más adecuadas para el estudio de encausamiento y diseño de defensas ribereñas en el río Reque – Sector Ciudad Eten?
- ¿Cuáles son los parámetros para el estudio de encausamiento y diseño de defensas ribereñas en el río Reque - Sector Ciudad Eten?

2.6 OBJETIVOS

2.6.1 Objetivos General

1. Proteger las áreas ribereñas a fin de evitar el desborde y erosión en las áreas agrícolas, vías de comunicación, infraestructura agrícola y otros daños colaterales.

2.6.2 Objetivos Específicos

1. Establecer las defensas de protección adecuadas en las riberas de ambas márgenes del río evitando la erosión y destrucción de zonas agrícolas, mediante defensas con enrocado en zonas definidas.
2. Realizar los estudios de ingeniería del proyecto, con el fin de dar un correcto planteamiento hidráulico de defensa ribereña para que el río Reque-Sector Ciudad Eten no continúe erosionando y desbordando la margen izquierda y derecha en dicho sector, diseñando de esta forma las estructuras definitivas para el encauzamiento.
3. Diseñar estructuras adecuadas: diques y enrocados, que permitan darle mayor seguridad a la ciudad y sobre todo a las áreas agrícolas.
4. Elaborar el documento técnico-económico que sustente tal obra para su proyectiva ejecución.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES

3.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

3.1.1.1 UBICACIÓN Y EXTENSIÓN

La zona en estudio corresponde al Sub-Sector de riego “Eten”, parte baja del valle Chancay, ubicada dentro de la cuenca Hidrográfica del río Chancay, entre los paralelos 06°53'30" a 06°54'00" de latitud Sur y meridianos 79°51'10" a 79°52'00" de latitud Oeste, que se localiza en el distrito de Ciudad Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, región Nor Oriental del Maraón.

Como coordenadas UTM de ubicación de la zona de estudio se localiza dentro de un rectángulo enmarcado por las coordenadas:

624700 E, 9'236,900 N (parte sur-oeste) y 627,700 E, 9'238,500 (parte nor-este)



3.1.1.2 USO ACTUAL DE LA TIERRA

Las tierras del Sub-Sector de riego “Eten” son utilizadas por diversos tipos de cultivos, como son: hortalizas y pastos. Generalmente todas las áreas destinadas a estos cultivos presentan como régimen predominante de tendencia, el “minifundio”, es decir parcelaciones pequeñas, con 820 parcelaciones debidamente registradas en la oficina de Catastro Rural del Ministerio de Agricultura, con un área total de 974.40 Has y un área cultivable d 692.51 Has (Ver cuadro N°01).

Cuadro N°01: ÁREAS CULTIVABLES Y NO CULTIVABLES EN EL SECTOR DE “ETEN

AREA CULTIVABLE (Has)	ÁREA NO CULTIVABLE (Has) 281.89					ÁREA TOTAL (Has)
	T. DESNUDO P.NATURAL USO NO AGRIC.					
692.51	276.74	1.31	3.84	974.40		
FUENTE: Oficina de Catastro Rural del Ministerio de Agricultura, Lambayeque						

Las tierras del Sub-Sector de riego “Eten” son utilizadas por diversos tipos de cultivos, como son: hortalizas y pastos. Generalmente todas las áreas destinadas a estos cultivos presentan como régimen predominante de tendencia, el “minifundio”, es decir parcelaciones pequeñas, con 820 parcelaciones debidamente registradas en la oficina de Catastro Rural del Ministerio de Agricultura, con un área total de 974.40 Has y un área cultivable d 692.51 Has (Ver cuadro N°01).

Los cultivos predominantes en esta zona son: caña de azúcar, alfalfa, maíz, camote, zanahoria, tomate, entre otros productos. La heterogeneidad de los cultivos provocan un alto nivel de desempleo, debido a que los trabajadores agrícolas que no poseen tierras tienen que estar supeditados y sujetos a los diversos periodos de germinación de los cultivos, pero, en líneas generales, como actividad eventual proporcionan mucha ocupación, originando una movilidad poblacional interna significativa.

3.1.1.3 CARACTERISTICAS DEL CAUCE EN ESTUDIO

Las márgenes del río no están muy definidas debido a que el cauce es muy amplio; tiene un lecho inestable de arena y aluviones; afectado por la erosión que es muy fuerte durante las avenidas, debido a la velocidad de escurrimiento, observándose que las riberas que forman parte del cauce son usadas como terrenos de cultivo. Así mismo en este lugar presenta una vegetación natural, ubicada dentro del cauce en algunas partes y en otras cercanas a las márgenes, conformada por árboles, arbustos y plantas herbáceas, entre la que tenemos: Caña brava (*Bynerius Scittatum*), pájaro bobo (*Tessaria Integrifolie*), junco (*Scirius Limensis*), faique (*Acasi Macracantha*), etc. Dentro de las características de este río tenemos:

A. ANCHO PROMEDIO

El cauce del río en la zona en estudio es muy expallada e irregular, con secciones amplias y angostas, con pequeños tramos rectos y sinuosos, esto debido a las inundaciones que ocasionó la descarga extraordinaria en el año 1983 y más aún este año 2017 en los terrenos de cultivos adyacentes al mismo, y que han sufrido gran erosión de suelo y el consecuente arenamiento, quedando de esta forma estos terrenos desérticos, con la amenaza de seguir sufriendo más daños; hay secciones que toman dimensiones que van desde 100mts a 450mts.

B. PROFUNDIDAD PROMEDIO

La profundidad promedio del cauce a consecuencia del poder erosivo del agua formando barrancos llegan alcanzar de 1 a 2 mts de profundidad, las cuales están ubicadas en zonas de terrenos de cultivos, y en otros lugares el lecho del río está al nivel de la coronación de las márgenes, aumentando el peligro de inundación.

C. PENDIENTE DEL RÍO

La conformación topográfica de la zona en estudio corresponde a una conformación predominantemente plana y ligeramente ondulada, sin presencia de accidentes geográficos importantes, con pendientes que varían 0.90 o/oo a 1.8 o/oo.

3.1.2 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO CHANCAY

3.1.2.1 HIDROGRAFÍA

La cuenca del río Chancay pertenece a la Hoya Hidrográfica de la vertiente del Océano Pacífico.

Sus características más importantes son las siguientes:

ÁREA: Tiene un área total, hasta la desembocadura en el Océano Pacífico de 4,836 km².

LONGITUDES: Tiene una longitud máxima desde un naciente hasta el Océano Pacífico, en este caso de Este U oeste de 180 Km y de Norte a Sur de 52 Km.

LÍMITES: Geográficamente limita con las siguientes cuencas:

Norte: Cuenca del río La Leche

Este: Cuenca del río Chotano

Sur: Cuenca del río Zaña

Oeste: Océano Pacífico

Todas estas cuencas pertenecen a la Hoya Hidrográfica del Pacífico, cuyos puntos extremos se hallan comprendidos entre los paralelos 06°21'00" y 06°55'00" de latitud Sur y los meridianos 78°32'00" y 80°10'00" de longitud Oeste.

PENDIENTES: La cuenca presenta su pendiente que varía entre 113 o/oo en la zona serranía y de 2 o/oo en el cono de deyección, específicamente entre el tramo comprendido entre las localidades de Pátapo y Ciudad Eten, distribuidos d la siguiente manera:

Nacientes hasta el río Perla Mayo	113°/oo
Serranías de Catache	21°/oo
Desfiladero de Carhuaquero	25°/oo
Llanura de "La Puntilla"	8°/oo
Cono de Deyección	2°/oo

El río Chancay presenta un régimen hidrológico muy irregular y torrencioso, determinado por su proximidad al Divortium Aquarum, que no permite el desarrollo de largos recorridos ni formaciones de cuencas grandes por su pendiente pronunciada.

El curso de este río Chancay desde sus nacientes hasta su desembocadura en el Océano Pacífico es bastante sinuoso, pudiéndose sub-dividir la cuenca de acuerdo a sus características orográficas (ver cuadro N°02).

Cuadro N°02: CARACTERISTICAS GEOGRÁFICAS DE LA CUENCA DEL RÍO CHANCAY

	ALTURA DESNIVEL	LONGITUD	ÁREA	PROMEDIO
SECTOR s.n.m (m)	Sector	Sector DE (m)	(Km) (Km²)	GRADIENTE POR Km.
Naciente C. de la laguna con fluencia Río Perlamayo	4056 1900	2156	19	113
Serranía Catache	1100	800	38	1456
Desfiladero Carhuaquero	400	700	28	968
Llanura “La Puntilla”	125	280	35	896
Cono de Deyección	0	125	60	1516
TOTAL			180	4836
FUENTE: HIDROGEOLOGIA DEL VALLE CHANCAY-MINISTERIO DE AGRICULTURA ZONA AGRARIA II LAMBAYEQUE 1971				

3.1.2.2 HIDROMETRÍA

La información hidrométrica del río Chancay, han sido registradas desde el año 1914 en la estación denominada La Puntilla, la que fue destruida por el río en el año 1925, trasladándose la estación a Carhuaquero (1926-1966) que se encuentra ubicada en la quebrada del río Chancay, aproximadamente a 90 Km de la Ciudad de Chongoyape, en dirección al camino que va a Santa Cruz y la estación de aforo Boca Toma Raca Rumi (1967 a la actualidad), a 4 Km aguas debajo de la estación anterior.

Los caudales registrados en las estaciones hidrométricas Carhuaquero y Raca Rumi, se han visto influenciados a lo largo del tiempo por la operación de diversas obras construidas y puestas en operación escalonadamente.

En el año 1958, entró en operación el túnel Chotano, de 5.00 Km de longitud aproximadamente, derivando parte de las aguas de la cuenca Chotano, hacia el río Chancay-Lambayeque, conduciendo un caudal máximo de 33 m³/s.

Durante los años 1960 y 1965, se construyó el reservorio Tinajones y se puso en operación en 1968, regulando los aportes de las cuencas Chancay-Lambayeque y Chotano. El túnel Conchano de 4.20 Km. de longitud, fue puesto en servicio en el año 1983, para derivar las aguas del río Conchano hacia el río Chotano, de donde dicho recurso son derivadas nuevamente hacia el río Chancay-Lambayeque.

El túnel Conchano tiene una capacidad de conducción máxima de 13 m³/s.

Los caudales trasvasados al río Chancay-Lambayeque, son medidos en las estaciones Conchano y Chotano.

La información hidrométrica del río Chancay-Lambayeque ha sido registrada desde 1914 en forma continua, habiéndose sido analizada por diversas instituciones.

La estación hidrométrica de Raca Rumi es actualmente operada por la Junta de Usuarios del Distrito de Riego Chancay-Lambayeque

Lambayeque – JUDRCH-L, y dispone de información desde 1914 a la fecha.

a) Caudales medios mensuales, máximos y mínimos del río Chancay-Lambayeque, observados en la estación Raca Rumi

El análisis comprendió lo siguiente:

Con los registros de los caudales medios diarios, medidos en la estación hidrométrica Raca Rumi para el periodo 1914-2011, se obtuvo los caudales medios mensuales, máximos y mínimos, que se resumen en el Cuadro N° 03

CUADRO N°03: DESCARGAS MEDIAS DEL RÍO CHANCAYLAMBAYEQUE LAMBAYEQUE (1914-2011) - M3/S

MESES	Q _{medio}	Q _{máx}	Q _{mín}
Enero	28.92	82.97	5.33
Febrero	48.46	167.57	5.05
Marzo	70.93	465.13	22.58
Abril	70.15	392.67	16.87
Mayo	39.38	89.75	11.86
Junio	20.33	60.60	5.97
Julio	11.54	32.21	4.39
Agosto	7.58	19.87	2.86
Septiembre	8.91	32.76	2.08
Octubre	17.72	52.55	4.04
Noviembre	20.45	56.08	4.95
Diciembre	22.09	72.02	4.74
Promedio	30.54	127.01	7.56
FUENTE: COPEMA-JUDRCHL			

b) Naturalización de caudales

Las masas disponibles en el río Chancay-Lambayeque; si bien existen registros de caudales en el río Chancay-Lambayeque desde 1914 - a la actualidad, sólo se consideró el periodo 1983-2011, por las razones siguientes:

- En los periodos 1958-1966 (Estación Carhuaquero) y 1967-1982 (Estación Raca Rumi), los caudales registrados consideran los aportes de río Chancay-Lambayeque y río Chotano juntos. No existe registros de aforos en la Estación Túnel Chotano en el periodo 1958-1966.
- En el periodo 1983 a la actualidad, los caudales registrados en la Estación Raca Rumi, consideran los aportes del Chotano-Conchano.
- A partir del año 1983, empezó a funcionar el Túnel Conchano, el cual entrega sus aguas al río Chotano, y mediante el Túnel Chotano, se derivan las aguas hacia el río Chancay-Lambayeque, existiendo registros de aforos en éste periodo.

Para naturalizar los caudales de la derivación Chotano (1959-2011), se le restó los caudales aportantes de la derivación Conchano, cuyos registros se cuentan a partir del año 1983, obteniéndose una masa disponible promedio de 157.84 Hm³/año.

Se procedió a realizar la extensión de la información hidrométrica en la derivación Conchano (desde el año 1959 a 1983), obteniéndose una masa disponible promedio de 91.11 Hm³/año.

Para naturalizar los caudales del río Chancay-Lambayeque (1914-2011), se le restó los caudales aportantes del Túnel Chotano, cuyos registros se cuentan a partir del año 1983, obteniéndose una masa disponible naturalizada promedio del río Chancay-Lambayeque de 856.94 Hm³/año.

Las masas medias mensuales del río Chancay-Lambayeque, periodo (1914-2011), se resumen en el Cuadro N° 05.

**CUADRO N°04: DESCARGAS MEDIAS MENSUALES DEL RÍO
CHANCAY-LAMBAYEQUE ESTACIÓN RACA RUMI PERIODO (1914 – 2011)**

DESCARGAS MEDIAS MENSUALES (m3/s)															
ESTACION		CARHUAQUERO Y RACA RUMI										PERIODO		1914-2011	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	PROM		
1914	5.2	19.7	73.7	111.0	50.8	21.6	12.5	9.5	8.4	9.3	9.3	28.8	31.7		
1915	46.7	73.8	93.1	53.1	38.7	15.0	8.5	6.1	9.2	7.8	24.1	33.5	34.1		
1916	19.4	38.3	44.9	43.1	31.0	25.4	12.7	8.3	6.2	22.9	23.3	19.5	24.6		
1917	8.1	22.8	28.6	191.9	57.1	27.4	20.6	16.1	25.3	52.1	31.9	22.4	43.7		
1918	34.1	49.4	72.4	37.1	58.1	60.6	15.8	8.6	12.1	23.6	17.8	11.9	33.5		
1919	25.5	89.8	51.0	111.9	49.5	16.3	9.7	5.8	7.0	17.5	13.2	25.7	35.2		
1920	23.9	32.3	93.5	109.6	24.3	10.0	9.0	6.2	8.5	13.0	9.0	14.3	29.5		
1921	27.1	73.0	114.6	93.9	33.0	15.0	10.6	6.7	7.8	17.2	8.9	31.5	36.6		
1922	48.8	74.6	101.2	124.3	45.4	19.4	9.6	9.8	9.4	4.8	10.2	14.2	39.3		
1923	35.4	34.5	96.9	90.4	18.1	8.7	5.8	3.5	6.4	6.2	7.7	12.7	27.2		
1924	16.2	5.1	62.9	53.4	65.8	37.5	15.4	6.6	10.7	17.7	11.5	9.6	26.0		
1925	14.7	167.6	465.1	392.7	67.4	19.9	18.9	9.6	5.9	14.5	40.2	31.7	104.0		
1926	7.7	74.4	96.5	39.9	21.8	18.0	9.4	6.7	6.3	6.6	7.2	7.7	25.2		
1927	26.6	53.4	42.2	42.4	33.3	30.4	12.9	7.3	13.5	46.5	35.7	26.6	30.9		
1928	10.9	28.2	98.2	87.6	69.3	25.4	11.2	8.5	9.0	29.9	19.1	10.7	33.8		
1929	31.0	21.2	85.5	71.2	34.2	35.4	15.9	11.7	12.8	36.8	40.1	31.6	35.6		
1930	28.2	86.8	69.9	73.4	52.7	27.6	15.1	11.5	8.9	11.0	11.4	28.4	35.4		
1931	25.0	20.5	46.2	71.4	22.2	15.4	7.7	5.3	5.9	15.8	10.6	27.3	22.8		
1932	41.3	45.1	52.1	63.1	69.6	24.6	14.5	10.1	10.1	12.9	17.8	34.9	33.0		
1933	45.6	51.3	81.3	79.9	32.6	20.8	12.5	10.6	14.2	16.0	8.9	8.9	31.9		
1934	28.2	36.1	78.8	63.1	32.9	26.0	13.7	9.0	7.8	11.8	10.0	7.1	27.0		
1935	28.4	10.7	50.3	43.2	27.9	13.8	7.7	5.5	4.8	10.1	32.6	39.9	22.9		
1936	56.8	28.4	27.6	53.0	53.2	19.3	10.7	6.8	7.2	12.5	17.8	6.1	24.9		
1937	12.1	16.5	24.6	27.9	12.4	9.0	6.1	4.0	9.0	26.0	16.8	23.7	15.7		
1938	14.9	50.8	77.9	59.9	30.2	18.5	13.2	10.2	9.8	8.4	5.0	4.7	25.3		
1939	15.6	21.6	47.7	62.5	45.1	22.4	17.0	12.2	19.4	17.8	8.6	22.4	26.0		
1940	21.3	24.8	30.2	42.5	31.7	30.8	11.2	7.4	14.0	29.9	11.8	10.2	22.1		
1941	25.6	52.0	63.2	94.7	89.8	20.2	11.5	7.7	7.0	6.2	5.7	16.2	33.3		
1942	18.5	46.2	34.6	50.1	51.6	13.5	7.1	4.9	4.1	7.6	9.0	7.9	21.3		
1943	11.8	69.1	49.1	61.8	35.3	27.1	11.8	7.2	6.0	12.3	7.7	19.2	26.5		
1944	14.3	70.7	59.9	37.9	34.7	19.8	10.7	6.6	6.6	11.6	5.3	13.8	24.3		
1945	26.2	52.8	48.3	56.1	22.6	9.9	7.6	5.8	4.8	4.6	11.0	14.2	22.0		
1946	34.8	52.5	43.8	43.3	45.8	20.4	9.0	5.9	4.2	14.5	21.0	16.3	26.0		
1947	11.7	32.5	24.8	47.1	51.6	30.3	17.5	11.2	31.0	27.9	56.1	28.2	30.8		
1948	40.4	28.0	36.3	49.5	36.5	21.9	9.7	5.8	5.4	27.0	37.4	14.8	26.0		
1949	10.6	25.0	67.8	48.8	23.5	16.4	12.5	8.4	5.6	7.9	15.9	5.4	20.7		
1950	5.3	27.8	32.6	35.8	18.2	10.9	12.4	5.8	4.5	5.7	10.1	21.7	15.9		
1951	18.3	21.3	26.9	31.1	29.9	12.8	5.5	4.1	4.1	9.5	18.8	25.2	17.3		
1952	39.8	24.9	36.3	53.8	21.7	10.8	5.2	4.0	3.0	4.2	5.0	16.9	18.8		
1953	47.0	93.3	82.9	60.8	26.0	13.6	8.0	5.2	6.3	14.1	22.1	22.3	33.5		
1954	22.0	34.8	52.4	36.6	33.0	15.1	7.9	4.7	3.4	12.9	24.2	9.5	21.4		
1955	25.9	25.6	48.7	37.8	33.6	20.5	9.9	7.4	9.1	9.6	12.2	10.2	20.9		
1956	14.0	53.5	66.4	54.0	30.8	19.3	14.0	8.1	6.8	28.9	12.3	8.6	26.4		
1957	14.4	30.7	61.3	72.1	33.7	17.3	6.2	5.3	5.2	5.9	22.0	11.8	23.8		
1958	39.1	20.7	49.7	42.2	38.4	18.3	8.9	6.5	5.6	13.7	10.9	6.3	21.7		
1959	7.3	21.6	53.2	64.5	40.3	17.6	9.7	6.9	4.5	9.4	13.3	17.6	22.2		
1960	21.2	41.2	37.4	54.7	46.1	15.2	8.8	6.7	6.3	6.9	10.9	14.8	22.5		
1961	31.2	27.1	33.6	47.8	38.4	19.4	9.9	5.7	5.2	5.5	6.4	15.4	20.5		
1962	30.2	77.6	58.5	74.1	28.4	13.5	8.4	5.8	4.7	4.5	6.8	5.6	26.5		
1963	7.0	6.1	39.8	40.1	18.5	6.7	4.4	3.5	3.2	7.7	14.6	29.2	15.1		
1964	38.6	44.8	39.7	63.8	31.5	16.3	10.8	11.4	10.7	22.9	41.2	16.8	29.0		
1965	19.7	23.0	58.7	66.7	31.0	13.6	10.2	5.8	8.8	19.6	38.0	17.5	26.0		
1966	38.6	19.7	23.2	33.4	39.7	14.2	7.9	5.4	5.4	29.3	24.5	10.9	21.0		
1967	44.0	70.9	59.3	33.6	24.9	12.4	8.7	5.3	4.4	21.6	14.4	11.2	25.9		
1968	9.3	12.1	31.6	16.9	11.9	6.0	5.1	5.5	14.5	39.0	18.8	6.9	14.8		
1969	19.6	31.7	56.3	91.1	25.5	21.4	10.1	7.7	7.5	12.7	28.7	50.6	30.2		
1970	39.0	21.8	42.7	46.0	71.4	26.0	12.9	7.8	11.4	34.2	34.1	51.1	33.2		
1971	45.9	60.0	163.9	98.9	44.3	30.5	17.8	19.9	18.7	44.4	37.6	39.7	51.8		
1972	41.5	27.5	125.0	64.1	35.0	19.8	12.8	10.0	8.9	13.4	14.7	23.2	33.0		
1973	25.4	26.4	55.9	126.0	51.2	30.0	29.8	18.0	32.8	33.0	41.7	28.8	41.6		
1974	41.9	68.6	54.1	39.9	29.0	22.1	14.3	11.0	16.9	43.1	27.1	30.4	33.2		
1975	56.7	75.0	167.1	117.7	58.1	31.9	23.3	14.6	28.3	52.5	30.4	13.5	55.8		
1976	39.5	52.7	75.1	66.8	35.6	29.3	16.1	8.2	6.2	5.2	6.0	7.2	29.0		
1977	26.9	89.4	79.6	61.2	35.7	22.2	12.7	7.8	7.7	9.4	17.6	28.1	33.2		
1978	12.0	14.1	26.0	38.1	43.8	18.1	10.7	6.6	8.8	7.3	15.4	17.9	18.2		
1979	24.5	22.1	99.9	41.9	33.8	17.0	11.5	8.5	16.4	7.9	5.8	4.9	24.5		
1980	5.6	13.8	23.1	27.8	14.3	10.1	5.1	3.9	2.7	23.3	36.4	35.5	16.8		
1981	13.7	72.0	64.1	48.0	17.4	21.9	12.0	7.2	5.6	19.7	26.8	30.3	28.2		
1982	21.5	36.3	26.1	48.3	40.1	21.0	11.9	6.4	9.6	35.9	31.3	72.0	30.0		
1983	76.3	44.0	117.1	116.5	73.8	32.8	14.2	7.7	12.9	13.1	10.3	31.8	45.9		
1984	17.0	119.3	121.2	73.0	67.1	29.5	26.5	12.1	14.6	45.1	22.5	25.1	47.7		
1985	15.0	18.4	26.4	21.1	15.1	9.1	5.4	6.6	8.1	19.4	7.7	16.4	14.0		
1986	33.7	44.2	30.3	95.9	48.9	17.9	11.8	11.7	7.7	14.1	36.6	31.2	32.0		
1987	83.0	72.2	40.0	31.9	28.1	11.9	9.2	13.0	12.2	15.3	20.4	13.8	29.2		
1988	36.0	68.4	36.5	56.4	38.4	20.7	10.9	8.2	9.3	17.1	35.2	18.0	29.6		
1989	68.3	107.6	95.1	100.0	31.4	16.0	9.4	5.8	10.6	37.9	19.9	10.5	42.7		
1990	7.5	28.8	22.6	37.4	29.9	13.5	7.2	5.1	26.3	30.4	35.8	22.9	22.9		
1991	14.0	27.1	85.0	59.2	48.5	14.2	8.3	5.4	4.1	5.4	8.9	12.6	24.4		
1992	25.9	15.4	35.8	61.7	34.0	19.6	8.9	5.3	8.7	17.6	12.8	8.2	21.2		
1993	13.0	65.6	129.5	119.0	60.8	26.6	12.7	7.4	8.2	28.0	49.8	29.2	45.8		
1994	68.5	82.0	98.5	90.5	38.2	19.5	10.2	5.8	4.1	4.7	18.9	2			

