

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA  
LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA EN EL RÍO CHANCAY-HUARAL  
PARA LA PROTECCIÓN DE LA VIA ACOS - HUAYLLAY, TRAMO  
KM. 20+290 AL 21+000”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL  
PARA OPTAR TÍTULO DE  
INGENIERA AGRÍCOLA**

**CARMEN ABIGAIL CALLE ELESCANO**

**LIMA – PERÚ**

**2022**

## Document Information

<b>Analyzed document</b>	TSP-CALLE CARMEN-Lev.Observaciones.docx (D157044861)
<b>Submitted</b>	2023-01-26 21:26:00
<b>Submitted by</b>	Ricardo Apacla Nalvarte
<b>Submitter email</b>	rapacla@lamolina.edu.pe
<b>Similarity</b>	11%
<b>Analysis address</b>	rapacla.unalm@analysis.urkund.com

## Sources included in the report

<b>SA</b>	<b>1A_COELLO_AJNOTA_JORGE_TITULO_PROFESIONAL_2019.docx</b> Document 1A_COELLO_AJNOTA_JORGE_TITULO_PROFESIONAL_2019.docx (D60376577)		<b>1</b>
<b>SA</b>	<b>TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra.docx</b> Document TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra.docx (D109836523)		<b>2</b>
<b>SA</b>	<b>TESIS_CHAVEZ VILLANUEVA, TUCTO CHUQUILIN.pdf</b> Document TESIS_CHAVEZ VILLANUEVA, TUCTO CHUQUILIN.pdf (D105476988)		<b>1</b>
<b>SA</b>	<b>TESIS_CHAVEZ VILLANUEVA, TUCTO CHUQUILIN.docx</b> Document TESIS_CHAVEZ VILLANUEVA, TUCTO CHUQUILIN.docx (D105730676)		<b>3</b>
<b>SA</b>	<b>Tesis_Rio_Jama_V003.docx</b> Document Tesis_Rio_Jama_V003.docx (D39163973)		<b>1</b>
<b>SA</b>	<b>TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra sin anexos - modificado.docx</b> Document TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra sin anexos - modificado.docx (D110777949)		<b>2</b>
<b>SA</b>	<b>Tesis MARJORIE CAMIZAN FLORES.docx</b> Document Tesis MARJORIE CAMIZAN FLORES.docx (D109805100)		<b>3</b>
<b>W</b>	URL: <a href="https://www.slideshare.net/SiniaMarjanac/ekons-hecras-model01">https://www.slideshare.net/SiniaMarjanac/ekons-hecras-model01</a> Fetched: 2021-12-13 17:37:46		<b>22</b>
<b>SA</b>	<b>344-huarcaya segovia, josé manuel.pdf</b> Document 344-huarcaya segovia, josé manuel.pdf (D33971783)		<b>1</b>

## Entire Document

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA  
 “DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA EN EL RIO CHANCAY-HUARAL, PARA LA PROTECCION DE LA VIA ACOS-HUAYLLAY,  
 TRAMO KM.20+290 AL 21+000”  
 TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO AGRÍCOLA  
 CARMEN ABIGAIL CALLE ELESCANO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**“DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA EN EL RÍO CHANCAY-  
HUARAL, PARA LA PROTECCIÓN DE LA VIA ACOS-HUAYLLAY,  
TRAMO KM.20+290 AL 21+000”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TITULO DE:

**INGENIERA AGRÍCOLA**

Presentado por:

**BACH. CARMEN ABIGAIL CALLE ELESCANO**

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. CAYO LEONIDAS RAMOS TAIPE  
Presidente

Mg. Sc. RICADO APACLLA NALVARTE  
Asesor

Mg. Sc. LIZ MARGOT PALOMINO ZEGARRA  
Miembro

Mg. Sc. TERESA OLINDA VELÁSQUEZ BEJARANO  
Miembro

LIMA – PERÚ

2022

## **DEDICATORIA**

*A mi madre Carmen Rosa, por ser mi mayor motivación para avanzar día a día.*

*A mi padre Oscar, por su apoyo constante e incondicional siempre.*

*A mi hermana Katherine, por ser mi mayor ejemplo de superación y trabajo constante.*

*A mi hermano Oscar, por inspirarme con su creatividad y pluma literaria.*

*A dios por iluminar mi camino y aclarar mis ideas.*

## **AGRADECIMIENTO**

*Al ingeniero Ricardo Apacla por la orientación académica recibida no solo en la elaboración de este trabajo sino a lo largo de mi carrera profesional.*

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	vi
ABSTRACT .....	vii
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. OBJETIVOS.....	1
1.1.1. Objetivo general .....	1
1.1.2. Objetivos específicos.....	1
<b>II. REVISIÓN DE LITERATURA.....</b>	<b>2</b>
2.1. DEFENSAS RIBEREÑAS.....	2
2.2. ESTIMACIÓN DE CAUDALES.....	3
2.3. PERIODO DE RETORNO .....	3
2.4. SOCAVACIÓN GENERAL .....	4
2.4.1. Método de Lischtvan - Levediev.....	4
2.5. PARÁMETROS HIDRÁULICOS .....	7
2.5.1. Tamaño de la roca .....	7
2.5.2. Profundidad de la uña de anclaje.....	7
2.5.3. Ancho en la base .....	8
2.5.4. Altura del enrocado .....	8
<b>III. DESARROLLO DEL TRABAJO.....</b>	<b>9</b>
3.1. UBICACIÓN Y ACCESOS.....	9
3.2. INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA UTILIZADA.....	10
3.3. CAUDALES MÁXIMOS DIARIOS .....	10
3.4. ANÁLISIS DE DATOS DUDOSOS DE CAUDALES MÁXIMOS ANUALES	14
3.5. CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS .....	16
3.6. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE LOS CAUDALES MÁXIMOS .....	17
3.7. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LOS CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS.....	18
3.8. PERIODO DE RETORNO .....	18
3.9. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LAS CUENCAS .....	19
3.9.1. Área y perímetro de la cuenca.....	19
3.9.2. Índice de Gravelius.....	19
3.9.3. Factor forma .....	20

3.9.4. Pendiente media del cauce principal .....	21
3.9.5. Curva hipsométrica .....	21
3.10. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	23
3.11. MÉTODO BASADO EN CAUDALES MEDIDOS EN SANTO DOMINGO....	24
3.12. MODELAMIENTO HIDRÁULICO .....	25
3.12.1. Coeficiente de rugosidad de Manning .....	25
3.12.2. Nivel de aguas máximo extraordinario (NAME) .....	27
3.12.3. Modelamiento hidráulico defensa ribereña tramo km 20+290 al 21+000.....	28
3.13. DISEÑO DEL ENROCADO .....	31
3.13.1. Tamaño de la roca.....	31
3.13.2. Profundidad de uña de anclaje.....	36
3.13.3. Altura del enrocado.....	36
3.13.4. Borde libre .....	37
3.13.5. Ancho de la base.....	37
3.13.6. Diseño propuesto .....	38
3.13.7. Planos del diseño .....	38
<b>IV. CONCLUSIONES .....</b>	<b>39</b>
<b>V. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>41</b>
<b>VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>42</b>
<b>VII. ANEXOS .....</b>	<b>43</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	4
Tabla 2: Factor de corrección por contracción de cauce $\mu$ .....	6
Tabla 3: Valores del coeficiente ( $\phi$ ) para diversos caudales.....	8
Tabla 4: Estación Hidrométrica Santo Domingo.....	10
Tabla 5: Caudales máximos diarios - Estación Santo Domingo .....	11
Tabla 6: Caudales Máximos Diarios ( $m^3/s$ ).- Estación Santo Domingo .....	12
Tabla 7: Caudales Máximos Anuales - Estación Santo Domingo.....	13
Tabla 8: Eventos El Niño en la costa peruana de 1950 - 2018.....	14
Tabla 9: Prueba de Datos Dudosos - Estación Santo Domingo .....	15
Tabla 10: Caudales máximos instantáneos-Estación Santo Domingo.....	16
Tabla 11: Prueba de ajuste Smirnov – Kolmogorov - Caudales máximos.....	17
Tabla 12: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	18
Tabla 13: Periodo de retorno .....	19
Tabla 14: Índice de compacidad para la evaluación de la forma.....	20
Tabla 15: Valores correspondientes al factor de forma (kf).....	20
Tabla 16: Generación de la Curva Hipsométrica de la Cuenca Tingo .....	22
Tabla 17: Características Cuenca Tingo.....	23
Tabla 18: Caudal máximo en el puente Tingo.....	24
Tabla 19: Valores de "n" para el método de Scobey .....	25
Tabla 20: Valores de "n" para el método de Cowan.....	26
Tabla 21: Determinación del coeficiente de rugosidad .....	27
Tabla 22: Modelamiento hidráulico-enrocado km. 20+290 al km.21+000.....	29
Tabla 23: Selección del factor de seguridad.....	33
Tabla 24: Resumen del cálculo del d50.....	35
Tabla 25: Límite de gradación del enrocado .....	35
Tabla 26: Valores del coeficiente ( $\phi$ ) para diversos caudales.....	37

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de la socavación general.....	4
Figura 2: Ubicación del área de estudio .....	9
Figura 3: Imagen satelital del sector vulnerable desde el Km 20+290 al Km 21+000 .....	10
Figura 4: Caudales Máximo Diarios-Santo Domingo .....	13
Figura 5: Test de Kolmogorov- Smirnov, Software Hidronogmon.....	17
Figura 6: Curva Hipsométrica .....	21
Figura 7: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes - Cuenca Tingo .....	22
Figura 8: Sector vulnerable Km.20+290 al Km.21+000 .....	28
Figura 9: Sección del Río 0+960. Km.20+290.....	30
Figura 10: Sección del Río 0+980. Km.20+302.....	30
Figura 11: Sección del Río 1+000. Km.20+326.....	31
Figura 12: Sección del Río 1+020. Km.20+347 .....	31
Figura 13: Diseño propuesto del enrocado .....	38

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Modelamiento hidráulico HEC-RAS.....	43
Anexo 2: Planos de diseño.....	57

## RESUMEN

Este trabajo de investigación se realizó con el objetivo de diseñar una defensa ribereña para la protección de la vía Acos - Huayllay en el tramo del Km 20+290 al 21+000 en la ladera izquierda del río Chancay. La propuesta de defensa ribereña busca dar solución a procesos de erosión a crecidas excepcionales del Río Chancay que podrían afectar la carretera. Para ello se hizo un levantamiento topográfico de la zona en estudio, donde se determinaron secciones transversales cada 20 metros, las cuales sirvieron para realizar el modelamiento hidráulico en HE - CRAS. Para el modelamiento se trabajó con el caudal de la cuenca Tingo para un periodo de retorno de 140 años estipulado en el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC. De este se determinó el ancho del río, la velocidad promedio y los niveles del río a lo largo del sector. Con los parámetros obtenidos del modelamiento se procedió a realizar el diseño hidráulico del enrocado, calculándose así profundidad, ancho y altura del enrocado. Obteniéndose así el diseño idóneo para el sector en estudio, el cual cumple con los parámetros hidrológicos e hidráulicos.

**Palabras clave:** Defensa ribereña, erosión, modelamiento hidráulico, HE - CRAS, enrocado, profundidad de uña.

## ABSTRACT

This research work was carried out with the objective of designing a bank protection for the protection of the Acos - Huayllay road in the section from Km 20+290 to 21+000 on the left slope of the Chancay river. The bank protection proposal seeks to provide a solution to erosion processes due to exceptional flooding of the Chancay River that could affect the highway. For this, a topographic survey of the area under study was carried out, where cross sections were determined every 20 meters, which served to carry out the hydraulic modelling in HEC-RAS. For the modelling, we worked with the flow of the Tingo basin for a return period of 140 years stipulated in the manual of hydrology and drainage of the MTC. From this, the width of the river, the average speed, and the level of the river along the sector were determined. With the parameters obtained from the modelling, the hydraulic design of the riprap was carried out, thus, calculating the depth, width, and height of the riprap. Thus, obtaining the ideal design for the sector under study, which complies with the hydrological and hydraulic parameters.

**Keywords:** Bank protection, erosion, hydraulic modeling, HEC- CRAS, riprap, depth riprap.

# I. INTRODUCCIÓN

En este trabajo de investigación se hará el diseño de una defensa ribereña para la protección de la vía Acos - Huayllay desde el km 20+290 hasta 21+000, ubicado en la provincia de Huaral, departamento de Lima.

Existen sectores donde las condiciones morfológicas e hidráulicas se combinan para que se den condiciones desfavorables que afectan la estabilidad de la ribera donde se proyectará una carretera. Este sector se encuentra colindante con el cauce del río Chancay, muy próximo al eje de vía, que eventualmente pueden ser erosionados ante la ocurrencia de los caudales máximos de avenidas.

