

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES  
PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE  
ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ –  
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**Línea de Investigación: Hidráulica**

**Autores:**

Bach. Espinoza Ruiz, Luis Fernando  
Bach. Torres Sandoval, Juan Carlos

**Asesor:**

Ing. Serrano Hernández, José Luis

Nº de Registro: \_\_\_\_\_

Trujillo, Diciembre del 2015

## **MIEMBROS DE JURADO**

---

ING. Sagástegui Plascencia Fidel G.

**PRESIDENTE**

---

ING. Narváez Aranda Ricardo A.

**SECRETARIO**

---

ING. Luján Silva Enrique F.

**VOCAL**

---

ING. Serrano Hernández José L.

**ASESOR**

## **PRESENTACIÓN**

### **Señores miembros del jurado**

Cumpliendo con lo dispuesto en nuestro reglamento de Grados y Títulos de la escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Privada Antenor Orrego de Trujillo, es grato poner a vuestra consideración, el presente trabajo de investigación titulado: **“DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”**, con la finalidad de cumplir los requisitos para optar el **TITULO PROFESIONAL** de **INGENIERO CIVIL**.

Debido a los fenómenos del niño que azota periódicamente a la zona costera de nuestro país y de manera particular a la cuenca del río Virú; esto ha venido ocasionando grandes pérdidas económicas, deterioro de estructuras de riego y destrucción de zonas agrícolas por máximas avenidas a lo largo de los años. Por ello, el presente trabajo busca minimizar los efectos de las crecidas del río Virú mediante el modelamiento de inundación e implementación de estructuras de defensas ribereñas (diques). Las cuales darán todas las pautas y procedimientos para poder ejecutarlas, además de ser referencia para futuros estudios. Por ende ponemos el presente trabajo para que sea analizado a vuestro criterio y consideración.

**Trujillo, 01 de Diciembre del 2015.**

---

**Bach. Luis Fernando Espinoza Ruiz**

---

**Bach. Juan Carlos Torres Sandoval**

## **AGRADECIMIENTOS**

Un agradecimiento muy especial al **Ing. Serrano Hernández José L.** por sus conocimientos transmitidos y apoyo brindado para llevar adelante la presente tesis.

A nuestros padres a quienes les debemos la vida y nos brindaron educación, apoyo y consejos. A nuestros maestros y amigos, quienes sin su ayuda nunca hubiéramos podido hacer esta tesis. A todos ellos les estaremos agradecidos eternamente.

**Bach. Luis Fernando Espinoza Ruiz**

**Bach. Juan Carlos Torres Sandoval**

## RESUMEN

El río Virú pertenece a la cuenca que lleva el mismo nombre, presenta un régimen irregular con incremento de caudales entre los meses de enero a mayo. Debido a la acción erosiva del río y las quebradas que descienden de la cordillera de los Andes hacia el océano Pacífico, le confieren un lecho móvil, presentando pequeñas islas y material de arrastre colmatado. Se identificaron áreas expuestas a ser inundadas por máximas avenidas, que podrían causar cuantiosas pérdidas a los pobladores de la zona como lo ocurrido en el fenómeno de “El Niño” en el año de 1998; es por ello que se realizó la presente tesis: **“DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RÍO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”**, con el presente trabajo se beneficiará directamente a 124 Ha de áreas de cultivo pertenecientes al sector privado como también se protegerá la infraestructura de riego existente en las zonas aledañas construidas por el Gobierno regional La Libertad, tales como el canal Chanquín, canal de descarga Chavimochic, entre otros.

Se realizaron estudios topográficos en el tramo de estudio identificando los puntos críticos, así como también se dividió el área de influencia del proyecto en dos zonas tomando como referencia el badén existente (zona antes del badén y zona después del badén) y se utilizó una pendiente ponderada de 8.5%. Del análisis hidrológico se determinó que los caudales se ajustaban a la distribución Log Pearson Tipo III, obteniéndose un caudal de diseño de 382.95 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 50 años, con un riego de 33% y vida útil de 20 años. El estudio de suelos realizado nos permitió conocer que el material conformante era en su generalidad grava mal graduada, con presencia de arena con pocos finos o sin finos.

Para dar solución al problema, se planteó diseñar 3 estructuras de protección como lo son los Diques Enrocados (con una longitud total de 1112.53 ml), colocados en puntos estratégicos. Se realizaron las especificaciones técnicas y los metrados para su posible ejecución.

## ABSTRACT

The Virú River belong to the basin that has the same name, it has an irregular flow regime increasing between the months of January to May. Due to the erosive action of the river and the streams that descend from the Andes Mountains to the Pacific Ocean, giving it a moving bed, featuring small islands and drag clogging material. Exposed areas to be flooded by maximum flood, which could cause significant losses to the residents of the area as happened in the phenomenon “El Niño” in the year 1998 were identified; that is why this thesis was made "**HYDRAULIC DESIGN AND STRUCTURAL OF LEVEES FOR CHANNELING OF VIRÚ RIVER BETWEEN TOMABAL AND ZARAQUE, VIRÚ PROVINCE - DEPARTMENT OF LA LIBERTAD**", in this paper I will directly benefit 124 areas growing in the private sector as the existing irrigation infrastructure in the surrounding areas built by the regional government of La Libertad, such as Chanquín cannel, Chavimochic discharge channel, among others are also protected.

Topographic studies were performed in the study reach identifying critical points and the area of influence of the project was also divided into two zones by reference to the existing speed bump (area before the speed bump after speed bump and area) and used a slope 8.5 ‰. Hydrological analysis determined that the flow rates were adjusted to the Log Pearson Type III distribution, obtaining a design flow of 382.95 m<sup>3</sup> / s for a return period of 50 years, with a risk of 33% and service life of 20 years. The soil survey carried out allowed us to meet the conformant stuff was recorded in its generality poorly graded, with or without the presence of fine sand with few fines.

To solve the problem, it was proposed to design three protection structures such as the riprap levees (with a total length of 1112.53 ml), placed at strategic points. Technical specifications and metrados for possible execution.

# ÍNDICE

PRESENTACIÓN.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
RESUMEN.....	iv
ABSTRACT.....	v
ÍNDICE.....	vi
<b>1. CAPITULO I: INTRODUCCION DEL PROYECTO</b>	
1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	3
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.3.1. GENERAL.....	3
1.3.2. ESPECÍFICOS .....	4
1.3.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	4
1.3.3.1. JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA.....	4
1.3.3.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.....	5
1.3.3.3. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.....	5
<b>2. CAPITULO II : MATERIAL Y METODOS</b>	
2.1. UBICACIÓN Y EXTENSIÓN.....	7
2.1.1. UBICACIÓN .....	7
2.1.2. EXTENSIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	8
2.1.3. PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS.....	10
2.2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA ZONA DEL PROYECTO.....	10
2.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES .....	10
2.2.2. RECURSOS HÍDRICOS.....	10
2.2.3. SITUACIÓN ACTUAL DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.....	11
2.2.4. ORGANIZACIÓN DE USUARIOS Y BENEFICIARIOS .....	11
2.3. GEOLOGÍA – GEOMORFOLOGÍA.....	11
<b>3. CAPITULO III : ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA</b>	
3.1. HIDROLOGÍA.....	14
3.1.1. HIDROLOGÍA DE LA CUENCA DEL RIO VIRÚ.....	14
3.1.2. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL.....	15
3.1.2.1. INFORMACIÓN HIDROMETERIOLÓGICA.....	15
3.1.2.2. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	17

3.1.3.	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	18
3.1.3.1.	DETERMINACIÓN DE LAS MÁXIMAS AVENIDAS .....	18
3.1.3.2.	DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS O PROBABILÍSTICOS....	19
3.1.3.2.1	DISTRIBUCIÓN GUMBEL .....	20
3.1.3.2.2.	DISTRIBUCIÓN LOG – PEARSON TIPO III.....	22
3.1.4.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA PARA DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD. ....	23
3.1.1.1.	PRUEBAS DE AJUSTE .....	24
3.1.1.1.1.	MÉTODOS GRÁFICOS .....	25
3.1.1.1.2.	PRUEBA DE KOLGOMOROV Y SMIRLOV .....	25
3.1.2.	ANÁLISIS DE FRECUENCIA ANTE MÁXIMAS AVENIDAS.....	27
3.1.3.	PERIODOS DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA.....	28
3.1.3.1.	PERIODO DE RETORNO .....	28
3.1.3.2.	RIESGO DE FALLA Y PERIODO DE RETORNO.....	29
3.1.4.	ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....	30
3.1.4.1.	ANÁLISIS DE FRECUENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL 31	
3.1.4.2.	ANÁLISIS DE FRECUENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III.....	32
3.2.	TOPOGRAFÍA .....	36
3.2.1.	RECONOCIMIENTO DEL TERRENO .....	36
3.2.2.	TRABAJO DE CAMPO.....	36
3.2.3.	TRABAJO DE GABINETE.....	37
3.3.	ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	38
3.3.1.	TRABAJO DE CAMPO.....	38
3.3.2.	LA EXPLORACIÓN DEL SUELO .....	38
3.3.3.	MUESTREO DEL SUELO.....	38
3.3.4.	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.....	40
3.3.4.1.	MÉTODO DEL ANÁLISIS MECÁNICO.....	41
3.3.4.2.	MÉTODO DEL HIDRÓMETRO.....	45
3.3.5.	LIMITES DE ATTERBERG .....	47
3.3.5.1.	LÍMITE LÍQUIDO .....	48
3.3.5.2.	LIMITE PLÁSTICO .....	50
3.3.5.3.	ÍNDICE DE PLASTICIDAD .....	51
3.3.6.	CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO .....	51

3.3.7.	CAPACIDAD DE CARGA .....	54
3.3.7.1.	CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA ESTRUCTURAS HECHAS A BASE DE ROCA .....	56
3.3.8.	DISPONIBILIDAD DE MATERIAL PARA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	59
3.3.9.	INGENIERÍA DEL PROYECTO .....	59
3.3.9.1	PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO.....	59
3.3.9.2	CRITERIOS DE DISEÑO .....	59
3.3.9.3	CÁLCULO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL .....	60
3.4.	DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL .....	64
3.4.1.	SECCIÓN ESTABLE DEL RIO .....	64
3.4.2.	TIRANTE DE MÁXIMA AVENIDA Y ALTURA DE ENCAUZAMIENTO .....	69
3.4.3.	DISEÑO DE ENROCADO PARA DIQUE .....	77
3.4.3.1.	DIÁMETRO DE LAS ROCAS QUE SE UBICAN EN EL TALUD 77	
3.4.3.2.	FACTOR DE SEGURIDAD PARA ENROCADOS.....	78
3.4.3.3.	CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN PARA EL DIQUE ENROCADO .....	79
3.4.3.4.	DISEÑO DEL FILTRO.....	79
3.5.	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS .....	82
3.5.1.	TRANSPORTE DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN .....	82
3.5.2.	TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO (Tf) .....	82
3.5.2.1.	METODOLOGÍA DE CALCULO PARA EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS, MEDIANTE SOFTWARE HEC-RAS 4.1 .....	83
3.5.2.1.1.	FUERZA TRACTIVA CRITICA.....	83
3.5.2.1.2.	FUNCIÓN DE TRANSPORTE .....	84
3.5.2.1.3.	MÉTODO DE CLASIFICACIÓN PARA TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	86
3.5.2.1.4.	VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN ( $\Omega$ ) .....	86
3.5.2.1.5.	GRANULOMETRÍA DEL LECHO .....	87
3.5.2.1.6.	PROFUNDIDAD MÁXIMA Y ELEVACIÓN MÍNIMA .....	87
3.5.2.1.7.	CONDICIONES DE CONTORNO .....	88
3.5.2.1.8.	PROPIEDAD DEL LOS SEDIMENTOS .....	88
3.5.2.1.9.	FLUJO QUASI – NO PERMANENTE.....	90
3.5.2.1.10.	SERIES DE FLUJO (FLOW SERIES).....	90

3.5.2.1.11.	PROFUNDIDAD NORMAL (NORMAL DEPTH) .....	90
3.5.2.1.12.	SERIES DE CALADO (STAGE SERIES) .....	91
3.6.	ECOLOGÍA E IMPACTO AMBIENTAL .....	92
3.6.1.	CONCEPTOS BÁSICOS .....	92
3.6.2.	EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL .....	95
3.6.3.	SECUENCIA DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA)....	96
3.6.4.	METODOLOGÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	98
<b>4.</b>	<b>CAPITULO IV : RESULTADOS</b>	
4.1.	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	104
4.1.1.	CALCULO DEL PERIODO DE RETORNO (TR) .....	104
4.1.2.	CAUDAL DE DISEÑO (Q).....	105
4.1.2.1.	DISTRIBUCIÓN GUMBEL .....	105
4.1.2.1.1.	PARÁMETROS PARA LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL .....	105
4.1.2.1.2.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL	107
4.1.2.2.	DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III.....	109
4.1.2.2.1.	CALCULO DE PARÁMETROS PARA EL MODELO LOG PEARSON TIPO III .....	109
4.1.2.2.2.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III .....	111
4.1.2.3.	ANÁLISIS DE FRECUENCIA Y CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO	112
4.2.	TOPOGRAFÍA. ....	117
4.3.	ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	118
4.3.1.	CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO .....	118
4.3.2.	CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA. ....	119
4.4.	CÁLCULO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL. ....	121
4.4.1.	CONDICIONES PARA EL ENCAUZAMIENTO .....	121
4.4.1.1.	PENDIENTE HIDRÁULICA .....	121
4.4.1.2.	RUGOSIDAD .....	121
4.4.1.3.	TALUD.....	121
4.4.1.4.	TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO $Tf$ .....	121
4.4.1.5.	FUERZA TRACTIVA (T).....	126
4.4.2.	CÁLCULO HIDRÁULICO .....	126

4.4.2.1.	CÁLCULO DE LA SECCIÓN ESTABLE DEL RIO (B) .....	126
4.4.2.2.	TIRANTE DE MÁXIMA AVENIDA Y ALTURA DE ENCAUZAMIENTO .....	129
4.4.3.	CALCULO DEL FILTRO EN EL DIQUE ENROCADO .....	134
4.4.3.1.	CALCULO PARA DETERMINAR EL USO DE FILTROS .....	134
4.4.3.2.	DETERMINACIÓN DEL TIPO DE FILTRO.....	136
4.4.3.3.	DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE FILTRO .....	137
4.4.4.	DISEÑO DE ENROCADO PARA DIQUE .....	138
4.4.4.1.	DIÁMETRO DE LAS ROCAS QUE SE UBICAN EN EL TALUD 138	
4.4.4.2.	FACTOR DE ESTABILIDAD (POSIBILIDAD DE MOVIMIENTO DE LA ROCA) “n” .....	139
4.4.4.3.	CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN PARA EL DIQUE ENROCADO .....	141
4.4.5.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DIQUE .....	142
4.5.	MODELAMIENTO HIDRÁULICO CON HEC-RAS 4.1.....	149
4.5.1.	ÁREAS DE INUNDACIÓN ANTES DE COLOCAR DIQUE DE PROTECCIÓN .....	149
4.5.2.	ÁREAS DE INUNDACIÓN DESPUÉS DE COLOCAR DIQUE DE PROTECCIÓN .....	157
4.6.	CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS UTILIZANDO SOFTWARE HEC-RAS 4.1.....	171
4.6.1.	FUNCIÓN DE TRANSPORTE .....	171
4.6.2.	MÉTODO DE CLASIFICACIÓN (Sorting Method) .....	172
4.6.3.	VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN ( $\Omega$ ) .....	172
4.6.4.	GRANULOMETRÍA DEL LECHO .....	173
4.6.5.	PROFUNDIDAD MÁXIMA O ELEVACIÓN MÍNIMA.....	173
4.6.6.	CONDICIONES DE CONTORNO .....	174
4.6.7.	PROPIEDAD DEL LOS SEDIMENTOS .....	175
4.6.8.	FLUJO QUASI – NO PERMANENTE.....	175
4.6.9.	SERIES DE FLUJO (FLOW SERIES).....	176
4.6.10.	PROFUNDIDAD NORMAL (NORMAL DEPTH) .....	176
4.6.11.	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS .....	177
4.6.12.	EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN DEL LECHO DE RÍO .....	186
4.7.	EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	190
4.7.1.	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA).....	202

<b>5. CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
5.1. CONCLUSIONES.....	209
5.2. RECOMENDACIONES.....	210
<b>6. CAPITULO VI : REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</b>	
6.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	212

## ÍNDICE DE IMÁGENES

<b>Figura 1. Ubicación y extensión de la cuenca del Rio Virú .....</b>	<b>8</b>
<b>Figura 2. Ubicación del área de estudio .....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 3. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno .....</b>	<b>33</b>
<b>Figura 4. Secuencia del EIA (proceso predictivo) .....</b>	<b>97</b>
<b>Figura 5. Secuencia del Estudio de Impacto Ambiental en forma detallada. 98</b>	
<b>Figura 6. Esquema metodológico de identificación y evaluación de los impactos ambientales en el proyecto .....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 7. Gráfico de intervalo de confianza para la distribución Log - Pearson tipo III.....</b>	<b>116</b>
<b>Figura 8. Fuerzas actuantes sobre el dique a la profundidad de desplante, Df=1.80 m.....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 9. Sección típica de dique enrocado propuesto .....</b>	<b>148</b>
<b>Figura 10. Secciones importadas de Civil 3D para el modelado en Hec-Ras 4.1.....</b>	<b>150</b>
<b>Figura 11. Primera y última sección importada desde civil 3D mostrando los márgenes (Bank) del tramo en estudio.....</b>	<b>150</b>
<b>Figura 12. Algunas secciones cuyo sentido de inundación no es el adecuado y que deben ser corregidos agregando Levees.....</b>	<b>154</b>
<b>Figura 13. Agregando Levees a la sección 0+000 para tener el sentido de inundación esperado .....</b>	<b>155</b>
<b>Figura 14. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio Q=382.95 m<sup>3</sup>/s y Tr =50 años.....</b>	<b>156</b>
<b>Figura 15. Superficie de inundación para la zona aguas abajo del tramo en estudio Q=382.95 m<sup>3</sup>/s y Tr =50 años.....</b>	<b>157</b>
<b>Figura 16. Modelado de dique enrocado con Subassembly Composer (Civil 3D) .....</b>	<b>158</b>
<b>Figura 17. Modelo tridimensional de terreno final, mostrando el dique proyectado colocado en el terreno natural Aguas arriba (Antes de Baden) 159</b>	
<b>Figura 18. Modelo tridimensional de terreno final, mostrando el dique proyectado colocado en el terreno natural aguas abajo (Después de Baden) .....</b>	<b>160</b>
<b>Figura 19. Secciones importadas a Hec-Ras 4.1 desde Civil 3D incluyendo los diques de protección propuestos.....</b>	<b>161</b>
<b>Figura 20. Secciones transversales mostrando la superficie de agua resultante del modelamiento hidráulico para Tr= 50 años y Q=382.95 m<sup>3</sup>/s para la zona Aguas Arriba (antes del Baden).....</b>	<b>164</b>
<b>Figura 21. Modelado de superficie de inundación Aguas arriba, mostrando el encauzamiento logrado con la colación de diques enrocados. ....</b>	<b>170</b>
<b>Figura 22. Modelado de superficie de inundación Aguas Abajo, mostrando el encauzamiento logrado con la colación de diques enrocados. ....</b>	<b>171</b>

<b>Figura 23. Modo de evolución del fondo del lecho para sección sedimentada.</b>	
.....	<b>177</b>
<b>Figura 24. Modo de evolución del fondo del lecho para sección erosionada.</b>	
.....	<b>177</b>
<b>Figura 25. Modo de evolución del fondo del lecho para sección en equilibrio o estable.</b>	
.....	<b>177</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1. Características de las vertientes Hidrográficas.....	14
Tabla N° 2. Valores críticos para la Prueba Kolgomorov - Smirnov .....	27
Tabla N° 3. Valores de <i>KT</i> para la distribución Pearson Tipo III (asimetría positiva).....	34
Tabla N° 4. Valores de <i>KT</i> para la distribución Pearson Tipo III (asimetría positiva).....	35
Tabla N° 5. Numeración y apertura de Tamices .....	41
Tabla N° 6. Peso mínimo de muestra según diámetro nominal .....	43
Tabla N° 7. Sistema Unificado de clasificación de suelos S.U.C.S. ....	52
Tabla N° 8. Sistema American Association of State Highway and Transportation Officials (ASSTHO) .....	53
Tabla N° 9. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning “n” .....	62
Tabla N° 10. Coeficiente de material de cauce (K).....	65
Tabla N° 11. Coeficiente de tipo de río (m).....	65
Tabla N° 12. Factor de fondo de río (Fb) .....	66
Tabla N° 13. Factor de orilla de río (FS).....	67
Tabla N° 14. Condiciones de Fondo de Río (K1).....	67
Tabla N° 15. Ancho estable, según el caudal máximo del Río (Recomendación práctica) .....	68
Tabla N° 16. Coeficiente de rugosidad para cauces naturales (KS) .....	70
Tabla N° 17. Coeficiente recomendado para calcular el bordo libre del muro de encauzamiento .....	71
Tabla N° 18. Ancho de corona en función del caudal de diseño .....	72
Tabla N° 19. Coeficiente de contracción $\mu$ .....	74
Tabla N° 20. Coeficiente para socavación $\beta$ .....	75
Tabla N° 21. Valores de $X$ y $1/(X+1)$ para suelos cohesivos .....	76
Tabla N° 22. Valores de $X$ y $1/(X+1)$ para suelos no cohesivos .....	76
Tabla N° 23. Clases de grano manejado por defecto en Hec – Ras 4.1 .....	89
Tabla N° 24. Colores Utilizados para definir el tipo de impacto ambiental. 102	
Tabla N° 25. Rangos de valoración de impactos positivos.....	102
Tabla N° 26. Rangos de valoración de impactos negativos.....	102
Tabla N° 27. Valores de periodo de retorno “T” asociado al riesgo “R” y a la vida útil “n” de la estructura .....	104
Tabla N° 28. Parámetros estadísticos para la distribución Gumbel.....	107
Tabla N° 29. Parámetros estadísticos para la distribución Log-Pearson Tipo III.....	110
Tabla N° 30. Caudales estimados e intervalos de confianza para diferentes periodos de retorno, utilizando la distribución Log-Pearson Tipo III.....	115

<b>Tabla N° 31. Resultados de la Socavación y Erosión en cada sección del tramo Aguas arriba (antes de Baden).....</b>	<b>186</b>
<b>Tabla N° 32. Resultados de la Socavación y Erosión en cada sección del tramo Aguas abajo (después de Baden).....</b>	<b>187</b>
<b>Tabla N° 33. Actividades en el proceso constructivo de los diques de encauzamiento durante la fase de construcción, para la Evaluación del Impacto ambiental. ....</b>	<b>195</b>
<b>Tabla N° 34. Matriz de Leopold que muestra el nivel de Impacto Ambiental de las actividades realizadas en la instalación de las defensas ribereñas (diques enrocados propuestos) .....</b>	<b>202</b>

# **CAPÍTULO I**

## **INTRODUCCIÓN DEL PROYECTO**

## **1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA**

El valle de Virú, desde su nacimiento hasta la desembocadura con el océano pacífico tiene una longitud de 89 km, con una extensión total de cuenca de aprox. 2,052 km<sup>2</sup>. Dentro de esta cuenca, la Zona de Zaraqúe y Tomabal, se encuentra ubicado al Nor este del pueblo de Virú. Esta zona es preponderantemente agrícola con un 90 % de su actividad económica y solo un 10 % lo constituye la ganadería; siendo sus principales cultivos: el Maíz, caña de azúcar, frijol y cultivos de pan llevar. Aledañas a estas zonas agrícolas se encuentra el río Virú, el cual representa una amenaza periódica, generalmente en los meses de verano (enero – marzo), debido a que existe un historial de avenidas, especialmente de las excepcionales.

Lo sucedido con el fenómeno del niño en el año 1998, donde se registró un caudal del río Virú excesivamente mayor al normal, aproximadamente de 350 m<sup>3</sup>/s. Esto ocasionó que el lecho del río resultara insuficiente para contener la demanda del flujo y produjo grandes inundaciones; que causó pérdidas económicas considerables en la zona, de unos 200 millones de dólares. Además, que infraestructuras de riego fueran totalmente destruidas.

Si bien es cierto existen zonas protegidas con defensas ribereñas en el margen del río Virú, como las realizadas por el proyecto especial CHAVIMOCHIC; estos resultan insuficientes. Tal es el caso del tramo comprendido entre Zaraqúe y Tomabal, que según los estudios de modelamiento hidráulico, las parcelas de cultivo colindante al río Virú y las infraestructuras de riego que actualmente existe en la zona, resultarían seriamente afectadas, considerándose una zona potencialmente crítica ante inundaciones por máximas avenidas.

Sin embargo ante una situación parecida al fenómeno del niño del 1998, estas zonas quedarían totalmente destruidas, en la medida que según INDESI, se pronostica la venida de un fenómeno del niño mucho mayor al de 1998.

Entonces nuestro objetivo es realizar el diseño estructural de diques para el tramo en estudio. Asimismo, con la ayuda de un modelo matemático se comprobó la

efectividad del diseño propuesto, evaluado el comportamiento del río sin y con la presencia de diques, que según **Flórez y Aguirre (2006)** son estructuras de protección que se apoyan directamente en la margen del río, cuyo objetivo principal es evitar que la corriente entre en contacto directo con el material de la orilla. Esto nos permitirá apreciar si el dique diseñado cumplirá la función de protección ante las avenidas, especialmente las excepcionales.

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

Debido al cambio de las condiciones antropomórficas como la reducción de los coeficientes de infiltración causados por el uso del suelo, el calentamiento global y el asentamiento de poblaciones en las áreas de inundación; hay un alto potencial de desbordamiento por Avenidas del río Virú entre Zaraqúe y Tomabal; lo cual podría afectar seriamente las áreas de cultivo y las infraestructuras de riego pertenecientes al PECH y a las juntas de usuarios del Río Virú. Por lo cual el problema que se plantea es:

¿De qué manera, el estudio topográfico, hidrológico y Geotécnico influye en el Diseño hidráulico y Estructural de diques para el encauzamiento del río Virú entre Zaraqúe y Tomabal, Provincia de Virú – Departamento de la Libertad?

## **1.3. OBJETIVOS**

### **1.3.1. GENERAL**

Realizar el Diseño hidráulico y estructural de diques para el encauzamiento del río Virú entre Zaraqúe y Tomabal, Provincia de Virú – Departamento de la libertad.

### **1.3.2. ESPECÍFICOS**

1. Realizar el estudio Topográfico, Hidrológico y Geotécnico del tramo en estudio.
2. Hacer el estudio de las características físicas y mecánicas del suelo donde se colocaran los diques, mediante muestras alteradas e inalteradas del terreno hasta una profundidad de desplante. Esto nos permitirá obtener el tipo, perfil y su capacidad de carga.
3. Determinar el caudal de máximas avenidas del río Virú, mediante métodos hidrológicos; así como el periodo de retorno y su correspondiente análisis de falla
4. Realizar el cálculo hidráulico y el diseño de diques para el encauzamiento del río Virú en el tramo de estudio.
5. Generar mapas de inundación para diferentes periodos de retorno en el sector de estudio, mediante el programa Hec-Ras v4.1.

### **1.3.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.3.3.1. JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA**

Se justifica académicamente por el estudio y aplicación de métodos Hidrológicos, Topográficos y Geotécnicos; que nos darán las características de la hidráulica fluvial del Río Virú; las mismas que serán necesarias para el diseño estructural de diques de encauzamiento en las márgenes del Río Virú, en las áreas de inundación potenciales ante máximas avenidas

### **1.3.3.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL**

Porque asegurara el Cuidado y protección de las construcciones cerca del Río, así como de las zonas agrícolas aledañas ante inundaciones en épocas de máximas avenidas del rio Virú, que generalmente se presentan en los meses de enero a marzo.

### **1.3.3.3. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA**

Uso de Programas para el modelamiento hidráulico y estructural; tales como Hec-Ras 4.1, Civil 3D, Lamina V1.2 y plantillas de caculo de Excel. Que en conjunto nos permitirá obtener el cálculo óptimo del diseño hidráulico y estructural y su posterior verificación de áreas inundadas ante la presencia de los diques proyectados.

## **CAPÍTULO II**

### **MATERIALES Y MÉTODOS**

## **2.1. UBICACIÓN Y EXTENSIÓN**

### **2.1.1. UBICACIÓN**

El Proyecto se encuentra ubicado en la Margen del río Virú, entre Zaraque y Tomabal. Las coordenadas UTM 749'286.86 m Este y 9'070'973.87 Sur, y a 5 530, 85 Km aguas arriba del cruce del río Virú con la carretera Panamericana

#### **Ubicación Política**

Departamento	:	La Libertad
Provincia	:	Virú
Distrito	:	Virú
Zona	:	Entre Zaraque y Tomabal.

#### **Ubicación Administrativa**

Región Agraria	:	La Libertad
Distrito de Riego	:	Chao – Moche – Virú
Junta de Usuarios	:	Del Valle Virú
Sub Sector de Riego	:	Virú

#### **Ubicación Hidrográfica**

La zona en estudio pertenece a la cuenca del Río Virú., limitando:

- Por el Norte: Con la cuenca del río Moche.
- Por el Sur: Con la cuenca del río Chao.
- Por el Este: Con la cuenca del río Santa.
- Por el Oeste: limita con el Océano Pacífico



**Figura 1. Ubicación y extensión de la cuenca del Río Virú**

### **2.1.2. EXTENSIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO**

El sector bajo estudio estará comprendido entre Zaraque y Tomabal. Con una longitud aproximada de 1.7 km, ancho promedio de 80 m. y una pendiente promedio de 8.5 %. En dicho tramo, se encausará las zonas potenciales de inundación, con la construcción de diques hechos a base de roca; con la finalidad de proteger las áreas agrícolas e infraestructuras de riego aledañas.

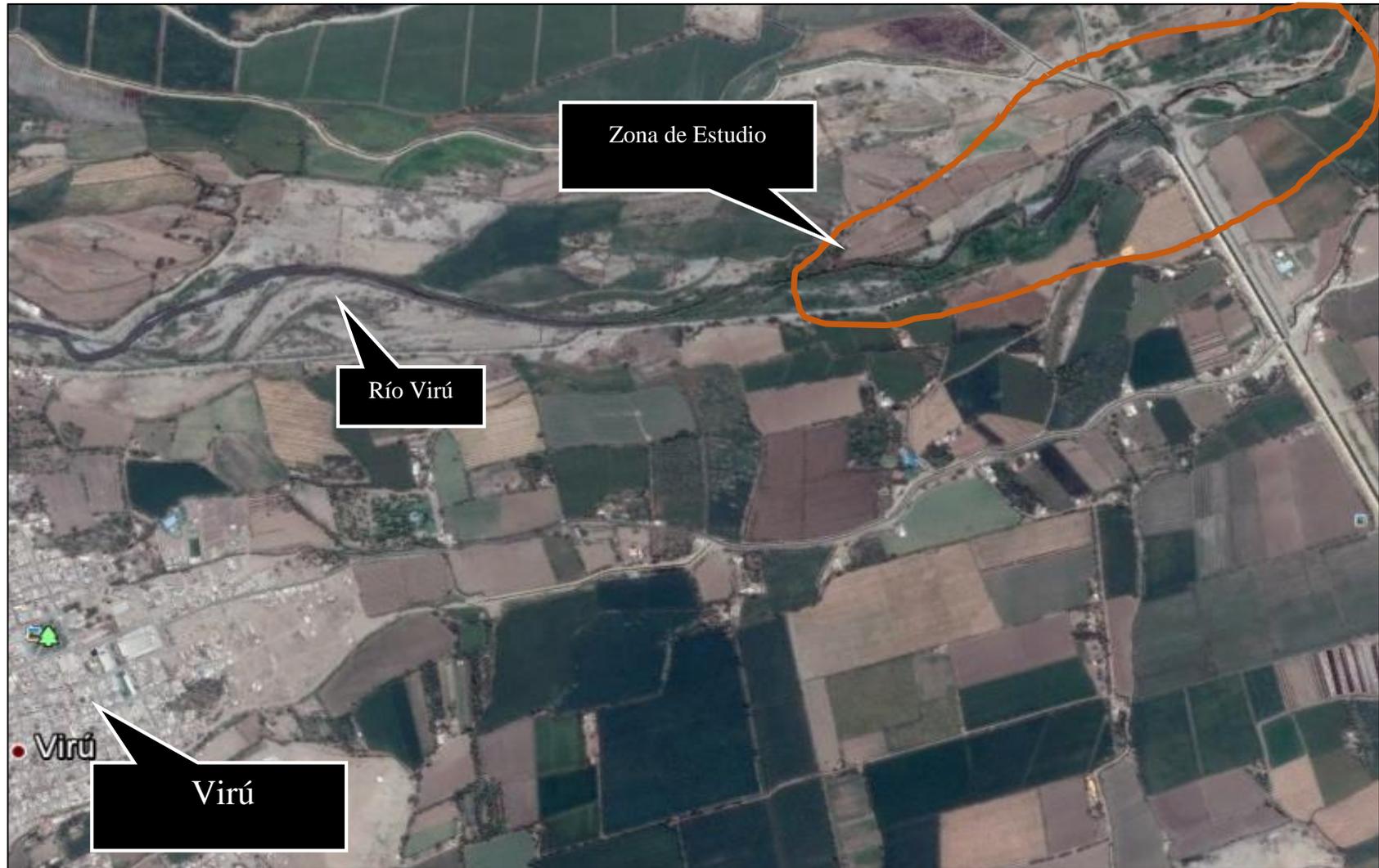


Figura 2. Ubicación del área de estudio

### **2.1.3. PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS.**

La actividad predominante en la zona de estudio es la agricultura con un 90% complementado con la ganadería en un 10%, las mismas que constituyen la fuente principal de sus ingresos; siendo sus principales cultivos: el Maíz, caña de azúcar, frijol y cultivos de pan llevar. La producción agrícola es destinada para la comercialización hacia los mercados de Trujillo y otros distritos aledaños.

Las condiciones laborales que existen son de trabajo estable, eventual e independiente, principalmente sus ocupaciones son de Jornalero Agrícola con un 38.4%

## **2.2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA ZONA DEL PROYECTO**

### **2.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES**

Actualmente existen áreas desprotegidas ante avenidas extraordinarias, constituyendo un peligro latente, como lo ocurrido con el fenómeno de “El Niño” en el año de 1998, el cual produjo pérdidas no solo en la infraestructura de riego; si no que al inundar áreas de cultivo, imposibilitó el uso de las tierras por un periodo de tiempo prolongado, debido a que quedaron totalmente saturadas. Generando pérdidas económicas a corto y largo plazo.

### **2.2.2. RECURSOS HÍDRICOS**

Las aguas que discurren por el cauce del río Virú provienen de la cuenca del mismo nombre y abastece de agua a los sectores de riego de la parte baja del valle de manera complementaria; en la medida que también recibe aguas del río Santa a través del canal Principal construido por el Proyecto Especial Chavimochic.

El régimen que presenta es irregular, presentado caudales altos entre los meses de enero a mayo; mientras que en el resto del año se muestran caudales menores; con un caudal máximo registrado en 1998 de 380 m<sup>3</sup>/s durante el último fenómeno de “El Niño”

### **2.2.3. SITUACIÓN ACTUAL DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.**

En el tramo de estudio, el río Virú presenta un ancho de cauce variable, siendo menor al inicio, aproximadamente 50 m; para luego ensancharse a un ancho de 120 m en promedio aproximadamente. Cercano a este recorrido se encuentra el canal Chanquin, construido para abastecer a los agricultores del sector Santa Clara y Virú bajo. En su tramo intermedio se interseca con el canal de descarga del Proyecto Especial Chavimochic; caracterizándose por ser de concreto y estar ubicado en una zona inundable con un alto índice de ser afectado por alguna crecida extraordinaria, como las del fenómeno del Niño.

El cauce del río se encuentra cubierto de vegetación, notándose desde el inicio bancos de material grueso, tanto en la margen derecha como la izquierda.

### **2.2.4. ORGANIZACIÓN DE USUARIOS Y BENEFICIARIOS**

Localmente los usuarios del área de estudio pertenecen a la Comisión de Regantes del río Virú. Con la ejecución del presente proyecto se beneficiará directamente a 124.8 Hectáreas de cultivo.

## **2.3. GEOLOGÍA – GEOMORFOLOGÍA**

El relieve general de la cuenca, es el que caracteriza prácticamente a todos los ríos de la costa; es decir, el de una hoya hidrográfica escarpada y alargada de fondo profundo y quebrado con fuertes pendientes.

La acción erosiva del río Virú y las quebradas que descienden desde la Cordillera de los Andes hacia el Océano Pacífico dan origen al lecho móvil

del río, presentando pequeñas islas de material de arrastre colmatado, debido a que varios brazos se separan y se unen, ensanchado el cauce del río.

El caudal de estiaje, ocupa una pequeña parte del lecho ordinario, y no está limitado por orillas bien definidas. En su cauce se nota presencia de material grueso y en las riberas materiales de textura arenosa de fácil erosión.

Debido a que el río presenta un flujo irregular, los sedimentos se mueven en suspensión en la corriente del agua, arrastrando troncos, carrizos y todo tipo de vegetación.

## **CAPÍTULO III**

# **ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA**

### 3.1. HIDROLOGÍA

#### 3.1.1. HIDROLOGÍA DE LA CUENCA DEL RIO VIRÚ

Hidrográficamente el Perú está dividido por tres vertientes: La del Pacífico, Atlántico y Titicaca, esto como resultado de la presencia de la cordillera de los andes que atraviesa el territorio nacional. La vertiente del Pacífico a la que pertenece el Río Virú, tiene una extensión aproximada de 278,482 Km<sup>2</sup> (22% de la extensión territorial del país). La misma que está constituida por 53 ríos principales, que cruzan en dirección de Este a Oeste; su forma es delgada y alargada, de aproximadamente 2,560 Km de longitud y un ancho promedio de 110 Km que nace en las cimas del flanco Occidental de la cordillera de los andes entre los 4000 y 6700 msnm, donde se originan los principales cursos de agua y descienden por su vertiente hasta su desembocadura en el océano pacífico. (1)

**Tabla N° 1. Características de las vertientes Hidrográficas**

Vertiente	Cuencas	Superficie		Poblacion		Agua	
		Km <sup>2</sup>	%	miles	%	(Hm <sup>3</sup> )	%
Pacífico	62	278,482.40	0.22	18,430.00	0.70	37,363.00	0.02
Atlántico	84	957,822.50	0.75	6,852.00	0.26	1,998,752.00	0.98
Titicaca	13	48,910.50	0.04	1,047.00	0.04	10,172.00	0.00
<b>Total</b>	<b>159</b>	<b>1285215.4</b>	<b>1</b>	<b>26329</b>	<b>1</b>	<b>2046287</b>	<b>1</b>

**Fuente: ANA-DCPRH-2008**

El Curso del Río Virú, desde sus orígenes hasta su desembocadura en el mar es muy irregular y torrencioso, siguiendo una dirección predominante de Noreste a Suroeste. Con sus puntos extremos entre los 8° y 8° 30" de latitud Sur y los 78° 30" y 79° de Longitud Oeste de Greenwich.

### **3.1.2. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL**

Desde el punto de vista Geográfico, la cuenca del río Virú limita por el norte, con la cuenca del río Moche; por el Este, con la cuenca del río Santa; por el Sur, con la cuenca del río Chao; y por el Oeste, con el océano pacífico.

Su sistema hidrográfico tiene su origen en un grupo de pequeñas lagunas denominadas Usgón, Brava y Negra, ubicadas en las faldas del Cerro Pelón Chico, las cuales dan nacimiento al río Huacapongo. Por otro lado, las precipitaciones estacionales que caen principalmente en los cerros Colorado y Guitarras, dan origen al río las Salinas; estos ríos, en su confluencia a la altura de la hacienda Tomabal, originan al río Virú.

La longitud de su cauce principal es de 89 km, presentando una pendiente promedio de 5%; sin embargo, presenta sectores en que se hace más fuerte, especialmente en el río Pirhuay, tributario por la margen izquierda. Sus principales afluentes, son los ríos Palconque (91 km<sup>2</sup>) y Carabamba (675 km<sup>2</sup>) por la margen derecha; y, por la margen izquierda, los ríos Tantada (43 km<sup>2</sup>), Pirhuay (25 km<sup>2</sup>) y La Vega (242 km<sup>2</sup>). (2)

El área de drenaje total es de 2052 Km<sup>2</sup>; de los cuales la superficie que corresponde al área húmeda es de 1081 Km<sup>2</sup>, teniendo como límite la cota de los 1500 msnm; es decir solo el 52% del área de la cuenca contribuye significativamente al escurrimiento superficial.

#### **3.1.2.1. INFORMACIÓN HIDROMETERIOLÓGICA**

##### **A) PRECIPITACIÓN PLUVIAL**

La precipitación pluvial en la cuenca del río Virú es variable, presentando muy pocos mm en la costa, hasta un promedio anual de 1200 mm en las zonas alto andinas. El Área menos lluviosa está comprendida entre el litoral y los 1,600 a 1,800 msnm, con un promedio anual de precipitación de 40 mm.

La precipitación varía proporcionalmente con la altitud. En el Litoral presenta una precipitación de 7 mm; en la estación Samne (distrito de Salpo) ubicada a 1450 msnm, se registra en promedio 162.4 mm; a los 2800 msnm, la precipitación se incrementa hasta los 350 mm; por encima de los 3700 msnm, la precipitación bordea los 1200 mm como promedio anual.

**b) HUMEDAD RELATIVA**

De acuerdo a las estaciones de Guañaje Alto, Samne y Quiruvilca. Se puede decir que la Humedad relativa es Mayor en la Costa (84 %) que en la Sierra (65%); La humedad relativa varía de 87.6% en el mes de noviembre a 90.3% en mayo. Siendo mayor en la costa durante el invierno, mientras que en la Sierra es mayor durante el verano respectivamente.

**C) EVAPORACIÓN**

Representa una característica más frecuente dentro del ciclo hidrológico, en la medida que existe evaporación en todo momento y en todas las superficies, teniendo influencia directa la temperatura.

La evaporación máxima ocurre en el mes de marzo, teniendo un calor medio anual en toda la cuenca de 320 mm.

**d) CLIMATOLOGÍA**

La temperatura es el componente meteorológico cuyas variaciones están más ligadas al factor altitudinal. El valle de Virú presenta un clima semi cálido a seco, la temperatura promedio anual varia de 16.7° C en invierno (Julio) y hasta 21° C en verano (Febrero).

El clima es favorable para el desarrollo de una gama de cultivos en todo el año.

### 3.1.2.2. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.

El principal objetivo del análisis hidrológico es la determinación de los caudales extremos o caudales máximos.

El río Virú, cuenta con datos de descargas medias diarias, registradas inicialmente por la Administración Técnica de Aguas del Ministerio de Agricultura y posteriormente a cargo de la Junta de Usuarios de Virú. El río Virú; cabe mencionar que actualmente no cuenta con estación de aforos.

Anteriormente existió la sección de aforos de Huacapongo; que inició sus operaciones en el mes de abril de 1923, estando operativa hasta el año 1999, habiendo sido controlada por la Administración Técnica de Aguas del Ministerio de Agricultura y por la Junta de Usuarios de Virú (Estudio realizado por ONERN). En esta estación de aforos, se medía a través de una mira, ubicada a unos 4 km aguas arriba del caserío del Huacapongo; localizada en las coordenadas 78° 38' de longitud Oeste y 8° 21' de latitud Sur y una altitud de 350 msnm; hasta este punto, la cuenca tiene un área de 824 Km<sup>2</sup>.

El Proyecto especial CHAVIMOCHIC, recientemente a partir del mes de febrero de 1999 ha empezado medir los caudales del río Virú en la sección ubicada a la altura del cruce entre el Sifón Virú y el río Virú, calculando la sección del río y la velocidad del flujo con flotador.

Por ello, para el estudio hidrológico, se tomó la información hidrométrica de los reportes históricos de los caudales máximos diarios, desde 1950 al 2012. En un principio de la Estación Huacapongo (1950-1999) y luego de la estación Sifón Virú (1999-2008); este registro de caudales se encuentra en la **Sub – Gerencia de Operación y Mantenimiento del Proyecto Especial CHAVIMOCHIC. Chavimochic en Cifras 2000-2010.**

### 3.1.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

De manera general, de acuerdo al objetivo del proyecto, la mayoría de los estudios hidrológicos se agrupan en tres categorías principales:

**a. Diseño de estructuras hidráulicas**, siendo necesaria para la evaluación y cuantificación de los valores extremos (máximos y mínimos) del escurrimiento superficial.

**b. Satisfacción de demandas**, siendo necesario evaluar y cuantificar las descargas disponibles en el punto de interés.

**c. Diseño y operación de embalses**, siendo necesario evaluar y cuantificar la variación del escurrimiento superficial en todas sus características estadísticas, como valores medios, máximos y mínimos.

#### 3.1.3.1. DETERMINACIÓN DE LAS MÁXIMAS AVENIDAS

Un estudio de máximas avenidas se realiza para conocer con cierto nivel de confianza, la máxima magnitud de la descarga en un determinado punto del cauce; esta descarga servirá a los ingenieros para que puedan realizar un adecuado diseño de las estructuras hidráulicas (presas, bocatomas, alcantarillas, puentes, etc.). La selección de un caudal de diseño menor a esta magnitud, traerá como consecuencia el Colapso de la estructura; por el contrario, la selección de un caudal de diseño mayor a esta magnitud, implicará un sobre dimensionamiento de la misma. En consecuencia, con la selección de un adecuado caudal de diseño, se evitarán las fallas por defecto, y los gastos innecesarios por sobre dimensionamiento.

El conocer la máxima magnitud de la descarga, también nos permitirá las precauciones necesarias en el diseño de las defensas ribereñas, para de esta manera evitar las inundaciones a los campos de cultivo, vivienda, carretera, etc.

Existen varios métodos para estimar las descargas máximas en un determinado punto del cauce. Tales como los métodos: empíricos, estadísticos, hidrométricos y de correlación hidrológica. En el presente trabajo, para determinar los máximos caudales, se emplea el método estadístico y dentro de ella, se estudian las funciones de distribución de valores extremos: log normal 2 parámetros, Log normal 3 parámetros, extrema tipo I y Pearson tipo III.

### **3.1.3.2. DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS O PROBABILÍSTICAS**

El objetivo básico de la aplicación de la estadística en Hidrología, es el análisis de la información hidrológica en forma de muestras; a fin de inferir las características con que debe ser esperado en el futuro el fenómeno que se estudia.

#### **USO DE MODELOS PROBABILÍSTICOS**

Los modelos probabilísticos o de distribución, permiten conocer y manejar fácilmente el comportamiento de las variables hidrológicas y sintetizar toda la información sobre las probabilidades asociadas a cada estado. En el estudio de máximas avenidas, al tomarse en cuenta una probabilidad de ocurrencia y a la falta de certeza que se produzca; se dice que estos siguen un proceso de naturaleza probabilística. Existen diversas distribuciones; tanto de variables discretas, como continuas que se usan en el análisis hidrológico; sin embargo para el análisis ante máximas avenidas, se podrán usar las siguientes distribuciones:

- Distribución Uniforme.
- Distribución normal.
- Distribución Logarítmico – Normal.
- Distribución Gamma.
- Distribución de Valores Extremos

- a. Tipo I – tipo exponencial.
- b. Pearson Tipo II.
- c. Distribución Gumbel.
- d. Distribución Log – Pearson Tipo III.

Para el estudio estadístico de máximas avenidas, se hará uso de las distribuciones de Valores extremos. Según Vent te show ( 1954), los parámetros extremos son valores máximos o mínimos seleccionados de un conjunto de datos; siendo el caudal máximo anual en un lugar dado, el mayor caudal registrado durante un año y los valores de caudal máximo anual para cada año de registro histórico conforman un conjunto de valores extremos que pueden analizarse estadísticamente.

Dentro de ellos, las que tienen mayor aceptación, al haber demostrado que se ajustan bien al fenómeno de la crecida de los ríos peruanos; son la **distribución de Gumbel y la distribución log-Pearson tipo III**, según **Manual de Hidrología, hidráulica y Drenaje- Ministerio de Transportes y Comunicaciones**. Con estos métodos se determinará los caudales de diseño ante máximas avenidas para diferentes periodos de retorno.

### 3.1.3.2.1 DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La distribución Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas, asumiendo que estos valores son independientes entre sí. Este método es adecuado cuando se utiliza como dato de descargas máximas anuales en un punto de control en una vertiente o río.

#### **Función de Densidad de Probabilidad Gumbel**

$$F(Q) = e^{-e^{\left(\frac{Q-\beta}{\alpha}\right)}}, \quad 0 \leq Q \leq \infty \quad (3.1)$$

### Parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_Q, \quad 0 \leq \alpha \leq \infty \quad (3.2)$$

$$\beta = \mu_Q - 0.5772 * \alpha, \quad -\infty \leq \beta \leq \infty \quad (3.3)$$

### Donde:

Q = Caudal máximo anual de descargas.

$\alpha$  = Parametro de escala del modelo.

$\beta$  = Parametro de posicion del modelo.

### Procedimiento

- a. Se toman las descargas máximas anuales en las unidades de medida (m<sup>3</sup>/s).
- b. Se calculan Los parámetros del modelo  $\alpha$ ,  $\beta$ .
- c. Se realiza un análisis de consistencia para ver el grado de ajuste de los datos al modelo Teórico propuesto.
- d. Si el modelo se ajusta de manera significativa a los datos, se hacen las predicciones de caudales, para los periodos de retorno establecidos.

### 3.1.3.2.2. DISTRIBUCIÓN LOG – PEARSON TIPO III

Según Ven Te Chow (1994). **Hidrología Aplicada, el Método Log – Pearson Tipo III**, representa la distribución estándar para análisis de frecuencias de crecientes máximas anuales en Estados Unidos. Además, señala que esta distribución posee una gran flexibilidad y diversidad de formas, dependiendo de los valores de sus parámetros; asimilando su utilización para precipitaciones o caudales máximos anuales.

#### **Función de Densidad de Probabilidad Log – Pearson Tipo III**

$$f(Z) = \frac{(Z-Z_0)^{\alpha-1} * e^{-\frac{(Z-Z_0)}{\beta}}}{\beta^{\alpha} * \Gamma(\alpha)}, \quad Z = \log Q \quad (3.4)$$

#### **Parámetros**

$$\alpha = \left(\frac{z}{\gamma_z}\right)^2, \quad 0 \leq \alpha \leq \infty \quad (3.5)$$

$$\beta = \frac{\sigma_z}{\sqrt{\alpha_z}}, \quad 0 \leq \beta \leq \infty \quad (3.6)$$

$$Z_0 = \mu_z - \beta * \alpha, \quad -\infty \leq Z_0 \leq \infty \quad (3.7)$$

#### **Donde:**

$Z_0$  = Parametro de Posision

$\alpha$  = Parametro de posicion del modelo.

$\beta$  = Parametro de escala del modelo.

## Procedimiento

- a. El primer paso es tomar los logaritmos de la información hidrológica. Usualmente se utilizan logaritmos en base 10.

$$Z = \log Q \quad (3.8)$$

- b. Cálculo del caudal promedio

$$\mu_Z = \frac{\sum \log_{10}(Q_i)}{n} \quad (3.9)$$

Donde:

n = número de registros

- c. Cálculo de la Desviación estándar

$$\sigma_Z = \sqrt{\frac{\sum (\log_{10}(Q_i) - \mu_Z)^2}{n-1}} \quad (3.10)$$

- d. Coeficiente de Asimetría

$$\gamma = \frac{n \cdot \sum (\log_{10}(Q_i) - \mu_Z)^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot \sigma_Z^3} \quad (3.11)$$

- e. Posteriormente se calculan los parámetros del modelo  $Z_0, \alpha, \beta$

### 3.1.4. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA PARA DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD.

Una vez que se elige el modelo que podría ajustarse a los datos; se debe proceder a calcular los parámetros de su modelo; para posteriormente analizar, si el modelo es consistente con la realidad. Ambos análisis se realiza con los datos observados (registro o muestra).

### 3.1.1.1. PRUEBAS DE AJUSTE

La bondad de ajuste de una distribución de probabilidad, puede probarse comparando los valores teóricos y muestrales de las funciones de probabilidad acumulada.

- ✓ **En primer término**, se calcula la probabilidad empírica  $F(m)$ , que es un estimador de la probabilidad de observar valores menores e iguales a  $m$ .

$$F(m) = \frac{m}{n+1} \quad (3.12)$$

Donde:

$m$  = Es la posición del valor observado en la muestra (cuyos valores se han ordenado previamente de menor a mayor).

- ✓ **Seguidamente se evalúa**, la Frecuencia acumulada Teórica  $F(X)$ ,

Esta Frecuencia se obtiene a partir de la distribución de probabilidad teórica, que se especifica como:

$F(Q)$ : para la distribución de Probabilidad Gumbel

$F(Z)$ : para la distribución de Probabilidad Log- Pearson Tipo III.

Existen diferentes métodos para analizar el grado de ajuste de los datos: método Gráfico, métodos cuantitativos (test chi – cuadrado, test t- student, test de Kolgomorov y Smirlov). Sin embargo, se usara este último por ser ampliamente usado en pruebas de bondad de ajuste de datos Hidrológicos.

### 3.1.1.1.1. MÉTODOS GRÁFICOS

El fundamento de este método, está en definir, si los valores plotados de la probabilidad empírica  $F(m)$  vs la probabilidad acumulada calculada  $F(X)$  se aproxima a una línea recta; si esto cumple, se puede afirmar que los datos se ajustan a la distribución deseada.

Cuanto más se superpongan los puntos plotados de la probabilidad empírica  $F(m)$ , entonces se puede afirmar que los datos se ajustan a la distribución deseada con mayor precisión.

### 3.1.1.1.2. PRUEBA DE KOLGOMOROV Y SMIRLOV

Para el análisis hidrológico, se evaluará el grado de ajuste a los modelos Gumbel y Log Pearson Tipo III de los caudales máximos anuales registrados en la estación **Huaca pongo y Sifón Virú**, mediante la prueba de Ajuste de **Kolgomorov - Smirnov**. En este proceso, las frecuencias de distribución acumuladas empíricas  $F(m)$ , se comparara con la distribución teórica asumida  $F(X)$ ; planteándose las siguientes hipótesis:

$H_0$ : Los datos analizados siguen una distribución  $M$ . (**Hipótesis nula**)

$H_a$ : Los Datos Analizados no siguen la Distribución Teórica **propuesta** (**Hipótesis alterna**)

**Para ello se utiliza el estadístico de contraste:**

$$\Delta_{max} = |F(m) - F(X)| \quad (3.13)$$

Siendo,  $\Delta_{max}$  la mayor diferencia absoluta observada entre la frecuencia acumulada  $F(m)$  y la frecuencia acumulada teórica  $F(X)$ , obtenida a partir de la distribución de probabilidad que se especifica como hipótesis nula.

Si los valores observados  $F(m)$  son similares a los esperados  $F(X)$ , el valor de  $\Delta_{max}$  será pequeño. Cuanto mayor sea la discrepancia entre la distribución empírica  $F(m)$  y la distribución teórica, mayor será el valor de  $\Delta_{max}$ . Por tanto, el criterio para la toma de la decisión entre las dos hipótesis será de la forma:

Si  $\Delta_{max} \leq \Delta_{\alpha}$ , Se acepta la  $H_0$ .

Si  $\Delta_{max} > \Delta_{\alpha}$ , Se rechaza  $H_0$ .

Donde:

$\Delta_{\alpha}$  = Diferencia tabulada

$\alpha$  = Nivel de significancia.

$N$  = Numero de datos.

La diferencia tabulada, se obtiene a partir de la tabla desarrollada por **Kolgomorov - Smirnov**. Luego de determinar la función de probabilidad que más se ajuste a los datos, se predecirá el caudal de máximas avenidas para diferentes periodos de retorno.

**Tabla N° 2. Valores críticos para la Prueba Kolgomorov - Smirnov**

n	α					n	α				
	0'2	0'1	0'05	0'02	0'01		0'2	0'1	0'05	0'02	0'01
1	0'900	0'950	0'975	0'990	0'995	21	0'226	0'259	0'287	0'321	0'344
2	0'684	0'776	0'842	0'900	0'929	22	0'221	0'253	0'281	0'314	0'337
3	0'565	0'636	0'780	0'785	0'829	23	0'216	0'247	0'275	0'307	0'330
4	0'493	0'565	0'624	0'689	0'734	24	0'212	0'242	0'269	0'301	0'323
5	0'447	0'509	0'563	0'627	0'669	25	0'208	0'238	0'264	0'295	0'317
6	0'410	0'468	0'519	0'577	0'617	26	0'204	0'233	0'259	0'290	0'311
7	0'381	0'436	0'483	0'538	0'576	27	0'200	0'229	0'254	0'284	0'305
8	0'358	0'410	0'454	0'507	0'542	28	0'197	0'225	0'250	0'279	0'300
9	0'339	0'387	0'430	0'480	0'513	29	0'193	0'221	0'246	0'275	0'295
10	0'323	0'369	0'409	0'457	0'489	30	0'190	0'218	0'242	0'270	0'290
11	0'308	0'352	0'391	0'437	0'468	31	0'187	0'214	0'238	0'266	0'285
12	0'296	0'338	0'375	0'419	0'449	32	0'184	0'211	0'234	0'262	0'281
13	0'285	0'325	0'361	0'404	0'432	33	0'182	0'208	0'231	0'258	0'277
14	0'275	0'314	0'349	0'390	0'418	34	0'179	0'205	0'227	0'254	0'273
15	0'266	0'304	0'338	0'377	0'404	35	0'177	0'202	0'224	0'251	0'269
16	0'258	0'295	0'327	0'366	0'392	36	0'174	0'199	0'221	0'247	0'265
17	0'250	0'286	0'318	0'355	0'381	37	0'172	0'196	0'218	0'244	0'262
18	0'244	0'279	0'309	0'346	0'371	38	0'170	0'194	0'215	0'241	0'258
19	0'237	0'271	0'301	0'337	0'361	39	0'168	0'191	0'213	0'238	0'255
20	0'232	0'265	0'294	0'329	0'352	40	0'165	0'189	0'21	0'235	0'252
						>40	$\frac{1'07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'63}{\sqrt{n}}$

**Fuente: Hidrología para Ingenieros – Linsley, Kohler, Paulus**

### 3.1.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA ANTE MÁXIMAS AVENIDAS

El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. De manera general, los eventos hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como: tormentas severas, crecientes y sequías; cuya suceso, esta inversamente relacionado con su frecuencia de ocurrencia; es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados.

Los resultados de este análisis son utilizados para muchos propósitos, como: diseño de presas, puentes, y delinear áreas de inundación, necesarias para

hallar las zonas críticas del sector en estudio, ante un evento extremo o extraordinario.

### 3.1.3. PERIODOS DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA

#### 3.1.3.1. PERIODO DE RETORNO

Se define al periodo de retorno  $T$  de un evento  $X \geq x_T$ , como el valor esperado de  $\tau$  (valor promedio medido sobre un número de ocurrencias suficientemente grande). Es decir, representa el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada,

$$E(\tau) = \sum_{\tau}^{\infty} \tau(1 - P)^{\tau-1}P \quad (3.14)$$

Con:

$$P(X \geq x_T) = P \quad (3.15)$$

Cuyo desarrollo genera la siguiente expresión

$$E(\tau) = T = \frac{1}{P} \quad (3.16)$$

Luego, el periodo de retorno será:

$$P(X \geq x_T) = \frac{1}{T} \quad (3.17)$$

Donde:

$X$  : Variable aleatoria, que representa a un evento extremo.

$x_T$  : Valor ha ser igualado o superado para considerar a  $X$  como un evento extremo

$P$  : Probabilidad de excedencia.

$1 - P$ : Probabilidad de no excedencia en un año cualquiera

$\tau$  : Intervalo de recurrencia ( tiempo entre ocurrencias de  $X \geq x_T$ )

$E(\tau)$ : Valor esperado de  $\tau$

### 3.1.3.2. RIESGO DE FALLA Y PERIODO DE RETORNO

Para el análisis de máximas avenidas; además de decidir, el periodo de retorno y su probabilidad de ocurrencia; también se debe asociar un porcentaje adecuado de riesgo.