**CUADRO N°05: MASAS MEDIAS MENSUALES DEL RÍO
CHANCA Y-LAMBAYEQUE ESTACIÓN RACA RUMI PERIODO (1914 – 2011)**

MASAS MEDIAS MENSUALES (Hm3)															
ESTACION		CARHUAQUERO Y RACA RUMI										PERIODO		1914-2011	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	TOTAL		
1914	67.6	47.7	197.4	287.8	136.2	56.1	33.5	25.3	21.8	25.0	24.1	77.2	999.6		
1915	125.1	178.5	249.3	137.7	103.6	39.0	22.8	16.2	23.9	21.0	62.6	89.7	1069.4		
1916	51.9	95.9	120.3	111.6	83.0	65.8	34.0	22.1	16.1	61.4	60.3	52.1	774.6		
1917	75.3	55.2	76.6	497.5	152.9	70.9	55.1	43.0	65.7	139.4	82.8	60.0	1374.5		
1918	91.4	119.5	193.8	96.1	155.5	157.1	42.4	23.1	31.3	63.1	46.2	31.8	1051.4		
1919	68.4	217.3	136.5	290.0	132.5	42.2	25.9	15.5	18.2	47.0	34.1	68.9	1096.5		
1920	63.9	81.0	250.6	284.1	65.1	26.0	24.0	16.7	22.1	34.8	23.4	38.3	929.9		
1921	72.5	176.7	307.0	243.5	88.5	38.9	28.3	18.0	20.3	46.1	22.9	84.4	1147.0		
1922	130.8	180.6	271.0	322.2	121.7	50.3	25.7	26.1	24.4	12.7	26.4	37.9	1229.9		
1923	94.8	83.4	259.5	234.3	48.6	22.6	15.5	9.4	16.7	16.5	20.0	34.1	855.3		
1924	43.5	12.7	168.4	138.5	176.2	97.2	41.3	17.6	27.8	47.5	29.7	25.7	825.9		
1925	39.4	405.4	1245.8	1017.8	180.6	51.6	50.7	25.7	15.2	39.0	104.1	85.0	3260.3		
1926	20.5	180.0	258.4	103.4	58.3	46.8	25.1	18.0	16.3	17.7	18.8	20.5	783.7		
1927	71.2	129.3	113.0	109.9	89.2	78.8	34.5	19.5	35.1	124.5	92.6	71.2	968.8		
1928	29.3	65.6	263.0	227.0	185.5	65.7	30.1	22.9	23.2	80.1	49.5	28.7	1070.6		
1929	83.1	51.3	229.0	184.7	91.7	91.9	42.5	31.5	33.2	98.4	103.9	84.6	1125.7		
1930	75.5	210.1	187.2	190.3	141.1	71.6	40.5	30.8	23.1	29.4	29.6	76.2	1105.3		
1931	67.1	49.5	123.7	185.0	59.4	40.0	20.7	14.3	15.2	42.3	27.5	73.0	717.8		
1932	110.6	113.0	139.4	163.5	186.4	63.7	38.8	26.9	26.1	34.7	46.1	93.6	1042.7		
1933	122.1	124.2	217.9	207.1	87.3	53.8	33.5	28.3	36.8	42.9	23.0	23.7	1000.6		
1934	75.5	87.4	211.0	163.4	88.1	67.4	36.8	24.0	20.2	31.5	25.9	18.9	850.2		
1935	76.1	26.0	134.8	112.0	74.7	35.9	20.7	14.8	12.5	27.1	84.5	106.9	726.1		
1936	152.0	71.1	74.0	137.4	142.4	49.9	28.7	18.2	18.6	33.6	46.1	16.4	788.5		
1937	32.4	39.9	66.0	72.4	33.2	23.3	16.3	10.7	23.2	69.5	43.5	63.5	493.9		
1938	39.9	122.8	208.8	155.2	80.9	48.1	35.4	27.4	25.5	22.5	13.1	12.7	792.2		
1939	41.7	52.3	127.8	161.9	120.9	58.0	45.5	32.6	50.2	47.7	22.3	60.1	821.1		
1940	57.0	62.2	80.9	110.1	84.9	79.7	29.9	19.9	36.3	80.0	30.6	27.4	699.0		
1941	68.6	125.9	169.3	245.5	240.4	52.3	30.9	20.6	18.1	16.5	14.9	43.4	1046.4		
1942	49.6	111.7	92.7	130.0	138.1	34.9	19.1	13.0	10.7	20.3	23.4	21.2	664.7		
1943	31.7	167.1	131.6	160.3	94.5	70.2	31.6	19.2	15.7	33.1	20.0	51.3	826.1		
1944	38.3	177.2	160.3	98.2	92.9	51.4	28.7	17.8	17.2	31.2	13.7	37.0	763.8		
1945	70.1	127.6	129.4	145.3	60.4	25.6	20.4	15.4	12.5	12.3	28.6	38.1	685.8		
1946	93.3	127.1	117.3	112.2	122.6	52.9	24.1	15.9	10.8	38.8	54.5	43.7	813.0		
1947	31.4	78.6	66.5	122.1	138.3	78.5	46.9	30.1	80.2	74.8	145.4	75.6	968.5		
1948	108.3	70.0	97.3	128.2	97.7	56.6	25.9	15.5	14.0	72.4	96.9	39.6	822.4		
1949	28.5	60.5	181.7	126.4	63.0	42.6	33.3	22.5	14.5	21.2	41.2	14.5	650.0		
1950	14.3	67.2	87.2	92.7	48.8	28.2	33.1	15.4	11.6	15.3	26.2	58.0	498.0		
1951	49.1	51.5	72.1	80.5	80.0	33.3	14.7	10.9	10.6	25.5	48.6	67.5	544.3		
1952	106.7	62.3	97.2	139.4	58.2	28.1	13.9	10.7	7.8	11.3	12.8	45.2	593.6		
1953	126.0	225.8	222.0	157.5	69.5	35.4	21.5	13.9	16.3	37.6	57.3	59.7	1042.4		
1954	58.8	84.2	140.4	95.0	88.3	39.1	21.0	12.5	8.9	34.6	62.8	25.3	670.9		
1955	69.4	62.0	130.3	98.0	90.0	53.1	26.6	19.8	23.7	25.8	31.6	27.4	657.5		
1956	37.6	134.0	177.8	140.1	82.5	50.1	37.4	21.6	17.5	77.4	31.9	23.1	831.0		
1957	38.5	74.4	164.3	186.8	90.3	44.9	16.7	14.1	13.6	15.8	57.0	31.7	748.0		
1958	104.9	50.0	133.1	109.5	102.9	47.6	23.8	17.5	14.4	36.6	28.2	16.8	685.1		
1959	19.6	52.4	142.6	167.3	108.0	45.6	25.9	18.6	11.7	25.2	34.5	47.1	698.3		
1960	56.9	103.3	100.2	141.8	123.4	39.4	23.7	18.0	16.5	18.5	28.1	39.6	709.4		
1961	83.6	65.6	89.9	123.9	102.8	50.4	26.5	15.4	13.4	14.7	16.7	41.3	644.2		
1962	80.9	187.7	156.6	191.9	76.1	35.1	22.6	15.6	12.3	12.2	17.7	14.9	823.6		
1963	18.9	14.7	106.7	104.1	49.5	17.4	11.8	9.3	8.2	20.5	37.8	78.1	477.0		
1964	103.4	112.2	106.2	165.5	84.4	42.1	28.8	30.5	27.6	61.2	106.7	45.0	913.8		
1965	52.7	55.8	157.2	172.8	83.0	35.1	27.4	15.5	22.8	52.5	98.4	47.0	820.2		
1966	103.3	47.6	62.1	86.5	106.3	36.9	21.2	14.5	14.1	78.5	63.5	29.2	663.5		
1967	118.0	171.5	158.8	87.1	66.7	32.1	23.3	14.2	11.3	57.9	37.3	30.0	808.1		
1968	24.9	30.2	84.7	43.7	31.8	15.5	13.7	14.8	37.6	104.6	48.8	18.6	468.9		
1969	52.6	76.7	150.7	236.2	68.4	55.5	27.0	20.7	19.5	33.9	74.3	135.6	951.2		
1970	104.4	52.6	114.3	119.3	191.2	67.4	34.5	20.9	29.5	91.7	88.5	137.0	1051.3		
1971	122.9	145.1	438.9	256.2	118.7	78.9	47.6	53.2	48.6	118.9	97.4	106.4	1632.9		
1972	111.2	68.9	334.9	166.1	93.6	51.5	34.2	26.7	23.1	35.8	38.1	62.1	1046.3		
1973	68.0	63.9	149.7	326.6	137.0	77.7	79.8	48.3	84.9	88.4	108.1	77.2	1309.5		
1974	112.1	165.9	145.0	103.3	77.6	57.3	38.4	29.6	43.8	115.5	70.3	81.4	1040.1		
1975	151.9	181.4	447.5	305.1	155.7	82.6	62.4	39.1	73.4	140.7	78.9	36.2	1754.9		
1976	105.8	132.0	201.2	173.2	95.3	75.9	43.0	22.0	16.1	14.0	15.4	19.4	913.4		
1977	72.1	216.3	213.2	158.7	95.6	57.6	34.0	20.9	20.0	25.2	45.5	75.4	1034.5		
1978	32.0	34.0	69.6	98.7	117.2	46.9	28.8	17.8	22.9	19.6	39.8	47.8	575.1		
1979	65.5	53.6	267.7	108.6	90.4	44.2	30.8	22.8	42.4	21.2	15.1	13.1	775.4		
1980	14.9	34.7	62.0	72.1	38.3	26.1	13.8	10.5	6.9	62.4	94.4	95.1	531.2		
1981	36.6	174.2	171.6	124.5	46.7	56.8	32.0	19.4	14.6	52.8	69.4	81.2	879.8		
1982	57.6	87.9	70.0	125.3	107.4	54.4	31.8	17.2	24.9	96.0	81.0	192.9	946.6		
1983	204.5	106.5	313.7	301.9	197.6	85.1	38.1	20.6	33.5	35.0	26.8	85.1	1448.3		
1984	45.4	298.8	324.5	189.2	179.7	76.4	71.0	32.3	37.8	120.8	58.4	67.1	1501.6		
1985	40.2	44.5	70.7	54.6	40.4	23.6	14.5	17.7	21.1	51.9	19.9	43.9	442.8		
1986	90.4	106.9	81.2	248.6	131.1	46.5	31.7	31.3	20.1	37.7	94.9	83.5	1003.8		
1987	222.2	174.6	107.1	82.6	75.3	30.7	24.6	34.9	31.6	41.1	53.0	37.0	914.7		
1988	96.4	171.4	97.8	146.1	102.7	53.5	29.3	21.9	24.1	45.9	91.2	48.3	928.5		
1989	182.9	260.2	254.7	259.1	84.1	41.6	25.1	15.4	27.5	101.6	51.6	28.1	1332.0		
1990	20.1	69.7	60.5	96.9	80.0	77.4	36.1	19.3	13.3	70.					

**CUADRO N°06: DESCARGAS MÁXIMAS PARA 92 AÑOS ESTACIÓN
“BOCATOMA RACA RUMI”-RIO CHANCAY
AÑO 1914-2005**

AÑO	DESCARGA MAXIMA Y (m3/s)	DESCARGA MAXIMA ORDEN DESCENDIENTE	n
1914	290	1500	1
1915	93.065	783.8	2
1916	44.903	662	3
1917	350	376.52	4
1918	72.355	350	5
1919	300	330	6
1920	109.6	322.23	7
1921	114.613	315.72	8
1922	300	300	9
1923	96.355	300	10
1924	65.774	290	11
1925	1500	289.24	12
1926	330	284.75	13
1927	53.438	280	14
1928	280	138.907	15
1929	85.505	125.988	16
1930	86.838	125.048	17
1931	71.377	121.169	18
1932	69.598	114.613	19
1933	81.339	110.527	20
1934	78.821	109.6	21
1935	50.336	107.567	22
1936	56.756	106.553	23
1937	27.948	99.941	24
1938	77.949	98.663	25
1939	62.378	98.491	26
1940	44.031	96.355	27
1941	94.717	95.905	28
1942	51.563	94.717	29
1943	69.102	93.065	30

1944	71.494	92.678	31
1945	56.068	91.143	32
1946	52.546	89.27	33
1947	56.084	86.838	34
1948	49.455	85.505	35
1949	65.71	85.019	36
1950	35.772	82.966	37
1951	31.065	81.339	38
1952	53.777	78.821	39
1953	92.678	77.949	40
1954	52.425	77.583	41
1955	47.046	75.104	42
1956	66.375	72.896	43
1957	72.896	72.355	44
1958	49.69	72.032	45

AÑO	DESCARGA MAXIMA Y (m3/s)	DESCARGA MAXIMA ORDEN DESCNDIENTE	n
1959	64.529	72.011	46
1960	54.719	71.494	47
1961	47.98	71.377	48
1962	77.583	71.331	49
1963	40.149	70.876	50
1964	63.851	69.598	51
1965	66.738	69.102	52
1966	39.617	68.737	53
1967	70.876	68.406	54
1968	39.115	66.738	55
1969	91.143	66.375	56
1970	71.331	65.774	57
1971	284.75	65.71	58
1972	125.048	64.529	59
1973	125.988	63.851	60

1974	68.737	62.378	61
1975	289.24	61.704	62
1976	75.104	61.447	63
1977	89.27	58.143	64
1978	43.754	56.756	65
1979	99.941	56.084	66
1980	36.436	56.068	67
1981	72.011	54.719	68
1982	72.032	53.777	69
1983	783.8	53.438	70
1984	121.169	52.546	71
1985	26.405	52.425	72
1986	95.905	51.563	73
1987	82.966	51.464	74
1988	68.406	50.336	75
1989	107.567	49.839	76
1990	37.385	49.69	77
1991	85.019	49.455	78
1992	61.704	47.98	79
1993	322.23	47.046	80
1994	98.491	44.903	81
1995	51.464	44.031	82
1996	98.663	43.754	83
1997	58.143	40.149	84
1998	662	39.617	85
1999	106.553	39.115	86
2000	110.527	37.385	87
2001	138.907	36.436	88
2002	315.72	35.772	89
2003	61.447	31.065	90
2004	49.839	27.948	91
2005	376.52	26.405	92

3.1.2.3 SEDIMENTACIÓN

El estudio del fenómeno hidrológico e hidráulico y del transporte de sedimentos en los ríos es de mucha importancia para el diseño de la vida útil de las estructuras hidráulicas y así adoptar las previsiones necesarias.

El conocimiento de la cantidad de sedimentos que transporta una corriente es útil para determinar la frecuencia de mantenimiento o limpieza del cauce de un río, así como los efectos erosivos que puedan ocasionar en el fondo y riberas del cauce.

Para distinguir la forma de transporte, que pueda afectar a una obra o que debe ser tomada en cuenta para diferentes problemas, conviene dividir el transporte de sedimentos en dos formas:

A) TRANSPORTE DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

Son las partículas sólidas y finas que la corriente transporta en suspensión tales como: arenas, limos y arcillas.

En realidad no existe en la actualidad ninguna estación hidrométrica que realice mediciones de sólidos en suspensión que transporta el río Chancay, por la cual hay dificultad de llegar a una conclusión tan importante.

B) TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO

Son partículas relativamente gruesas como gravas que transporta la corriente por arrastre sobre la superficie del lecho del río.

Permite conocer cuantitativamente la capacidad teórica máxima de transporte de los ríos en un determinado periodo de tiempo, cuya información servirá para efectuar los cálculos de diseño.

Cabe señalar, que el río Reque solo tiene poder de arrastre en las épocas de avenidas que duran de uno a tres meses durante el año, y sus nuevos depósitos de sedimentos adquieren importancia y significación, sólo durante las descargas regulares que se repiten cada 10 años aproximadamente.