Como medida de protección a procesos de geodinámica externa (erosión), a crecidas excepcionales del río Chancay, que podrían generar erosión en la margen del río y afectar la plataforma de la carretera, se propondrá una estructura de protección como lo es una defensa ribereña. Para ello se utilizará un caudal de diseño con un periodo de retorno de 140 años establecido en el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.1.1. Objetivo general

Diseño de una estructura de protección de la vía Acos - Huayllay desde el km 20+290 hasta el km 21+000 en un tramo del Río Chancay Huaral.

### 1.1.2. Objetivos específicos

- Determinación de caudales de diseño para periodos de retorno de 140 años.
- Realizar el Modelamiento hidráulico en HEC-RAS.
- Determinar las dimensiones de la estructura de protección.

## II. REVISIÓN DE LITERATURA

### 2.1. DEFENSAS RIBEREÑAS

Según Teran, (1998) las defensas ribereñas “Son estructuras construidas para proteger de las crecidas de los ríos las áreas aledañas a estos cursos de agua. La protección contra inundaciones incluye tanto los medios estructurales como los no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación.

- a. **Medidas de prevención:** “son el conjunto de medidas tendientes a solucionar o prevenir problemas generados por la energía erosiva del agua. Entre las medidas de prevención y control se tiene” (Teran, 1998).
- b. **Medidas agronómicas:** Estas son las mejores defensas contra la inundación y la erosión del río, y viene a ser el conjunto de variedades de árboles y arbustos de buena densidad, que existe en ambas márgenes del lecho de río, manteniendo espesores de 30 - 40 m, que es la garantía de su protección (Teran, 1998).
  - Defensas vivas-forestadas
  - Defensas vivas-naturales
- c. **Medidas estructurales:** “Son todas aquellas medidas que consisten en estructuras diseñadas en base a los principios de la ingeniería, para controlar la erosión producto de la escorrentía superficial”. En la hidrología, es necesario tener en cuenta los 'registros hidrológicos, es decir las descargas de los ríos y la frecuencia con las que estas se producen; por lo general se recomienda 50 años de registro anteriores al año de ejecución, para determinar el periodo de retorno y la descarga máxima de diseño. En hidráulica, se debe recabar datos en lo concerniente a pendiente, sección estable, tirante, sedimentación, socavación, etc.; para el diseño de la estructura (Teran, 1998).

## 2.2. ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc. Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial (MTC, 2008).

## 2.3. PERIODO DE RETORNO

MTC (2008), “Se entiende por periodo de retorno al tiempo promedio (años) donde el resultado del gasto pico de una avenida definida es superada o igualada cada cierto tiempo (T = años) (p. 23).

Villón (2002), “La capacidad del gasto de diseño está en función directamente asociado al tiempo de retorno para el cual se designe, y que a su vez se relaciona con la vida de utilidad de la obra y su importancia o riesgo” (p. 241).

La siguiente expresión empírica relaciona el periodo de retorno, el riesgo de falla de la estructura y la vida de utilidad designada.

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

Donde:

T=Periodo de retorno (años).

R=Riesgo de falla (%).

N= Vida util de la obra (años).

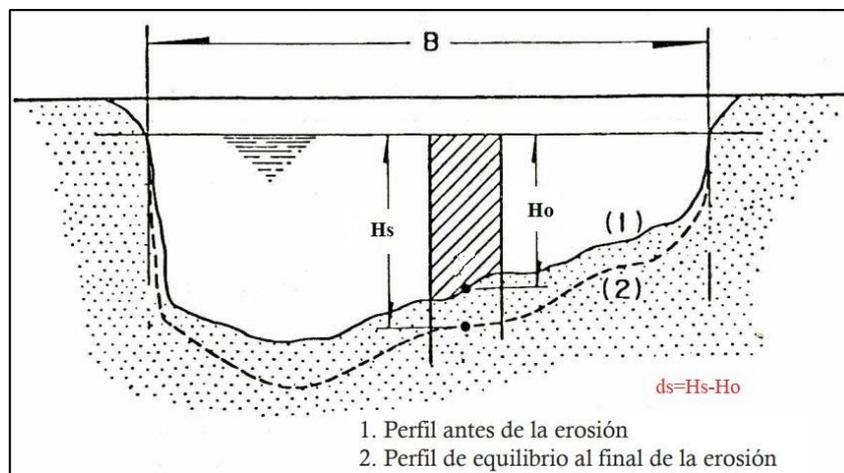
**Tabla 1: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje**

Tipo de Obra	Riesgo Admisible (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

FUENTE: MTC (2008)

## 2.4. SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general es el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos del cauce en suspensión durante crecientes. Ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. El descenso del cauce puede ser uniforme o no uniforme a través de la sección transversal (Ver Figura 1).



**Figura 1: Esquema de la socavación general**

FUENTE: Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1992)

### 2.4.1. Método de Lischvan - Levediev

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente

(Vr) y la velocidad media erosiva (Ve). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo 106 y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua. El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura 1) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

**a. Para suelos granulares Se tiene la siguiente ecuación:**

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+x}$$

Donde:

Hs -h=profundidad de socavación (m)

h= tirante de agua (m)

Dm= diámetro característico del lecho (mm)

$\beta$  = coeficiente de frecuencia.

$\mu$  = factor de corrección por contracción del cauce.

$\phi$  = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

El factor de corrección por contracción  $\mu$  es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación. En la siguiente tabla se muestra el factor de corrección por contracción del cauce  $\mu$ .

**Tabla 2: Factor de corrección por contracción de cauce  $\mu$**

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

FUENTE: Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1992)

V : Velocidad media en la sección transversal.

$\mu$  : 1.0, si no hay obstáculos. Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos.

**b. Para suelos cohesivos**

Considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

Se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+x}$$

Donde:

$H_s$  -h=profundidad de socavación (m)

h= tirante de agua (m)

$\gamma_s$ = peso específico del sedimento del lecho (T/m<sup>3</sup>)

$\beta$  = coeficiente de frecuencia.

$\mu$  = factor de corrección por contracción del cauce.

$\phi$  = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

## 2.5. PARÁMETROS HIDRÁULICOS

### 2.5.1. Tamaño de la roca

Para proteger la ribera del flujo producido por el río, se va utilizar el enrocado y para su análisis de la estabilidad del enrocado, en el talud y en la base existen los métodos de velocidad y el de los factores de estabilidad, en el presente caso se van usar fórmulas basadas en la velocidad.

- Método del U.S Department of Transportation.
- Método de Isbash.
- Método del USBR.
- Método de la División de carreteras de California.

### 2.5.2. Profundidad de la uña de anclaje

Determinada la profundidad de socavación, ésta indica hasta donde excavaría el río, profundidad hasta la cual deberán llegar las cimentaciones de las estructuras, esta profundidad depende del tipo de material que se consideró en el cálculo, suelos no cohesivos.

Para la profundidad de cimentación se utilizó la fórmula de Lacey:

$$D_s = 1.34 \left( \frac{q^2}{f} \right)^{1/3}$$

$$q = \frac{Q}{b}$$

$$f = 1.75 \sqrt{D_{50}}$$

Donde:

$D_{50}$  = Diámetro del sedimento

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

$b$  = Ancho del cauce (m.)

$q$  = Caudal unitario (m<sup>3</sup>/s/m)

$f$  = Coeficiente del material del lecho

### 2.5.3. Ancho en la base

El espesor mínimo del enrocado se determina con las recomendaciones hechas por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (1970).

Conociendo la profundidad de socavación, se determina el valor del ancho del enrocado en la base con la siguiente expresión:

$$A = 1.5 * P$$

Donde:

A: Ancho del enrocado en la base (m).

### 2.5.4. Altura del enrocado

Este parámetro involucra a la cota de flujo, cota de socavación y el borde libre, tal como se muestra en la siguiente ecuación (Maldonado, 2016).

$$H = cota\ flujo - cota\ socavacion + f$$

$$f = \phi \left[ \frac{V^2}{2g} \right]$$

**Tabla 3: Valores del coeficiente ( $\phi$ ) para diversos caudales**

Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	Coeficiente ( $\phi$ )
3000-4000	2.0
2000-3000	1.7
1000-2000	1.4
500-1000	1.2
100-500	1.1

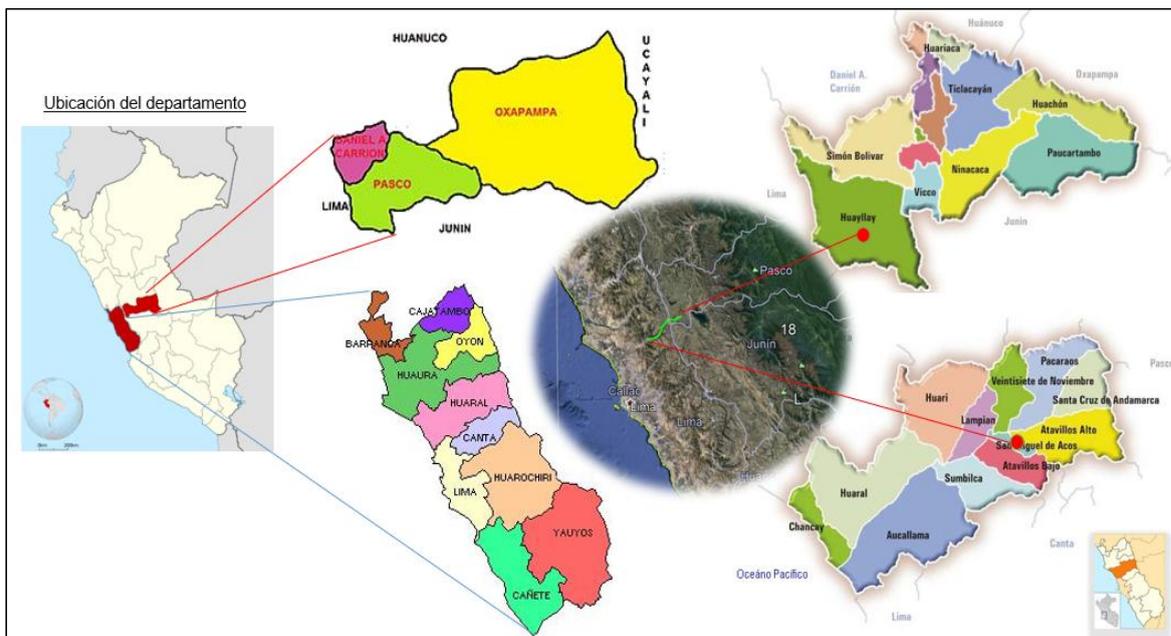
FUENTE: Diseño de defensas ribereñas-Rubén Terán

### III. DESARROLLO DEL TRABAJO

#### 3.1. UBICACIÓN Y ACCESOS

La defensa ribereña en estudio se está planteando para la protección de un sector de la vía Huaral - Acos – Huayllay en el tramo que abarca desde el Km 20+290 al 21+000.

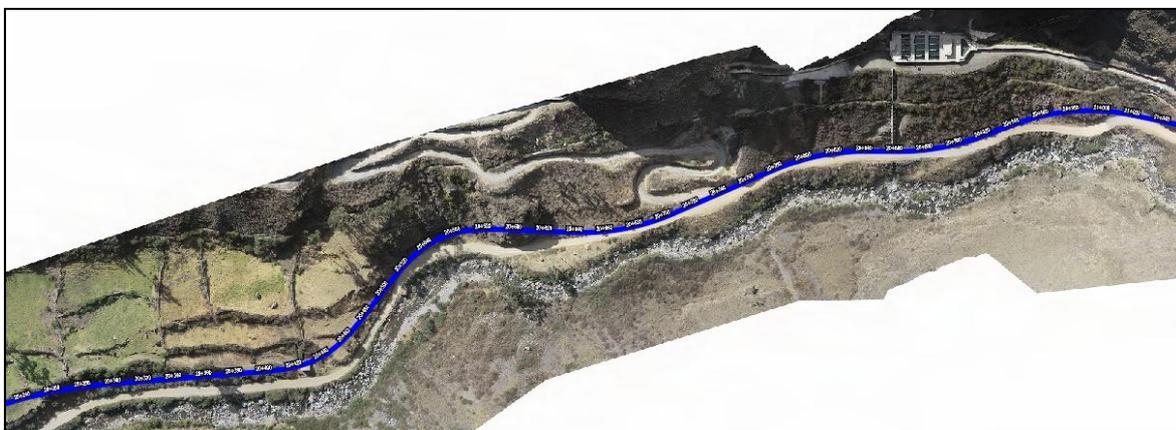
La vía Huaral - Acos – Huayllay forma parte de la Ruta Nacional PE-20C (ex ramal PE-1NC), se encuentra ubicado en los distritos de San Miguel de Acos y Pacaraos pertenecientes a la provincia de Huaral del departamento de Lima y en el distrito de Huayllay de la provincia y departamento de Pasco. La ubicación de la carretera se muestra en la Figura 2.



**Figura 2: Ubicación del área de estudio**

El acceso se realiza a través de la carretera Panamericana Norte, hasta el desvío a la localidad de Huaura. Desde este punto se continúa pasando por los poblados de Huayan, Hornillos, Santo Domingo, San Miguel, Quispe Bajo, Huataya, hasta llegar a la localidad de Acos, que corresponde al inicio de la carretera.