De esta manera; el diseño de estructuras hidráulicas, incluye la determinación de riesgos. Una estructura puede fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno de diseño  $T$ , se excede durante la vida útil de la estructura. Existe un criterio para escoger el periodo de retorno, la fijación a priori del riesgo de falla de la estructura, dentro de la vida útil de la obra

El riesgo  $R$ , se define como la probabilidad de que un evento con periodo de retorno  $T$  años, ocurra al menos una vez en  $n$  años. Cuyas expresiones son:

1. Definiendo la probabilidad que  $X < x_T$  para cada año durante  $n$  años.

$$P(X < x_T) = (1 - P)^n \quad (3.18)$$

2. Siendo el complemento, la probabilidad requerida

$$R = P(X \geq x_T) = 1 - (1 - P)^n \quad (3.19)$$

Como

$$\frac{1}{T} = P, \text{ tendríamos}$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (3.20)$$

Finalmente

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{\frac{1}{n}}} \quad (3.21)$$

$$P = 1 - (1 - R)^{\frac{1}{n}} \quad (3.22)$$

$$T = \frac{1}{P} \quad (3.23)$$

Donde:

$T$ : Periodo de retorno.

$R$ : Riesgo permisible que el suceso de máximas avenidas ocurra en cualquier periodo.

$n$ : Vida útil de la estructura.

#### **3.1.4. ANÁLISIS DE FRECUENCIA**

Permite calcular la magnitud del caudal asociado a un periodo de retorno, a partir de información histórica de caudales.

Según Ven Te Chow(1994) el valor  $X \geq x_T$  de un evento hidrológico extremo, se puede representar mediante la media  $\mu$  mas una desviación  $\Delta X_T = K_T * \sigma$ , de la variable con respecto a la media, según la expresión:

$$X_T = \mu + K_T * \sigma \quad (3.24)$$

Donde:

$X \geq x_T$  : Evento extremo

T: Periodo de retorno

$K_T$ : Factor de frecuencia (función del periodo de retorno y tipo de probabilidad)

Para un periodo de retorno dado, el factor de frecuencia puede determinarse de la relación K-T, para la distribución propuesta mediante una relación matemática o mediante tablas formuladas por ven Te Chow (1994). Las relaciones K-T para la distribución Gumbel y Log Pearson Tipo III, se describen a continuación.

### **3.1.4.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL**

Para la distribución Gumbel, Ven Te Chow (1953) dedujo la siguiente expresión para estimar su valor de frecuencia asociado.

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad (3.25)$$

Y el periodo de retorno, puede escribirse como:

$$T = \frac{1}{1 - \exp\left\{-\exp\left[-\left(\gamma + \frac{\pi * K_T}{\sqrt{6}}\right)\right]\right\}} \quad (3.26)$$

### 3.1.4.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

Para la distribución log Pearson tipo III, el factor de frecuencia depende del periodo de retorno  $T$  y del coeficiente de asimetría  $\gamma$ , de este modo; cuando  $\gamma = 0$ , el factor de frecuencia es igual a la variable Normal estándar  $z$ ; cuando  $\gamma \neq 0$ ,  $K_T$  se aproxima mediante la expresión propuesta por Kite (1977).

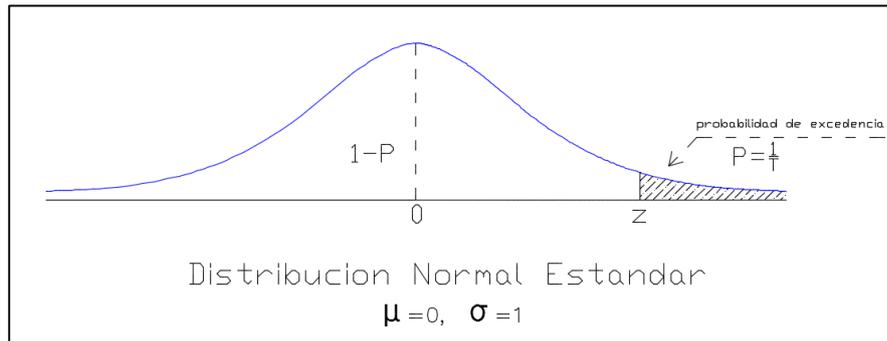
$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad (3.27)$$

$$k = \frac{\gamma}{6}$$

Donde:

$K_T$ : Factor de frecuencia

$z$ : Valor de la distribución normal estándar, asociada con la probabilidad de excedencia



**Figura 3. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno**

“z” se puede aproximar, mediante el método propuesto por **Ven Te Chow (1994)**.

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853 * w + 0.010328 * w^2}{1 + 1.432788 * w + 0.189269 * w^2 + 0.001308 * w^3} \quad (3.28)$$

Con

$$w = [\ln(T^2)]^2, \quad T \geq 2 \text{ años} \quad (\text{Variable intermedia}) \quad (3.29)$$

Alternativamente; el factor de frecuencia para la distribución Log Pearson Tipo III, puede estimarse mediante el uso de las siguientes tablas:

**Tabla N° 3. Valores de  $K_T$  para la distribución Pearson Tipo III (asimetría positiva)**

Coeficiente de asimetría	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probailidad de excedencia						
Cs o Cw	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
3	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

**Fuente: Ven Te Chow (1994)**

**Tabla N° 4. Valores de  $K_T$  para la distribución Pearson Tipo III (asimetría positiva)**

Coeficiente de asimetría	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probailidad de excedencia						
Cs o Cw	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

**Fuente: Ven Te Chow (1994)**

## **3.2. TOPOGRAFÍA**

El río Virú tiene una topografía llana, característica de la zona costera, discurre sus aguas de este a oeste. Tiene una sección bastante irregular que en promedio es 80 m, debido a la erosión causada por las grandes avenidas del Fenómeno de “El Niño”.

Para el proyecto se utilizó la información topográfica existente, obtenida del Proyecto Especial Chavimochic, perteneciente al Gobierno Regional de la Libertad, el cual se encarga de actualizar los datos de este tipo.

### **3.2.1. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO**

Se realizaron varias visitas de campo, que fueron indispensables para la actualización y confirmación de infraestructura de riego, tomas, diques existentes y ubicación de calicatas para el estudio de suelos, ubicadas en el plano topográfico.

El lecho presenta rastros de colmatación y pequeñas erosiones por lo que es necesario que se realicen trabajos de encauzamiento.

De esta forma se pudo reconocer los posibles puntos más críticos, identificando las zonas que estarían propensas a ser destruidas con la próxima avenida que origine el fenómeno de “El Niño”, siendo corroboradas con el modelamiento hidráulico utilizando el software Hec-RAS 4.1 y Lamina V1.2.

### **3.2.2. TRABAJO DE CAMPO**

El levantamiento topográfico ha sido efectuado por coordenadas rectangulares absolutas donde es fácil de localizar un punto específico en el plano, asimismo el replanteo para ubicar y definir el proyecto. Se han

tomado todos los detalles de río, así como las variaciones del lecho y su colindancia con las áreas agrícolas afectadas.

Este levantamiento se hizo a escala 1:2000, con curvas de nivel cada 1m abarcando el río en ambas márgenes.

### **3.2.3. TRABAJO DE GABINETE**

En gabinete se procedió a correr los puntos topográficos por medio del programa AutoCAD Civil3D y de acuerdo a los datos hidrológicos e hidráulicos. Se ha fijado el eje central, la amplitud del cauce, lo que permitirá fijar las áreas ribereñas a proteger, recuperar, ganar y la ubicación de las estructuras hechas de roca.

El diseño está conformado por los planos en planta, perfiles longitudinales de las estructuras y del encauzamiento, las secciones transversales que permitan calcular el metrado de movimiento de tierras.

### **3.3. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**

El análisis de suelos tiene como finalidad determinar el comportamiento y la capacidad de resistencia a la acción erosiva del flujo de agua sobre el cauce del río y sus riberas, así como también determinar la capacidad de carga del terreno.

El análisis se realizara con la finalidad de examinar y determinar las características del suelo, sobre el cual se proyectaran los diques de protección de las defensas ribereñas.

En la zona del proyecto se realizara excavaciones para conocer las propiedades del suelo.

El estudio de campo consistirá en realizar la perforación directa mediante calicatas a cielo abierto, en un número adecuado para que sea representativa de todo el tramo en estudio.

#### **3.3.1. TRABAJO DE CAMPO**

#### **3.3.2. LA EXPLORACIÓN DEL SUELO**

Indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y sucesión de estratos; entendiéndose como estrato la capa del suelo relativamente bien definida, que se halla en contacto con otras capas de características diferentes.

Si los límites entre estratos son más o menos paralelos se dice que el perfil del suelo es simple o regular y si los límites son irregulares es errático.

#### **3.3.3. MUESTREO DEL SUELO**

El muestreo consiste en obtener una porción del material del suelo para su investigación, debiendo ser lo más representativo y adecuado, para la realización de los ensayos y pruebas de laboratorio.

## **A) MUESTRAS ALTERADAS**

Son aquellas en las que no se conservan las condiciones naturales o la estructura misma del suelo. En nuestro estudio se usaran las muestras alteradas, para determinar las propiedades físicas del suelo así como su respectiva clasificación.

## **B) MUESTRAS INALTERADAS**

Son aquellas que cuando son extraídas se trata de conservar sus características naturales, con estas muestras se determinaran las propiedades mecánicas del suelo.

Para la selección y ubicación de los puntos de muestreo se realizarán calicatas en un número adecuado, ubicadas lo más cercano posible a la posición de los diques propuestos. La excavación se realizará hasta llegar a la profundidad de desplante, condicionado de alguna u otra manera por la presencia de piedra, bolonería y nivel freático. La toma de muestras se realizara tomando como base una separación de hasta 100 m. entre perforaciones, que es lo que algunos autores recomiendan.

Para el presente estudio, los ensayos de laboratorio se llevaran a cabo en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, siendo estos:

Para la Clasificación General de Suelos (M. Alteradas)

- Análisis Granulométrico.
- Ensayo de Plasticidad (Límite Líquido y Límite Plástico).
- Gravedad específica
- Ensayos de contenido de humedad
- Clasificación de suelos
- Relación de vacíos

- ❖ Para Determinar la Resistencia del Suelo. (M. Inalteradas)
  - Ensayo de Densidad Relativa (Proctor Modificado).

### 3.3.4. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Se refiere a las proporciones relativas en que se encuentran las diferentes partículas minerales del suelo (grava, arena, limo y arcilla) expresada en base al peso seco del suelo (en porcentaje).

La granulometría estudia la distribución de las partículas que conforman un suelo según su tamaño, lo cual ofrece un criterio obvio para una clasificación descriptiva. La variedad del tamaño de las partículas casi es ilimitada.

#### **Tamaño de las Partículas del Suelo**

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas; en general, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla; dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Ocasionalmente pueden tener materia orgánica.

Para suelos con tamaño de partículas mayores a 0.075 mm se utiliza el Método del Análisis Mecánico mediante tamices de aberturas y numeración, indicado en la **Tabla N° 05**; para suelos de tamaño inferior se usa el Método del Hidrómetro basado en la ley de Stokes.

**Tabla N° 5. Numeración y apertura de Tamices**

<b>TAMIZ (ASTM)</b>	<b>Abertura ( mm )</b>
2"	50.8
1 1/2"	38.1
3/4"	19.05
1/2"	12.7
3/8"	9.525
N°4	4.76
N°8	2.381
N°10	2
N°16	1.191
N°30	0.595
N°40	0.42
N°50	0.296
N°100	0.149
N°200	0.074

**Fuente: Elaboración propia**

El tamiz N°200 es el punto que separa los Limos, Arcillas y Coloides de las Arenas, para analizar un suelo fino debe ponerse un tamiz N°200 al final de la serie.

#### **3.3.4.1.MÉTODO DEL ANÁLISIS MECÁNICO**

El objetivo de este método es la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de suelo, para poder graficar la curva granulométrica. La idea consiste en agrupar los materiales por rangos de tamaños, para esto se obtiene la cantidad de materiales que pasa a través de un tamiz cuya malla tiene diámetro ligeramente menores a la anterior y se relaciona esta cantidad retenida con el total de la muestra pasada a través de los tamices.

El tamizado no proporciona la forma de los granos de suelo (si son angulares o redondeados), solamente determina el % retenido y el % que pasa una determinada malla.

Las características granulométricas de los suelos pueden compararse estudiando ciertos valores numéricos importantes deducidos de las curvas de distribución, a partir de ellas se pueden obtener diámetros característicos tales como el  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ , etc., en donde “D” significa el tamaño del grano o diámetro aparente de la partícula de suelo y los subíndices (10, 30, 50, 60) denota el porcentaje de material más fino.

Una indicación de la variación o rango del tamaño de los granos presentes se obtienen mediante el Coeficiente de Uniformidad ( $C_u$ ), definido como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.30)$$

El coeficiente de Concavidad o Curvatura ( $C_c$ ) es una medida de forma de la curva entre el  $D_{10}$  y el  $D_{60}$ , se define como:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (3.31)$$

Dónde:  $1 < C_c < 3$ , representa un suelo bien gradado, de lo contrario será un suelo mal gradado.

#### **Material Necesario:**

- Balanza de tornillo con aprox. 0.001gr
- Balanza electrónica
- Juego de tamices normalizados
- Tapa del juego de tamices
- Base del juego de tamices
- Horno electrónico
- Herramientas y accesorios (bandeja metálica recipientes plásticos o metálicos, tazones, escobillas, etc.)

- Agua limpia

**Procedimiento:**

Se homogeniza cuidadosamente el total de la muestra en estado natural (desmenuzándola con un mazo), tratando de evitar romper sus partículas individuales, especialmente si se trata de un material blando, piedra arenosa u otro similar.

Se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del árido.

**Tabla N° 6. Peso mínimo de muestra según diámetro nominal**

<b>Diámetro nominal de las partículas más grandes mm (pulg)</b>	<b>Peso mínimo aproximado de la porción en Gramos, g</b>
9,5 (3/8")	500
19,6 (3/4")	1000
25,7 (1")	2000
37,5 (1 1/2")	3000
50,0 (2")	4000
75,0 (3")	5000

**Fuente: Norma Técnica Peruana (NTP 339.090)**

Obtenido el peso de la muestra a utilizar se realizarán los siguientes pasos:

- Después de tener la muestra uniforme obtenida por cuarteo, pesar la muestra seleccionada y llevarla al horno durante 24 horas o hasta obtener una masa constante.
- Una vez secada la muestra y enfriada, se procede a tomar el peso de la muestra secada al horno.

- c) Tomar el peso del material requerido de acuerdo a la **Tabla N°06** y lavarlo a través del tamiz N° 200, luego el material retenido debe secarse en el horno por 24 horas.
- d) Sepárese la muestra retenida en una serie de fracciones usando los tamices mostrados en la **Tabla N°05**, o los que sean necesarios dependiendo del tipo de muestra, o de las especificaciones para el material que se ensaya.  
En la operación de tamizado manual, se mueve el tamiz o tamices de un lado para otro y se recorre circunferencias, de forma que la muestra se mantenga en movimiento sobre la malla.
- e) Se determina el peso de cada fracción en una balanza con una sensibilidad de 0.1%. La suma de los pesos de todas las fracciones y el peso inicial de la muestra no debe diferir en más de 1%.
- f) Finalmente se completara el Análisis Granulométrico encontrando la Gradación del suelo y la Curva Granulométrica.

### **Procedimiento de Cálculo**

La información final se presenta en un gráfico logarítmico; en la medida que, se busca poder comparar y visualizar fácilmente la distribución de los tamaños de granos presentes. En una escala convencional sería necesario recurrir a una escala muy grande.

En las abscisas se colocaran las Aberturas (mm) y en las ordenadas el porcentaje que pasa (%)

En esta grafica se puede ubicar los diámetros:  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$  y  $D_{60}$  para hallar el  $C_u$  y el  $C_c$  utilizando las formulas mencionadas anteriormente.

### 3.3.4.2.MÉTODO DEL HIDRÓMETRO

El Análisis del Hidrómetro nos ayudará a entender la conducta de un suelo cohesivo, para lo cual necesitamos conocer el tipo y porcentaje de arcilla que está presente en el suelo; su historia Geológica y el contenido de humedad.

Los datos se presentan en un gráfico semi logarítmico de Porcentaje de material más fino, contra diámetro de los granos y puede combinarse con los datos obtenidos por el análisis mecánico.

El principal objetivo de este método es obtener el % de finos (% más fino que 0.002 mm); ya que la curva de distribución granulométrica, cuando más del 12% del material pasa a través del tamiz N°200, se hace necesario aplicar el método del Hidrómetro. Con esto se completa la curva granulométrica para realizar una correcta clasificación según los métodos SUCS y AASHTO.

#### **Material Necesario:**

- Cilindro de Sedimentación de 1000cm<sup>3</sup>.
- Hidrómetro (modelo 152H preferiblemente).
- Aparato para dispersar el suelo (batidor mecánico).
- Agente dispersivo (Hexametáfosfato de sodio) Na<sub>6</sub>P<sub>6</sub>O<sub>33</sub>, cuyo nombre comercial es: Calgón o Silicato de Sodio Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>.
- Termómetro con aproximación de 0.1°C.
- Tamiz N°200.
- Balanza de tornillo con aproximación 0.001 gr
- Recipientes plásticos, tazones.
- Fiola: 500ml ± 0.25ml a 20°C (para el Gs).
- Agua destilada y natural.
- Reloj.

### **Procedimiento:**

- 1) Moler el material fino (sin necesidad de llevar al horno, pues el material está bastante seco) y pasar por la malla N°120.
- 2) Pesar 70gr del material para realizar la prueba de sedimentación y mezclarlo en un recipiente con Hexametáfosfato de sodio, hasta que tape la muestra dejándolo por 1 día.
- 3) Pasar el contenido al aparato para dispersar el suelo añadiendo agua común o destilada en cantidad de  $\frac{2}{3}$  del vaso de dicho aparato, licuándola por espacio de 5 minutos
- 4) Separar el contenido del vaso de la batidora a un cilindro de sedimentación, teniendo cuidado de no perder parte del material durante el proceso.
- 5) Añadir agua hasta completar la marca de 1000ml del cilindro de sedimentación.
- 6) Sellar con un tapón de caucho u otro objeto la boca del cilindro y agitar cuidadosamente durante 1 minuto.
- 7) Sacar el tapón e insertar el hidrómetro tomando las siguientes lecturas: tiempo transcurrido por minuto, temperatura ( $C^{\circ}$ ), lectura hidrométrica (Ra).
- 8) Realizar los cálculos respectivos: Lectura corregida (Rc), % más finos, corrección por menisco, profundidad efectiva (L), Velocidad (l/t), los valores de K, Diámetro (D) y % que pasa.
- 9) Para poder hacer los cálculos es necesario hallar la Gravedad específica (Gs) y el factor de corrección (a).
- 10) Cálculo de Gs:
  - a) Llenar de agua hasta el menisco de la Fiola y pesar.
  - b) Botar el agua hasta quedar a  $\frac{1}{3}$  de la Fiola y pesar.
  - c) Pasar por la malla N°120 y pesar 100gr de material, echar ese material al resultado obtenido en el inciso b y pesar.
  - d) Completar con agua hasta antes del menisco y agitar 70 veces aproximadamente con el fin de obtener un color oscuro, ajustar el nivel del menisco con agua y pesar.

e) Realizar el cálculo del Gs (gr/cm<sup>3</sup>) con formula.

### **3.3.5. LIMITES DE ATTERBERG**

El tema está referido a las arcillas y limos, las arcillas tienen la peculiaridad que cuando están secas presentan gran consistencia y si están húmedas son muy blandas.

Los límites propuestos por Atterberg fueron 5, de las cuales solo 3 son ampliamente usados en ingeniería; siendo muy poco usados, los límites de cohesión y pegajosidad. Estos límites son:

#### **A) Límites de cohesión**

Es el contenido de humedad (de agua) con el cual las partículas del suelo son capaces de pegarse unas con otras.

#### **B) Límites de pegajosidad**

Es el contenido de humedad en la cual el suelo comienza a pegarse a las superficies metálicas, como por ejemplo la espátula, cuchillas, etc.

#### **C) Límites de contracción**

Es el contenido de humedad por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción de un suelo; pero si el contenido de humedad decrece, al llegar a un cierto contenido de humedad sucede el fenómeno de retracción, y el suelo aunque siga perdiendo agua su volumen permanece invariable.

#### **D) Límite plástico**

Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo puede considerarse como no plástico, los suelos se oponen a deformarse.

#### **E) Límite líquido**

Es el contenido de humedad por debajo de la cual el suelo se comporta de forma plástica.

Los límites líquido y plástico son utilizados en todas las regiones del mundo principalmente con un objetivo, el de identificar y clasificar los suelos.

### **3.3.5.1.LÍMITE LÍQUIDO**

El **límite líquido** es una medida de resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad.

El límite líquido se determina midiendo la humedad y el número de golpes (25), necesarios para cerrar en una determinada longitud una ranura de 1/2" de forma y dimensión establecida mediante un aparato normalizado (copa de Casagrande)

Existen variables que afectan el resultado de la prueba del límite líquido o el número de golpes requeridos para cerrar la ranura patrón, entre las cuales se cuentan:

- Tamaño de la masa del suelo contenido en la capsula de cobre (espesor y cantidad)
- Velocidad a la cual se le dan los golpes (2 por segundo)
- Tiempo de reposo del suelo en la cazuela antes de comenzar la cuenta de golpes y estado de limpieza de la cazuela antes de colocar la muestra para el ensayo.
- Humedad del laboratorio y rapidez con la cual se hace el ensayo.
- Tipo de herramienta usada para hacer la ranura (la recomendada por la ASTM o la llamada tipo Casagrande)

#### **Material Necesario:**

- Muestra: 200gr.
- Tamiz N°40.
- Recipiente de porcelana y espátula para contener y mover la mezcla (agua+ muestra)
- Copa de Casagrande y herramienta para hacer la ranura.

- Balanza de sensibilidad de 0.01gr.
- Horno (110°C).
- Botella de plástico para proveer cantidades controladas de agua
- Motero para pulverizar los grumos.

**Procedimiento:**

1. Pulverizar con un mortero los grumos del material pasándolo por la malla N°40 y pesar 200gr.
2. En un recipiente de porcelana y con la ayuda de una espátula echar agua hasta que se forme una pasta dura de textura uniforme (apariencia cremosa)
3. Enseguida colocar la pasta en la copa de Casagrande compactándola y enrasándola con la espátula.
4. Hacer una ranura en la pasta de abajo hacia arriba, la profundidad resulta de apoyar la herramienta en el fondo de la pasta.
5. Luego se contará el número de golpes que unirá la ranura de dicha pasta, cuyo rango estará entre los 10-40 golpes.
6. Verificar con la espátula que la pasta se haya pegado.
7. Tomar una muestra en un recipiente y pesar (que corresponde a la zona donde se cerró la ranura de preferencia cerca a los 20gr), para medir el contenido de Humedad.
8. Llevar al horno hasta secar (1 día) y luego pesar el resultado.
9. Con la formula se obtiene el contenido de humedad.

### 3.3.5.2. LIMITE PLÁSTICO

Indica el contenido de humedad al cual es más fácil compactar un suelo.

El límite plástico se obtiene midiendo el contenido de humedad del suelo cuando comienzan a desmoronarse pequeños cilindros hechos con la muestra de 3mm de diámetro y 8cm de longitud.

La formación de los rollitos se hace sobre una hoja de papel totalmente seca para acelerar la pérdida de humedad, cuando los rollitos llegan a 3mm se produce un desmoronamiento y agrietamiento de modo que se procede a determinar el contenido de humedad.

#### **Material Necesario:**

- Muestra: 70gr.
- Malla N°40
- Balanza de sensibilidad de 0.01gr.
- Placa de vidrio o un papel, agua limpia.
- Recipientes para contener y pesar la muestra.

#### **Procedimiento:**

1. Tamizar por la malla N°40 el material y pesar 70gr.
2. Echar agua hasta que forme una pasta dura.
3. Se enrollará un pedazo de dicha pasta con la mano extendida sobre la placa de vidrio o en su defecto sobre un papel colocado; a su vez sobre una superficie lisa con presión suficiente para moldearlo en forma de cilindro o hilo de diámetro uniforme (movimientos hacia delante y atrás), hasta que se agriete o fisure.

4. Esta secuencia debe repetirse 02 veces más para producir suficientes pedazos de cilindros.
5. Pesar en conjunto todos los pedazos de cilindros obtenidos de las 03 veces hechas.
6. Llevar el resultado al horno durante 1 día para después pesar.
7. Con la formula se obtiene el contenido de Humedad.

### **3.3.5.3. ÍNDICE DE PLASTICIDAD**

La diferencia numérica entre el Límite Líquido (LL) y el Límite Plástico (LP), resulta el índice de Plasticidad:  $IP = LL - LP$

### **3.3.6. CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO**

Realizado el ensayo Granulométrico y el de Plasticidad, se procede a clasificar el tipo de suelo mediante los métodos:

- A. Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (S.U.C.S.)
- B. Sistema American Association of State Highway and Transportation Officials (ASSTHO)

**Tabla N° 7. Sistema Unificado de clasificación de suelos S.U.C.S.**

DIVISIONES PRINCIPALES		Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO		
<b>SUELOS DE GRANO GRUESO</b> Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200	<b>GRAVAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	<b>Gravas limpias</b> (sin o con pocos finos)	<b>GW</b>	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue:		
			<b>GP</b>	No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.		
		<b>Gravas con finos</b> (apreciable cantidad de finos)	<b>GM</b>	Límites de Atterberg <5% - >GW.	Encima de línea A con IP entre 4 y 7	
			<b>GC</b>	Límites de Atterberg >12% - >GM, GP, SW, SP.	Los casos límite que requieren doble símbolo.	
		<b>ARENAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	<b>Arenas limpias</b> (pocos o sin finos)	<b>SW</b>	Límites de Atterberg >GM, GC, SM, SC. 5 al 12% - >casos límite que requieren	Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.
				<b>SP</b>	Límites de Atterberg >12% - >casos límite que requieren	Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.
	<b>Arenas con finos</b> (apreciable cantidad de finos)		<b>SM</b>	Límites de Atterberg >12% - >casos límite que requieren	Los casos límite que requieren	
			<b>SC</b>	Límites de Atterberg >12% - >casos límite que requieren	Los casos límite que requieren	
	<b>SUELOS DE GRANO FINO</b> Más de la mitad del material pasa por el tamiz número 200	<b>Limos y arcillas:</b> Límite líquido menor de 50	<b>ML</b>	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.	Límites de Atterberg IP < 4	
				<b>CL</b>	Arcillas inorgánicas de plasticidad	Límites de Atterberg IP > 7
<b>OL</b>			Limos orgánicos y arcillas	Límites de Atterberg IP < 4	Los casos intermedios que requieren	
			<b>MH</b>	Limos inorgánicos, suelos arenosos	Límites de Atterberg IP > 7	
<b>Limos y arcillas:</b> Límite líquido mayor de 50		<b>CH</b>	Arcillas inorgánicas	Límites de Atterberg IP > 7		
		<b>OH</b>	Arcillas orgánicas	Límites de Atterberg IP > 7		
<b>Suelos muy orgánicos</b>		<b>PT</b>	Turba y otros	Límites de Atterberg IP > 7		

**Tabla N° 8. Sistema American Association of State Highway and Transportation Officials (ASSTHO)**

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2-4				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
Grupo:	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
<b>Porcentaje que pasa:</b>											
<b>N° 10 (2mm)</b>	50 máx	-	-	-				-			
<b>N° 40 (0,425mm)</b>	30 máx	50 máx	51 mín	-				-			
<b>N° 200 (0,075mm)</b>	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx				36 mín			
<b>Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40</b>											
<b>Límite líquido</b>	-		-	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín (2)
<b>Índice de plasticidad</b>	6 máx		NP (1)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
<b>Constituyentes principales</b>	<b>Fracmentos de roca, grava y arena</b>		<b>Arena fina</b>	<b>Grava y arena arcillosa o limosa</b>				<b>Suelos limosos</b>		<b>Suelos arcillosos</b>	
<b>Características como subgrado</b>	Excelente a bueno							Pobre a malo			

(1): No plástico

(2): El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor al LL menos 30

El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30

Índice de grupo :

$$IG = (F - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$$

Siendo :

F : % que pasa el tamiz ASTM n° 200.

LL : límite líquido.

IP : índice de plasticidad.

El índice de grupo para los suelos de los subgrupos A - 2 - 6 y A - 2 - 7 se calcula usando sólo :  $IG = 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$

### **3.3.7. CAPACIDAD DE CARGA**

Para poder encontrar el volumen natural del suelo a ensayar, se debió utilizar el método del cono de arena que esta normado por la ASTM, dicho método no se utilizó, ya que no permite hallar el volumen de un suelo natural gravoso con piedras mayores a 1 ½” de diámetro; siendo las condiciones que presenta nuestra muestra, es por ello que se utilizó agua para hallar el volumen natural del suelo y así poder comparar la compacidad del suelo aplicando el método de la densidad relativa y referirlo a un ensayo de Proctor Modificado para así calcular la capacidad Portante.

#### **PROCEDIMIENTO EN CAMPO (TOMA DE MUESTRA)**

Se tomó 01 muestra de campo y a continuación se detallan los pasos que se realizaron

1. Se ubica un lugar compacto y duro (natural) – para nuestro caso se le ubico en el lecho del río – colocando un anillo de acero (30cm de diámetro aproximadamente) sobre dicha superficie.
2. Se procede a picar y excavar el suelo dentro del anillo (con cincel y comba) retirando el material suelto para ser colocado en una bolsa con sello hermético con el fin de que la muestra no pierda humedad.
3. Limpiar el hoyo cuando alcance un profundidad de 15 cm aproximadamente (con una cuchara y brocha) tratando que quede firme en los bordes para que no colapse, el material suelto se agrega en la bolsa hermética.
4. Sin sacar el anillo colocar 2 bolsas grandes de plástico en el hoyo enseguida la regla y llenar con agua del bidón. (que tenga 20 lts. aproximadamente) hasta que el agua haga contacto con la regla.
- 5. En el laboratorio:**
  - a. Pesado de las muestras que se trajeron en las bolsas herméticas.
  - b. Pesado del agua sobrante.
  - c. Hallar el contenido de humedad.

- d. Pesar las muestras por la malla ¼” para así calcular la Porosidad natural o de campo.

$$e = \frac{G_s}{\gamma} - 1 \quad (3.32.)$$

## 6. Relación de vacíos para hallar la Densidad Relativa

### Material necesario

- Balanza electrónica
- El Molde conformado por la base y el anillo que se usa para el Proctor modificado
- Horno electrónico
- Bandeja metálica, espátula, recipientes plásticos, tazones, escobillas. Regla metálica
- Agua limpia
- Vibradora

### Procedimiento

- a. Secar en el horno 6kg del material que paso por la malla de ¼”.
  - b. Evaluar el peso suelto y calcular la densidad Suelta:
    - **Peso Suelto:** vaciar el material en el molde, sin que este choque las paredes; con la regla metálica nivelar la superficie del molde y golpear las paredes laterales para que no queden vacíos, limpiar la base del molde para pesar. Realizar el mismo procedimiento 4 veces para sacar el promedio.
    - **Densidad Suelta:** resulta de dividir el peso suelto entre el Volumen del molde que es 2124 cm<sup>3</sup>.
7. Secar la muestra al horno (25kg) en un recipiente a una temperatura de 105°C (±5°C)
- Tamizar toda la muestra por las mallas ¾”, 3/8” y N°4.
  - Se elimina el material retenido por la malla 3/4”. Se obtiene el peso retenido en la malla 3/8”, N°4 y lo que pasa la N°4. Se calcula los porcentajes con respecto al total de los pesos obtenidos.

- Para el Proctor Modificado se realizara tres pruebas con distintos contenido de humedad, para este caso al 2%, 4% y 6%.
- Se formara 3 muestras de 6 kilos cada una, conformadas por el material retenido en la malla 3/8", N°4 y lo que pasa la N°4, haciendo uso de los porcentajes obtenidos.
- A cada muestra le corresponderá un contenido de humedad, se agregará agua destilada dependiendo del contenido de humedad que se requiera (para un contenido de humedad de 2% será:  $6 \cdot 2\% = 120\text{ml}$  de agua destilada).
- Se depositara la muestra en el recipiente del Proctor modificado en 5 capas, tras cada capa se aplicaran 56 golpes previamente programados en la máquina del Proctor modificado.
- Retirar el anillo del Proctor, con ayuda de una regla se nivela la superficie, se retira la base y se pesar el cilindro conteniendo la muestra compactada. Será el mismo procedimiento para las 2 muestras faltantes.
- Se procede a calcular la densidad de compactación para cada contenido de humedad, posteriormente se grafica la densidad vs contenido de humedad para luego estimar el porcentaje óptimo de humedad para la densidad máxima teórica.

### **3.3.7.1. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA ESTRUCTURAS HECHAS A BASE DE ROCA**

La teoría de Terzaghi, cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción. Su importancia trascendental hace posible que sea la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga, especialmente para el caso de cimientos poco profundos.

La capacidad del soporte del suelo se obtiene por la suma de tres componentes:

- 1) La cohesión y fricción interna del material en condiciones del suelo sin peso propio y sin sobrecarga.
- 2) La fricción interna con sobrecarga.
- 3) La fricción del suelo con peso propio.

Estos componentes se expresan en la ecuación de capacidad del suelo o de Terzaghi (Para Cimientos Corridos)

$$q_a = CN_c + D_f P_e N_q + \frac{1}{2} P_e B N_\gamma \quad (3.33)$$

Donde:

$q_a$ = Presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud sin provocar su falla o capacidad de carga limite en Kg/cm<sup>2</sup> o Ton/m<sup>2</sup>

$N_c N_q N_\gamma$ = Coeficientes adimensionales que dependen solo del valor de  $\phi$  y se denominan factores de capacidad de carga debido a la cohesión, sobrecarga y al peso del suelo.

$\phi$ = Angulo de fricción interna del suelo.

$B$ = Ancho del cimiento o dimensión menor de la zapata rectangular (m)

$D_f$ = Profundidad de cimentación (m)

$P_e$ = Peso específico del suelo Ton/m<sup>3</sup>

$C$ = Cohesión del suelo en Kg/cm<sup>2</sup> o Ton/m<sup>2</sup>

Esta ecuación fue desarrollada por Terzaghi para fundaciones poco profundas ( $B \geq D_f$ ) y continuas.

El procedimiento de cálculo y coeficiente de esta teoría es la siguiente:

- Para usar la fórmula de Terzaghi es necesario conocer el valor de  $\phi$  del suelo; para el cálculo del ángulo de fricción interna  $\phi$ , se usara la expresión propuesta por **Meyerhof (1957)**

Para un porcentaje de arena fina y limo  $> 5\%$ ; usar:

$$\phi = 25 + 0.15 * D_r \quad (3.34)$$

Para un porcentaje de arena fina y limo  $< 5\%$ ; usar:

$$\phi = 30 + 0.15 * D_r \quad (3.35)$$

- Conociendo los valores de  $\Theta$  se puede calcular los coeficientes de capacidad de soporte  $N_c N_q N_\gamma$ , usando la **Fig. N° 02, ver anexo B**
- El valor **C** de cohesión depende del tipo de suelos, en caso de **suelos granulares** (grava o arena) el valor es despreciable y no se considera en el cálculo de la capacidad de carga. En caso de **suelos finos o con arcillas y limos** es necesario realizar ensayos de laboratorio para determinar el valor de **C** que puede llegar a ser importantes en el valor de la capacidad de carga del suelo.

**El valor de la Carga Admisible ( $q_{ad}$ )** se obtiene según el R.N.E. El factor mínimo admisible contra fallas del subsuelo por esfuerzo cortante será de tres (3), por tanto se recomienda usar un factor de seguridad no menor de tres para hallar la capacidad de carga admisible.

$$q_{ad} = \frac{q_a}{3} \quad (3.36)$$

### **3.3.8. DISPONIBILIDAD DE MATERIAL PARA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS**

El material a usar para la construcción de la estructura de protección de los diques de encauzamiento, serán de piedra con diámetro entre los 0.70 m a 1.00 m., encontrándose este material a 8.37 km de distancia de la zona de estudio (CANTERA TOMABAL). El volumen necesario de material para la construcción de los diques, serán recolectados y apilados para luego ser cargados con volquete y concentrados en el lugar de ejecución de la obra.

### **3.3.9. INGENIERÍA DEL PROYECTO**

#### **3.3.9.1 PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO**

En las márgenes del río existen áreas de cultivo e infraestructura de riego que se encuentran en constante peligro, ya que pueden ser inundadas debido a la geometría de su cauce. Es por ello que se identificaron zonas críticas, las cuales serán encauzadas para poder garantizar la orientación del flujo de agua, protegiendo así las áreas de cultivo e infraestructura de riego. Las estructuras de protección (diques longitudinales) que se proyectarán en la zona en estudio; tendrán estructuras antisocavantes, conformado por el enrocado correspondiente.

#### **3.3.9.2 CRITERIOS DE DISEÑO**

Para el diseño de las obras a ejecutar se tomarán en cuenta los siguientes criterios técnicos:

- Ubicación y determinación del tramo crítico y los puntos vulnerables.
- Ampliación de cauce.
- Orientación de los puntos vulnerables.
- Cálculo del caudal de diseño.
- Material predominante en la zona de estudio.
- Cálculo de la socavación en la zona de estudio.
- Ancho y profundidad de la uña de cimentación.

### **3.3.9.3 CÁLCULO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL**

#### **CONDICIONES PARA EL ENCAUZAMIENTO**

Las condiciones que se presentan son las siguientes:

##### **1. ANCHO DEL CAUCE PROMEDIO**

En la zona del proyecto se ha considerado un ancho estable referencial, para lo cual se ha tomado en cuenta la fórmula de Altunin- Manning, Simon Herdenson y Pettis; las cuales son dadas para régimen estable.

Obteniéndose un ancho de cauce promedio de 80 m. El método de Blench debe usarse con precaución, en la medida que este es aplicable únicamente a suelos cohesivos.

##### **2. PENDIENTE HIDRÁULICA**

La pendiente hidráulica promedio se obtendrá a través de una nivelación topográfica trazada entre las rasantes que unen los puntos externos del eje del encauzamiento en el tramo de estudio, con la finalidad de trazar el perfil longitudinal, cuya pendiente promedio en todo el tramo de estudio es 8.5 ‰

##### **3. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING**

Según **Ven Te Chow (1994)**, los factores mencionados a continuación son fundamentales para la selección del coeficiente de rugosidad de Manning “n”:

**a) Rugosidad de la superficie:**

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

Hablando en modo general, los **granos finos** dan un valor relativamente bajo de “n” y los **granos gruesos** dan lugar a un valor alto de “n”.

**b) Irregularidades del río:**

En los canales naturales las irregularidades son introducidas debido a la presencia de bancos de arena, ondas arenosas y depresiones, hoyos y relieves en el lecho del río.

**c) Obstrucciones:**

La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puente y estructuras similares tiende a incrementar el “n”. La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, número y distribución.

**d) Vegetación:**

La vegetación puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad del río y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, densidad, distribución y el tipo de vegetación.

**e) Alineamiento del río:**

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

**f) Nivel y Caudal:**

El valor de “n” en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el nivel y caudal. Cuando el agua está bajo las irregularidades del fondo del río 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.

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning (**n**), se utilizara en forma practica la **Tabla N°07**, donde el valor de “n” esta categorizado en función de las irregularidades, acarreo de material, vegetación etc.; factores que ya fueron descritos anteriormente.

**Tabla N° 9. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning “n”**

<b>Descripción</b>	<b>n</b>
Cauce con fondo sólido sin irregularidades = 0.025	0.025
Cauces de río con acarreo irregular = 0.030 - 0.029	0.03
Cauces de Ríos con Vegetación = 0.033 - 0.029	0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades = 0.033	0.033
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo = 0.035	0.035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza = 0.040 - 0.036	0.04
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil = 0.045 - 0.050	0.05

**Fuente: Ven Te Chow 1994**

Por lo tanto, para el tramo en estudio y de acuerdo a las características del cauce, se adopta un valor “n” de **0.030**

#### **4. TIPO DE FLUJO DE AGUA**

En la parte alta del río Virú como en todos los ríos de la costa tienen un flujo altamente turbulento, debido a la fuerte pendiente, así como a su alta rugosidad adquirida por la presencia de rocas en su cauce. En su trayectoria, del flujo del río hacia el mar; su pendiente disminuye notablemente, lo que permite que las aguas fluyan tranquilamente.

#### **5. TALUD**

El talud que presenta el río a lo largo de todo su cauce es variado, Para este caso se utilizó un talud 2:1, **ver el Cuadro N°07 del anexo C** propuesta por **Ven Te Chow (1994)**.

### 3.4. DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL

#### 3.4.1. SECCIÓN ESTABLE DEL RIO

El cauce estable es aquel cauce que se encuentra en equilibrio dinámico, no presentando tendencias a la erosión ni a la sedimentación en el mediano y largo plazo.

Existen diversos métodos que nos permiten calcular la sección estable del río, dependiendo de las características granulométricas del lecho del río y de la resistencia de las orillas.

##### A. MÉTODO DE ALTUNIN MANNING

Este método es recomendable para ríos que presentan en su cauce, material granular. No es aplicable cuando hay presencia de material cohesivo. Está basado en datos y observaciones hechas en la Unión Soviética, aplicable a ríos de gravas y material aún más grueso.

$$B = A * \frac{\sqrt{Q}}{S^{0.2}} \quad (3.37)$$

$$A = (n * K^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*m}} \quad (3.38)$$

Donde:

*B*: Ancho de la superficie libre de agua (m)

*A*: Coeficiente

*Q*: Caudal (m<sup>3</sup>/s)

*S*: Pendiente

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

K: Coeficiente que depende de las resistencias de las orillas (Ver Tabla N° 10)

m: Coeficiente de tipo de río ( Ver Tabla N° 11)

**Tabla N° 10. Coeficiente de material de cauce (K)**

<b>Coeficiente de Material de Cauce</b>	<b>K</b>
Material de cauce muy resistente	De, 3 a 4
Material fácilmente erosionable	16 a 20
Material aluvial	8 a 12
En los problemas de Ingeniería ( Valor Practico )	10

**Fuente: Rubén Terán 1998**

**Tabla N° 11. Coeficiente de tipo de río (m)**

<b>Coeficiente de Tipo de Río</b>	<b>m</b>
Para ríos de montaña	0.5
Para cauces arenosos	0.7
Para cauces aluviales	1.0

**Fuente: Rubén Terán 1998**

## B. MÉTODO DE BLENCH

El método de Blench considera el factor de fondo y orilla, para la obtención de la sección estable de río. Se recomienda, para cauces con material cohesivo o formados en arena fina, con diámetro de granos  $D_{50} \leq 1 \text{ mm}$  (Partículas para el cual el 50 % en masa del material es menor a este tamaño).

$$B = 1.81 * \sqrt{\frac{Q * F_b}{F_s}} \quad (3.39)$$

Donde:

Q: Caudal (m<sup>3</sup>/s)

$F_b$ : Factor de fondo (Ver Tabla N° 12)

$F_s$ : Factor de orilla (Ver Tabla N° 13)

**Tabla N° 12. Factor de fondo de río (Fb)**

<b>Factor de Fondo</b>	<b><math>F_b</math></b>
Para material fino	0.8
Para material grueso	1.2

**Fuente: Rubén Terán 1998**

**Tabla N° 13. Factor de orilla de río (FS)**

<b>Factor de Orilla</b>	<b><math>F_s</math></b>
Para materiales sueltos	0.1
Para materiales ligeramente cohesivos	0.2
Para materiales cohesivos	0.3

**Fuente: Rubén Terán 1998**

### C. MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON

Este método tiene en cuenta las características granulométricas del material de fondo y de orilla.

$$B = K_1 * Q^{\frac{1}{2}} \quad (3.40)$$

Donde:

Q: Caudal (m<sup>3</sup>/s)

$K_1$ : Condición de fondo de río

**Tabla N° 14. Condiciones de Fondo de Río (K1)**

<b>Condiciones de Fondo de Río</b>	<b><math>K_1</math></b>
Fondo arena y orillas de material	4.2
Fondo y orillas de material	3.6
Fondo y orillas de grava	2.9
Fondo arena y orillas material no	2.80

**Fuente: Rubén Terán 1998**

#### D. MÉTODO DE PETTIS

$$B = 4.44 * \sqrt{Q} \quad (3.41)$$

Donde:

$B$ : Ancho medio de la sección

$Q$ : Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

#### E. RECOMENDACIÓN PRÁCTICA

En este método, el ancho estable solo se da en función del caudal de diseño ( $Q$ ).  
(Ver tabla N° 15)

**Tabla N° 15. Ancho estable, según el caudal máximo del Rio  
(Recomendación práctica)**

<b>Caudal Máximo Q ( m<sup>3</sup>/s )</b>	<b>Ancho estable B ( m )</b>
2400 - 3000	200
1000 - 2400	190
500 - 1000	100
≤ 500	70

**Fuente: Rubén Terán 1998**

### 3.4.2. TIRANTE DE MÁXIMA AVENIDA Y ALTURA DE ENCAUZAMIENTO

#### A. TIRANTE DE MÁXIMA AVENIDA ( t )

La altura de los diques proyectados estará en función de los cálculos hidráulicos y de la altura de los diques existentes en la zona (tomados como referencia), lo que permite tener una estructura que soporte caudales mayores al caudal máximo determinado del análisis hidrológico ante máximas avenidas. Esto constituye un aporte adicional al Factor de Seguridad al diseño. Para el cálculo de tirante de máxima avenida se hace uso de la fórmula propuesta por Blench – Altuning.

$$t = \left( \frac{Q}{K_S * B * S^{1/2}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (3.42)$$

**Donde:**

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

**B:** ancho medio de la sección (m)

**S:** Pendiente del río

**K<sub>S</sub>:** Coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural.

**t:** Tirante máximo de avenida

**Tabla N° 16. Coeficiente de rugosidad para cauces naturales (K<sub>S</sub>)**

<b>Tipo de cauce natural</b>	<b>K<sub>S</sub></b>
Cauce con fondo sólido sin irregularidades	40
Cauces de río con acarreo irregular ( 33 – 35)	33
Cauces de Ríos con Vegetación (30 – 35)	35
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	30
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza (25 – 28)	25
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil (19 – 22)	20

**Fuente: Rubén Terán 1998**

## **B. ALTURA DE ENCAUZAMIENTO ( H )**

Para determinar la altura del dique de encauzamiento, se considera la adición al tirante máxima de avenida; un Borde libre, que se aproxima a la energía de velocidad; Es decir:

$$H = t + B_L \quad (3.43)$$

Donde

**H:** altura de encauzamiento

**t:** Tirante máximo de avenida

**B<sub>L</sub>**= Borde Libre, definido por:

$$B_L = \phi * e \quad (3.44)$$

Con

$$e = \frac{v^2}{2 * g} \quad (3.45)$$

$\phi$ : Coeficiente de corrección que depende del caudal de diseño.

$g$ : Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

**Tabla N° 17. Coeficiente recomendado para calcular el bordo libre del muro de encauzamiento**

<b>Caudal Máximo Q ( m<sup>3</sup>/s )</b>	<b>Coeficiente ( <math>\phi</math> )</b>
3000-4000	2
2000-3000	1.7
1000-2000	1.4
500-1000	1.2
100-500	1.1

**Fuente: Rubén Terán 1998**

### **C. ANCHO DE CORONA**

El ancho de corona para diques se calcula de manera práctica en función del caudal de diseño (**Tabla N° 16**). Sin embargo, también se toma en cuenta la

importancia del dique, el material utilizado en la construcción, duración de la avenida y de las características del río.

**Tabla N° 18. Ancho de corona en función del caudal de diseño**

<b>Caudal de Diseño ( m<sup>3</sup>/s )</b>	<b>Ancho de Corona ( m )</b>
500-2000	4-6
Menos de 500	3-4

**Fuente: Rubén Terán 1998**

#### **D. PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN**

La socavación viene dado por el aumento de la capacidad de arrastre de las partículas del fondo del río, debido a un aumento de la velocidad de la corriente. El fenómeno de la socavación ocurre durante las avenidas y solo cuando la velocidad de la corriente es mayor que la velocidad necesaria para erosionar el suelo.

El método más utilizado para determinar la socavación general del lecho, es de **Lischtvan – Lebediev**; el cual supone, que una vez que la velocidad de la corriente ha sobrepasado la velocidad erosiva, la socavación depende únicamente del tirante de aguas existente

Las expresiones que calculan la profundidad del lecho después de la socavación, según **Lischtvan – Lebediev**

## PARA SUELOS GRANULARES – NO COHESIVOS

$$t_S = \left( \frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0.68 * D_m^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad (3.46)$$

## PARA SUELOS COHESIVOS

$$t_S = \left( \frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0.60 * \gamma_S^{1.18} * \beta} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad (3.47)$$

Donde

$$\alpha = \frac{Q}{t_m^{\frac{5}{3}} * B * \mu} \quad (3.48)$$

$$t_m = \frac{A}{B} \quad (3.49)$$

Finalmente, la profundidad de socavación se obtiene evaluando la siguiente expresión

$$H_S = t_S - t \quad (3.50)$$

**$t_S$** : Tirante después de producirse la socavación (m)

**$t$** : Tirante sin socavación (m)

$t_m$ : Tirante medio ó Profundidad hidráulica media (m)

$A$ : Área de sección (m<sup>2</sup>)

$B$ : Ancho estable de río (m)

$D_m$ : Diámetro medio de las partículas (mm)

$\gamma_s$ : Peso específico del suelo (Kg/m<sup>3</sup>)

$\mu$ : Coeficiente de contracción (**Ver Tabla N° 19**)

$\beta$ : Coeficiente de socavación (**Ver Tabla N° 20**)

$x$ : Exponente en función del tipo de suelo (**Ver Tabla N° 22**)

6. Depende de  $D_m$ , para suelos Granulares no Cohesivos.

7. Depende de  $\gamma_s$ , para suelos cohesivos.

**Tabla N° 19. Coeficiente de contracción  $\mu$**

<b>Coeficiente de Contraccion, <math>\mu</math></b>							
<b>Velocidad (m/s)</b>	<b>Longitud libre entre los estribos</b>						
	<b>10 m.</b>	<b>13 m.</b>	<b>16 m.</b>	<b>18 m.</b>	<b>21 m.</b>	<b>25 m.</b>	<b>30 m.</b>
<b>&lt;1.00</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>1</b>	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
<b>1.5</b>	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99
<b>2</b>	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98
<b>2.5</b>	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97
<b>3</b>	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96
<b>3.5</b>	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96
<b>&gt;4.00</b>	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95

**Fuente: Rubén Terán 1998**

<b>Coefficiente de Contracción, <math>\mu</math></b>						
<b>Velocidad (m/s)</b>	<b>Longitud libre entre los estribos</b>					
	<b>42 m.</b>	<b>52 m.</b>	<b>63 m.</b>	<b>106 m.</b>	<b>124 m.</b>	<b>200 m.</b>
<1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>1</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>1.5</b>	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
<b>2</b>	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
<b>2.5</b>	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
<b>3</b>	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
<b>3.5</b>	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Rubén Terán 1998

**Tabla N° 20. Coeficiente para socavación  $\beta$**

<b>Periodo de Retorno (Años)</b>	<b>Probabilidad de Retorno (%)</b>	<b>Coefficiente <math>\beta</math></b>
	0.00	0.77
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.86
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
<b>50.00</b>	<b>2.00</b>	<b>0.97</b>
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1,000.00	0.10	1.07

Fuente: Rubén Terán 1998

**Tabla N° 21. Valores de X y 1/(X+1) para suelos cohesivos**

<b>Peso</b>	<b>X</b>	<b>1/(X +1)</b>	<b>Peso</b>	<b>X</b>	<b>1/(X</b>
0.8	0.52	0.66	1.2	0.39	0.72
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72
0.86	0.5	0.67	1.28	0.37	0.73
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74
0.9	0.48	0.68	1.4	0.35	0.74
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76
1	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76
1.04	0.43	0.7	1.71	0.3	0.77
1.08	0.42	0.7	1.8	0.29	0.78
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78
1.16	0.4	0.71	2	0.27	0.79

**Tabla N° 22. Valores de X y 1/(X+1) para suelos no cohesivos**

<b>D (mm)</b>	<b>X</b>	<b>1/(X +1)</b>	<b>D (mm)</b>	<b>X</b>	<b>1/(X</b>
0.05	0.43	0.7	40	0.3	0.77
0.15	0.42	0.7	60	0.29	0.78
0.5	0.41	0.71	90	0.28	0.78
1	0.4	0.71	140	0.27	0.79
1.5	0.39	0.72	190	0.26	0.79
2.5	0.38	0.72	250	0.25	0.8
4	0.37	0.73	310	0.24	0.81
6	0.36	0.74	370	0.23	0.81
8	0.35	0.74	450	0.22	0.82
10	0.34	0.75	570	0.21	0.83
15	0.33	0.75	750	0.2	0.83
20	0.32	0.76	1,000.00	0.19	0.84
25	0.31	0.76			

## E. PROFUNDIDAD DE UÑA

La profundidad de uña está directamente relacionada con la profundidad de socavación; la cual indica hasta donde excavaría el río en condiciones normales, siendo esta la profundidad a la cual deberá llegar la cimentación del dique.

Se utilizara la siguiente expresión para el cálculo de la profundidad de uña:

$$P_{Uña} = FS * H_S \quad (3.51)$$

Donde:

FS: Factor de seguridad.

$H_S$ : Profundidad de socavación

### 3.4.3. DISEÑO DE ENROCADO PARA DIQUE

#### 3.4.3.1. DIÁMETRO DE LAS ROCAS QUE SE UBICAN EN EL TALUD

La estabilidad de rocas, en enrocados ha sido analizado por varios autores. Tomando un valor seguro y a partir del criterio del inicio del movimiento a partir del esfuerzo crítico y el diámetro de la partícula, se obtuvo la siguiente relación:

$$D_m = \frac{b * V^2}{\Delta * f * 2 * g} \quad (3.52)$$

Donde

$D_m$  = Diámetro medio de las rocas (m)

$b$  = Factor para condiciones de mucha turbulencia, piedras redondeadas y sin que permita movimiento de piedra, se adopta un valor de  $b=1.4$

$V$  = velocidad media del flujo (m/seg).

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

### Factor de Talud (f)

$$f = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2\beta}{\text{sen}^2\phi}} \quad (3.53)$$

Donde:

$\beta$  = Ángulo del talud del dique = 2:1

$\phi$  = Ángulo de fricción interna del material = 32° (**Ver cálculos más adelante**),

### Densidad relativa ( $\Delta$ )

$$\Delta = \frac{\gamma_r - \gamma}{\gamma} \quad (3.54)$$

Donde:

$\gamma_r$  = Densidad de la roca (kg/m<sup>3</sup>)

$\gamma$  = Densidad del agua = 1000 kg/m<sup>3</sup>

### **3.4.3.2. FACTOR DE SEGURIDAD PARA ENROCADOS**

La estabilidad de rocas sobre un talud está en función de la velocidad de flujo, ángulo del talud y características de las rocas. Esto significa que el momento resistente tiene que ser mayor en 1.5 veces el momento de volteo

$$F. S. = \frac{\text{MOMENTO RESISTENTE}}{\text{MOMENTO DE VOLTEO}} \geq 1.5 \quad (3.55)$$

En general, el Factor de Seguridad recomendado para enrocados es **F.S. = 1.5**, para este valor puede graficarse curvas con diferentes diámetros y taludes.

### 3.4.3.3. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN PARA EL DIQUE ENROCADO

La fuerza que se opone al deslizamiento del terraplén está definida mediante la siguiente relación:

$$R = W \times Tg\phi \quad (3.56)$$

$$P = \frac{\gamma_a \times t^2}{2} \quad (3.57)$$

Donde:

$R$ = Fuerza resistente (kg/m).

$W = Ax\gamma_s$ = peso del terraplén (kg).

$A$ = Área del terraplén (m<sup>2</sup>)

$\gamma_s$ = Peso específico del material compuesto del terraplén (kg/m<sup>3</sup>).

$\phi$ = Ángulo de fricción interna

$P$ = Presión del agua ejercida al terraplén (kg/m).

$\gamma_a$ = Peso específico del agua.

$t$ = tirante de agua (m).

### 3.4.3.4. DISEÑO DEL FILTRO

La protección del talud donde el enrocado descansará, es fundamental para la estabilidad del revestimiento, ya que protege al suelo de la erosión debido a la corriente de agua, ataque de olas y de flujos subterráneos; evitando así el movimiento de las partículas finas que conforma el suelo protegido.

Existen filtros de material Granular y Filtros de Geotextil.

**a. Filtros de Material Granular**

- Para evitar la obstrucción del filtro es preferible que no más que 5% del material del filtro sea más pequeño que 0.75 mm
  
- Las curvas granulométricas del filtro y del material del suelo deberán ser más o menos paralelas en el rango de los diámetros pequeños.
  
- Se sugiere que el espesor mínimo del filtro de grava sea la mitad del espesor del enrocado
  
- El espesor mínimo del filtro  **$e_{min}$**  = 25 ( $D_{50}$ (del filtro))

**b. Filtros de Geotextil**

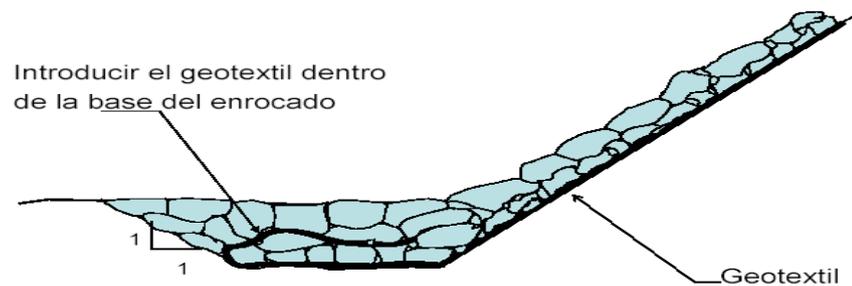
<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
Instalación generalmente rápida y eficiente.	Puede haber dificultad para colocarlos debajo el agua.
Consistentes y tienen una calidad de material más confiable.	El desarrollo de bacterias dentro del suelo, o sobre el filtro puede alterar el comportamiento hidráulico definido en las especificaciones de fábrica
Son capaces de deformarse con el enrocado y permanecen continuos.	

**Colocación**

- Un buen contacto entre el geotextil y el suelo es esencial. Por esta razón la superficie de la ribera o del dique debe ser una superficie lisa, libre de protuberancias, depresiones y lentes de material suelto
  
- Debe ser colocado suavemente, sin pliegues, de arriba hacia abajo

- Se debe tener mucho cuidado al colocar el enrocado, pues puede romper el geotextil
- Si las rocas tienen aristas filudas se debe colocar una subcapa granular entre el enrocado y el geotextil
- Después de colocar el enrocado, el geotextil debe ser asegurado al pie de este, tal como se indica en la **Figura N° 6-1.** , y anclado en la parte alta de la ribera o dique

**Figura N° 6-1. Colocación del geotextil**



### 3.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Según **Rocha Felices** en su libro “**Transporte de Sedimentos Aplicado al Diseño de Estructuras Hidráulicas**”, los sedimentos pueden ser transportados por un fluido rodando por el cauce en suspensión y salto. Las partículas gruesas generalmente ruedan o se deslizan sobre otras, las de tamaño medio (arenas) ruedan sobre otras cuando la velocidad de flujo es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento pueden ser transportadas también en suspensión, que es el caso general de las partículas finas y se dividen en dos formas: en suspensión y gasto sólido.

#### 3.5.1. TRANSPORTE DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

Son las partículas sólidas, finas que la corriente transporta en suspensión tales como las arenas, limos y arcillas; prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo.

En realidad no existe en la actualidad ninguna estación hidrométrica que realice mediciones de sólidos en suspensión que transportaría el río por lo cual hay dificultad en llegar a una conclusión.