3.1.2.4 METEOROLOGÍA

Los parámetros climatológicos de precipitación, evaporación total mensual, humedad relativa, número medio de horas sol día, temperatura media mensual, máxima y mínima, velocidad del viento, son los de mayor importancia en cuanto a la tipificación o caracterización de la climatología de la zona alta de la cuenca del río Chancay-Lambayeque - Lambayeque. Para ello se ha considerado estaciones enmarcadas en toda la cuenca del río ChancayLambayeque, para su descripción e interpretación y en caso de no existir la variable analizada dentro de las subcuencas se ha recurrido a estaciones cercanas al límite de la cuenca y así fijar las tendencias de las diferentes variables meteorológicas.

Para la parte alta de la cuenca se ha contemplado 06 estaciones climatológicas; dichas estaciones se clasifican en: 02 climatológicas principales y 04 climatológicas ordinarias.

A) PRECIPITACIÓN

En la parte media y baja de la cuenca del río ChancayLambayeque, se presenta cada cierto lapso de tiempo el fenómeno El Niño, que se caracteriza por las precipitaciones pluviales extraordinarias, como las del verano 1983 y 1998.

El análisis de la precipitación del área del Proyecto se ha basado en los registros de 44 años (1964-2008) existentes en algunas estaciones pluviométricas, en otras, con datos incompletos, se ha cubierto el vacío mediante cálculos estadísticos de correlaciones y/o proporciones.

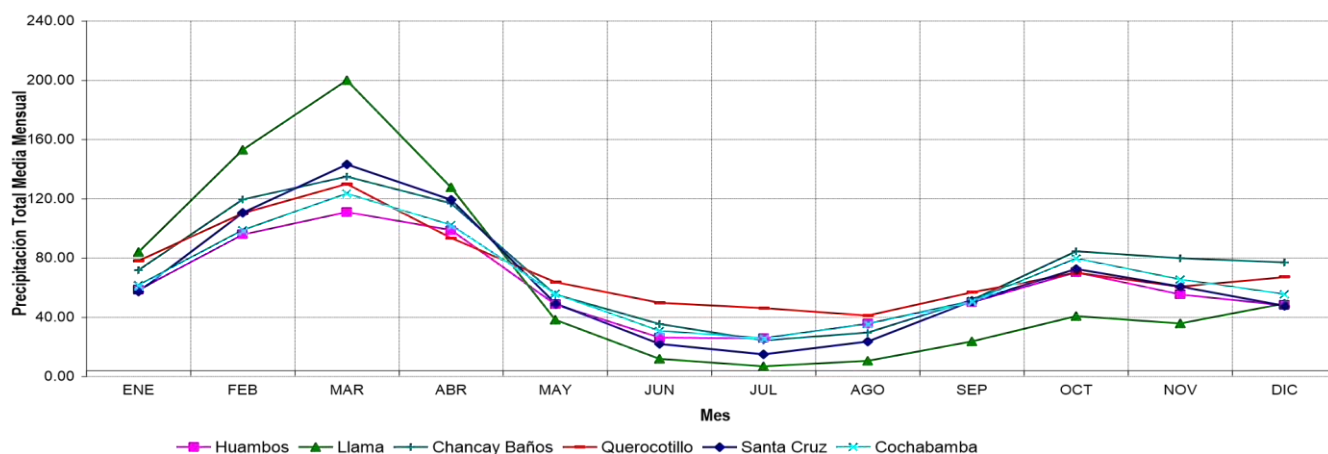
En las Figura 1, se presentan las variaciones mensuales de las precipitaciones en la zona, que corresponde a la parte noreste de la cuenca del río Chancay-Lambayeque, con precipitaciones medias anuales de 801.27 mm, que comprenden las estaciones de Huambos, Llama, Santa Cruz, Cochabamba, Chancay-Lambayeque Baños y Querocotillo.

FIG. 1: VARIACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm) EN ESTACIONES CONSIDERADAS EN EL ESTUDIO

PRECIPITACIÓN TOTAL MEDIA MENSUAL EN ESTACIONES

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO	DEPEND. CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Huambos	06° 27'	78° 58'	2200.00	CP	1963-2008	SENAMHI	58.40	95.66	110.95	98.82	48.61	26.16	25.44	35.50	49.93	70.39	55.30	47.98	60.26
Llama	06° 30' 52"	79° 07' 21"	2133.50	CO	1963-2008	SENAMHI	83.92	152.90	199.96	127.57	38.26	11.83	6.83	10.56	23.67	40.71	35.75	49.15	65.09
	06° 37'	78° 57'	2000.00	CO	1963-2008	SENAMHI	57.31	110.52	143.21	119.31	49.29	21.98	15.00	23.64	50.95	72.61	60.75	47.67	64.35
Santa Cruz																			
Cochabamba	06° 27'	78° 53'	1672.00	CO	1963-2008	SENAMHI	61.64	98.66	123.41	102.16	55.60	30.69	25.71	35.39	50.98	79.50	65.43	55.41	65.38
Chancay Baños	06° 34'	78° 52'	1677.00	CO	1963-2008	SENAMHI	71.72	119.49	134.90	116.84	55.22	35.37	24.18	29.58	51.51	84.47	79.71	76.96	73.33
	06° 16'	79° 02'	1980.00	PLU	1963-2008	SENAMHI	78.00	110.18	129.97	93.53	63.66	49.71	46.17	41.02	56.76	69.97	60.58	67.02	72.21
Querocotillo																			

GRÁFICO DE LA PRECIPITACIÓN TOTAL MEDIA MENSUAL



B) TEMPERATURA

Temperatura Media

Para el análisis de la temperatura se ha utilizado los datos de las estaciones Huambos y Llama, por ser las más representativas para estudiar la distribución de la temperatura tanto en las cuencas de recepción como en la zona a irrigar con la ejecución del Proyecto.

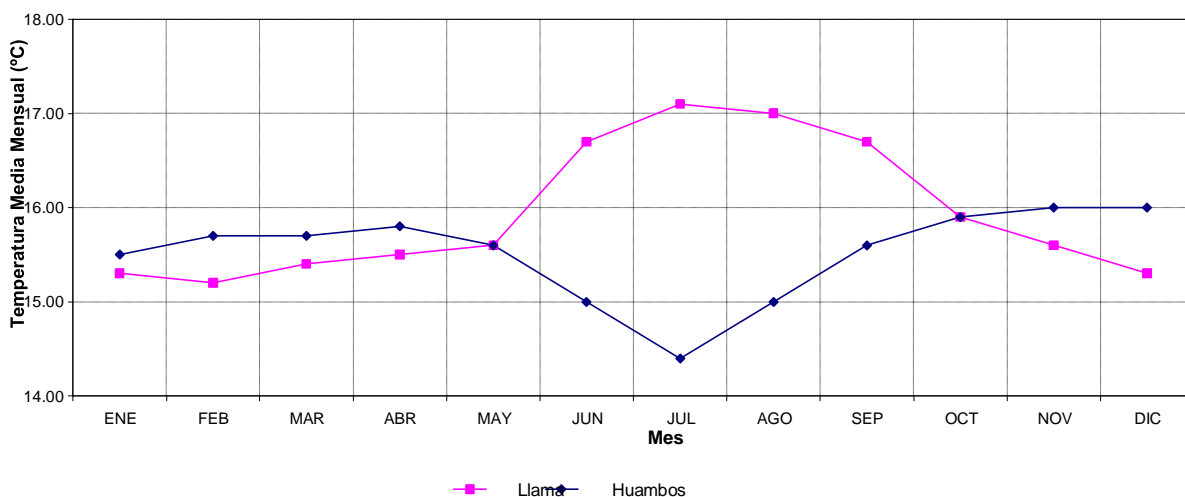
En el Cuadro de la Figura N° 2, se muestra tanto la temperatura media mensual y anual, de las estaciones Huambos y Llama. Las temperaturas son similares en ambas estaciones, siendo ligeramente más frío en la estación Huambos. En Llama, la temperatura media mensual varía entre 15.2 °C (en febrero) y 17.1 °C (en julio).

FIG. 2: VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C) EN ESTACIONES CONSIDERADAS EN EL ESTUDIO

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL EN ESTACIONES

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Llama	06° 30' 52"	79° 07' 21"	2133.50	CO	2000-2008	SENAMHI	15.30	15.20	15.40	15.50	15.60	16.70	17.10	17.00	16.70	15.90	15.60	15.30	15.94
Huambos	06° 27'	78° 58'	2200.00	CP	1966-1996	SENAMHI	15.50	15.70	15.70	15.80	15.60	15.00	14.40	15.00	15.60	15.90	16.00	16.00	15.52

GRÁFICO DE LA TEMPERATURA MEDIA MENSUAL



Temperatura Máxima

La temperatura máxima anual promedio en la zona es de 20.96 °C; y con máximas mensuales de 22.81°C a 23.02°C, correspondiente a los meses de julio y agosto, respectivamente. La estación considerada para dicho análisis fue la de Llama, que comprendió el periodo 2000 – 2008.

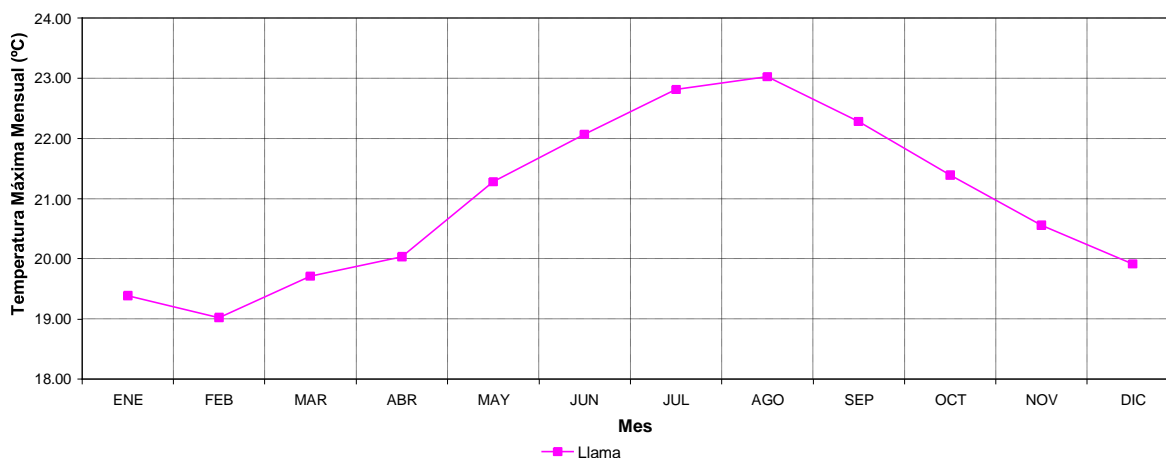
La variación de la temperatura máxima mensual de la estación meteorológica considerada, se muestran en la Figura N°3 siguiente.

FIG. 3: VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA MÁXIMA MEDIA MENSUAL (°C) EN LA ESTACIÓN LLAMA

TEMPERATURA MÁXIMA MEDIA MENSUAL EN ESTACIONES

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Llama	06° 30' 52"	79° 07' 21"	2133.50	CO	2000-2008	SENAMHI	19.39	19.02	19.71	20.03	21.28	22.07	22.81	23.02	22.28	21.39	20.56	19.91	20.96

GRÁFICO DE LA TEMPERATURA MÁXIMA MEDIA MENSUAL



Temperatura Mínima

La temperatura mínima anual promedio en la zona es de 12.56°C; y con mínimas mensuales de 11.70°C a 11.81°C, correspondiente a los meses de noviembre y diciembre, respectivamente. La estación considerada para dicho análisis fue la de Llama, que comprendió el periodo 2000 – 2008.

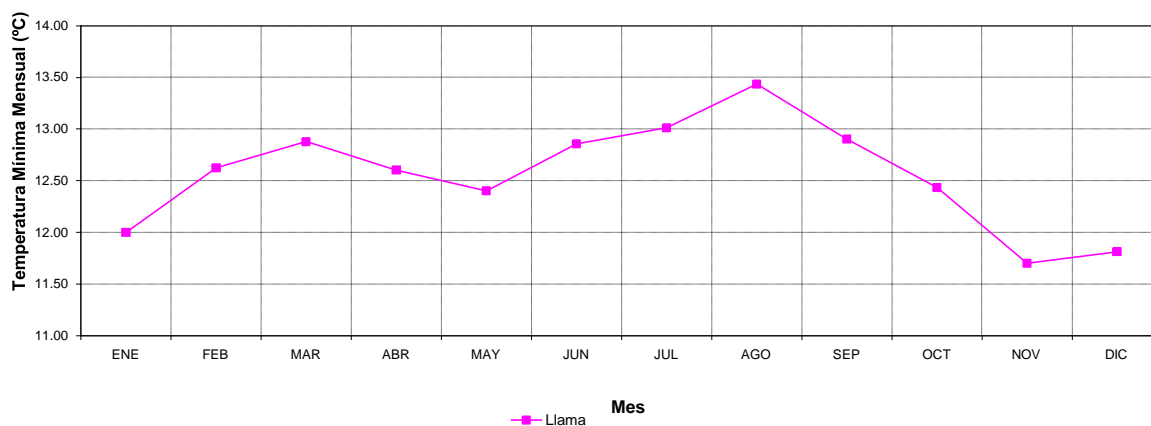
La variación de la temperatura mínima mensual de la estación meteorológica considerada, se muestran en la Figura N° 4 siguiente.

FIG. 4: VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA MÍNIMA MEDIA MENSUAL (°C) EN LA ESTACIÓN LLAMA

TEMPERATURA MÍNIMA MEDIA MENSUAL EN ESTACIONES

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Llama	06° 30' 52"	79° 07' 21"	2133.50	CO	2000-2008	SENAMHI	12.00	12.62	12.88	12.60	12.40	12.86	13.01	13.43	12.90	12.43	11.70	11.81	12.55

GRÁFICO DE LA TEMPERATURA MÍNIMA MEDIA MENSUAL



C) HUMEDAD RELATIVA

Para el análisis de la temperatura se ha utilizado los datos de las estaciones Huambos y Llama, por ser las más representativas para estudiar la distribución de la humedad relativa tanto en las cuencas de recepción como en la zona a irrigar con la ejecución del Proyecto.

En el Cuadro de la Figura N° 5, se muestra tanto la humedad relativa media mensual y anual, de las estaciones Huambos y Llama. Las humedades relativas son similares en ambas estaciones, siendo ligeramente mayor en la estación Huambos. En Llama, la humedad relativa media mensual varía entre 68.56% (en julio) y 93.56 % (en febrero).

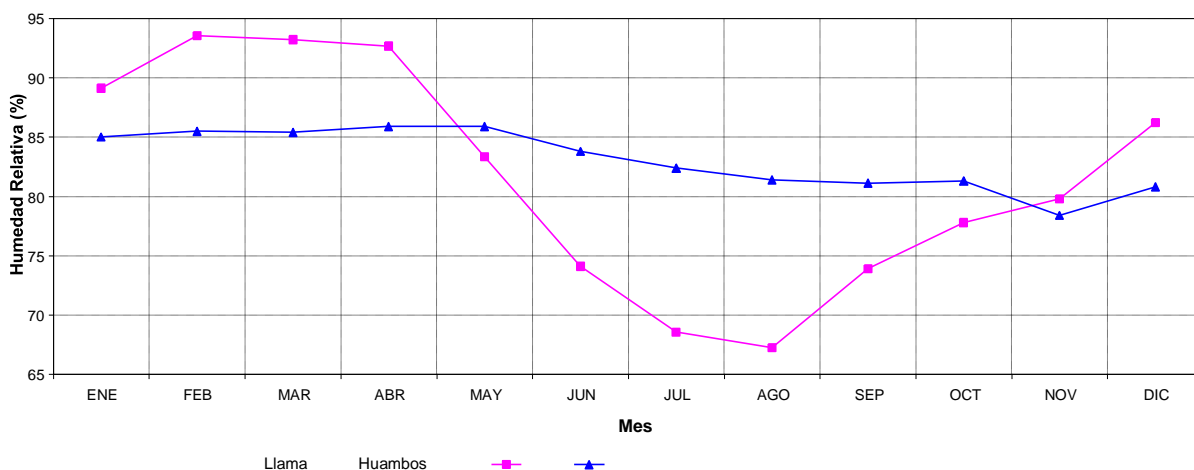
La variación de la humedad relativa en cada estación meteorológica ubicada en la zona estudio, se muestran en la Figura N° 5.

FIG. 5: VARIACIÓN DE LA HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL (%) EN LAS ESTACIONES LLAMA Y HUAMBOS

HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL EN ESTACIONES

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO DE REGISTRO	DEPENDENCIA A CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Llama	06° 30' 52"	79° 07' 21"	2133.50	CO	2000-2008	SENAMHI	89.11	93.56	93.22	92.67	83.33	74.11	68.56	67.22	73.89	77.78	79.78	86.22	81.62
Huambos	06° 27'	78° 58'	2200.00	CP	1966-1996	SENAMHI	85.00	85.50	85.40	85.90	85.90	83.80	82.40	81.40	81.10	81.30	78.40	80.80	83.08

GRÁFICO DE LA HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL



D) VELOCIDAD DEL VIENTO

Medido mediante el anemómetro, este parámetro suele estar expresado en Km/h o m/s.

La velocidad del viento media anual, en la parte alta noreste de la cuenca es de 1.46 m/s, medido en la estación Llama, ubicada a 2133.5 msnm.

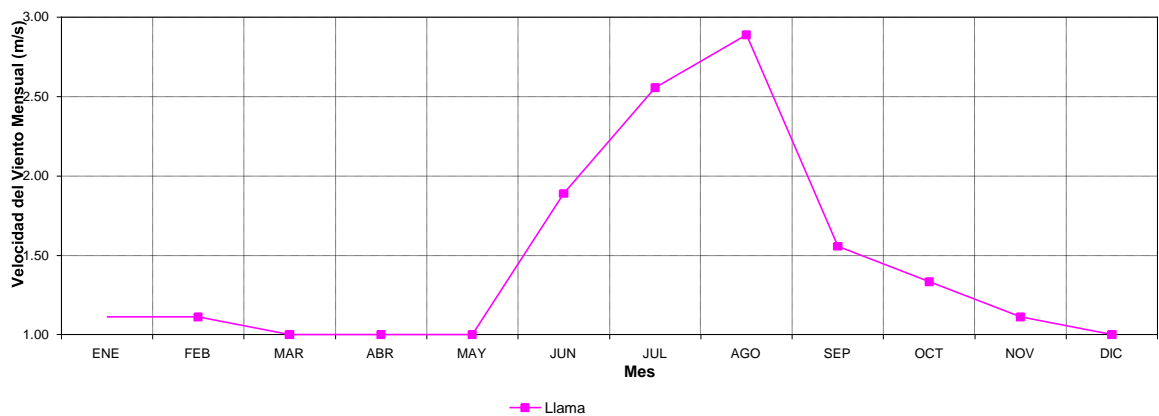
La variación de la velocidad del viento en la estación meteorológica ubicada en la parte alta de la cuenca, se muestran en la Figura N° 6.

FIG. 6: VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO (m/s) EN LA ESTACIÓN LLAMA

VELOCIDAD DEL VIENTO PROMEDIO MENSUAL

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO DE REGISTRO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Llama	06° 30' 52"	79° 07' 21"	2133.50	CO	2000-2008	SENAMHI	1.11	1.11	1.00	1.00	1.00	1.89	2.56	2.89	1.56	1.33	1.11	1.00	1.46

GRÁFICO VELOCIDAD DEL VIENTO PROMEDIO



E) HORAS DE SOL

Este parámetro describe el número de horas de sol durante un día o un mes, el mismo que es medido a través de los heliógrafos.

Las horas de sol total media anual, en la parte alta noreste de la cuenca es de 73.59 hrs., valor obtenido según los registros en la estación Huambos, correspondiente al periodo 2000-2008.

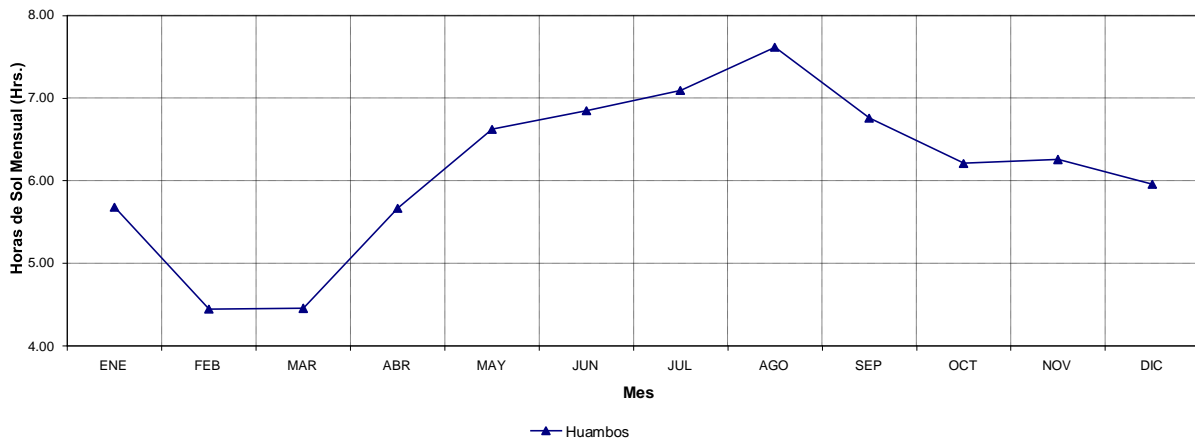
La variación de las horas de sol en la estación meteorológica ubicada en la parte alta de la cuenca, se muestran en la Figura N° 7.