El sector vulnerable a inundación de la carretera se encuentra aguas abajo del puente Tingo. A continuación, se muestra una imagen satelital del sector vulnerable en estudio (Ver la Figura 3).



**Figura 3: Imagen satelital del sector vulnerable desde el Km 20+290 al Km 21+000**

### 3.2. INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA UTILIZADA

Se cuenta con caudales máximos diarios de la Estación Santo Domingo, ubicada en el Río Chancay. En la Tabla 4 se muestra las características de la estación.

**Tabla 4: Estación Hidrométrica Santo Domingo**

N°	Estación	Dep.	Prov.	Distr.	Latitud	Longitud	Altitud msnm
1	Sto. Domingo	Lima	Huaral	Huaral	11° 23'	77° 03'	697

FUENTE: Estación Santo Domingo.

### 3.3. CAUDALES MÁXIMOS DIARIOS

Se cuenta con 30 años de caudales máximos diarios del Río Chancay, para el período 1960-1989, que fueron tomados del Estudio Análisis “Estadístico de Máximas Avenidas en Ríos de la Costa Peruana”, que se muestran en la Tabla 5.

También se cuenta con 30 años de registros de caudales máximos diarios del Río Chancay, obtenidos de la Autoridad Local de Aguas Chancay-Huaral, para el período 1990-2019, que se muestran en la Tabla 6.

Juntando los dos períodos, se cuenta con 60 años de registro en la estación Santo Domingo, para el período 1960-2019. Como se observa, se cuenta con registros de caudales máximos diarios, suficientes en extensión que permiten ser utilizados en el análisis hidrológico.

En la Tabla 7 se muestra la serie anual de caudales máximos diarios, para el período 1960-2019. En la Figura 4 se muestran el hidrograma de la serie anual de caudales máximos diarios.

**Tabla 5: Caudales máximos diarios - Estación Santo Domingo**

N°	Año	Q(m <sup>3</sup> /s)	N°	Año	Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1960	67.1	20	1979	90.1
2	1961	101.4	21	1980	78.6
3	1962	116.0	22	1981	142.5
4	1963	123.1	23	1982	81.0
5	1964	98.0	24	1983	120.0
6	1965	180.2	25	1984	116.6
7	1966	61.0	26	1985	73.2
8	1967	400.6	27	1986	70.0
9	1968	37.5	28	1987	80.0
10	1969	106.0	29	1988	52.0
11	1970	158.0	30	1989	110.9
12	1971	83.2	31		
13	1972	484.2	32		
14	1973	172.1	33		
15	1974	143.2	34		
16	1975	97.3	35		
17	1976	125.4	36		
18	1977	115.5	37		
19	1978	64.8	38		

FUENTE: Análisis Estadístico de Máximas Avenidas en Ríos de la Costa Peruana

**Tabla 6: Caudales Máximos Diarios (m<sup>3</sup>/s).- Estación Santo Domingo**

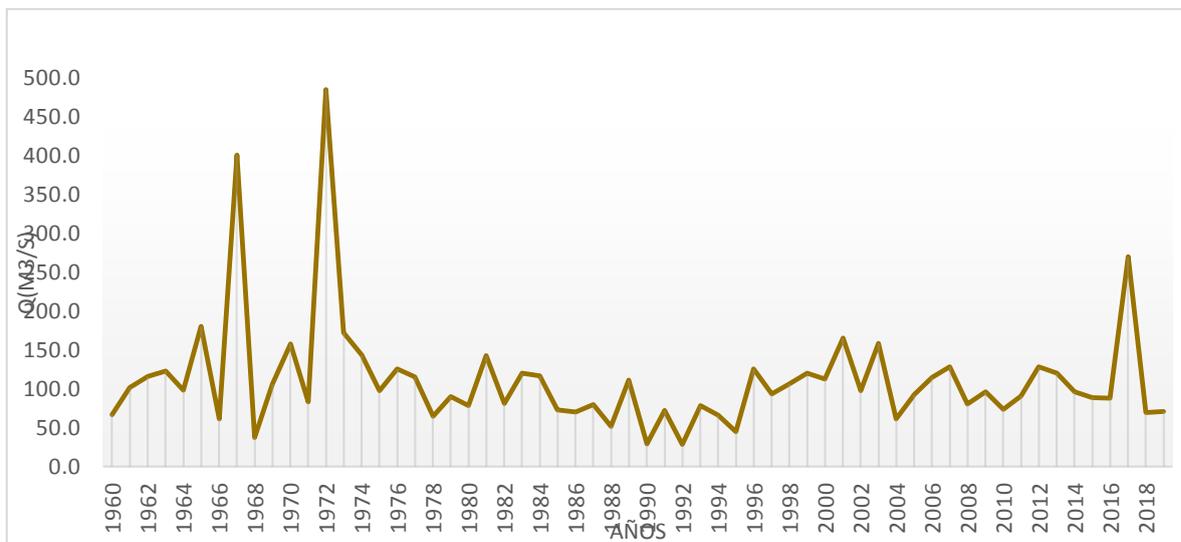
ESTACION:	SANTO DOMINGO.				LAT. :	11° 23 ' "S"	ALT. :	697 msnm		PROV. :	HUARAL		
PARAMETRO:	CAUDALES MAXIMOS DIARIOS.				LONG. :	77° 03 ' "W"	DPTO. :	LIMA		DIST. :	HUARAL		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
1990	18.41	11.33	22.10	6.40	4.60	4.50	4.31	3.21	4.37	8.36	26.50	28.90	
1991	28.20	36.80	72.00	18.80	9.74	6.38	5.42	4.77	4.36	8.92	15.80	9.93	
1992	13.40	9.45	28.50	15.50	4.85	3.20	3.19	3.06	3.29	7.95	3.00	6.10	
1993	23.43	74.49	78.32	23.41	16.03	6.71	6.75	3.48	5.03	4.94	26.51	39.01	
1994	37.00	65.94	37.23	31.20	22.00	12.50	6.37	5.60	6.45	6.60	10.00	13.00	
1995	27.00	24.00	45.00	35.00	11.00	6.10	4.50	5.00	4.16	4.58	13.50	29.12	
1996	53.83	125.36	93.30	27.52	13.10	8.35	4.60	4.62	4.86	5.32	4.62	12.28	
1997	18.93	91.82	46.79	8.21	5.29	3.64	3.69	3.44	4.05	4.08	12.50	93.23	
1998	93.01	101.89	106.31	60.81	17.61	7.35	6.20	5.15	4.58	8.64	9.00	12.15	
1999	33.14	120.00	80.12	43.71	16.98	10.31	5.75	4.18	6.05	8.15	6.54	15.38	
2000	42.53	98.05	112.40	37.25	16.60	12.71	6.93	5.68	4.61	11.13	10.02	34.32	
2001	61.59	61.81	165.06	100.31	20.12	10.50	8.00	6.80	5.80	6.46	41.59	21.57	
2002	18.97	68.93	97.46	68.00	21.80	8.11	6.37	5.70	4.78	12.30	33.57	23.69	
2003	59.57	97.90	158.49	43.18	19.00	7.70	5.47	6.15	6.05	6.17	6.07	47.38	
2004	28.13	61.19	42.36	20.07	7.33	4.52	3.60	4.13	4.00	11.00	47.84	46.10	
2005	60.67	24.84	78.00	92.67	9.37	6.13	5.63	5.57	5.97	5.80	6.65	18.33	
2006	60.67	114.67	86.67	71.33	13.88	6.68	6.00	6.32	6.60	7.10	10.50	63.00	
2007	74.00	78.80	80.00	128.33	17.67	9.20	6.50	7.07	6.80	9.70	10.93	12.17	
2008	43.67	80.33	61.67	42.33	11.00	6.30	6.25	6.17	6.00	8.00	7.48	12.50	
2009	55.00	96.00	95.00	85.00	22.00	11.03	8.40	7.70	7.60	19.00	33.67	56.67	
2010	58.67	51.00	73.67	65.00	15.80	9.23	7.40	6.50	7.60	8.40	9.10	56.00	
2011	85.00	89.00	74.00	91.00	22.50	11.30	8.90	7.30	7.10	8.30	9.20	78.00	
2012	64.00	119.00	128.00	76.00	30.00	11.90	9.50	7.31	7.80	9.00	20.00	0.00	
2013	81.00	81.00	120.00	43.00	13.60	10.80	9.30	7.70	8.30	9.55	9.50	42.00	
2014	62.00	69.00	96.00	38.00	35.00	12.50	8.50	7.45	7.25	8.65	24.00	58.00	
2015	72.00	63.00	89.00	36.00	16.00	9.70	7.20	6.38	7.20	8.80	15.00	43.00	
2016	30.00	87.00	88.00	31.50	14.00	6.65	5.90	5.65	6.23	7.87	5.80	9.04	
2017	107.80	157.54	269.60	91.00	25.00	15.50	10.60	8.50	8.30	12.70	86.76	86.74	
2018	43.29	43.96	69.48	35.67	28.46	10.04	8.51	8.50	7.03	8.57	11.71	16.50	
2019	64.42	70.93	67.45	37.29	18.31	9.00	8.00	8.08	8.18	8.42	13.74	42.50	

FUENTE: Autoridad Local del Agua del Valle Chancay Huaral.

**Tabla 7: Caudales Máximos Anuales - Estación Santo Domingo**

Año	Q(m <sup>3</sup> /s)	Año	Q(m <sup>3</sup> /s)
1960	67.1	1990	28.9
1961	101.4	1991	72.0
1962	116.0	1992	28.5
1963	123.1	1993	78.3
1964	98.0	1994	65.9
1965	180.2	1995	45.0
1966	61.0	1996	125.4
1967	400.6	1997	93.2
1968	37.5	1998	106.3
1969	106.0	1999	120.0
1970	158.0	2000	112.4
1971	83.2	2001	165.1
1972	484.2	2002	97.5
1973	172.1	2003	158.5
1974	143.2	2004	61.2
1975	97.3	2005	92.7
1976	125.4	2006	114.7
1977	115.5	2007	128.3
1978	64.8	2008	80.3
1979	90.1	2009	96.0
1980	78.6	2010	73.7
1981	142.5	2011	91.0
1982	81.0	2012	128.0
1983	120.0	2013	120.0
1984	116.6	2014	96.0
1985	73.2	2015	89.0
1986	70.0	2016	88.0
1987	80.0	2017	269.6
1988	52.0	2018	69.5
1989	110.9	2019	70.9

FUENTE: Estación Santo Domingo



**Figura 4: Caudales Máximo Diarios-Santo Domingo**

Se puede observar que los picos de caudales coinciden con las épocas de ocurrencia del Fenómeno “El niño” como se observa en la Tabla 8, donde se verifica que del año 1972 al 1973 se tiene una magnitud del tipo “Moderado”, asimismo para el año 2016 al 2017 se tiene una magnitud del tipo “Moderado”.

**Tabla 8: Eventos El Niño en la costa peruana de 1950 - 2018**

<b>Año inicial</b>	<b>Mes inicial</b>	<b>Año final</b>	<b>Mes final</b>	<b>Duración</b>	<b>Magnitud</b>
1951	5	1951	11	7	Moderado
1953	3	1953	6	4	Débil
1957	3	1957	12	10	Fuerte
1965	3	1965	9	7	Moderado
1969	4	1969	7	4	Débil
1972	3	1973	1	11	Moderado
1976	5	1976	11	7	Moderado
1982	7	1983	11	17	Extraordinario
1986	12	1987	12	13	Moderado
1991	7	1992	6	12	Moderado
1993	3	1993	9	7	Moderado
1994	11	1995	1	3	Débil
1997	3	1997	9	19	Extraordinario
2002	3	2002	5	3	Débil
2002	10	2002	12	3	Débil
2006	8	2007	1	6	Débil
2008	3	2008	9	7	Débil
2009	5	2009	9	5	Débil
2012	3	2012	7	5	Débil
2014	5	2014	11	7	Débil
2015	4	2016	7	16	Fuerte
2016	12	2017	5	6	Moderado
2018	11	2019	3	5	Débil

FUENTE: ENFEN- Estudio Nacional del Fenómeno del Niño

### **3.4. ANÁLISIS DE DATOS DUDOSOS DE CAUDALES MÁXIMOS ANUALES**

Se realizó el análisis de datos dudosos de los caudales máximos diarios, como se muestra en la Tabla 9.

Se observa que el análisis muestra como dato dudoso el valor del año 1972, sin embargo, se mantiene en la serie por cuanto representa la influencia del Fenómeno del Niño, que se presentó el año 1972.