#### 3.5.2. TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO (Tf)

Según **Arturo Rocha Felices** en su libro “**Introducción a la Hidráulica Fluvial (1998)**”, La determinación del gasto sólido fluvial está fuertemente relacionada con las características de la cuenca. Específicamente con su erosionabilidad, y por lo tanto, con la producción de sedimentos. En la medida que la erosión de las cuencas es un fenómeno de intensidad variable en el tiempo y en el espacio; esta es una de las causas por las que el gasto sólido es tan variable en el tiempo. Además señala que, si no existe erosión de la cuenca, tampoco existirá transporte sólido en el río. Esto ocurre frecuentemente en los ríos, en algunas épocas del año; por el contrario, si

como consecuencia de los factores ya conocidos, la erosión de la cuenca es grande, también lo será el gasto sólido (situación que se presenta en los meses lluviosos).

En nuestro caso nos interesa conocer las características hidráulicas del flujo que es capaz de iniciar el movimiento o arrastre de las partículas que forman el cauce. En la medida que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente del río; los datos para aplicar las fórmulas que permiten 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.

### **3.5.2.1. METODOLOGÍA DE CALCULO PARA EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS, MEDIANTE SOFTWARE HEC-RAS 4.1**

#### **3.5.2.1.1. FUERZA TRACTIVA CRITICA**

Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva  $\tau_o$  es mayor que la fuerza tractiva critica  $(\tau_o)_c$

$$\tau_o > (\tau_o)_c$$

### 3.5.2.1.2. FUNCIÓN DE TRANSPORTE

Existen muchas fórmulas para el cálculo del gasto sólido de fondo. Estas fórmulas proporcionan la capacidad de transporte; no el gasto sólido real de una corriente para ciertas condiciones que suponen la existencia de un flujo muy esquematizado. En general las fórmulas para el gasto sólido de fondo son aplicables a un canal prismático, con movimiento permanente y uniforme, flujo bidimensional y material sólido con granulometría bien definida.

Las fórmulas más conocidas y usadas en Hec-Ras 4.1 son:

- Ackers & White (1973)
- Engelund & Hansen (1967)
- Copeland's from Laursen (1968,1989)
- Meyer, Peter & Müller (1948)
- Toffaleti (1968)
- Yang (1973,1984)
- Wilcock (2001)

Para nuestro caso, se usó la función de transporte propuesto por **Meyer – Peter y Müller (1948)** ya que 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 es:

$$Tf = 8\gamma_s g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} D_m^{\frac{3}{2}} \left[ \left( \frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} xT_0 - 0.047 \right]^{\frac{3}{2}} \quad (3.58)$$

Donde:

$Tf$  = Transporte de sólidos de fondo que entra en el tramo de estudio (Kg./s-m)

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

$n$  = rugosidad del cauce Ver **Tabla N° 09**

$n'$  = rugosidad debido a las partículas

$$n' = \frac{(D_{90})^{\frac{1}{6}}}{26} \quad (\text{Meyer - Peter y Müller, 1948}) \quad (3.59)$$

$\Delta$  = Parámetro adimensional, está en función de los pesos específicos del material y del agua

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} \quad (3.60)$$

$\gamma_s$  = Peso específico del material hallado en el laboratorio ( $kg/m^3$ )

$\gamma_a$  = Peso específico del agua ( $kg/m^3$ )

$D_m$  = Diámetro medio aritmético de la distribución granulométrica de la muestra (m)

$$D_m = \frac{1}{100} \sum \Delta P_i D_i \quad (3.61)$$

$\Delta P_i$  = Valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante.

$D_i$  = Diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante.

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

$T_0$  = Resistencia al flujo, es adimensional.

$$T_0 = \frac{R_h S}{\Delta D_m} \quad (\text{Engelund, 1966}) \quad (3.62)$$

$R_h$  = Radio hidráulico (m)

$S$  = Pendiente del río.

### 3.5.2.1.3. MÉTODO DE CLASIFICACIÓN PARA TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Se ha de seleccionar un método de clasificación, que hace referencia al espesor del lecho móvil y su seguimiento vertical. Hec-Ras 4.1 nos deja elegir entre:

**Exner 5:** Modelo con tres capas, que incluye la capacidad de formar un estrato que limite la erosión del material, en aquellas profundidades que por la existencia de material más resistente se produzca un armado de lecho natural.

**Active Layer:** Representa la simplificación de un lecho con dos capas, con esta opción el espesor de la capa activa es igual al diámetro  $d_{90}$  de la capa, siendo entonces un método válido solo para lechos de grava y destinado en particular para el uso con el método de transporte Wilcock.

### 3.5.2.1.4. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN ( $\Omega$ )

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

La velocidad de sedimentación toma en cuenta no solamente el peso, sino también el diámetro, forma, posición relativa; de esa forma con respecto a

la dirección de caída, peso específico del material del líquido, textura de la superficie y viscosidad del líquido.

Existen varios métodos para calcular la velocidad de caída de los sedimentos, el usuario debe seleccionar el algoritmo más apropiado. Las opciones que Hec-Ras 4.1 incluye son:

- Ruby
- Toffaleti
- Van Rijn
- Informe 12

#### **3.5.2.1.5. GRANULOMETRÍA DEL LECHO**

Se ha de tener en cuenta que cada sección debe tener una graduación asociada. Hec-Ras 4.1 requiere la creación de la curva granulométrica del lecho y que podrá asociarse a las funciones de arrastre. La Curva Granulométrica corresponde a muestras tomadas del lecho del río dentro del proceso de toma de datos.

La curva granulométrica puede ser representada mediante dos formas:

- %Finos
- Clase de grano Fracción/peso.

#### **3.5.2.1.6. PROFUNDIDAD MÁXIMA Y ELEVACIÓN MÍNIMA**

En la zona inferior del editor del archivo de sedimentos, encontramos una serie de columnas que hacen referencia a ciertas características de cada una de las secciones dispuestas en filas. Las características dispuestas en columnas son:

**Profundidad Máxima:** La columna **Max Depth** hace referencia al espesor máximo vertical del volumen de control; es decir, la distancia inferior al fondo del cauce. Cuando esta opción es seleccionada Hec-Ras calcula la

cota mínima de erosión como la del fondo del canal menos la profundidad máxima.

**Profundidad Mínima:** La columna **Min Elev** hace referencia a la mínima elevación vertical del volumen de control; es decir, permite al usuario definir una cota bajo la cual el cauce no puede ser erosionado; generalmente usada para definir armado del lecho, que significa que puede estar conformado por roca no erosionable o estructuras de control.

#### **3.5.2.1.7. CONDICIONES DE CONTORNO**

Las condiciones de contorno dan la posibilidad al usuario de poder especificar la carga de sedimentos en diferentes ubicaciones y los formatos que serán automáticamente adicionados al modelo.

Hec-Ras 4.1 da la opción de elegir entre tres condiciones de contorno:

- Rating curve.
- Sediment Load Series.
- Equilibrium Load.

#### **3.5.2.1.8. PROPIEDAD DEL LOS SEDIMENTOS**

Las clases de grano por defecto en Hec-Ras 4.1, están dispuestas siguiendo la escala de  $\Psi$  (Parker y Andrews, 1985), cuyos límites de grano se definen por  $D=2^{\Psi}$ , donde  $\Psi$  es el conjunto de los enteros entre -8 y 11, y son:

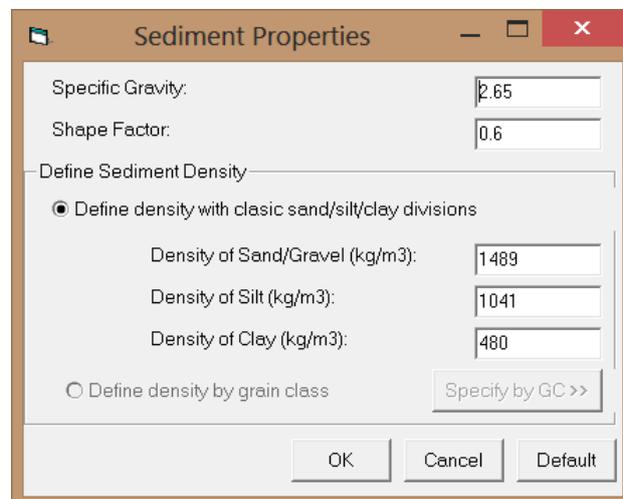
**Tabla N° 23. Clases de grano manejado por defecto en Hec – Ras 4.1**

Grain Classes		Lower	Upper	Mean	Geometric
Clay	Clay	0.002	0.004	0.003	0.00283
Very Fine Silt	VFM	0.004	0.008	0.006	0.00566
Fine Silt	FM	0.008	0.016	0.011	0.0113
Medium Silt	MM	0.016	0.032	0.023	0.0226
Coarse Silt	CM	0.032	0.0625	0.045	0.0447
Very Fine Sand	VFS	0.0625	0.125	0.088	0.0884
Fine Sand	FS	0.125	0.25	0.177	0.177
Medium Sand	MS	0.25	0.5	0.354	0.354
Course Sand	CS	0.5	1	0.707	0.707
Very Course Sand	VCS	1	2	1.41	1.41
Very Fine Gravel	VFG	2	4	2.83	2.83
Fine Gravel	FG	4	8	5.66	5.66
Medium Gravel	MG	8	16	11.3	11.3
Coarse Gravel	CG	16	32	22.6	22.6
Very Coarse Gravel	VCG	32	64	45.3	45.3
Small Cobbles	SC	64	128	90.5	90.5
Large Cobbles	LC	128	256	181	181
Small Boulders	SB	256	512	362	362
Medium Boulders	MB	512	1024	724	724
Large Boulders	LB	1024	2048	1448	1450

**Fuente: Manual de Hec-Ras 4.1**

La gravedad específica de los sedimentos está determinada por defecto en Hec-Ras 4.1 con un valor de 2.65.

Estas características del sedimento pueden ser modificadas según criterio del usuario:



### **3.5.2.1.9. FLUJO QUASI – NO PERMANENTE**

En el cálculo de transporte de sedimentos en Hec-Ras 4.1 interviene el flujo basado en el flujo Quasi – No Permanente, el cual se aproxima a un hidrograma para series de flujo constante asociado con su correspondiente duración.

### **3.5.2.1.10. SERIES DE FLUJO (FLOW SERIES)**

En Hec - Ras 4.1 una vez abierto el editor de las series de flujo, dentro del apartado datos del hidrograma (Hydrograph Data) encontramos tres apartados que deben ser introducidos manualmente:

**Duración de Flujo (Hours):** cada serie debe poseer una duración determinada, que representa el tiempo para el cual el caudal es constante.

**Incrementos de Calculo (Hours):** cada serie debe poseer una duración determinada, que representa el tiempo para el cual el caudal es constante.

**Flujo (m<sup>3</sup>/s):** Representa el caudal medido para cada uno de los intervalos de tiempo.

### **3.5.2.1.11. PROFUNDIDAD NORMAL (NORMAL DEPTH)**

Con esta pendiente Hec-Ras determina las profundidades aguas abajo para cada una de las series de flujo por medio del método Área-Pendiente.

### 3.5.2.1.12. SERIES DE CALADO (STAGE SERIES)

Permite ingresar tiempos para series de cotas del nivel de agua. No se requieren en este caso incrementos de tiempo.

Stage Series for RIO VIRU EJE DE RIO 0

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 01.JUL2015 Time: 0000  
 Fixed Start Time: Date: Time:

Hydrograph Data

No. Ordinates Interpolate Values Del Row Ins Row

	Simulation Time	Elapsed Time (hours)	Stage Duration (hours)	Stage (m)
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				

Plot... OK Cancel

### **3.6. ECOLOGÍA E IMPACTO AMBIENTAL**

Actualmente la realización de **Estudios de impacto ambiental** forma parte del conjunto de evaluaciones de un proyecto. La aceptación de la importancia de incluirlos entre los criterios de análisis es relativamente reciente (**Código del Medio Ambiente y Recursos Naturales – año 1990**), esto es un gran logro para la prevención de los daños y la adopción de medidas correctivas.

Teniendo en cuenta la particularidad y el entorno en el que se implementará los diques de encauzamiento, se establecerá un esquema metodológico que permita la identificación de los impactos ambientales positivos y negativos que podría generar el Proyecto a su entorno y viceversa; esquema que tiene como principal sustento el empleo de herramientas complementarias entre sí y permite realizar adecuadamente una predicción, identificación e interpretación del impacto ambiental en los diferentes componentes del ambiente.

Entre las metodologías a emplearse en el presente estudio tenemos: los Flujograma de Procesos, los Diagramas Causa – Efecto, las Hojas de Campo y la Matriz Tipo Leopold Modificada; cada una de estas herramientas serán adaptadas a las características particulares del Proyecto y a las condiciones del entorno ambiental del mismo, con la finalidad de efectuar una aplicación efectiva de las mismas.

#### **3.6.1. CONCEPTOS BÁSICOS**

- **Impacto Ambiental**

Es la alteración que se produce en el medio ambiente natural y humano cuando se lleva a cabo un proyecto o una actividad. Las obras de ingeniería, tales como: la construcción de una carretera,

diques de encauzamiento, obras hidráulicas; zona de recreo o cualquier otra actividad similar; tiene un impacto sobre el medio ambiente.

- **Estudio de Impacto Ambiental (E.I.A.)**

Es el estudio técnico, de carácter interdisciplinario, que incorporado en el procedimiento de la E.I.A., está destinado a predecir, identificar, valorar y corregir las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones pueden causar sobre la calidad de vida del hombre y su entorno. Es un documento que debe presentar el titular del proyecto, el cual deberá identificar, describir y valorar de manera apropiada los efectos notables y previsibles que la realización del proyecto produciría sobre los distintos aspectos ambientales.

- **Tipología de Impacto Ambiental**

Corresponde a los diferentes tipos de impacto, positivos o negativos que tienen lugar sobre el medio ambiente, pudiendo clasificarse de la siguiente manera:

- a) **Por la variación de la calidad del medio ambiente**

- **Impacto Positivo**

- Un impacto positivo se describe como aquel que sirve para mejorar el medio ambiente.

- **Impacto Negativo**

- El impacto negativo se describe como aquel cuyo efecto se traduce en la pérdida de valor estético-cultural, paisajística, de productividad ecológica o en aumento de los perjuicios derivados de la contaminación, y demás riesgos ambientales; es decir, corresponde a aquel impacto que degrada la zona.

**b) Por su persistencia**

- **Impacto temporal**

Aquel cuyo efecto supone una alteración no permanente en el tiempo, con un plazo temporal de manifestación que puede determinarse.

Si la duración del efecto es inferior a un año, se considera que el impacto es fugaz; si dura entre 1 y 3 años, Temporal propiamente dicho y si dura entre 4 y 10 años, Pertinaz.

- **Impacto permanente**

Aquel cuyo efecto supone una alteración, indefinida en el tiempo, de los factores medioambientales predominantes en la estructura o en la función de los sistemas de relaciones ecológicas o ambientales presentes en el lugar. En general un impacto será permanente cuando la duración de su efecto es superior a diez años.

**c) Por la relación Causa – efecto**

- **Impacto simple**

Aquel cuyo efecto tiene una incidencia inmediata en algún factor ambiental.

- **Impacto indirecto o secundario**

Aquel cuyo efecto supone una incidencia inmediata respecto a la interdependencia o, en general a la relación de un factor ambiental con otro.

### **3.6.2. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL**

La identificación y evaluación de impactos ambientales es parte fundamental del presente estudio, pues constituye la base para la elaboración del Plan de Manejo Ambiental, en el cual se plantearán las medidas que se deberá implementar para prevenir, mitigar y/o corregir los impactos ambientales negativos.

Para la identificación y evaluación de los impactos ambientales que se pueden suscitar por las actividades que involucran: la fase de construcción, fase de operación y mantenimiento; así como la fase de cierre del proyecto de construcción de diques, sobre el medio ambiente natural, social, económico y cultural, en el área de influencia; se han utilizado metodologías basadas en la comparación de escenarios a corto y mediano plazo.

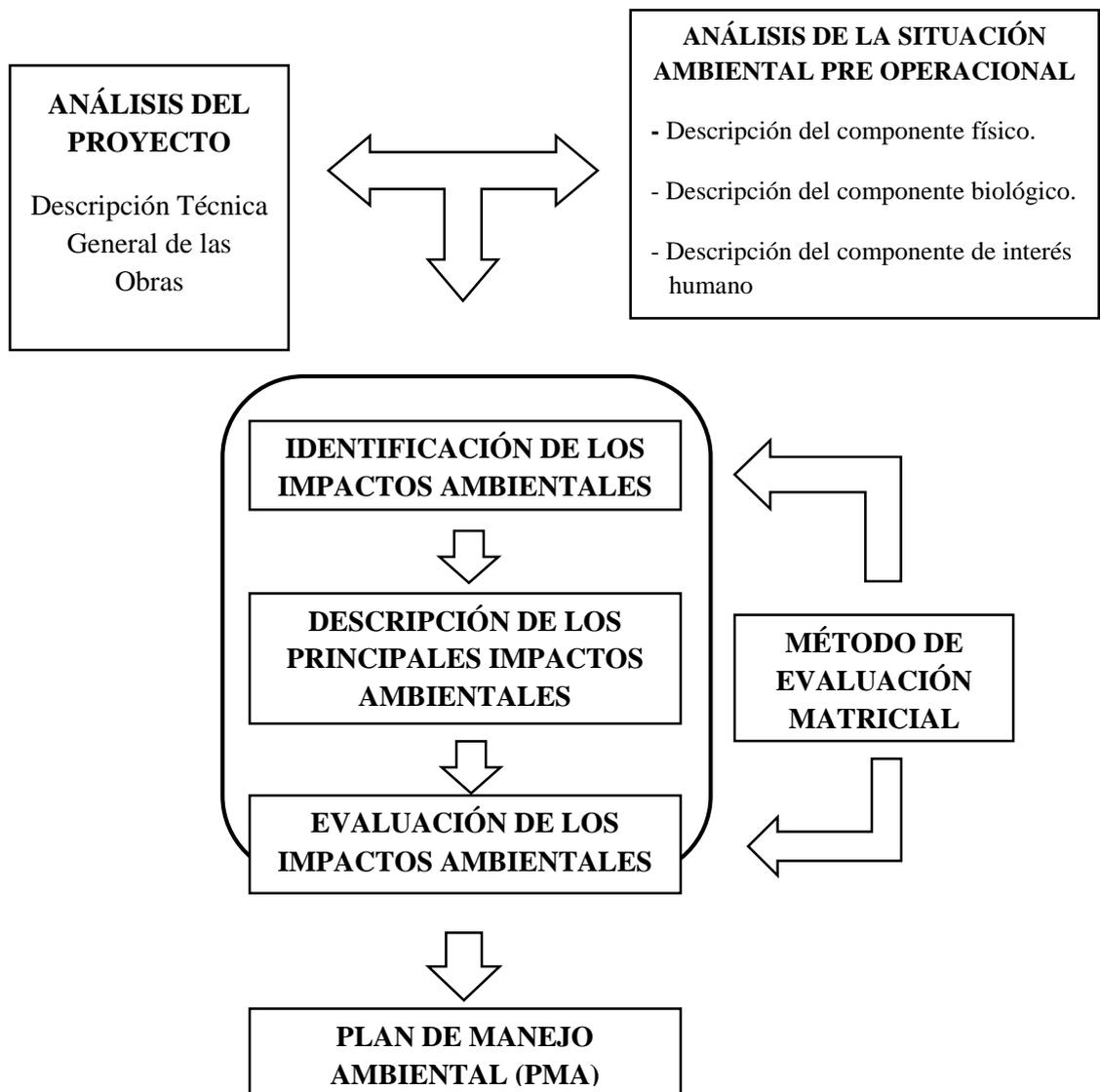
El procedimiento metodológico seguido para realizar el análisis de los impactos ambientales del Proyecto, se desarrollara de la siguiente manera.

- Identificación de las actividades del proyecto que van a generar impactos ambientales.
- Descripción de los principales impactos ambientales susceptibles de ser impactados.
- Evaluación de los impactos ambientales potenciales.

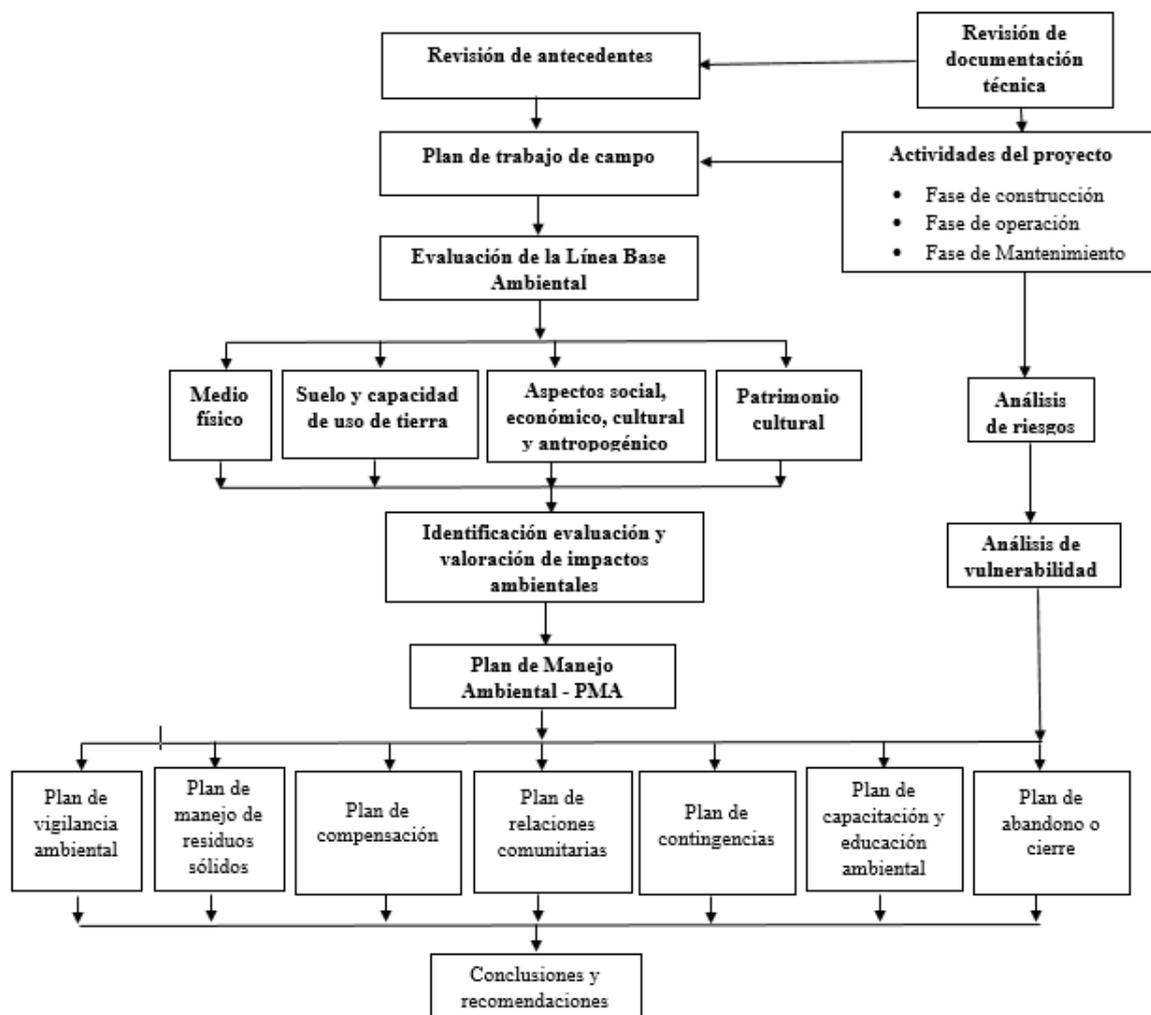
### **3.6.3. SECUENCIA DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL (EIA)**

Para llevar a cabo el EIA será necesario seguir una secuencia de actividades que se señalan a continuación.

- Revisión y análisis de la documentación técnica referente al proyecto.
- Señalar específicamente todas aquellas normas, leyes y reglamentos inherentes a la preservación de los recursos naturales, medio ambiente en general.
- Descripción de las actividades del proyecto en las fases de construcción, operación y mantenimiento.
- Evaluación de la línea de base ambiental, describiendo las características de los factores que integran cada uno de los componentes ambientales (medio físico, suelo, capacidad de uso de tierra, aspectos social, económico, cultural y antropogénica).
- Identificación, evaluación y valoración de los impactos producidos ya sea negativos, positivos, directos e indirectos y acumulativos.
- Elaboración del Plan de Manejo Ambiental, el cual estará integrado por diferentes programas tales como: vigilancia ambiental, manejo de residuos sólidos, compensación, contingencias, capacitación y educación ambiental y el plan de abandono o cierre).
- De las actividades del proyecto se tiene que realizar un análisis de riesgos y vulnerabilidad.
- Por último concluir con las conclusiones y recomendaciones del estudio.



**Figura 4. Secuencia del EIA (proceso predictivo)**



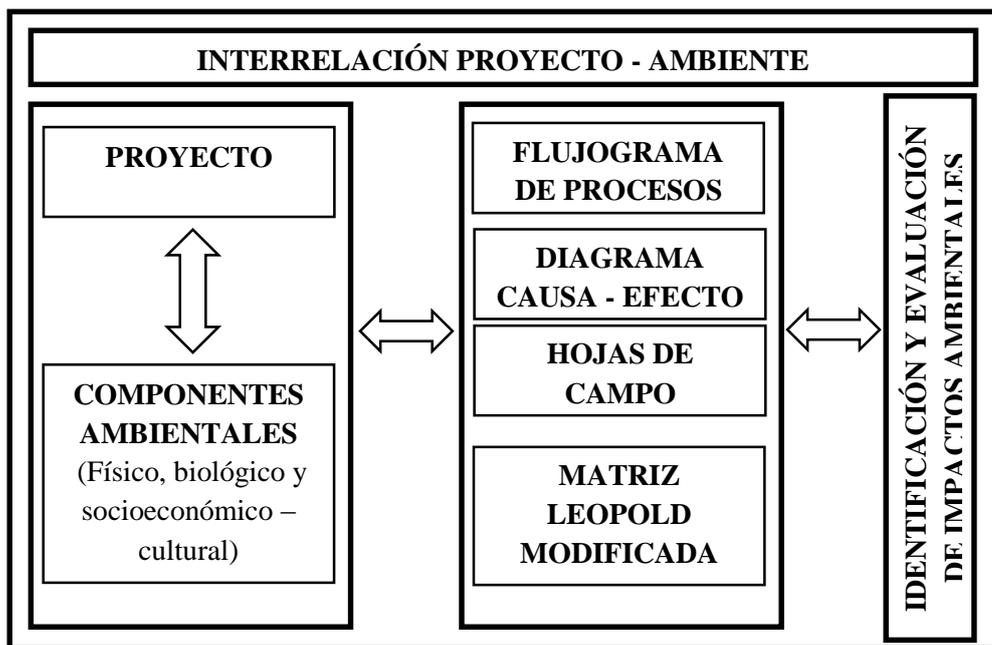
**Figura 5. Secuencia del Estudio de Impacto Ambiental en forma detallada**

### **3.6.4. METODOLOGÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL**

Basados en la particularidad y el entorno en el que se implementará los diques de encauzamiento, se ha establecido un esquema metodológico que permita la identificación, predicción y valoración de los impactos ambientales positivos y negativos, que podría generar el Proyecto a su entorno y viceversa. Entre las metodologías empleadas en el presente estudio, **Figura 6** tenemos:

- Flujogramas de Procesos.
- Diagramas de Causa – efecto
- Las hojas de Campo
- Matriz tipo Leopold Modificada

Las mismas que son adaptadas a las características particulares del Proyecto y a las condiciones del entorno ambiental del mismo, con la finalidad de efectuar una aplicación efectiva. De esta manera, la metodología empleada permite identificar las actividades del proyecto generadoras de impactos y los principales componentes ambientales afectados. Ello asegura establecer las acciones para la mitigación de impactos, lo cual permitirá asegurar la viabilidad ambiental del proyecto.



**Figura 6. Esquema metodológico de identificación y evaluación de los impactos ambientales en el proyecto**

## **A. FLUJOGRAMA DE PROCESOS**

Esta herramienta consiste básicamente en definir y ordenar los sub-procesos de manera secuencial, considerando que el producto obtenido en cada sub-proceso constituye el insumo principal para el siguiente sub-proceso de la cadena.

El flujograma de procesos permite la identificación directa de los aspectos ambientales producidos por cada uno de los sub-procesos principales que componen la cadena del Proyecto, de manera que para el presente estudio ha sido aplicado para el **análisis de la etapa de operación del Proyecto**.

## **B. DIAGRAMA DE CAUSA – EFECTO**

El Diagrama Causa-Efecto es una metodología que permite identificar impactos ambientales directos (primarios) e indirectos (secundarios y terminales), benéficos y perjudiciales, mostrando ilustrativamente, en forma secuencial, las interrelaciones que existen entre las acciones causales y los efectos producidos sobre los factores ambientales.

El Diagrama Causa-Efecto, relaciona las alteraciones ambientales producidas sobre el ambiente físico, biológico, socioeconómico y cultural en el ámbito de influencia del proyecto en estudio, durante las diferentes etapas de ejecución del mismo. La aplicación de este método de encadenamiento de efectos, conocido también como “redes” o “árbol de impacto” fue realizado por **Sorensen (1971)**.

## **C. MATRIZ TIPO LEOPOLD MODIFICADA**

La metodología desarrollada por **Leopold (1971)**, se sustenta en una matriz de doble entrada en la cual las entradas, según columnas, contienen las acciones que potencialmente pueden alterar al medio ambiente, y que son adaptadas de acuerdo a las características de cada proyecto; y las entradas, según filas, corresponden a los factores ambientales (agrupados en función al componente

y medio ambiental que caracterizan) susceptibles a ser alterados por las acciones del proyecto. Cada celda de interacción representa un potencial efecto sobre el ambiente que pueden generar las acciones del Proyecto.

Para la evaluación de los impactos ambientales potenciales a través de la Matriz Tipo Leopold, se utiliza los criterios que se describen a continuación:

a) **Tipo de impacto**

Hace referencia a las características benéficas o dañinas de un impacto. Su calificación es de tipo cualitativo, como POSITIVO (+) o NEGATIVO (-).

b) **Magnitud del impacto**

Se refiere al grado de afectación que presenta el impacto sobre el medio. Se califica en forma cuantitativa.

El criterio está basado en el **Método de Fisher – Davies**; que considera la evaluación de la situación de referencia o pre operacional, que es una medida de la degradación del ambiente, puntuando de 1 a 5 de forma subjetiva según juicio de un equipo evaluador multidisciplinar y de acuerdo con la importancia del parámetro o factor ambiental; siendo:

1. **Poco significativo**
2. **Significativo**
3. **Muy significativo**
4. **Severo**
5. **Crítico.**

La matriz de compatibilidad (Tipo Leopold), relaciona las acciones derivadas del proyecto y los factores ambientales considerados importantes; para luego calificarla de acuerdo a la magnitud del impacto, que se encontrara precedida del signo + ó – según el tipo de impacto sea positivo o negativo.

**Tabla N° 24. Colores Utilizados para definir el tipo de impacto ambiental.**

Impacto positivo	+
Impacto negativo	-
<b>MAGNITUD DEL IMPACTO</b>	
Crítico	<b>5</b>
Severo	<b>4</b>
Muy significativo	<b>3</b>
Significativo	<b>2</b>
Poco significativo	<b>1</b>

**Fuente: Elaboración propia**

Para establecer la jerarquización de los impactos positivos y negativos a una escala numérica; se utiliza los criterios descritos por **Damián De Torres (1999).Revista de Medio Ambiente N° 12. Universidad de la Laguna (España)**, en la cual se considera que la magnitud de los impactos podría tener categorías y valores como los que se muestran en los cuadros siguientes:

**Tabla N° 25. Rangos de valoración de impactos positivos**

Categoría	Valores
Muy significativo	201- 400
Significativo	61 - 200
Poco significativo	16 - 60
Nada significativo	0-15

**Fuente: Elaboración propia**

**Tabla N° 26. Rangos de valoración de impactos negativos**

	Valores
Crítico	401 a 500
Muy significativo	201- 400
Significativo	61 - 200
Poco significativo	16 - 60
Nada significativo	0-15

**Fuente: Elaboración propia**

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS**

#### 4.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para el estudio hidrológico, se tomó la información hidrométrica de los reportes históricos de los caudales máximos diarios, desde 1950 al 2012. En un principio de la Estación Huacapongo (1950-1999) y luego de Sifón Virú (1999-2008). Este registro de caudales se encuentra en la **Sub – Gerencia de Operación y Mantenimiento del Proyecto Especial CHAVIMOCHIC. (Ver Anexo A-Tabla N° 01)**

##### 4.1.1. CALCULO DEL PERIODO DE RETORNO (TR)

En la medida que el diseño de estructuras de defensas ribereñas, incluye la determinación de riesgos; se elabora la siguiente **Tabla N° 24**, el mismo que nos muestra el periodo de retorno (T) en función al Riesgos de Falla asociado y a la vida útil de la obra. Según **Rubén Terán (1998)**, se debe considerar una probabilidad cercana a la unidad, que el suceso de máxima avenida no ocurra en cualquier año.

**Tabla N° 27. Valores de periodo de retorno “T” asociado al riesgo “R” y a la vida útil “n” de la estructura**

Riesgo	Vida Útil de la Obra ( n ) en años							
	1	10	15	20	25	50	100	200
<b>0.01</b>	100	995.5	1493	1990.5	2488	4975.5	9950.4	19900.3
<b>0.1</b>	10	95.4	142.9	190.3	237.8	475.1	949.6	1898.7
<b>0.2</b>	5	45.3	67.7	90.1	112.5	224.6	448.6	896.8
<b>0.3</b>	3.3	28.5	42.6	56.6	70.6	140.7	280.9	561.2
<b>0.332</b>	3	25.3	37.7	50.1	62.5	124.4	248.4	496.2
<b>0.4</b>	2.5	20.1	29.9	39.7	49.4	98.4	196.3	392
<b>0.5</b>	2	14.9	22.1	29.4	36.6	72.6	144.8	289
<b>0.75</b>	1.3	7.7	11.3	14.9	18.5	36.6	72.6	144.8
<b>0.99</b>	1	2.7	3.8	4.9	5.9	11.4	22.2	43.9

**Fuente: Elaboración propia**

Para la colocación de las estructuras de protección (dique enrocado) se considera un periodo de retorno de 50 años, recomendación establecida por el **Ministerio de transportes y comunicaciones – Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, para proyectos de encauzamientos de defensas**

**ribereñas.** Siguiendo este criterio, podemos observar en la **Tabla N° 25**, que para el periodo de retorno recomendado; le corresponde una vida útil de 20 años, con un riesgo de ocurrencia de 0.333

$$R= 0.333$$

$$n=20 \text{ años}$$

$$T=50 \text{ años}$$

Usando la ecuación (3.22), la probabilidad que el suceso de máximas avenidas ocurra en cualquier periodo será,

$$P = 1 - (1 - R)^{\frac{1}{n}}$$
$$P = 1 - (1 - 0.333)^{\frac{1}{20}}$$

$$P = 0.02 \text{ (Probabilidad que el caudal de máxima avenida, sea superado en un año cualquiera)}$$

Luego, hay una probabilidad,  $1 - P = 98 \%$  que el evento de máxima avenida no ocurra en un año cualquiera.

#### **4.1.2. CAUDAL DE DISEÑO (Q)**

##### **4.1.2.1. DISTRIBUCIÓN GUMBEL**

###### **4.1.2.1.1. PARÁMETROS PARA LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL**

Haciendo uso de los datos de la **Tabla N° 02 (Anexo A)**, calculamos los parámetros de la distribución Gumbel

$$n= 63 \text{ (Numero de observaciones)}$$

✓ **Caudal Medio ( $\mu_Q$ )**

$$\mu_Q = \frac{\sum Q}{n}$$

$$\mu_Q = \frac{\sum_1^{63} Q}{63} = \frac{3443.64}{63} = 54.66$$

✓ **Varianza ( $\sigma_\mu$ )**

$$\sigma_\mu = \sqrt{\frac{\sum(Q - \mu_Q)^2}{n - 1}}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum(Q - 54.66)^2}{62}} = \sqrt{\frac{240938.32}{62}} = 62.34$$

✓ **Calculo del parámetro de escala ( $\alpha$ ), ecuación (3.2)**

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * 62.34 = 48.61$$

✓ **Calculo del parámetro de posición ( $\beta$ ), ecuación (3.3)**

$$\beta = 54.66 - 0.5772 * 48.61$$

$$\beta = 26.61$$

**Tabla N° 28. Parámetros estadísticos para la distribución Gumbel calculados**

<b>Descripción</b>	<b>Parámetro</b>
Caudal Medio	54.66
Varianza	3886.10
Desv. Estándar	62.34
Parámetro de escala	48.61
Parámetro de Posición	26.61

**Fuente: Elaboración propia**

#### **4.1.2.1.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL**

##### **Prueba de Ajuste**

Para determinar la bondad de ajuste de las máximas avenidas diarias anuales del río Virú a la distribución Gumbel, se plantea las siguientes hipótesis:

Ho: las máximas avenidas diarias anuales del río Virú, siguen la distribución Tipo Gumbel

Ha: La distribución Tipo Gumbel No es el Modelo que siguen **las máximas avenidas diarias anuales del río Virú**

## Prueba de Kolgomorov y Smirlow

Se hace uso de los datos de la **Tabla N° 03 (Anexo A)**

- ✓ Cálculo de la diferencia tabulada con nivel de significancia ( $\alpha=5\%$ )

Según la **Tabla N° 02**, para  $n > 40$  y  $\alpha=5\%$ , obtenemos la diferencia máxima teórica

$$\Delta_{\alpha} = \frac{1.36}{\sqrt{n}}$$

$$\Delta_{\alpha} = \frac{1.36}{\sqrt{63}} = 0.1713439$$

- ✓ Diferencia absoluta máxima entre frecuencia acumulada observada y teórica (**Ver Tabla 03 – Anexo A**)

$$\Delta_{max} = |F(m) - F(X)|$$

$$\Delta_{max} = 0.199393965$$

- ✓ **Criterio de decisión**

**Como**

$$\Delta_{max} = 0.199 > \Delta_{\alpha} = 0.171, \quad \text{Se rechaza } H_0.$$

Por lo tanto, estadísticamente las máximas avenidas diarias anuales del río Virú, no se ajustan a la Distribución Gumbel.

#### 4.1.2.2. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

En este modelo se trabaja con los Logaritmos en base 10, del caudal de máximas avenidas,  $Z = \log Q$

##### 4.1.2.2.1. CALCULO DE PARÁMETROS PARA EL MODELO LOG PEARSON TIPO III

En base a la **Tabla N° 04 (Anexo A)**, calculamos los parámetros de la distribución Log-Pearson Tipo III

✓ **Promedio**

$$\mu_z = \frac{\sum \log_{10}(Q_i)}{n}$$

$$\mu_z = \frac{97.06}{63} = 1.54$$

✓ **Desviación estándar**

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{\sum (\log_{10}(Q_i) - \mu_z)^2}{n - 1}}$$

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{10.555}{62}} = 0.413$$

✓ **Coefficiente de Asimetría**

$$\gamma = \frac{n * \sum (\log_{10}(Q_i) - \mu_z)^3}{(n - 1) * (n - 2) * \sigma_z^3}$$

$$\gamma = \frac{63 * 0.763}{(62) * (61) * 0.413^3} = 0.181$$

- ✓ **Calculo del parámetro de posición ( $\alpha$ )** (Ecuación 3.5)

$$\alpha = \left(\frac{2}{2.933}\right)^2$$

$$\alpha = 48.605$$

- ✓ **Calculo del parámetro de escala ( $\beta$ )**, (Ecuación 3.6)

$$\beta = \frac{62.339}{\sqrt{48.605}} = 54.661$$

- ✓ **Calculo del parámetro de posición ( $Z_0$ )**, (Ecuación 3.7)

$$Z_0 = 54.66 - 54.661 * 48.605$$

$$Z_0 = -3.02$$

**Tabla N° 29. Parámetros estadísticos para la distribución Log-Pearson Tipo III calculados**

<b>Descripción</b>	<b>Parámetro</b>
Promedio	1.54
Varianza	0.17
Desv. Estándar	0.41
Coficiente de Asimetría	0.18
Parámetro de escala ( $\alpha$ )	122.07
Parámetro de Posicion ( $\gamma$ )	0.04
Parámetro de Posicion ( $Z_0$ )	-3.02

**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.1.2.2.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

##### Prueba de Ajuste

Hipótesis:

Ho: las máximas avenidas diarias anuales del río Virú, siguen la distribución Tipo Log Pearson Tipo III

Ha: La distribución Log Pearson Tipo III, No se ajustan a las **máximas avenidas diarias anuales del río Virú**

##### Prueba de Kolgomorov y Smirlow

- ✓ Diferencia absoluta máxima entre frecuencia acumulada observada y teórica ( **Ver Anexo A**)

$$\Delta_{max} = |F(m) - F(X)|$$

$$\Delta_{max} = 0.078573739$$

- ✓ Criterio de decisión

Como

$$\Delta_{max} = 0.079 \leq \Delta_{\alpha} = 0.171, \text{ Se acepta la } H_0.$$

Por lo tanto, las máximas avenidas diarias anuales del río Virú, se ajustan significativamente a la Distribución Log Pearson Tipo III.

#### 4.1.2.3. ANÁLISIS DE FRECUENCIA Y CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO

Con la información histórica de máximas avenidas diarias anuales del río Virú, se calculó el factor de Frecuencia  $K_T$  (función del periodo de retorno) Para la **Distribución Log Pearson Tipo III**, en la medida que este fue el modelo que se ajustaba estadísticamente a los caudales máximos diarios del río Virú, por lo cual, el valor de  $K_T$ , se calcula en base a las ecuaciones (3.27) (3.28) y (3.29)

##### ✓ Cálculo del coeficiente $k$

$$k = \frac{Y}{6}$$

$$k = \frac{0.181}{6} = 0.0302$$

##### ✓ Cálculo de $z$

Calculamos en primer término  $w$  para un caudal de 50 años, ecuación (3.29)

$$w = [\ln(50^2)]^{\frac{1}{2}} = 2.797$$

El valor  $Z$ , se calcula con la ecuación (3.28)

$$z = 2.797 - \frac{2.515517 + 0.802853 * 2.797 + 0.010328 * 2.797^2}{1 + 1.432788 * 2.797 + 0.189269 * 2.797^2 + 0.001308 * 2.797^3}$$

$$z = 2.05$$

✓ **El factor de frecuencia**  $K_T$ , se calcula en base a la ecuación (3.27)

$$K_T = 2.05 + (2.05^2 - 1) * 0.0302 + \frac{1}{3}(2.05^3 - 6 * 2.05) * 0.0302^2 \\ - (2.05^2 - 1) * 0.0302^3 + 2.05 * 0.0302^4 + \frac{1}{3} * 0.0302^5$$

$$K_T = 2.146$$

**El caudal asociado será**

$$Q_T = 10^{\mu_z + K_T * \sigma_z}$$

$$Q_T = 10^{1.54 + 2.146 * 0.413}$$

$$Q_T = 267.65 \frac{m^3}{s}$$

✓ **Límites de Confianza**

Para calcular el tamaño del intervalo de confianza se usara un nivel de confianza  $\beta=90\%$ , al cual le corresponde un nivel de significancia  $\alpha$  de:

$$\alpha = \frac{1 - \beta}{2}$$

$$\alpha = \frac{1 - 0.9}{2} = 0.05$$

$$\alpha = 5\%$$

Luego, según **Ven Te show (1994)**, los límites Inferior y Superior de confianza se definen como:

$$LCS = 10^{\log_{10} Q_T + IC} \quad (\text{Límite superior de confianza})$$

$$LCI = 10^{\log_{10} Q_T - IC} \quad (\text{Límite inferior de confianza})$$

**Donde:**

$$IC = \frac{Z_\alpha * \sigma_Z}{\sqrt{n}} (1 + 0.5 * K^2)^{0.5}$$

IC: Factor de límite de confianza

$Z_\alpha$ : Distribución Normal. Estandar. Inv ( $Z_{\alpha=5\%} = 1.645$ )

K: Factor de frecuencia (K=2.15, para un periodo de retorno de 50 años)

n: numero de observaciones

$Q_T$ : Caudal de máxima avenida.

**Obtenemos**

$$IC = \frac{1.645 * 0.413}{\sqrt{63}} (1 + 0.5 * 2.15^2)^{0.5}$$

$$IC = 0.156$$

Reemplazando en la fórmula de intervalos de confianza propuestos por **Ven Te Chow (1994)**, tendremos

$$LCI = 10^{\log_{10} 267.65 - 0.156} = 187.088 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$LCS = 10^{\log_{10} 267.65 + 0.156} = 382.953 \text{ m}^3/\text{s}$$

De manera similar, en la **Tabla N°30** y **Figura 7**. Se muestra los caudales y el factor de frecuencia para diferentes periodos de retorno. Así como los intervalos de confianza asociados

**Tabla N° 30. Caudales estimados e intervalos de confianza para diferentes periodos de retorno, utilizando la distribución Log-Pearson Tipo III**

T (Años)	Probabilidad	Z	K <sub>T</sub>	Q <sub>T</sub>	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.5000	0.0000	-0.0301	33.74	27.71	41.09
5	0.2000	0.8416	0.8315	76.51	60.89	96.14
10	0.1000	1.2816	1.2992	119.31	91.32	155.88
25	0.0400	1.7507	1.8114	194.09	140.95	267.27
<b>50</b>	<b>0.0200</b>	<b>2.0537</b>	<b>2.1496</b>	<b>267.65</b>	<b>187.07</b>	<b>382.95</b>
75	0.0133	2.2164	2.3336	318.76	218.01	466.05
100	0.0100	2.3263	2.4589	359.07	241.93	532.95
150	0.0067	2.4747	2.6293	422.16	278.60	639.72
200	0.0050	2.5758	2.7462	471.75	306.87	725.21
300	0.0033	2.7131	2.9059	549.05	350.12	861.00
400	0.0025	2.8070	3.0160	609.59	383.39	969.25
500	0.0020	2.8782	3.0997	660.05	410.75	1,060.65
1000	0.0010	3.0902	3.3513	838.24	505.18	1,390.88

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 7. Gráfico de intervalo de confianza para la distribución Log - Pearson tipo III**

Por lo tanto; el caudal para modelamiento hidráulico y diseño de diques de encauzamiento, será el máximo posible del intervalo de confianza para el periodo de retorno de 50 años, **382.95 m³/s**

## 4.2. TOPOGRAFÍA.

La topografía de la zona de estudio fue proporcionada por el área de Estudios del Proyecto Especial Chavimochic, quienes son los encargados de la actualización de los planos en formato digital (.dwg). La topografía de la zona se utilizó para obtener la siguiente información: generación de las curvas de nivel, perfiles longitudinales, secciones transversales, alineaciones en planta, definición de rasantes.

Los planos producidos a partir de la información adquirida son:

- Plano de planta con curvas de nivel a una equidistancia de 0.5 m en el cual se especifica la ubicación de los diques existentes, áreas de cultivo e infraestructura de riego como canales y tomas. **Ver Plano PG-01**
- Planos de perfil longitudinal a escala H: 1/1000 V: 1/100 del eje del río y de las estructuras de encauzamiento, **Ver Planos: PL-01, PL-02, PL-03, PL-04, PL-05**
- Plano de Secciones Transversales a escala 1/200, el seccionamiento se hizo cada 20 m para tramos rectos y cada 10m para curvas, las cuales nos dan una configuración aproximada de las estructuras y encauzamiento, **Ver Planos: ST-01, ST-02, ST-03, ST-04, ST-05.**
- Plano de planta de inundación en condiciones actuales (sin diques). **Ver Plano PG-01.**
- Plano de planta de inundación en condiciones proyectadas (con diques). **Ver Plano PG-01.**

### 4.3. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

#### 4.3.1. CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO

##### SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELO (S.U.C.S.)

- **MUESTRA C-01 (CALICATA 1) (Prof: -0.20 m. a – 1.50 m.) – Anexo B**  
SG: Gravallas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.
- **MUESTRA C-02 (CALICATA 2) (Prof: -0.18 m. a – 2.00 m.) – Anexo B**  
SP: Arenas mal graduadas, con grava, pocos finos o sin finos.
- **MUESTRA C-03 (CALICATA 3) (Prof: -0.23 m. a – 1.75 m.) – Anexo B**  
SP: Arenas mal graduadas, con grava, pocos finos o sin finos.
- **MUESTRA C-04 (CALICATA 4) (Prof: -0.50 m. a – 2.00 m.) – Anexo B**  
SP: Arenas mal graduadas, con grava, pocos finos o sin finos.

##### SISTEMA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (ASSTHO)

Las muestras analizadas no pudieron ser clasificadas de manera precisa con este método; debido a que no presentaban ni límite plástico ni límite líquido. Únicamente se pudo tener una clasificación general de tipo **Material Granular** para todas las muestras tomadas, en la medida que menos del 35% en peso pasaban el tamiz N° 200.

#### 4.3.2. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

De los resultados de la muestra (**Ver Anexo B**) y usando la **formula (3.33)** se tiene

$$q_a = CN_c + D_f P_e N_q + \frac{1}{2} P_e B N_\gamma$$

$C = 0$  (grava, arena)

**Calculo del ángulo de fricción interna**, del análisis granulométrico C-03, se observa que el porcentaje de arena fina y limos es superior al 5%, por ende se hará uso de la **formula (3.34)**, con una densidad relativa ( $D_r = 46.99\%$ ) (**Ver anexo B- cálculo de densidad relativa**) según la cual

$$\phi = 25 + 0.15 * 46.99 = 32.05$$

$$\phi = 32$$

En base a las **Tablas 01-02 del Anexo B**, se observa que el ángulo de fricción interna calculado, está dentro de los límites recomendados para materiales granulares.

$P_e = 1.703 \text{ Tn/m}^3$  (**Ver cálculo del peso específico Seco – Anexo B**).

Los coeficientes de capacidad de soporte para el modelo, serán estimados según la **Figura 02 (Anexo B)**.

$$N_{\gamma} \approx 25$$

$$N_c \approx 44$$

$$N_q \approx 28$$

Los parámetros requeridos del diseño hidráulico y estructural son:

$$B = 1.80 \text{ m}$$

$$D_f = 1.80 \text{ m (Profundidad de desplante)}$$

Reemplazando los datos anteriores en la siguiente fórmula:

$$q_a = 0 * 18 + 1.80 * 1.703 * 28 + \frac{1}{2} * 1.703 * 1.80 * 25$$

Se obtiene:

$$q_a = 124.149 \text{ Tn/m}^2 \cong 12.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Este valor es el esfuerzo admisible del terreno con la cual debemos diseñar las estructuras del dique, que no sobrepasen este valor.

$$q_{ad} = \frac{12.41}{3} = 4.14 \text{ Kg/cm}^2 > q_{uñadique} = 0.47 \text{ Kg/cm}^2$$

**OK.**

#### 4.4. CÁLCULO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL.

##### 4.4.1. CONDICIONES PARA EL ENCAUZAMIENTO

###### 4.4.1.1. PENDIENTE HIDRÁULICA

La pendiente para nuestro caso sea de 8.5 ‰ obtenida del perfil longitudinal del tramo de estudio ubicado en el río Virú.

###### 4.4.1.2. RUGOSIDAD

El valor para el coeficiente de Manning (“n”) para las condiciones que presenta el río es de 0.030. Dicho valor se obtuvo de la **Tabla N°07**, el cual describe los diferentes valores de rugosidad para el uso de la fórmula de Manning.

###### 4.4.1.3. TALUD

El talud que se empleará en el diseño se basa en la propuesta de **Ven Te Chow (1994)**, quien muestra el talud en función del tipo de material del mismo. Para nuestro caso nos recomienda utilizar un talud 2:1.

###### 4.4.1.4. TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO (*Tf*)

**Datos:**

$\gamma_s = 1.703 \frac{gr}{cm^3} = 1703 \frac{Kg}{m^3}$  , peso específico del material hallado en el laboratorio.

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

$$n = 0.030$$

$$S = 8.5\text{‰} = 0.0085$$

- **Calculo del  $D_m$  (Diámetro medio)**

Se tomó el promedio de las Calicata (borde o lecho) Referente al  $D_m$ , para la cual se utilizó la **formula (3.61)**

**Calicata -1**

Fracción	Di (mm)	Pi	Di*Pi
11/2" a 1/2"	23.283	52.16%	12.144
3/8" a N° 30	3.409	32.36%	1.103
N° 40 a N° 200	0.235	12.64%	0.030
<b>TOTAL</b>		<b>97.16%</b>	<b>13.28</b>

$$D_m = \frac{1}{100} (23.283 * 52.16 + 3.409 * 32.36 + 0.235 * 12.64)$$

$$D_m = 13.28 \text{ mm}$$

**Calicata -2**

Fracción	Di (mm)	Pi	Di*Pi
11/2" a 1/2"	23.283	31.68%	7.377
3/8" a N° 30	3.409	50.97%	1.737
N° 40 a N° 200	0.235	16.25%	0.038
<b>TOTAL</b>		<b>98.91%</b>	<b>9.15</b>

$$D_m = \frac{1}{100} (23.283 * 31.68 + 3.409 * 50.97 + 0.235 * 16.25)$$

$$D_m = 9.15 \text{ mm}$$

### Calicata -3

Fracción	Di (mm)	Pi	Di*Pi
11/2" a 1/2"	23.283	10.32%	2.402
3/8" a N° 30	3.409	57.91%	1.974
N° 40 a N° 200	0.235	30.33%	0.071
<b>TOTAL</b>		<b>98.55%</b>	<b>4.45</b>

$$D_m = \frac{1}{100} (23.283 * 10.32 + 3.409 * 57.91 + 0.235 * 30.33)$$

$$D_m = 4.45 \text{ mm}$$

### Calicata -4

Fracción	Di (mm)	Pi	Di*Pi
11/2" a 1/2"	23.283	32.81%	7.639
3/8" a N° 30	3.409	47.22%	1.609
N° 40 a N° 200	0.235	16.72%	0.039
<b>TOTAL</b>		<b>96.74%</b>	<b>9.29</b>

$$D_m = \frac{1}{100} (23.283 * 32.81 + 3.409 * 47.22 + 0.235 * 16.72)$$

$$D_m = 9.29 \text{ mm}$$

Luego el  $D_m$  promedio será:

$$D_m = \frac{1}{4} (13.28 + 9.15 + 4.45 + 9.29) = 9.04 \text{ mm} \approx 0.0090 \text{ m}$$

- **Calculo el  $D_{90}$**

**Calicata -1**

$$D_{90} = 38.1 + \frac{90 - 87.32}{100 - 87.32} * (50.8 - 38.1) = 40.78 \text{ mm}$$

**Calicata -2**

$$D_{90} = 19.05 + \frac{90 - 76.18}{90.71 - 76.18} * (38.1 - 19.05) = 37.17 \text{ mm}$$

**Calicata -3**

$$D_{90} = 12.7 + \frac{90 - 89.68}{93.13 - 89.68} * (19.05 - 12.7) = 13.29 \text{ mm}$$

**Calicata -4**

$$D_{90} = 38.1 + \frac{90 - 84.07}{100 - 84.07} * (50.8 - 38.1) = 42.83 \text{ mm}$$

Resumiendo:

<b>CALICATA</b>	<b>(mm)</b>
C1-M1	40.78
C2-M2	37.17
C3-M3	13.29
C4-M4	42.83

De todas estos valores tomamos el 13.29 mm, en la medida que se considera el menor tamaño que puede ser más fácil de transportar

$$D_{90} = 13.29 \text{ mm} \approx 0.01329 \text{ m}$$

- En seguida se calculará el  $n'$ ,  $\Delta$  y el  $T_0$

$$n' = \frac{(D_{90})^{\frac{1}{6}}}{26} = \frac{(0.01329)^{\frac{1}{6}}}{26} = 0.0187$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} = \frac{1703 - 1000}{1000} = 0.703$$

$R_h = Y$  (Tirante promedio que se tomó cuando el cauce es muy ancho)

Cuando se trata de un cauce muy ancho con respecto al tirante se puede considerar:  $R_h = Y_s = 2.67 \text{ m}$  (profundidad del flujo ante socavación)

$$T_0 = \frac{R_h * S}{\Delta * D_m} = \frac{2.67 * 0.0085}{0.703 * 0.009} = 3.59$$

- Finalmente se hallara el Transporte de Sólidos de fondo ( $Tf$ ), utilizando la formula (3.58)

$$Tf = 8 * 1703 * 9.81^{\frac{1}{2}} * 0.703^{\frac{1}{2}} * 0.009^{\frac{3}{2}} \left[ \left( \frac{0.0187}{0.03} \right)^{\frac{3}{2}} * 2.44 - 0.047 \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$Tf = 68.89 \text{ Kg/s} - \text{m}$$

#### 4.4.1.5.FUERZA TRACTIVA (T)

$$T = \gamma R_h S$$

Donde:

$T$ = Fuerza Tractiva (kg/m<sup>2</sup>)

$\gamma$ = Peso Específico del agua (1000 kg/m<sup>3</sup>)

$R_h$ = Radio medio hidráulico (m)

$S$  = Pendiente =0.0085

$$T = 1000 \times 2.67 \times 0.0085 = 22.70 \text{ kg/m}$$

El valor de la fuerza tractiva calculado para condiciones de máxima avenida nos va a producir una fuerte erosión de material del cauce que solamente admite una fuerza de arrastre crítica entre 4.8 – 5 kg/m<sup>2</sup>, ver **cuadro N° 05 anexo B**, por lo que se ha optado en revestir los taludes del cauce con enrocado, estructura propuestas en la Tesis.

Por lo tanto, el rio tiene bastante capacidad de arrastre que se activa a partir de cierto Tirante o Caudal; la misma que será resistido por el enrocado que admite una fuerza de arrastre de 16 kg/cm<sup>2</sup> como mínimo.