FIG. 7: VARIACIÓN DE HORAS DE SOL (Hrs) EN LA ESTACIÓN LLAMA

HORAS DE SOL PROMEDIO MENSUAL

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Huambos	06° 27'	78° 58'	2200.00	CP	2000-2008	SENAMHI	5.68	4.44	4.46	5.67	6.62	6.84	7.09	7.61	6.76	6.21	6.26	5.96	6.13

GRÁFICO HORAS DE SOL PROMEDIO



F) EVAPORACIÓN

La evaporación suele ser medida por evaporímetros de Tanque Clase A o Piche. La determinación de este parámetro es importante, en el cálculo de la evaporación de embalses así como en el cálculo de la Evapotranspiración en el valle y en la cuenca.

La evaporación media anual, en la estación Llama es de 62.69%, siendo la mínima mensual de 32.90% en el mes de febrero, y la máxima mensual de 100.80% en el mes de agosto.

La evaporación media anual, en la estación Huambos es de 80.84%, siendo la mínima mensual de 64.00% en el mes de marzo, y la máxima mensual de 101.50% en el mes de agosto.

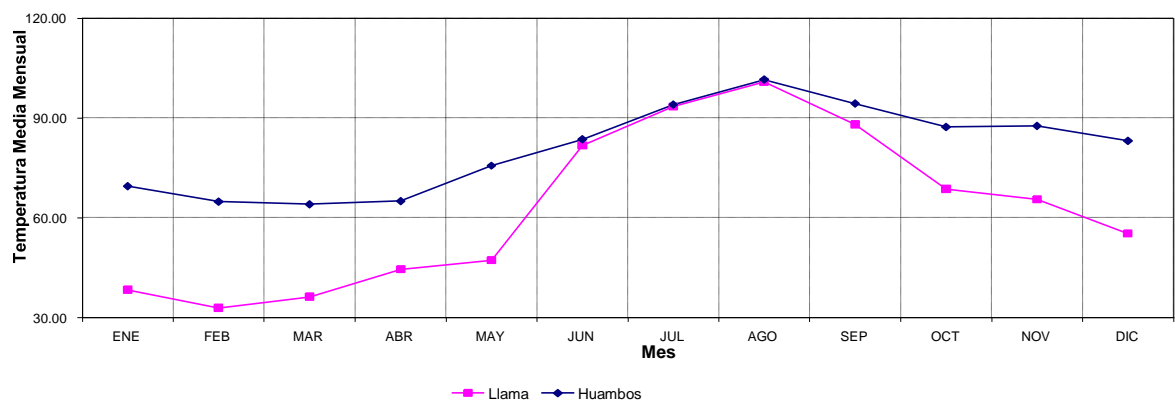
La variación de la evaporación en cada estación meteorológica ubicada en la parte alta de la cuenca, se muestran en la Figura N° 8.

**FIG. 8: VARIACIÓN DE LA EVAPORACIÓN MEDIA MENSUAL
EVAPORÍMETROS PICHE (mm) EN ESTACIONES**

EVAPORACIÓN MEDIA MENSUAL Y ANUAL (mm) OBSERVADAS EN EVAPORÍMETRO PICHE EN ESTACIONES

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD (m.s.n.m.)	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Llama	06° 30' 52"	79° 07' 21"	2133.50	CO	1966-1996	SENAMHI	38.30	32.90	36.20	44.50	47.20	81.70	93.40	100.80	88.00	68.60	65.50	55.20	62.69
Huambos	06° 27'	78° 58'	2200.00	CP	1974-1996	SENAMHI	69.40	64.80	64.00	65.00	75.60	83.50	94.00	101.50	94.30	87.30	87.60	83.10	80.84

GRÁFICO DE LA EVAPORACIÓN MEDIA MENSUAL Y ANUAL EN ESTACIONES



3.1.2.5 ECOLOGÍA

Es la descripción ecológica del valle Chancay-Lambayeque según el mapa de la zona de vida del Perú elaborado por J.A. Tossi y empleando el sistema de Holdrico.

A. Desierto Subtropical

Es la formación típica de la costa peruana y se debe a las influencias de las corrientes masivas frías sobre la temperatura del aire terrestre adyacente.

En el valle Chancay la topografía es mayormente plana y se observa de forma ondulada en los sectores de Eten y Reque.

B. Maleza Desértica Subtropical

Es una formación que recorre la costa paralelamente al desierto subtropical, se extiende por las vertientes accidentales de la cordillera y está más al norte de Chiclayo, desciende y penetra en

la llanura y se une con la maleza desértica sub tropical al noroeste de Olmos.

C. Bosque Espinoso Subtropical

Es característico en la parte baja del valle Chancay. Se diferencia de la maleza desértica subtropical por su mayor altitud y por temperaturas medias anuales más bajas. Al este de Chiclayo deja la llanura costera y asciende por las laderas, continuando en forma de franja angosta hacia al oeste de Chiclayo entre los 400 y 1200 m.s.n.m.

3.1.2.6 GEOLOGÍA

Los contornos del valle de río Chancay están formados en parte por rocas ígneas y en parte por rocas sedimentarias, estas últimas se componen de calizas negras, grises y de cuarcitos, pertenecientes principalmente al cretácico inferior. Sus afloramientos pueden observarse al este de Ferreñafe en los cerros Pulgatorio y Mirador de donde se extiende a Chongoyape.

Las rocas ígneas están representadas en primer lugar por dioritas y granodioritas que afloran a lo largo del canal taymi, entre tres tomas, pátapo, la puntilla, así como los cerros de malpaso y del muerto, donde han dado lugar a dislocaciones del cretácico, también se notan en áreas grandes del este de Chongoyape y al oeste de Carhuaquero.

En las nacientes del río Chancay se extienden rocas de origen eruptivo en forma de tevas y brechas de carácter riolítico y en los bordes suroriental y septentrional de la cuenca del valle Chancay (Sur de Reque y Sur de Puerto Eten), están constituidos por cuarcitas estratificadas con areniscas y aluviones.

3.1.3 CANTERA A EXPLOTAR

Las canteras a explotar serían los siguientes:

Material de afirmado Cantera 5 Pátapo

Ubicación: La cantera se ubica en el denominado Cantera 5 Pátapo. Distante aproximadamente 48 cuarenta y ocho Kms. de la zona del proyecto (Puente Eten)-Cantera 5. Se sigue la carretera asfaltada Eten-Monsefú-Chiclayo-Vía de Evitamiento-carretera Panamericana- carretera Chiclayo-Chongoyape (hasta Pátapo)- Pátapo-Punto 5 (vía antigua a Batán Grande).

Se halla en las coordenadas Geográficas desde Inicio de cantera Lat. 6° 39' 05", Long. 79° 41' 00''

Cantera Tres Tomas Ferreñafe

Ubicación: La cantera se ubica en el distrito de Mesones Muro, provincia de Ferreñafe, departamento de Lambayeque. Distante aproximadamente 43 cincuenta Kms. de la zona del proyecto (Puente Eten).

El itinerario es el que sigue:

Carretera asfaltada Eten-Monsefú-Chiclayo-Vía de Evitamiento-Ferreñafe-Mesones Muro. Desde Mesones Muro a la Cantera Tres Tomas mediante carretera afirmada en buen estado de mantenimiento.

Se halla ubicada por las coordenadas geográficas latitud 6°47'30'' y longitud 79° 46'10''

Roca para Defensas Ribereñas

Cantera C° Reque Sur

Ubicación: La cantera de roca para reforzamiento se ubica en el cerro Reque Sur, fuera del área de exclusión del INC en el distrito de Reque, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque

La distancia aproximada entre la cantera y la zona del proyecto aproximadamente 22 Km, Veintidós Kms.

El itinerario es el que sigue:

Carretera asfaltada Puente Eten-Puerto Eten – Carretera Panamericana – Reque. De ciudad Reque en dirección Este hacia la cantera del C° Reque Sur, la vía es trocha carrozable con buen mantenimiento.

Se halla ubicada en las coordenadas latitud 6°47'08'' y longitud 79°35'10''

3.2 MÉTODOS

Basado en la información existente, se realizaron visitas de complementación, y así tener mayor conocimiento in-situ para determinar la magnitud de los daños y obtener información preliminar respecto a suelos, vegetación, características del cauce, escorrentía y ubicación de tramos débiles, etc. Se utilizó el método de observación directa como primer paso.

3.2.1 ANALISIS HIDROLOGICO

Dado que la planeación y el diseño se refiere a eventos del futuro, cuyo tiempo de ocurrencia o magnitud no pueden predecirse recurriéndose al estudio de la probabilidad con la cual un determinado caudal o volumen puede seguir igualado o excedido.

En la selección del nivel de probabilidad apropiado para un diseño, el riesgo que se considera, depende de las condiciones económicas.

La información existente para determinar un caudal máximo de diseño del río Chancay, corresponde a los registros de descargas máximas anuales a partir del año 1914 hasta el año 2005 considerándose como datos suficientes para el presente estudio.

Los métodos estadísticos considerados para determinar la máxima avenida probable del río Chancay en las inmediaciones del Río Reque, sector Ciudad Eten son:

1. La función teórica de distribución binomial de Gumbel.
2. La función teórica Logarítmica Pearson Tipo III.

3.2.1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Los métodos utilizados estiman la avenida máxima que pueden tener los ríos a partir de una serie de datos de caudales máximos conocidos en un periodo de tiempo, que para nuestro caso es de 92 años (1914-2005), logrando extrapolar la serie conocida de datos mediante una curva de frecuencia con las diferentes probabilidades.

Las expresiones probabilísticas propuestas para el análisis de frecuencia de avenidas se expresan en función de los parámetros estadísticos que se indican:

a) Parámetros Estadísticos A Utilizar:

1. METODO DE GUMBEL

El método de Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que estos valores son independientes entre sí. Además se conoce que este método es adecuado cuando se utiliza como datos las descargas máximas anuales en un punto de control de una vertiente o un río.

El procedimiento es el siguiente:

- a) Se toman las descargas máximas en las mismas unidades de medida (m³/s).
- b) Calcular la Media \bar{Y} y la Desviación Standard de las observaciones S. donde:

$$\bar{Y} = \sum Y / N$$

Y: Descarga anual (m³/s)

N: Longitud de registro (años)

$$S = \left[\frac{[(\sum Y^2 - (\sum Y)^2) / N]}{(n-1)} \right]^{1/2}$$

- c) Determinar de la Tabla N° 01 la media esperada Y_n y la desviación Standard esperada σ_N en función del número de años de registro N .
- d) Calcular $1/\alpha = S / \sigma_N$
- e) Calcular la moda $U = Y - Y_n (1/\alpha)$
- f) La ecuación de predicción de Gumbel es:

$$Y = U + 1/\alpha (W)$$

De la que conocemos U , $1/\alpha$; W es la variable reducida.

2. METODO DE LOG. PEARSON TIPO III

Existen métodos que simplifican todo el procedimiento de cálculo de estos parámetros, por la complejidad de desarrollar estas ecuaciones; una manera rápida es utilizando una forma simplificada (°), y utilizando tablas especialmente elaboradas, puede verse en la Tabla N° 02, la cual relaciona el coeficiente de asimetría con la probabilidad y periodo de retorno, entablándose la siguiente ecuación:

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

$$\text{Log } Y = \bar{\text{Log } Y} + \sigma \text{ Log } Y (K)$$

El procedimiento para la determinación de descargas máximas es:

- a) Se procede a determinar los logaritmos de las descargas.
- b) Se calcula la media ($\bar{X} = \overline{\text{Log } Y}$) y la desviación Standard $S (\sigma \log Y)$ de los logaritmos de las descargas.

c) Se determina el coeficiente de sesgo (g):

$$g = \frac{N \sum (\log Y - \overline{\log Y})^3}{(N-1)(N-2)(\sigma \log Y)^3}$$

d) Con 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).

e) En la ecuación de predicción:

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

$$\log Y = \bar{\log Y} + \sigma \log Y (K)$$

Tomando antilogaritmos encontramos el valor de la descarga.

3.2.1.2 SELECCIÓN DE LA FRECUENCIA DE DISEÑO

El periodo de retorno (T_r) establecido con el análisis de frecuencias descrito, indica solamente el intervalo promedio entre eventos de igual o mayor magnitud que un evento de magnitud dada o la probabilidad “P” de que el evento no ocurra en cualquier año.

En consecuencia si se desea seleccionar una descarga de diseño que probablemente no ocurra durante la vida de las estructuras, es necesario utilizar un intervalo de retorno mayor que la vida útil estimada de la estructura.

Si la probabilidad de no ocurrencia de un evento es $P = \Phi(y) = P(Y < y)$, la probabilidad J de que el evento ocurra en cualquier periodo de n años es:

$$J = 1 - P^n$$

Donde:

J = riesgo de falla de la estructura. n
= vida útil de la estructura.

3.2.1.3 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

En el presente estudio se aplicó el análisis de frecuencias Gumbel Tipo I y Log. Pearson Tipo III para una serie de datos de 92 años (Cuadro N° 06) determinando el caudal de diseño mediante el análisis estadístico de las máximas descargas anuales para un periodo de retorno de 50 años.

TABLA N° 01
VALORES DE YN Y σ_N PARA DIFERENTES TAMAÑOS DE MUESTRAS

N	YN	σ_N	N	YN	σ_N	N	YN	σ_N
8	0.48430	0.90430	36	0.54100	1.13130	68	0.55430	1.28340
9	0.49020	0.92880	37	0.54180	1.13391	70	0.55477	1.18536
10	0.49520	0.94970	38	0.54240	1.13630	72	0.55520	1.18730
11	0.49960	0.96760	39	0.54300	1.13880	74	0.55570	1.18900
12	0.50350	0.98330	40	0.54362	1.14132	76	0.55610	1.19060
13	0.50700	0.99720	41	0.54420	1.14360	78	0.55650	1.19230
14	0.51000	1.00950	42	0.54480	1.14580	80	0.55688	1.19382
15	0.51280	1.02057	43	0.54530	1.14800	82	0.55720	1.19530
16	0.51570	1.03160	44	0.54580	1.14990	84	0.55760	1.19670
17	0.51810	1.04110	45	0.54630	1.15185	86	0.55800	1.19800
18	0.52020	1.04930	46	0.54680	1.15380	88	0.55830	1.19940
19	0.52200	1.05660	47	0.54730	1.15570	90	0.55860	1.20073
20	0.52355	1.10628	48	0.54770	1.15740	92	0.55890	1.20200
21	0.52520	1.06960	49	0.54810	1.15900	94	0.55920	1.20320
22	0.52680	1.07540	50	0.54854	1.16066	96	0.55950	1.20440
23	0.52830	1.08110	51	0.54890	1.16230	98	0.55980	1.20550
24	0.52960	1.08640	52	0.54930	1.16380	100	0.56002	1.20649
25	0.53086	1.09145	53	0.54970	1.16530	150	0.56461	1.22534
26	0.53200	1.09610	54	0.55010	1.16670	200	0.56715	1.23598
27	0.53320	1.00400	55	0.55040	1.16810	250	0.56878	1.24292
28	0.53430	1.10470	56	0.55080	1.16960	300	0.56993	1.24786
29	0.53530	1.10860	57	0.55110	1.17080	400	0.57144	1.25450
30	0.53622	1.11238	58	0.55150	1.17210	500	0.57240	1.25880
31	0.53710	1.11590	59	0.55180	1.17340	750	0.57577	1.26506
32	0.53800	1.11930	60	0.55208	1.17467	1000	0.57450	1.26851
33	0.53880	1.12260	62	0.55270	1.17700	α	0.57722	1.28255
34	0.53960	1.12550	64	0.55330	1.17930	-----	-----	-----
35	0.54034	1.12847	66	0.55380	1.18140	-----	-----	-----

FUENTE: Hidrología para Ingenieros – Linsley, Kohler, Paulus.

3.2.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ENCAUZAMIENTO

3.2.2.1 CONDICIONES DE ENCAUZAMIENTO

Dentro de las condiciones hidráulicas del cauce, tenemos:

A. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Al seleccionar un valor de “n” definitivo, debemos tener en cuenta los siguientes factores:

1. Rugosidad de la Superficie

Es representado por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo.

Esto es a menudo considerado como el único factor al seleccionar un coeficiente de rugosidad, pero es actualmente sólo uno de los factores importantes.

2. Vegetación

La vegetación reduce en marcada forma la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.

3. Irregularidad del Río

En los canales naturales, las irregularidades son introducidas a la presencia de barras de arena, ondas arenosas, promontorias y depresiones, hoyos y relieves en el lecho del canal. Hablando en general, un cambio gradual y uniforme en la sección transversal, tamaño y forma no afectara aprecialmente el valor de “n”, pero cambios bruscos o alteraciones de secciones pequeñas y grandes justifican el uso de un valor grande de “n”.

4. Alineamiento del Río

Curvaturas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de “n”, mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán “n”.

Los meandros de cursos naturales, sin embargo, pueden aumentar el valor de “n” tanto como 30%.

5. Obstrucción

La presencia de troncos, pilares de puente y semejantes tienden a aumentar “n”. El monto del aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, su tamaño, forma, número y distribución.

6. Nivel y Caudal

El valor de “n” en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el nivel y el caudal. Cuando el agua esta baja, las irregularidades del fondo del canal están expuestas y sus efectos se hacen pronunciados. Sin embargo, el valor de “n” puede ser grande para niveles altos si los bancos son rugosos y con mucha vegetación.

B. PENDIENTE HIDRÁULICO

La pendiente hidráulica promedio, se obtendrá a través de una nivelación topográfica, trazada entre las rasantes que unen los puntos extremos del eje del encausamiento en el tramo del estudio, utilizada para los diferentes cálculos.

C. TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO

En el tramo del río en estudio, interesa conocer las características hidráulicas del flujo, que es capaz de indicar el movimiento o arrastre de las partículas que forman el cauce.

Los datos que permiten aplicar las fórmulas para cuantificar el transporte de fondo son:

- Granulometría del material de fondo.
- Sección transversal del cauce.
- Elevación del agua o gasto líquido para los cuales se desea conocer el transporte.
- Pendiente hidráulica media a lo largo del cauce. □
Temperatura del agua.

Para tal caso, es recomendable la aplicación del método de Meyer-Peter y Muller.

Este método sirve tanto para materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida. Es aplicable a fondos arenosos.

La expresión propuesta establece:

$$T_f = 8 \gamma_m \cdot (g)^{1/2} \cdot \Delta^{1/2} \cdot (D_m)^{3/2} \cdot ((N'/n)^{3/2} \cdot T_o - 0.047)^{3/2} \text{ Donde:}$$

T_f = Transporte de sólidos de fondo (kgf/seg-m) g
= aceleración de la gravedad (m/s²)

Δ = parámetro adimensional, está en función de los pesos específicos y del agua.

$$\Delta = (\gamma_m - \gamma_a) / \gamma_a$$

γ_m = peso específico del suelo (1920 kg/m³)

γ_a = peso específico del agua (1000 kg/m³)

n = coeficiente de rugosidad.

N' = rugosidad debido a las partículas

$$N' = (D_{90})^{1/6} / 26$$

D_{90} = diámetro correspondiente al 90% en peso de la muestra (m).

D_m = diámetro medio de la distribución granulométrica de la muestra (m).

$$D_m = D_i / 100 (\sum \Delta P_i)$$

ΔP_i = valor en % de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica.

D_i = diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica.

T_o = Resistencia al flujo. Parámetro adimensional.

$T_o = R_h (S) / \Delta \cdot D_m$
= radio hidráulico.

S = pendiente del canal.

D. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN

Es la velocidad máxima que adquiere una partícula al caer dentro del agua, y se alcanza cuando su peso sumergido se equilibra con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella.