**Tabla 9: Prueba de Datos Dudosos - Estación Santo Domingo**

N°	Qmax(m³/s)	Log (Qmax)	N°	Qmax(m³/s)	Log (Qmax)
1	67.10	1.826723	31	28.90	1.460898
2	101.40	2.006038	32	72.00	1.857332
3	116.00	2.064458	33	28.50	1.454845
4	123.10	2.090258	34	78.32	1.893862
5	98.00	1.991226	35	65.94	1.819149
6	180.20	2.255755	36	45.00	1.653213
7	61.00	1.785330	37	125.36	2.098142
8	400.60	2.602711	38	93.23	1.969551
9	37.50	1.574031	39	106.31	2.026558
10	106.00	2.025306	40	120.00	2.079181
11	158.00	2.198657	41	112.40	2.050747
12	83.20	1.920123	42	165.06	2.217644
13	484.20	2.685025	43	97.46	1.988826
14	172.10	2.235781	44	158.49	2.199999
15	143.20	2.155943	45	61.19	1.786702
16	97.30	1.988113	46	92.67	1.966925
17	125.40	2.098298	47	114.67	2.059438
18	115.50	2.062582	48	128.33	2.108338
19	64.80	1.811575	49	80.33	1.904894
20	90.10	1.954725	50	96.00	1.982271
21	78.60	1.895423	51	73.67	1.867271
22	142.50	2.153815	52	91.00	1.959041
23	81.00	1.908485	53	128.00	2.107210
24	120.00	2.079181	54	120.00	2.079181
25	116.60	2.066699	55	96.00	1.982271
26	73.20	1.864511	56	89.00	1.949390
27	70.00	1.845098	57	88.00	1.944483
28	80.00	1.903090	58	269.60	2.430720
29	52.00	1.716003	59	69.48	1.841844
30	110.90	2.044932	60	70.93	1.850815

<b>Método del WATER RESOURCES COUNCIL</b>			
<b>Determinación de OUTLIERS, Santo Domingo</b>			
Media		<b>111.92</b>	<b>mm</b>
Desviación Estándar		<b>74.129</b>	
Coef. Asimetría (Cs)		<b>3.324</b>	
PI (Media de Logaritmos)		1.990	
SL (Desviación Estándar de los Logaritmos)		0.216	
Coficiente de Asimetría (Cs)		0.437	
n (Número de Datos)		60	
Kn		2.837	
Dato dudoso alto			
Dato dudoso bajo			
<b>-0.4 &lt; Cs = 3.324 &lt; 0.4</b>			
PL1 (Límite Superior)		2.685025	
PL2 (Límite Inferior)		1.454845	
P1 (Límite Superior)		484.200	<b>mm</b>
P2 (Límite Inferior)		28.500	<b>mm</b>
Yh		<b>2.60302822</b>	
Qh		<b>400.89</b>	<b>mm</b>
El mayor valor registrado	484.2 > 400.893	<b>Existe Dato Dudoso</b>	
Yh		<b>1.37699294</b>	
Qh		<b>23.82</b>	<b>mm</b>
El mínimo valor registrado	28.5 > 23.823	<b>No Existe Dato Dudoso</b>	

### 3.5. CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS

La serie de caudales máximos diarios anuales, serán pasados a caudales máximos instantáneos, mediante la corrección de Fuller.

$$F_f = 1 + \frac{2.66}{A^{0.30}}$$

$$Q_{MI} = F_f Q_{MA}$$

Donde:

A= área de la cuenca hasta la estación Sto.Domingo

$Q_{MI}$ = caudal máximo instantáneo.

$Q_{MA}$ = caudal máximo anual.

Los caudales máximos instantáneos se muestran en la Tabla 10.

**Tabla 10: Caudales máximos instantáneos-Estación Santo Domingo**

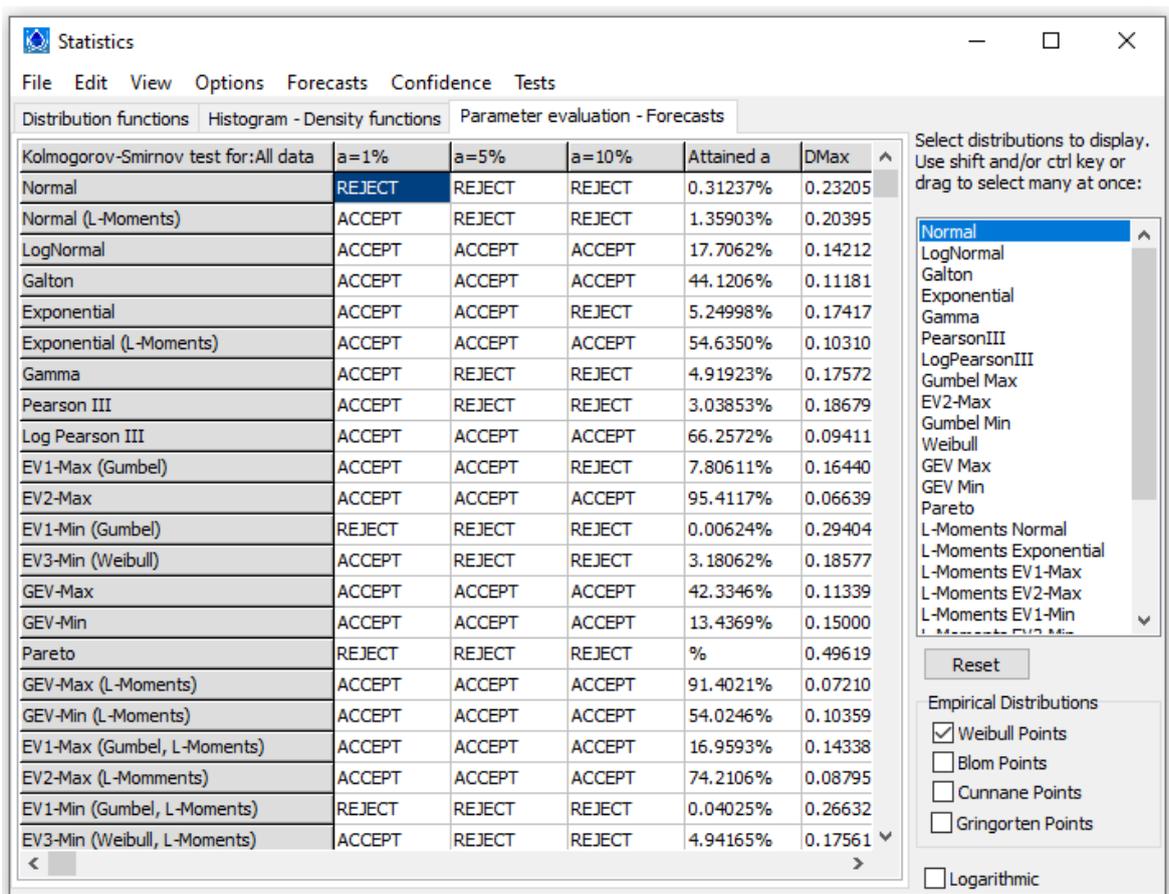
Nº	Año	Q(m <sup>3</sup> /s)	Nº	Año	Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1960	85.80	31	1990	36.90
2	1961	129.60	32	1991	92.10
3	1962	148.30	33	1992	36.40
4	1963	157.40	34	1993	100.10
5	1964	125.30	35	1994	84.30
6	1965	230.40	36	1995	57.50
7	1966	78.00	37	1996	160.30
8	1967	512.20	38	1997	119.20
9	1968	47.90	39	1998	135.90
10	1969	135.50	40	1999	153.40
11	1970	202.00	41	2000	143.70
12	1971	106.40	42	2001	211.00
13	1972	619.10	43	2002	124.60
14	1973	220.00	44	2003	202.60
15	1974	183.10	45	2004	78.20
16	1975	124.40	46	2005	118.50
17	1976	160.30	47	2006	146.60
18	1977	147.70	48	2007	164.10
19	1978	82.80	49	2008	102.70
20	1979	115.20	50	2009	122.70
21	1980	100.50	51	2010	94.20
22	1981	182.20	52	2011	116.30
23	1982	103.60	53	2012	163.70
24	1983	153.40	54	2013	153.40
25	1984	149.10	55	2014	122.70
26	1985	93.60	56	2015	113.80
27	1986	89.50	57	2016	112.50
28	1987	102.30	58	2017	344.70
29	1988	66.50	59	2018	88.80
30	1989	141.80	60	2019	90.70

### 3.6. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE LOS CAUDALES MÁXIMOS

De acuerdo con esta prueba de ajuste, los datos observados de la estación Santo Domingo, se ajustan a las distribuciones Log Pearson y Gumbel, no existiendo mayor diferencia entre ellos, sin embargo, se eligió la distribución Log Pearson III, por tener el menor valor de D. Los resultados del análisis de Kolmogórov-Smirnov se muestran en la Tabla 11.

**Tabla 11: Prueba de ajuste Smirnov – Kolmogorov - Caudales máximos**

Distribución	Estación Santo Domingo	
	D Teórico	
Pearson III	0.18674	
Log Pearson III	<b>0.09409</b>	
Gumbel	0.16428	
D Tabla		
n =60		
alfa =0,05		
0.1755		



**Figura 5: Test de Kolmogorov- Smirnov, Software Hidronogmon**

### 3.7. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LOS CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS

Se realizó el análisis de frecuencia de los caudales máximos instantáneos, mediante el programa Hydrognomon, utilizando la distribución Log Pearson Tipo III. Los caudales máximos para los períodos de retorno de 140 y 500 años son los siguientes:

$$Q_{140} = 505.37 \text{ m}^3/\text{s} / Q_{500} = 681.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 3.8. PERIODO DE RETORNO

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje de Carreteras, recomienda utilizar como valores máximos de riesgo admisible, los valores para diferentes vidas útiles de las estructuras de drenaje que se muestran en la Tabla 12.

**Tabla 12: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje**

Tipo de Obra	Riesgo Admisible (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(\*)-Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

-Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*) -Vida Útil considerado (n)

. Puentes y Defensas Ribereñas n=40 años

. Alcantarillas de quebradas importantes n=25 años

. Alcantarillas de quebradas menores n=15 años

. Drenaje de plataforma y Subdrenes n=15 años

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

-El propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

FUENTE: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

De acuerdo con la Tabla 12, para cumplir con los riesgos de falla y vida útil propuestos, se obtienen los siguientes valores de períodos de retorno, que se muestran en la Tabla 13.

**Tabla 13: Periodo de retorno**

Tipo de Obra	Riesgo (%)	Vida Útil (años)	Tiempo de Retorno (años)
Puentes	25%	40	140
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30%	25	71
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35%	15	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40%	15	30
Subdrenes	40%	15	30
Defensas Ribereñas	25%	40	140

Se usará para el diseño de las defensas ribereñas un periodo de retorno de 140 años, establecido en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC. No se contempla una normativa propiamente para defensas ribereñas en los repositorios de la ANA, solo para fajas marginales un periodo de retorno de 50 años. En conclusión, se trabajará con la norma establecida por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

### 3.9. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LAS CUENCAS

Los parámetros que se han obtenido de la cuenca son área, longitud del cauce, Índice de Gravelius, Factor de Forma, altitudes máxima y mínima, pendientes y tiempo de concentración. Las cuencas identificadas corresponden a cuencas grandes, medianas y pequeñas.

#### 3.9.1. Área y perímetro de la cuenca

El área está definida como la proyección horizontal de toda la superficie de drenaje de un sistema de escorrentía en el cauce. Corresponde a la superficie delimitada por la divisoria de aguas (*Divortium Aquarium*) de la zona de estudio; este parámetro se expresa en Km<sup>2</sup>.

El perímetro de la cuenca es la longitud de la línea divisoria de aguas y conforma el contorno del área de la cuenca.

#### 3.9.2. Índice de Gravelius

El coeficiente de compacidad o índice de Gravelius, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca y de una circunferencia cuya área es igual a la de un círculo que es equivalente al área de la cuenca.

$$Kc = P / (2\sqrt{(\pi A)})$$

Donde:

Kc = coeficiente de compacidad.

P = perímetro de la cuenca (km).

A = área de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

Cuando el coeficiente de compacidad fuera igual a la unidad significa que habrá mayores oportunidades de avenida debido a que los tiempos de concentración Tc de los diferentes puntos de la cuenca serian iguales. Generalmente en cuencas muy alargadas el valor de Kc es mayor que 2.

**Tabla 14: Índice de compacidad para la evaluación de la forma**

Rango	forma
1.0 a 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 a 1.5	Redonda a oval redonda
1.5 A 1.75	Oval oblonga a rectangular oblonga
> 1.75	Casi rectangular (alargada)

FUENTE: Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas (2017).

### 3.9.3. Factor forma

El factor forma es la relación entre el ancho medio de la cuenca (Am) y la longitud del curso de agua más largo (L). El ancho medio de la cuenca se obtiene dividiendo el área de la misma entre la longitud del curso de agua más largos.

$$F_l = \frac{A_m}{L}$$

**Tabla 15: Valores correspondientes al factor de forma (kf)**

Factor de forma	Forma de la cuenca
<0.22	Muy Alargada
0.22 a 0.30	Alargada
0.30 a 0.37	Ligeramente Alargada
0.37 a 0.45	ni alargada ni ensanchada
0.45 a 0.60	ligeramente ensanchada
0.60 a 0.80	Ensanchada
0.80 a 1.20	Muy ensanchada
>1.20	Rodeando el desagüe

FUENTE: Pérez (1979)

### 3.9.4. Pendiente media del cauce principal

Este parámetro es empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos, se determina mediante la siguiente formula.

$$l_c = \frac{HM - Hm}{1000 * L}$$

Donde:

$l_c$  = pendiente media del río.