#### 4.4.2. CÁLCULO HIDRÁULICO

##### 4.4.2.1. CÁLCULO DE LA SECCIÓN ESTABLE DEL RIO (B)

###### A. Método de Altunin – Manning

$$B = A * \frac{\sqrt{Q}}{0.2\sqrt{S}} \quad A = (n * K^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*m}}$$

Datos:

A=coeficiente

$n=0.030$

$K=12$  (Corresponde a un material de cauce de tipo aluvial)

$m=1$  (tipo de río, correspondiente a cauces aluviales) exponente

$$Q=382.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S=0.0085$$

Se obtiene:

$$A = (0.03 * 12^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*1}} = 1.24$$

$$B = 1.41 * \frac{\sqrt{382.95}}{0.0085^{0.2}}$$

$$B = 64.43 \text{ m}$$

### **B. Método de Blench**

$$B = 1.81 * \sqrt{\frac{Q * F_b}{F_s}}$$

Datos:

$$Q=382.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$F_b=1.2$  (Factor de fondo – material grueso)

$F_s=0.1$  (Factor de orilla – material suelto)

Se obtiene:

$$B = 1.81 * \sqrt{\frac{382.95 * 1.2}{0.1}}$$

$$B = 122.7 \text{ m}$$

### C. Método de Simons y Henderson

$$B = K_1 * Q^{\frac{1}{2}}$$

Datos:

$$Q = 382.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$K_1 = 2.90$  (Condición de fondo, corresponde a Fondo y orillas de gravas)

Se obtiene:

$$B = 2.90 * 382.95^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 56.75 \text{ m}$$

### D. Método de Pettis

$$B = 4.44 * \sqrt{Q}$$

Datos:

$$Q = 382.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se obtiene:

$$B = 4.44 * \sqrt{382.95}$$

$$B = 86.89 \text{ m}$$

### E. Recomendación práctica

La recomendación que se da para un caudal máximo de  $382.95 \text{ m}^3/\text{s}$  es de 70 m.

$$B = 70 \text{ m}$$

**En Resumen:**

<b>MÉTODO</b>	<b>B(m)</b>
Altunin – Manning	64.43
Blench	122.70
Simons y Henderson	56.75
Pettis	86.89
Recomendación práctica	70
<b>Promedio</b>	<b>80.15</b>

Luego, tomaremos:

$$B = 80 \text{ m}$$

#### **4.4.2.2. TIRANTE DE MÁXIMA AVENIDA Y ALTURA DE ENCAUZAMIENTO**

##### **A. TIRANTE DE MÁXIMA AVENIDA (T)**

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

Datos:

$$Q = 382.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 80.00 \text{ m}$$

$$S = 0.0085$$

$K_S = 33$  (Coeficiente de rugosidad – Correspondiente a cauce de río con acarreo irregular)

Se obtiene:

$$t = \left( \frac{382.95}{33 * 80 * 0.0085^{1/2}} \right)^{\frac{3}{5}}$$

$$t = 1.31 \text{ m}$$

## B. ALTURA DE ENCAUZAMIENTO (H)

$$H = t + B_L \quad B_L = \zeta * e$$

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

Datos:

$$Q = 382.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n=0.030$$

$$B = 80.00 \text{ m}$$

$$Z = 2 \text{ (Ver Tabla N}^\circ\text{07 anexo B)}$$

$$S = 0.0085$$

$$Y = t = 1.31 \text{ m}$$

Cálculo del área de la sección húmeda:  $A = (B + ZY)Y$

$$A = (80 + 2 \times 1.31) \times 1.31 = 108.23 \text{ m}^2$$

Cálculo del Perímetro Húmedo  $P = B + 2Y\sqrt{1 + Z^2}$

$$P = 80 + 2 \times 1.31 \sqrt{1 + 2^2} = 85.85 \text{ m.}$$

Cálculo de Radio Hidráulico  $R = \frac{A}{P}$

$$R = \frac{108.23}{85.85} = 1.26 \text{ m}$$

Cálculo de la Velocidad erosiva:  $V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$

$$V = \frac{1.41^{2/3} * 0.0085^{1/2}}{0.03} = 3.59 \text{ m/s.}$$

Cálculo de la profundidad Hidráulica Medida  $Ym = \frac{A}{B}$

$$Ym = \frac{108.23}{80} = 1.35 \text{ m}$$

Cálculo del Número de Froude:  $Fr = \frac{v}{\sqrt{g * Ym}}$

$$Fr = \frac{3.59}{\sqrt{9.81 * 1.52}} = 0.98 < 1.00 \text{ (El Flujo es Sub. Crítico)}$$

Cálculo del coeficiente "e":  $e = \frac{v^2}{2 * g}$

$$e = \frac{3.59^2}{2 * 9.81} = 0.66$$

Cálculo del Borde Libre:  $B_L = \phi * e$

$\phi = 1.1$  según tabla que depende del caudal máximo (Ver Tabla N° 17)

$$B_L = 1.1 * 0.66 = 0.72 \text{ m.}$$

Cálculo de la Altura de Encauzamiento (H):  $H = t + B_L$

$$H = 1.31 + 0.72$$

$$H = 2.03 \text{ m.}$$

Luego tomamos en forma practica

$H \approx 2.80 \text{ m.}$  ( Se toma esta altura para nivelar con la altura de diques existentes contiguos al área de estudio)

### C. ANCHO DE CORONA.

Para un caudal de  $382.95 \text{ m}^3/\text{s}$ , teniendo en consideración a la **Tabla N° 18**, el ancho de corona será de 3 m

### D. PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.

$$H_s = t_s - t$$

Para suelos no cohesivos:

$$t_s = \left( \frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0.68 * D_m^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{x+1}} ; \alpha = \frac{Q}{t_m^{\frac{5}{3}} * B * \mu}$$

Datos:

$$Q = 382.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_m = Y_m = 1.35 \text{ m.}$$

$$B = 80.00 \text{ m.}$$

$\mu = 0.99$  (coeficiente de Contracción, (Ver **Tabla N°19**))

$$Y = t = 1.31 \text{ m}$$

$$D_m = 9.0 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.97 \text{ (Ver Tabla N}^\circ\text{20)}$$

$$x = 0.35 \text{ (Ver Tabla N}^\circ\text{22)}$$

Se obtiene:

$$\alpha = \frac{382.95}{1.52^{\frac{5}{3}} * 80 * 0.99} = 2.40$$

$$t_s = \left( \frac{2.40 * 1.31^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 9^{0.28} * 0.97} \right)^{\frac{1}{0.35+1}}$$

$$t_s = 2.67 \text{ m.}$$

Calculo de la Profundidad de socavación:

$$H_s = t_s - t$$

$$H_s = 2.67 - 1.31$$

$$H_s = 1.36 \text{ m.}$$

Luego asumimos

$$H_s = 1.80 \text{ m.}$$

De esta manera, la profundidad de uña para el diseño es:

$$P_{Uña} = 1.80 \text{ m}$$

## E. ANCHO DE UÑA

$$A_{Uña} = FS * H_S$$

Datos:

$$H_S = 1.80 \text{ m.}$$

$$FS = 1.5 \text{ (Recomentado)}$$

Se obtiene:

$$A_{Uña} = 1.8 * 1.50$$

$$A_{Uña} = 2.70 \text{ m.}$$

### 4.4.3. CALCULO DEL FILTRO EN EL DIQUE ENROCADO

#### 4.4.3.1. CALCULO PARA DETERMINAR EL USO DE FILTROS

Determinación de la velocidad en el espacio entre enrocado y material base

$$V_a = \frac{\left(\frac{D_{50}}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{nf}$$

**Donde:**

$V_a$ : Velocidad de agua entre enrocado y el fondo

$D_{50}$ : Diámetro medio de la roca

$S$ : Pendiente del tramo en estudio

***nf***: Condición de filtro (0.020 cuando se tiene filtro de geotextil o no hay filtro; 0.025 para filtro de grava)

Se obtiene:

$$D_{50} = 0.60 \text{ m}$$

$$S: 0.0085$$

$$nf: 0.025$$

$$V_a = \frac{\left(\frac{0.60}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0085^{\frac{1}{2}}}{0.025} = 1.65 \text{ m/s}$$

Determinación de la velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado

$$V_e = 16.1 * D_m^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

***V<sub>e</sub>***: Velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado (m/s)

***D<sub>m</sub>***: Diámetro de partículas del suelo base

Se obtiene

$$D_m: 0.009$$

$$V_e = 16.1 * 0.009^{\frac{1}{2}} = 1.53 \text{ m/s}$$

Como:

$$V_a = 1.83 \frac{m}{s} > V_e = 1.53 \frac{m}{s}$$

Entonces habrá erosión; Por lo que se usar solo filtro de grava.

#### 4.4.3.2. DETERMINACIÓN DEL TIPO DE FILTRO

##### Asumiendo el uso de Geotextil como filtro

Luego la nueva velocidad en el espacio entre enrocado y el material base, con presencia de geotextil será:

$$V_{a1} = \frac{V_a}{4}$$

##### Calculando

$$V_{a1} = \frac{1.83}{4} = 0.46 \frac{m}{s}$$

Para el uso de geotextil como material de filtro, se debe cumplir que:

$$V_{a1} > v_e$$

Si no cumple,  $V_{a1} < v_e$  (usar filtro de Grava)

Se obtiene

$$V_{a1} = 0.46 \frac{m}{s} < v_e = 1.53 \frac{m}{s}$$

Por lo que se debe usar un filtro de grava

#### **4.4.3.3.DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE FILTRO**

El filtro a usarse debe estar constituido por gravilla, cuyo criterio granulométrico para obtener el espesor correspondiente será:

$$e = (20 \text{ a } 25) * D_{50} \text{Filtro}$$

El  $D_{50}$  de la gravilla (obtenido en laboratorio) generalmente se encuentra entre 1 cm a 1.5 cm; por lo cual asumimos  $D_{50} \text{Filtro} = 1.5 \text{ cm}$

**Luego obtenemos**

$$e = (20) * 1.5 = 20 \text{ cm}$$

En la selección del espesor del filtro se debe tener en cuenta, lo siguiente:

**Si  $e_{\text{filtro}} > 30 \text{ cm}$**  , (El filtro usado se desliza o Chorrea)

**Si  $e_{\text{filtro}} < 30 \text{ cm}$**  , (El filtro usado, es ESTABLE)

**Por lo que el espesor de filtro considerado es adecuado**

$$e_{\text{filtro}} = 20 \text{ cm}$$

#### 4.4.4. DISEÑO DE ENROCADO PARA DIQUE

##### 4.4.4.1. DIÁMETRO DE LAS ROCAS QUE SE UBICAN EN EL TALUD

$$Dm = \frac{b * V^2}{\Delta * f * 2 * g}$$

Cálculo del Factor de Talud ( $f$ )

$$f = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \beta}{\text{sen}^2 \emptyset}}$$

Datos:

$$\beta = \text{Arctang } 1/2 = 26.57$$

$$\emptyset = 45^\circ \text{ (Ver Cuadro N}^\circ\text{06 – Anexo B)}$$

Se obtiene:

$$f = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 26.57}{\text{sen}^2 45}} = 0,775$$

Cálculo de la Densidad relativa ( $\Delta$ )

$$\Delta = \frac{\gamma_r - \gamma}{\gamma}$$

Datos:

$\gamma_r$  = Peso Específico de la roca = 2600 kg/m<sup>3</sup> (Ver Tabla N° 08 valor correspondiente al tipo de roca Granito)

$\gamma = \text{Peso Específico del agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$

Se obtiene:

$$\Delta = \frac{2600 - 1000}{1000} = 1.6$$

Los datos obtenidos son reemplazados obteniendo:

$$Dm = \frac{1.4 * 3.59^2}{1.6 * 0.775 * 2 * 9.81}$$

$$Dm = 0.74 \text{ m.}$$

$$Dm \approx 0.70 \text{ m.}$$

Para garantizar la seguridad de la estructura, debido al efecto de impacto del flujo en los bordes, se considera el tamaño de la roca de 0.70 a 1.00 metros.

#### **4.4.4.2. FACTOR DE ESTABILIDAD (POSIBILIDAD DE MOVIMIENTO DE LA ROCA) “n”**

$$n = 0.56 * \frac{V^2}{2g\Delta Dm}$$

Datos:

$$V = 3.59 \text{ m/s}$$

$$Dm = 0.70 \text{ m.}$$

$$\Delta = 1.60$$

$$g = \text{Aceleración de la Gravedad} = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

Se obtiene:

$$n = 0.56 * \frac{3.59^2}{2 * 9.81 * 0.60 * 1.6}$$

$$n = 0.33$$

Se debe cumplir que:

$$\frac{1}{n} > 0.99$$

$$\frac{1}{0.33} = 3.03$$

$$3.03 > 0.99 \quad \text{OK La roca es estable}$$

Cálculo de peso de la piedra con diámetro  $D_m$ :

$$W_m = \Delta \gamma_s D_m^3$$

Datos:

$\Delta = 0.65$  (factor que representa la aproximación del volumen de una piedra a la forma de cubo  $A=1$ , para esferas  $A=0.5$  y piedra chancada  $A=0.65$ )

$$\gamma_s = 2600 \text{ kg/m}^3.$$

$$D_m = 0.70 \text{ m}$$

Se obtiene:

$$W_m = 0.65 * 2600 * 0.70^3$$

$$W_m = 579.67 \text{ Kg}$$

#### 4.4.4.3. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN PARA EL DIQUE ENROCADO

$$R = WxTg\phi$$

$$P = \frac{\gamma_a x t^2}{2}$$

Cálculo de la Fuerza Resistente:

$$R = \left[ \frac{(3 + 12.8)}{2} \right] * 2.8 * 1703 * Tg32^\circ$$

$$R = 23539.05 \text{ kg/m}$$

Cálculo de la Presión:

$$P = \frac{\gamma_a x t^2}{2}$$

Datos:

$$\gamma_a = \text{Peso Específico del agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$t = \text{Tirante máximo} = 1.31 \text{ m.}$$

Se obtiene:

$$P = \frac{1000 * 1.31^2}{2}$$

$$P = 858.05 \text{ kg/m}$$

Conclusión:

$$R \geq 27.43 P$$

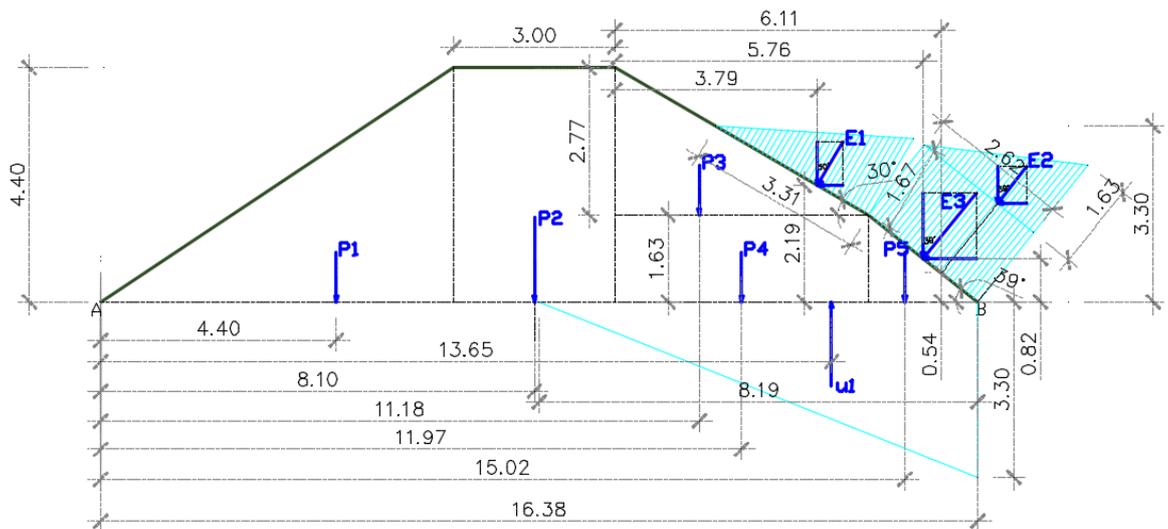
Cuando se compara los resultados podemos observar que la fuerza resistente es 27.43 veces mayor que la presión que ejerce el agua sobre el dique, lo que significa que el dique es lo suficientemente estable a la presión del agua.

#### 4.4.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DIQUE

Se muestra la forma de la sección transversal del dique



#### Empuje del agua sobre el dique



**Figura 8. Fuerzas actuantes sobre el dique a la profundidad de desplante, Df=1.80 m**

Altura del Muro (m):  $h = 4.40$

Peso Específico del Material de Rio (Kg/m<sup>3</sup>) :  $P_s = 1703$

Peso Específico del Agua (Kg/m<sup>3</sup>) :  $P_a = 1000$

Angulo de Fricción Interna (°) :  $\phi = 32^\circ$

Talud:  $z_1 = 1.5$

$$z_2 = 1.71$$

Capacidad Portante (Kg/cm<sup>2</sup>) :  $\sigma_a = 4.14$

Factor de Seguridad de Volteo : F.V. = 2.00

Factor de Seguridad Deslizamiento: F.D. = 1.50

Factor de Fricción  $f = \tan \phi = \tan 32$

$$f = 0.62$$

### **Empuje activo del agua**

$$E_1 = 3.31 * \frac{1.67}{2} * 1000 * 1 = 2763.85 \text{ kg}$$

$$E_2 = 2.62 * \frac{1.63}{2} * 1000 * 1 = 2135.3 \text{ kg}$$

$$E_3 = 2.62 * 1.67 * 1000 * 1 = 4375.4 \text{ kg}$$

Descomponiendo en las direcciones vertical y horizontal

$$E_{1V} = E_1 * \cos(30) = 2763.85 * \cos(30) = 2393.56 \text{ kg}$$

$$E_{1H} = E_1 * \sen(30) = 2763.85 * \sen(30) = 1381.93 \text{ kg}$$

$$E_{2V} = E_2 * \cos(39) = 2135.3 * \cos(39) = 1659.44 \text{ kg}$$

$$E_{2H} = E_2 * \sen(39) = 2135.3 * \sen(39) = 1343.79 \text{ kg}$$

$$E_{3V} = E_3 * \cos(39) = 4375.4 * \cos(39) = 3400.32 \text{ kg}$$

$$E_{3H} = E_3 * \sen(39) = 4375.4 * \sen(39) = 2753.53 \text{ kg}$$

Tomando al punto A como punto de análisis de estabilidad, obtenemos:

**1. Fuerzas estabilizadoras**

$$P1 = 6.6 * \frac{4.4}{2} * 1703 * 1 = 24727.56 \text{ kg}$$

$$P2 = 3 * 4.4 * 1703 * 1 = 22479.6 \text{ kg}$$

$$P3 = 4.74 * \frac{2.77}{2} * 1703 * 1 = 11180.02 \text{ kg}$$

$$P4 = 4.74 * 1.63 * 1703 * 1 = 13157.72 \text{ kg}$$

$$P5 = 2.04 * \frac{1.63}{2} * 1703 * 1 = 2831.41 \text{ kg}$$

<b>Peso</b>	<b>Fv</b>	<b>Distancia (m)</b>	<b>Momento (M)</b>
P1	24727.56	4.4	108801.264
P2	22479.6	8.1	182084.76
P3	11180.0247	11.18	124992.6761
P4	13157.7186	11.97	157497.8916
P5	2831.4078	15.02	42527.74516
E1V	2393.564312	13.39	32049.82614
E2V	1659.439771	15.71	26069.79881
E3V	3400.32444	15.36	52228.98339
Total	81829.63962		726252.9453

## 2. Fuerzas desestabilizadoras

$$u = 8.19 * \frac{3.3}{2} * 1000 = 13513.5 \text{ kg}$$

Peso	Fv	Distancia (m)	Momento (M)
u	13513.5	13.65	184459.275
E1H	1381.93	2.19	3026.4267
E2H	1343.79	0.54	725.6466
E3H	2753.53	0.82	2257.8946
Total			190469.2429
u	13513.5		
EH	5479.25		

### A. Factor de seguridad al volteo

$$FV = \frac{\sum Mv}{\sum Mh}$$

$$FV = \frac{726252.9453}{190469.2429} = 3.81 > 2 \text{ ok}$$

### B. Factor de seguridad de deslizamiento

$$FD = f * \frac{\sum Fv}{\sum Fh}$$

$$FD = 0.62 * \frac{81829.63962 - 13513.5}{5479.25} = 7.73 > 1.5 \text{ ok}$$

Por lo cual la estructura no fallara por deslizamiento

### C. Factor de seguridad por Asentamiento

$$q_a \geq q_t$$

$$q_t = \frac{R}{A} \left[ 1 \pm 6 * \frac{e}{B} \right]$$

Donde:

$q_a$  = Esfuerzo admisible del terreno (kg/cm<sup>2</sup>)

$q_t$  = Esfuerzo actuante de la estructura (kg/cm<sup>2</sup>)

R = Sumatoria de esfuerzos verticales (Kg.)

A = Area de la base del bordo (m<sup>2</sup>)

B = Base de dique (m).

e = excentricidad (m)

Ubicación de la resultante:

$$\bar{X} = \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum Fv}$$

$$\bar{X} = \frac{726252.9453 - 190469.2429}{81829.63962 - 13513.5} = 7.84 \text{ m}$$

**calculo de la excentricidad**

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X}$$

$$e = \frac{16.38}{2} - 7.84 = 0.35$$

Luego debe cumplirse que

$$e < \frac{B}{6}$$

Obtenemos

$$e = 0.35 < \frac{B}{6} = \frac{16.38}{6} = 2.73 \quad \text{ok}$$

Calculando el esfuerzo actuante de la estructura,  $q_t$

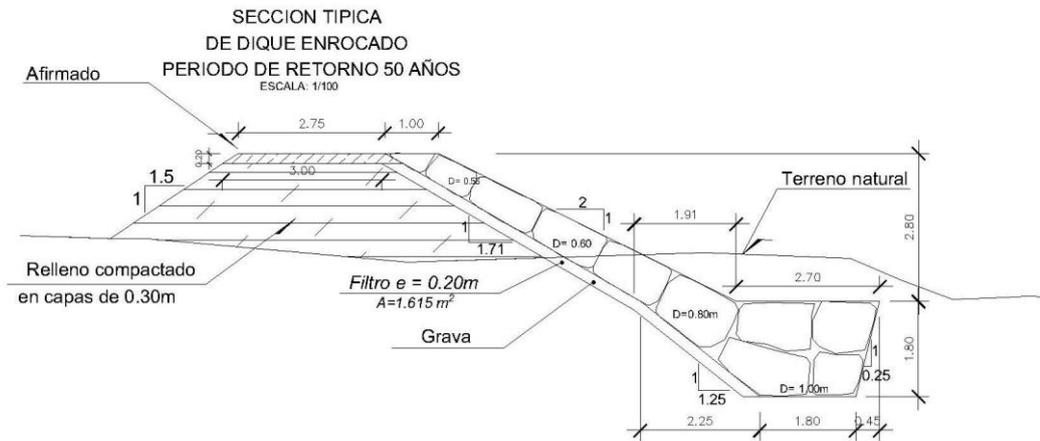
$$q_t = \frac{68316.13962}{16.38} \left[ 1 \pm 6 * \frac{0.35}{16.38} \right]$$

$q_{tmax} = 4701.27 \text{ Kg/m}^2$ , siendo  $q_{tmax} = 0.47013 \text{ Kg/cm}^2$

$q_{tmin} = 3640.14 \text{ Kg/m}^2$ , siendo  $q_{tmin} = 0.3640 \text{ Kg/cm}^2$

Luego el esfuerzo de compresión máxima actuante es de  $0.47 \text{ kg/cm}^2$ , un valor por debajo al que soporta el suelo antes de la falla, determinado por la fórmula de Terzaghi para cimientos corridos  $q_a = 4.14 \text{ Kg/cm}^2$ , por lo que no habrá falla por asentamiento.

$$q_a = 4.14 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 0.47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ok}$$



**Figura 9. Sección típica de dique enrocado propuesto**

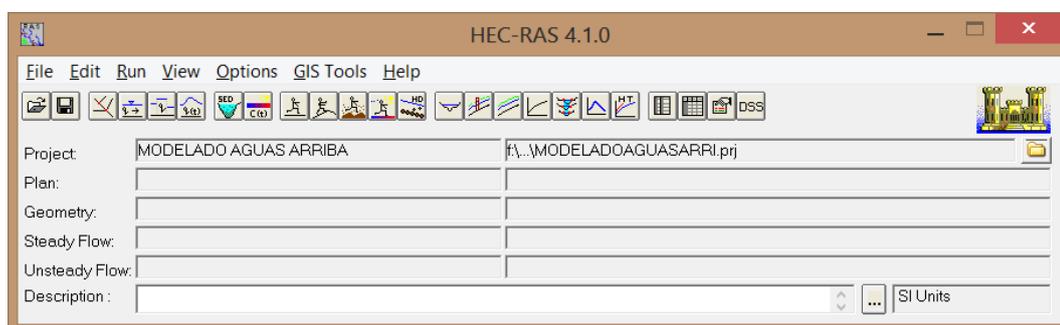
## 4.5. MODELAMIENTO HIDRÁULICO CON HEC-RAS 4.1

Para comprobar la efectividad del diseño propuesto (dique enrocado), se realizó el modelado hidráulico en la zona de estudio mediante el software Hec- Ras 4.1, Lámina V 1.2 y Civil 3D 2015.

### 4.5.1. ÁREAS DE INUNDACIÓN ANTES DE COLOCAR DIQUE DE PROTECCIÓN

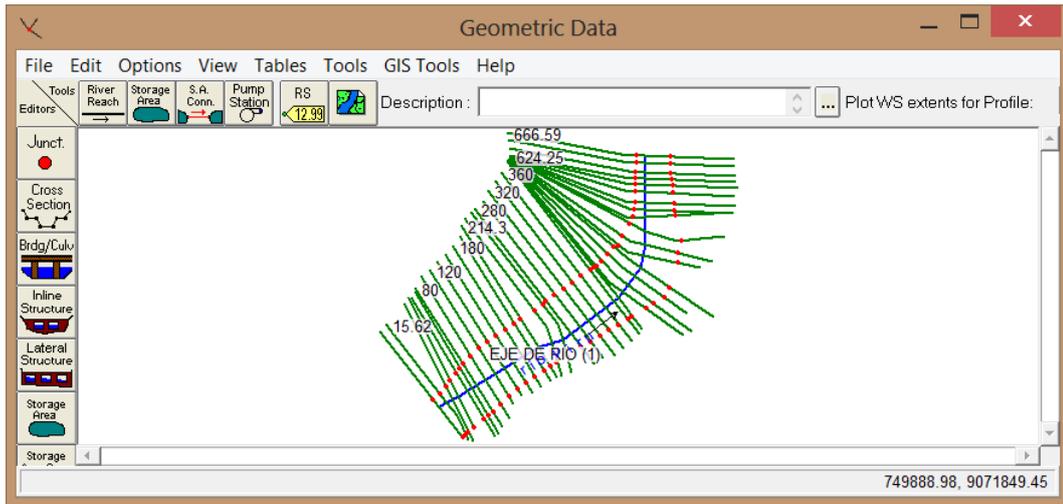
En este apartado se determinó las zonas o áreas vulnerables a inundación ante una situación de máximas avenidas que podrían presentarse en la zona de estudio. De esta manera se visualizará la superficie de inundación para el periodo de retorno de 50 años

#### Creación del proyecto Modelado aguas arriba

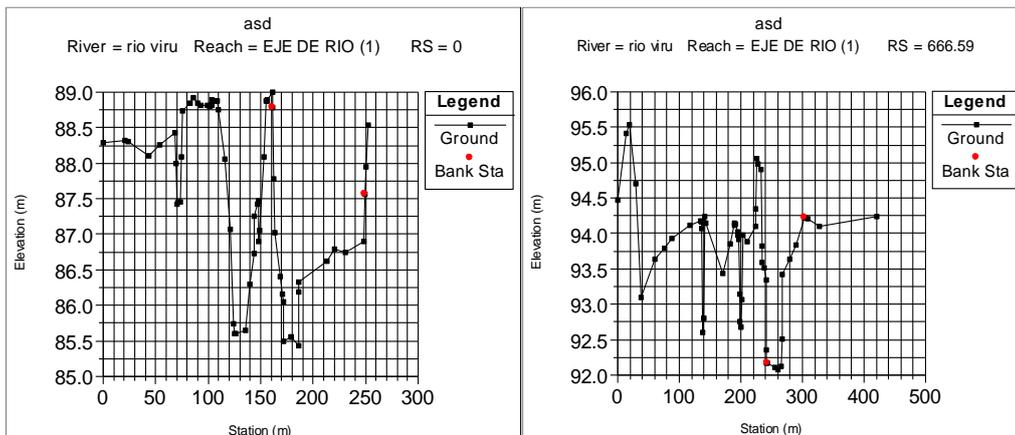


#### Introducción de datos geométricos

Se importó los datos topográficos de las secciones del río Virú en el tramo en estudio, que fueron extraídas del corte de las líneas perpendiculares en el TIN del terreno y exportados desde Civil 3D. De esta manera se tendrá el esquema general del cauce y datos de las secciones transversales.

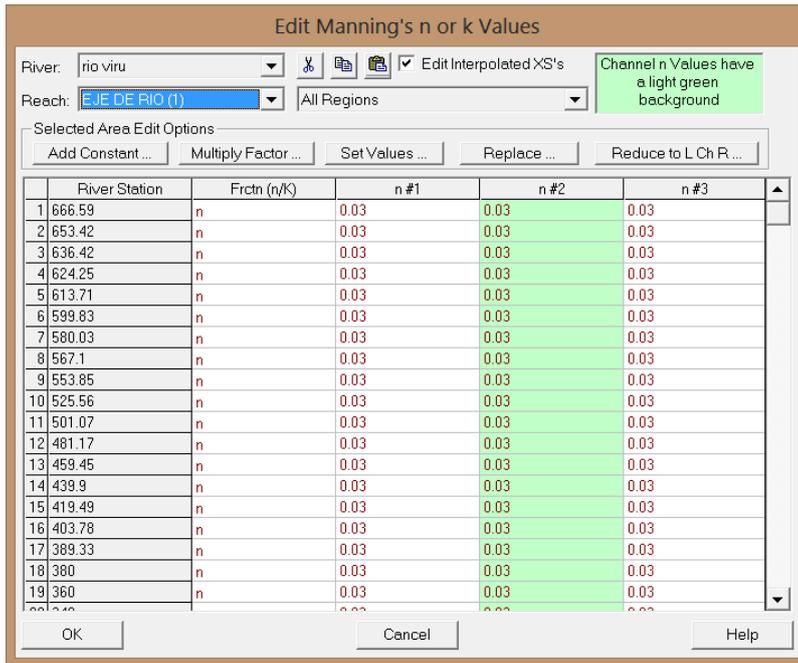


**Figura 10. Secciones importadas de Civil 3D para el modelado en Hec-Ras 4.1**



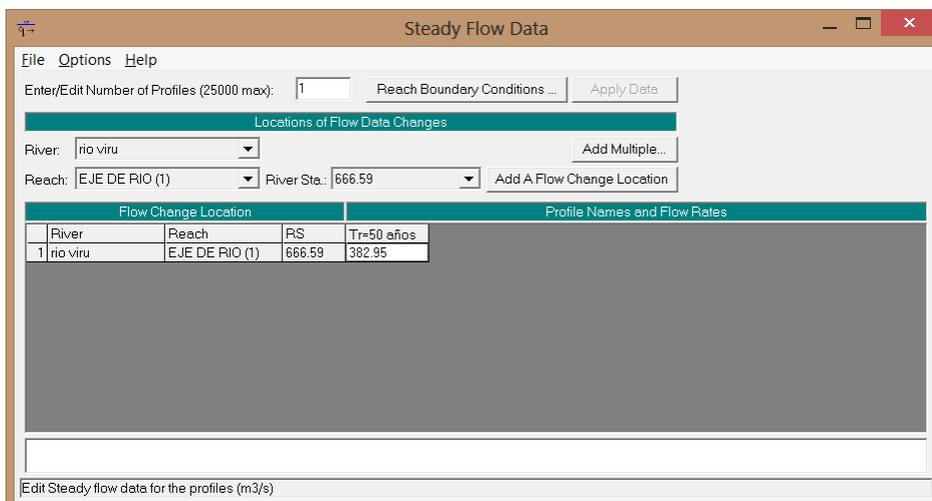
**Figura 11. Primera y última sección importada desde civil 3D mostrando los márgenes (Bank) del tramo en estudio.**

Para todo el tramo y para ambas márgenes del eje de río, se utilizó como coeficiente “n” de Manning 0.030 (Ver Tabla N° 07)

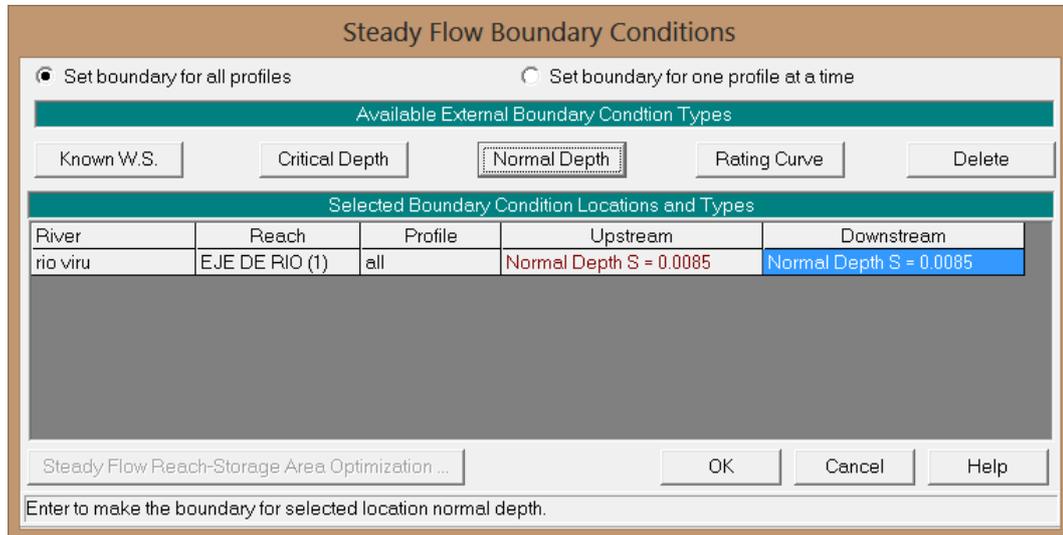


### Introducción de datos Hidráulicos: caudal y condiciones de contorno

Una vez ingresados los datos geométricos, se ingresaron los datos del flujo que se requiere,  $Q=392.85 \text{ m}^3/\text{s}$  para un periodo de retorno  $Tr = 50$  años, obtenido del análisis hidrológico.

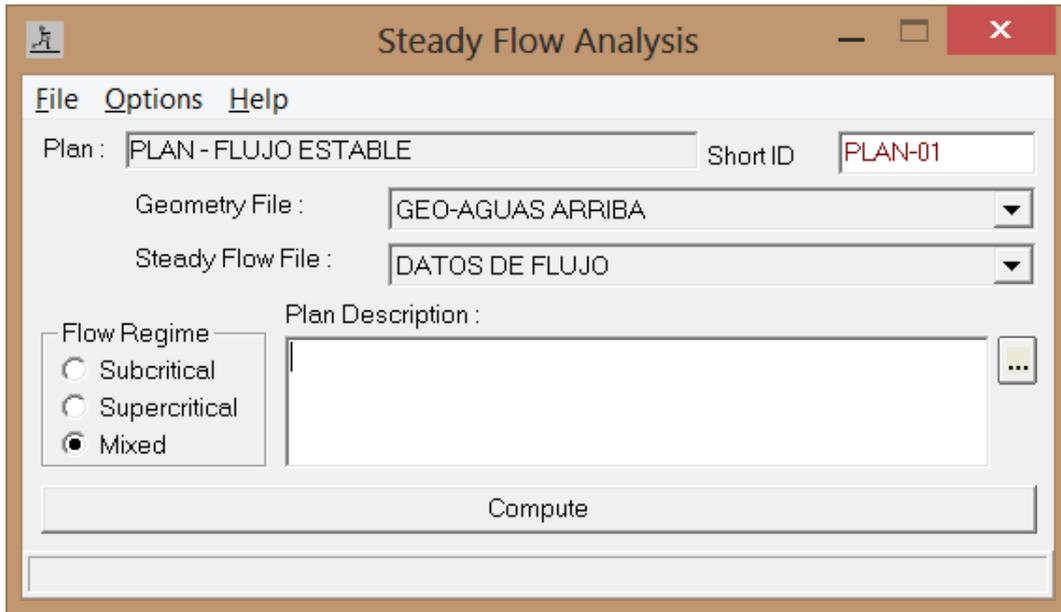


Referente a las condiciones de contorno, se consideró el tipo Normal Depth (aproximación al flujo uniforme) tanto para Downstream (aguas abajo) y Upstream (aguas arriba) con una pendiente de 8.5 ‰ para ambos casos

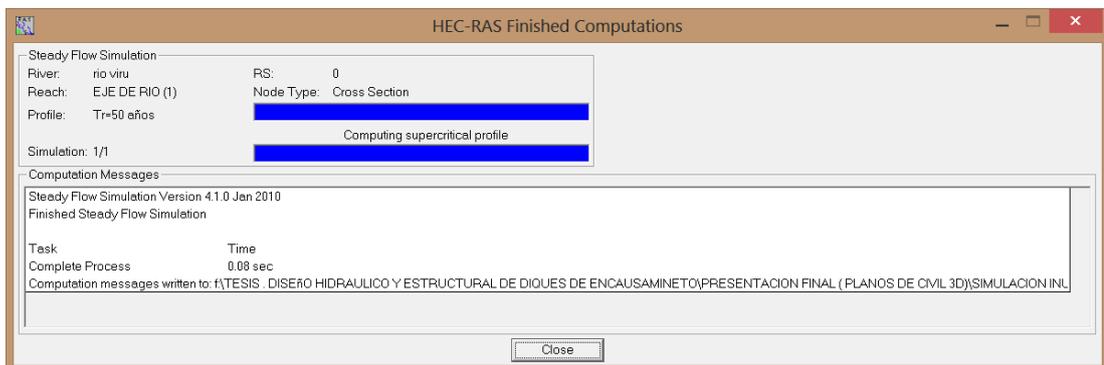


### Creación del Plan de análisis y ejecución de la simulación

Para generar el plan de análisis se requiere las condiciones límite del régimen de flujo. Si un análisis de flujo subcrítico va a ser realizado, entonces solo las condiciones de aguas abajo se requieren; si el análisis es supercrítico, solo se requieren las condiciones de límite de aguas arriba. En nuestro caso el análisis será realizado bajo la condición mixta, por lo que las condiciones aguas abajo y aguas arriba ya se ingresaron en el paso anterior.

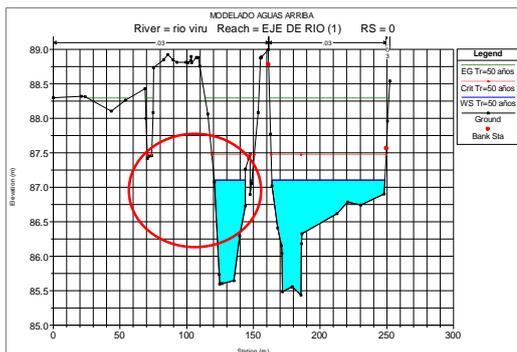


Con toda la información requerida, se ejecutó la simulación para el plan de análisis de flujo estable

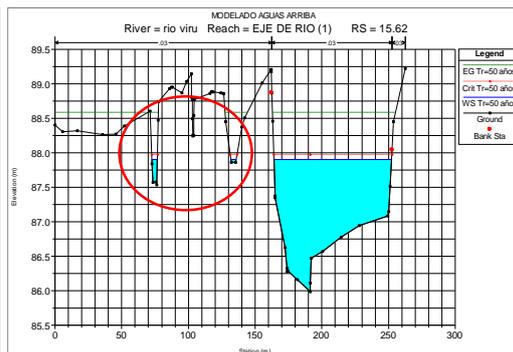


Antes de generar la superficie de inundación definitiva se debe evaluar que el sentido de inundación será el esperado; es decir que, en primer término inunde las zonas más bajas dentro de los márgenes del eje del río.

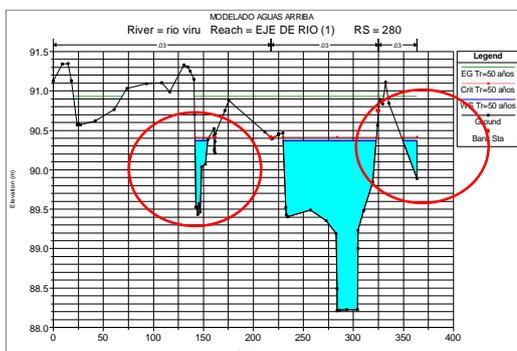
Para realizar este análisis se evaluó cada sección y se corrigió adicionando Levees (elevaciones) en las secciones requeridas.



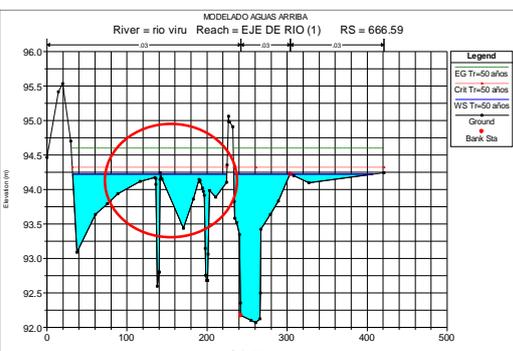
**Sección 0+000**



**Sección 0+015.62**

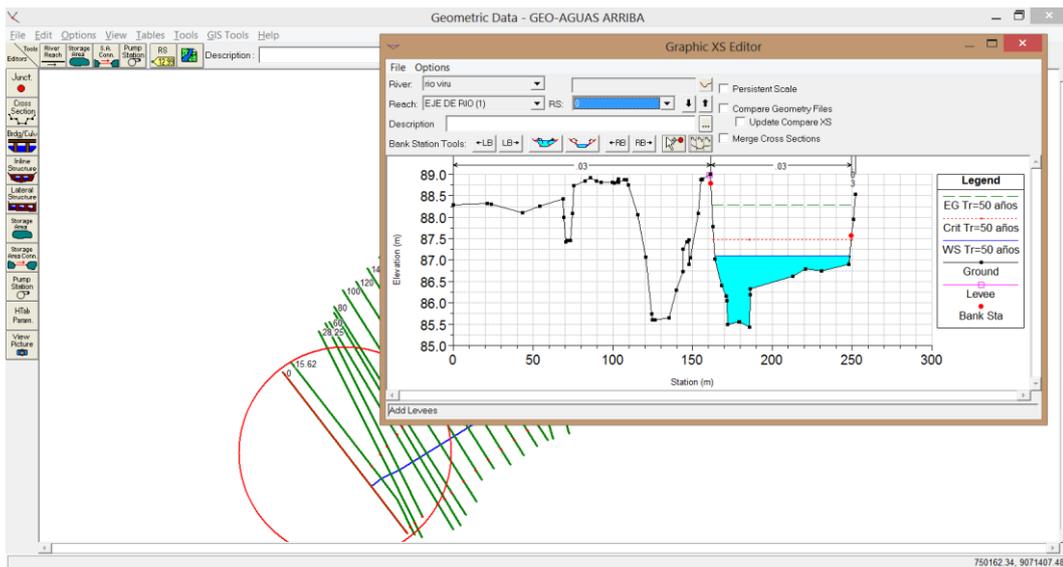
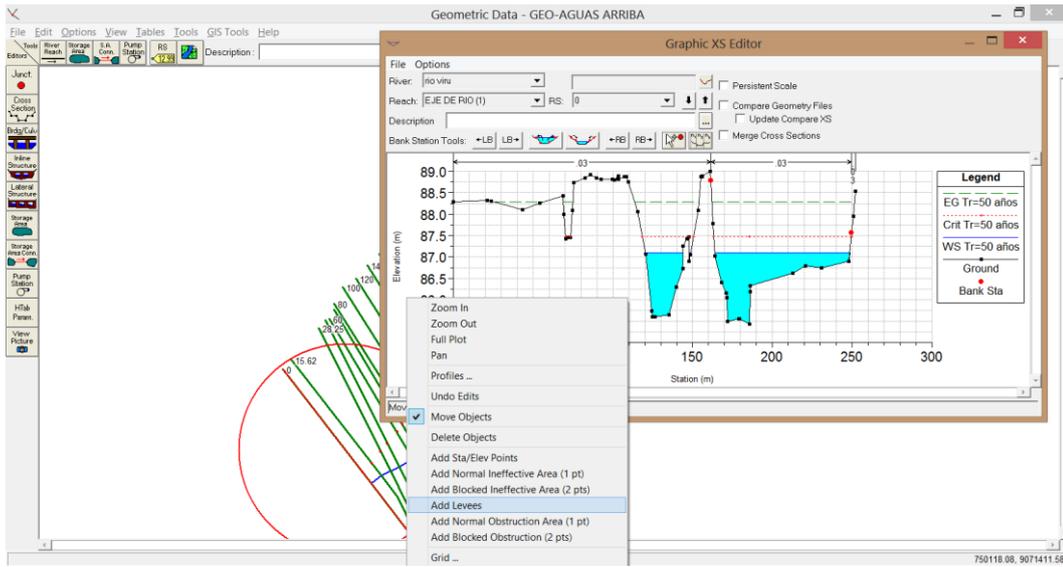


**Sección 0+280**



**Sección 0+666.59**

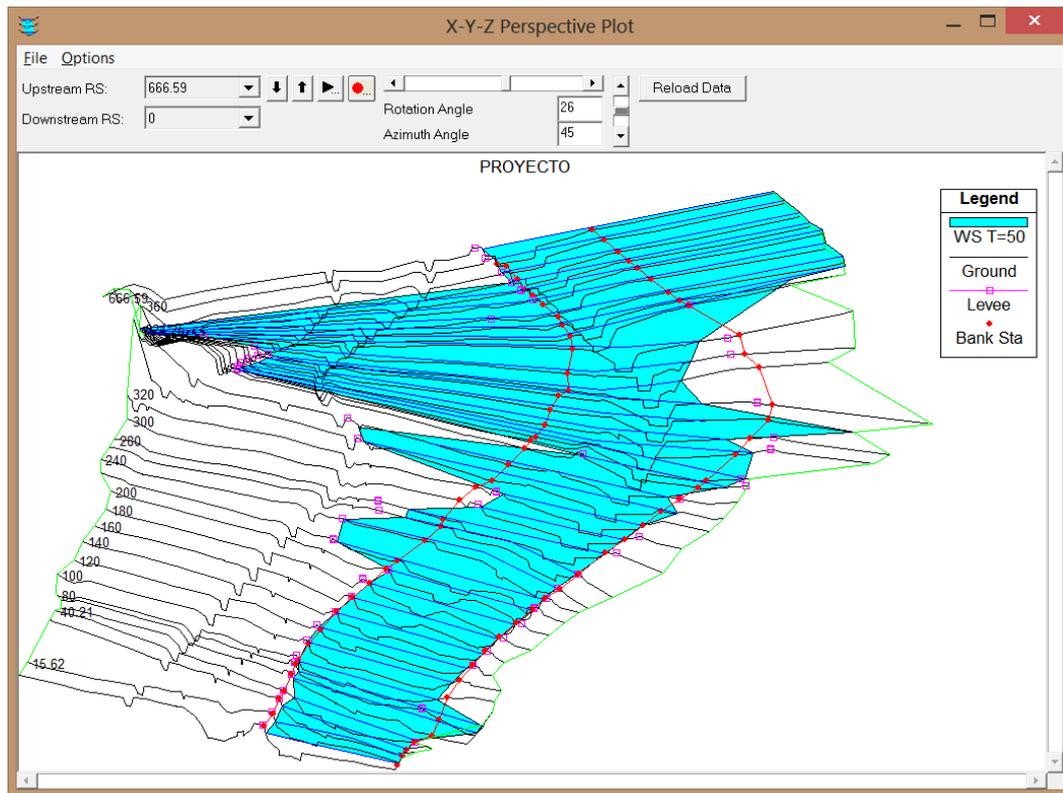
**Figura 12. Algunas secciones cuyo sentido de inundación no es el adecuado y que deben ser corregidos agregando Levees**



**Figura 13. Agregando Levees a la sección 0+000 para tener el sentido de inundación esperado**

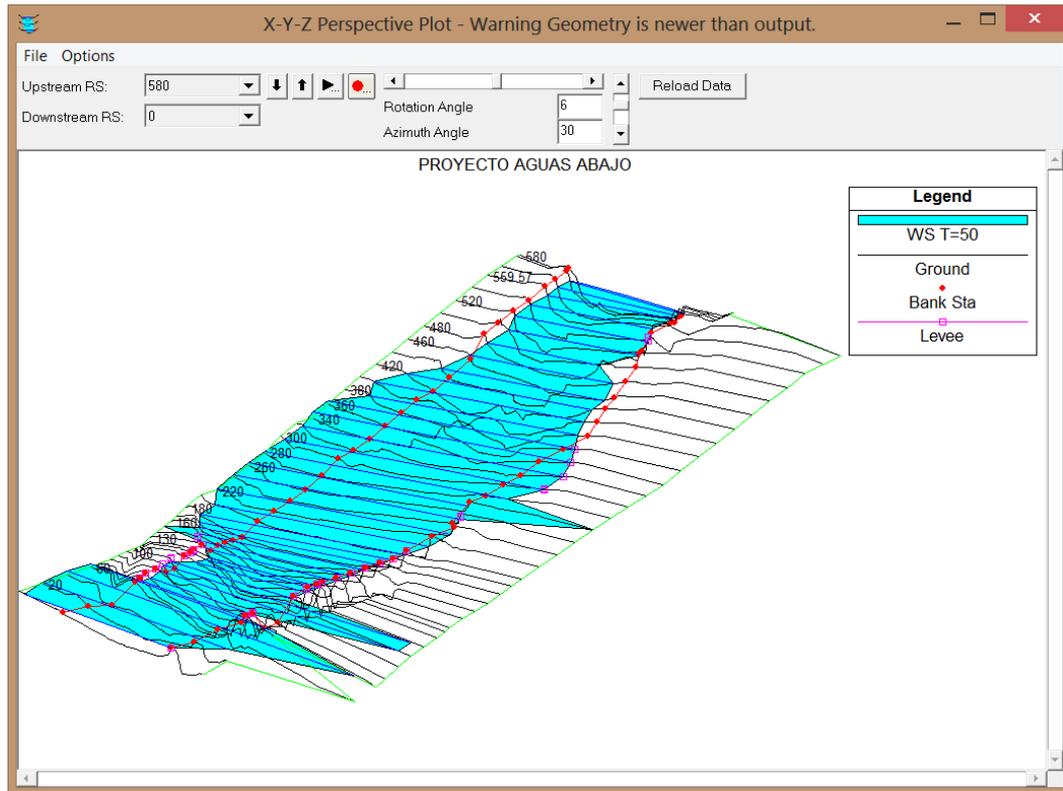
## Visualización de Zonas de inundación

Luego de realizar el análisis de las secciones hasta obtener el sentido de inundación correcto, se obtuvo la superficie de inundación esperada ante máximas avenidas para un periodo de 50 años.



**Figura 14. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio  $Q=382.95 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Tr =50$  años**

De manera similar se procedió para la Zona Aguas abajo del área de estudio



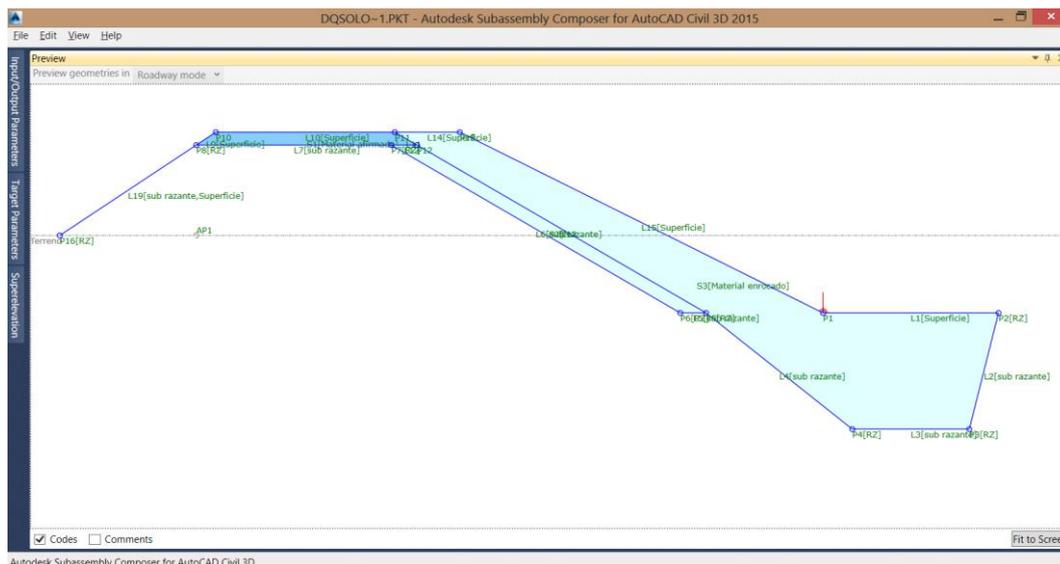
**Figura 15. Superficie de inundación para la zona aguas abajo del tramo en estudio  $Q=382.95 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Tr = 50$  años**

El plano completo de inundación se muestra en el plano **PG-01**

#### **4.5.2. ÁREAS DE INUNDACIÓN DESPUÉS DE COLOCAR DIQUE DE PROTECCIÓN**

La efectividad de los diques enrocados propuestos, fueron probados mediante la incorporación de la superficie de los corredores, generados por los diques, al terreno natural.

En primer término el dique diseñado fue digitalizado mediante **Subassembly Composer (Extensión de Civil 3D)**



**Figura 16. Modelado de dique enrocado con Subassembly Composer (Civil 3D)**

Dentro del diseño se consideró la limpieza del cauce del río Virú en el tramo de estudio. Esto se planteó para confinarle un ancho estable y definir la rasante de diseño. De esta manera se conformó el nuevo eje longitudinal, perfil y rasante del río, como se observa en los planos PL-01, PL-02

Para definir la pendiente en todo el tramo de estudio, se consideró el promedio ponderado de pendientes y longitudes.

#### Calculo de Pendiente Ponderada para el tramo en estudio

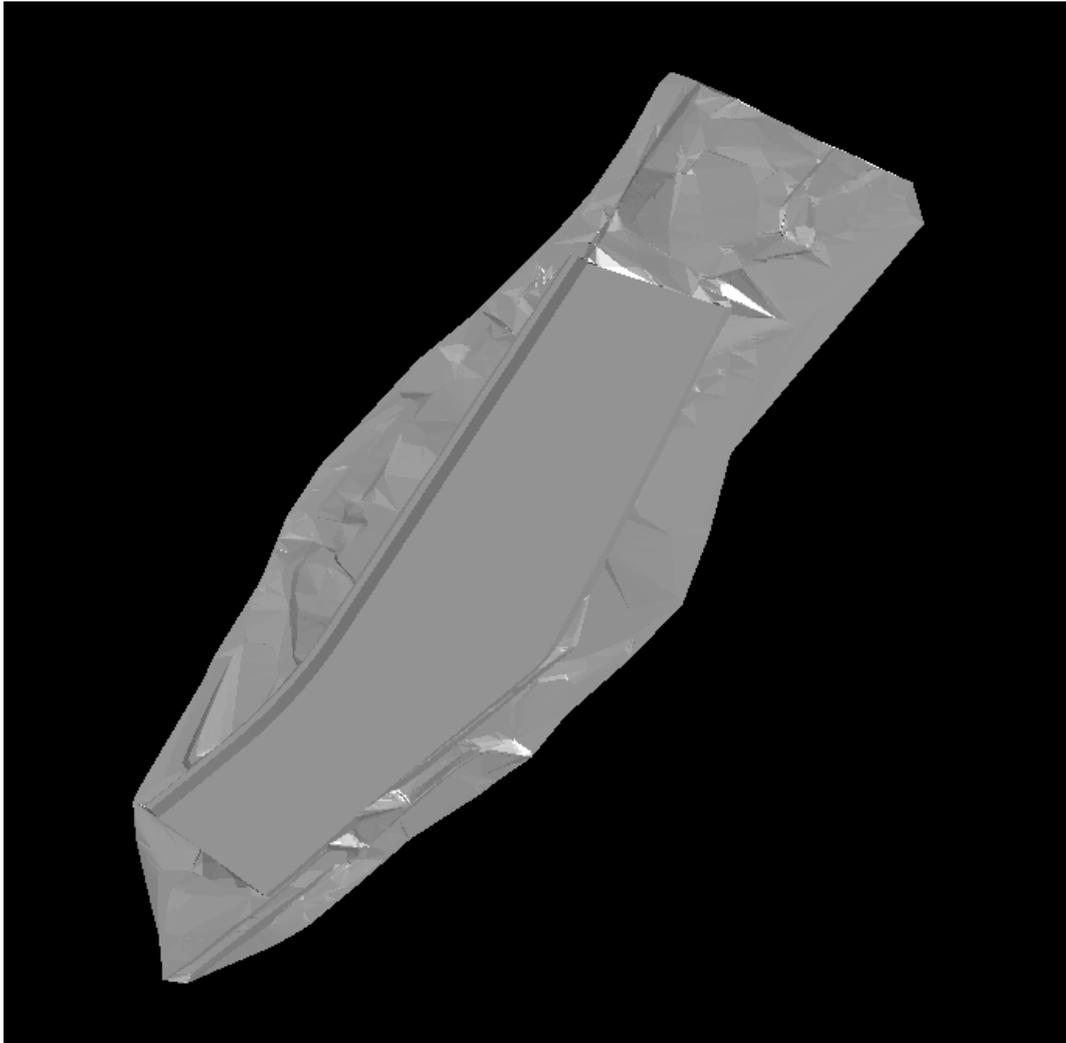
Tramo	Pendiente	Long. De Tramo	Long. Tramo(%)	Pendiente ponderada
I	0.0079	564.12	0.44504402	0.00351585
II	0.0122	121.33	0.09571933	0.00116778
III	0.0094	291.39	0.22988261	0.0021609
IV	0.0075	290.72	0.22935403	0.00172016
<b>Total</b>		1267.56	1	0.008545

**Fuente: Elaboración propia**

En base al alineamiento, perfil y rasante del tramo en estudio; se generó el corredor del dique y el plano de secciones necesarios para el ingreso a Hec-Ras 4.1.