De las muestras extraídas del cauce de río, se determina la velocidad de sedimentación en función de su diámetro medio, utilizando la curva según Rubey (1933) para una temperatura de 20°C.

E. FUERZA TRACTIVA

El agua en movimiento ejerce sobre el cauce una fuerza que según su intensidad puede determinar el movimiento y transporte de partículas constituyentes del fondo, al que se le denomina fuerza tractiva.

Un aumento de la fuerza tractiva debido al aumento de la velocidad, representa la posibilidad de un incremento de la erosión.

Para establecer el valor de la fuerza tractiva, consideramos que en un tramo de escurrimiento, la fuerza que ella origina, debe ser igual al componente del peso del fluido en la dirección de la corriente. La fuerza tractiva se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$T = \gamma.Rh.S$$

Donde:

T: Fuerza Tractiva (Kg/m²).

Y: Peso Específico del Agua (Kg/m³). Rh:

Radio Medio Hidráulico (m) S: Pendiente.

Cuando se trate de un cauce muy ancho con respecto al tirante, se puede considerar: Rh = d (profundidad del agua).

3.2.2.2 CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL CAUCE

Los criterios de diseño para encauzar un río en el que habrá transporte de sedimentos nos conduce a conocer sus características geométricas finales, para lo cual se utilizan métodos de estabilidad de cauces (ríos y canales) en la que todo el gasto pasa por él, sin permitir bifurcaciones o la formación de islas dentro de él, debiendo conocerse los tipos de estabilidad del cauce, el gasto formativo y el diseño del cauce estable.

A. TIPOS DE ESTABILIDAD DEL CAUCE

❖ Estabilidad Estática

Se presenta cuando la corriente no es capaz de arrastrar los materiales de las márgenes y el fondo, por lo que la sección no varía. Se presenta en cauces sin arrastre y ríos en épocas de estiaje.

❖ Estabilidad Dinámica

Corresponden a los ríos o canales que tienen un solo cauce y todo el gasto pasa por él, además existe arrastre de sedimentos y aunque sus secciones transversales llegan a variar.

❖ Estabilidad Morfológica

Cuando la pendiente, ancho, tirante y número de brazos por los que escurre el gasto, depende de este y de su distribución anual, de las características del sedimento, de la calidad y cantidad de transporte de sedimentos que procede de aguas arriba o que es aportado lateralmente. Se presenta en cualquier cauce natural.

B. GASTO FORMATIVO

Se considera como gasto formativo, el gasto máximo que es capaz de pasar por el cauce principal, sin que desborde hacia la planicie. En la mayoría de los problemas que se han estudiado, éste criterio ha conducido a resultados más congruentes.

C. DISEÑO DEL CAUCE ESTABLE

Para obtener las características geométricas y la pendiente de un cauce estable existen varios métodos: el propuesto por Altunin para cauces con material grueso (gravas y boleos), el de Maza-Cruikshank para cauces arenosos y el de Blench para cauces con material cohesivo formados por arena fina.

De estos métodos se ha considerado emplear el método de Blench ya que se adapta al tipo de material que forma el cauce en estudio, cuya expresión es:

$$B = 1.81 * \left[\frac{Q * Fb}{Fs} \right]^{0.5}$$

Donde:

B: Ancho estable.

Q: Caudal máximo.

Fb: Factor de fondo de cauce.

Fs: Factor de orilla de cauce.

3.2.3 DESCRIPCIÓN DE ALTERNATIVAS DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN EN OBRA DE ENCAUZAMIENTO Y DEFENSA RIBEREÑA

Para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que presenta en las márgenes de los ríos, así como para sedimentar acarreos en corrientes de lecho ancho, para establecer canales dentro de los ríos donde las características físicas e hidráulicas del terreno han sido causantes de la formación de un lecho ancho, se utilizan estructuras tales como: espigones, muros y diques longitudinales.

Al seleccionar una de estas tres alternativas debemos tener en cuenta la función que debe cumplir como obra de defensa o encauzamiento, el factor de estabilidad y el factor económico, es decir, el material que conforma el cauce debe ser favorable para la construcción de sus obras de defensa.

A continuación se detallan cada una de las tres alternativas para llevar a cabo la obra de encausamiento y defensa hidráulica.

3.2.3.1 OBRAS DE ENCAUZAMIENTO Y DEFENSAS RIBEREÑAS

A. ESPIGONES

Son obras hidráulicas cuyo objeto es el de encauzar y mantener con seguridad la dirección de la corriente, propiciando cuando así se requiera la sedimentación de las partículas transportadas con el consiguiente afianzamiento de conseguir una nueva orilla estable.

Al diseñar una protección a base de espigones, se debe tener en cuenta: la localización y trazo del eje del río en planta, la longitud de los espigones, separación entre espigones, elevación y pendiente de la corona, orientación de los espigones, materiales de construcción y socavación local.

❖ Localización y Trazo del eje del Río en Planta

Al proyectar una obra de defensa, ya sea respetando la orilla actual o bien una nueva margen, al momento de hacer una rectificación se requiere trazar en planta el eje del río, sus curvas a nivel y en las orillas delinear una frontera paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos del espigón.

Cuando se trate de una rectificación de cauces, conviene en lo posible que los radios de las curvas medidos hasta el eje del río, cumplan con la siguiente relación:

$$2.5 B \leq r \leq 8B$$

Donde:

B: Ancho medio de la superficie libre (m). r:

Radio de la curva (m).

Cuando una curva por proteger es uniforme, es decir, con radio de curvatura único, todos los espigones tendrán la misma longitud, el mismo ángulo de orientación y la separación entre ellos es uniforme.

Al proteger un tramo completo, los primeros tres espigones aguas arriba deben tener longitud variable. El primero, será el de menor longitud (igual al tirante), el segundo y tercero aumentan uniformemente, de tal manera que el cuarto ya tenga la longitud del proyecto.

La pendiente longitudinal de la corona debe ser uniforme en todos ellos.

❖ Longitud de Espigones

La longitud total de un espigón, se divide en una longitud de anclaje o empotramiento y una longitud de trabajo. La primera se encuentra dentro de la margen y la segunda dentro de la corriente.

La longitud de trabajo (Lt) medida sobre la corona se determina independientemente y debe estar dentro de la siguiente relación:

$$d \leq Lt \leq B/4$$

Donde:

D: tirante medio.

B: ancho medio del cauce (m).

Lt: longitud de trabajo (m).

Cuando existe una población cercana a la margen, el espigón siempre deberá llevar anclaje. Por razones económicas, conviene que la longitud de anclaje sea la menor posible.

❖ **Separación entre espigones**

Se mide en la orilla entre las puntas de arranque de cada uno, depende principalmente de la longitud del espigón aguas arriba. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación del espigón respecto a la orilla aguas abajo y la aplicación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa ampliación es de 9° a 11°

a) Separación en tramos rectos

Cuando se requiere construir espigones en tramos rectos sin empotramiento en la margen, la separación (Sp), (Ver fig. 09) entre sus arranques deberá ser:

En función del ángulo:	Separación (Sp):
70° a 90°	(4.50 a 5.50) Lt
60°	(5.00 a 6.00) Lt

b) Separación en curvas

Conviene controlarla gráficamente. Si la curva es regular y tiene un radio de curvatura único, la separación que se ha probado con buenos resultados es (2.50 a 4.00) Lt. Si la curva es irregular con un radio de curvatura pequeño, la separación entre espigones necesariamente debe hallarse en forma gráfica. Al mismo tiempo quedan fijadas sus longitudes y ángulos de orientación. (Ver Fig. 10)

FIG. N°09 TRAZO DE ESPIGONES EN MARGENES RECTOS

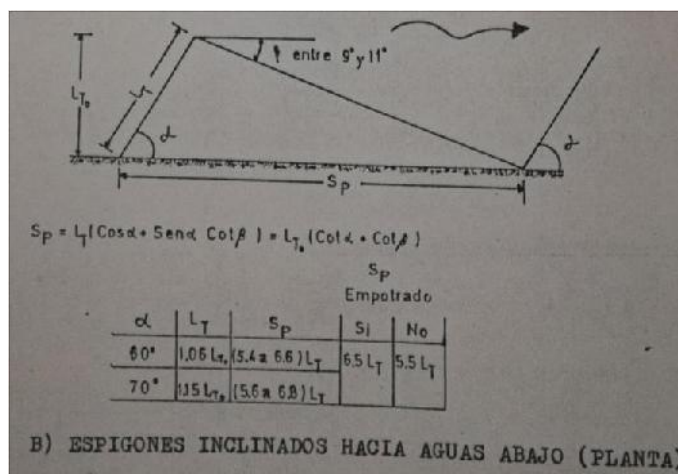
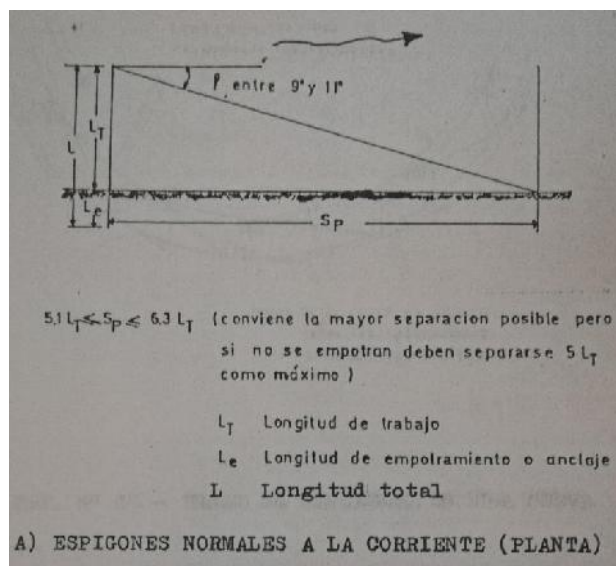
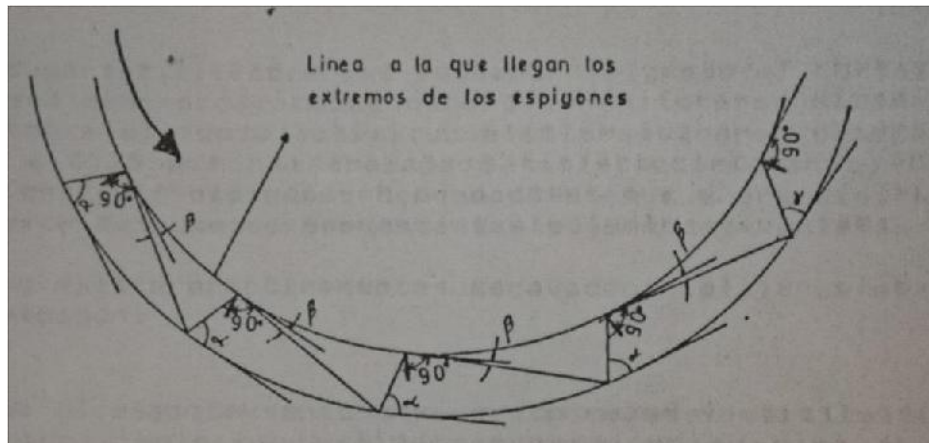


FIG. N°10: TRAZO DE ESPIGONES EN UNA CURVA



Nota: Si la cura es circular, todas las separaciones y longitudes son iguales

❖ Elevaciones y Pendientes de la Corona

Los espigones deben construirse con pendientes longitudinales hacia adentro del río. Necesitan iniciarse a la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre al escurrir el gasto formativo.

El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 0.50 m. sobre el fondo actual, con ello se logran pendientes de 0.05 a 0.25 que ha trabajado satisfactoriamente, (Ver Fig. 11).

❖ Orientación de los espigones

Los espigones pueden estar dirigidos hacia aguas abajo o hacia aguas arriba, o también ser normales a la corriente. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla, hacia aguas abajo, en el punto de arranque, (Ver Fig. 12).

En un tramo recto o en una curva regular, conviene que los espigones formen ángulo de 70° con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular, más aún, si tiene un radio de curvatura menor de $2.5B$; los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores de unos 30° .

FIG. N°11: COLOCACIÓN DE UN ESPIGÓN EN FUNCIÓN DE LA ELEVACIÓN DE LA MARGEN

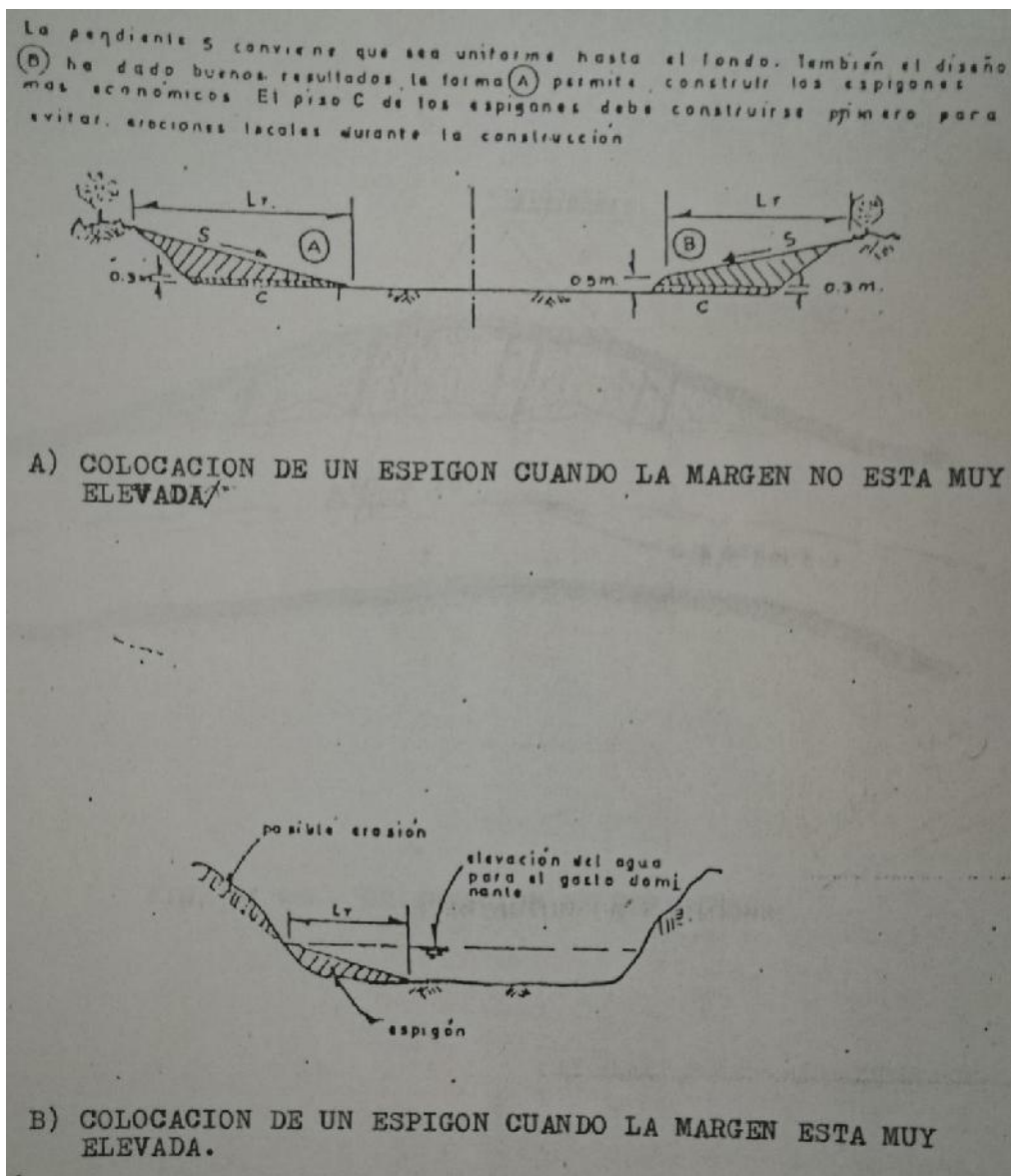
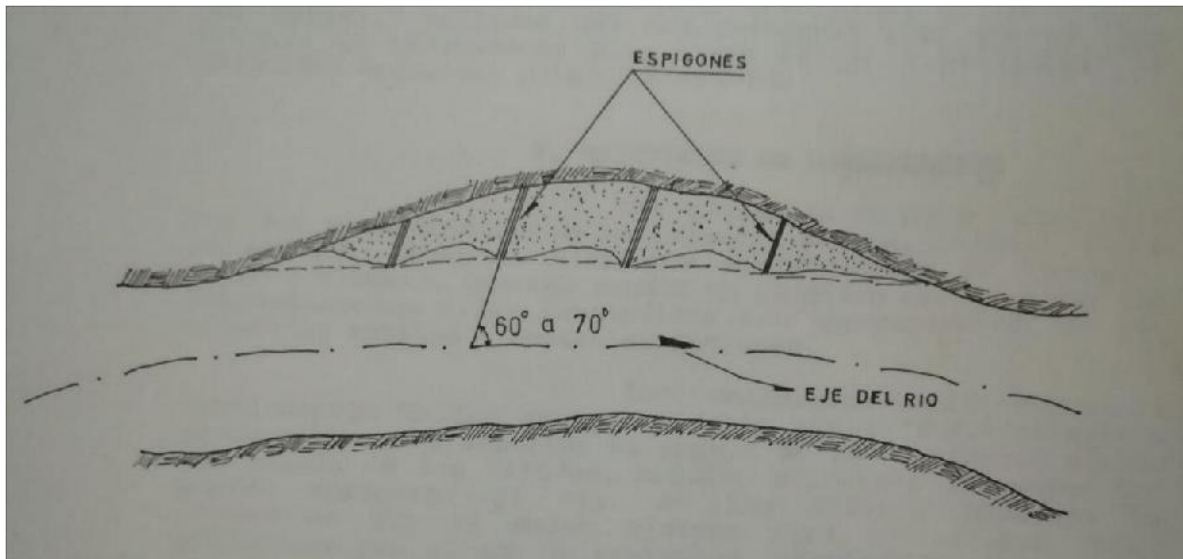


FIG. N°12: ORIENTACIÓN DE ESPIGONES



❖ **Permeabilidad del Espigón**

Si se utiliza espigones para reducir la velocidad de la corriente en una zona que se desea rellenar con el material arrastrado por el río y formar una margen, conviene que estos sean permeables para que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos y al reducir su velocidad depositen dichos materiales.

Por otro lado, el espigón conviene que sea impermeable cuando esté permanente dentro del cauce, a fin de alejar la corriente lo más efectivo posible de la orilla.

❖ **Materiales de Construcción**

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales como madera, troncos, ramas de árboles, piedras, elementos prefabricados de concreto, acero y alambre. Los más usados en el medio nacional son los tablestacados y los contruidos con enrocamiento ya sea colocado suelto o dentro de gaviones.

Por experiencias, se ha reconocido que en defensas con espigones, el mejor sistema para evitar el daño entre ellos, es darles una dirección contraria a la corriente para un mejor acomodo.

❖ Socavación Local

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc.). Si la velocidad de la corriente es mayor de 50 cm/seg. conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón, una capa de 0.30 a 0.50 m. de espesor y luego construir dicho espigón de la orilla hacia el centro del cauce.

Para determinar la profundidad de excavación, se utilizó el método de Lischtván-Levediev para suelos no cohesivos.

$$ds = \left| \frac{a \cdot do^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot Dm^{0.28} \cdot B} \right|^{1/(1+x)}$$

Siendo:

$$a = \frac{Qd}{dm^{5/3} \cdot Be \cdot u}$$

Donde:

ds: Profundidad después de la socavación del fondo. **Dm:** Diámetro medio, para el material de fondo se obtiene de la curva granulométrica en mm. **do:** Profundidad inicial o tirante de agua que existe entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje. (m).

B: Coeficiente que se obtiene de la Tabla N° 02 y toma en cuenta el periodo de retorno con que se presenta el caudal de diseño.

X: Exponente variable que se obtiene de la Tabla N° 03 para suelos no cohesivos y su valor depende de D_m **Qd:** Caudal de diseño (m^3/s).

Be: Ancho efectivo de diseño de la sección (m).

dm: Tirante medio de la sección (m) que se obtiene de la relación entre el área hidráulica y el ancho efectivo.

μ : coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción.