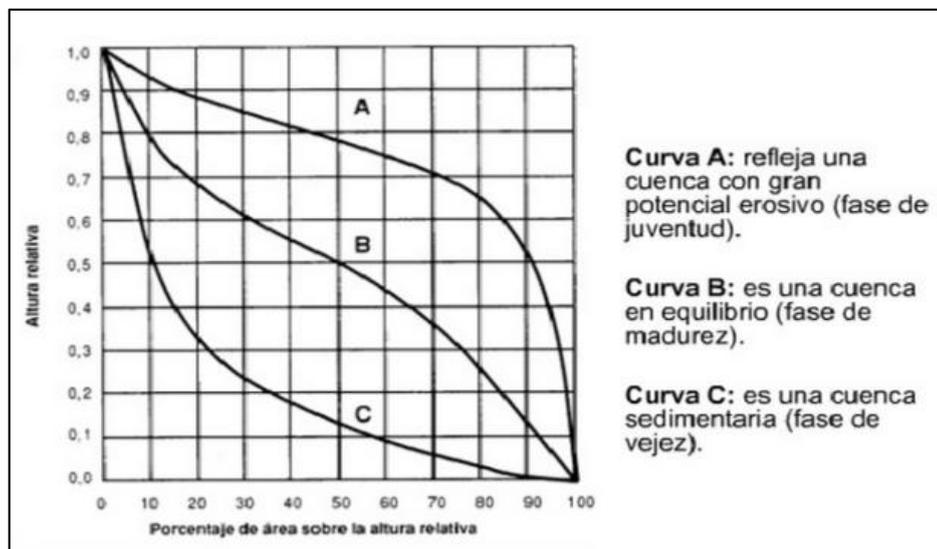
L = longitud del río en km.

HM = altura máxima del lecho del río.

Hm = altura mínima del lecho del río.

### 3.9.5. Curva hipsométrica

La curva hipsométrica describe la distribución del área acumulada de una cuenca de acuerdo a la altitud. Debido al carácter acumulativo del área, la curva hipsométrica indica el total o porcentaje de área por encima de la cota altitudinal consultada. En el Anexo, se muestran las curvas hipsométricas de las cuencas principales.



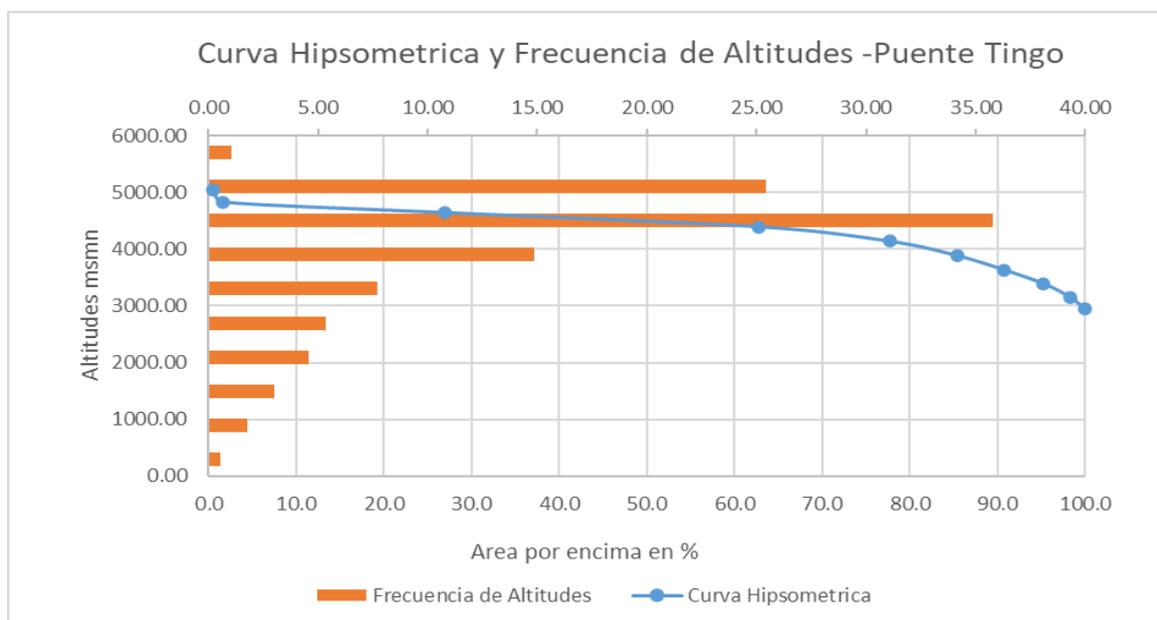
**Figura 6: Curva Hipsométrica**

Como se puede apreciar en la figura, en la curva A se puede ver que aproximadamente a 0.9 de altura tenemos el 20% del área de la cuenca o para todos los casos en altura 0.0

tenemos el 100% del área de la cuenca. Gracias a estas curvas se puede ver, que la cuenca A al ser una cuenca que posee una mayor cantidad de área a mayor altura que las demás cuencas es posible afirmar que posee un gran potencial erosivo, mientras que para la curva C es totalmente lo contrario.

**Tabla 16: Generación de la Curva Hipsométrica de la Cuenca Tingo**

Objectid	Min	Max	Count	Área	Área en %	A por encima	AA%	STD	Sum	Z mean
1	2767	3014	1854	1744254.15	0.54	322455579.52	100.0	52.29	5452671	2941.03
2	3015	3262	6035	5677763.64	1.76	316777815.87	98.2	71.38	19041179	3155.12
3	3263	3509	10228	9622562.81	2.98	307155253.1	95.3	70.96	34689311	3391.60
4	3510	3757	15571	14649288.77	4.54	292505964.3	90.7	72.15	56618366	3636.14
5	3758	4004	18367	17279782.08	5.36	275226182.2	85.4	70.78	71388407	3886.78
6	4005	4252	26376	24814696.58	7.70	250411485.6	77.7	70.71	109146777	4138.11
7	4253	4500	50999	47980160.41	14.88	202431325.2	62.8	72.58	224029936	4392.83
8	4501	4747	122681	115419009.38	38.79	87012315.85	27.0	68.93	269385561	4641.19
9	4748	4995	87084	81929141.54	25.41	5083174.311	1.6	57.92	420442741	4828.01
10	4996	5243	3549	3338920.16	1.04	1744254.15	0.5	49.27	17920045	5049.32
<b>TOTAL</b>				<b>322455579.52</b>	<b>100.00</b>					



**Figura 7: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes - Cuenca Tingo**

### 3.10. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

En cuanto al tiempo de concentración, el cual está relacionado con la forma de la cuenca, se define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que la totalidad de la cuenca contribuya al drenaje o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la divisoria de aguas hasta llegar a la salida de la misma, existen diversas fórmulas para calcular el tiempo de concentración, como Kirpich, Temez y Bransby Williams. En el presente estudio se ha empleado el promedio de dos fórmulas ampliamente utilizadas: Temez y Bransby Williams, por cuanto la fórmula de Kirpich da valores muy bajos. En la Tabla 17 se muestra las características de la cuenca Tingo.

**Tabla 17: Características Cuenca Tingo**

Nombre	Estructura existente	Área	Perímetro	Ancho medio	Long. del cauce	Coefficiente de compacidad	Factor de forma	Altitud (msnm)		Pendiente	Tiempo de concentración Tc (horas)		
		(Km <sup>2</sup> )	(Km.)	km.	(m)	Kc	Kf	Min	Max	S(m/m)	Temez	Bransby-Williams	Prom.
Tingo	Pte Bailey 32.10x4.60 m.	322.47	90.25	11.77	27409	1.41	0.43	2737	4750	0.0734	6.1	6.31	6.21

### 3.11. MÉTODO BASADO EN CAUDALES MEDIDOS EN SANTO DOMINGO

El caudal utilizado para el diseño de la defensa ribereña será el calculado en el puente contiguo el puente Tingo. Este método será utilizado para estimar el caudal máximo en el puente Tingo.

Del análisis de frecuencia de los caudales máximos instantáneos presentados en la estación Santo Domingo, que controla una superficie de cuenca de 1848.02 km<sup>2</sup>, se estimaron los siguientes caudales máximos:

$$Q_{140} = 505.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{500} = 681.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

De acuerdo al estudio<sup>1</sup>, elaborado por el Ex Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA), el área de la cuenca húmeda, que es, la que realmente aporta escorrentía, es de 1493.78 km<sup>2</sup>, se puede asumir que los caudales máximos para los períodos de retorno de 140 y 500 años en Santo Domingo, corresponden a la cuenca húmeda.

El caudal máximo en el puente se obtiene por relación de áreas.

$$Q_c = Q_{Tr} \frac{A_p}{A_{Ch}}$$

Donde:

$Q_p$  = Caudal máximo en la cuenca. (m<sup>3</sup>/s).

$Q_{Tr}$  = Caudal máximo para el período de retorno en la cuenca húmeda (m<sup>3</sup>/s).

$A_p$  = Área de la cuenca de estudio en km<sup>2</sup>.

$A_{Ch}$  = Área de la cuenca húmeda.

**Tabla 18: Caudal máximo en el puente Tingo**

Puente	Progresiva Km.	Área (km <sup>2</sup> )	Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	
			Q140	Q500
Tingo	21+655	322.47	109.10	147.09

<sup>1</sup> Evaluación y Ordenamiento de los Recursos Hídricos de la cuenca Chancay-Huaral, INRENA, 2001.

### 3.12. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

#### 3.12.1. Coeficiente de rugosidad de Manning

Existen varias metodologías para determinar la rugosidad del cauce, como son las formulaciones de Cowan Schneider (1956) y la de Scobey (1931) de las cuales se optó por la metodología de Cowan, ya que utiliza características que fueron identificadas en campo. La metodología de Scobey, clasifica 5 tipos de rugosidades definiendo para el cauce las características que se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 19: Valores de "n" para el método de Scobey**

Valor	Descripción
0.025	Cauce de tierra natural con buen alineamiento con sin vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes
0.03	Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente.
0.035	Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente.
0.040 a 0.050	Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes.
0.060 a 0.075	Cauce con gran cantidad de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular.

Cowan propone un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad puede estimarse mediante la siguiente relación:

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

Donde:

n<sub>0</sub>: Rugosidad base para un cauce de un material dado.

n<sub>1</sub>: Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n<sub>2</sub>: Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n<sub>3</sub>: Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n<sub>4</sub>: Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

n5: Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

**Tabla 20: Valores de "n" para el método de Cowan**

Condiciones del cauce		Valores
Material involucrado	Tierra	n0 0.020
	Corte en Roca	0.025
	Grava Fina	0.024
	Grava Gruesa	0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n1 0.000
	Menor	0.005
	Moderado	0.010
	Severo	0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n2 0.000
	Ocasionalmente Alternante	0.050
	Frecuentemente Alternante	0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n3 0.000
	Menor	0.010-0.015
	Apreciable	0.020-0.030
	Severo	0.040-0.060
Vegetación	Baja	n4 0.005-0.010
	Media	0.010-0.025
	Alta	0.025-0.050
	Muy Alta	0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	n5 1.000
	Apreciable	1.150
	Severo	1.300

Los valores de rugosidad encontrados por los métodos de Cowan y Scobey, se muestran en la Tabla 21.

**Tabla 21: Determinación del coeficiente de rugosidad**

Coeficiente	Método de Cowen		Método de Scobey
	Condición	Valor	
n0	Gravoso Grueso	0.028	Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes
n1	Escasa	0.005	
n2	Ocasionalmente alternante	0.005	
n3	Despreciables	0	
n4	Medio	0.012	
n5	Menor	1	
<b>n</b>		<b>0.05</b>	<b>0.045</b>

Se selecciona el valor de 0.050.

### 3.12.2. Nivel de aguas máximo extraordinario (NAME)

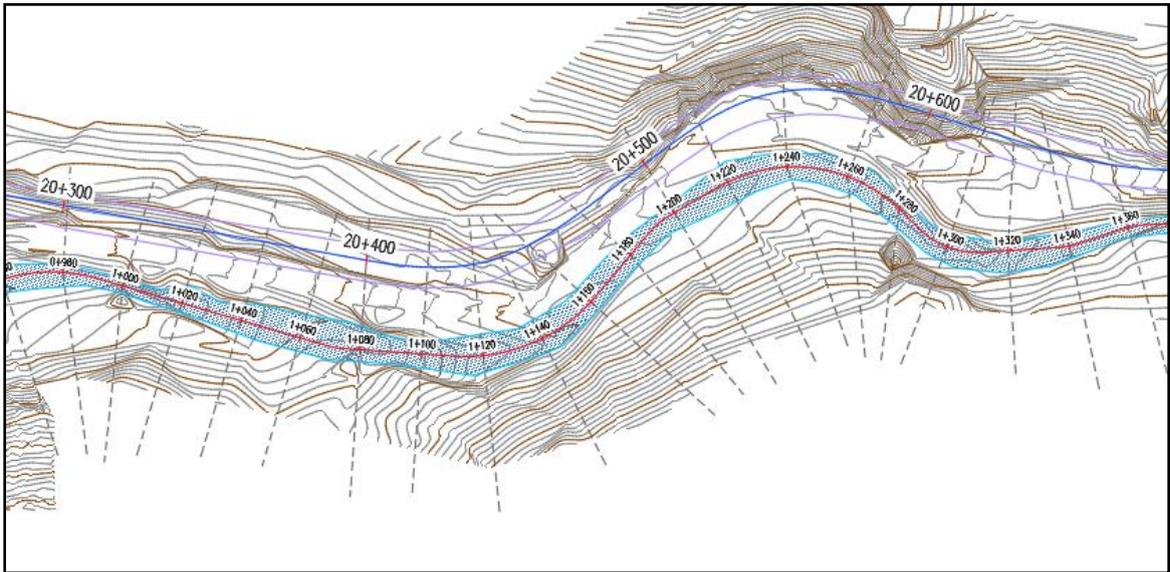
Se empleará el modelo matemático HEC-RAS (River Analysis System) del Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), perteneciente al Cuerpo de Ingenieros del Ejército Estadounidense (<https://www.hec.usace.army.mil/software/HEC-RAS/>).