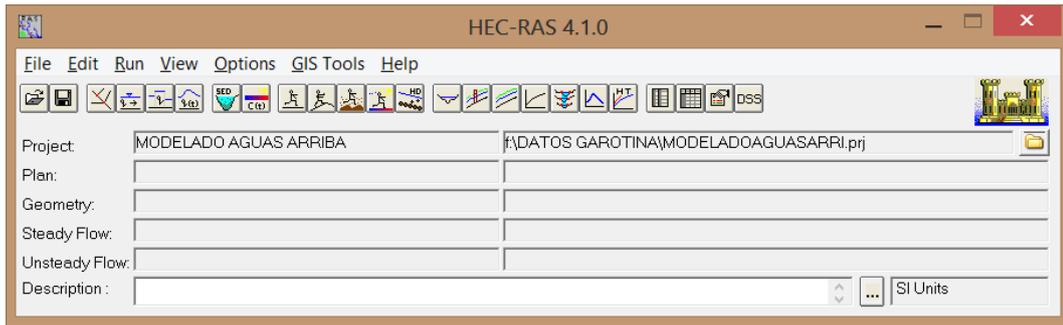
**Figura 17. Modelo tridimensional de terreno final, mostrando el dique proyectado colocado en el terreno natural Aguas arriba (Antes de Baden)**



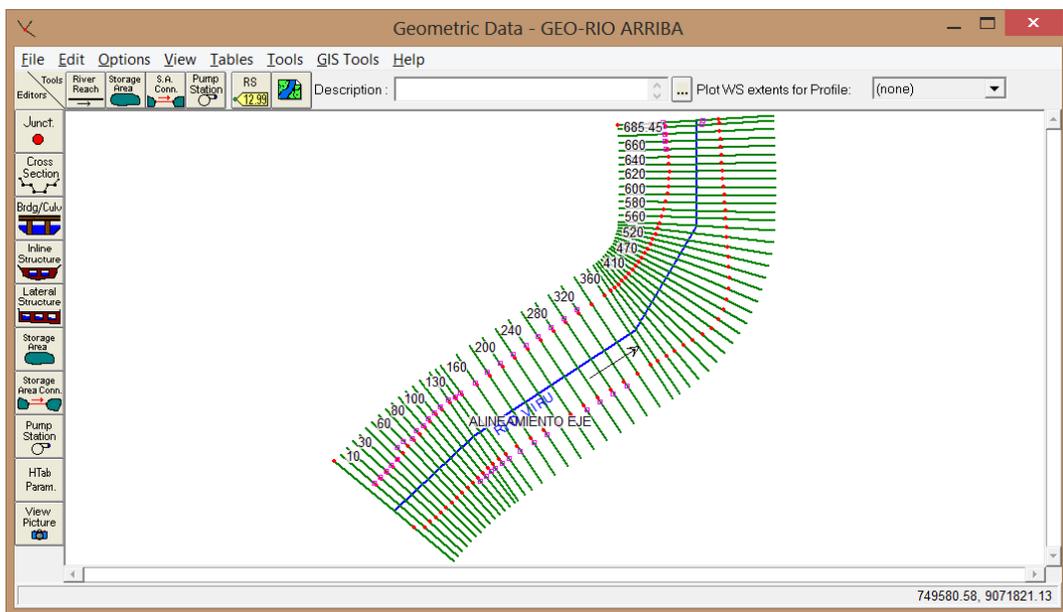
**Figura 18. Modelo tridimensional de terreno final, mostrando el dique proyectado colocado en el terreno natural aguas abajo (Después de Baden)**

**Creación de Nuevo proyecto e importación de las secciones a Hec-Ras 4.1.**

Creación de Proyecto Modelado aguas arriba (secciones con dique)

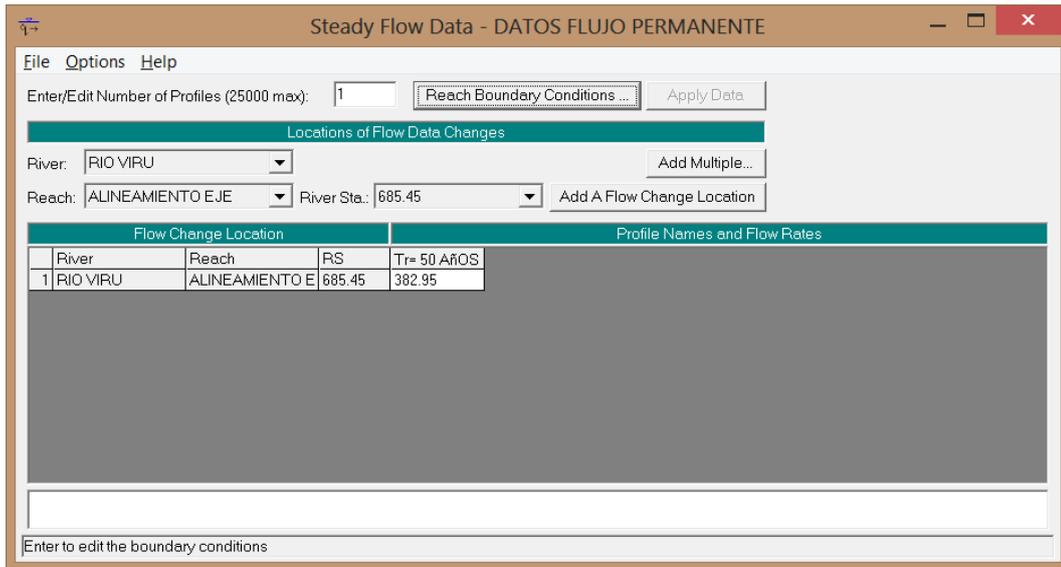


## Introducción de datos geométricos

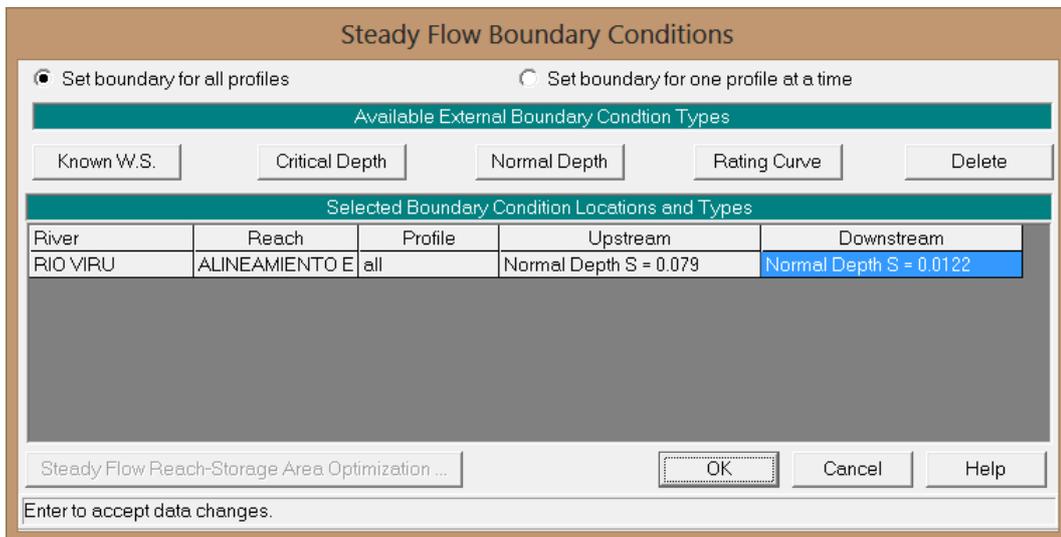


**Figura 19. Secciones importadas a Hec-Ras 4.1 desde Civil 3D incluyendo los diques de protección propuestos**

## Introducción de datos Hidráulicos: caudal y condiciones de contorno

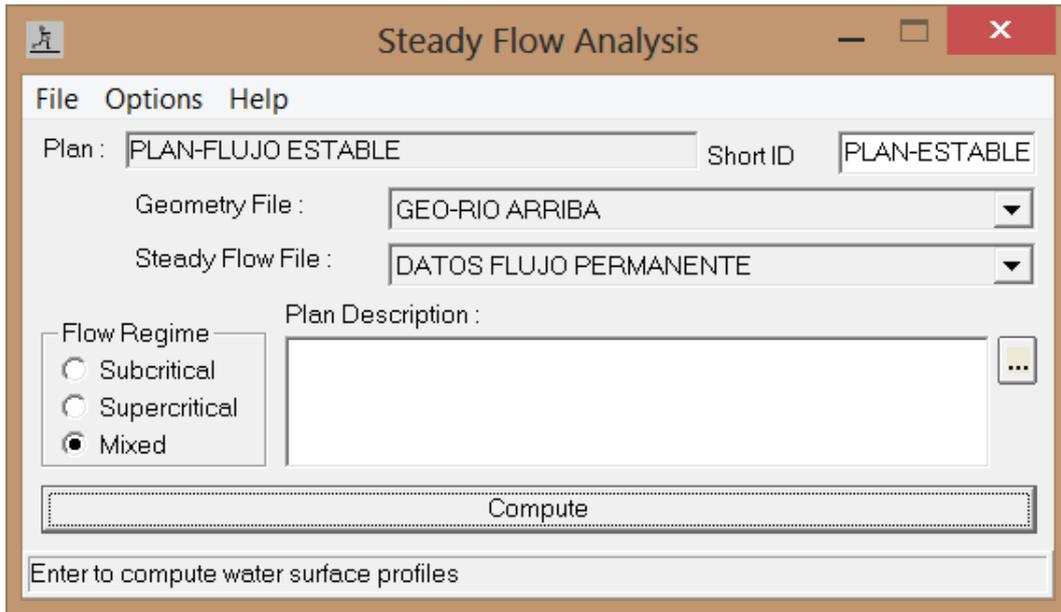


Referente a las condiciones de contorno, se consideró las pendientes de Aguas Arriba ( Antes de Baden) según la Rasante de diseño propuesta, la cual está compuesta de dos pendientes 7.9 ‰ y 12.2 ‰

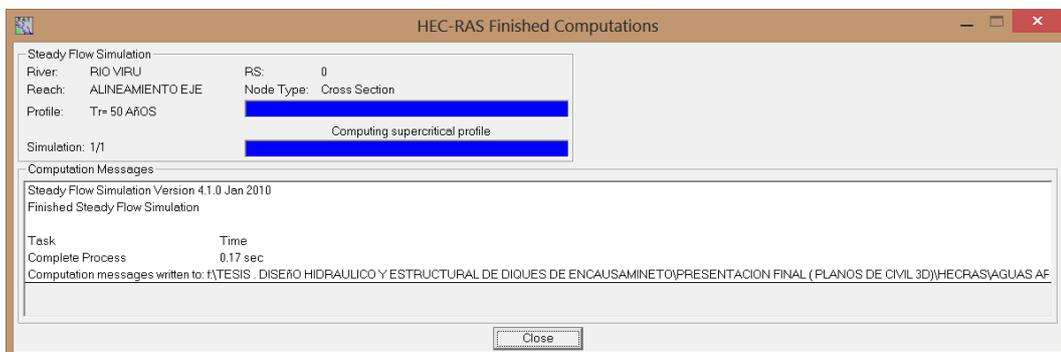


### Creación del Plan de análisis y ejecución de la simulación

Teniendo el archivo de Geometría y de Flujo del tramo en estudio, se generó el PLAN-FLUJO ESTABLE, con régimen de flujo mixto para el análisis de datos. Se muestra en la siguiente figura, el Plan de flujo Estable y el tipo de régimen Mixed (Subcrítico y Supercrítico ) seleccionado

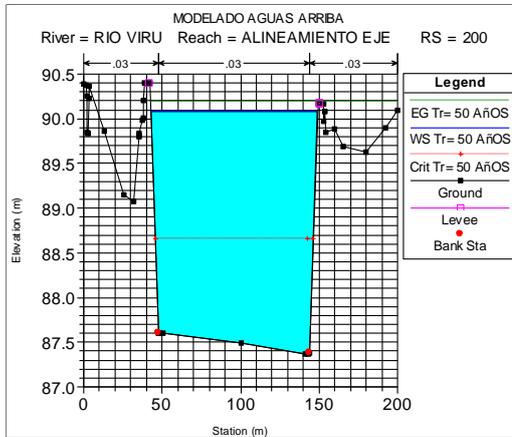


Teniendo todas las condiciones necesarias para el análisis del **PLAN-FLUJO ESTABLE**, se ejecuta el modelo del tramo en estudio aguas arriba (antes de Baden).

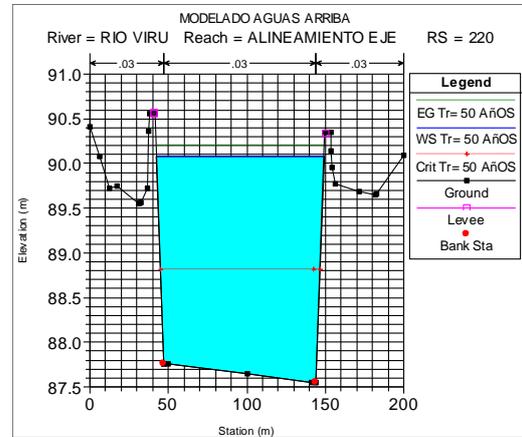


Luego del análisis de secciones y corrección del sentido de inundación mediante el uso de Levees; se obtiene la superficie de inundación luego de colocar los diques enrocados de encauzamiento.

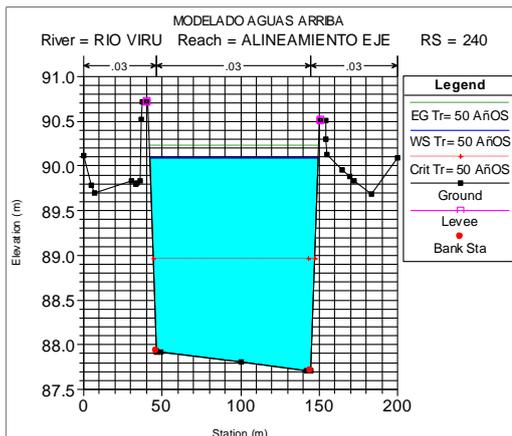
**Figura 20. Secciones transversales mostrando la superficie de agua resultante del modelamiento hidráulico para  $Tr= 50$  años y  $Q=382.95$  m<sup>3</sup>/s para la zona Aguas Arriba (antes del Baden)**



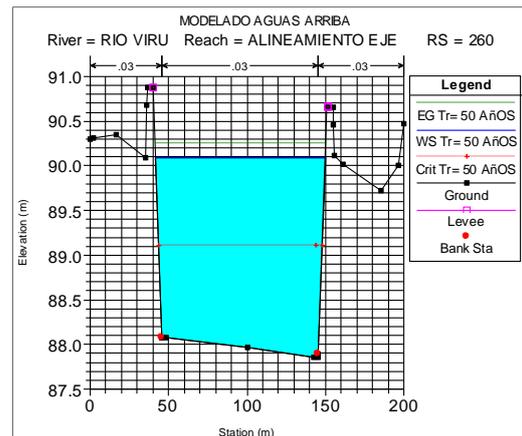
**Sección 0+0200**



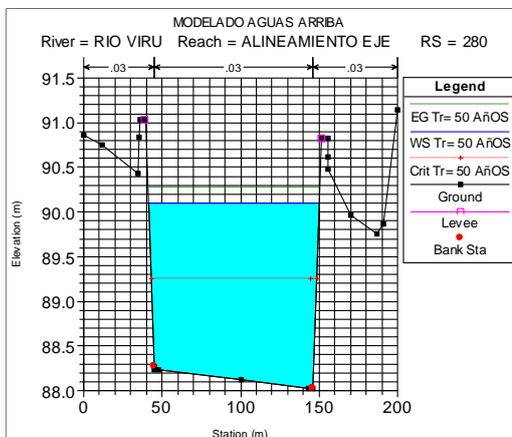
**Sección 0+0220**



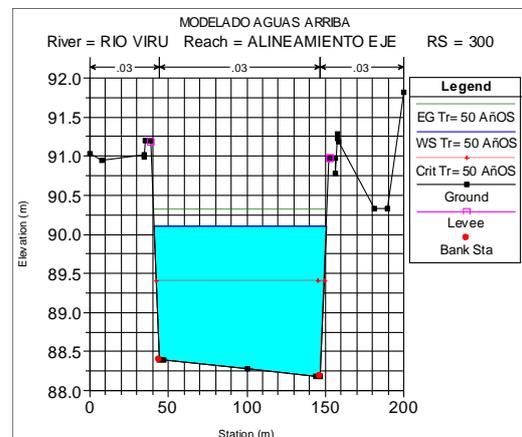
**Sección 0+0240**



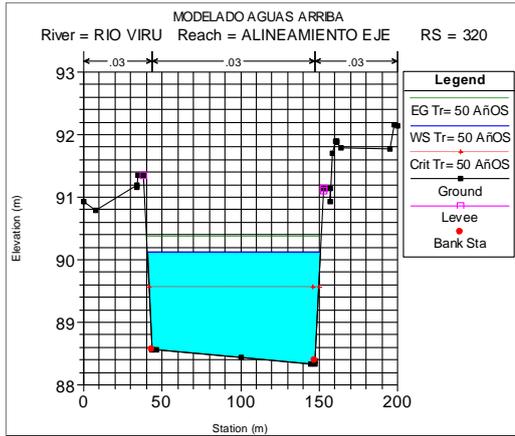
**Sección 0+0260**



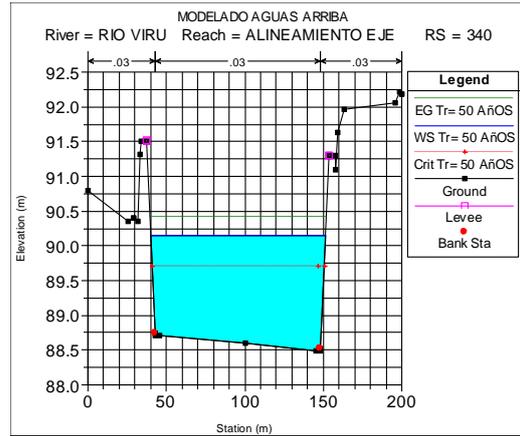
**Sección 0+0280**



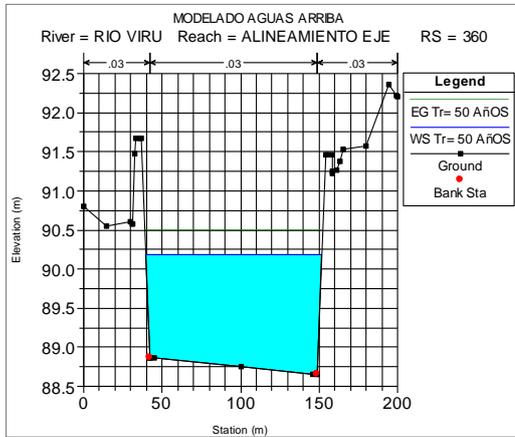
**Sección 0+0300**



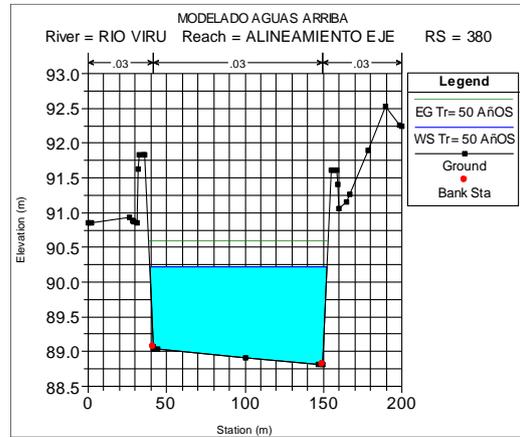
**Sección 0+0320**



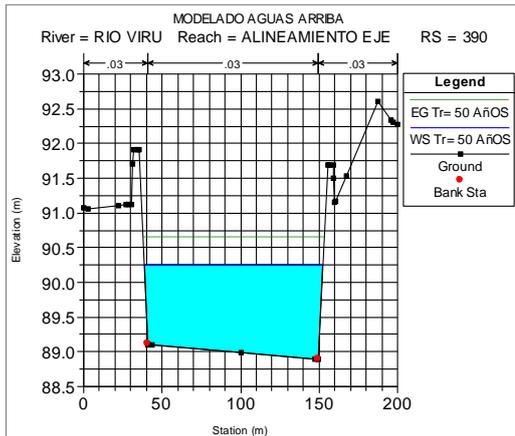
**Sección 0+0340**



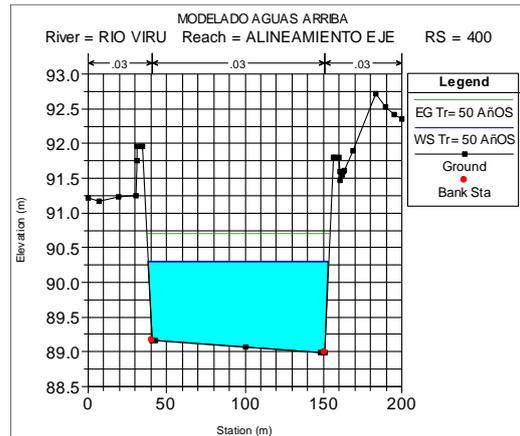
**Sección 0+0360**



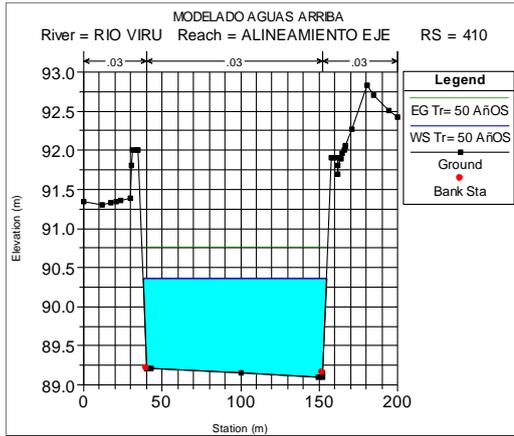
**Sección 0+0380**



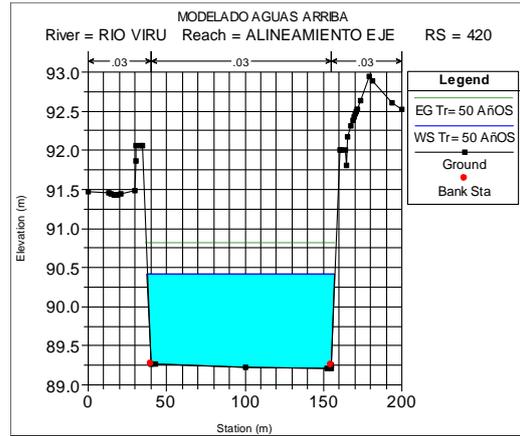
**Sección 0+0390**



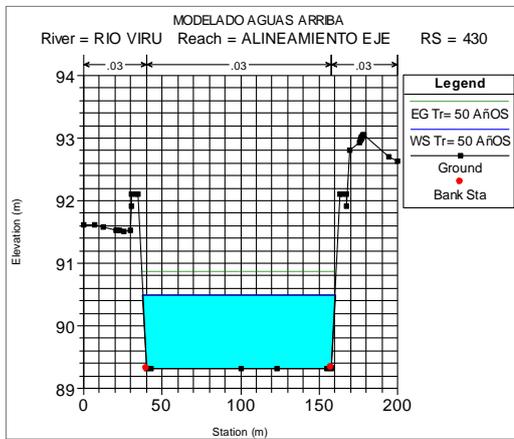
**Sección 0+0400**



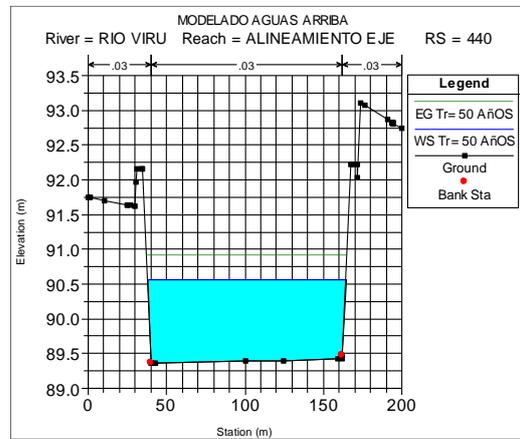
**Sección 0+0410**



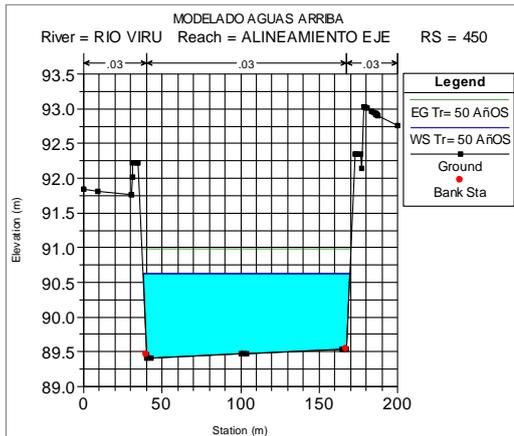
**Sección 0+0420**



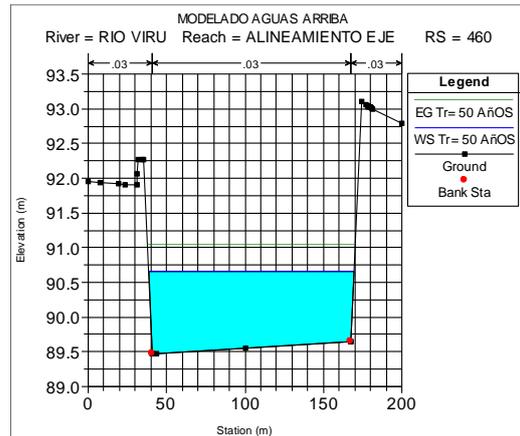
**Sección 0+0430**



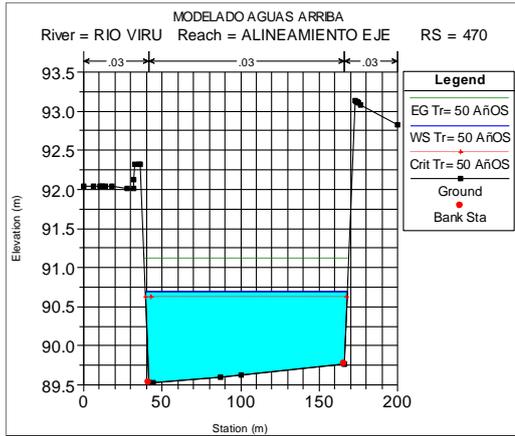
**Sección 0+0440**



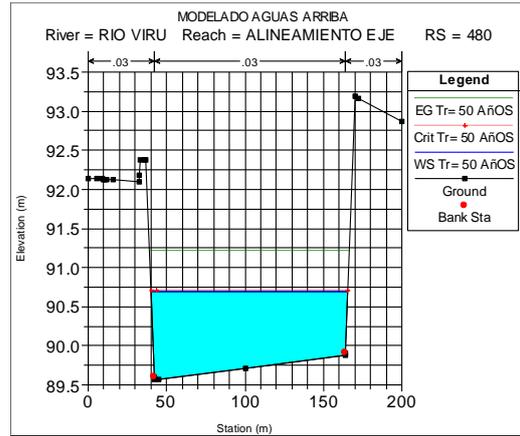
**Sección 0+0450**



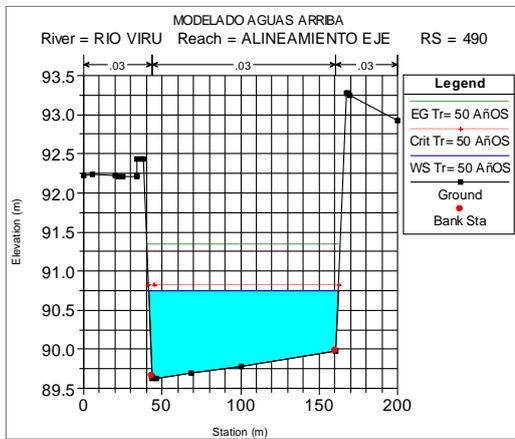
**Sección 0+0460**



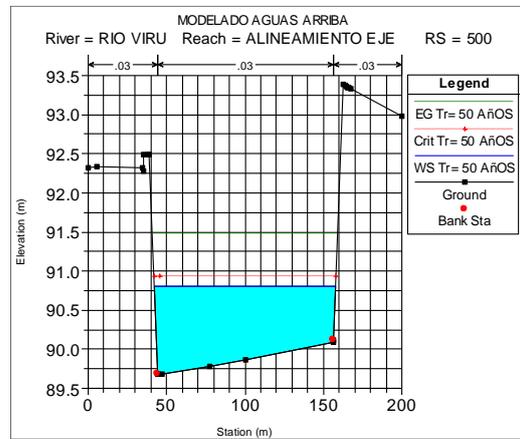
**Sección 0+0470**



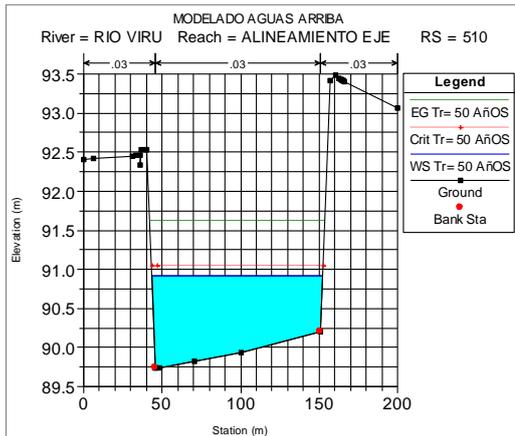
**Sección 0+0480**



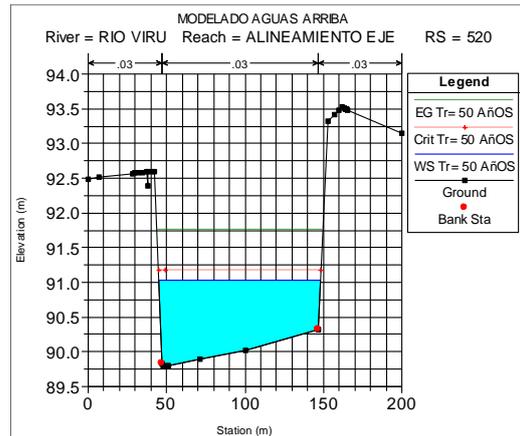
**Sección 0+0490**



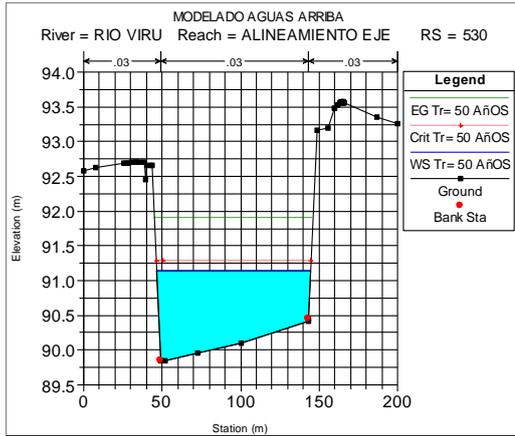
**Sección 0+0500**



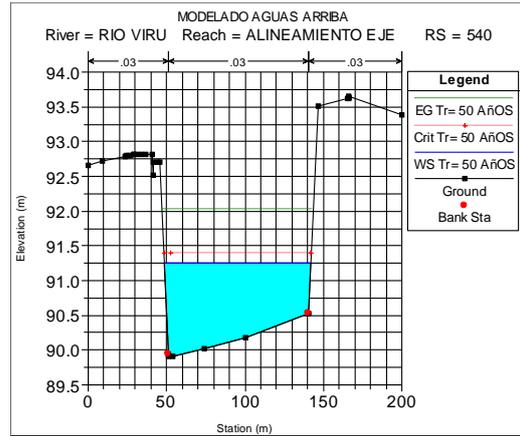
**Sección 0+0510**



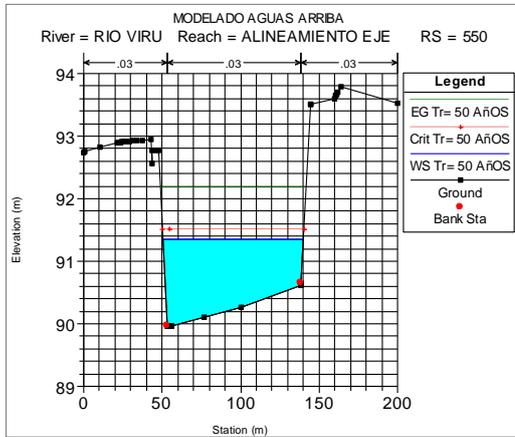
**Sección 0+0520**



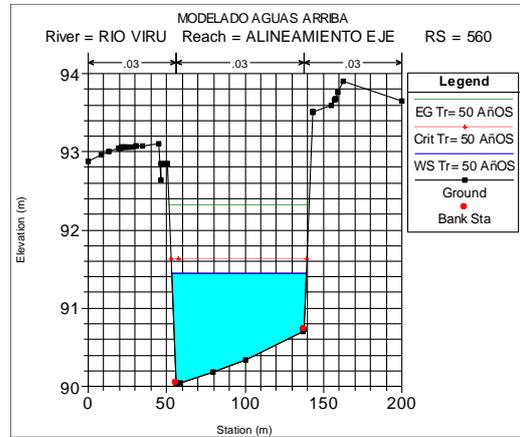
**Sección 0+530**



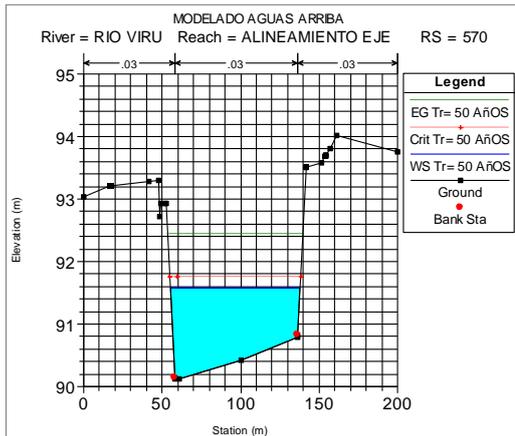
**Sección 0+540**



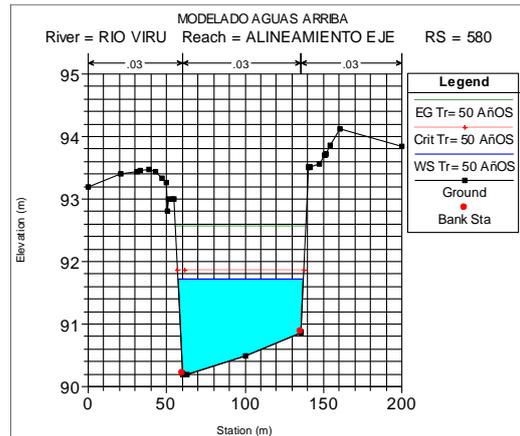
**Sección 0+550**



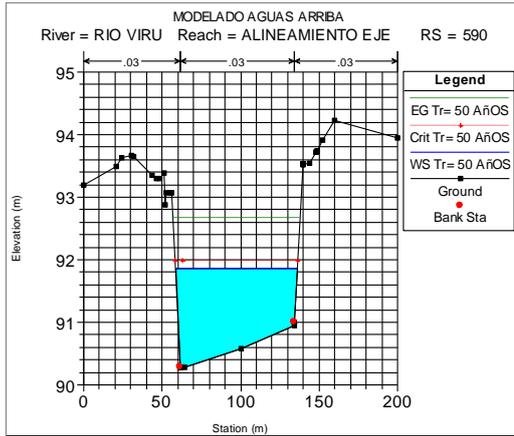
**Sección 0+560**



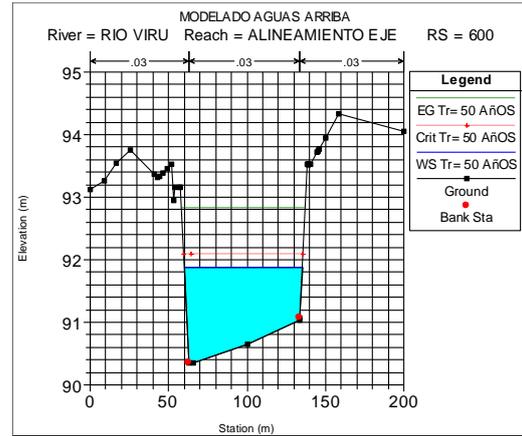
**Sección 0+570**



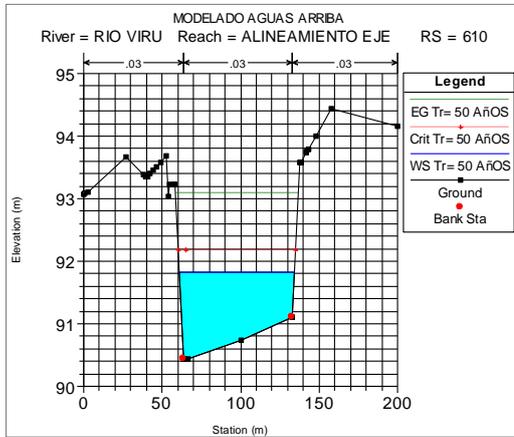
**Sección 0+580**



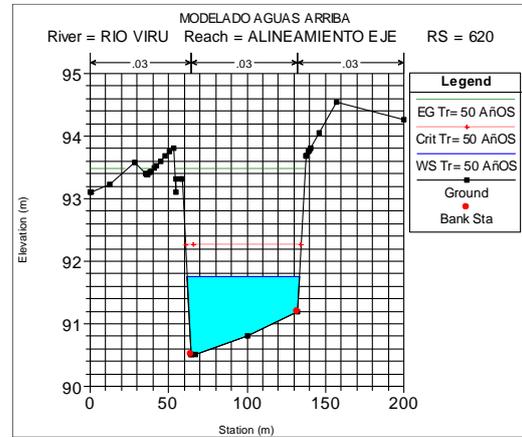
**Sección 0+0590**



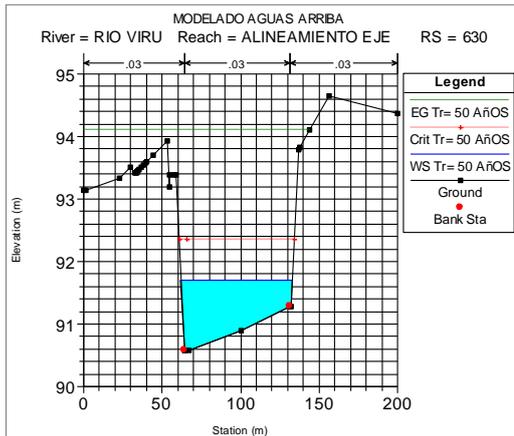
**Sección 0+0600**



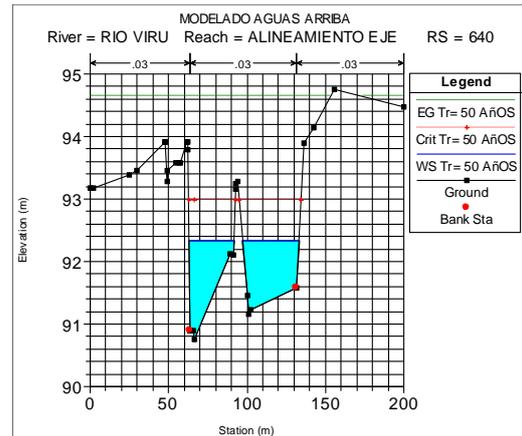
**Sección 0+0610**



**Sección 0+0620**



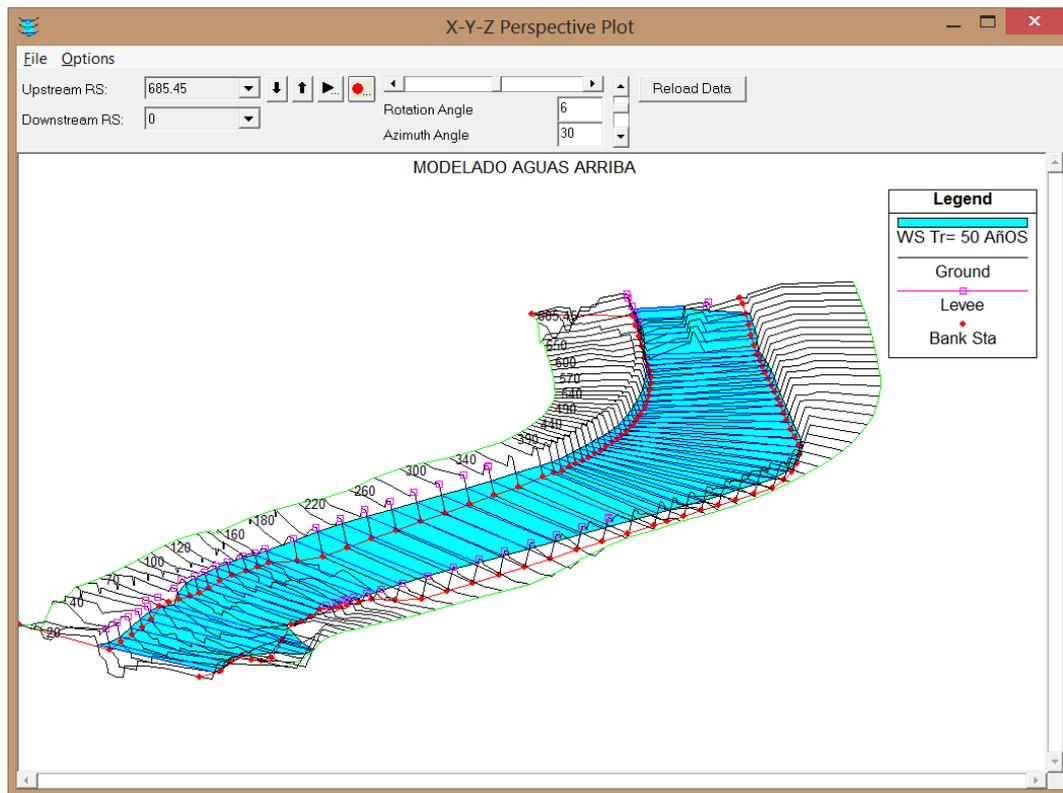
**Sección 0+0630**



**Sección 0+0640**

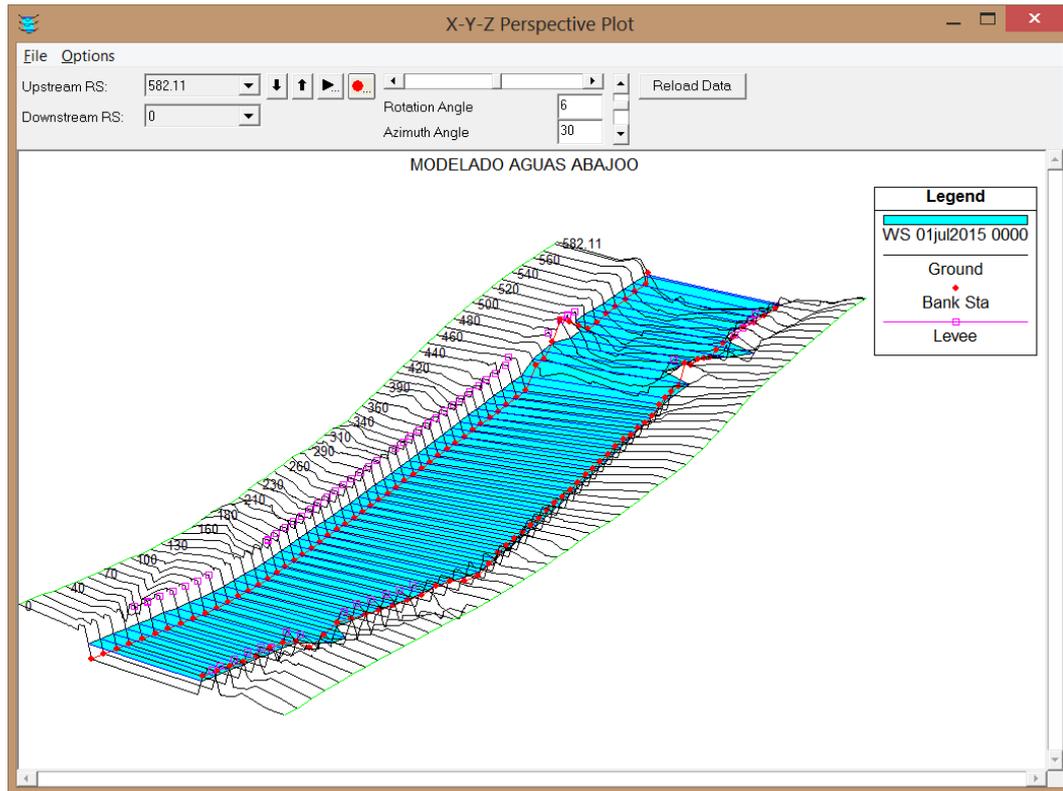
## Visualización de Zonas de inundación

La efectividad del dique de enrocado propuesto, será visualizado en el grado de encauzamiento y la reducción de la superficie de inundación que se genere del modelamiento Hidráulico ante máxima avenidas; en comparación con el modelo sin diques descrito en el apartado 4.5.1, para un periodo de 50 años y  $Tr = 382.95$  m<sup>3</sup>/s, cuyo resultado se muestra



**Figura 21. Modelado de superficie de inundación Aguas arriba, mostrando el encauzamiento logrado con la colación de diques enrocados.**

De manera similar se obtiene la superficie de inundación para el Tramo Aguas Abajo del área de estudio.



**Figura 22. Modelado de superficie de inundación Aguas Abajo, mostrando el encauzamiento logrado con la colación de diques enrocados.**

El plano en planta general de la superficie de inundación y el encauzamiento logrado con la colocación de diques enrocados, en el margen de desborde ante máximas avenidas, se muestra en el plano **PG-01**.

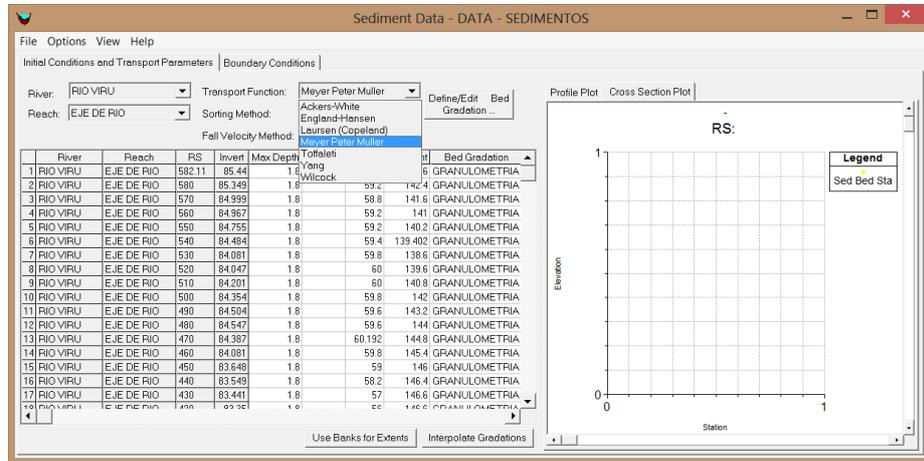
#### **4.6. CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS UTILIZANDO SOFTWARE HEC-RAS 4.1.**

Mediante el siguiente análisis se comprobará la estabilidad o equilibrio de las secciones del tramo del río en estudio, mostrando en cada sección, la presencia de sedimentación o erosión de material de arrastre.

##### **4.6.1. FUNCIÓN DE TRANSPORTE**

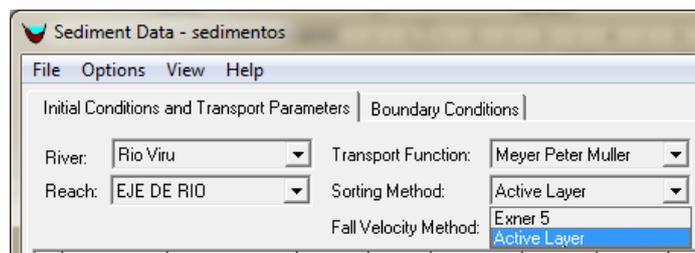
Para nuestro caso, se usó la función de transporte la aplicación del método propuesto por **Meyer – Peter y Müller (1948)**, que sirve tanto para

materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida, es aplicable a fondos arenosos.



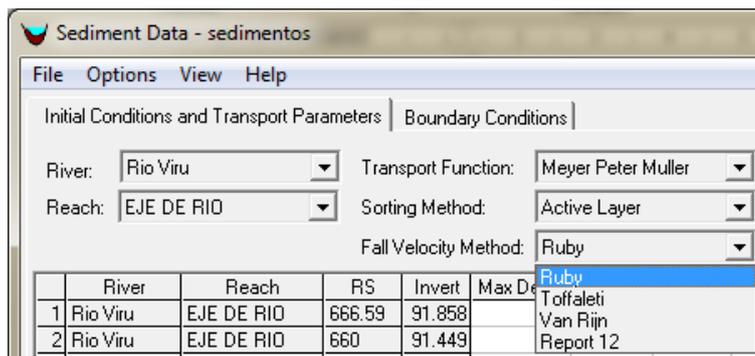
#### 4.6.2. MÉTODO DE CLASIFICACIÓN (Sorting Method)

Se seleccionó el método de clasificación *“Active Layer”* por adecuarse a nuestro caso.



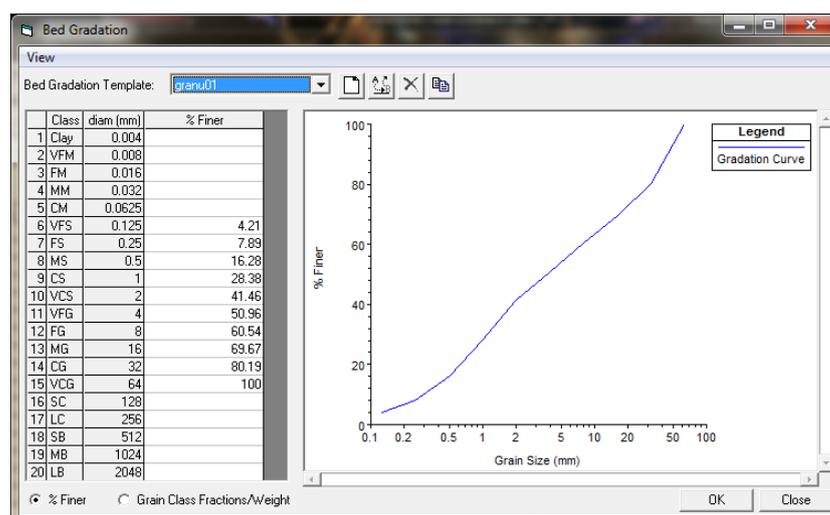
#### 4.6.3. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN ( $\Omega$ )

Existen varios métodos para calcular la velocidad de caída de los sedimentos; pero el algoritmo más apropiado para este caso es: *“Ruby”*



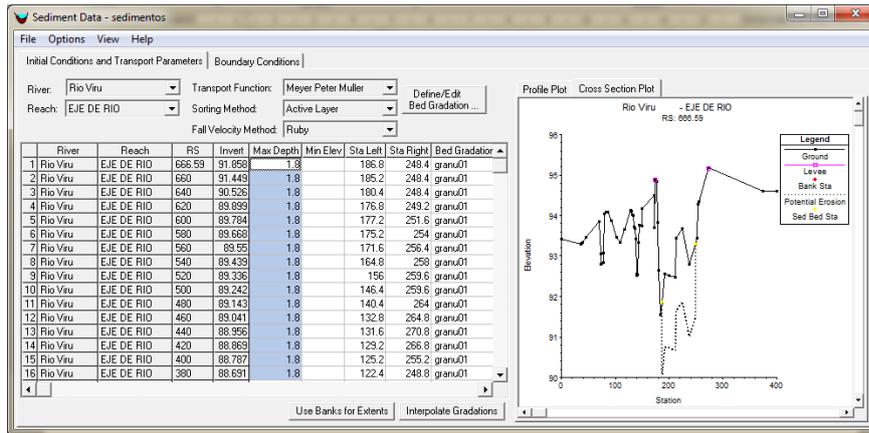
#### 4.6.4. GRANULOMETRÍA DEL LECHO

En el programa Hec Ras se insertó los datos granulométricos obtenidos del estudio de suelos realizado, obteniéndose la curva granulométrica siguiente:



#### 4.6.5. PROFUNDIDAD MÁXIMA O ELEVACIÓN MÍNIMA

Se ingresó los datos de Profundidad Máxima en la columna "*Max Depth*", siendo este valor la socavación máxima probable para el tramo de estudio, 1.80 m.

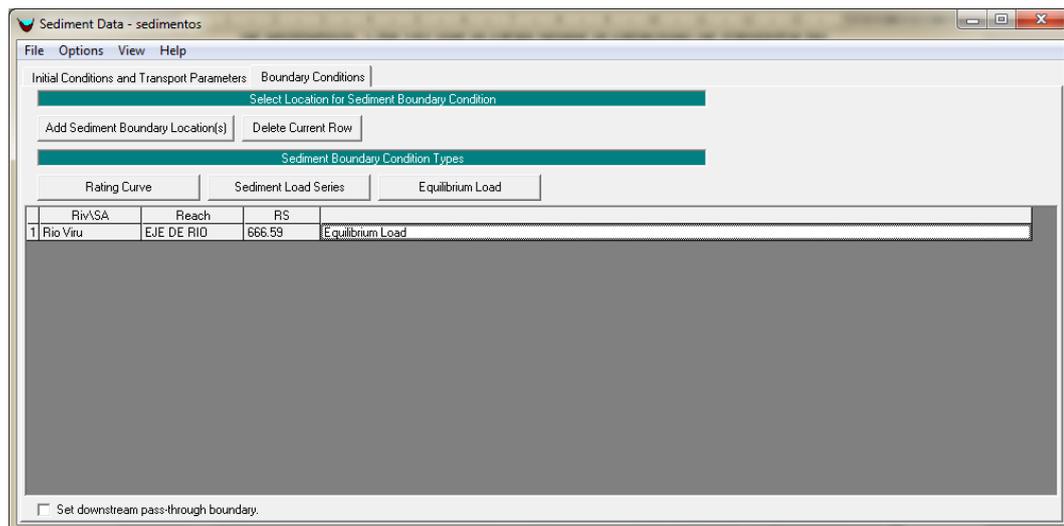


#### 4.6.6. CONDICIONES DE CONTORNO

Para nuestro caso se eligió la siguiente condición de contorno:

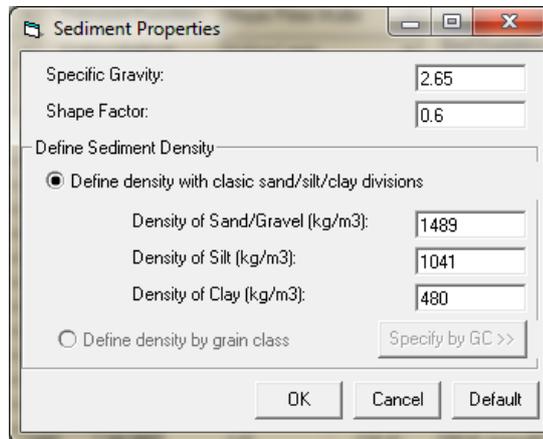
##### Carga De Equilibrio (Equilibrium Load)

La carga de equilibrio, disponible solo para secciones transversales externas aguas arriba, es determinada por la capacidad de transporte. Hec-Ras calcula la capacidad de transporte para cada división de tiempo en la sección especificada y este valor será utilizado como la magnitud de flujo de sedimentos. Una vez que la carga iguale la capacidad de transporte no habrá sedimentación ni erosión en esta sección.



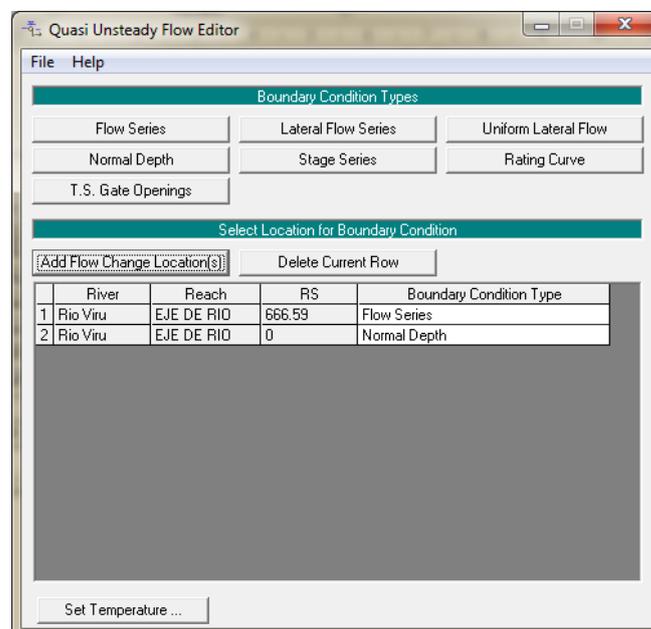
#### 4.6.7. PROPIEDAD DEL LOS SEDIMENTOS

Estas características del sedimento se dejaron por defecto en el análisis realizado.



#### 4.6.8. FLUJO QUASI – NO PERMANENTE

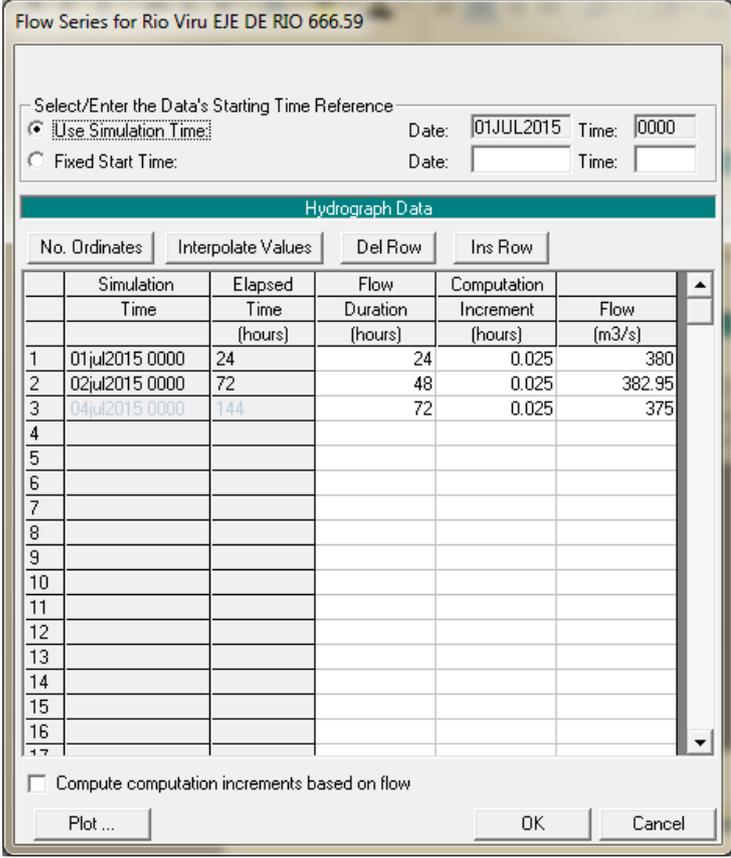
Se realizó el análisis utilizando un flujo Quasi – No Permanente, el cual se aproxima a un hidrograma para series de flujo constante asociado con su correspondiente duración.



#### 4.6.9. SERIES DE FLUJO (FLOW SERIES)

Duración de Flujo (Hours):

Incrementos de Calculo (Hours):



Flow Series for Rio Viru EJE DE RIO 666.59

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time Date: 01JUL2015 Time: 0000

Fixed Start Time Date: Time:

Hydrograph Data

No. Ordinates Interpolate Values Del Flow Ins Flow

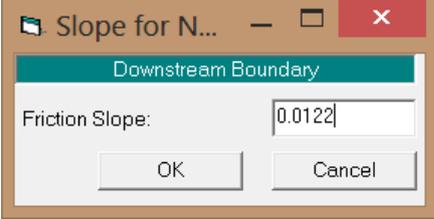
	Simulation Time	Elapsed Time (hours)	Flow Duration (hours)	Computation Increment (hours)	Flow (m3/s)
1	01jul2015 0000	24	24	0.025	380
2	02jul2015 0000	72	48	0.025	382.95
3	04jul2015 0000	144	72	0.025	375
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					

Compute computation increments based on flow

Plot ... OK Cancel

#### 4.6.10. PROFUNDIDAD NORMAL (NORMAL DEPTH)

En esta opción nos pedirá ingresar la pendiente aguas abajo:



Slope for N...