$\mu=0.97$

TABLA N° 02
VALORES DEL COEFICIENTE B PARA PERIODOS DE
RETORNO DE UN CAUDAL

PERIODO DE RETORNO	COEFICIENTE B
(AÑOS)	
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Fuente: Secretaría de Recursos Hidráulicos

TABLA N° 03
VALORES PARA EL COEFICIENTE X PARA SUELOS NO
COHESIVOS

Dm	X	1 / (1 + x)
(mm)		
0.05	0.43	0.70
0.15	0.42	0.70
0.50	0.41	0.71
1.00	0.40	0.71
1.50	0.39	0.72
2.50	0.38	0.72
4.00	0.37	0.73
6.00	0.36	0.74
8.00	0.35	0.74
10.00	0.34	0.75
15.00	0.33	0.75
20.00	0.32	0.76

Fuente: Secretaria de Recursos Hidráulicos

B. MUROS LONGITUDINALES

Estas estructuras son diseñadas para proteger las riberas de la erosión y del empuje de tierras para sedimentar acarreos en corrientes de lecho ancho para establecer canales piloto dentro de los ríos donde las características físicas e hidráulicas del terreno, sumados a la erosión, han sido causantes de la formación de un lecho ancho. Estos se construyen con gaviones o material del lecho del río.

C. DIQUES LONGITUDINALES

Los diques longitudinales cumplen la misma función que los muros longitudinales, pero su construcción es diferente, con alturas de acuerdo a la profundidad del río, del tirante de diseño y de la profundidad socavante, considerándose además la altura del borde libre y el ancho de la corona que está en función de la estabilidad, teniendo en cuenta para el relleno del talud un ancho y profundidad que se determina analíticamente.

Se construyen con material de río y enchapados en talud con roca interior.

3.2.3.2 GAVIONES EN OBRAS DE DEFENSAS RIBEREÑAS

En la actualidad se están empleando con mucha eficiencia los gaviones PROLANSA (productores de alambres y derivados sociedad anónima) en obras de encauzamiento y defensas como espigones, muros longitudinales, muros de contención, etc. y cuya fabricación está respaldada por las normas ITINTEC (Instituto de Investigación Tecnológica Industrial y de Normas Técnicas) y normas internacionales como la ASTM-A641 y BS-443.

➤ Descripción del Gavión

Los gaviones son cajas en forma de paralelepípedo hecho con malla de alambre de fierro de alta resistencia y galvanizado de cocada cuadrada eléctricamente soldadas en todos sus cruces. En caso que se produjeran daños por roturas en las juntas de soldadura, el deterioro queda confinado evitando que se propague su destrucción.

Estas estructuras forman unidades eficientes, económicas y técnicas como soluciones de ingeniería para encauzamiento de ríos, defensas ribereñas, estabilidad de taludes y muros de contención. Son de gran sencillez en su fabricación y colocación, empleándose mano de obra no calificada en su construcción y piedras de un diámetro de 6" a 8".

Estas estructuras una vez rellenas con piedras y amarrados entre sí, hacen una conjunción completa de acero, roca y suelo que hacen una estructura continua y flexible, capaz de soportar la erosión, socavación y asentamientos, acomodándose a las diferentes situaciones de cambios en el fondo del río.

Están constituidos de mallas de alambre de calibres del N° 08 al N° 12 (4.2 mm – 2.8 mm), de templadores de alambre galvanizado de calibre N° 12 (2.8 mm) de alta resistencia, tortores de son los elementos de unión de las aristas del gavión. Son de 30 cm. de longitud y calibre N° 12 y sirven también para unir un gavión con otro.

➤ **Propiedades**

Actualmente existe una gran tendencia a proyectar, diseñar y construir estructuras con gaviones por sus excelentes propiedades como por ejemplo, su flexibilidad, que le permite soportar deformaciones relativamente altas; su durabilidad y alta rentabilidad económica; su resistencia, para soportar las fuerzas generadas por el comportamiento hidráulico del río y por los empujes de masas del terreno.

Su punto de fluencia es de 5000 kg/cm² lo que le permite absorber los esfuerzos altos que pudiesen presentarse debido a grandes asentamientos diferenciales. Son flexibles como unidad continua por su efectividad para acomodarse; es permeable, lo que le permite absorber y disipar en gran parte la energía disipada. Es económica, porque requieren poco mantenimiento, su construcción es simple y no necesita de mano de obra calificada, los materiales de relleno con mucha frecuencia se encuentran en el lecho del río, ahorrándose los costos de transporte. Es resistente a la corrosión, ya que el alambre negro que se usa está con galvanización simple de 100 gr/m² o galvanización pesada de 279 gr/m² que resisten el Ph=11 de las aguas en contacto, es decir, es resistente a la alta alcalinidad. En su aspecto estético, su acabado y apariencia le dan un aspecto arquitectónico envidiable.

➤ **Composición de una Defensa con Gaviones**

Toda estructura de defensa comprende una base de fundación y el cuerpo de la defensa. Ambos requieren una construcción cuidadosa a pesar de su sencillez a fin de que la defensa quede afianzada firmemente al terreno de fundación. Esta base de fundación está formada por gaviones de espesor delgado de 0.30 a 0.50 m. de alto, llamado comúnmente “colchón” que sobresale del parámetro interior.

Al producirse socavación, cumple la función de inclinarse sin romperse, llegando a estabilizar el efecto erosivo por su flexibilidad sin comprometer el cuerpo del gavión.

3.2.3.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DIQUE

Los diques son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica standard de la ingeniería. Es necesario conocer las condiciones del terreno sobre la cual van sustentadas.

Los parámetros de los diques tanto aguas arriba como aguas abajo son de gradería, estimados para ofrecer resistencia, seguridad y economía.

Obviamente se exige las comprobaciones al volteo, al deslizamiento y a los esfuerzos de deformación del suelo.

A. FALLA POR VOLTEO

El factor de seguridad mínimo contra la posibilidad de volcamiento es la relación entre los momentos que resisten el volteo y los momentos que producen el volteo alrededor del extremo aguas abajo de la estructura.

Se debe buscar que la resultante de las fuerzas actuando en la estructura deba caer dentro de la mitad del tercio de la base de la estructura, con la finalidad de proveer seguridad contra los volcamientos. Esta ubicación de la resultante también provee de una presión de soporte más uniforme.

Se dice que un muro es estable al volteo cuando su Coeficiente de Volteo es mayor o igual a 2.

$$F.V = \frac{\sum Mo \text{ Resisten al Volteo}}{\sum Mo \text{ que producen el Volteo}} > 2$$

B. FALLA POR ASENTAMIENTO

Para determinar la falla por asentamiento del terreno, se ha considerado calcular la capacidad portante del terreno, la cual no debe ser menor que las reacciones del suelo mediante el Método de Terzaghi con los criterios de falla local para suelos finos compuestos por arcilla, arena, grava y limos de baja compresibilidad, considerando además, la estructura como cimiento corrido.

Los esfuerzos del suelo se encontraran ubicando la posición del resultante dado por la siguiente fórmula:

$$b = \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum M_w}$$

Cuando “b” toma valores que se encuentran ubicados en el tercio central ($b - L/2$), donde L es el ancho de la base de la estructura; se utilizarán las siguientes fórmulas para el cálculo de los esfuerzos:

$$\sigma_{e1} = \frac{\sum W}{L^2} (4L - 6b)$$

$$\sigma_{e2} = \frac{\sum W}{L^2} (6b - 2L)$$

Debiendo cumplirse que $\sigma_e < q_a$

Donde:

σ_e : es el mayor esfuerzo encontrado. q_a : es la carga admisible del terreno.

Cuando “b” toma los valores ubicados en el límite del tercio central, se aplican la siguiente fórmula:

$$\sigma_{e1} = \frac{2 \sum W}{L^2}$$

Cuando “b” toma valores ubicados fuera del tercio central, se aplicarán la siguiente fórmula:

$$\sigma_{e1} = \frac{2 \sum W}{3b}$$

En el desarrollo del presente trabajo se ha considerado utilizar las fórmulas del primer caso, en la cual se van tomar valores de “b” que se encuentran ubicados en el tercio central, para dar mayor estabilidad a la estructura.

C. FALLA POR DESLIZAMIENTO

La acción de las fuerzas horizontales tiende a desplazar el muro de su posición original y si este desplazamiento es lo suficientemente grande, el dique ya no estará cumpliendo su función.

La fuerza que se opone a ese deslizamiento es la fricción que hay entre la base del dique y la superficie del terreno de fundación principalmente. Esta fricción es función de las fuerzas verticales que actúan en el cuerpo del dique y del terreno de fundación, en la forma:

$$F = f \Sigma V$$

Donde: F: Fricción. f: Coeficiente de fricción entre el material de la estructura y el terreno de fundación.

ΣV : Sumatoria de fuerzas verticales.

La estructura no falla por deslizamiento cuando el coeficiente de deslizamiento es mayor o igual a 2. Así tenemos:

$$F.D = \frac{\Sigma \text{Fuerzas que se oponen al deslizamiento}}{\Sigma \text{Fuerzas que producen el deslizamiento}} > 1.5$$

$$FD = \frac{f \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 2$$

Donde: ΣF_h : Sumatoria de fuerzas horizontales (Empuje Activo)

IV. RESULTADOS

4.1 CÁLCULO HIDROLÓGICO

Para determinar la descarga máxima, se tomó la información hidrométrica de la estación de aforos de la bocatoma Racarumi - Rio Chancay.

Se utilizaron los registros o datos históricos de descargas desde el año 1914 al año 2005 (92 años) y así determinar las curvas de frecuencia de descargas para hallar el periodo de retorno medio que transcurre entre dos avenidas.

En el presente estudio se aplicó el análisis de frecuencias o métodos de Gumbel y Log. Pearson Tipo III con ayuda de la revisión bibliográfica sobre encauzamiento y defensa de río del Ing. Rubén Terán (17).

Para la determinación del caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, se ha efectuado el análisis estadístico de máximas descargas aplicando los métodos mencionados y de la comparación de los caudales obtenidos por ambos métodos, logrando como resultado un **caudal promedio de 670 m³/s.**

4.1.1 CÁLCULO DE LAS MÁXIMA DESCARGA DEL RÍO CHANCAY A PARTIR DE LAS FUNCIONES TEÓRICAS

Para la determinación de la máxima avenida se ha considerado conveniente emplear dos métodos de diseño: el método de Gumbel Tipo I y el método de Log. Pearson Tipo III.

4.1.1.1 CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Los datos empleados para el cálculo de los parámetros estadísticos para la serie anual de descargas máximas diarias registradas en 92 años se presentan en la Tabla N° 04.

TABLA N° 04
PERIODO DE RETORNO DE AVENIDAS ANUALES

m	Descarga Máxima Y (M3/S)	P (Y<y) 1- (m/N+1)x100	Tr N+1/m
1	1500	98.925	93
2	783.8	97.849	46.5
3	662	96.774	31
4	376.52	95.699	23.25
5	350	94.624	18.6
6	330	93.548	15.5
7	322.23	92.473	13.286
8	315.72	91.398	11.625
9	300	90.323	10.333
10	300	89.247	9.3
11	290	88.172	8.455
12	289.24	87.097	7.75
13	284.75	86.022	7.154
14	280	84.946	6.643
15	138.907	83.871	6.2
16	125.988	82.796	5.813
17	125.048	81.72	5.471
18	121.169	80.645	5.167
19	114.613	79.57	4.895
20	110.527	78.495	4.65
21	109.6	77.419	4.429
22	107.567	76.344	4.227
23	106.553	75.269	4.043
24	99.941	74.194	3.875
25	98.663	73.118	3.72
26	98.491	72.043	3.577
27	96.355	70.968	3.444
28	95.905	69.892	3.321
29	94.717	68.817	3.207
30	93.065	67.742	3.100
31	92.678	66.667	3.000
32	91.143	65.591	2.906
33	89.27	64.516	2.818
34	86.838	63.441	2.735
35	85.505	62.366	2.657
36	85.019	61.29	2.583
37	82.966	60.215	2.514
38	81.339	59.14	2.447
39	78.821	58.065	2.385

43	72.896	53.763	2.163
44	72.355	52.688	2.114
45	72.032	51.613	2.067
40	77.949	56.989	2.325
41	77.583	55.914	2.268
42	75.104	54.839	2.214

m	Descarga Máxima Y (M3/S)	P (Y<y) 1- (m/N+1)x100	Tr N+1/m
46	72.011	50.538	2.022
47	71.494	49.462	1.979
48	71.377	48.387	1.938
49	71.331	47.312	1.898
50	70.876	46.237	1.86
51	69.598	45.161	1.824
52	69.102	44.086	1.788
53	68.737	43.011	1.755
54	68.406	41.935	1.722
55	66.738	40.86	1.691
56	66.375	39.785	1.661
57	65.774	38.71	1.632
58	65.71	37.634	1.603
59	64.529	36.559	1.576
60	63.851	35.484	1.55
61	62.378	34.409	1.525
62	61.704	33.333	1.5
63	61.447	32.258	1.476
64	58.143	31.183	1.453
65	56.756	30.108	1.431
66	56.084	29.032	1.409
67	56.068	27.957	1.388
68	54.719	26.882	1.368
69	53.777	25.806	1.348
70	53.438	24.731	1.329
71	52.546	23.656	1.31
72	52.425	22.581	1.292
73	51.563	21.505	1.274
74	51.464	20.43	1.257
75	50.336	19.355	1.24

76	49.839	18.28	1.224
77	49.69	17.204	1.208
78	49.455	16.129	1.192
79	47.98	15.054	1.177
80	47.046	13.978	1.163
81	44.903	12.903	1.148
82	44.031	11.828	1.134
83	43.754	10.753	1.12
84	40.149	9.677	1.107
85	39.617	8.602	1.094
86	39.115	7.527	1.081
87	37.385	6.452	1.069
88	36.436	5.376	1.057
89	35.772	4.301	1.045
90	31.065	3.226	1.033
91	27.948	2.151	1.022
92	26.405	1.075	1.011

4.1.1.2 CÁLCULO DE LA MAXIMA AVENIDA-MÉTODO GUMBEL-TIPO I

Es la más usada por representar razonablemente a los datos observados cuando se trabaja con la serie anual de máximas descargas, además de proveer a la curva con intervalos de confiabilidad.

Dada la ecuación de Gumbel: $Y = U + 1/\alpha (W)$ Con los datos del Cuadro N° 06 tenemos:

$N = 92$

$Y = 129.263 \text{ m}^3/\text{s}$

$S = 190.04$ (Desviación Standard)

Los parámetros para $N = 92$ según la Tabla N° 01 son:

$Y_n = 0.5589$ (media esperada)

$\sigma_N = 1.2020$ (desviación esperada)

Luego calculamos: $1/\alpha = S / \sigma_N = 190.04 / 1.2020 = 158.10$

Calculamos la Moda:

$U = \bar{Y} - \bar{Y}_n (1/\alpha)$

$U = 129.263 - 0.5589 (158.10)$

$U = 40.90$

La ecuación de predicción será:

$$Y = U + 1/\alpha (W)$$

$$Y = 40.90 + 158.10 W$$

Para un periodo de retorno de 50 años, se toma la variable reducida correspondiente $W = 3.9$ según se muestra en el papel de probabilidad extremo.

Luego la descarga máxima es:

$$Y_{\max} = 40.90 + 158.10 (3.9)$$

$$Y_{\max} = 657.496$$

La descarga máxima (Y_{\max}) para un periodo de retorno de 50 años es de 657.50 m³/s.

Para plotear, se seleccionan varios valores de W correspondientes a varios periodos de retorno Tr . Se calcula Y (Cuadro N° 07) y plotamos Y vs W , obteniendo así una curva teórica de predicción.

CUADRO N° 07
VALORES DE W vs Y DE LA ECUACIÓN DE PREDICCIÓN

W	Y= u + 1/α W
-0.50	-38.150
0.00	40.900
0.50	119.951
1.00	199.002
1.50	278.053
2.00	357.103
2.50	436.150
2.79	482.000
3.00	515.200
3.50	594.250
3.90	657.500

4.1.1.3 SELECCIÓN DE LA FRECUENCIA DE DISEÑO

Si se desea que exista solo un 33 por ciento de riesgo (Cuadro N° 04) de que la estructura falle en una vida útil de 20 años es necesario diseñar la estructura para una probabilidad P :

De la ecuación: $J = 1 - P^n$

$$0.33 = 1 - P^{20}$$

$$P^{20} = 0.67$$

$$20 \log P = \log 0.67$$

$$\log P = \log 0.67 / 20 = -0.008696$$

$$P = 0.9801 = 98 \%$$

4.1.1.4 CÁLCULO DE LA MÁXIMA AVENIDA-MÉTODO LOG. PEARSON TIPO III

El procedimiento recomendado para el uso de esta distribución consiste en convertir la serie de datos a sus logaritmos. Con ayuda del Cuadro N° 06 se determinó los logaritmos de las descargas el cual nos permitió elaborar la Tabla N° 05.

- Luego calculamos la Media ($\log \bar{Y}$):

$$\log \bar{Y} = \sum \log Y / N = 178.3696 / 92 = 1.9388$$

$$\bar{Y} = 129.263 \text{ (Promedio de las Descargas)}$$

- Determinamos la Desviación Standard (σY) de los logaritmos de las descargas.

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\log Y - \log \bar{Y})^2}{N-1}}$$

$$S = \sigma \log Y = \sqrt{9.639259 / (92 - 1)}$$

$$\sigma \log Y = 0.3255$$

- Se halla el Coeficiente de Asimetría (g)

$$g = \frac{N \sum (\log Y - \log \bar{Y})^3}{(N-1)(N-2)(\sigma \log Y)^3}$$

$$g = \frac{92 (0.143510)}{(91)(90)(0.105926)^3}$$

$$g = 1.45325$$

TABLA N°05
PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA LA DISTRIBUCIÓN DE PEARSON III RÍO
CHANCAY-LAMBAYEQUE

m	Descarga Maxima Y(M3/S)	LOG Y	(Log Y - Media)^2	(Log Y - Media)^3
1	1500.000	3.1761	1.53089	1.894156
2	783.800	2.8942	0.91280	0.872093
3	662.000	2.8209	0.77803	0.686264
4	376.520	2.5758	0.40575	0.258460
5	350.000	2.5441	0.36635	0.221740
6	330.000	2.5185	0.33607	0.194823
7	322.230	2.5082	0.32418	0.184576
8	315.720	2.4993	0.31416	0.176089
9	300.000	2.4771	0.28979	0.156000
10	300.000	2.4771	0.28979	0.156000
11	290.000	2.4624	0.27415	0.143547
12	289.240	2.4613	0.27296	0.142612
13	284.750	2.4545	0.26591	0.137120
14	280.000	2.4472	0.25843	0.131374
15	138.907	2.1427	0.04159	0.008480
16	125.988	2.1003	0.02609	0.004215
17	125.048	2.0971	0.02505	0.003965
18	121.169	2.0834	0.02091	0.003023
19	114.613	2.0592	0.01450	0.001747
20	110.527	2.0435	0.01096	0.001147
21	109.600	2.0398	0.01020	0.001031
22	107.567	2.0317	0.00863	0.000801
23	106.553	2.0276	0.00788	0.000699
24	99.941	1.9997	0.00371	0.000226
25	98.663	1.9942	0.00306	0.000170
26	98.491	1.9934	0.00298	0.000163
27	96.355	1.9839	0.00203	0.000092
28	95.905	1.9818	0.00185	0.000080
29	94.717	1.9764	0.00142	0.000053
30	93.065	1.9688	0.00090	0.000027
31	92.678	1.9670	0.00079	0.000022
32	91.143	1.9597	0.00044	0.000009
33	89.270	1.9507	0.00014	0.000002
34	86.838	1.9387	0.00000	0.000000
35	85.505	1.9320	0.00005	0.000000
36	85.019	1.9295	0.00009	-0.000001
37	82.966	1.9189	0.00040	-0.000008
38	81.339	1.9103	0.00081	-0.000023
39	78.821	1.8966	0.00178	-0.000075
40	77.949	1.8918	0.00221	-0.000104
41	77.583	1.8898	0.00240	-0.000118
42	75.104	1.8757	0.00399	-0.000252
43	72.896	1.8627	0.00579	-0.000441
44	72.355	1.8595	0.00629	-0.000499
45	72.032	1.8575	0.00661	-0.000537

m	Descarga Máxima Y(M3/S)	LOG Y	(Log Y - Media)^2	(Log Y - Media)^3
46	72.011	1.8574	0.00663	-0.000539
47	71.494	1.8543	0.00715	-0.000604
48	71.377	1.8536	0.00727	-0.000619
49	71.331	1.8533	0.00731	-0.000626
50	70.876	1.8505	0.00780	-0.000688
51	69.598	1.8426	0.00926	-0.000890
52	69.102	1.8395	0.00986	-0.000979
53	68.737	1.8372	0.01032	-0.001049
54	68.406	1.8351	0.01075	-0.001115
55	66.738	1.8244	0.01309	-0.001498
56	66.375	1.8220	0.01364	-0.001593
57	65.774	1.8181	0.01458	-0.001760
58	65.710	1.8176	0.01468	-0.001779
59	64.529	1.8098	0.01665	-0.002149
60	63.851	1.8052	0.01786	-0.002386
61	62.378	1.7950	0.02067	-0.002972
62	61.704	1.7903	0.02205	-0.003274
63	61.447	1.7885	0.02259	-0.003395
64	58.143	1.7645	0.03038	-0.005296
65	56.756	1.7540	0.03415	-0.006310
66	56.084	1.7488	0.03609	-0.006855
67	56.068	1.7487	0.03613	-0.006868
68	54.719	1.7381	0.04027	-0.008080
69	53.777	1.7306	0.04335	-0.009025
70	53.438	1.7279	0.04450	-0.009387
71	52.546	1.7205	0.04764	-0.010397
72	52.425	1.7195	0.04808	-0.010541
73	51.563	1.7123	0.05128	-0.011614
74	51.464	1.7115	0.05166	-0.011743
75	50.336	1.7019	0.05613	-0.013299
76	49.839	1.6976	0.05819	-0.014038
77	49.690	1.6963	0.05882	-0.014266
78	49.455	1.6942	0.05982	-0.014632
79	47.980	1.6811	0.06643	-0.017122
80	47.046	1.6725	0.07090	-0.018880
81	44.903	1.6523	0.08210	-0.023523
82	44.031	1.6438	0.08705	-0.025683
83	43.754	1.6410	0.08867	-0.026406
84	40.149	1.6037	0.11231	-0.037638
85	39.617	1.5979	0.11623	-0.039623
86	39.115	1.5923	0.12003	-0.041586
87	37.385	1.5727	0.13403	-0.049069
88	36.436	1.5615	0.14233	-0.053698
89	35.772	1.5535	0.14842	-0.057181
90	31.065	1.4923	0.19939	-0.089032
91	27.948	1.4464	0.24251	-0.119422
92	26.405	1.4217	0.26741	-0.138280

$$\sigma \log Y = 0.3255$$

$$g = 1.45325$$

$$\bar{\log Y} = 1.9388 \quad \bar{Y} = 129.263$$

Luego teniendo en cuenta el valor del coeficiente de asimetría, vamos a la Tabla N° 04 para determinar los valores de K (variable reducida para cada nivel de probabilidad deseada o también en función del intervalo de recurrencia) interpolando los datos.