Este programa permite realizar análisis de flujo permanente y no permanente, unidimensional gradualmente variado, en lámina libre de agua para distintos gastos circulantes.

El programa fue diseñado de manera que, por medio de la elaboración de modelos, se pueda realizar cálculos hidráulicos en una dimensión con régimen permanente o no permanente para una red completa de cauces abiertos, canales, ríos ya sean naturales o artificiales e incluye cálculos de transporte de sedimentos y socavación en estructuras (Puentes y/o alcantarillas).

Se importó para el modelamiento los datos topográficos de las secciones de los ríos en el tramo en estudio; para ello se realizó el trazó en AutoCAD Civil 3D del eje y bordes del cauce para generar los bancos de la margen derecha y la margen izquierda y el seccionamiento cada 20 m con una franja considerable a ambas márgenes del eje del río, las cuales fueron exportadas a HEC RAS, de esta manera se tiene el esquema general del cauce y datos de las secciones transversales.

### 3.12.3. Modelamiento hidráulico defensa ribereña tramo km 20+290 al 21+000

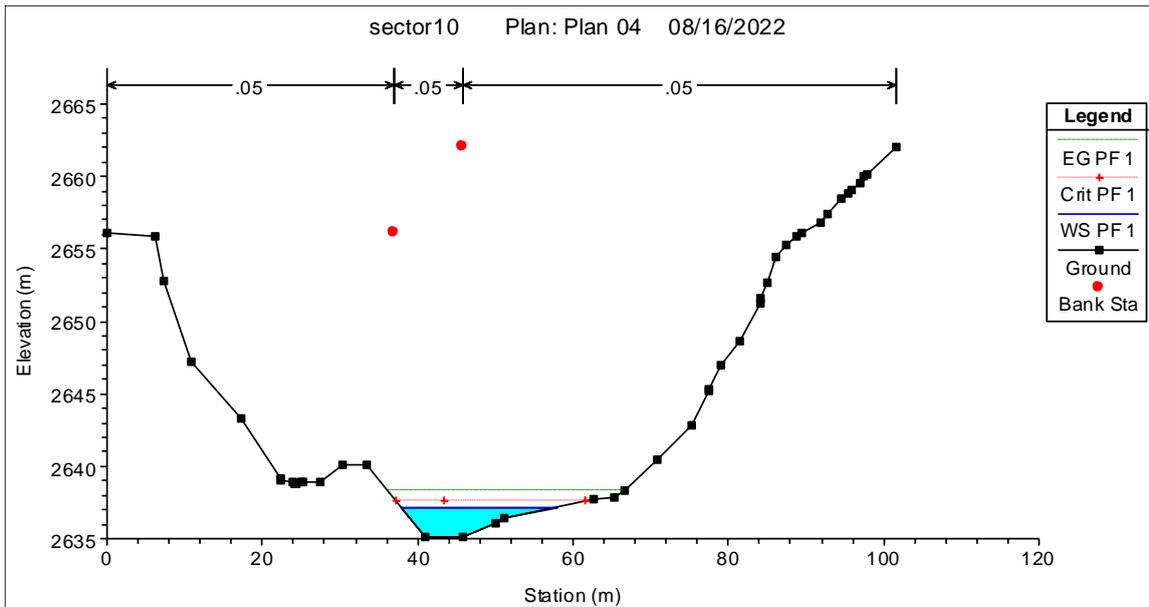


**Figura 8: Sector vulnerable Km.20+290 al Km.21+000**

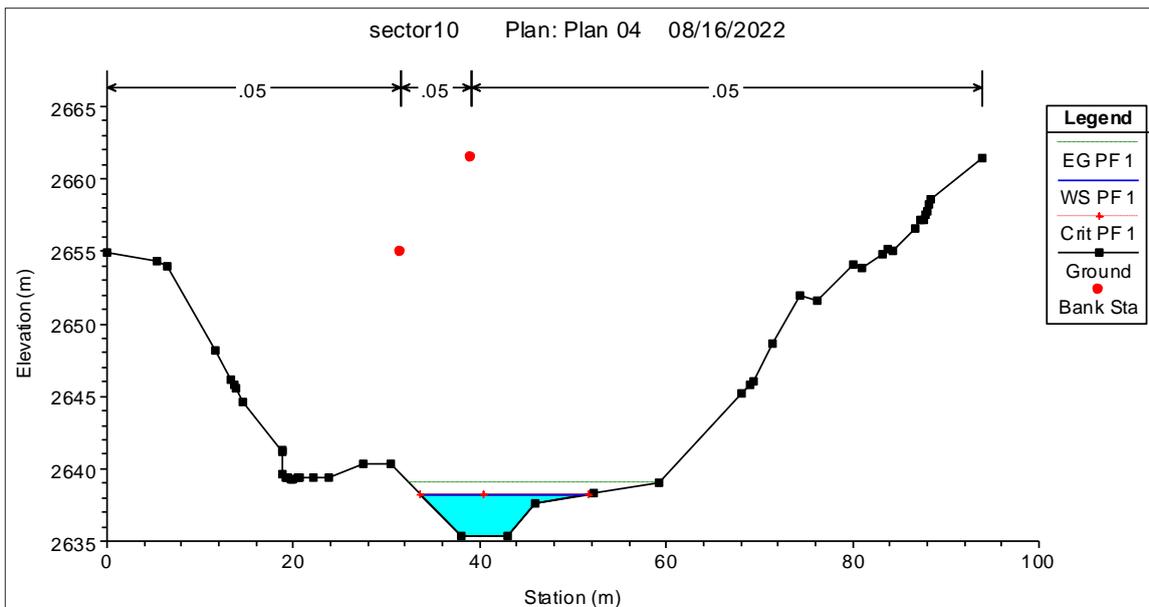
El sector vulnerable a inundación de la carretera se encuentra aguas abajo del puente Tingo. Se ha realizado el modelamiento hidráulico del tramo desde el Km.20+290 al Km.21+000. Los resultados se muestran en la Tabla 22.

**Tabla 22: Modelamiento hidráulico-enrocado km. 20+290 al km.21+000**

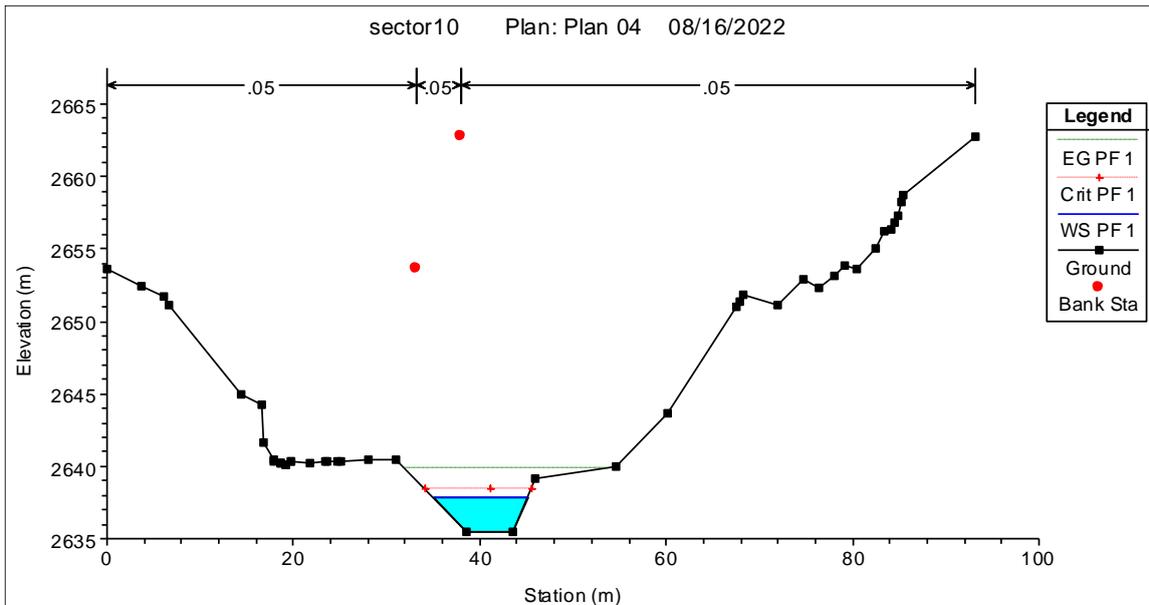
Eje Via	Estación del Río	Q Total (m3/s)	Cota (msnm)		Tirante, en el eje cauce (m)	E.G. Elev (msnm)	Pendiente (m/m)	Velocidad (m/s)	Area (m2)	Ancho (m)	NºFroude
			Cauce	NAME							
20+290	960.00	109.10	2635.09	2637.18	2.09	2638.37	0.04	5.35	23.90	20.18	1.32
20+302	980.00	109.10	2635.30	2638.22	2.92	2639.02	0.02	4.17	27.75	18.11	1.00
20+326	1000.00	109.10	2635.82	2637.89	2.07	2639.88	0.05	4.03	18.04	10.14	1.26
20+347	1020.00	109.10	2636.57	2639.00	2.43	2640.92	0.06	6.05	17.76	9.64	1.51
20+367	1040.00	109.10	2638.39	2640.23	1.84	2642.20	0.07	6.71	18.01	14.14	1.75
20+387	1060.00	109.10	2640.20	2641.52	1.32	2644.51	0.15	7.96	14.88	17.04	2.42
20+400	1080.00	109.10	2642.08	2643.90	1.82	2647.38	0.13	8.28	13.29	10.39	2.22
20+420	1100.00	109.10	2644.58	2646.48	1.90	2649.82	0.12	8.41	13.59	9.15	2.20
20+435	1120.00	109.10	2647.08	2648.78	1.70	2652.45	0.14	8.61	13.16	10.88	2.34
20+443	1140.00	109.10	2649.59	2652.66	3.07	2653.52	0.02	4.34	28.23	19.25	0.92
20+454	1160.00	109.10	2650.45	2652.26	1.81	2654.32	0.06	6.55	17.84	13.33	1.66
20+473	1180.00	109.10	2651.76	2654.33	2.57	2655.11	0.02	4.27	28.59	18.67	0.97
20+500	1200.00	109.10	2652.85	2655.04	2.19	2655.42	0.01	2.65	40.22	23.49	0.64
20+522	1220.00	109.10	2652.98	2654.68	1.70	2655.83	0.05	5.15	23.38	21.28	1.43
20+552	1240.00	109.10	2653.58	2655.53	1.95	2656.68	0.04	5.13	23.49	17.97	1.30
20+583	1260.00	109.10	2653.94	2656.45	2.51	2657.27	0.02	4.30	27.38	16.70	0.99
20+605	1280.00	109.10	2654.82	2657.32	2.50	2657.45	0.00	1.42	69.26	20.85	0.33
20+618	1300.00	109.10	2656.24	2658.34	2.10	2660.78	0.08	7.19	15.88	10.15	1.81
20+628	1320.00	109.10	2657.67	2660.12	2.45	2662.06	0.05	6.36	18.42	10.96	1.47
20+640	1340.00	109.10	2659.09	2661.36	2.27	2663.00	0.04	5.94	19.89	12.75	1.39
20+660	1360.00	109.10	2659.89	2662.44	2.55	2663.84	0.04	5.54	20.93	12.52	1.30
20+686	1380.00	109.10	2660.56	2663.63	3.07	2664.51	0.03	4.37	26.43	15.52	1.02
20+713	1400.00	109.10	2661.21	2663.31	2.10	2665.15	0.05	6.21	18.81	13.45	1.53
20+726	1420.00	109.10	2661.87	2664.11	2.24	2666.59	0.07	7.27	15.91	9.22	1.78
20+738	1440.00	109.10	2663.43	2665.77	2.34	2668.00	0.06	6.89	16.79	9.33	1.66
20+755	1460.00	109.10	2665.09	2667.12	2.03	2669.31	0.07	6.81	16.83	10.84	1.71
20+782	1480.00	109.10	2666.13	2668.63	2.50	2670.26	0.03	6.10	21.78	15.62	1.28
20+808	1500.00	109.10	2667.17	2669.46	2.29	2671.14	0.06	5.96	19.05	13.68	1.54
20+828	1520.00	109.10	2668.20	2670.90	2.70	2671.95	0.02	4.67	24.16	12.37	1.06
20+854	1540.00	109.10	2669.24	2671.16	1.92	2672.84	0.05	5.74	19.08	13.67	1.52
20+872	1560.00	109.10	2670.56	2672.22	1.66	2674.49	0.10	6.68	16.51	15.40	2.01
20+885	1580.00	109.10	2672.68	2674.31	1.63	2676.23	0.07	6.23	18.04	14.22	1.73
20+900	1600.00	109.10	2673.83	2675.63	1.80	2678.32	0.13	7.03	15.07	13.65	2.21
20+920	1620.00	109.10	2676.47	2678.14	1.67	2681.20	0.15	7.91	14.14	13.49	2.45
20+940	1640.00	109.10	2679.61	2681.16	1.55	2684.46	0.17	8.06	13.66	14.00	2.53
20+975	1660.00	109.10	2682.01	2684.07	2.06	2686.93	0.09	7.52	14.70	9.90	1.88
20+985	1680.00	109.10	2684.42	2686.36	1.94	2688.54	0.07	6.75	17.06	11.66	1.70
20+997	1700.00	109.10	2686.12	2687.39	1.27	2691.10	0.20	8.74	12.85	13.14	2.78
21+000	1720.00	109.10	2688.26	2691.08	2.82	2692.66	0.03	5.70	20.35	9.42	1.25
					2.14			6.08	20.90	14.00	