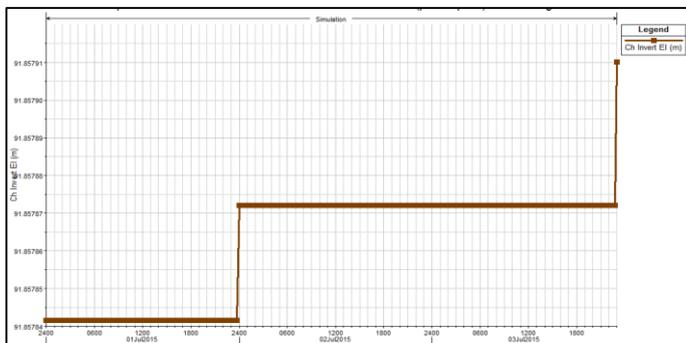
Downstream Boundary

Friction Slope: 0.0122

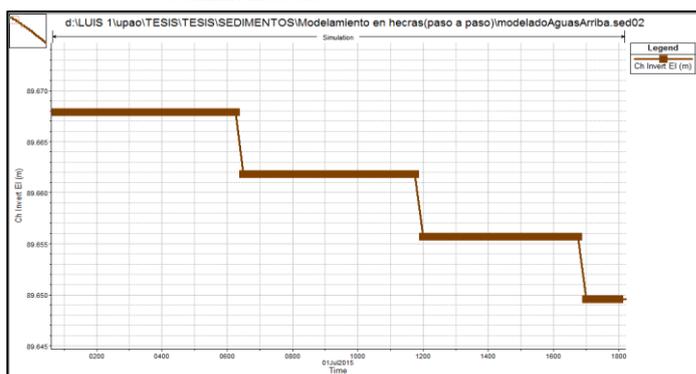
OK Cancel

#### 4.6.11. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

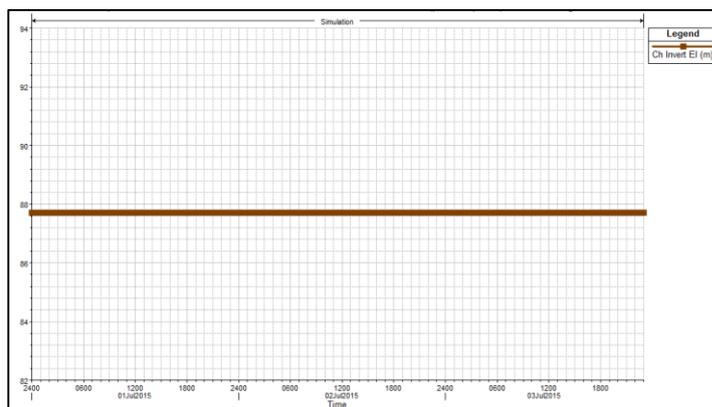
Los resultados presentados a continuación corresponderán a un tipo de los siguientes modos de evolución del fondo del lecho del río:



**Figura 23. Modo de evolución del fondo del lecho para sección sedimentada.**



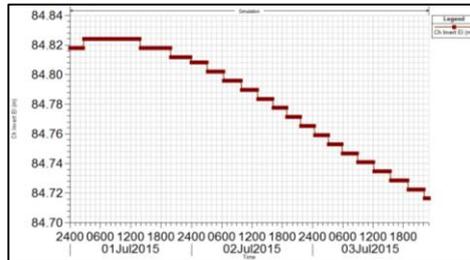
**Figura 24. Modo de evolución del fondo del lecho para sección erosionada.**



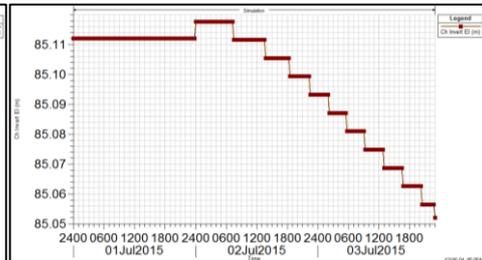
**Figura 25. Modo de evolución del fondo del lecho para sección en equilibrio o estable.**

A continuación se muestra los resultados del análisis de sedimentos de cada una de las secciones de la zona antes del badén:

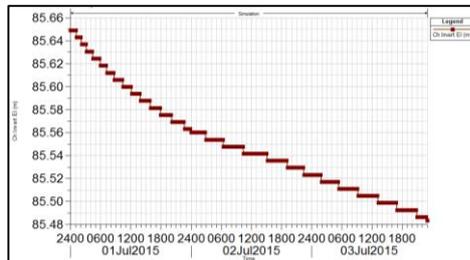
**Sección 0+000**



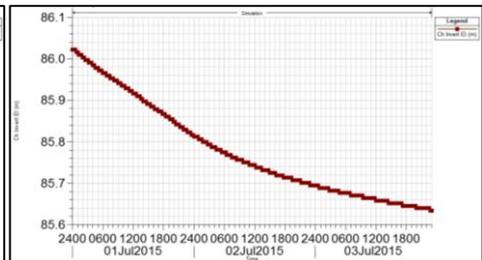
**Sección 0+010**



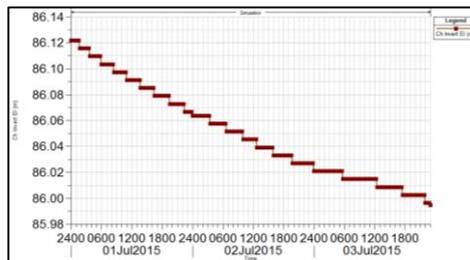
**Sección 0+020**



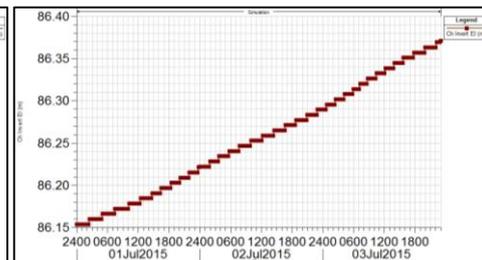
**Sección 0+030**



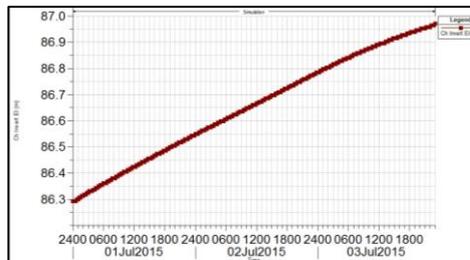
**Sección 0+040**



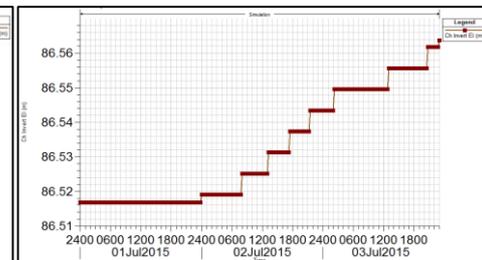
**Sección 0+050**



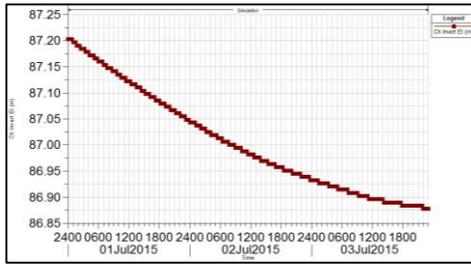
**Sección 0+060**



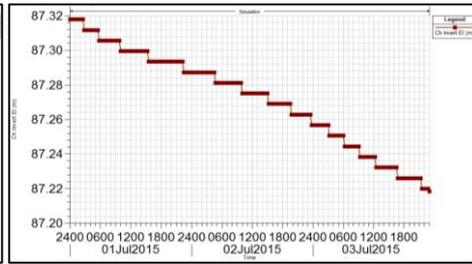
**Sección 0+070**



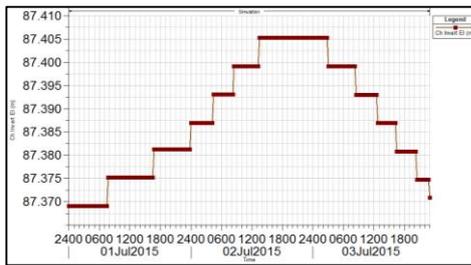
### Sección 0+080



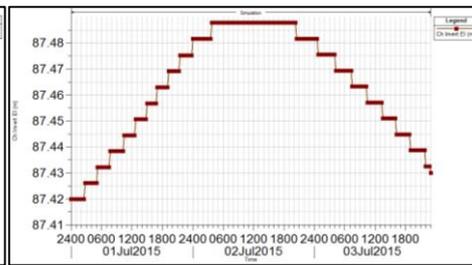
### Sección 0+090



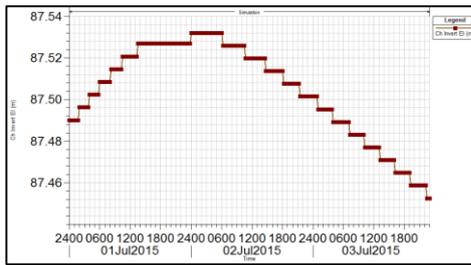
### Sección 0+100



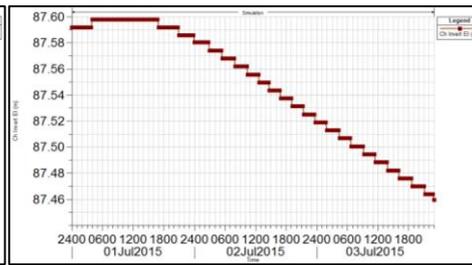
### Sección 0+110



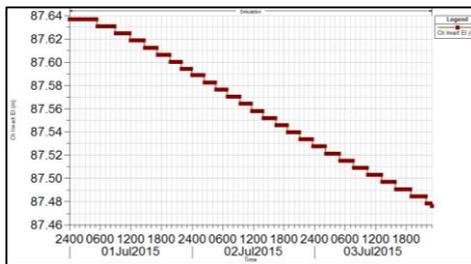
### Sección 0+120



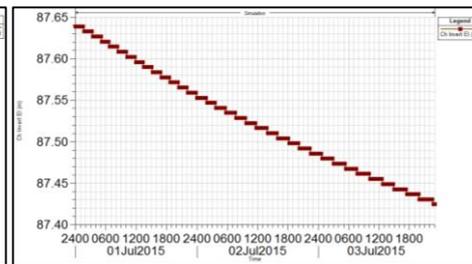
### Sección 0+130



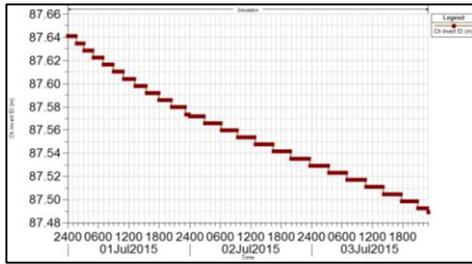
### Sección 0+140



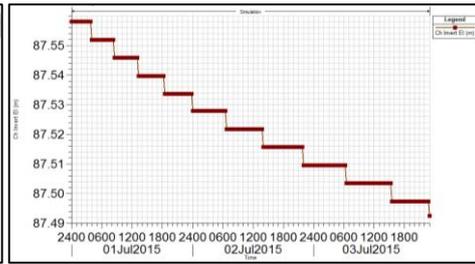
### Sección 0+150



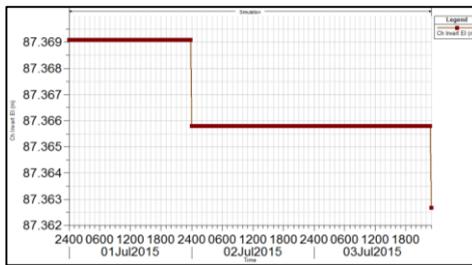
### Sección 0+160



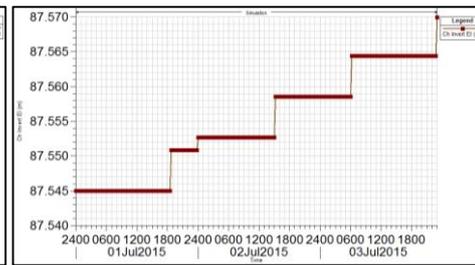
### Sección 0+180



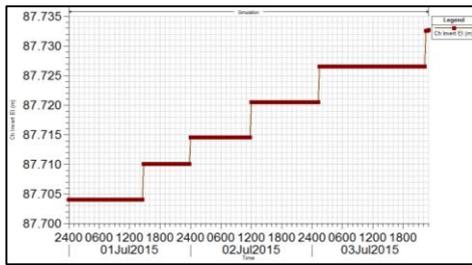
### Sección 0+200



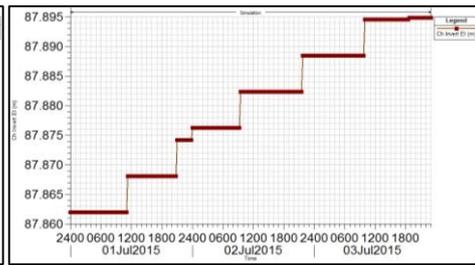
### Sección 0+220



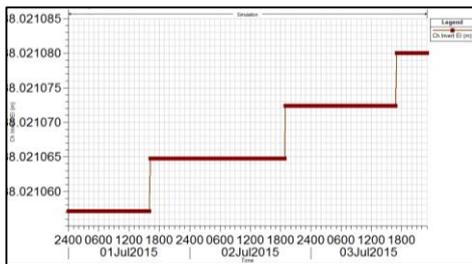
### Sección 0+240



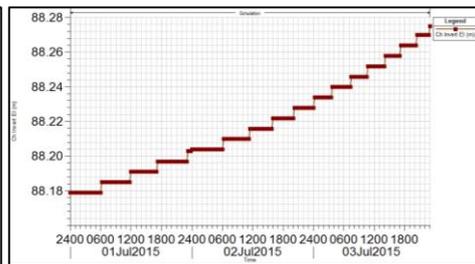
### Sección 0+260



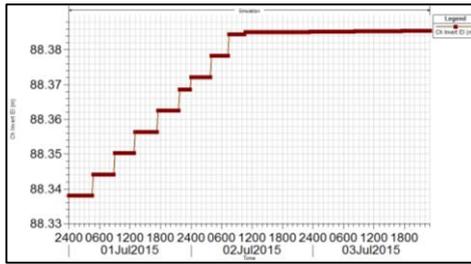
### Sección 0+280



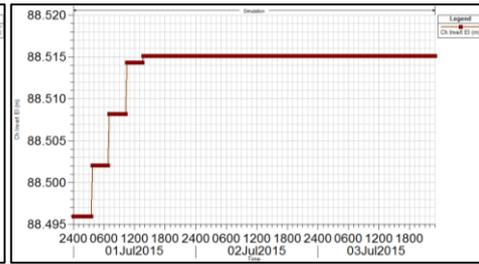
### Sección 0+300



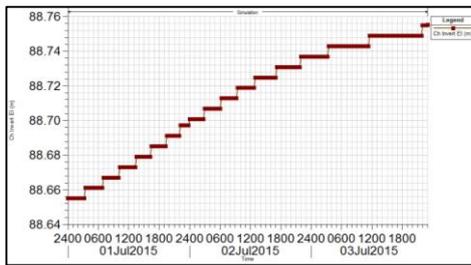
### Sección 0+320



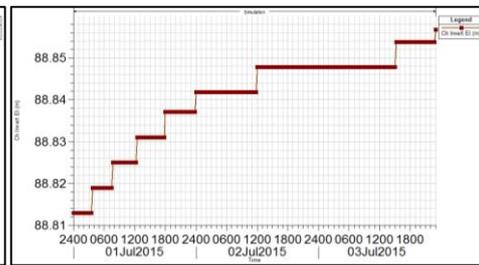
### Sección 0+340



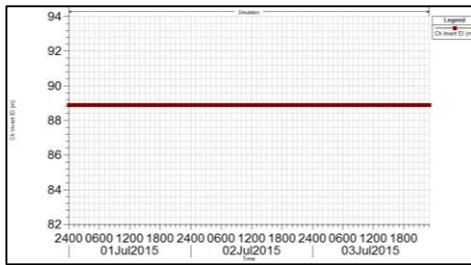
### Sección 0+360



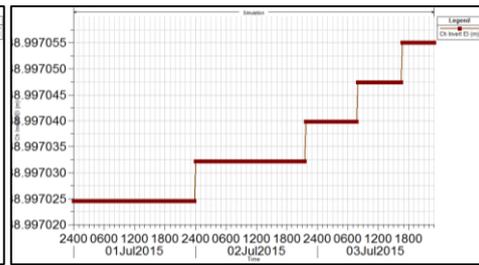
### Sección 0+380



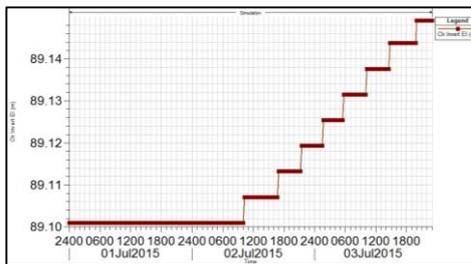
### Sección 0+390



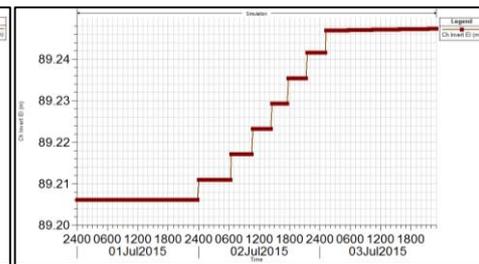
### Sección 0+400



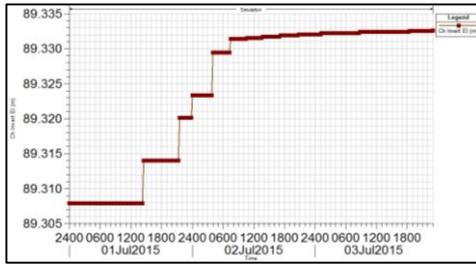
### Sección 0+410



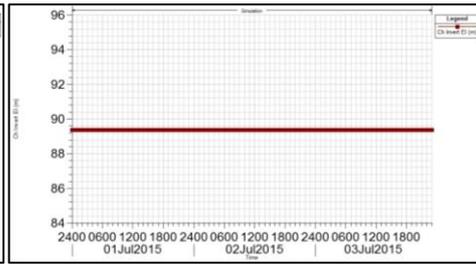
### Sección 0+420



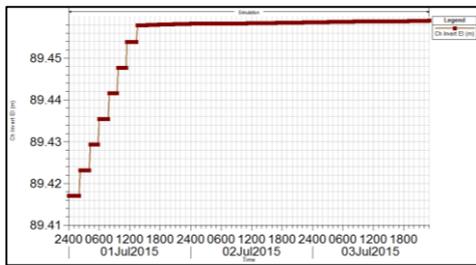
### Sección 0+430



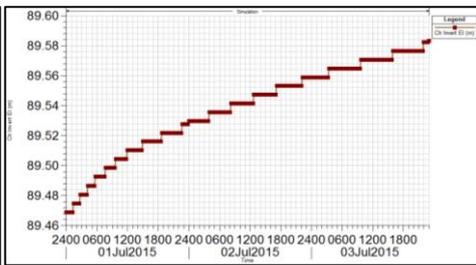
### Sección 0+440



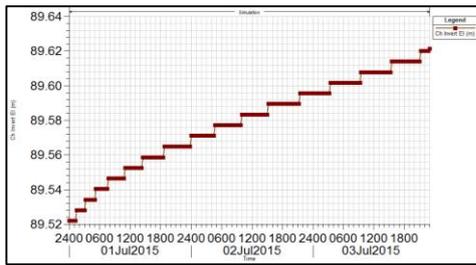
### Sección 0+450



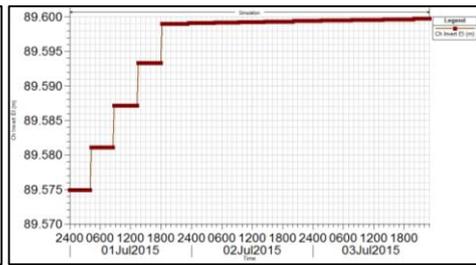
### Sección 0+460



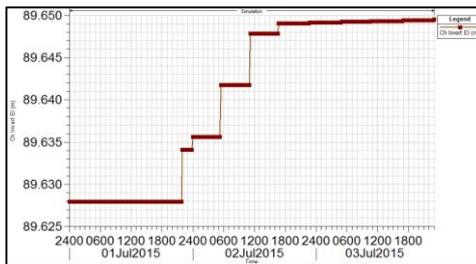
### Sección 0+470



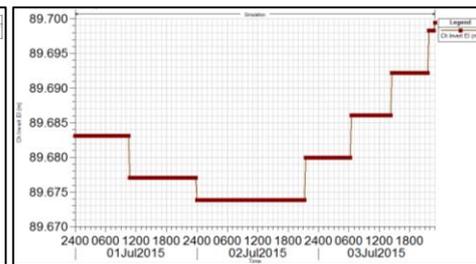
### Sección 0+480



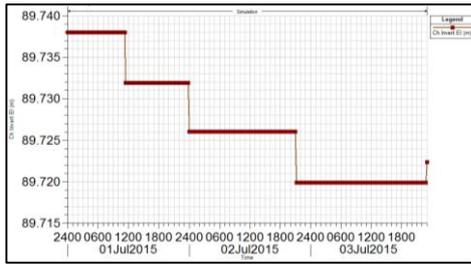
### Sección 0+490



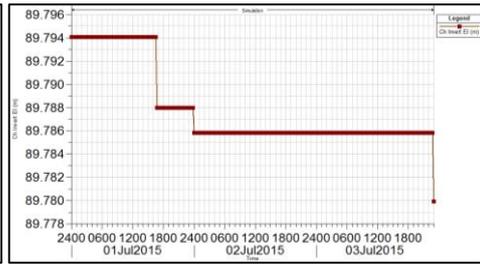
### Sección 0+500



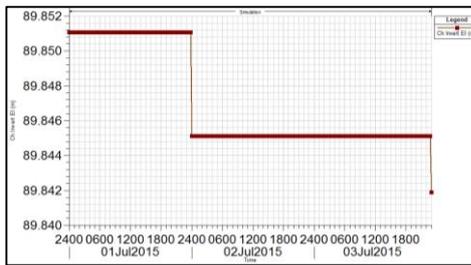
### Sección 0+510



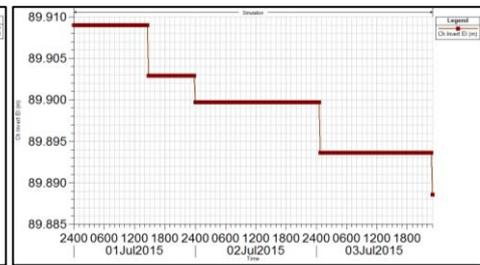
### Sección 0+520



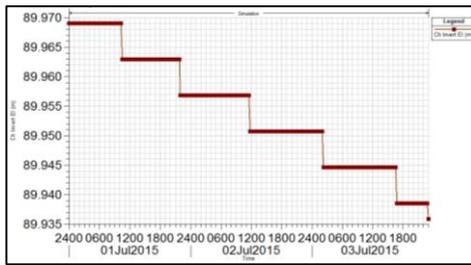
### Sección 0+530



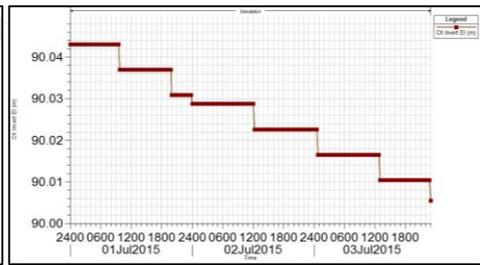
### Sección 0+540



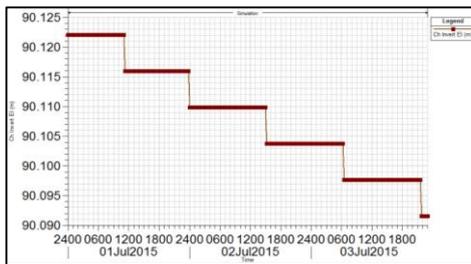
### Sección 0+550



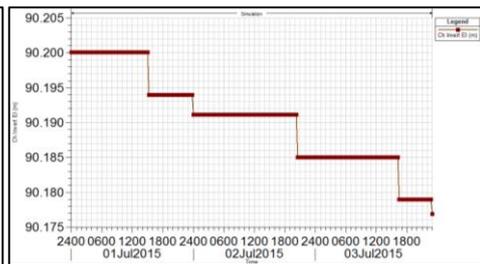
### Sección 0+560



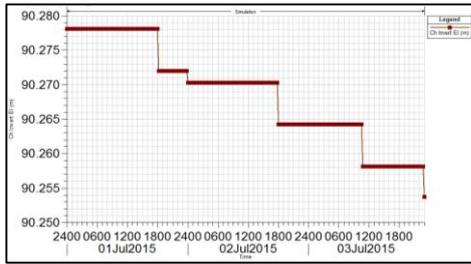
### Sección 0+570



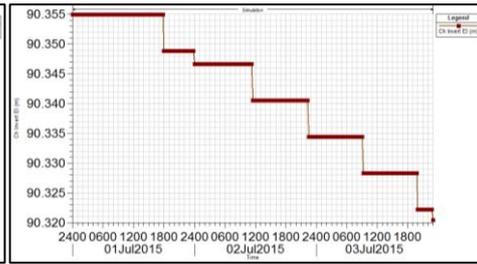
### Sección 0+580



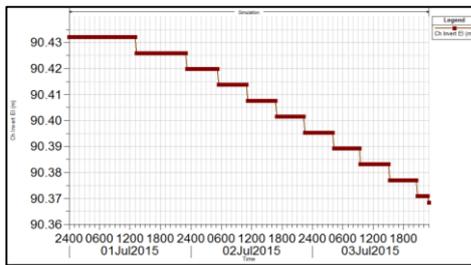
### Sección 0+590



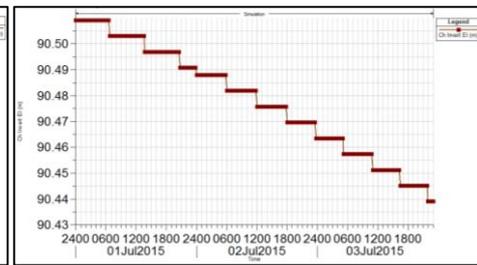
### Sección 0+600



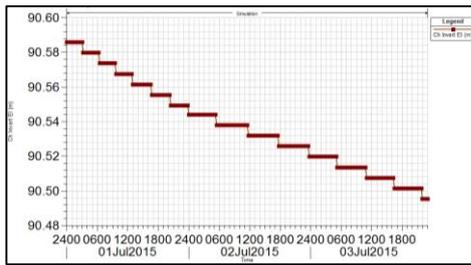
### Sección 0+610



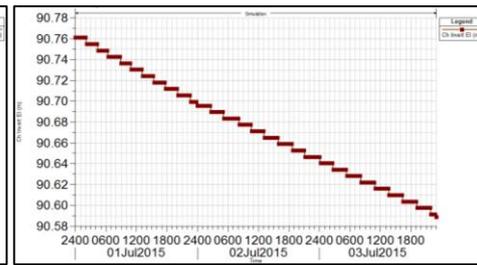
### Sección 0+620



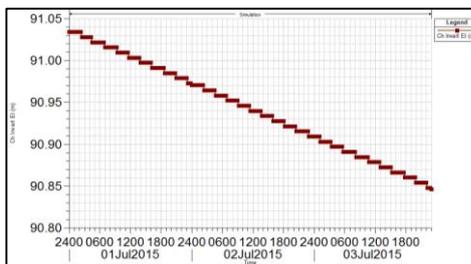
### Sección 0+630



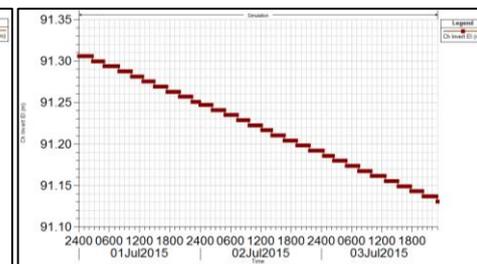
### Sección 0+640



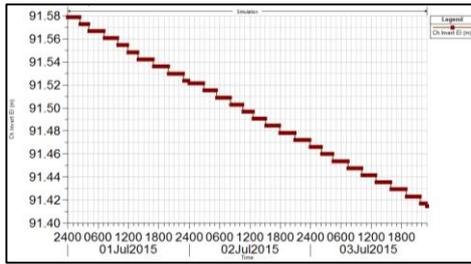
### Sección 0+650



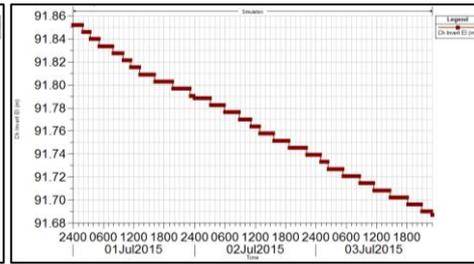
### Sección 0+660



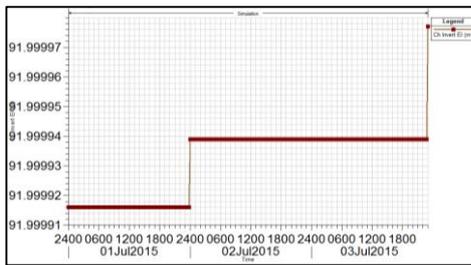
### Sección 0+670



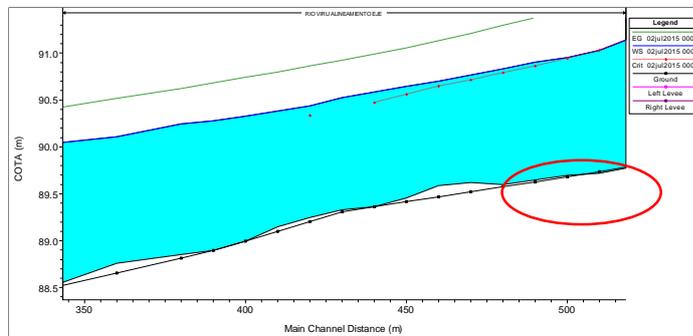
### Sección 0+680



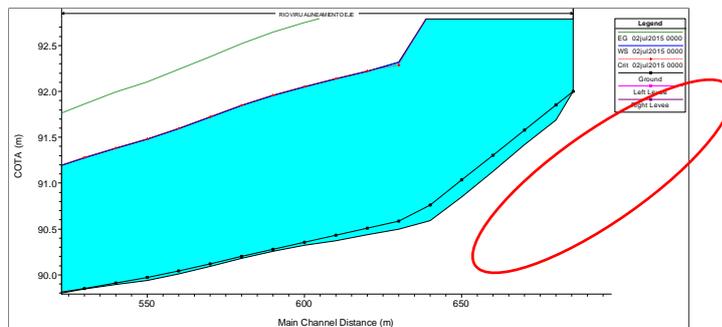
### Sección 0+685.45



Las figuras presentadas a continuación representan el perfil del río, nos muestra la erosión y la socavación existente a lo largo del tramo:



Acomulacion o sedimentacion de material



#### 4.6.12. EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN DEL LECHO DE RÍO

En la siguiente tabla diferenciamos las secciones socavadas con color naranja y las secciones sedimentadas con color celeste.

**Tabla N° 31. Resultados de la Socavación y Erosión en cada sección del tramo Aguas arriba (antes de Baden)**

Sección	Distancia	Elevación del Lecho	Cambio en el Lecho	Masa de Sedimentos Transportada	Caudal	Velocidad	Esfuerzo Cortante	Capacidad de Transporte
RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out: All (tons)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)	Mass Capacity: All (tons/day)
685.450	5.45	92.000	0.000	82.640	382.950	3.734	3.394	79333.90
680.000	10.00	91.687	-0.165	84.415	382.950	3.742	3.266	82610.50
670.000	10.00	91.415	-0.164	88.036	382.950	3.753	3.107	87501.70
660.000	10.00	91.131	-0.175	92.721	382.950	3.765	3.006	92773.40
650.000	10.00	90.846	-0.188	98.147	382.950	3.792	2.935	98494.20
640.000	10.00	90.589	-0.172	102.784	382.950	3.795	2.749	102210.70
630.000	10.00	90.495	-0.091	105.152	382.950	3.754	2.594	102709.70
620.000	10.00	90.439	-0.070	107.593	382.950	3.744	2.564	105075.80
610.000	10.00	90.368	-0.064	110.035	382.950	3.742	2.585	107409.70
600.000	10.00	90.320	-0.034	111.298	382.950	3.714	2.549	107751.80
590.000	10.00	90.254	-0.024	112.117	382.950	3.681	2.520	108213.00
580.000	10.00	90.177	-0.023	112.923	382.950	3.643	2.489	108968.30
570.000	10.00	90.092	-0.031	113.952	382.950	3.604	2.461	110097.50
560.000	10.00	90.006	-0.038	115.133	382.950	3.564	2.435	111317.20
550.000	10.00	89.936	-0.033	116.267	382.950	3.516	2.398	112358.40
540.000	10.00	89.889	-0.020	116.947	382.950	3.460	2.340	112702.50
530.000	10.00	89.842	-0.009	117.073	382.950	3.397	2.274	112481.10
520.000	10.00	89.780	-0.014	117.292	382.950	3.335	2.211	112732.00
510.000	10.00	89.722	-0.016	117.305	382.950	3.266	2.132	112347.40
500.000	10.00	89.699	0.016	114.352	382.950	3.170	2.012	107802.50
490.000	10.00	89.650	0.022	108.807	382.950	3.072	1.908	101508.70
480.000	10.00	89.600	0.025	104.768	382.950	3.002	1.808	97475.50
470.000	10.00	89.621	0.099	102.389	382.950	2.952	1.758	95089.40
460.000	10.00	89.583	0.114	99.061	382.950	2.900	1.675	91691.20
450.000	10.00	89.459	0.042	93.902	382.950	2.848	1.611	86408.20
440.000	10.00	89.365	0.000	88.829	382.950	2.817	1.559	81530.00
430.000	10.00	89.333	0.025	86.541	382.950	2.830	1.574	79664.40
420.000	10.00	89.247	0.041	83.443	382.950	2.861	1.566	76005.30
410.000	10.00	89.149	0.048	79.052	382.950	2.862	1.581	71484.60
400.000	10.00	88.997	0.000	74.474	382.950	2.839	1.533	66971.90
390.000	10.00	88.895	0.000	69.752	382.950	2.798	1.479	62739.60
380.000	20.00	88.857	0.044	67.454	382.950	2.778	1.476	62191.30
360.000	20.00	88.755	0.100	64.240	382.950	2.782	1.423	58119.90

340.000	20.00	88.515	0.019	57.613	382.950	2.706	1.361	50934.70
320.000	20.00	88.385	0.047	45.162	382.950	2.536	1.167	38122.70
300.000	20.00	88.275	0.096	32.110	382.950	2.325	0.965	25409.00
280.000	20.00	88.021	0.000	22.729	382.950	2.118	0.773	16625.00
260.000	20.00	87.895	0.033	17.201	382.950	1.951	0.631	11813.10
240.000	20.00	87.733	0.029	15.231	382.950	1.818	0.531	10599.60
220.000	20.00	87.570	0.025	13.222	382.950	1.704	0.453	8622.80
200.000	20.00	87.363	-0.006	13.732	382.950	1.837	0.715	10824.30
180.000	20.00	87.492	-0.066	17.437	382.950	2.376	1.158	18331.40
160.000	10.00	87.489	-0.152	26.194	382.950	2.809	1.467	29417.30
150.000	10.00	87.424	-0.215	32.968	382.950	2.880	1.664	36655.70
140.000	10.00	87.476	-0.161	39.032	382.950	2.921	1.649	41754.60
130.000	10.00	87.460	-0.132	46.823	382.950	2.989	1.736	50366.90
120.000	10.00	87.452	-0.038	52.092	382.950	3.034	1.824	53729.00
110.000	10.00	87.430	0.010	58.544	382.950	3.105	1.908	60740.60
100.000	10.00	87.371	0.002	63.725	382.950	3.155	1.971	64803.30
90.000	10.00	87.218	-0.100	67.161	382.950	3.200	2.092	66958.30
80.000	10.00	86.877	-0.325	69.699	382.950	3.272	2.447	68863.70
70.000	10.00	86.564	0.047	66.924	382.950	3.136	2.608	61016.80
60.000	10.00	86.971	0.678	50.930	382.950	2.713	1.438	41470.90
50.000	10.00	86.371	0.217	44.015	382.950	2.606	1.605	35166.40
40.000	10.00	85.995	-0.127	47.640	382.950	2.909	1.633	48345.00
30.000	10.00	85.633	-0.389	53.229	382.950	3.096	2.191	55762.00
20.000	10.00	85.483	-0.166	58.053	382.950	3.201	2.220	59562.90
10.000	10.00	85.052	-0.060	63.085	382.950	3.345	2.728	64750.00
0.000	0.00	84.716	-0.102	65.310	382.950	3.414	3.102	65309.60

**Fuente: Elaboración propia**

De manera similar para la zona aguas abajo (después del Baden), se obtiene el siguiente cuadro erosión, socavación y transporte de sedimentos

**Tabla N° 32. Resultados de la Socavación y Erosión en cada sección del tramo Aguas abajo (después de Baden)**

Sección	Distancia	Elevación del lecho	Cambio en el lecho	Masa de sedimentos transportados	Caudal	Velocidad	Esfuerzo cortante	Capacidad de Transporte
RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out Cum:	Flow (m <sup>3</sup> /s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)	Mass Capacity: All
582.11	2.11013	85.44011	1.01E-04	270750.7	382.95	3.55642	27.32054	97812.3
580	10	85.36243	0.0135481	269890.3	382.95	3.517179	25.88277	93430.5
570	10	85.06428	6.53E-02	262971.1	382.95	3.477413	27.21877	86486.1
560	10	85.01447	4.75E-02	257998.7	382.95	3.492426	26.06968	86882.9
550	10	84.81044	5.53E-02	252367.1	382.95	3.484683	25.66238	87329.7
540	10	84.61337	0.1295212	239229.2	382.95	3.427258	23.5534	81653.2

530	10	84.27586	0.19495	219583.8	382.95	3.403214	24.86759	78260.7
520	10	84.28272	0.2356437	195638.6	382.95	3.430533	23.91417	80422.3
510	10	84.29814	9.71E-02	185596.2	382.95	3.481324	26.61653	83628.9
500	10	84.29896	-5.50E-02	191119.8	382.95	3.580758	26.47469	90716.4
490	10	84.30094	-0.203027	210904.5	382.95	3.642564	27.68205	96636.4
480	10	84.32088	-0.2260704	233564.5	382.95	3.661058	27.04344	99044.3
470	10	84.10719	-0.2707201	259688.5	382.95	3.645442	27.92792	100555.8
460	10	83.87328	-0.207629	282427.5	382.95	3.524374	25.29453	100412.2
450	10	83.48281	-0.1652785	300553.4	382.95	3.38224	21.37239	96770.9
440	10	83.41805	-0.1200810	315118.5	382.95	3.342661	21.27452	96743.7
430	10	83.345	-9.61E-02	325971.2	382.95	3.403888	21.49587	106528.4
420	10	83.28159	-0.0684114	333783	382.95	3.443273	22.47915	113814.6
410	10	83.22131	-3.75E-02	338123.6	382.95	3.440281	22.42994	115484.9
400	10	83.14508	-2.30E-02	340810.9	382.95	3.433916	22.43437	116694.2
390	10	83.06618	-1.19E-02	342223.6	382.95	3.420372	22.32821	116714.4
380	10	82.97887	-9.03E-03	343302.9	382.95	3.408075	22.20147	116814.7
370	10	82.88657	-1.05E-02	344571.8	382.95	3.396416	22.09174	117063.3
360	10	82.79662	-1.05E-02	345895.3	382.95	3.384821	21.9917	117337.3
350	10	82.7064	-1.05E-02	347200.9	382.95	3.374236	21.8857	117662.5
340	10	82.61766	-9.35E-03	348369.2	382.95	3.363089	21.78422	117736.6
330	10	82.53063	-6.47E-03	349183.9	382.95	3.341878	21.46323	116201.7
320	10	82.4481	8.68E-08	349159.6	382.95	3.304253	21.02963	112233.5
310	10	82.37655	1.87E-02	346762.1	382.95	3.276299	20.7442	109629.4
300	10	82.28107	0.009144	342274.3	382.95	3.261977	20.3914	108919.1
290	10	82.19999	0	335715.7	382.95	3.230703	20.11094	106231.4
280	10	82.13995	0.0118872	328035.3	382.95	3.196924	19.67531	103519.9
270	10	82.07046	1.43E-02	319771.6	382.95	3.174991	19.32436	102374.1
260	10	81.9839	1.51E-05	310962.5	382.95	3.144716	18.97625	100061.5
250	10	81.91195	0	301308.6	382.95	3.105419	18.49025	96569.6
240	10	81.91776	7.77E-02	290493.5	382.95	3.065366	17.95453	93189.4
230	10	81.80802	3.99E-02	278639.5	382.95	3.032692	17.61646	90754.2
220	10	81.79559	0.1006522	264702.8	382.95	3.000023	17.05869	88105.9
210	10	81.62302	2.47E-05	249617.3	382.95	2.968608	16.90778	85117.5
200	10	81.65898	0.1079124	234282.8	382.95	2.958899	16.53273	83169
190	10	81.49538	1.75E-02	222465.7	382.95	2.982109	17.05869	82183
180	10	81.40508	7.37E-06	213982.5	382.95	3.030372	17.11471	81070.3
170	10	81.35821	0.025072	209211.2	382.95	3.079819	17.93531	80090.4
160	10	81.25999	6.99E-06	207323.3	382.95	3.127437	18.24751	80158.4
150	10	81.17131	-1.58E-02	209222.9	382.95	3.155137	18.71355	79145.2
140	10	81.07524	-0.0287464	213743.9	382.95	3.152739	18.39718	76798.2
130	10	80.98006	-6.11E-02	220720.7	382.95	3.154785	18.41829	77590.2
120	10	80.89435	-7.46E-02	229028.2	382.95	3.185872	18.47564	81115.3
110	10	80.812	-8.41E-02	238197.7	382.95	3.227822	18.95485	83547.7
100	10	80.72926	-9.36E-02	248202.1	382.95	3.270502	19.73298	86672.5
90	10	80.71976	-3.12E-02	251524	382.95	3.301749	19.82807	89802.6
80	10	80.65574	-2.24E-02	253883.9	382.95	3.325427	20.08182	91939.9
70	10	80.51689	-8.81E-02	263169.9	382.95	3.351777	20.44843	93266

60	10	80.43626	-9.59E-02	273197.5	382.95	3.34611	20.40143	91587.5
50	10	80.37941	-0.0795627	281557.8	382.95	3.303959	19.5857	87193.2
40	10	80.31023	-7.68E-02	289681.2	382.95	3.331307	20.86461	91005.5
30	10	80.25343	-6.04E-02	296091.6	382.95	3.458565	21.56417	106609.6
20	10	80.17789	-6.41E-02	302916.6	382.95	3.526106	22.98567	115371.6
10	10	80.10176	-6.73E-02	310101.8	382.95	3.506432	22.59916	112630.9
0	0	80.01585	-8.10E-02	314405.2	382.95	3.492285	22.64993	110607.9

**Fuente: Elaboración propia**

Se tiene que tener cuidado que los rangos de erosión en las secciones sea menor a la altura de socavación máxima de la uña que fue calculada anteriormente. En los resultados mostrados anteriormente, podemos observar que existe sedimentación y erosión de material; pero los rangos son mínimos o despreciables, por lo tanto podemos afirmar y comprobar que la sección del río sometido a limpieza es estable.

El análisis fue realizado de la misma manera para la zona después del badén, obteniendo resultados similares (cumplen la verificación de equilibrio o estabilidad del ancho del río)

## 4.7. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

La evaluación de impactos ambientales consistió en definir los atributos a evaluar en cada uno de los impactos a analizar y la asignación de una escala relativa de valores para cada uno de estos atributos. La misma que comprendió la evaluación de impactos de los medios físicos, biológicos, socioeconómicos y culturales.

### A. Matriz de evaluación de impactos

Consistió en identificar las acciones que puedan causar impactos sobre una serie de factores del medio ocasionados por la ejecución del proyecto en sus diferentes etapas.

#### Categoría: Calidad Atmosférica

<b>a) Calidad Atmosférica</b>	<b>SI/NO</b>	<b>Descripción</b>
¿Las actividades constructivas programadas y de operación inducirán a producir alta contaminación del aire?	<b>NO</b>	En la etapa constructiva, se requerirá el uso de vehículos y equipos constructivos de pequeñas dimensiones, para diversos trabajos, como excavaciones y remoción de escombros; que producirán leves descargas de elementos contaminantes al ambiente (CO <sub>2</sub> , CO, SO <sub>2</sub> , NO <sub>x</sub> ) y material particulado.
¿Se producirá niveles de ruidos en el área, a consecuencia directa de las actividades propias del proyecto?	<b>SI</b>	Inevitablemente, toda acción constructiva genera incremento del nivel de ruidos, que para el caso específico del proyecto, se daría de manera temporal, generado principalmente a consecuencia de las acciones de transporte de materiales, excavación, remoción y compactación del terreno; instalación del enrocado de los diques, entre otros.

**Categoría: Recursos Hídricos y Calidad del agua**

a) Calidad de las aguas	SI/NO	Descripción
¿Las acciones relacionadas a la construcción de diques de encauzamiento entre Zaraque y Tomabal, podrían afectar la calidad de los cuerpos de agua de riego?	<b>NO</b>	<p>En general, se determina que durante el proceso de construcción, las únicas posibilidades de provocar algún efecto contaminante a las aguas superficiales, estará dado principalmente por las excavaciones propias en el sector.</p> <p>La contaminación del agua del río estaría referida principalmente, siempre que se produzca, el vertimiento accidental de aceites y/o combustibles; así como, remoción excesiva que podrían generar turbidez y aporte de sedimentos, entre otros.</p>

**Categoría: Suelos**

a) Uso de la Tierra	SI/NO	Descripción
¿La construcción de diques de encauzamiento entre Zaraque y Tomabal, generará pérdidas sustanciales de áreas agrícolas?	<b>NO</b>	<p>El trazo del dique de encauzamiento, afectarán a mínimas áreas con desarrollo de cultivos. Lo cual, determina que las pérdidas de áreas agrícolas no serán sustanciales.</p> <p>En la etapa operativa, no se producirán pérdidas de áreas de producción agrícola, pero es factible que se presenten algunas afectaciones de cultivos, por efecto de las operaciones de mantenimiento.</p>
¿El proyecto inducirá a mejorar en el aprovechamiento de la tierra cultivable?	<b>SI</b>	El encauzamiento del agua del río conllevará a disminuir los niveles freáticos existentes en las márgenes donde se proyectarán los diques, condicionando la recuperación de los suelos cultivables de la zona.

<p>¿Se pueden presentar problemas de contaminación de suelos, como consecuencia directa de las actividades constructivas y de mantenimiento?</p>	<p><b>NO</b></p>	<p>Durante el proceso constructivo de las obras, es factible que se presenten problemas leves de contaminación de suelos, por efecto de fugas y/o derrames accidentales de combustibles, aceites y/o grasas, producto del empleo de maquinarias y vehículos de trabajo.</p> <p>Esta situación podrá presentarse principalmente por el desplazamiento de los vehículos y maquinarias; pero sin constituirse en un problema de contaminación severa.</p> <p>Por otro lado en la etapa operativa, las acciones de mantenimiento por cambio de aceites, podrían constituir un riesgo de contaminación potencial del suelo, en la situación que se presente una inadecuada disposición y/o derrame involuntario.</p>
--	------------------	---

**Categoría: Ecosistemas y Ecología**

a) Flora y Fauna	SI/NO	Descripción
<p>¿En el área, existe fauna silvestre de interés que pudiera ser perturbado por las acciones del proyecto?</p>	<p><b>NO</b></p>	<p>La fauna silvestre en el área del proyecto, prácticamente no existe, limitándose principalmente a la presencia algunas especies de aves, debido a que el área se encuentra intervenida con el desarrollo de la actividad agrícola y la presencia permanente de actividades humanas.</p>
<p>¿Las acciones propuestas por el proyecto afectarán extensas áreas con vegetación silvestre?</p>	<p><b>NO</b></p>	<p>La afectación a la vegetación silvestre está limitada a las excavaciones y remoción de suelos para el dique de encauzamiento; Sin embargo, esta no es de importancia significativa, dado que estas acciones se concentrarán en las zonas, donde proliferan plantas adaptadas y que se regeneran de una manera natural.</p>

¿Se evidencia la existencia de especies endémicas de flora y fauna en la zona de estudio?	<b>NO</b>	En el área del proyecto no se ha determinado la existencia de especies endémicas de flora y fauna silvestres, debido que el ecosistema se encuentra intervenido por la presencia de actividades humanas.
¿En el ámbito de influencia directa donde se ejecutarán las obras, se han reportado especies en vías de extinción, vulnerable, etc.?	<b>NO</b>	Dentro de los límites del área de influencia ambiental del proyecto, no se ha reportado la existencia de especies de fauna silvestre catalogadas en situación de peligro de extinción o vulnerable, de acuerdo a la lista referida en el D.S. N° 013-99-AG.

### **Categoría: Vibraciones y Ruidos**

<b>a) Vibraciones</b>	<b>SI/NO</b>	<b>Descripción</b>
¿En los trabajos programados, se generarán vibraciones intensas?	<b>NO</b>	El nivel de las acciones a ejecutarse, no provocará vibraciones significativas que puedan derivar en generar procesos de inestabilidad. Por cuanto, estas actividades serán bastante localizadas, donde no será necesario el empleo de grandes maquinarias.
¿Se provocarán vibraciones que podrían generar perturbaciones a la fauna silvestre, doméstica y población local?	<b>NO</b>	En los trabajos no se espera afectar a la fauna silvestre dado que esta se presenta escasa. De igual forma no causará perjuicios en la población local y al ganado doméstico, pues las excavaciones y rellenos, se efectuaran en suelos localizados en los márgenes del río Virú.
<b>b) Ruidos</b>	<b>SI/NO</b>	<b>Descripción</b>

<p>¿Durante la ejecución de las obras y la operación, se prevé generar niveles de ruidos que puedan perturbar o afectar en demasía a la población local?</p>	<p><b>SI</b></p>	<p>Las actividades que son inherentes a la construcción (excavaciones, nivelación de terreno, entre otros); así como la presencia de trabajadores, inevitablemente provocarán la emisión de niveles ruidos (dB) en un área limitada;</p> <p>Sin embargo, los niveles de ruidos a generarse por las actividades del proyecto, no implicarán efectos de gran magnitud dado que estos se presentarán de manera temporal y están alejadas de las viviendas de algunos pobladores de la zona.</p> <p>De manera que, para la etapa de operación, no se prevé provocar la generación de niveles de ruidos que puedan afectar en lo absoluto la tranquilidad de la población local.</p>
--	------------------	---

**Categoría: Aspectos Socioeconómicos y Culturales**

a) Actividades económicas	SI/NO	Descripción
<p>¿El proyecto podrá tener efectos, sobre las actividades económicas a nivel local?</p>	<p><b>SI</b></p>	<p>Durante la etapa de construcción, se generará un efecto positivo, dado que se requerirá de la contratación de un contingente de operarios en el proceso constructivo. En este sentido, de requerirse contratar mano de obra no calificada, se dará prioridad a la población local.</p>
b) Aspecto arqueológico	SI/NO	Descripción
<p>¿Existen zonas de interés arqueológico en el área de influencia ambiental del proyecto, en condición de no intervenidas?</p>	<p><b>NO</b></p>	<p>Las áreas arqueológicas existentes en este sector: castillo de Tomabal y complejo arqueológico de Zaraq se encuentran lejos del área de intervención.</p> <p>Del mismo modo la zona presenta áreas agrícolas e infraestructuras de viviendas. Lo que define a estos sectores como áreas no protegidas, por parte del Instituto Nacional de Cultura.</p>

## B. CRITERIOS DE EVALUACIÓN

Para la identificación de los impactos cualitativos se utilizó una matriz tipo Leopold Modificada, que permite diferenciar y adaptar las acciones impactantes del proyecto; sobre los factores ambientales. Al mismo tiempo, identificar el impacto de acuerdo a su naturaleza (positivo, negativo) en las diferentes actividades y proceso de construcción del dique de encauzamiento, como se detalla:

### Fase de Construcción

**Tabla N° 33. Actividades en el proceso constructivo de los diques de encauzamiento durante la fase de construcción, para la Evaluación del Impacto ambiental.**

N°	GENERALIDADES	DESCRIPCIÓN
	<b>Obras provisionales</b>	
1	Limpieza y desbroce de vegetación	Para instalación de campamento provisional
	<b>Trabajos preliminares</b>	
1	Movilización de equipos a la obra	Equipos y maquinarias de construcción para ejecución de obra
2	Desmovilización de equipos a la obra	Equipos y maquinarias de construcción para ejecución de obra
3	Habilitación de caminos de acceso	Caminos principales de construcción, vías peatonales y vehicular
	<b>Movimiento de tierras</b>	
1	Descolmatación de cauce	Material de limpieza debe ser evacuado fuera del área de trabajo
2	Relleno semicompactado	
3	Excavación de ña	
4	Corte, perfilado y refinado de talud	
5	Relleno compactado para filtro	
	<b>Enrocado</b>	
1	Extracción, selección y acopio de roca	Uso de maquinaria pesado para la extracción y acopio de roca
2	Carguío y transporte de roca desde cantera Tomabal (D= 8.37 km) ( <b>ver plano PG-02</b> )	Uso de volquetes para transportar a obra
3	Acomodo de roca en ña de cimentación	Uso de maquinaria pesada para el acomodo de roca de cantera
4	Acomodo de roca en talud	Uso de maquinaria pesada para el acomodo de roca de cantera
	<b>Plan de manejo ambiental</b>	
1	Determinar límite del área de trabajo	Zona de trabajo con barreras para impedir paso de materiales y/o escombros
2	Evacuación de excavaciones	Material de excavación retiradas de áreas de trabajo a botaderos
3	Señalización de áreas de trabajo	Señalización de toda el área de trabajo
4	Manejo de aguas superficiales	Derivación del cauce del rio cuando se crea conveniente
5	Manejo de equipo de trabajo	Manejo y operación de equipo mecánico en la obra
6	Limpieza del lugar de trabajo	

Fuente: Elaboración propia

### **C. Descripción de impactos ambientales potenciales en la zona de proyecto**

Luego de realizar las fases de identificación y evaluación de los impactos ambientales, se presenta a continuación, la descripción de los principales impactos ambientales potenciales del proyecto durante su etapa de construcción.

#### **a) Impacto potencial Positivo**

Los cuales están enfocados principalmente a:

- **Generación de empleo**

Este impacto está referido a la generación directa de empleo, es decir, todos los puestos de trabajo que demandará la construcción de la obra. La demanda de mano de obra está conformada desde la categoría especializada hasta las categorías inferiores y no especializadas de la escala laboral; vale decir, peones y ayudantes de obra, considerando que se dará preferencia a la mano de obra local.

La ocupación de mano de obra de la zona permitirá incrementar los ingresos de los pobladores, generando mejores condiciones de accesos a los bienes y servicios. Por ende, este impacto ha sido calificado como de moderada magnitud y moderada duración, siendo además de influencia zonal.

- **Dinamización de la economía local**

El incremento en la demanda de bienes y servicios, asociado a las necesidades de abastecimiento durante el proceso constructivo de la obra, ocasionará un aumento en la dinámica comercial local; siendo más perceptible en las localidades de la zona del proyecto. De modo general, este impacto será de moderada magnitud y moderada duración, siendo además de influencia zonal, lo que determina su moderada significación ambiental.

- **Mejores condiciones de vida para los pobladores de la zona**

Considerando que se va a reducir o mitigar los desbordes ante máximas avenidas; se va a tener una mejor calidad de vida a los usuarios como son: salvaguardia de infraestructura de riego existente, protección y recuperación de terrenos agrícolas.

**b) Impacto potencial negativo**

A continuación describiremos, los tipos de impactos negativos como consecuencia de la construcción de los diques de encauzamiento entre Zaraq y Tomabal.

- **Impactos por la generación de polvo y material particulado**

Durante la fase previa a la construcción de los trabajos de la obra, las vías de acceso a zonas agrícolas o urbanas serán utilizadas para el transporte de equipos y materiales de construcción. En consecuencia, la maquinaria utilizada como: vehículos de carga, autos, camionetas etc., originará polvo y posiblemente material particulado MP10 (partículas hasta 10  $\mu\text{m}$ ) y MP2(hasta 5  $\mu\text{m}$ ); los que por sus características de contaminantes del medio aéreo podrían llegar a generar el incremento de partículas sólidos en la atmósfera.

Las partículas sólidas antes mencionadas van a ser inspirados por trabajadores de la obra o pobladores de las zonas aledañas, creando algunos problemas leves de salud; sin embargo, estas actividades son de corta duración. Cuando sea elevada las partículas de polvo en los caminos de acceso, se tendrá la responsabilidad de rociar agua en dichos caminos.

- **Impactos por ruidos**

El ruido es un sonido que a determinada intensidad y tiempo de exposición produce daños (en algunos casos irreparables) en nuestra capacidad de audición; además de otras reacciones psicológicas y fisiológicas en nuestro organismo, tales como: cansancio físico, dolores de cabeza, mareos y náuseas, tensión muscular y sordera temporal y permanente. Estas entre otras son provocadas por tránsito vehicular de maquinaria y motores.

De otro lado el ruido, generado en las zonas de la obra, es de baja intensidad; en la medida que los equipos a utilizar durante la fase de construcción no tienen decibeles elevados y el tiempo de las actividades son de corta duración.

- **Alteración de la calidad del agua del río Virú**

El posible derrame de combustible, grasa y aceite en pequeñas cantidades durante las operaciones de: colocación de piedras, excavación para la construcción e instalación del enrocado, explotación de cantera, funcionamiento de campamento etc. podría ocasionar alteración de la calidad del agua muy ligeramente.

Como medida de mitigación el ingeniero responsable del monitoreo ambiental conjuntamente con el Supervisor de la Obra serán los responsables que no sucedan casos de contaminación como los mencionados anteriormente.

- **Disposición inadecuada de residuos sólidos y líquidos domésticos**

Se entiende por residuos sólidos cualquier basura, desperdicio, lodo y otros materiales sólidos de desechos; resultantes de las actividades domiciliarias, industriales y comerciales. La gran producción de basuras domésticas, restos de mobiliario, escombros o residuos de vehículos, obliga a establecer

servicios especiales de recogida y almacenamiento de los desperdicios. Sin embargo, muchos de estos residuos se siguen vertiendo al río y a sus riberas, se acumulan en vertederos clandestinos; lo cual produce un serio impacto sobre el paisaje, la flora y la fauna del lugar.

De allí que es necesario considerar la generación de residuos sólidos como un impacto negativo en la fase de Construcción, sobretodo porque hay la manifiesta tendencia a utilizar las bolsas u otros recipientes de plástico que en última instancia contaminan el suelo y el agua básicamente. Dichos materiales serán evacuados a canchas determinados por el supervisor de Obra y el profesional que va a realizar el monitoreo ambiental.

- **Disposición inadecuada de combustibles y lubricantes, especialmente petróleo y aceite**

Los productos usados en las maquinarias y los posibles derrames de combustibles, filtros y lubricantes serán generados durante la fase de ejecución de la obra; pero dichos residuos serán dispuestos según el Plan de General de Residuos Sólidos; el cumplimiento de estas actividades estará supervisada por el Profesional ambientalista responsable.

- **Disposición inadecuada de materiales de desecho en suelos de zonas aledañas a la obra**

En la fase de construcción, se generan materiales de desecho debido a las diversas excavaciones a realizar en la obra; estas causan una contaminación relativa en el suelo, el agua y el aire. Lo ideal en estos casos sería disponer convenientemente los restos de los materiales correspondientes al movimiento de Tierras, de modo tal que no se constituyan en un problema adicional.

- **Deterioro de la salud humana por accidentes de trabajo**

La seguridad en los procedimientos de trabajo es de suma importancia, sobre todo si se trata de cuidar la salud del ser humano, el componente más valioso en una empresa. En las diferentes fases del proyecto es posible que se generen algunos accidentes de trabajo, los mismos que se evitarían, si se consideran las más elementales normas de seguridad, como por ejemplo: El uso de ropa de trabajo, botas, cascos, guantes, protectores nasobucales, orejeras y otros que tienen un fin netamente preventivo.

- **Probable perturbación a la fauna doméstica y/o silvestre (incluye peces)**

Siendo las actividades inherentes a la construcción de diques de encauzamiento: las excavaciones, remoción, cimentación, extracción de materiales de cantera, eliminación de materiales excedentes, así como la mayor presencia de trabajadores, materiales para construcción, entre otros. Estos inevitablemente provocarán la emisión de ruidos; lo que ocasionará que los animales silvestres migren parcial o temporalmente a otras áreas, debido a la perturbación de su hábitat.

Dado que estas actividades se desarrollan solamente durante la etapa constructiva, sus efectos se consideran de significancia menor. Asimismo, los trabajos de limpieza, excavación, eliminación de desmontes, se deberán ejecutar sólo en las áreas donde están proyectados las obras y donde se acondicionarán los materiales excedentes.

- **Pérdida de áreas agrícolas y pastos naturales**

Durante la etapa de construcción del proyecto no se va a requerir habilitar áreas para la instalación de campamentos de obra, depósitos de materiales excedentes, canteras de materiales, zonas de acopio, construcción de caminos de accesos a los diferentes frentes de trabajo; siendo necesario realizar el desbroce, perdiéndose una superficie muy pequeña. Se tendrá una pérdida mínima de áreas agrícolas y pastos naturales.