Se tiene la ecuación de predicción:

$$\log Y = \bar{\log Y} + \sigma \log Y (K)$$

Una vez calculados los valores de K, se reemplaza en la ecuación de predicción y tomando antilogaritmos elaboramos la curva de descarga para determinar la descarga máxima.

En la Tabla N° 04 se encuentran los valores obtenidos para elaborar la curva de descarga. Para un periodo de retorno de 50 años se toma el valor de la variable reducida correspondiente de $K = 2.749$

Luego la descarga máxima (Y) será:

$$\log Y = 1.9388 + 0.3255 (2.7495)$$

$$\log Y = 2.8338$$

$$Y = 682.02$$

El caudal máximo (Y) para un periodo de retorno de 50 años es de 682 m³/s.

Selección de la Frecuencia de Diseño.

Si se desea que exista solo un 33 por ciento de riesgo de que la estructura falle en una vida útil de 20 años es necesario diseñar la estructura para una probabilidad P:

$$\text{De la ecuación: } J = 1 - P^n$$

$$0.33 = 1 - P^{20}$$

$$P^{20} = 0.67$$

$$20 \log P = \log 0.67$$

$$\log P = \log 0.67 / 20 = -0.008696$$

$$P = 0.9801 = 98 \%$$

Esta probabilidad en la Figura N° 06 corresponde a un intervalo de retorno de 50 años y a una descarga de 682 m³/s.

La descarga de diseño según Pearson III será:

$$Y_{\text{diseño}} = 682 \text{ m}^3/\text{s}$$

TABLA N°06
VALORES DE “K” PARA CADA NIVEL DE PROBABILIDAD
DESEADA O TAMBIEN EN FUNCION DEL INTERVALO DE
RECURRENCIA RIO CHANCAY – LAMBAYEQUE

$$\text{Log } Y = 1.9388 + 0.3255 (K)$$

$$g = 1.45325$$

PERIODO DE RETORNO AÑOS	P (Y < y)	K	Log Y	Y m ³ /s
1.0101	99	-1.2849	1.5206	33.15
1.0256	95	-1.1445	1.5663	36.84
1.1111	90	-1.0287	1.604	40.18
1.25	80	-0.8282	1.6692	46.69
2	50	-0.2329	1.863	72.95
5	20	0.6864	2.1622	145.28
10	10	1.3343	2.3731	236.1
25	4	2.1306	2.6323	428.84
50	2	2.7495	2.8338	682.02
100	1	3.3024	3.0137	1032.05
200	0.5	3.8716	3.199	1581.25

4.1.2 RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL ANÁLISIS DE LAS FUNCIONES TEÓRICAS GUMBEL TIPO I Y LOG PEARSON TIPO III

Para la interpretación de los resultados obtenidos, se ha graficado la distribución teórica para cada función, en base a las ecuaciones de predicción para cada método de cálculo.

Se grafican los valores en papel probabilístico normal donde en el eje de las abscisas va la probabilidad de excedencias y en el eje de las ordenadas los valores de descargas probables, de la cual se obtuvo

los gráficos de curvas de descargas máximas anuales correspondientes al método de Gumbel y Log. Tipo III (Figura N° 05 y 06).

Al analizar los gráficos de las Figuras N° 05 y 06, se observa que ambas curvas se ajustan a la realidad por lo que se utilizó el promedio de los caudales máximos hallados por ambos métodos para determinar la descarga máxima de diseño, el cual fue de 670 m³/s para un tiempo de retorno de 50 años y una probabilidad de frecuencia de diseño de 98% para una vida útil de la estructura de 20 años y riesgo de falla de 33%.

4.1.3 CÁLCULO DE LAS DESCARGAS MÁXIMAS DE DISEÑO Y FRECUENCIA DE DISEÑO

La fórmula para seleccionar la frecuencia de diseño es:

$$J = 1 - P^n$$

Con esta ecuación, como ya se ha visto anteriormente, estamos en condiciones de diseñar descargas máximas para proyectos a partir de los datos registrados en las estaciones de aforos y número de años de registro (mayores de 20 años).

CUADRO N°08
DESCARGAS MÁXIMAS DE DISEÑO PARA DIFERENTES VALORES
DE “J” Y “N”

RIESGO FALLA J (%)	VIDA UTIL ESTRUCT. N (AÑOS)	PERIODO RETORNO Tr (AÑOS)	DESCARGA DISEÑO GUMBEL (M3/S)	DESCARGA DISEÑO PEARSON III
5	10	167	825.00	1380.00
	20	333	940.00	-
	50	500	1000.00	-
	100	1000	1110.00	-
10	10	95	750.00	1000.00
	20	190	855.00	1480.00
	50	475	1005.00	-
	100	950	1080.00	-
33	10	25	590.00	440.00
	20	50	657.50	682.00
	50	125	765.00	1150.00
	100	250	910.00	-

50	10	15	435.00	280.00
	20	29	570.00	500.00
	50	73	692.00	780.00
	100	145	810.00	1240.00

En el Cuadro N° 08, se muestran las diferentes descargas de diseño, obtenidas mediante las figuras de curva de descarga en el papel de probabilidad para ambos métodos, teniendo en cuenta los diferentes valores de riesgo de falla y la vida útil de la estructura.

4.1.4 SELECCIÓN DE LA DESCARGA DE DISEÑO

Una vez realizada la selección de frecuencia de diseño para cada método, se obtiene los siguientes resultados:

Método de Gumbel: 658 m³/s

Método de Log Pearson Tipo III: 682 m³/s

Para determinar el caudal de diseño definitivo se ha creído conveniente trabajar con el promedio de los valores obtenidos por ambos métodos.

La descarga máxima promedio que se determinó es de 670 m³/s el cual corresponde a un periodo de retorno de 50 años y a una probabilidad de recurrencia de 98 %.

Este valor máximo de descarga, se ve reducido debido a las pérdidas que se producen en su recorrido hasta la zona de estudio; así como las entregas de agua que realiza el río Chancay durante todo el tránsito de la avenida.

En base a una estimación hidrológica se ha determinado que el Reservorio Tinajones, obra de regulación y almacenamiento, hace una captación de agua en la Bocatoma Racarrumi por un caudal de 70 m³/s.

De la misma manera, se producen aportes al Río Chancay a través de las quebradas Majin y Juana Rios las cuales son de 10 m³/s y 30 m³/s respectivamente; y debido a las aguas superficiales en la zona de Tablazos de 10 m³/s, lo que hace un aporte total de 50 m³/s.

En el Partidor La Puntilla se produce una disminución del caudal transportado debido a las entregas que se realizan al canal Taymi y al río Lambayeque, las cuales son de 60 m³/s y 30 m³/s respectivamente, lo que hace una entrega de agua total en La Puntilla de 90 m³/s.

En el tramo comprendido entre el Partidor La Puntilla y el Puente Tablazos se producen aportes al río Reque debido a escorrentías, aguas superficiales y subterráneas en 30 m³/s, así como también se producen entregas de agua a través de las tomas de Pomalca y Pampagrande en un total de 20 m³/s.

Según este análisis obtenemos un caudal neto en la zona de estudio de:

$$\text{Caudal Neto de Diseño} = (670 - 70 + 50 - 90 + 30 - 20) = 570 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Con fines de mayor seguridad se ha considerado un caudal neto de diseño de:

$$Y_{\text{neto}} = 600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

4.2 CÁLCULO HIDRAÚLICO DE ENCAUZAMIENTO

4.2.1 CONDICIONES DE ENCAUZAMIENTO

Los factores que forman las características en cualquier sección particular son las siguientes:

4.2.1.1 Coeficiente de Rugosidad

Para la selección del coeficiente de rugosidad se han considerado los siguientes factores:

- Características del material de fondo.
- Irregularidades de las secciones transversales.
- El tirante de agua.
- Vegetación existente.
- El alineamiento del cauce.

El valor de “n” para su uso en la fórmula de Manning se ha tomado del Cuadro N° 09. Para cual se ha considerado un valor de:

$$n = 0.030.$$

CUADRO N°09
VALORES DE “n” PARA USOS EN LA FORMULA DE MANNING

SUPERFICE	OPTIMO	BUENO	REGULAR	MALO
A) Limpio, orillas rectas, lleno, sin resaltos ni hoyos profundos	0.25	0.0275	0.030	0.033
B) Lo mismo que "A" pero con algunas piedras y plantas	0.030	0.033	0.035	0.040
C) Curvo y limpio, algunos hoyos y resaltos	0.033	0.035	0.040	0.045
D) Lo mismo, niveles bajos pendientes y secciones inadecuadas	0.040	0.045	0.050	0.055
E) Lo mismo que "D", con secciones rocosos	0.045	0.050	0.055	0.060
F) Lo mismo, algunas plantas y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
G) Tramo de corte con mata y hoyos profundos	0.050	0.060	0.070	0.080
H) Tramo con muchas malezas y matas	0.075	0.100	0.125	0.150

FUENTE: Tratado de Topografía - DAVIS COOTE.

Estos valores de rugosidad del cuadro se utilizan comúnmente para el diseño de cauces en nuestro medio.

4.2.1.2 Talud

De acuerdo a la tabla 10 los taludes recomendados según el tipo de material son:

CUADRO N° 10

TIPO DE MATERIAL	TALUD
Suelos turbosos coloidales	0.25:1
Suelos arcillosos pesados	0.50:1
Tierra cubierta con piedras	1:1
Canales en tierra	1.50:1
Suelos arenosos	2:1

Frecuentemente se establecen valores que pueden servir como punto de partida en una alternativa; por ejemplo, ciertos reglamentos fijan como taludes mínimos los siguientes:

Altura Dique	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
4.5 a 12m.	2:1	1.5:1
12 a 30m.	2.5:1	2:1
30 a 45m.	3:1	2.5:1

Para la cual adoptaremos una inclinación de talud $Z = 1.5$

4.2.1.3 Pendiente Hidráulica

La pendiente promedio se ha obtenido en base a la nivelación topográfica trazada entre las curvas a nivel que unen los puntos extremos del eje de encauzamiento del tramo en estudio, obteniéndose un valor de 1.95‰

4.2.1.4 Ancho o Sección Estable del Cauce (Bo)

Para calcular el ancho del cauce se ha utilizado la fórmula de Blench, considerando que se trata de un cauce que contiene material cohesivo con formaciones de arena fina.

$$Bo = 1.81 * \left| \frac{Q * Fb}{Fs} \right|^{0.5}$$

Siendo:

Bo = Ancho Estable.

Q = Caudal de Diseño.

Fb = Factor de Fondo de Cauce.

Fs = Factor de Orilla de Cauce.

Según la **Tabla N° 07** se ha considerado un factor de fondo (Fb) de 0.80 para materiales finos y un factor de orilla (Fs) de 0.30 correspondiente a materiales cohesivos.

TABLA N° 07
VALORES DE Fb y Fs SEGÚN EL MATERIAL DEL CAUCE DEL RÍO

MATERIAL QUE FORMA EL CAUCE	Fb	Fs
Para material fino	0.80	-
Para material grueso	1.20	-
Para material suelto	-	0.10
Para materiales ligeramente cohesivos	-	0.20
Para materiales cohesivos	-	0.30

FUENTE: Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas – Rubén Terán

Teniendo un caudal de diseño de 600 m³/s y reemplazando en la fórmula de Blench se obtiene:

$$Bo = 1.81 * \left| \frac{600 * 0.80}{0.30} \right|^{0.5}$$

$$Bo = 72.40m$$

4.2.1.5 Tirante Hidráulico

El cálculo del tirante hidráulico se determinó mediante el método de Manning:

$$Q = \frac{A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Para:

$$Q = 600 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 1.95 \text{ ‰}$$

$$N = 0.030$$

$$Z = 1.5 \text{ B}$$

$$= 60 \text{ m.}$$

$$R = \frac{Y(B + ZY)}{B + 2Y(1 + Z^2)^{1/2}}$$

$$AR^{2/3} = \frac{Q \cdot N}{S^{1/2}} = \frac{600 \cdot 0.030}{(0.00195)^{1/2}} = 407.618$$

Luego tenemos:

$$Y (60 + 1.5Y) \left[\frac{(60 + 1.5Y) \cdot Y}{60 + 2Y(3.25)^{1/2}} \right]^{2/3} = 407.618$$

Entonces por el método de tanteo se tiene:

$$Y = 3.137 \text{ m}$$

4.2.1.6 Borde Libre

Para el cálculo del borde libre se tomó en cuenta las recomendaciones contenidas en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 11
COEFICIENTE \emptyset EN FUNCIÓN DE LA MÁXIMA DESCARGA Y PENDIENTE

Descarga de Diseño (m ³ /s)	\emptyset
3000 – 4000	2
2000 – 3000	1.70
1000 – 2000	1.40
500 – 1000	1.20
100 - 500	1.10

Fuente: Ministerio de Agricultura-Instituto Nacional de Recursos Naturales

$$BL = \emptyset \times E_c$$

Donde:

$$E_c = V^2 / 2g$$

$$V = Q / A$$

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

$$A = 3.137 (60 + 1.5 \times 3.137) = 202.981 \text{ m}^2$$

$$V = 600 / 202.981 = \mathbf{2.955 \text{ m/s}}$$

Luego:

$$E_c = 2.955^2 / 2 \times 9.81$$

$$E_c = 0.445$$

Del Cuadro N° 11 tenemos que $\emptyset = 1.20$

$$BL = 1.20 \times 0.445 = 0.543 \text{ m.}$$

La altura máxima del bordo está dada por:

$$H_m = Y + BL$$

$$H_m = 3.137 + 0.543 = 3.67 \text{ m.}$$

Por criterios de seguridad adoptamos una altura total del muro de:

$$\mathbf{H_m = 4 \text{ m.}}$$

Luego el nuevo bordo libre del muro será:

$$\begin{aligned} BL &= 4 - 3.137 \quad \mathbf{BL} \\ &= \mathbf{0.863 \text{ m.}} \end{aligned}$$

4.2.1.7 Fuerza Tractiva

$$T = \delta_a \cdot R \cdot S$$

Donde: T: Fuerza tractiva Kg/m²

δ_a : Peso específico del agua (1000 kg/m³) R:
Radio hidráulico.

S: Pendiente.

$$\text{Radio Hidráulico: } R = A / P$$

$$A = Y (B + Z \cdot Y)$$

$$A = 3.137 (60 + 1.5 \times 3.137) = 202.981 \text{ m}^2$$

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

$$P = 60 + 2 \times 3.137 \sqrt{1 + 1.5^2} = 71.31 \text{ m.}$$

Luego:

$$\mathbf{R = 2.846 \text{ m.}}$$

Reemplazando tenemos:

$$T = 1000 \times 2.846 \times 0.00195$$

$$T_c = 5.549 \text{ Kg/m}^2$$

Este valor de la fuerza tractiva calculado para condiciones de máxima avenida nos va a producir una fuerte erosión del material del cauce que solo admite una fuerza de arrastre critico de 1.20 kg/m² (según tabla N° 08). Por lo que se ha optado revestir los taludes del cauce con enrocado pesado. Estas medidas nos darán un gran margen de seguridad, puesto que el enrocado admite una fuerza de arrastre de 16 kg/m² como mínimo.

TABLA N° 08
VALOR CRITICO DE ARRASTRE NECESARIO PARA
MATERIALES
DEPOSITADOS EN EL LECHO DEL RIO

Materiales	Diámetro (mm)	Tc (Kg/m²)
Arena Ordinaria de Cuarzo	0.20 ----- 0.40 mm.	0.18 ---- 0.20
Arena Ordinaria de Cuarzo	0.40 ----- 1.40 mm.	0.25 ---- 0.30
Arena Ordinaria de Cuarzo	1.40 ----- 2.00 mm.	0.40
Suelo Areno Limoso	0.80 ----- 1.20 mm.	1.00 ---- 1.20
Grava Rodada de Cuarzo	0.50 ----- 1.50 mm.	1.25
Grava Gruesa	4.00 ----- 5.00 mm.	4.80 ---- 5.00
Rocas Grandes	25.0 ----- 50.0 mm.	16.0 ---- 24.0

Fuente: Arquitectura Hidráulica A. Shoklitsch

4.3 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE LAS ESTRUCTURAS DEFINITIVAS

Habiendo realizado la evaluación de los diferentes tipos de defensa, y teniendo en cuenta la configuración topográfica del cauce del rio Chancay y las condiciones hidrológicas e hidráulicas del mismo, se ha optado por lo siguiente:

- a. Mejoramiento del cauce (encauzamiento del rio).
- b. Diseño de dique enchapado con roca de talud.
- c. Diseño de dique con material de rio.

Se ha analizado el perfil del rio por lo que es necesario rectificar la pendiente del fondo del cauce, de tal manera de conseguir la pendiente

uniforme de diseño (1.95 ‰) para que el caudal de diseño de 600 m³/s pueda discurrir por un cauce estable acorde con su capacidad hidráulica.

Por otro lado se ha creído conveniente colocar como estructuras definitivas un dique enrocado enchapado en su talud mojado y muro longitudinal con material de río en ambas márgenes. Para evitar las erosiones laterales y desbordamiento de riberas del río, se reforestará sus márgenes.

Las razones por las que se han considerado diques enrocados continuos y de material de río son las siguientes:

- Por experiencia, en las obras del PERPEC del Ministerio de Agricultura, debido a que su construcción hasta la fecha han dado buenos resultados fijando nuevas márgenes más estables.
- Por ser una zona donde es posible el uso de diques continuos a lo largo de las márgenes y protegidos con material de reforestación.

4.3.1 Mejoramiento del Cauce

Esta labor permitirá a través del encauzamiento del río, lograr la limpieza de su cauce y profundizarlo hasta lograr su gradiente efectuando la excavación de la caja del eje central hacia las márgenes izquierda y derecha, de acuerdo a la razante proyectada en el tramo del perfil longitudinal del estudio.

4.3.2 Diseño del Muro Longitudinal y Dique Enrocado

El encauzamiento de 1.50 km. del río Reque, sector Ciudad Eten a partir del Puente Eten-Monsefú aguas arriba, consta del diseño de dique enrocado en las zonas críticas y dique continuo con material de río para lograr la circulación de la máxima avenida dentro del cauce diseñado.