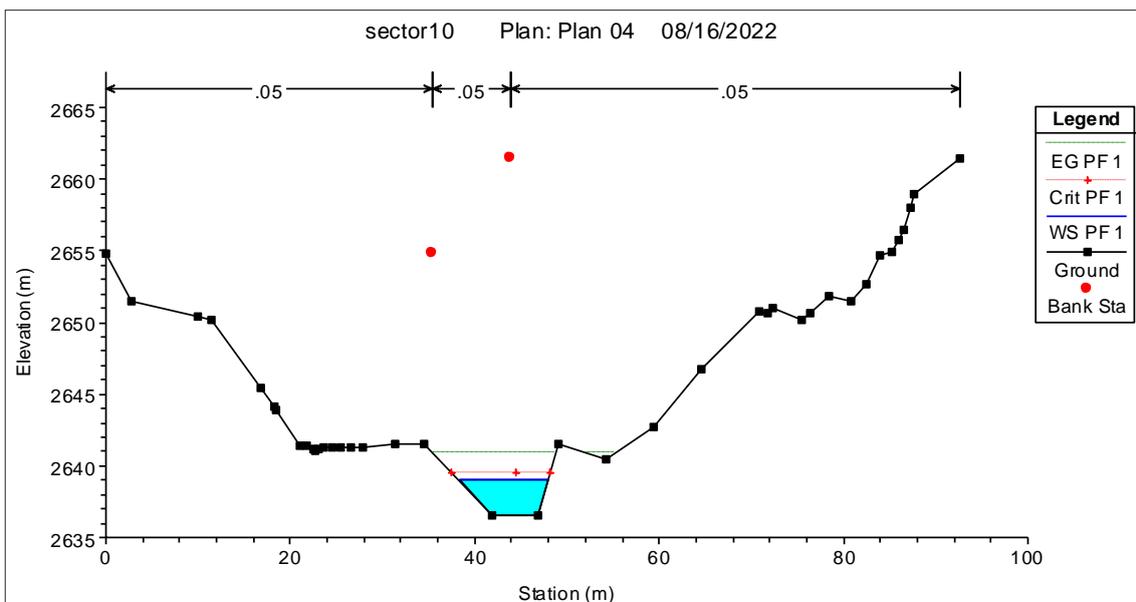
**Figura 9: Sección del Río 0+960. Km.20+290**



**Figura 10: Sección del Río 0+980. Km.20+302**



**Figura 11: Sección del Río 1+000. Km.20+326**



**Figura 12: Sección del Río 1+020. Km.20+347**

Las demás secciones serán agregadas al Anexo 1. Modelamiento hidráulico HECRAS.

### 3.13. DISEÑO DEL ENROCADO

#### 3.13.1. Tamaño de la roca

Para proteger la ribereña, del flujo producido por el río, se va a utilizar el enrocado y para su análisis de la estabilidad del enrocado, en el talud y en la base, existen los métodos de

velocidad y el de los factores de estabilidad, en el presente caso se van usar fórmulas basadas en la velocidad.

- Método del U.S Department of Transportation.
- Método de Isbash.
- Método del USBR.
- Método de la División de carreteras de California.

**Método del U. S. Department of Transportation.** Este método propone las siguientes relaciones para el cálculo del diámetro medio de las rocas.

$$d'_{50} = \frac{0.001V^3}{y^{0.5}K_1^{1.5}}$$

$$K_1 = \left[ 1 - \left( \frac{\text{sen}\theta^2}{\text{sen}\phi^2} \right) \right]^{0.5}$$

$$C = C_{sg}C_{sf}$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}}$$

$$C_{sf} = \left( \frac{FS}{1.2} \right)^{1.5}$$

$$d_{50} = Cd'_{50}$$

Donde:

$d_{50}$  : Diámetro medio de las rocas (ft)

$V$  : Velocidad media del flujo (ft/s)

$y$  : Profundidad de flujo (ft)

$K_1$  : Factor de corrección

$\theta$  : Ángulo de inclinación del talud

$\phi$  : Ángulo de reposo del material del enrocado.

$C$  : Factor de corrección

$\gamma_s$  : Peso específico del material del enrocado

$FS$  : Factor de seguridad

**Tabla 23: Selección del factor de seguridad**

CONDICIÓN	RANGO DEL FS
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos (radio de la curva/ancho del cauce > 30). Mínima influencia de impacto de sedimentos y material flotante.	1.0 - 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada (10 < radio de la curva/ancho del cauce < 30). Moderada de impacto de sedimentos y material flotante.	1.3 - 1.6
Flujo rápidamente variado, curvas cerradas (radio de la curva/ancho del cauce < 10), flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes. Efecto significativo de impacto de sedimentos y material flotante.	1.6 - 2.0

Para el cálculo del enrocado:

Calculamos K1 y d'50, para ello tenemos lo siguiente:

Talud	V (ft/s)	$\theta$	$\phi$	K1	y (ft)	d'50 (ft)
1.5 H	19.94	33.69°	42.00°	0.55	7.45	7.04

Calculamos el d50, tenemos que:

FS	Csf	Csg	C	d50
1.00	0.76	0.95	0.72	1.55

Por lo tanto, elegimos:

$$d_{50} = 1.55 \text{ m}$$

**Método De Isbash.** La fórmula de Isbash fue desarrollada en 1936 para el dimensionamiento de presas de escollera situadas en cauces con corrientes de agua. Esta fórmula ha sido usada por el U.S. Army Corps of Engineers. El tamaño medio de la piedra en una protección estable de escollera viene dado por la ecuación:

$$d_{50} = \frac{V^2}{2gC^2(G_s - 1)}$$

Donde:

$$d_{50}: \text{tamaño medio de la piedra, (pies)} = 5.85$$

V : velocidad media del flujo (pies/sg)	=	19.94
Gs : peso específico relativo de la piedra.	=	2.65
g : aceleración de la gravedad (pies/s <sup>2</sup> )	=	32.19
C : coeficiente	=	0.80

El valor del coeficiente C en la ecuación de Isbash varía en función del grado de turbulencia del flujo, adoptando los siguientes valores:

\* C = 0,86, para casos de alta turbulencia

\* C = 1,20, para casos de baja turbulencia

Por lo tanto, elegimos:  $d_{50} = 1.78 \text{ m}$

**Método Del " Bureau De Reclamación.** Este método propone la siguiente relación, especialmente para determinar el tamaño mínimo que deben tener las piedras para resistir la velocidad del flujo en enrocados.

$$D_{100} = \frac{0.0668V^2}{G_p - 1}$$

Donde:

D100: diámetro del enrocado para el cual el 100% del material por peso es más fino (m)

Gs : peso específico relativo de la piedra. = 2.65

V : velocidad media del flujo (m/s) = 6.08

D100 = 1.50 m

**Método De La División De Carreteras De California.** La expresión utilizada para el dimensionamiento del enrocado es:

$$W = \frac{0.0113G_p V^6}{(G_p - 1)^3 \text{Sen}^3(70 - \varphi)}$$

Donde:

W = peso mínimo de las piedras de la capa exterior del enrocado (Kg)

V : velocidad media del flujo (m/s) = 6.08

Gs : peso específico relativo de la piedra. = 2.65

$\varphi$  = ángulo que forma el talud con la horizontal = 33.69°

Tenemos: Talud

Vertical: 1.00

Horizontal: 1.50

W =1618.91 kg.

Finalmente: d50 = 1.05 m

El resumen del cálculo del D50 para el enrocado del sector Km. 20+290 al Km. 21+000, Se muestra a continuación:

**Tabla 24: Resumen del cálculo del d50**

RESUMEN DEL CÁLCULO DEL D50	
MÉTODO	Resultado
MÉTODO DEL U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION	1.55 m
ISBASH	1.78 m
BUREAU DE RECLAMACION (D <sub>100</sub> )	1.50 m
DIVISIÓN DE CARRETERAS DE CALIFORNIA	1.05 m
<b>D50 SELECCIONADO (m)</b>	<b>1.78 m</b>

Los límites de gradación del enrocado se determinan de la siguiente manera:

**Tabla 25: Límite de gradación del enrocado**

Rango de Tamaño de Partícula (m)		% que pasa	
1.5 * D <sub>50</sub>	a	1.7 * D <sub>50</sub>	100
1.2 * D <sub>50</sub>	a	1.4 * D <sub>50</sub>	85
1.0 * D <sub>50</sub>	a	1.15 * D <sub>50</sub>	50
0.4 * D <sub>50</sub>	a	0.6 * D <sub>50</sub>	15

### 3.13.2. Profundidad de uña de anclaje

Para el cálculo de la profundidad de cimentación se utilizará la fórmula de Lacey.

$$D_s = 1.34 \left( \frac{q^2}{f} \right)^{1/3}$$

$$q = \frac{Q}{b}$$

$$f = 1.75 \sqrt{D_{50}}$$

Donde:

$D_{50}$  = diámetro del sedimento

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

$b$  = ancho del cauce (m.)

$q$  = caudal unitario (m<sup>3</sup>/s/m).

$f$  = coeficiente del material del lecho.

Se muestra a continuación el cálculo para enrocado en el sector Km. 20+290 al Km. 21+000.

Donde:

$D_{50}$  = diámetro del sedimento = 9.02 mm.

$Q$  = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s) = 109.10 m<sup>3</sup>/s

$b$  = ancho del cauce (m.) = 14 m.

$q$  = caudal unitario (m<sup>3</sup>/s/m). = 7.79 m<sup>3</sup>/s/m.

$f$  = coeficiente del material del lecho. = 5.26

Con estos valores se tiene una profundidad de uña de 3.03 m.

### 3.13.3. Altura del enrocado

Este parámetro involucra a la cota de flujo, cota de socavación y el borde libre, tal como se muestra en la siguiente ecuación. (Maldonado, 2016).

$$H = \text{cota flujo} - \text{cota socavacion} + f$$

$$f = \phi \left[ \frac{V^2}{2g} \right]$$

### 3.13.4. Borde libre

Para el cálculo del borde libre se utilizará la expresión por energía.

$$f = \phi \left[ \frac{V^2}{2g} \right]$$

Donde:

f= borde libre (m)

v=velocidad(m/s)

$\phi$ = coeficiente en función de la máxima descarga

g= aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

**Tabla 26: Valores del coeficiente ( $\phi$ ) para diversos caudales**

Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)	Coficiente ( $\phi$ )
3000-4000	2.0
2000-3000	1.7
1000-2000	1.4
500-1000	1.2
100-500	1.1

FUENTE: Diseño de defensas ribereñas-Rubén Terán

$$f = 1.1 \left[ \frac{6.08^2}{2 \times 9.81} \right] = 2.07m.$$

Para casos prácticos se sigue la siguiente recomendación:

Recomendaciones Prácticas	
Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)	Bl (m.)
>200	0.60
200 a 500	0.80
500a 2000	1.00

### 3.13.5. Ancho de la base

Conociendo la profundidad de socavación, se determina el valor del ancho del enrocado en la base con la siguiente expresión:

$$A = 1.5 * P$$

Donde:

A: Ancho del enrocado en la base (m).

Para el presente caso se consideró un ancho (A) mínimo de 4.54 m.

### 3.13.6. Diseño propuesto

La protección del enrocado se apoyará en el talud natural a manera de contrafuerte, siendo los bloques de roca a utilizarse del tipo intrusivo (granito/granodiorita), angulosa (de cantera) rellena con fragmentos angulosos, la estructura del enrocado trabajará por peso propio.