#### **D. Matriz de Leopold Modificada**

Finalmente; luego de la identificación y evaluación de impactos ambientales potenciales, debido a la construcción de los diques de encauzamiento, se genera la Matriz de Leopold Modificada, como se muestra:

**Tabla N° 34. Matriz de Leopold que muestra el nivel de Impacto Ambiental de las actividades realizadas en la instalación de las defensas ribereñas (diques enrocados propuestos)**

ACTIVIDADES IMPACTANTES  FACTORES AMBIENTALES IMPACTADOS	FASE DE CONSTRUCCION									SUBTOTAL
	Trabajos preliminares y obras provisionales			Movimiento de tierras			Enrocado			
	Limpieza y destrucción de vegetación	Movilización y desmovilización	Habilitación de caminos	Descolmatación de cauce	Excavación de uña	Corte, perfilado y refino de talud	Extracción, selección y acopio de roca en cantera	Cargado y transporte de rocas (D=226m)	Acomodo de roca en uña de cimentación y en talud	
<b>ACTIVIDADES MAS IMPACTANTES:</b>	-1	-1	-3	1	1	1	-1	-1	3	-1
<b>I. MEDIO FÍSICO</b>										
<b>1.1. AIRE</b>										
Nivel de polvo y calidad (partículas)	-1	-1	-1							-3
Nivel de olores										0
Emisiones por combustiones		-1	-1							-2
Humos de polvo de residuos comunes										0
<b>1.2. SUELOS</b>										
Uso Agrícola										0
Erosión				-1	-1	-1	-2	-1	-1	-7
Eliminación de cubierta	-1		-1							-2
Terraplenes y taludes										0
<b>1.3. AGUA</b>										
Calidad de Agua									-1	-1
Nivel freático									1	1
Interferencia de flujos de aguas superficiales										0
Interferencia de flujos de aguas subterráneas										0
<b>1.4. CLIMA</b>										
Regulación de temperatura										0
Vientos										0
<b>1.5. FLORA</b>										
Limpieza y destrucción de vegetación										0
Vegetación Natural			-1	-1	-1				1	-2
Humedad permanente										0
<b>1.6. FAUNA</b>										
Hábitat de especies										0
<b>1.7. PAISAJE</b>										
Cambio en la forma de relieves										0
Cambio en la estructura del paisaje	-1	-1	-1			-1			-1	-5
<b>1.8. ARQUEOLOGIA</b>										
Restos arqueológicos										0
<b>II. MEDIO SOCIO ECONOMICO</b>										
<b>2.1. POBLACION</b>										
Movimientos migratorios										0
Salud Publica			-1				-1	-1		-3
Calidad de Vida			-1				-1	-1		-3
<b>2.2. ECONOMIA</b>										
Expropiación y/o compra de terreno										0
Actividad comercial	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9
Generación de empleo	2	2	2	2	2	2	2	2	2	18
<b>2.3. INFRAESTRUCTURA</b>										
Vialidad Rural	-1	-1	1					-1		-2
Infraestructura Hidráulica									1	1

LEYENDA	
IMPACTO POSITIVO	+
IMPACTO NEGATIVO	-
IMPACTO MUY ALTO	5
IMPACTO ALTO	4
IMPACTO MEDIO	3
IMPACTO BAJO	2
IMPACTO MUY BAJO	1

**Fuente: elaboración propia**

#### **4.7.1. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA)**

El PMA del Proyecto, está orientado a exponer las medidas de mitigación y rehabilitación mediante las cuales el Proyecto se hace responsable de los impactos ambientales negativos que pudiesen producirse durante el desarrollo del mismo. Para ello, se describen a continuación las medidas de

mitigación que se adoptarán a fin de minimizar los efectos adversos que tendría el Proyecto y las acciones de rehabilitación y/o compensación que se realizarán cuando sea procedente.

### **Expectativa de generación de Empleo**

<b>Elementos causantes</b>	Falta de información a la población de la zona, respecto de la envergadura del proyecto.
<b>Objetivo de las medidas</b>	Evitar la creación de falsas expectativas
<b>Ámbito de aplicación</b>	Distrito de Virú
<b>Medidas recomendadas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se informará a la población involucrada en el área del proyecto, sobre su política de contratación de mano de obra, indicando número de puestos requeridos, requisitos mínimos para su contratación y condiciones laborales.</li> <li>• La labor informativa se llevará a cabo antes de iniciar la obra, pudiendo difundirse mediante boletines informativos y avisos publicitarios, en las radios y/o diarios de circulación local.</li> <li>• Al momento de contratar la mano de obra no calificada, se debe dar prioridad a los habitantes de los centros poblados que serán beneficiados por el proyecto.</li> </ul>

**Probable incomodidad temporal de acceso y tránsito de vehículos y/o personas**

<b>Elemento causantes</b>	Avance de las obras
<b>Objetivo de las medidas</b>	Evitar la generación de inconvenientes a la normal operación de actividades.
<b>Ámbito de aplicación</b>	Ámbito de los caminos de acceso a la obra
<b>Medidas recomendadas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se establecerán señalizaciones preventivas en el camino existente, mediante carteles (en ambos sentidos), donde indique claramente que se están ejecutando obras en el área.</li> <li>• En caso se requiera efectuar operaciones o maniobras de vehículos del proyecto, se dispondrá de los operarios de obra, para que den aviso a los conductores, sobre la restricción de acceso en ese tramo, dado que no existen caminos alternos.</li> <li>• Todos los materiales a utilizarse deben estar ubicados de tal forma que no causen incomodidad al tránsito vehicular; así como a las personas que transitan por las áreas.</li> <li>• Se delimitará claramente las áreas de trabajo, a fin que no se ocupen otras áreas adyacentes y resulten afectadas.</li> </ul>

## Leve incremento de la contaminación acústica y/o atmosférica

<b>Elementos causantes</b>	Leves descargas emisión de material particulado; así como, incremento de ruido en forma temporal, por actividades de excavación, remoción de escombros y operación de vehículos.
<b>Objetivo de las medidas</b>	Mantener los niveles de polvo, gases y ruidos dentro de los niveles aceptables.
<b>Ámbito de aplicación</b>	Zonas de trabajo de enrocado y accesos al río Virú.
<b>Medidas recomendadas</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Se exigirá el uso de silenciadores en óptimo funcionamiento, para aminorar la emisión de ruidos como consecuencia del empleo y movimiento de los vehículos.</li><li>• Se recomienda el humedecimiento diario en todas las áreas de trabajo para evitar la emisión de material particulado (polvo), durante el desarrollo de las actividades. La disposición de materiales excedentes será efectuada cuidadosamente, de manera que el material particulado originado sea mínimo.</li><li>• Está prohibido todo tipo de quemas, incluyendo la de los residuos provenientes de la remoción de vegetación. Tampoco se podrá quemar basura, plásticos, cartón, etc.</li><li>• Los materiales transportados deben ser humedecidos adecuadamente y cubiertos para evitar su dispersión.</li></ul>

## Posibilidad de ocurrencia de accidentes laborales

<b>Elementos causantes</b>	Falta de capacitación a los trabajadores sobre seguridad laboral e inadecuada implementación.
<b>Objetivo de las medidas</b>	Reducir riesgos de accidentes
<b>Ámbito de aplicación</b>	Zonas de trabajo del Proyecto
<b>Medidas recomendadas</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Es necesario capacitar al personal de obra, respecto a normas de seguridad que deben adoptar durante sus labores.</li><li>• Antes de la ejecución de la obra, se deberá dotar al personal, de los siguientes elementos de seguridad: ropa de trabajo, casco, guantes, botas, arneses y todos aquellos otros implementos que puedan necesitar para su seguridad.</li><li>• Delimitar el área de trabajo y no permitir el acceso a personas no autorizadas. Se evitará que los trabajadores se movilicen fuera del área de trabajo, sin la autorización del responsable de obras.</li><li>• Se colocarán señalizaciones y avisos preventivos de áreas no seguras, a fin de tomar las consideraciones del caso.</li></ul>

## Posible contaminación de suelos y agua

<b>Elementos causantes</b>	Fugas y/o derrames de aceites, combustibles y/o grasas; uso de fuente de
<b>Objetivo de las medidas</b>	Evitar la contaminación de los suelos y el agua.
<b>Ámbito de aplicación</b>	Zonas de trabajo (sectores de excavación e instalación de enrocados)
<b>Medidas recomendadas</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Se dispondrá de recipientes para los residuos domésticos (basura), para su traslado hacia los depósitos, existentes en la provincia de Virú.</li><li>• Además, se instalarán sistemas para la disposición de grasas y aceites. Para ello es necesario contar con recipientes herméticos para la disposición de residuos de aceites y lubricantes.</li><li>• Si se producen derrames (hidrocarburos), de inmediato se realizará su limpieza. Los suelos deben ser removidos hasta 10 cm por debajo del nivel alcanzado por la contaminación y serán eliminados en las áreas de disposición de material excedente.</li><li>• Se prohibirá que los vehículos, y herramientas de trabajo se laven en los canales y drenes existentes cercanos al trazo de la obra.</li><li>• Se dictarán charlas de educación ambiental, a los trabajadores de las obras, respecto a concientización ambiental, en la necesidad de conservación de los recursos naturales circundantes.</li></ul>

## **CAPÍTULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 5.1. CONCLUSIONES

- Con el **estudio topográfico** en el río Virú, se determinó la pendiente en las zonas antes del badén (aguas arriba) y después del badén (aguas abajo), tomando el valor de 8.5 ‰ (valor obtenido del promedio ponderado de todo en tramo del estudio), el mismo que presenta lecho estable para todo el tramo de estudio.
- Con el **estudio de suelos** realizados a 4 calicatas, se obtuvo un perfil de suelo del tipo: **Grava mal graduada (GP)**, sin finos para la muestra N° 1 y **arena mal graduada (SP)** para las demás calicatas. **La capacidad de carga admisible del terreno** fue de  $q_a = 4.14 \text{ Kg/cm}^2$ , siendo mayor al esfuerzo actuante en la estructura propuesta  $0.47 \text{ Kg/cm}^2$ .
- El **caudal máximo** de diseño fue calculado con el método de Distribución **Log Pearson Tipo III**, debido a que los datos de máximas avenidas se ajustan significativamente a esta distribución. El caudal obtenido fue de **382.95 m<sup>3</sup>/s**, para un periodo de retorno de **50 años**.
- Se realizó el **diseño Hidráulico y Estructural de 3 Diques** (1112.53 ml. en total) para el encauzamiento del río, tomando en cuenta un ancho estable de 80 m.
- Del análisis de estabilidad; se comprobó que **el dique es estable ante cargas actuantes**; debido al cumplimiento de los **factores de seguridad al volteo**  $F_v = 3.81 > 2$ , al **deslizamiento**  $F_D = 7.73 > 1.5$  y el **factor de seguridad por asentamiento**  $q_a = 4.14 \text{ Kg/cm}^2 > 0.47 \text{ Kg/cm}^2$  respectivamente.
- Se comprobó **la estabilidad de la sección del río**, mediante el **análisis de sedimentación y acarreo de materiales** aplicando el software HEC-RAS v4.1, mostrando en las secciones un margen despreciable de sedimentación y erosión de materiales propios del río.

- Se generaron **mapas de inundación** para identificar las áreas críticas y para comprobar la efectividad de los diques diseñados, mediante el modelo matemático aplicando el software HEC-RAS v4.1

## 5.2. RECOMENDACIONES

- Debido al impacto positivo que generará la construcción de los diques propuestos, se recomienda la ejecución del mismo para proteger las áreas de cultivo e infraestructura de riego aledañas a la zona de estudio, siendo de interés público y privado.
- El cálculo del coeficiente de manning (n) se realizó de forma teórica, se recomienda obtener el valor experimentalmente con estudios adecuados, para obtener un valor con mayor grado de confiabilidad.
- Luego de ejecutado el proyecto, se deberá dar mantenimiento periódico de limpieza al cauce del río, para mantener el ancho estable y así evitar problemas por sedimentación y/o erosión de material.
- Los temas tratados y el trabajo realizado en general pueden servir como referencia para proyectos similares.

## **CAPÍTULO VI**

### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

## 6.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Cerqueira Caballero, M. & Ruiz Garcia, J. TESIS (2004): “*Estudio alternativo del encauzamiento y defensa ribereña en el tramo santa rosa – puente moche del rio moche y diseño de la defensa ribereña óptima*”. Tesis para optar el grado de Ingeniero Agrícola. Universidad Nacional de Trujillo.
2. Bustamante Hernandez J. Tesis (2012): “*Estudio de encauzamiento y defensas ribereñas en el rio chancay-Lambayeque sector centro poblado “Rinconazo” Tuman*”. Tesis para optar el grado de Ingeniero Agrícola. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
3. Cisneros Chicoma A. & Prado Ribera, L. Tesis (1988): “*Estudio de encauzamiento y diseño de defensas ribereñas en el rio Reque*”. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
4. Cueva Moscol Elvis & Panta Monteza Jose. Tesis (1997): “*Estudio Definitivo de Encauzamiento y Diseño de Defensas Ribereñas en el rio Motupe - Sector Pueblo Joven el Salvador – Jayanca*”.
5. Linsley, Kohler, P. (1977): “*Hidrología para Ingenieros*” – Segunda Edición. Bogotá: Editorial Mc Graw-Hill Latinoamericana S.A.
6. *Reglamento Nacional De Edificaciones – Rne.* (2009). E050 Suelos y cimentaciones. Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
7. Carlos Cáceres Martínez (1999). “*Diccionario de hidrología y ciencias afines*”. México: Editorial Plaza y Valdéz-UNAM.
8. Dr. Geól. Miguel Auge. (2009). “*HIDROGEOLOGÍA DE LLANURAS*”. Buenos Aires. Universidad de Buenos Aires.
9. Juarez Badillo & Rico Rodriguez. (2005). *Mecánica de Suelos* Tomo I. México: Limusa Noriega Editores.
10. MSc. Ing. Roberto Campaña Toro. *Introducción a los proyectos de defensas ribereñas*. Perú: Ministerio de agricultura – Instituto Nacional de Recursos Naturales.

11. Crespo Villalaz. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* – quinta edición. México: Limusa.
12. T. William Lambe Robert V. Whitman. (2004). *Mecánica de Suelos*. México: Limusa Noriega Editores.
13. Ing. Rubén Terán A.. (1998). *Diseño y construcción de defensas Ribereñas*. Perú: Charles Sutton.
14. Juan P. Martin Vide. (2003). *Ingeniería Fluvial*. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor S.A.
15. Arturo Rocha Felices. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial* - Primera edición Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
16. Máximo Villón Béjar. (2011). *HEC-RAS - Ejemplos*. Costa Rica: Ediciones Centro de Desarrollo de Materiales Bibliográfico (CDMB).
17. Chavimochic. (2015). *Hidrografía de la cuenca del río Virú*. 06/06/2015, de P.E.C.H Sitio web:  
<http://www.chavimochic.gob.pe/portal/wfrmCuencaHidrografia.aspx>
18. Gobierno Regional. (2010). *Chavimochic en Cifras 2000-2010*. PECH- oficina de relaciones públicas, pag. 72.
19. Ven Te Chow, David R., Larry W. (1994). *Hidrología aplicada*. Primera Edición. Bogotá: Editorial Mc Graw-Hill Latinoamericana S.A.
20. Ven Te Chow, *Hidráulica de canales abiertos*. Primera Edición. Bogotá: Editorial Mc Graw-Hill Latinoamericana S.A.

# **CAPÍTULO VI**

## **ANEXOS**

**ANEXO A**

**HIDROLOGÍA**

**TABLA N° 01**  
**Maximas avenidas diarias anuales del rio Viru (m3/s)**

<b>ESTACION:</b>	<b>Huacapongo - Sifon Viru</b>
<b>N AÑOS:</b>	<b>63</b>

<b>Id</b>	<b>Año</b>	<b>Q max (m3/s)</b>
1	1950	20.80
2	1951	30.00
3	1952	50.00
4	1953	40.00
5	1954	32.00
6	1955	36.60
7	1956	88.00
8	1957	80.00
9	1958	74.00
10	1959	40.00
11	1960	128.00
12	1961	20.16
13	1962	122.50
14	1963	138.00
15	1964	19.20
16	1965	48.58
17	1966	7.78
18	1967	200.00
19	1968	12.00
20	1969	28.80
21	1970	172.80
22	1971	48.00
23	1972	200.00
24	1973	51.70
25	1974	12.80
26	1975	110.00
27	1976	15.00
28	1977	45.60
29	1978	8.00
30	1979	38.00
31	1980	15.00

<b>Id</b>	<b>Año</b>	<b>Q max (m3/s)</b>
32	1981	110.00
33	1982	10.00
34	1983	120.00
35	1984	100.00
36	1985	6.00
37	1986	15.00
38	1987	35.00
39	1988	25.60
40	1989	40.00
41	1990	7.00
42	1991	10.00
43	1992	5.60
44	1993	40.00
45	1994	16.00
46	1995	8.32
47	1996	48.00
48	1997	40.00
49	1998	380.00
50	1999	102.70
51	2000	36.26
52	2001	44.65
53	2002	35.00
54	2003	14.90
55	2004	19.50
56	2005	17.50
57	2006	40.50
58	2007	42.50
59	2008	38.50
60	2009	28.60
61	2010	14.70
62	2011	29.50
63	2012	29.00

**Fuente:** Proyecto especial **CHAVIMOCHIC**. Chavimochic en cifras (2000-2010)

**TABLA N° 02**

**Parametros estadisticos para la Distribucion Gumbel**

N°	Año	Q. Máximo Diario Anual (m3/s)	$Q - \mu_Q$	$(Q - \mu_Q)^2$
1	1950	20.80	20.80	432.64
2	1951	30.00	30.00	900.00
3	1952	50.00	50.00	2500.00
4	1953	40.00	40.00	1600.00
5	1954	32.00	32.00	1024.00
6	1955	36.60	36.60	1339.56
7	1956	88.00	88.00	7744.00
8	1957	80.00	80.00	6400.00
9	1958	74.00	74.00	5476.00
10	1959	40.00	40.00	1600.00
11	1960	128.00	128.00	16384.00
12	1961	20.16	20.16	406.43
13	1962	122.50	122.50	15006.25
14	1963	138.00	138.00	19044.00
15	1964	19.20	19.20	368.64
16	1965	48.58	48.58	2359.63
17	1966	7.78	7.78	60.47
18	1967	200.00	200.00	40000.00
19	1968	12.00	12.00	144.00
20	1969	28.80	28.80	829.44
21	1970	172.80	172.80	29859.84
22	1971	48.00	48.00	2304.00
23	1972	200.00	200.00	40000.00
24	1973	51.70	51.70	2672.89
25	1974	12.80	12.80	163.84
26	1975	110.00	110.00	12100.00
27	1976	15.00	15.00	225.00
28	1977	45.60	45.60	2079.36
29	1978	8.00	8.00	64.00
30	1979	38.00	38.00	1444.00

N°	Año	Q. Máximo Diario Anual (m3/s)	$Q - \mu_Q$	$(Q - \mu_Q)^2$
31	1980	15.00	15.00	225.00
32	1981	110.00	110.00	12100.00
33	1982	10.00	10.00	100.00
34	1983	120.00	120.00	14400.00
35	1984	100.00	100.00	10000.00
36	1985	6.00	6.00	36.00
37	1986	15.00	15.00	225.00
38	1987	35.00	35.00	1225.00
39	1988	25.60	25.60	655.36
40	1989	40.00	40.00	1600.00
41	1990	7.00	7.00	49.00
42	1991	10.00	10.00	100.00
43	1992	5.60	5.60	31.36
44	1993	40.00	40.00	1600.00
45	1994	16.00	16.00	256.00
46	1995	8.32	8.32	69.22
47	1996	48.00	48.00	2304.00
48	1997	40.00	40.00	1600.00
49	1998	380.00	380.00	144400.00
50	1999	102.70	102.70	10547.29
51	2000	36.26	36.26	1314.79
52	2001	44.65	44.65	1993.62
53	2002	35.00	35.00	1225.00
54	2003	14.90	14.90	222.01
55	2004	19.50	19.50	380.25
56	2005	17.50	17.50	306.25
57	2006	40.50	40.50	1640.25
58	2007	42.50	42.50	1806.25
59	2008	38.50	38.50	1482.25
60	2009	28.60	28.60	817.96
61	2010	14.70	14.70	216.09
62	2011	29.50	29.50	870.25
63	2012	29.00	29.00	841.00
Total	$\sum q$	3443.64		

**TABLA N° 03**  
**Análisis de bondad de ajuste a la distribución Gumbel para las máximas**  
**avenidas diarias anuales del río Virú**

Río Viru - Datos ordenados en forma creciente

Caudales Ordenados en forma Creciente	Año	Q max (m3/s)	Distribucion de Probabilidad		$\Delta$ Desviacion $F(m) - F(Q)$
			Empirica F(m)	Teorica F(Q)	
1	1992	5.60	0.015625	0.214250842	0.198625842
2	1985	6.00	0.03125	0.216973234	0.185723234
3	1990	7.00	0.046875	0.223830573	0.176955573
4	1966	7.78	0.0625	0.22920061	0.16670061
5	1978	8.00	0.078125	0.230758373	0.152633373
6	1995	8.32	0.09375	0.232989554	0.139239554
7	1982	10.00	0.109375	0.244810677	0.135435677
8	1991	10.00	0.125	0.244810677	0.119810677
9	1968	12.00	0.140625	0.259100527	0.118475527
10	1974	12.80	0.15625	0.264876294	0.108626294
11	2010	14.70	0.171875	0.278715727	0.106840727
12	2003	14.90	0.1875	0.280181739	0.092681739
13	1976	15.00	0.203125	0.280915363	0.077790363
14	1980	15.00	0.21875	0.280915363	0.062165363
15	1986	15.00	0.234375	0.280915363	0.046540363
16	1994	16.00	0.25	0.288273386	0.038273386
17	2005	17.50	0.265625	0.299378664	0.033753664
18	1964	19.20	0.28125	0.312049656	0.030799656
19	2004	19.50	0.296875	0.314293815	0.017418815
20	1961	20.16	0.3125	0.319238509	0.006738509
21	1950	20.80	0.328125	0.324042477	0.004082523
22	1988	25.60	0.34375	0.360265432	0.016515432
23	2009	28.60	0.359375	0.382966869	0.023591869
24	1969	28.80	0.375	0.384479229	0.009479229
25	2012	29.00	0.390625	0.385991314	0.004633686
26	2011	29.50	0.40625	0.389770165	0.016479835
27	1951	30.00	0.421875	0.393546771	0.028328229
28	1954	32.00	0.4375	0.408623343	0.028876657
29	1987	35.00	0.453125	0.431109555	0.022015445
30	2002	35.00	0.46875	0.431109555	0.037640445
31	2000	36.26	0.484375	0.440492542	0.043882458
32	1955	36.60	0.5	0.443017178	0.056982822
33	1979	38.00	0.515625	0.453377137	0.062247863
34	2008	38.50	0.53125	0.457062392	0.074187608
35	1953	40.00	0.546875	0.468067708	0.078807292
36	1959	40.00	0.5625	0.468067708	0.094432292
37	1989	40.00	0.578125	0.468067708	0.110057292
38	1993	40.00	0.59375	0.468067708	0.125682292
39	1997	40.00	0.609375	0.468067708	0.141307292
40	2006	40.50	0.625	0.471718401	0.153281599
41	2007	42.50	0.640625	0.486225317	0.154399683
42	2001	44.65	0.65625	0.501635277	0.154614723
43	1977	45.60	0.671875	0.508378525	0.163496475
44	1971	48.00	0.6875	0.525221579	0.162278421
45	1996	48.00	0.703125	0.525221579	0.177903421
46	1965	48.58	0.71875	0.529221043	0.189528957
47	1952	50.00	0.734375	0.539034208	0.195340792
48	1973	51.70	0.75	0.550606035	0.199393965
49	1958	74.00	0.765625	0.685804702	0.079820298
50	1957	80.00	0.78125	0.716509987	0.064740013
51	1956	88.00	0.796875	0.753691621	0.043183379
52	1984	100.00	0.8125	0.801789123	0.010710877
53	1999	102.70	0.828125	0.811417294	0.016707706
54	1975	110.00	0.84375	0.835411835	0.008338165
55	1981	110.00	0.859375	0.835411835	0.023963165
56	1983	120.00	0.875	0.863820624	0.011179376
57	1962	122.50	0.890625	0.870183686	0.020441314
58	1960	128.00	0.90625	0.88322614	0.02302386
59	1963	138.00	0.921875	0.903857767	0.018017233
60	1970	172.80	0.9375	0.951799318	0.014299318
61	1967	200.00	0.953125	0.972165401	0.019040401
62	1972	200.00	0.96875	0.972165401	0.003415401
63	1998	380.00	0.984375	0.999304617	0.014929617
<b>Suma =</b>		<b>3443.64</b>	<b>31.50</b>	<b>30.82</b>	<b>4.92</b>
<b>Parametros del Modelo</b>					
<b>Media (<math>\mu_Q</math>)</b>	<b>Desviacion estandar (<math>\sigma_Q</math>)</b>	<b>Asimetria (<math>\gamma</math>)</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	
54.66	62.34	2.93	48.61	26.61	

Fuente: Elaboracion propia

**TABLA N° 04**

**Parametros estadisticos para la Distribucion Log-Pearson Tipo III**

<b>Año</b>	<b>Q. max (m3/s)</b>	<b>Z=Log Q</b>	<b>Y= LogQ-Q0</b>	<b>Y= (LogQ-Q0)^2</b>	<b>Y= (LogQ-Q0)^3</b>
1950	20.80	1.318063335	4.336010953	18.80099098	81.52130283
1951	30.00	1.477121255	4.495068873	20.20564417	90.82576216
1952	50.00	1.698970004	4.716917622	22.24931186	104.9481712
1953	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1954	32.00	1.505149978	4.523097596	20.45841187	92.53539353
1955	36.60	1.563481085	4.581428703	20.98948896	96.16184721
1956	88.00	1.944482672	4.96243029	24.62571438	122.203391
1957	80.00	1.903089987	4.921037605	24.21661111	119.1708539
1958	74.00	1.86923172	4.887179338	23.88452188	116.7279418
1959	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1960	128.00	2.10720997	5.125157588	26.2672403	134.6237459
1961	20.16	1.304490528	4.322438146	18.68347152	80.75815001
1962	122.50	2.088136089	5.106083707	26.07209082	133.1262781
1963	138.00	2.139879086	5.157826704	26.60317631	137.2145732
1964	19.20	1.283301229	4.301248847	18.50074164	79.57629365
1965	48.58	1.68642175	4.704369368	22.13109115	104.1128273
1966	7.78	0.890756252	3.90870387	15.27796594	59.7170446
1967	200.00	2.301029996	5.318977614	28.29152285	150.4819767
1968	12.00	1.079181246	4.097128864	16.78646493	68.77630998
1969	28.80	1.459392488	4.477340106	20.04657442	89.75533165
1970	172.80	2.237543738	5.255491356	27.62018939	145.1576666
1971	48.00	1.681241237	4.699188855	22.0823759	103.7692547
1972	200.00	2.301029996	5.318977614	28.29152285	150.4819767
1973	51.70	1.713490543	4.731438161	22.38650707	105.9203739
1974	12.80	1.10720997	4.125157588	17.01692512	70.19749779
1975	110.00	2.041392685	5.059340303	25.5969243	129.5035508
1976	15.00	1.176091259	4.194038877	17.5899621	73.7729849
1977	45.60	1.658964843	4.676912461	21.87351016	102.3004922
1978	8.00	0.903089987	3.921037605	15.3745359	60.28413342
1979	38.00	1.579783597	4.597731215	21.13913232	97.19204853
1980	15.00	1.176091259	4.194038877	17.5899621	73.7729849
1981	110.00	2.041392685	5.059340303	25.5969243	129.5035508
1982	10.00	1	4.017947618	16.14390306	64.86535685
1983	120.00	2.079181246	5.097128864	25.98072266	132.4270914
1984	100.00	2	5.017947618	25.1797983	126.3509089
1985	6.00	0.77815125	3.796098868	14.41036662	54.70317641
1986	15.00	1.176091259	4.194038877	17.5899621	73.7729849
1987	35.00	1.544068044	4.562015662	20.8119869	94.94461022
1988	25.60	1.408239965	4.426187583	19.59113652	86.71404522
1989	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1990	7.00	0.84509804	3.863045658	14.92312176	57.6487007
1991	10.00	1	4.017947618	16.14390306	64.86535685
1992	5.60	0.748188027	3.766135645	14.1837777	53.41803076
1993	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1994	16.00	1.204119983	4.222067601	17.82585482	75.26196411
1995	8.32	0.920123326	3.938070944	15.50840276	61.07319031
1996	48.00	1.681241237	4.699188855	22.0823759	103.7692547
1997	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1998	380.00	2.579783597	5.597731215	31.33459475	175.4026391
1999	102.70	2.011570444	5.029518062	25.29605193	127.2269501
2000	36.26	1.5594278	4.577375418	20.95236572	95.90684377
2001	44.65	1.649821463	4.667769081	21.7880682	101.7016711
2002	35.00	1.544068044	4.562015662	20.8119869	94.94461022
2003	14.90	1.173186268	4.191133886	17.56560325	73.61979503
2004	19.50	1.290034611	4.307982229	18.55871089	79.95059671
2005	17.50	1.243038049	4.260985667	18.15599885	77.36245087
2006	40.50	1.607455023	4.625402641	21.39434959	98.95748112
2007	42.50	1.62838893	4.646336548	21.58844332	100.3071732
2008	38.50	1.58546073	4.603408348	21.19136841	97.55252225
2009	28.60	1.456366033	4.474313651	20.01948265	89.5734445
2010	14.70	1.167317335	4.185264953	17.51644272	73.31095383
2011	29.50	1.469822016	4.487769634	20.14007629	90.38402279
2012	29.00	1.462397998	4.480345616	20.07349684	89.93620355
<b>Total</b>	<b>3443.64</b>	<b>97.06</b>	<b>287.19</b>	<b>1319.73</b>	<b>6113.10</b>

Fuente: Elaboracion propia

**TABLA N° 05**  
**Análisis de bondad de ajuste a la distribución Log Pearson Tipo III para las máximas avenidas diarias**  
**anuales del río Virú**

Río Viru - Datos ordenados en forma creciente

Caudales Ordenados en forma Creciente	Año	Q. max (m3/s)	Z=Log Q	Y= LogQ-Q0	Distribucion de Probabilidad		$\Delta$ Desviacion $F(m) - F(Q)$
					$F(m) = \frac{m}{n+1}$	Teorica F(Z)	
1	1992	5.60	0.748188027	3.766135645	0.015625	0.02199918	0.006374183
2	1985	6.00	0.77815125	3.796098868	0.03125	0.02669316	0.004556839
3	1990	7.00	0.84509804	3.863045658	0.046875	0.04010893	0.006766068
4	1966	7.78	0.890756252	3.90870387	0.0625	0.05194559	0.010554412
5	1978	8.00	0.903089987	3.921037605	0.078125	0.05556041	0.022564585
6	1995	8.32	0.920123326	3.938070944	0.09375	0.06086182	0.032888185
7	1982	10.00	1	4.017947618	0.109375	0.09085386	0.018521136
8	1991	10.00	1	4.017947618	0.125	0.09085386	0.034146136
9	1968	12.00	1.079181246	4.097128864	0.140625	0.12964244	0.010982557
10	1974	12.80	1.10720997	4.125157588	0.15625	0.14564353	0.010606474
11	2010	14.70	1.167317335	4.185264953	0.171875	0.18397011	0.012095114
12	2003	14.90	1.173186268	4.191133886	0.1875	0.18800071	0.000500711
13	1976	15.00	1.176091259	4.194038877	0.203125	0.19001436	0.013110639
14	1980	15.00	1.176091259	4.194038877	0.21875	0.19001436	0.028735639
15	1986	15.00	1.176091259	4.194038877	0.234375	0.19001436	0.044360639
16	1994	16.00	1.204119983	4.222067601	0.25	0.21006576	0.039934243
17	2005	17.50	1.243038049	4.260985667	0.265625	0.23971070	0.025914303
18	1964	19.20	1.283301229	4.301248847	0.28125	0.27242698	0.008823019
19	2004	19.50	1.290034611	4.307982229	0.296875	0.27808612	0.018788878
20	1961	20.16	1.304490528	4.322438146	0.3125	0.29040552	0.022094483
21	1950	20.80	1.318063335	4.336010953	0.328125	0.30217397	0.025951031
22	1988	25.60	1.408239965	4.426187583	0.34375	0.38446490	0.040714898
23	2009	28.60	1.456366033	4.474313651	0.359375	0.43043232	0.071057316
24	1969	28.80	1.459392488	4.477340106	0.375	0.43335062	0.058350619
25	2012	29.00	1.462397998	4.480345616	0.390625	0.43625102	0.045626022
26	2011	29.50	1.469822016	4.487769634	0.40625	0.44342422	0.037174216
27	1951	30.00	1.477121255	4.495068873	0.421875	0.45048723	0.028612233
28	1954	32.00	1.505149978	4.523097596	0.4375	0.47766383	0.040163834
29	1987	35.00	1.544068044	4.562015662	0.453125	0.51535803	0.062233028
30	2002	35.00	1.544068044	4.562015662	0.46875	0.51535803	0.046608028
31	2000	36.26	1.5594278	4.577375418	0.484375	0.53015685	0.045781853
32	1955	36.60	1.563481085	4.581428703	0.5	0.53405051	0.034050507
33	1979	38.00	1.579783597	4.597731215	0.515625	0.54965128	0.034026284
34	2008	38.50	1.58546073	4.603408348	0.53125	0.55505871	0.023808712
35	1953	40.00	1.602059991	4.620007609	0.546875	0.57078184	0.023906843
36	1959	40.00	1.602059991	4.620007609	0.5625	0.57078184	0.008281843
37	1989	40.00	1.602059991	4.620007609	0.578125	0.57078184	0.007343157
38	1993	40.00	1.602059991	4.620007609	0.59375	0.57078184	0.022968157
39	1997	40.00	1.602059991	4.620007609	0.609375	0.57078184	0.038593157
40	2006	40.50	1.607455023	4.625402641	0.625	0.57586122	0.049138783
41	2007	42.50	1.62838893	4.646336548	0.640625	0.59540708	0.045217925
42	2001	44.65	1.649821463	4.667769081	0.65625	0.61511491	0.041135092
43	1977	45.60	1.658964843	4.676912461	0.671875	0.62341797	0.048457028
44	1971	48.00	1.681241237	4.699188855	0.6875	0.64335854	0.044141464
45	1996	48.00	1.681241237	4.699188855	0.703125	0.64335854	0.059766464
46	1965	48.58	1.68642175	4.704369368	0.71875	0.64793361	0.070816388
47	1952	50.00	1.698970004	4.716917622	0.734375	0.65891222	0.075462785
48	1973	51.70	1.713490543	4.731438161	0.75	0.67142626	0.078573739
49	1958	74.00	1.86923172	4.887179338	0.765625	0.79046763	0.024842627
50	1957	80.00	1.903089987	4.921037605	0.78125	0.81224458	0.03099458
51	1956	88.00	1.944482672	4.96243029	0.796875	0.83676773	0.039892727
52	1984	100.00	2	5.017947618	0.8125	0.86605613	0.053556128
53	1999	102.70	2.011570444	5.029518062	0.828125	0.87164983	0.043524831
54	1975	110.00	2.041392685	5.059340303	0.84375	0.88527720	0.041527203
55	1981	110.00	2.041392685	5.059340303	0.859375	0.88527720	0.025902203
56	1983	120.00	2.079181246	5.097128864	0.875	0.90095684	0.025956839
57	1962	122.50	2.088136089	5.106083707	0.890625	0.90442079	0.013795792
58	1960	128.00	2.10720997	5.125157588	0.90625	0.91148789	0.005237886
59	1963	138.00	2.139879086	5.157826704	0.921875	0.92264086	0.000765865
60	1970	172.80	2.237543738	5.255491356	0.9375	0.94947169	0.011971691
61	1967	200.00	2.301029996	5.318977614	0.953125	0.96239582	0.00927082
62	1972	200.00	2.301029996	5.318977614	0.96875	0.96239582	0.00635418
63	1998	380.00	2.579783597	5.597731215	0.984375	0.99131582	0.006940824
<b>Parametros del Modelo Log Pearson Tipo III</b>							
<b>Media</b>	$(\mu_z)$	<b>Desviacion estandar</b>	<b>Asimetria (<math>\gamma</math>)</b>	$\alpha$	$\beta$	$Z_0$	
1.54		0.41	0.18	122.07	0.04	-3.02	

Fuente: Elaboracion propia

**RESUMEN DE ANALISIS ESTADISTICO DE MAXIMAS AVENIDAS**

**Tesis:** DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRU ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRU – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD

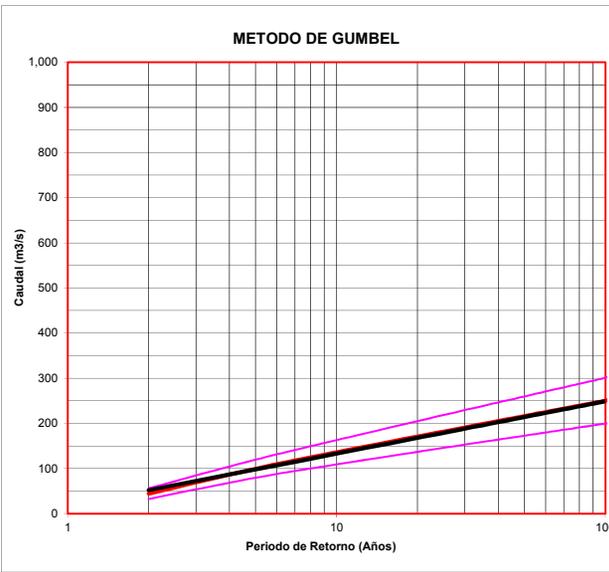
**Informacion Basica**  
 Tiempo de Retorno ( $T_R$ ) = **50.00**  
 Medicion de Caudales (Año) = **1,950**

Año	Caudal ( $Q_x$ )	$(Q_x - Q_p)^2$	$(Q_x - Q_p)^3$	$\ln(Q_x)$	$(\ln(Q_x) - Q_p)^2$	$(\ln(Q_x) - Q_p)^3$
1.950	21	1.147	-38.824	3.03	0.26	-0.13
1.951	30	608	-14.998	3.40	0.02	0.00
1.952	50	22	-101	3.91	0.13	0.05
1.953	40	215	-3.151	3.69	0.02	0.00
1.954	32	514	-11.637	3.47	0.01	0.00
1.955	37	326	-5.891	3.60	0.00	0.00
1.956	88	1.111	37.056	4.48	0.86	0.80
1.957	80	642	16.269	4.38	0.70	0.58
1.958	74	374	7.233	4.30	0.57	0.43
1.959	40	215	-3.151	3.69	0.02	0.00
1.960	128	5.379	394.462	4.85	1.70	2.22
1.961	20	1.190	-41.067	3.00	0.30	-0.16
1.962	123	4.602	312.204	4.81	1.59	2.00
1.963	138	6.945	578.822	4.93	1.90	2.63
1.964	19	1.257	-44.592	2.95	0.35	-0.21
1.965	49	37	-225	3.88	0.11	0.04
1.966	8	2.198	-103.063	2.05	2.24	-3.35
1.967	200	21.123	3.070.058	5.30	3.07	5.37
1.968	12	1.820	-77.641	2.48	1.13	-1.20
1.969	29	669	-17.296	3.36	0.03	-0.01
1.970	173	13.957	1.648.846	5.15	2.58	4.13
1.971	48	44	-296	3.87	0.10	0.03
1.972	200	21.123	3.070.058	5.30	3.07	5.37
1.973	52	9	-26	3.95	0.16	0.06
1.974	13	1.752	-73.355	2.55	1.00	-0.99
1.975	110	3.062	169.471	4.70	1.33	1.53
1.976	15	1.573	-62.386	2.71	0.70	-0.59
1.977	46	82	-744	3.82	0.07	0.02
1.978	8	2.177	-101.593	2.08	2.15	-3.16
1.979	38	278	-4.625	3.64	0.01	0.00
1.980	15	1.573	-62.386	2.71	0.70	-0.59
1.981	110	3.062	169.471	4.70	1.33	1.53
1.982	10	1.995	-89.081	2.30	1.55	-1.93
1.983	120	4.269	278.944	4.79	1.54	1.91
1.984	100	2.056	93.200	4.61	1.12	1.18
1.985	6	2.368	-115.224	1.79	3.08	-5.41
1.986	15	1.573	-62.386	2.71	0.70	-0.59
1.987	35	387	-7.600	3.56	0.00	0.00
1.988	26	845	-24.543	3.24	0.09	-0.03
1.989	40	215	-3.151	3.69	0.02	0.00
1.990	7	2.272	-108.265	1.95	2.56	-4.11
1.991	10	1.995	-89.081	2.30	1.55	-1.93
1.992	6	2.407	-118.089	1.72	3.33	-6.08
1.993	40	215	-3.151	3.69	0.02	0.00
1.994	16	1.495	-57.785	2.77	0.60	-0.47
1.995	8	2.147	-99.517	2.12	2.04	-2.92
1.996	48	44	-296	3.87	0.10	0.03
1.997	40	215	-3.151	3.69	0.02	0.00
1.998	380	105.845	34.435.663	5.94	5.73	13.70
1.999	103	2.308	110.862	4.63	1.18	1.28
2.000	36	339	-6.231	3.59	0.00	0.00
2.001	45	100	-1.003	3.80	0.06	0.02
2.002	35	387	-7.600	3.56	0.00	0.00
2.003	15	1.581	-62.860	2.70	0.72	-0.61
2.004	20	1.236	-43.468	2.97	0.33	-0.19
2.005	18	1.381	-51.317	2.86	0.47	-0.32
2.006	41	201	-2.840	3.70	0.02	0.00
2.007	43	148	-1.798	3.75	0.04	0.01
2.008	39	261	-4.221	3.65	0.01	0.00
2.009	29	679	-17.700	3.35	0.04	-0.01
2.010	15	1.597	-63.813	2.69	0.74	-0.64
2.011	30	633	-15.929	3.38	0.03	0.00
2.012	29	658	-16.897	3.37	0.03	-0.01
Suma =	3.443.64	240.938	42.648.572	223.488	55.961	9.319

PARAMETROS ESTADISTICOS			
Media ( $Q_x$ )	Desv. Estandar	Coef. Asimetria	Coef. Variacion
$Q_x$	$S_x$	$C_s$	$C_v$
54.661	62.339	2.933	1.140
$Q_y$	$S_y$	$C_{sy}$	$C_{vy}$
3.547	0.950	0.181	0.268

**DISTRIBUCION DE GUMBEL O EXTREMA TIPO I**

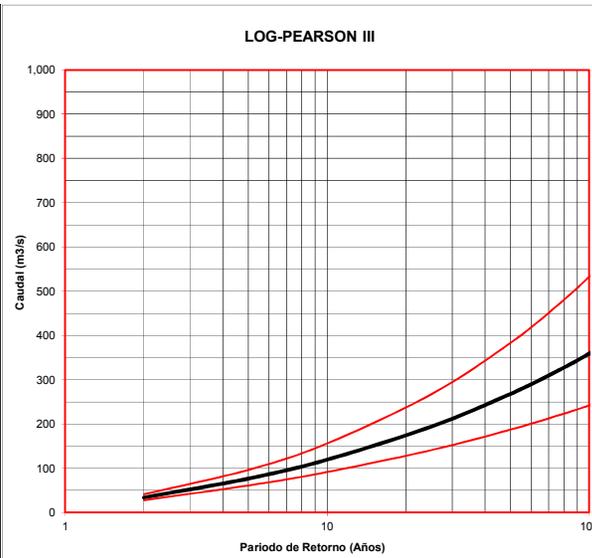
Parametros Estadísticos	
Campo Normal	
N =	63.00
$Q_x =$	54.66
$S_x =$	62.34
$C_s =$	2.93
$C_v =$	1.14
Campo Transformado	
$Q_y =$	3.55
$S_y =$	0.95
$C_{sy} =$	0.18
$C_{vy} =$	0.27
$K_t = T_R / (T_R - 1)$	
$K_t =$	1.0204
$\ln(\ln(K_t)) =$	-3.90
$K_T =$	2.59
$Q_{ESP} = Q_x + K_T S_x$	
<b><math>Q_{ESP} =</math></b>	<b>216.26</b>
Intervalo de Confianza	
172.75	259.78



$T_R$ (Años)	Probabilidad	$\ln \ln T_R / (T_R - 1)$	$K_T$	$Q_{ESP}$	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.5000	-0.3665	-0.16	44.42	32.56	56.28
5	0.2000	-1.4999	0.72	99.51	79.54	119.48
10	0.1000	-2.2504	1.30	135.99	109.01	162.96
25	0.0400	-3.1985	2.04	182.07	145.71	218.44
50	0.0200	-3.9019	2.59	216.26	172.75	259.78
75	0.0133	-4.3108	2.91	236.13	188.42	283.84
100	0.0100	-4.6001	3.14	250.20	199.51	300.89
150	0.0067	-5.0073	3.45	269.99	215.09	324.89
200	0.0050	-5.2958	3.68	284.01	226.12	341.90
300	0.0033	-5.7021	4.00	303.76	241.64	365.87
400	0.0025	-5.9902	4.22	317.76	252.65	382.87
500	0.0020	-6.2136	4.39	328.62	261.18	396.06
1000	0.0010	-6.9073	4.94	362.33	287.65	437.02

**DISTRIBUCION LOG - PEARSON III O GAMA DE TRES PARAMETROS**

Parametros Estadisticos	
Campo Normal	
N =	63.00
C <sub>S</sub> =	2.93
C <sub>v</sub> =	1.14
Campo Transformado	
Q <sub>Y</sub> =	3.55
S <sub>Y</sub> =	0.95
C <sub>SY</sub> =	0.18
K = F'(1-1/T <sub>R</sub> )	
K = F' 0.9800	
Z =	2.05
Z <sup>2</sup> -1=	3.22
Z <sup>3</sup> -6Z=	-3.66
C <sub>S</sub> /6 =	0.03
K <sub>T</sub> =	2.150
Q <sub>ESP</sub> = Exp(Q <sub>Y</sub> + K <sub>T</sub> S <sub>Y</sub> )	
<b>Q<sub>ESP</sub> = 267.65</b>	
Intervalo de Confianza	
187.07	382.95
Factor de Frecuencia	



$$K_T = Z + (Z^2-1) (C_S/6) + (1/3) (Z^3 - 6Z) (C_S/6)^2 - (Z^2-1) (C_S/6)^3 + Z (C_S/6)^4 + (1/3) (C_S/6)^5$$

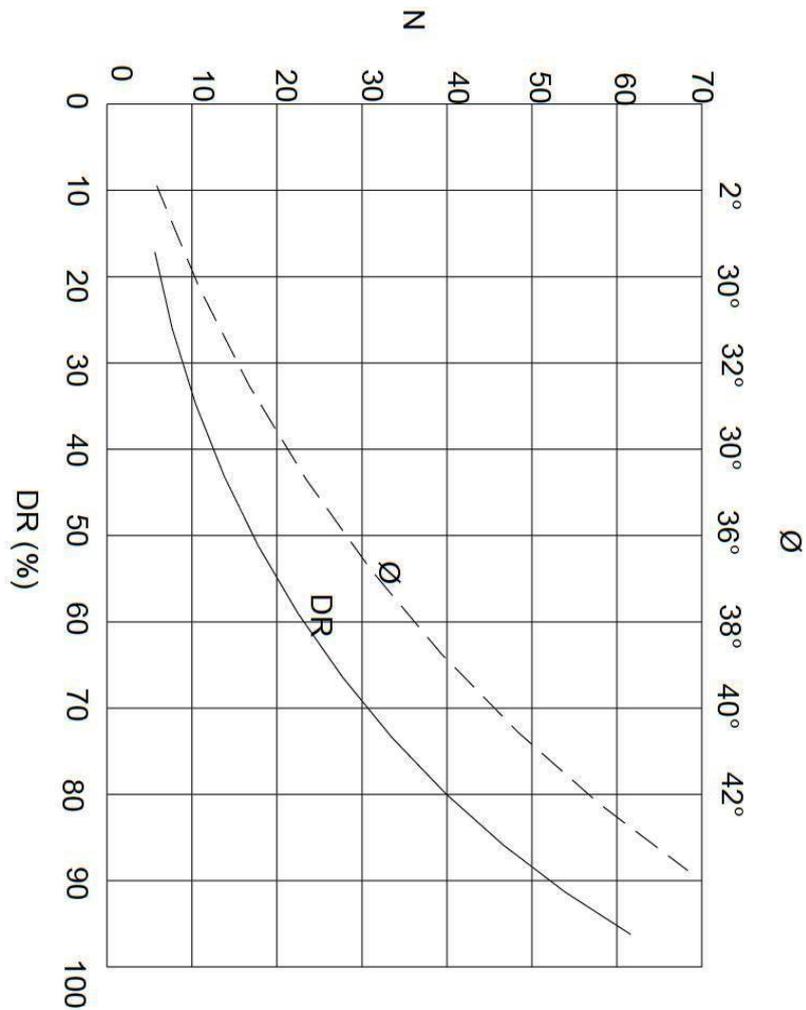
T <sub>R</sub> (Años)	Probabilidad	Z	K <sub>T</sub>	Q <sub>ESP</sub>	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.5000	0.0000	-0.0301	33.74	27.71	41.09
5	0.2000	0.8416	0.8315	76.51	60.89	96.14
10	0.1000	1.2816	1.2992	119.31	91.32	155.88
25	0.0400	1.7507	1.8114	194.09	140.95	267.27
<b>50</b>	<b>0.0200</b>	<b>2.0537</b>	<b>2.1496</b>	<b>267.65</b>	<b>187.07</b>	<b>382.95</b>
75	0.0133	2.2164	2.3336	318.76	218.01	466.05
100	0.0100	2.3263	2.4589	359.07	241.93	532.95
150	0.0067	2.4747	2.6293	422.16	278.60	639.72
200	0.0050	2.5758	2.7462	471.75	306.87	725.21
300	0.0033	2.7131	2.9059	549.05	350.12	861.00
400	0.0025	2.8070	3.0160	609.59	383.39	969.25
500	0.0020	2.8782	3.0997	660.05	410.75	1,060.65
1000	0.0010	3.0902	3.3513	838.24	505.18	1,390.88

**ANEXO B**

**SUELOS**

**FIGURA N° 01**

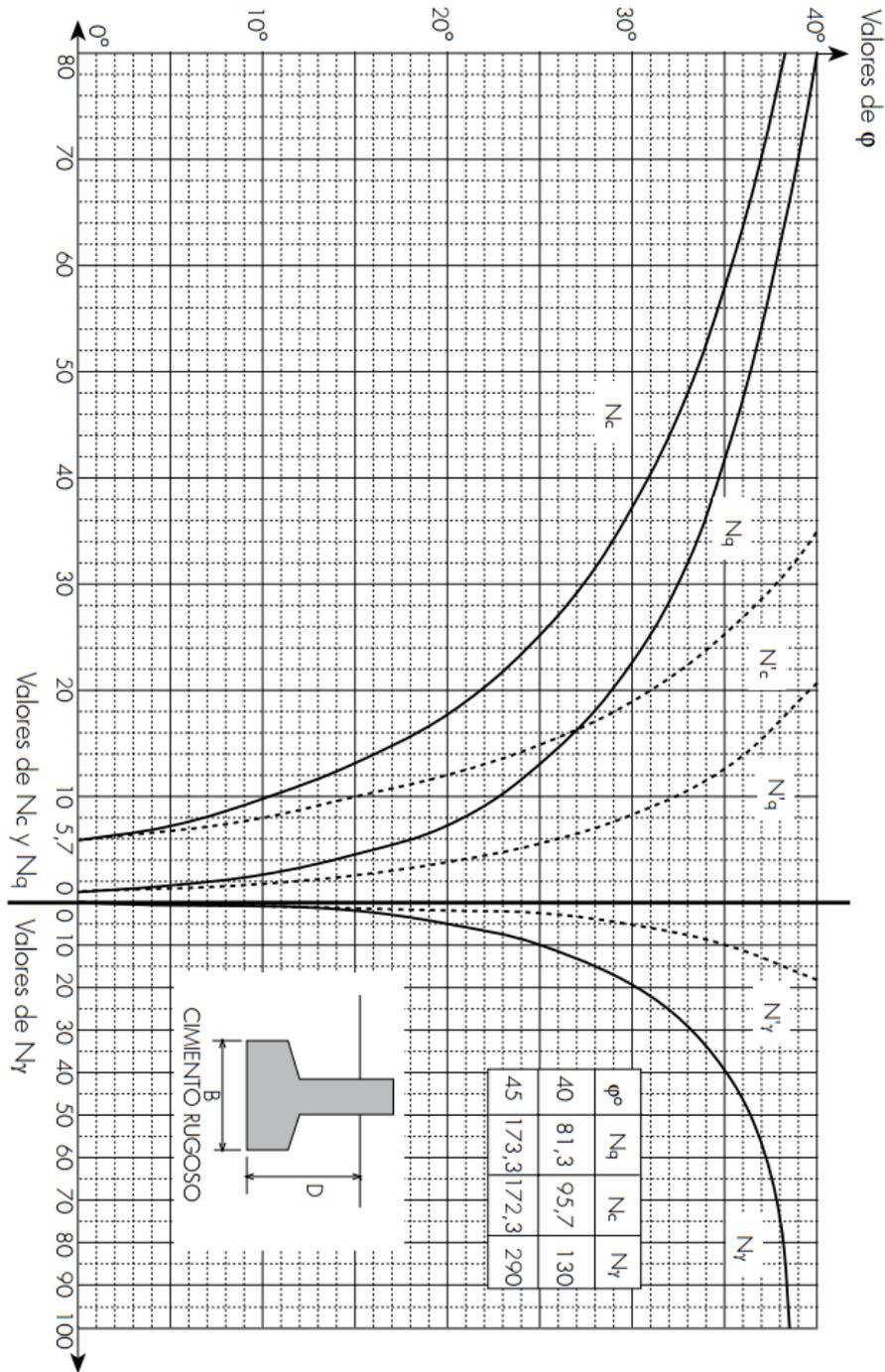
**Correlaciones entre el Numero N de la prueba de penetración normal con la densidad relativa (N-Dr) y con el ángulo de fricción interna (N- $\phi$ )**



**Fuente: figura tomada del curso “Diseño de cimentaciones superficiales” dictado por el Dr. Jorge E. Alva Hurtado, Sección de Post-Grado de la Universidad Nacional de Ingeniería.**

FIGURA N° 02

Abaco resumen de los trabajos de Prandtl, Reissner y Terzaghi para determinar los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  en función del ángulo de fricción interna del material  $\phi$



Fuente: figura tomada del curso “Diseño de cimentaciones superficiales” dictado por el Dr. Jorge E. Alva Hurtado, Sección de Post-Grado de la Universidad Nacional de Ingeniería.