Se ha considerado este tipo de diques, ya que permitirán en el caso del dique enchapado con roca en su talud mojado y cimiento (uña) con roca, proteger las zonas en curvas del cauce y además la protección de la zona en ambas márgenes y otros cultivos menores.

4.3.2.1 Localización en Planta

Para la colocación de las estructuras de protección (dique enrocado) se han definido que deben ser las zonas curvas (puntos críticos) donde se ubicará el dique enrocado con uña aplicando la fórmula:

$$2.5 B < R_c < 8 B$$

Donde:

B: ancho de cauce.

R_c: radio de curvatura en cada PI.

Para el presente trabajo aplicaremos la fórmula para las curvas en los puntos A, B, C y D, donde el radio determinado para cada curva nos permitirá obtener la longitud de curva, que a su vez será la longitud del dique enrocado.

Punto A:

R_c = 162 m.

B = 60 m.

$$(2.5 \times 60) < 162 < (8 \times 60) \quad 150 < 162 < 480 \quad \mathbf{OK.}$$

Punto B:

R_c = 204 m.

B = 60 m.

$$(2.5 \times 60) < 204 < (8 \times 60) \quad 150 < 204 < 480 \quad \mathbf{OK.}$$

Punto C:

R_c = 179 m.

B = 60 m.

$$(2.5 \times 60) < 179 < (8 \times 60) \quad 150 < 179 < 480 \quad \mathbf{OK.}$$

Punto D:

$$R_c = 172 \text{ m.}$$

$$B = 60 \text{ m.}$$

$$(2.5 \times 60) < 172 < (8 \times 60) \quad 150 \\ < 172 < 480 \quad \text{OK.}$$

Por lo tanto, en estos tramos de curvas se colocará diques con enrocado en el talud, en donde la longitud de las curvas será igual a la longitud del dique enrocado.

4.3.2.2 Longitud del Dique Longitudinal con Material de Río

Esta estructura será posible mediante la conformación de su diseño y con la excavación del material de río.

Su longitud se efectuará en ambas márgenes como cimientos corridos continuos a lo largo de la zona en estudio.

4.3.2.3 Material empleado en construcción de Dique Enrocado

El material empleado para la construcción del dique será el material de cauce del río, Afirmado de la cantera 5 Patapo, Tres tomas Ferreñafe, enchapado en su talud mojado con roca de buena calidad de la cantera Cerro Reque Sur, que tienen una relación de vacíos del 30% lográndose que el dique sea permeable.

Con estos diques se logra conseguir la reducción de la velocidad de la corriente con la finalidad de que los materiales que el agua trae consigo, se depositen en el dique para dar origen a las nuevas márgenes.

4.3.2.4 Profundidad de Socavación

La profundidad en que llegará la socavación, se obtendrá utilizando la fórmula propuesta por Lichtvan-Levediev.

$$D_s = \left| \frac{a \cdot d_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot D_m \cdot B^{0.28}} \right|^{\frac{1}{1+x}}$$

Con los siguientes datos:

Be = 60 m. ancho efectivo de diseño. do = 3.137 m. tirante del gasto formativo.

Dm = 0.672 mm. diámetro medio. $\beta = 0.97$, coeficiente para un periodo de retorno de 50 años. Ver Tabla N° 04. $1 / (1 + x) = 0.711$, para Dm = 0.672 mm. Ver Tabla N° 05.

$$a = \frac{Qd}{dm^{5/3} * Be * u}$$

$$dm = \frac{\text{Área Hidráulica}}{\text{Ancho Efectivo}} = \frac{A}{Be}$$

Donde:

$$A = Y(B + ZY) = 3.137(60 + 1.5 \times 3.137) = 202.981 \text{ m}^2.$$

$$Be = 60 \text{ m.}$$

$$Dm = 202.981 / 60 = 3.83 \text{ m.}$$

$$a = 600 / (3.83^{5/3} \times 60 \times 0.97) = 1.01 \text{ m.}$$

Entonces tenemos:

$$Ds = \left| \frac{1.01 * 3.137^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 0.97 * 0.672^{0.28}} \right|^{0.711}$$

$$Ds = 5.67 \text{ m}$$

Luego la socavación producida será:

$$Pu = ds - do = 5.67 - 3.137 = 2.54 \text{ m}$$

Por lo cual se ha considerado un valor de **Pu=2.50m**

A) Ancho de Uña

El ancho de la uña está dada en función de la profundidad de la misma, mediante la siguiente fórmula:

$$A_u = 1.50 P_u$$

Donde:

P_u = Profundidad de la uña.

Luego tenemos:

$$\begin{aligned} A_u &= 1.50 \times 2.50 \text{ m} \\ &= 3.75 \text{ m.} \end{aligned}$$

Asumiendo un valor de **$A_u=4.00\text{m}$**

B) Diámetro de Roca

Para determinar el diámetro del enrocado en los diques, se empleó la siguiente fórmula, según la secretaría de recursos hidráulicos:

$$D_r = \frac{b \cdot V^2}{2 \cdot \Delta G \cdot F}$$

Donde:

b = Factor para condiciones de turbulencia, $b = 1.4$

D_r = Diámetro de la roca (m.) V =

Velocidad del agua (m/s) γ_s =

Densidad del material (kg/m³) γ_a =

Densidad del agua (kg/m³)

G = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$; Densidad relativa del material.

F = factor de talud (determinado por la inclinación del talud y el ángulo de fricción interna del material).

$$F = \left[1 - \frac{\text{Sen}^2 \alpha}{\text{Sen}^2 \phi} \right]^{1/2}$$

α = ángulo de talud.

ϕ = ángulo de fricción interna del material ($\phi = 35^\circ$)

Luego:

$$\text{Tag } \alpha = 1 / 2 \quad \alpha$$

$$= \text{arctag } 0.5$$

$$\alpha = 26.567^\circ$$

$$F = \left[1 - \frac{\text{Sen}^2 26.567^\circ}{\text{Sen}^2 35^\circ} \right]^{1/2} = 0.628$$

$$\Delta = (2650 - 1000) / 1000 = 1.65$$

Reemplazando valores en Dr:

$$Dr = \frac{1.4 * 2.955^2}{2 * 9.81 * 1.6 * 0.628}$$

$$Dr = 0.60m$$

Por seguridad de la estructura, se considera el tamaño de la piedra de 0.60 a 1.00 m.

$$Dr \text{ max} = 1.00 \text{ m}$$

C) Determinación del material filtro donde se asienta esta roca

La determinación del espesor del material filtro se considera por la granulometría del material de fondo y taludes de cauce conociendo además la velocidad del agua alrededor de la estructura.

En base a esta información debe diseñarse la longitud y construcción del filtro.

Con fines prácticos se considera que la granulometría del filtro debe de ser tipo hormigo (cascajo con arena) y su espesor del filtro puede variar de 0.15 a 0.30 m.

En nuestro caso, no es necesario material filtro porque el material del rio es granular y cumple la función de filtro.

D) Altura de Enrocado

La altura del enrocado está dada por:

$$H = Y_n + V^2/2g$$

$$H = 3.137 + 2.955^2 / 2 \times 9.81 \quad H = 3.582 \text{ m.}$$

Por seguridad se asume una altura de enrocado igual a la del dique, es decir **H = 4.00 m.**

4.3.2.5 Análisis de Estabilidad del Dique

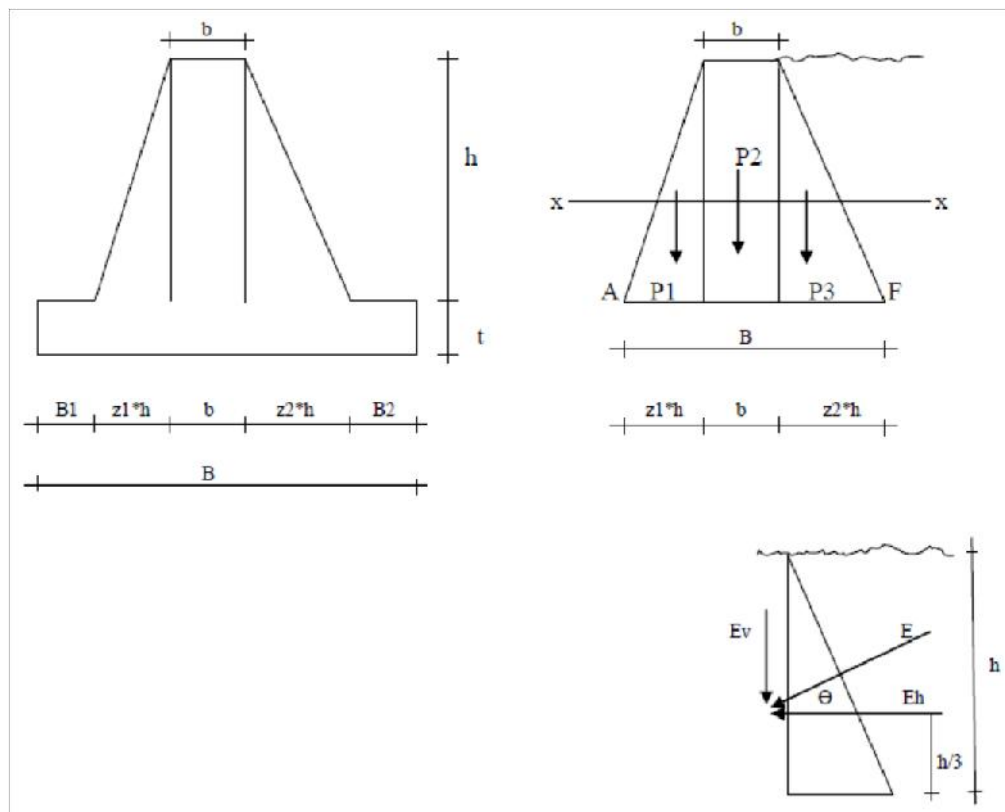


TABLA N° 09
VALORES DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN “f”

MATERIAL	f
Arena o Grava Gruesa	0.5 a 0.7
Arena o Grava Fina	0.4 a 0.6
Arcillas Duras	0.3 a 0.5
Arcillas Blandas o Limo	0.2 a 0.3

Datos:

Altura del muro (m):	h= 4.0
Peso específico del material del río (kg/m ³):	ps=1800
Peso específico del agua (kg/m ³):	pa=1000
Ángulo de fricción interna (°):	Ø = 35°
Talud:	z1=1.5
z2= 1.5 Capacidad portante (Kg/cm ²):	
&a= 1.77	
Factor de seguridad de volteo:	F.V= 2.00
Factor de seguridad deslizamiento:	F.D= 1.50
Factor de fricción f=tanØ Tabla N°09	f= 0.6

Dimensionamiento del Muro

Empuje de agua sobre el muro (E) en Kg/m:	E = Pa*h/2*A
Empuje vertical (Ev) en Kg/m:	Ev = E*Seno (Ø/2)
Empuje horizontal (Eh) en Kg/m:	Eh = E*Cos (Ø/2)

Sea la sección x-x en donde el ancho y/o espesor medio del muro es igual a 0.30*h, entonces igualando áreas del muro se tiene:

Sección total del muro = Espesor medio * altura del muro

$$\frac{(B+b)*h}{2} = 0.3*h*h$$

$$\text{Ancho de corona, } b(m) = h*z1+h*z2+2b= 2*0.3*h \\ 4*1.5+4*1.5+2b=0.6*4$$

$$b(m)=4.8 \quad \text{asumimos: } \mathbf{b=4.0m}$$

$$\begin{aligned}
 E &= 1000 \times 4^2/2 \times 4 = 3200 \text{ Kg/m} \\
 E_v &= 32000 \times \sin 17.5^\circ = 9623 \text{ Kg/m} \\
 E_h &= 32000 \times \cos 17.5^\circ = 30519 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

Ancho de base B(m): $b+h(z_1+z_2)= 4+4(1.5+1.5)$

$$B=16.00\text{m}$$

Respecto al punto de aplicación
“A”

1. Fuerzas Verticales Estabilizadoras

Peso	Fv	Distancia (m)	Momento (Mv)
P1 (Kg) : $h^2 \cdot z_1 \cdot Ps / 2$	21600	$2 \times h \times z_1/3 = 4.00$	86400
P2 (Kg) : $b \cdot h \cdot Ps$	28800	$h \cdot z_1 + b/2 = 8.00$	230400
P3 (Kg) : $h^2 \cdot z_2 \cdot Ps / 2$	21600	$h \cdot z_1 + b + h \cdot z_2/3 = 12.0$	259200
Ev (Kg/m) : $E \cdot \text{seno}(\emptyset/2)$	9623	$h \cdot z_1 + b + h \cdot z_2 - z_2 \cdot Y_n/3 = 14.431$	138860
	81623		714860

2. Fuerzas Horizontales Desestabilizadoras

Empuje Activo Horizontal	Fh	Distancia (m)	Momento (Mh)
Eh (Kg/m) : $E \cdot \cos (\emptyset/2)$	30519	$h/3 = 1.33$	40692

A. FACTOR DE SEGURIDAD DE VOLTEO

$$F.V = \Sigma M_v / \Sigma M_h$$

$$F.V = \frac{714860 \text{ kg}}{40692 \text{ kg}}$$

$$F.V = 17.57 \geq 2 \text{ OK}$$

B. FACTOR DE SEGURIDAD DE DESLIZAMIENTO

El factor de seguridad contra esta eventualidad esta normalmente fijado en 1.5.

Los resultados son:

$$F.D. = f \cdot \Sigma F_v / \Sigma F_h$$
$$F.D = 0.6 \cdot 81623 / 30519$$

$$F.D = 1.60 > 1.5 \text{ OK}$$

Por lo tanto cumple con la norma, lo que indica que la estructura no fallará por deslizamiento.

C. FACTOR DE SEGURIDAD POR ASENTAMIENTO

$$q_a \geq q_t$$

$$q_t = R / A [1 \pm 6.e / B]$$

Donde:

q_a = Esfuerzo admisible del terreno (kg/cm²) q_t =

Esfuerzo actuante de la estructura (kg/cm²)

R = Sumatoria de esfuerzos verticales (Kg.)

A = Área de la base del bordo (m²) B =

Base del bordo (m). e = excentricidad (m)

Ubicación del resultante (br):

$$br = \frac{714860 - 40692}{81623} = 8.25m \text{ se ubica en el tercio central}$$

Cálculo de la excentricidad (e):

$$e = B/2 - br$$

$$e = 16/2 - 8.25 = - 0.25$$

Luego debe cumplirse que $e < B/6$:

$$16 / 6 = 2.67 > -0.25 \text{ OK}$$

Aplicando la formula anterior:

$$S1 \text{ (Kg/m}^2\text{)} = (81623 / 16) \cdot (1 - 6 \times (-0.25/16)) = 5579.69 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_t \text{ max} = 0.558 \text{ kg/cm}^2$$

$$S1 \text{ (Kg/m}^2\text{)} = (81623 / 16) \cdot (1 + 6 \times (-0.25/16)) = 4623.18 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_t \text{ min} = 0.462 \text{ kg/cm}^2$$

Osea que tenemos un esfuerzo de compresión máxima de 0.558 kg/cm², un valor por debajo al que soporta el suelo antes de la falla, determinado por la fórmula de Coulomb $q_a = 1.77 \text{ kg/cm}^2$ por lo que no habrá falla por asentamiento.

$$q_a = 1.77 > 0.558 \text{ OK.}$$

4.4 ELEMENTOS DE CURVA EN TRAZO Y LONGITUD DEL NUEVO CAUCE

La longitud de encauzamiento del nuevo cauce será de 1.50 Km.

V. DISCUSIÓN

Realizar el presente estudio es de vital importancia para la población etenana, por cuanto facilitara la ejecución de una obra que trate de solucionar en parte el problema de inseguridad, tanto física como humana, frente una avenida extraordinaria del río Reque.

Desde el punto de vista físico existen riesgos de destrucción de los terrenos de cultivos en ambos márgenes y sus sembríos, de las viviendas rustica aledañas al río y sus enceres en la ciudad, etc, situación que coloca a los habitantes en estado calamitoso, más grave aun cuando hoy la situación económica es escasa.

Desde el punto de vista humano, los habitantes de la ciudad corren el mismo riesgo, dado a que el nivel de la ciudad se encuentra en una cota ligeramente menor a la existente en las riberas del río.

Al cual habiéndose diseñado la obra más adecuada, técnica y económicamente, empleando criterios de la hidráulica fluvial y teniendo en cuenta las características propias de la zona de estudio, se estará fortaleciendo la seguridad de los cultivos, que se desarrollan en la planicie del río, la cual incrementara el nivel y la estabilidad de los ingresos de los agricultores, así mismo se dará seguridad al muro longitudinal de defensa del pueblo, el cual se encuentra ubicada a 500mt a la margen izquierda del río, cuya función es de protección y medio de comunicación hacia el caserío “Los Cascajales”, ya que en avenidas anteriores ha sido destruido en parte, llegando las aguas a inundar el caserío.

Por ello consideramos el presente estudio como importante, no solo para los habitantes del pueblo etenano, sino que, como interés nacional, es necesario preservar las tierras agrícolas en la costa del Perú, dado el elevado costo que da incorporar tierras el área agrícola.

VI. CONCLUSIONES

1. Este proyecto de Investigación de Defensa Ribereñas protegerá las márgenes del río Eten, beneficiando principalmente a los agricultores y a la vez como acceso al Caserío Cascajales.
2. El trabajo de Investigación determinó el tipo de defensa seleccionado (Dique Enrocado), evitando la erosión en las riberas de ambas márgenes.
3. En el presente estudio se consideró dos diques, margen izquierda d 3Km y margen izquierda de 1Km.
4. El costo total de esta obra asciende a un total de 7 millones de soles.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda a la Municipalidad Distrital de Ciudad Eten:

1. Que en convenio con la Comisión de Regantes capacitar al agricultor en la necesidad de conservar las estructuras.
2. Considerar los resultados del presente estudio para el diseño de los dos diques en enrocados, así también para el encauzamiento del río.
3. Asignar el personal técnico para un debido mantenimiento a la zona encauzada después de cada avenida extraordinaria, a fin de conservar el buen funcionamiento del dique.
4. Establecer que la ejecución del presente estudio se efectúe a través del Gobierno Regional y el Ministerio de Agricultura.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **ROMERO, A. (1988).** *Encauzamiento del Río Zaña tramo puente ucupepuente colgante zaña y Diseño de las estructuras hidráulicas para la defensa de la ciudad de Mocupe, Tesis Ingeniería Civil UNPRG.* Lambayeque, 263 Págs.
2. **BIANCHINI, A. (1979).** *Instrucciones prácticas para la ejecución de obras con Gaviones, corazas, recubrimientos y enrejados de triple torsión.* España, 30 Págs.
3. **PAULET, M. (1974).** *Análisis de frecuencias de fenómenos en Hidrología Método de Gumbel.* Publicación N° 34.
4. **GARCIA, G. (1984).** *Análisis de las descargas máximas del río chancay y sus consecuencias en Ciudad Eten”, Tesis Ingeniería Agrícola UNPRG.* Lambayeque, 83 Págs.
5. **LINSLEY, R. (1958).** *Hidrología para Ingenieros, 2da Edición.* México: Editorial C.E.G.S, 790 Págs.

6. **RODRIGUEZ, C. (1987).** *Serie Anual y Parcial para avenidas en Ríos de la costa Norte del Perú, Tesis Ingeniería Agrícola UNPRG.* Lambayeque, 154 Págs.
7. **BARBOZA, C. (1997).** *Informe de Ingeniería Defensa Ribereña y Encauzamiento del río Chaman-Sector Huacablanca Carretera Panamericana Tramo II.* La Libertad.
8. **VASQUEZ, A. (2000).** *Manejo de Cuencas Altoandinas, Tomo I, Universidad Nacional Agraria La Molina.* Perú.
9. **PERPEC III. (2000).** *ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHANCAY - SECTOR TABACAL-LAS MINAS.* Chiclayo-Lambayeque: Expediente Técnico, 92 Págs.
10. **VILCHEZ, J. (1965).** *Estudio de Encauzamiento del río Reque-ZONA CAFENA Miraflores”, Tesis Ingeniería Agrícola UNPRG.* Lambayeque, 125 Págs.

IX. ANEXOS

Fotografía 01: Vista panorámica de la llanura



Fotografía 02: Cauce del Río



Fotografía 03: Cantera de Rocas Cº Reque Sur



Fotografía 04: Cantera Tres Tomas