**TABLA N° 01**

**Influencia de la angulosidad y de la granulometría sobre el ángulo de fricción máximo del suelo**

Forma	Granulometría	Grado de Compacidad	
		Suelta	Compacta
Redondeada	Uniforme	30°	37°
Redondeada	Bien graduada	34°	40°
Angulosa	Uniforme	35°	43°
Angulosa	Bien graduada	39°	45°

**Fuente: Sowers y Sowers**

**TABLA N° 02**

**Relación aproximada entre el Numero N de la prueba de penetración normal, la compacidad relativa, el ángulo de fricción interna y la resistencia axial no confinada en suelos Granulares**

Ncorr	En arenas		Ø ángulo de fricción interna	E Kg/cm2
	Descripción	Compacidad relativa		
0-4	Muy floja	0 – 15 %	28°	3
5-10	Floja	16 – 35 %	28 - 30	30
11-30	Media	36 - 65 %	30 - 36	45 - 90
31-50	Densa	66 – 85 %	36 - 41	90 - 200
> 50	Muy densa	86 – 100 %	>41	>200

**Fuente: Tabla presentada en Libro de mecánica de suelos, Crespo Villalaz**

**TABLA N° 03**

**Pesos volumétricos, aproximados en suelos naturales**

Suelos húmedos	1,760 Kg/m <sup>3</sup>
Arcillas medias o duras	1,920 Kg/m <sup>3</sup>
Tierras saturadas	2,100 Kg/m <sup>3</sup>
Tierras sumergidas	1,100 Kg/m <sup>3</sup>
Arcillas suaves	1,600 Kg/m <sup>3</sup>

**TABLA N° 04**

**Pesos volumétricos, aproximados secos máximos**

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Bien graduado</b>	<b>Mal graduado</b>
Arenas con limos	1,920 Kg/m <sup>3</sup>	1,680 Kg/m <sup>3</sup>
Arenas con arcillas	1,920 Kg/m <sup>3</sup>	1,680 Kg/m <sup>3</sup>
Arenas	1,920 Kg/m <sup>3</sup>	1,760 Kg/m <sup>3</sup>
Gravas	2,080 Kg/m <sup>3</sup>	1,840 Kg/m <sup>3</sup>
Limos inorgánicos		1,600 Kg/m <sup>3</sup>
Limos orgánicos		1,350 Kg/m <sup>3</sup>

**TABLA N° 05**

**Valor crítico de arrastre necesario para materiales depositados  
en el lecho del río**

<b>Materiales</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Tc (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
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	16.00– 24.00

**Fuente: Arquitectura Hidraulica A. Shoklitsch**

**TABLA N° 06**

**Valores tipo para angulo de friccion interna, obtenidos a partir de ensayos de corte, en diversos tipos de roca y suelo (hoek y bray)**

TIPO		MATERIAL	PESO ESPECIFICO (Tn/m3)	ANGULO DE FRICCION	
				MATERIAL	GRADOS
NO COHESIVO	ARENA	Gruesa y seca	1.44	-Compacta, bien graduada, uniforme	40-45
		Fina y seca	1.60	-Uniforme, gruesa, arena fina o suelta	35-40
		Húmeda	1.84	-Arena bien suelta graduada	35-40
		Muy húmeda	1.92	-Arena fina seca	30-35
	GRAVA	Común mixta	1.76	-Común mixta	35-40
		Fluvial	2.24	-Grava	40
		Suelta	1.84	-Compacta arenosa	40-45
		Arenosa	1.92	-Suelta arenosa	35-40
	ROCA SUELTA	Granito	1.60-2.00	-Pieda partida en fragmentos	35-45
		Basalto	1.76-2.24	-Yeso fragmentado	35-45
		Calcárea	1.28-1.92		
		Yeso	1.00-1.28		
COHESIVO	ARCILLA	Seca	1.76	-Bloques de arcilla seca	30
		Húmeda	1.84	-Bloques de arcilla húmeda	40
		Saturada	1.92	-Arcilla compacta	10-20
		marga arenosa	1.60	-Arcilla blanda	5-7
		Marga	1.76	-Material calcáreo de zona de deslizamineto	20-27
		Con grava	2.00	-Material de falla	14-22
	COBERTURA	Suelo superficial	1.36		
		Suelo seco	1.44	-Suelo de Cobertura	30-35
		Suelo húmedo	1.60		
		Suelo saturado	1.68		
	MACIZO ROCOSO	Granito	2.61	-Granito	30-50
		Cuarcita	2.61	-Cuarcita	30-45
		Arenisca	1.95	-Arenisca	30-45
		Caliza	3.17	-Caliza	30-50
Pórfido		2.58	-Pórfido	30-40	
Yeso		1.76	-Yeso	30-40	

**Fuente: Rubén Terán 1998**

**TABLA N° 07****Taludes recomendados**

<b>Tipo de Material</b>	<b>Talud (Z)</b>
Suelos turbosos coloidales	0.25:1
Suelos arcillosos pesados	0.50:1
Tierra cubierta con piedras	1.00:1
Canales en tierra	1.50:1
Suelos arenosos	2.00:1

**TABLA N° 08****Peso específico según tipo de rocas**

<b>Tipo de Roca</b>	<b>Peso específico <math>\gamma</math></b>
Basalto	2.9
Granito	2.6
Caliza compactada	2.6
Traquita	2.5
Canto rodado	2.4
Arenisca	2.3
Caliza tierna	2.2
Toba	1.7

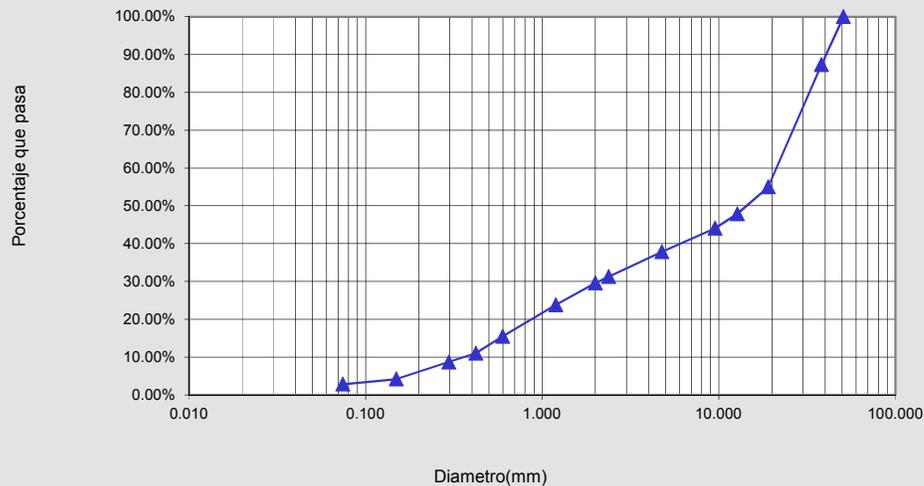


ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

<b>Hecho por:</b> Tesista Bach. ESPINOZA RUIZ, LUIS FERNANDO Tesista Bach. TORRES SANDOVAL, JUAN CARLOS							
<b>Proyecto:</b> "DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"							
<b>CLASE DE SUELO :</b> Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos							
<b>Muestra:</b> C-1	<b>finos o sin finos.</b> Prof (m) : 1.85						
Peso Original (gr)	3553.30	Especificación B					
Pérd. por lavado(gr)	100.90	Límites					
Peso Tamizado (gr)	3452.40	Superior	Inferior				
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
1 1/2"	38.100	450.70	12.68%	12.68%	87.32%		
3/4"	19.050	1149.30	32.34%	45.03%	54.97%		
1/2"	12.700	253.30	7.13%	52.16%	47.84%		
3/8"	9.525	133.50	3.76%	55.91%	44.09%		
No 4	4.760	222.90	6.27%	62.19%	37.81%		
No 8	2.381	230.80	6.50%	68.68%	31.32%		
No 10	2.000	61.00	1.72%	70.40%	29.60%	<b>D90=</b>	<b>40.79</b>
No 16	1.191	207.30	5.83%	76.23%	23.77%	<b>D60=</b>	<b>22.01</b>
No 30	0.595	294.40	8.29%	84.52%	15.48%	<b>D50=</b>	<b>14.62</b>
No 40	0.420	159.70	4.49%	89.01%	10.99%	<b>D30=</b>	<b>2.09</b>
No 50	0.296	81.40	2.29%	91.30%	8.70%	<b>D10=</b>	<b>0.37</b>
No 100	0.149	159.20	4.48%	95.78%	4.22%	<b>Cu=</b>	<b>60.05</b>
No 200	0.074	48.90	1.38%	97.16%	2.84%	<b>Cc=</b>	<b>0.54</b>
Plato		100.90	2.84%	100.00%	0.00%	<b>LL(%) =</b>	<b>NP</b>
Sumatoria		3553.30	100.00%	w (%)		<b>LP(%) =</b>	<b>NP</b>
<b>SUCS</b>		<b>GP</b>		11.675		<b>IP(%) =</b>	<b>NP</b>

CURVA GRANULOMETRICA



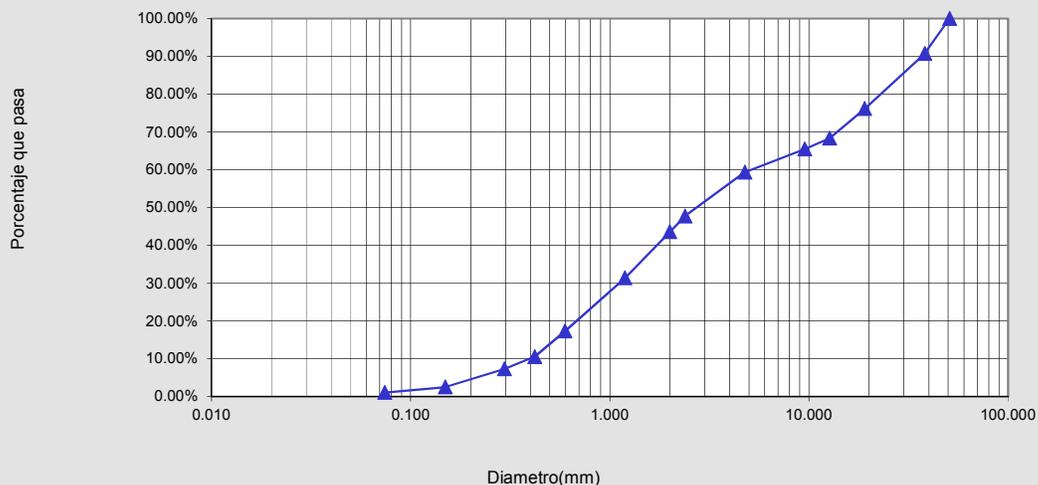


ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

<b>Hecho por:</b> Tesista Bach. ESPINOZA RUIZ, LUIS FERNANDO Tesista Bach. TORRES SANDOVAL, JUAN CARLOS							
<b>Proyecto:</b> "DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"							
<b>CLASE DE SUELO :</b> Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos							
<b>Muestra:</b> C-2		o sin finos.				<b>Prof (m) :</b> 2.00	
Peso Original (gr)		2998.70				Especificación B	
Pérd. por lavado(gr)		32.80				Límites	
Peso Tamizado (gr)		2965.90				Superior Inferior	
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
1 1/2"	38.100	278.50	9.29%	9.29%	90.71%		
3/4"	19.050	435.90	14.54%	23.82%	76.18%		
1/2"	12.700	235.70	7.86%	31.68%	68.32%		
3/8"	9.525	85.40	2.85%	34.53%	65.47%		
No 4	4.760	184.40	6.15%	40.68%	59.32%		
No 8	2.381	348.60	11.63%	52.31%	47.69%		
No 10	2.000	122.00	4.07%	56.37%	43.63%	<b>D90=</b>	<b>37.17</b>
No 16	1.191	367.00	12.24%	68.61%	31.39%	<b>D60=</b>	<b>5.29</b>
No 30	0.595	421.00	14.04%	82.65%	17.35%	<b>D50=</b>	<b>2.85</b>
No 40	0.420	203.10	6.77%	89.43%	10.57%	<b>D30=</b>	<b>1.13</b>
No 50	0.296	96.40	3.21%	92.64%	7.36%	<b>D10=</b>	<b>0.40</b>
No 100	0.149	144.60	4.82%	97.46%	2.54%	<b>Cu=</b>	<b>13.29</b>
No 200	0.074	43.30	1.44%	98.91%	1.09%	<b>Cc=</b>	<b>0.61</b>
Plato		32.80	1.09%	100.00%	0.00%	<b>LL(%) =</b>	<b>NP</b>
Sumatoria		2998.70	100.00%	w (%)		<b>LP(%) =</b>	<b>NP</b>
<b>SUCS</b>		<b>SP</b>		11.690		<b>IP(%) =</b>	<b>NP</b>

CURVA GRANULOMETRICA



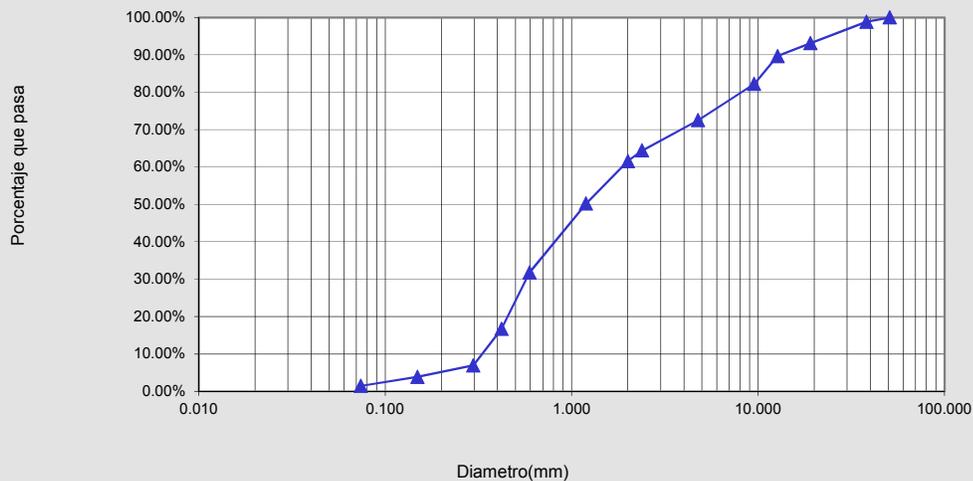


ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

<b>Hecho por:</b> Tesista Bach. ESPINOZA RUIZ, LUIS FERNANDO Tesista Bach. TORRES SANDOVAL, JUAN CARLOS							
<b>Proyecto:</b> “DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”							
<b>CLASE DE SUELO :</b> Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos							
<b>Muestra:</b> C-3		o sin finos.				<b>Prof (m) :</b> 2.00	
Peso Original (gr)		1482.20				Especificación B	
Pérd. por lavado(gr)		21.50				Límites	
Peso Tamizado (gr)		1460.70				Superior Inferior	
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
1 1/2"	38.100	16.90	1.14%	1.14%	98.86%		
3/4"	19.050	84.90	5.73%	6.87%	93.13%		
1/2"	12.700	51.10	3.45%	10.32%	89.68%		
3/8"	9.525	111.00	7.49%	17.80%	82.20%		
No 4	4.760	143.50	9.68%	27.49%	72.51%		
No 8	2.381	120.00	8.10%	35.58%	64.42%		
No 10	2.000	41.90	2.83%	38.41%	61.59%	<b>D90=</b>	<b>13.28</b>
No 16	1.191	169.00	11.40%	49.81%	50.19%	<b>D60=</b>	<b>1.89</b>
No 30	0.595	272.90	18.41%	68.22%	31.78%	<b>D50=</b>	<b>1.18</b>
No 40	0.420	223.50	15.08%	83.30%	16.70%	<b>D30=</b>	<b>0.57</b>
No 50	0.296	145.00	9.78%	93.08%	6.92%	<b>D10=</b>	<b>0.34</b>
No 100	0.149	45.40	3.06%	96.15%	3.85%	<b>Cu=</b>	<b>5.63</b>
No 200	0.074	35.60	2.40%	98.55%	1.45%	<b>Cc=</b>	<b>0.52</b>
Plato		21.50	1.45%	100.00%	0.00%	<b>LL(%) =</b>	<b>NP</b>
Sumatoria		1482.20	100.00%	w (%)		<b>LP(%) =</b>	<b>NP</b>
<b>SUCS</b>		<b>SP</b>		18.000		<b>IP(%) =</b>	<b>NP</b>

CURVA GRANULOMETRICA



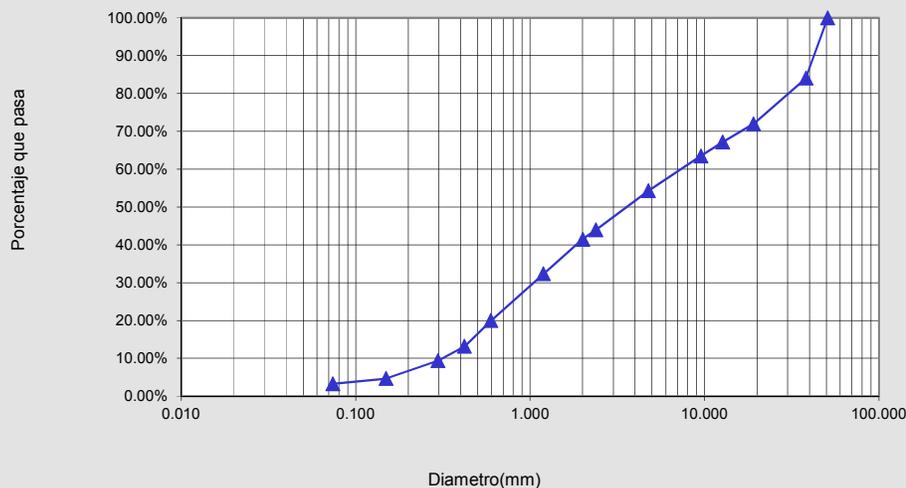


ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

<b>Hecho por:</b> Tesista Bach. ESPINOZA RUIZ, LUIS FERNANDO Tesista Bach. TORRES SANDOVAL, JUAN CARLOS							
<b>Proyecto:</b> "DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"							
<b>CLASE DE SUELO :</b> Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos							
<b>Muestra:</b> C-4		o sin finos.				<b>Prof (m) :</b> 2.00	
Peso Original (gr)		3250.80				Especificación B	
Pérd. por lavado(gr)		105.90				Límites	
Peso Tamizado (gr)		3144.90				Superior Inferior	
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%		
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	%	%
						Pasa	Pasa
2"	50.800	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
1 1/2"	38.100	518.00	15.93%	15.93%	84.07%		
3/4"	19.050	393.20	12.10%	28.03%	71.97%		
1/2"	12.700	155.40	4.78%	32.81%	67.19%		
3/8"	9.525	120.20	3.70%	36.51%	63.49%		
No 4	4.760	299.80	9.22%	45.73%	54.27%		
No 8	2.381	336.90	10.36%	56.09%	43.91%		
No 10	2.000	79.60	2.45%	58.54%	41.46%	<b>D90=</b>	<b>42.83</b>
No 16	1.191	296.20	9.11%	67.65%	32.35%	<b>D60=</b>	<b>7.72</b>
No 30	0.595	402.20	12.37%	80.03%	19.97%	<b>D50=</b>	<b>3.78</b>
No 40	0.420	221.30	6.81%	86.83%	13.17%	<b>D30=</b>	<b>1.08</b>
No 50	0.296	123.60	3.80%	90.64%	9.36%	<b>D10=</b>	<b>0.32</b>
No 100	0.149	152.80	4.70%	95.34%	4.66%	<b>Cu=</b>	<b>24.38</b>
No 200	0.074	45.70	1.41%	96.74%	3.26%	<b>Cc=</b>	<b>0.48</b>
Plato		105.90	3.26%	100.00%	0.00%	<b>LL(%) =</b>	<b>NP</b>
Sumatoria		3250.80	100.00%	w (%)		<b>LP(%) =</b>	<b>NP</b>
<b>SUCS</b>		<b>SP</b>		18.010		<b>IP(%) =</b>	<b>NP</b>

CURVA GRANULOMETRICA





ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

## DENSIDAD RELATIVA CONTROL DE COMPACTACION

<b>Hecho por:</b>	<b>Tesista Bach. ESPINOZA RUIZ, LUIS FERNANDO</b> <b>Tesista Bach. TORRES SANDOVAL, JUAN CARLOS</b>
<b>Proyecto:</b>	<b>“DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”</b>

### 1. CALCULO DEL PESO ESPECIFICO HUMEDO

No	Pesos	Total ( g )
1	Peso Bidon Vacio	807.8
2	Peso bidon + agua	19142.8
3	Peso bidon + agua ( sobrante )	7251.6
4	Volumen de Hoyo de analisis ( 2 - 3 )	11891.2
5	Peso de bolsa vacia ( traslado de muestr	37.5
6	Peso de muestra+bolsa	23903.8
7	Peso de Muestra ( 6- 5)	23866.3
	$\gamma_{campo} ( 7 / 4 ) \text{ g/cm}^3$	<b>2.01</b>

### 1. CALCULO DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

No	Pesos	Total ( g )
1	Peso frasco + suelo humedo	466.8
2	Peso frasco + suelo seco	407.4
3	Peso de agua contenida (1-2)	65.5
4	Peso frasco	43.9
5	Peso suelo seco (2-4)	363.5
6	Contenido de Humedad $w\%=(3/5)*100$	18.01

## 2. CALCULO DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA

<b>Calicata</b>		<b>C-03</b>	
<b>Material:</b>		De: 0 a 2 mts.	
Peso Inicial Muestra(suelo seco) =		60.3	--
Peso fiola =		95.1	--
Peso fiola + agua =		343.3	--
Peso Frasco + Muestra =		155.4	--
Peso fiola + Muestra + Agua =		381.9	--
<b>Gs =</b>		<b>2.779</b>	<b>--</b>
<b>Gs promedio=</b>		<b>2.779</b>	

## 3. CALCULO DE LA DENSIDAD MINIMA (SUELTA)

No	Pesos	M-01
1	Peso molde normalizado +suelo seco (g) =	9428.8
2	Peso molde (g)=	6122.8
3	Volumen molde normalizado ( cm3 )=	2124
4	Peso específico suelto ( g/cm3 )=	1.56

## 4. ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO

Se utilizo el ensayo de Proctor Modificado, Cuyos resultados se muestran mas adelante.



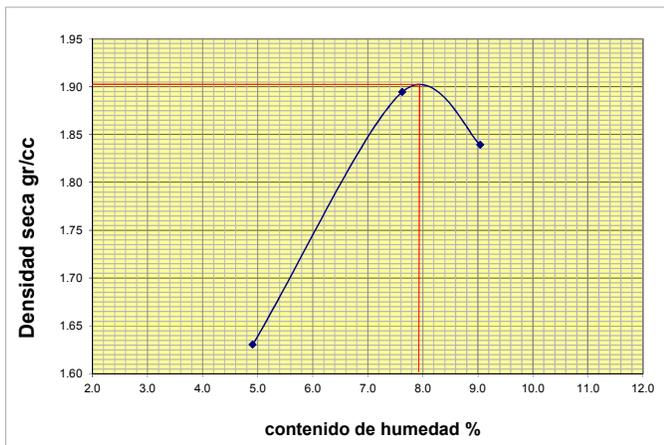
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

## ENSAYO DE COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO N.T.P. 339.141

<b>Hecho por:</b>	Tesista Bach. ESPINOZA RUIZ, LUIS FERNANDO Tesista Bach. TORRES SANDOVAL, JUAN CARLOS
<b>Proyecto:</b>	"DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"

N° DE ENSAYO	1	2	3
Peso molde+Suelo Húmedo (gr)	6437.00	7135.00	7064.00
Peso del Molde (gr)	2804.00	2804.00	2804.00
Peso Suelo Húmedo (gr)	3633.00	4331.00	4260.00
Volúmen del molde (cc)	2124.00	2124.00	2124.00
<b>Densidad Suelo humedo (gr/cc)</b>	<b>1.710</b>	<b>2.039</b>	<b>2.006</b>

Número de Tarro	1	2	3	4	5	6
<b>Cantidad de H<sub>2</sub>O agregada</b>	<b>4%</b>		<b>6%</b>		<b>8%</b>	
Peso Tarro +Suelo humedo (gr)	153.40	144.70	142.20	147.80	144.80	143.90
Peso Tarro + Suelo Seco (gr)	147.80	139.80	134.40	140.10	136.10	135.10
Peso Tarro (gr)	35.40	38.50	35.60	35.50	39.20	38.50
Peso del agua	5.60	4.90	7.80	7.70	8.70	8.80
Peso de suelo seco	112.40	101.30	98.80	104.60	96.90	96.60
Humedad (%)	5.0	4.8	7.9	7.4	9.0	9.1
<b>Humedad promedio (%)</b>	<b>4.910</b>		<b>7.628</b>		<b>9.044</b>	
<b>Densidad Seca (gr/cc)</b>	<b>1.630</b>		<b>1.895</b>		<b>1.839</b>	



METODO	C
NUMERO DE CAPAS	5
NUMERO DE GOLPES	56
DSM (gr./cm <sup>3</sup> )	1.90
OCH (%)	7.94

DATOS DEL MOLDE	
N°:	1
PESO(gr):	2804
VOLUMEN(cm <sup>3</sup> ):	2124.0

5.- **CALCULO DE LA RELACION DE VACIOS Y LA DENSIDAD RELATIVA**

$\gamma_{suelto}$	1.56
$\gamma_{compactado}$	1.90
$\gamma_{campo}$	2.01

( 1 ) Gravedad especifica(Gs)	2.78
( 2 ) $e_{max} = \left( \frac{G_s}{\gamma_{suelto}} \right) - 1$	0.78
( 3 ) $e_{min} = \left( \frac{G_s}{\gamma_{compactado}} \right) - 1$	0.46
( 4 ) $e_{campo} = \left( \frac{G_s}{\gamma_{campo}} \right) - 1$	0.63
$D_r = \frac{e_{max} - e_{campo}}{e_{max} - e_{min}} * 100$	<b>46.99</b>

**CALCULO DEL PESO ESPECIFICO SECO**

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{campo}}{1+w\%}$$

$$\gamma_d = \frac{2.01}{1+0.18011} = 1.703 \text{ Tn/m}^3$$



## GRAVEDAD ESPECIFICA DE SOLIDOS (NTP 339.131)

DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRU  
ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRU – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD

Calicata	C-01		C-02		C-03		C-04	
Material:	De: 0.00 a 1.85 mts.		De: 0 a 2 mts.		De: 0 a 2 mts.		De: 0 a 2 mts.	
Peso Inicial Muestra =	60.0	--	61.3	--	60.3	--	60.2	--
Peso Frasco volumetrico =	97.4	--	100.7	--	95.1	--	90.9	--
Peso Frasco + Agua =	341.7	--	344.6	--	343.3	--	339.2	--
Peso Frasco + Muestra =	157.4	--	162.0	--	155.4	--	151.1	--
Peso Frasco + Muestra + Agua =	380.1	--	383.8	--	381.9	--	378.1	--
<b>Gs =</b>	<b>2.778</b>	--	<b>2.774</b>	--	<b>2.779</b>	--	<b>2.826</b>	--
<b>Gs promedio=</b>	<b>2.78</b>							

## **ANEXO C**

# **HOJAS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES**

## CALCULO HIDRÁULICO

### SECCIÓN ESTABLE O AMPLITUD DE CAUCE ( B )

Proyecto : "DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRU ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRU – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"

Q DISEÑO (m <sup>3</sup> /seg)	MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON			MÉTODO DE ALTUNIN - MANNING			MÉTODO DE BLENCH		
	B = K <sub>1</sub> Q <sup>1/2</sup>			B = (Q <sup>1/2</sup> / S <sup>1/5</sup> ) (n K <sup>5/3</sup> ) <sup>3/(3+5m)</sup>			B = 1.81(Q F <sub>b</sub> /F <sub>s</sub> ) <sup>1/2</sup>		
382.95	Condiciones de Fondo de río	K <sub>1</sub>	B (m)	Valores rugosidad de Manning (n)		B (m)	Factores		B (m)
	Fondo y orillas de grava	2.9	56.75	Descripción	n	64.43	Factor de Fondo	F <sub>b</sub>	122.70
Cauces de río con acarreo irregular = 0.030 - 0.029				0.03	Material Grueso		1.2		
MÉTODO DE PETTIS			Descripción	K				Factor de Orilla	
0.00850	B = 4.44 Q <sup>0.5</sup>			Material aluvial = 8 a 12	12		Materiales sueltos		
B (m)			Coeficiente de Tipo de Río		86.89				
86.89			Descripción	m		1			
			Para cauces aluviales						

#### RESUMEN :

MÉTODO	B (m)
MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON	56.75
MÉTODO DE PETTIS	86.89
MÉTODO DE ALTUNIN - MANNING	64.43
MÉTODO DE BLENCH	122.70
RECOMENDACIÓN PRACTICA	70.00
=====> PROMEDIO B :	80.15
=====> SE ADOPTA B :	80.00

## CALCULO HIDRÁULICO SECTOR :Zaraque - Tomabal

CALCULO DEL TIRANTE MÉTODO DE MANNING - STRICKLER (B > 30 M) $t = ((Q / (Ks * B * S^{1/2}))^{3/5}$ <span style="float: right;">t (m)</span>		
Valores para Ks para Cauces Naturales (Inversa de n)		
Descripción	Ks	
Cauces de río con acarreo irregular = 33 - 35	33	1.31
Caudal de Diseño (m <sup>3</sup> /seg)		
Q = 382.95		
Ancho Estable - Plantilla (m)		
B = 80.00		
Pendiente del Tramo de estudio		
S = 0.00850		

**Formula de Manning : Velocidad Media (m/s) >>>>>  $V = R^{2/3} * S^{1/2} / n$**

Radio Hidráulico >>> R = A / P >>>>>>>		R :	Pendiente de Fondo >>> S	
Tirante medio (y)	Taluz de Borde (Z)	1.26	S = 0.00850	
y = 1.31	Z = 2		Coeficiente de Rugosidad de Manning	
Ancho de Equilibrio (B)			Descripción	n
B = 80.00			Cauces de río con acarreo irregular = 0.030 - 0.029	0.030
Área (m2)		Perímetro (m)		
A = 108.2		P = 85.86		

>>>>>>> **V = 3.59 m/seg**  
3.833486585

Numero de Froude :  $F = V / (g * y)^{1/2}$

Velocidad media de la corriente (m/s)	Aceleración de la Gravedad	Profundidad Hidráulica Media = Área Mojada / Ancho Superficial:		Froude (F)
V = 3.59	g = 9.81	$y = A / B >>>$	y = 1.35	0.98

**Tipo de Flujo : FLUJO SUBCRITICO**

Calculo de la Altura de Dique >>>>>>>

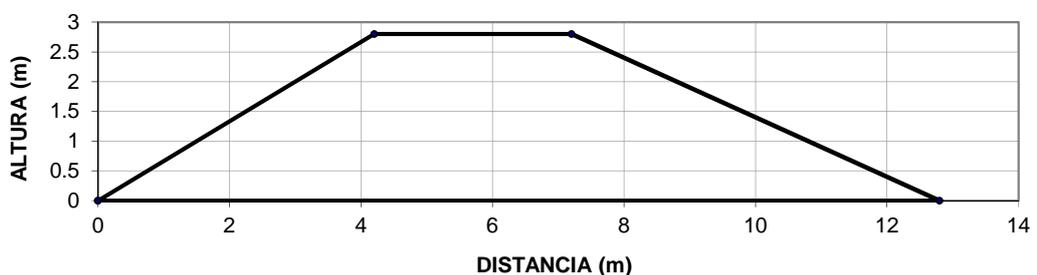
Bordo Libre (BL) = $\phi e$					ALTURA DE MURO (H <sub>D</sub> )	
Caudal máximo m <sup>3</sup> /s	$\phi$	$\phi$	$e = V^2/2g$	BL	$H_M = y + BL$	
3000.00	4000.00	2	1.1	0.66	0.72	y : Tirante de diseño (m)
2000.00	3000.00	1.7				y = 1.31
1000.00	2000.00	1.4				>>>>> H <sub>M</sub> = 2.03
500.00	1000.00	1.2				Por Procesos Constructivos
100.00	500.00	1.1				>>>>> H <sub>M</sub> = 2.10

**Caudal de Diseño (m<sup>3</sup>/seg) : 382.95**

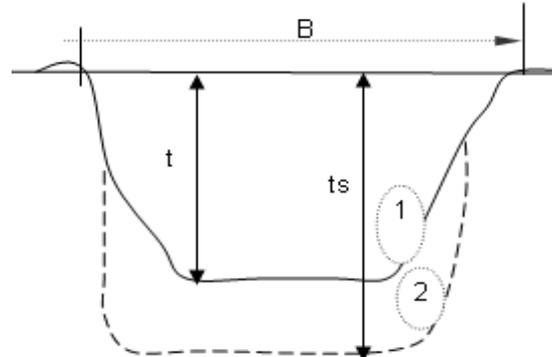
Por lo Tanto las características Geométricas del dique a construir son :

ALTURA PROMEDIO DE DIQUE (m)	=	2.80 ( asumimos)
ALTURA PROMEDIO DE ENROCADO (m)	=	2.80
ANCHO DE CORONA (m)	=	3.00
TALUD	:	H : V
Cara Humeda	:	2 : 1
Cara seca	:	1.5 : 1
AREA (m <sup>2</sup> )	=	22.12

**SECCION TIPICA DEL DIQUE**



## CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (H<sub>s</sub>) (METODO DE LL. LIST VAN LEVEDIEV)

Suelos Granulares - No Cohesivos				
$t_s = ((\alpha t^{5/3}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta))^{1/(x+1)} \dots\dots\dots(1)$	<p>1. Perfil antes de la erosión</p> <p>2. Perfil de equilibrio tras la erosión</p> 			
Suelos Cohesivos				
$t_s = ((\alpha t^{5/3}) / (0.60 \gamma_s^{1.18} \beta))^{1/(x+1)} \dots\dots\dots(2)$				
Donde:				
$t_s =$ Tirante despues de producirse la socavacion (m)				
$t =$ Tirante sin socavacion (m)				
$t =$ 1.31 m				
$D_m =$ Diametro Medio de las particulas (mm)				
$D_m =$ 9 mm				
$\gamma_s =$ Peso Especifico suelo (Kg/m3)				
$\mu =$ Coeficiente de Contraccion				
$\alpha =$ Coeficiente >>>>>				
$\alpha = Q / (t_m^{5/3} B \mu)$				
Tirante medio ( $t_m$ ) = A/B	Q (Caudal de Diseño)	Coeficiente de Contraccion ( $\mu$ ) Tabla N° 01	Ancho Estable	$\alpha$
$t_m =$ 1.35	382.95	$\mu =$ 0.99	B = 80.00	2.92

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION PARA SUELOS NO COHESIVO .....(1) :

X : Exponente que depende de : D <sub>m</sub> para suelos Granulares No Cohesivos y $\gamma_s$ para suelos cohesivos. >>>>> TABLA N° 03		Coeficiente por Tiempo de Retorno : $\beta$ (Tabla N° 04)	TIRANTE DE SOCAVACION SUELOS GRANULARES - NO COHESIVOS
X (Tabla N° 03)	1/x+1		$t_s = ((\alpha t^{5/3}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta))^{1/(x+1)}$
$x =$ 0.35	0.74	$\beta =$ 0.97	$t_s =$ 2.67 m

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (H <sub>s</sub> )			
$H_s$	$=$	$t_s - t =$	<b>1.36</b>
$H_s$	$\approx$	<b>1.80 m</b>	

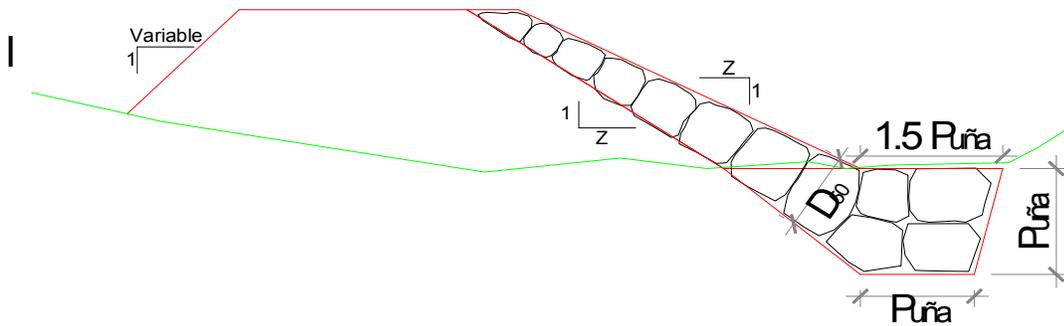
## CALCULO ESTRUCTURAL : Profundidad de Uña

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRU ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRU – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”

Proyecto :

Profundidad de Socavacion ( $H_s$ ) =	1.80 =====>	Ancho de Uña ( $P_{UÑA}$ ) =	$FS * H_s$
		$FS$ =	1.5
		$P_{UÑA}$ =	2.70
Por lo Tanto Seleccionamos :			
		$AUÑA$ =	2.70 m

### PROTECCION DEL PIE DE TALUD



### CALCULO ESTRUCTURAL

Proyecto : "DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRU ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRU – DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"

ESTABILIDAD DEL TERRAPLEN		ANALISIS DE ESTABILIDAD
<b>Fuerza Resistente (Kg/m)</b>		
<b>R = W * Tag Ø</b>		
<b>W = Peso del Terraplen</b>	<b>R</b>	
Area Dique (m <sup>2</sup> )	22.12	
Peso Especifico del material (Kg / m <sup>3</sup> )	1703.00	
<b>W = 37,670.36</b>		
<b>23,539.05</b>		
<b>Angulo de fricción interna en grados(tipo de material de río)</b>		
Ø	32	
<b>Tag Ø</b>		
Tag Ø	0.62	
<b>Presion del Agua (Kg/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>P = P<sub>w</sub> * t<sup>2</sup>/2</b>		
P <sub>w</sub>	1000.00	
<b>Tirante</b>		
t	1.31	
<b>858.05</b>		

**R > P ===== EL DIQUE ES ESTABLE A LA PRESION DEL AGUA**

PROBABILIDAD DE MOVIMIENTO DE LA ROCA	
<b>F<sub>roca</sub> (D50) = 0.56 *(V<sup>2</sup>/2g) * (1/ D<sub>50</sub>) * (1/ Δ)</b>	
<b>Velocidad caudal de diseño (V)</b>	
Velocidad	3.59
<b>Δ = <math>\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}</math></b>	
<b>Peso específico de la roca (cantera) Kg/m<sup>3</sup></b>	
$\gamma_s = 2,600.000$	1.60
<b>Peso específico del agua Kg/m<sup>3</sup></b>	
$\gamma_a = 1,000.00$	0.33
<b>Diametro medio de la roca (D<sub>50</sub>)</b>	
D <sub>50</sub>	0.70

ESTABILIDAD DEL REVESTIMIENTO DEL ENROCADO			
<b>ESFUERZO MAXIMO CORTANTE ACTUANTE</b>		<b>ESFUERZO CORTANTE CRITICOS</b>	
$\tau_a = \gamma_a * t * S$	$\tau_a$	$\tau_c = C * (\gamma_s - \gamma_a) * D_{50} * K$	$\tau_c$
Peso específico del agua Kg/m <sup>3</sup>	11.14	Peso específico del agua Kg/m <sup>3</sup>	86.80
$\gamma_a = 1,000.00$		$\gamma_a = 1,000.00$	
Tirante de diseño (m)		Peso específico de la roca (cantera) Kg/m <sup>3</sup>	
t = 1.31		$\gamma_s = 2,600.00$	
<b>Pendiente Tramo de estudio</b>		<b>Factor de Talud (K)</b>	
S = 0.00850		$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}}$	
		<b>Angulo del Talud (α)</b>	
		Z = 2	
			
		<b>Angulo de fricción interna del material (Enrocado) (Φ)</b>	
		Φ = 45	
		<b>Factor de Talud (K)</b>	
		K = 0.775	
		<b>Coefficiente de Shields</b>	
		C = 0.100	

**EL REVESTIMIENTO DEL ENROCADO ES ESTABLE**

CALCULO PARA DETERMINAR EL USO DE FILTROS			
<b>1.- Determinación de Velocidad en el espacio entre el enrocado y material base :</b>		<b>2.-Determinación de velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado (V<sub>e</sub>)</b>	
V <sub>a</sub> : velocidad del agua entre el enrocado y el fondo.		V <sub>e</sub> = velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado	
<b>V<sub>a</sub> = (D<sub>50</sub> / 2)<sup>2/3</sup> * S<sup>1/2</sup> / n<sub>f</sub></b>		<b>V<sub>e</sub> = 16.1 * (D<sub>m</sub>)<sup>1/2</sup></b>	
n <sub>f</sub> = Rugosidad del fondo	1.832	diámetro de partículas del suelo base (m)	
Condicion		D <sub>m</sub> = 0.009 m	1.527
Si hay filtro de grava		n <sub>f</sub> = 0.025	
<b>Pendiente Tramo de estudio</b>			
S = 0.00850			
<b>Diametro medio de la roca (D<sub>50</sub>)</b>		<b>Verificacion :</b>	
D <sub>50</sub> = 0.70		Como Va > Ve : Habra Erosión ===== SE RECOMIENDA UTILIZAR UN FILTRO DE GEOTEXTIL O UN FILTRO DE GRAVA	

#### DETERMINACION DEL TIPO DE FILTRO

ASUMIENDO UN FILTRO DE GEOTEXTIL : Se tiene =====

$$V_{s1} = V_a / 4$$

$$V_{s1} = 0.458 \text{ m/s}$$

Se debe verificar que se cumpla que : V<sub>s1</sub> > V<sub>e</sub>

Verificacion :

**Como Va < Ve : ===== USAR FILTRO DE GRAVA**

**CALCULO DEL DIAMETRO DE ROCA PARA DIQUES DE ENROCADO  
(FÓRMULA DE LA CALIFORNIA DIVISIÓN OF HIGHWAYS)**

$$d_{50} = \frac{b}{\Delta} * \frac{V^2}{2g} * \frac{1}{f}$$

**b** factor para condiciones de mucha turbulencia, piedras redondas, y sin que permita movimiento de piedra, se adopta un valor b =1.4

$\Delta$  Densidad Relativa del material ==>

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$\gamma_s$  Densidad de la roca

$\gamma$  Densidad del agua

**V** Velocidad media, m/s

**g** Aceleracion Gravedad : 9.81

**f**= Factor de talud

$\theta$  = Angulo del Talud

$\phi$  = Angulo de Friccion Interna del material.

$$f = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi}}$$

Sección Hidráulica	$\gamma_s$ Tn/m3	$\gamma$ Tn/m3	Velocidad Media (m/s)	$\phi$ (°)	Talud 	$\theta$ (°)	$\Delta$	<b>f</b>	<b>d<sub>50</sub></b> (m)
Rio Viru	2.60	1.00	3.59	4 5.00 °	2.00	2 6.57 °	1.60	0.775	0.74

Porcentaie	Diámetro de la roca, m		
100	<=	D <sub>calculado</sub>	= 0.74
50	>	D <sub>60</sub>	= 0.44
80	>	D <sub>40</sub>	= 0.3

<b>D<sub>50</sub></b>	=	<b>0.74</b>	<b>m</b>
-----------------------	---	-------------	----------

## **ANEXO D**

# **ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

## **1. LIMPIEZA Y DESBROCE DE VEGETACIÓN**

Esta partida consiste en el corte de todo tipo de vegetación que haya crecido sobre la plataforma sobre la cual se va a construir el dique, y de igual modo del cauce que este cubierto de vegetación en cual se va llevar a cabo la descolmatación.

### **1.1 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE Y DESBROCE D=4.9 KM**

Esta partida consiste en la eliminación de material excedente producto de la limpieza y desbroce de todo tipo de vegetación que haya crecido sobre la plataforma sobre la cual se va a construir el dique, y de igual modo del cauce que este cubierto de vegetación en cual se va llevar a cabo la descolmatación.

## **2. TRABAJOS PRELIMINARES**

### **a. MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN**

Para el transporte del equipo y maquinaria a la Obra, se utilizarán los caminos existentes cercanos a las márgenes derecha e izquierda del cauce del río Virú. Durante esta actividad se evitará causar daños a terrenos y propiedades de terceros,

Se deberá tener en el sitio de la obra, los equipos de construcción y maquinaria de capacidades suficientes, que garanticen la calidad de la ejecución de la obra en el tiempo programado, cuyo listado mínimo se presenta a continuación:

La partida incluye la desmovilización de los equipos, que se efectuará una vez finalizado los trabajos y según los plazos del Programa de Construcción de la Obra.

<b>EQUIPO Y/O MAQUINARIA</b>	<b>CANT.</b>
CAMION CISTERNA 4 X 2 (AGUA) 1,500 gl	1.00
CAMION VOLQUETE 6 X 4 330 HP 15 m3	10.00
CARGADOR SOBRE LLANTAS 160-195 HP 3.5 yd3	2.00
EQUIPO DE TOPOGRAFIA (TEODOLITO, NIVEL Y MIRAS)	1.00
EXCAVADORA SOBRE ORUGA 170-250 HP 1.1-2.75 yd3	2.00
MOTOBOMBA 17 HP 6"	1.00
MOTONIVELADORA DE 125 HP	1.00
PLANCHA COMPACTADORA, 5.8 HP 145 KG	1.00
RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 70-100 HP 7-9 ton	1.00
TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	1.00
TRACTOR DE ORUGAS DE 300-330 HP	1.00

### **3. MANTENIMIENTO DE CAMINOS DE ACCESO EXISTENTE**

Esta partida consistirá en el mantenimiento de los caminos afirmados existentes que servirán para el transporte de la roca desde la cantera de Tomabal a la obra.

Dicho mantenimiento consiste en las operaciones de riego con agua para el control de la polvareda, nivelado de la rasante con motoniveladora y compactado con rodillo en tramos aislados previamente identificados y autorizados por la Supervisión.

#### **4. MOVIMIENTO DE TIERRAS**

##### **a. DES COLMATACIÓN DEL CAUCE**

Esta partida consiste en el corte de material del cauce del río con tractor de orugas de 300 HP a 340 HP, hasta el nivel de rasante indicado en el plano. El material será utilizado para la conformación del dique.

El corte en material suelto será efectuado según los ejes, rasantes y niveles indicados en los planos de diseño y se llevarán a cabo aplicando medios apropiados. El material cortado producto de la descolmatación se empleará para conformar los diques proyectados.

#### **5. RELLENO SEMICOMPACTADO**

Los rellenos para la conformación del dique serán obtenidos de la conformación y adecuación del propio cauce y riberas del río, a consecuencia de la descolmatación. Los niveles del relleno estarán de acuerdo con los niveles, cotas y dimensiones que se señalan en los planos.

El contenido de agua tendrá que estar comprendido entre el 20 y el 30 % del valor teórico "Óptimo" promedio total correspondiente al material puesto en cada tramo.

El relleno será semicompactado por el peso que trasmite la maquinaria (Tractor de orugas de 300 HP-330HP) en capas de 0.30 m y humedecidas por un camión cisterna de 122 HP y de 1500 gln.

El relleno será material escogido proveniente de cauce del río no debiendo contener materia orgánica ni elementos inestables o de fácil alteración. El Ingeniero Supervisor dará la aprobación de la calidad del material a utilizar.

## **6. EXCAVACIÓN DE UÑA**

Las excavaciones se refieren al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza, que debe ser removido para proceder a la conformación de la uña de protección al pie de los terraplenes del diques de acuerdo con los niveles, cotas y dimensiones que se señalan en los planos.

La excavadora operará paralelo al trazo longitudinal de la uña debiéndose depositar el material excavado en el área del terraplén para su selección y utilización en la conformación del mismo

El fondo de cimentación deberá ser nivelado rebajando los puntos altos pero de ninguna manera rellenando los puntos bajos

Durante la ejecución de las excavaciones el Residente tomará todas las medidas necesarias para mantener la excavación libre de agua fluyente o depositada, cualesquiera que sean sus orígenes. Las aguas se evacuarán mediante drenajes, u otros medios y en cada caso el procedimiento será sometido a aprobación de la Supervisión.

La maquinaria a usar será una excavadora de 170HP a 250 HP.

## **7. CORTE, PERFILADO Y REFINE DE TALUD**

El trabajo consiste en el perfilado del sobre ancho existente producto del relleno semicompactado con material propio, para la conformación del cuerpo del dique, así como el refine del talud del dique que estará en contacto con la roca

En esta especificación están incluidos los trabajos de corte, refine del talud húmedo del dique, así como el acomodo del material de corte en los taludes exteriores del terraplén, formando un banco de escombros.

El perfilado, refine, acondicionamiento y la limpieza se realizara con maquinaria y mano de obra y se efectuara sobre el talud húmedo del dique.

Se deberá asistir el perfilado de la cara húmeda del dique, desde su inicio mediante plantillas geométricas que sirvan de guía y molde al operador.

Se empleará una excavadora sobre orugas de 170 HP a 250 HP.

**a. RELLENO PARA FILTRO**

Comprende la mano de obra, maquinaria, equipo y herramientas a usar en la ejecución de la partida “Relleno con material de filtro”; los niveles de rellenos para filtro estarán de acuerdo con los niveles, cotas y dimensiones que se señalan en los planos o las indicaciones del Supervisor. Esta partida incluye el suministro en obra de la grava de ½” a ¾” que servirá de insumo para el filtro. La cantera tomada en cuenta para el abastecimiento de la grava es Tomabal, ubicada a 7 km del proyecto.

El relleno para filtro será colocado en la superficie del talud mediante el empleo de un cargador frontal sobre llantas de 160HP a 195HP en un espesor de 0.30 m.

Esta partida procederá mediante la orden del Ingeniero SUPERVISOR

**8. ENROCADO**

**a. EXTRACCIÓN, SELECCIÓN Y ACOPIO DE ROCA EN CANTERA**

En el proceso de extracción de la roca natural se seleccionará las rocas sueltas mediante la utilización de la retroexcavadora la cual acumulará el material para su posterior traslado hacia la zona de ubicación del dique

Mediante el empleo de Excavadora se procederá a la extracción, selección y acopio de roca previamente seleccionada según las medidas especificadas y la calidad de

roca a ser utilizada (diámetro de roca entre 0.60 - 1.0). La roca a seleccionar será densa, sana, resistente a la abrasión y estará libre de fractura, grietas y otros defectos que pudieran originar su desintegración.

Se Utilizará las siguiente máquina, 01 Excavadora sobre orugas de 170 HP a 250 HP.

**b. CARGUÍO Y TRANSPORTE DE ROCA D = 8.37 KM DESDE CANTERA TOMABAL**

Esta especificación considera el carguío, transporte y descarga de roca proveniente de la cantera, hasta los sitios señalados en los planos para realizar enrocados de protección

Se especifica el tiempo de un ciclo de ida y regreso de los volquetes, considerando en este tiempo demoras (tiempos muertos) por operación de carguío y descarga; para la lo cual previamente se debe haber establecido el tiempo de recorrido en un ciclo completo. Es importante tener un control permanente de este punto

Se tendrá especial cuidado en la zona de carguío, para el cual se debe hacer plataformas para ejecutar este trabajo con mayor seguridad

Los volquetes serán cargados con la roca seleccionada por la Excavadora. El material será depositado correctamente en la tolva de los volquetes, a fin de evitar deslizamientos en el momento del transporte. Los volquetes una vez cargados proceden a trasladar la roca a la zona de la obra.

El material será depositado en la explanada o cancha cerca de la plataforma, así como al pie de la uña, se utilizará para el carguío una Excavadora sobre orugas de 170 HP a 250 HP y para traslado camiones volquetes de 6 x 330 HP de 15 m3.

## **9. ACOMODO DE ROCA EN UÑA DE CIMENTACIÓN**

Consiste en la instalación de roca en la uña del dique según lo indicado en los planos, tomando en cuenta los niveles.

La roca será densa, sana, resistente a la abrasión y estará libre de fractura, grietas y otros defectos que pudieran originar su desintegración

La roca se colocará en la uña en el tramo indicado en el plano de planta, el acomodo se realizará a lo largo de la uña anti socavante; la ubicación o el tramado de la roca se hará de tal manera que ofrezca estabilidad. La roca para la uña será de diámetro  $\pm 1.00$  m.

Se utilizará para esta partida una excavadora sobre orugas de 170 HP a 250 HP.

### **a. ACOMODO DE ROCA EN TALUD**

Consiste en la instalación con excavadora de roca en el talud del dique en la cara húmeda, según las dimensiones establecidas en los planos. La roca será densa, sana y resistente a la abrasión y estará libre de fractura, grietas y otros defectos que pudieran originar su desintegración

El diámetro mínimo de la roca a emplear en el entrabe entre la uña y talud será de 1.00 m y conforme se suba de nivel hacia la parte superior la roca ira de 1.00 m a 0.80m.

El diámetro de la roca a emplear en el entrabe entre la uña y talud será de  $\pm 1.00$  m y conforme se suba de nivel hacia la parte superior la roca ira de 1.00 m a 0.80m.

Se deberá asistir el enrocado de la cara húmeda del dique, desde su inicio mediante plantillas geométricas que sirvan de guía y molde al operador, y teniendo en cuenta los niveles o cotas, las que figuran en el plano.

Esta labor de acomodo y entramado de las rocas con excavadora es necesario un operador con experiencia, Se utilizará para esta partida una excavadora S/orugas

## **10. OTROS**

### **10.1. MONITOREO DEL PLAN DE MANEJO AMBIENTAL**

Trabajos que consisten en la inspección de las actividades de los trabajos de obra a fin de atenuar los impactos que producirán los trabajos de ejecución de la obra.

Para tal efecto el contratista dispondrá en obra de un profesional con estudios en medio ambiente y habilitado en su respectivo colegio durante el tiempo que demanda el plazo de la obra, a quien otorgará las facilidades para la presentación de un Plan de Manejo Ambiental, el desarrollo de sus labores y presentación de informes exigidos por los procedimientos del Plan de Manejo Ambiental.

**ANEXO E**

**PANEL FOTOGRÁFICO**

## SITUACIÓN ACTUAL

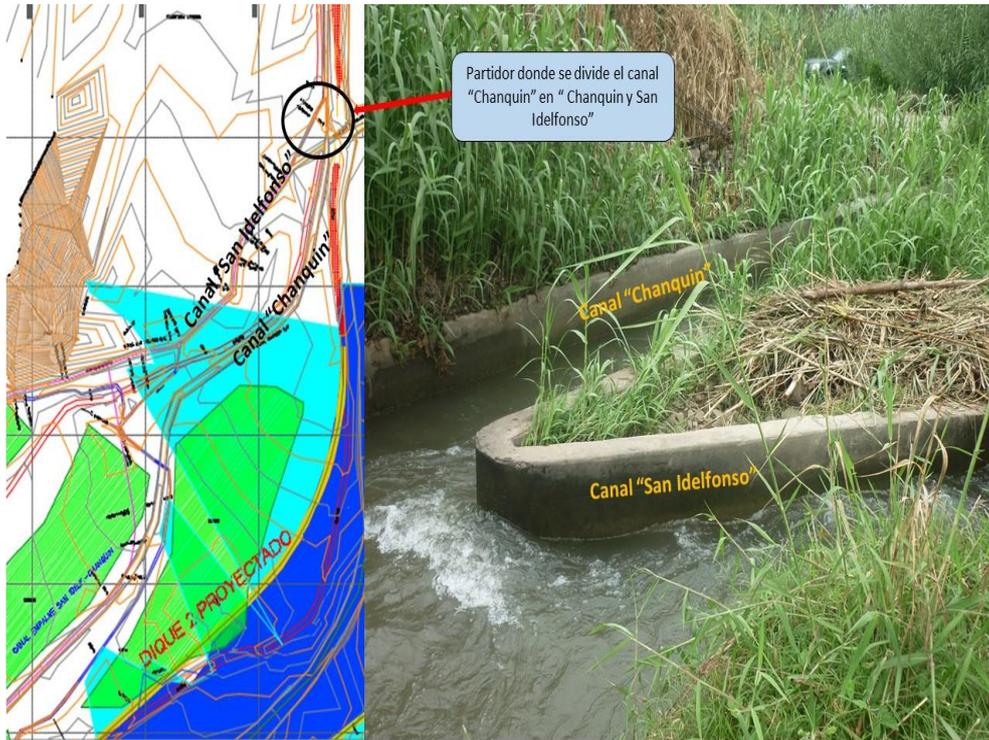


*Se muestra el nivel de flujo del río Virú en época de avenida, entre los meses de Enero – Abril, Baden.*



*Nivel de flujo del río Virú en época de estiaje, entre los meses de Mayo – Diciembre, Baden*

## INFRAESTRUCTURA DE RIEGO VULNERABLE



*Canales Chanquín y San Idelfonso cerca de la zona de estudio. Aguas Arriba Río Virú.*



*Canal "Chanquín" revestido de concreto. Margen Derecha del Río Virú.*



*Compuerta en canal "Chanquín". Margen Derecha del Río Virú.*



*Toma artesanal para fines de riego agrícola. Margen Derecha del Río Virú.*



*Canal de descarga hacia el río Virú cerca del badén. Margen izquierda.*



*Canal que cruza por debajo del río Virú.*

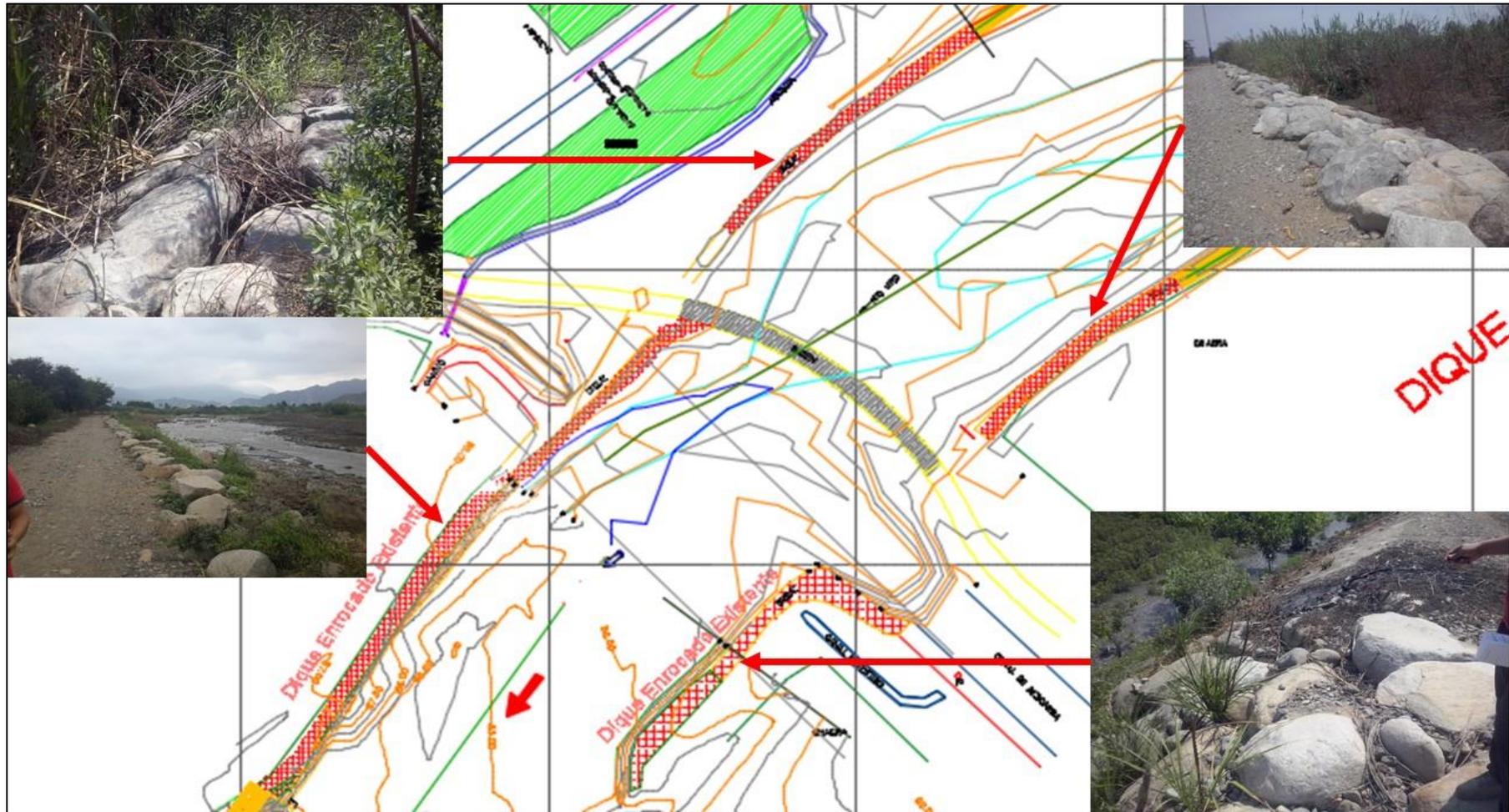


*Áreas de cultivo cerca de la zona de estudio.*



*Áreas de cultivo cerca de la zona de estudio.*

# UBICACIÓN DE DIQUES EXISTENTES



## ESTUDIO DE SUELOS



*Vista de la calicata N°4, mostrando material orgánico de 0 a 0.50m (primer estrato) y de 0.50 a 2.00m un tipo de suelo SP (arena mal graduada)*



*Vista de la calicata N°2, mostrando la presencia de Nivel freático una profundidad de 2.00m*



*Proceso de Tamizado manual para la clasificación de suelos*



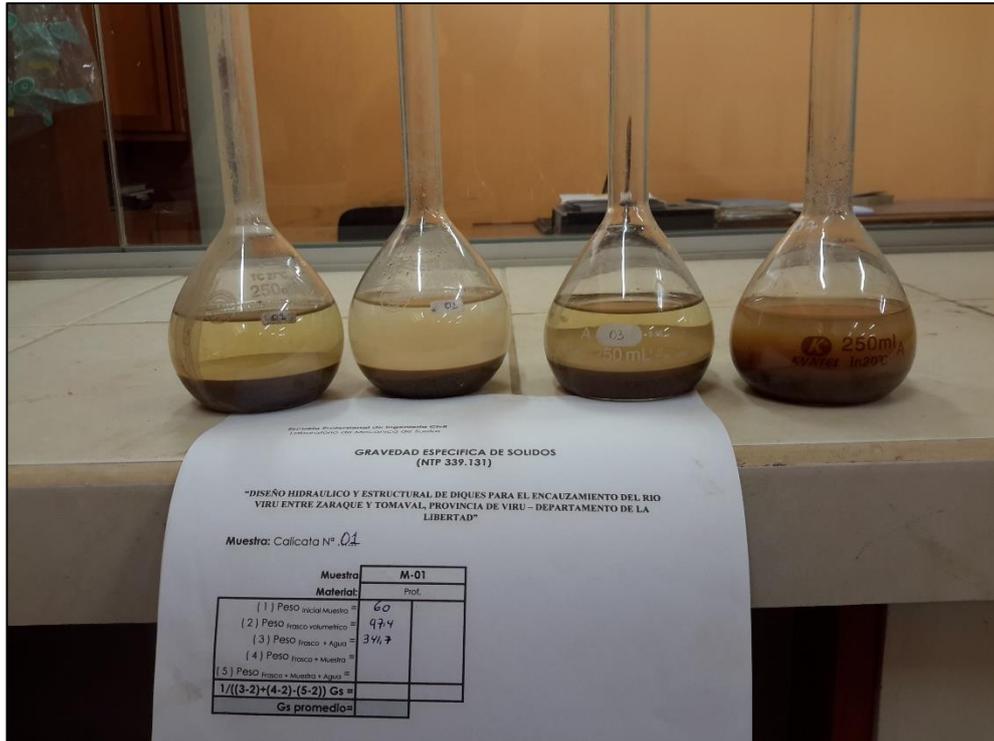
*Se muestra la separación y pesaje del suelo separado en sus diferentes tamaños*



Se muestra el Ensayo de LL para la calicata 03



Se visualiza la colocación de la pasta de suelo en la copa de Casagrande.



*Pictómetros con las muestras de suelo, para la determinación de la Gravedad específica.*



*Proceso de extracción de aire atrapado dentro de la suspensión suelo-agua de la muestra.*



*Colocación del anillo metálico y obtención de la muestra para el cálculo de la densidad de campo.*



*Llenado con agua del hoyo de 15 cm de profundidad, para obtener el volumen de suelo extraído.*



*Obtención del peso del molde para el ensayo de densidad suelta.*



*Pesado del molde + suelo seco, para la obtención de la densidad suelta.*



*Obtención de la muestra para el ensayo de proctor modificado, luego de realizar el tamizado por las mallas  $\frac{3}{4}$ ",  $\frac{3}{8}$ ", N° 4 y N° 200.*



*Mezclado y separación de la muestra en 05 capas, al contenido de humedad del 2%, antes de llevarlo al molde de compactación.*



*Vaciado de la mezcla del suelo al molde de compactación. Cabe indicar que se ingresa al molde una capa de muestra a la vez.*



*Se visualiza como el martillo de base circular va compactando, uniformemente a las muestras de suelo, mediante 56 golpes a cada una de las capas de suelo ingresadas.*

**ANEXO F**

**PLANOS**

**RELACIÓN DE PLANOS DE DIQUES PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VIRÚ ENTRE ZARAQUE Y TOMABAL, PROVINCIA DE VIRÚ –DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD**

<b>N° DE LAMINA</b>	<b>CÓDIGO</b>	<b>NOMBRE</b>
01	PL-01	<i>PLANO DE EJE DE RIO ANTES DE BADEN PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL 0+000Km - 0+685.45 Km</i>
02	PL-02	<i>PLANO DE EJE DE RIO DESPUÉS DE BADEN PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL 0+000Km - 0+580 Km</i>
03	PL-03	<i>PLANO DE DIQUE 1 PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL 0+000Km - 0+440.485 Km</i>
04	ST-01	<i>PLANO DE DIQUE 1 SECCIONES TRANSVERSALES 0+000Km - 0+0180 Km</i>
05	ST-02	<i>PLANO DE DIQUE 1 SECCIONES TRANSVERSALES 0+0190 Km - 0+0440.485 Km</i>
06	PL-04	<i>PLANO DE DIQUE 2 PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL 0+000Km - 0+390.49Km</i>
07	ST-03	<i>PLANO DE DIQUE 2 SECCIONES TRANSVERSALES 0+000Km - 0+0240 Km</i>
08	ST-04	<i>PLANO DE DIQUE 2 SECCIONES TRANSVERSALES 0+0250 Km - 0+0390.49 Km</i>
09	PL-05	<i>PLANO DE DIQUE 3 PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL 0+000Km - 0+281.56 Km</i>
10	ST-05	<i>PLANO DE DIQUE 3 SECCIONES TRANSVERSALES 0+000Km - 0+0281.556 Km</i>
11	PG-01	<i>PLANO DE INUNDACIÓN PLANTA GENERAL</i>
12	PG-02	<i>PLANO DE UBICACIÓN DE CANTERAS DISTANCIA A LA OBRA Y AL DEPOSITO DE ESCOMBROS</i>