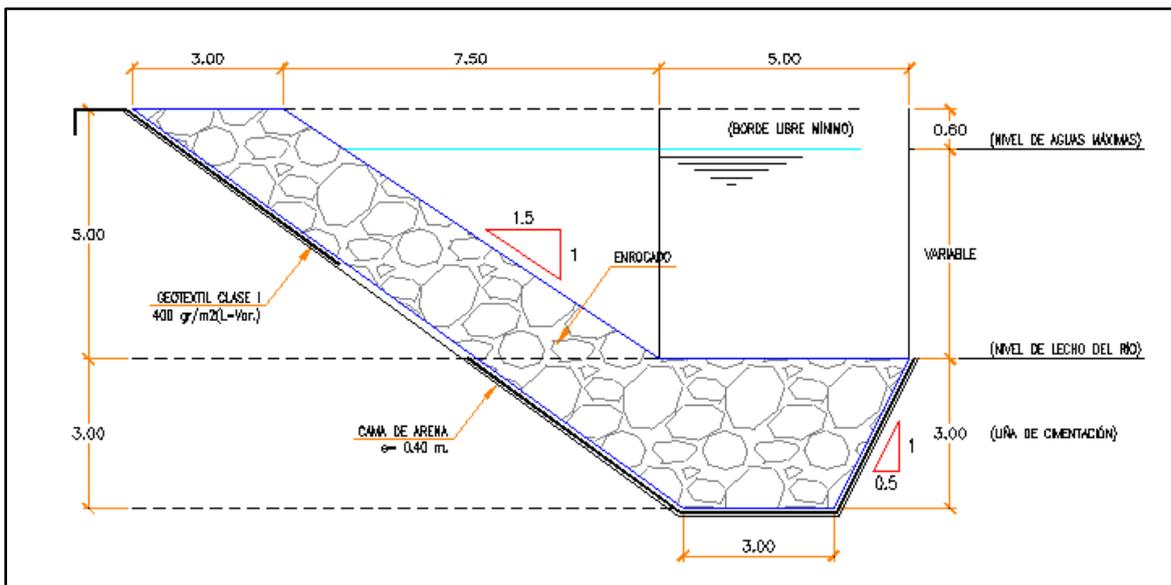


Figura 13: Diseño propuesto del enrocado

De acuerdo con los cálculos obtenidos se llegó a la conclusión de que se usará las siguientes dimensiones para el enrocado propuesto, ancho de 5.00 m., profundidad de uña de 3.00 m. y la altura dependerá del modelamiento realizado para un NAME con un TR 140 años, considerándose un borde libre de mínimo 0.60 m.

### 3.13.7. Planos del diseño

Se presentará el diseño en planta y secciones cada 20 m de la defensa ribereña en el sector de estudio.

#### IV. CONCLUSIONES

- Se hizo el diseño de la defensa ribereña al margen izquierdo del río Chancay Huaral a lo largo de unos 700 m., la cual permitirá la protección a procesos de erosión a crecidas excepcionales del Río y evitar afecciones a la plataforma de la carretera aledaña. Para el diseño se tuvo en consideración los métodos de velocidad y de factores de estabilidad como: Método del U.S Department of Transportation, Método de Isbash, Método del USBR, Método del U.S. Department of Transportation, de los cuales obtendremos el D50 seleccionado para el enrocado. El dimensionamiento del enrocado, tales como: ancho, profundidad de uña (profundidad de cimentación) y altura, se obtuvo de fórmulas pre establecidas teniendo en cuenta parámetros tales como la velocidad, ancho de cauce, diámetro del sedimento, coeficiente del material del lecho.
- Se realizó el levantamiento topográfico del sector cada 20 m. a lo largo del sector crítico, abarcando desde el Km. 20+290 al 21+000.
- En base la información hidrométrica disponible de la estación Santo Domingo se realizó los análisis hidrológicos correspondientes (análisis de datos dudosos, prueba de bondad de ajuste, análisis de frecuencia), con los cuales se determinó el caudal de la cuenca Tingo para un tiempo de retorno de 140 años igual a  $109 \text{ m}^3/\text{s}$  y para un tiempo de retorno de 500 igual a  $147.09 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Se diseñó la defensa ribereña con un caudal para un tiempo de retorno de 140 años, para la cuenca Tingo igual a  $109.10 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Se realizó el modelamiento hidráulico usando el software HEC-RAS para un tiempo de retorno de 140 años, de cual se obtuvo los niveles máximos (NAME) de cada sección del sector crítico. En base a los resultados obtenidos y a los cálculos del diseño de las dimensiones del enrocado, se obtiene los siguientes resultados:

Altura=5.00 m

Ancho= 5.00 m.

Profundidad de uña=3.00 m.

Borde libre= 0.60 m.

- Se presenta un plano de planta y sección del desarrollo del enrocado diseñado.

## **V. RECOMENDACIONES**

- La necesidad que demanda la problemática nacional en cuanto a fenómenos naturales como “El niño costero” implica el accionar de ingeniería para proponer soluciones eficientes. En ese sentido se recomienda ampliar los sectores de estudio a fin de proponer defensas ribereñas en sectores críticos dentro de la vía en estudio.
- Se recomienda a los gobiernos regionales y al ministerio de transportes y comunicación continuar con los estudios y ampliarlo a las diferentes regiones del país.
- Asimismo, se recomienda realizar un mantenimiento periódico del enrocado, ya que con el paso del tiempo se verán afectado por factores propios del tiempo como la erosión.
- Los trabajos de enrocado se deben ejecutar en época de estiaje (meses de julio a diciembre según la estación Santo Domingo).

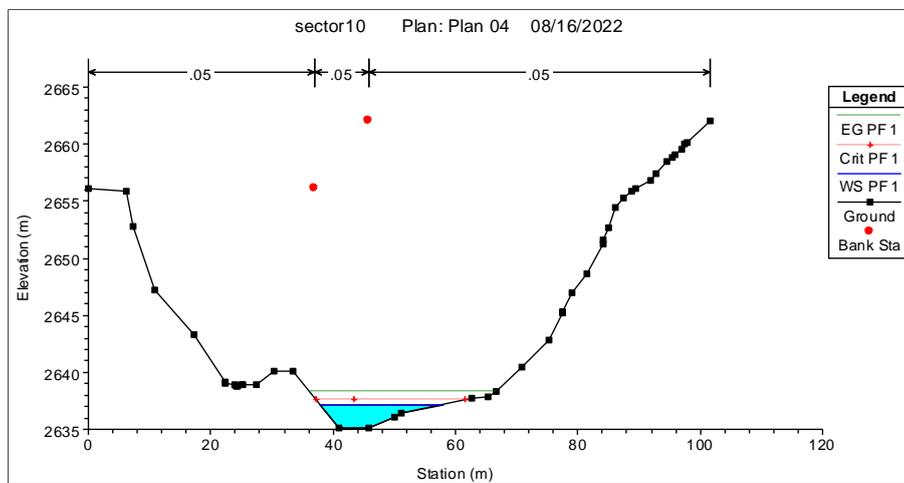
## VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992). Mecánica de Suelos. México. Limusa.
- Lluén Chero, W.E. (2015). Aplicación de la nueva herramienta HEC-RAS 5.0 para cálculos bidimensionales del flujo de agua en ríos. [Tesis de doctorado, Universidad politécnica de Cataluña]. Repositorio digital. [https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/80221/TFM\\_Willy%20Eduardo%20Lluen%20Chero\\_IC.pdf;nb.info/1029421889/34](https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/80221/TFM_Willy%20Eduardo%20Lluen%20Chero_IC.pdf;nb.info/1029421889/34).
- Maldonado, G.N. (2016). Diseño de enrocados de protección de la relavera La Esperanza – Río Tulumayo (Monografía técnica para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos, Universidad Nacional Mayor de San Marcos). Lima, Perú. 118 p.
- Martín, J.P. (1997). Ingeniería Fluvial. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá. 291 p. ISBN: 958-8060-11-7
- Ministerio de transportes y comunicaciones (MTC). (2008). Manual de Hidrología, hidráulica y Drenaje [Archivo PDF]. Perú. 222 p. Recuperado de [http://transparencia.mtc.gob.pe/idm\\_docs/normas\\_legales/1\\_0\\_2950.pdf](http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf)
- Terán, R. (1998). Diseño y construcción de defensas ribereñas. Perú: Escuela Superior de Administración de Aguas CHARLES SUTTON.
- Villón, M. (2002). Hidrología. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.

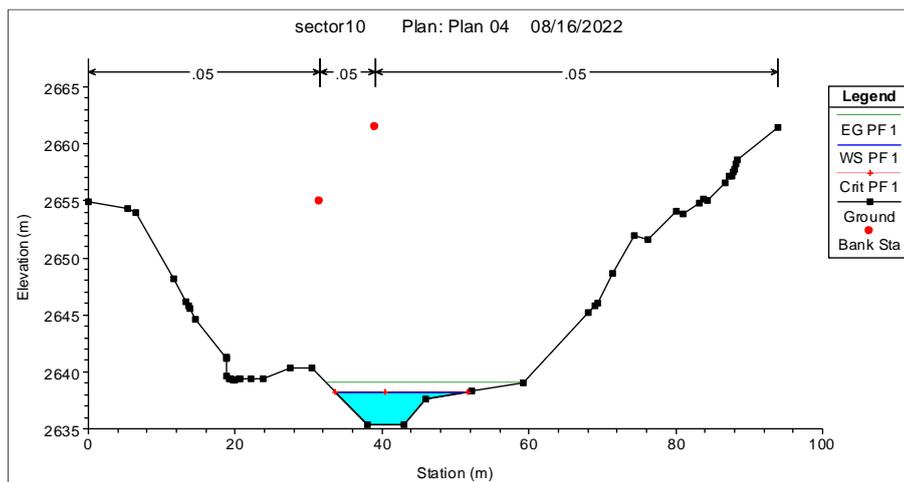
## VII. ANEXOS

### Anexo 1: Modelamiento hidráulico HEC-RAS

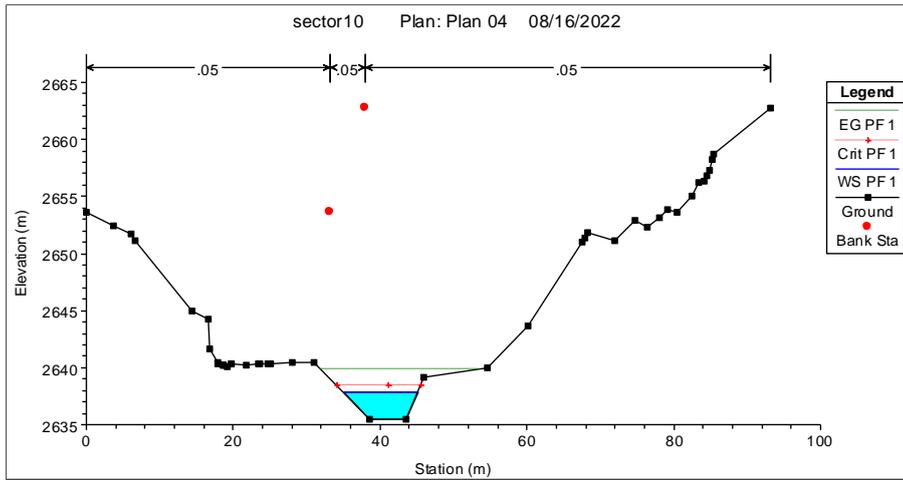
Sección del Río 0+960. Km.20+290



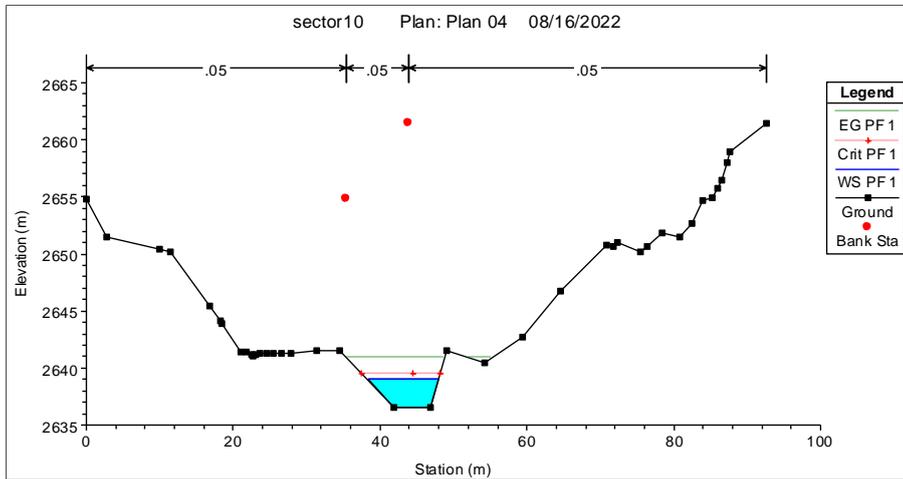
Sección del Río 0+980. Km.20+302



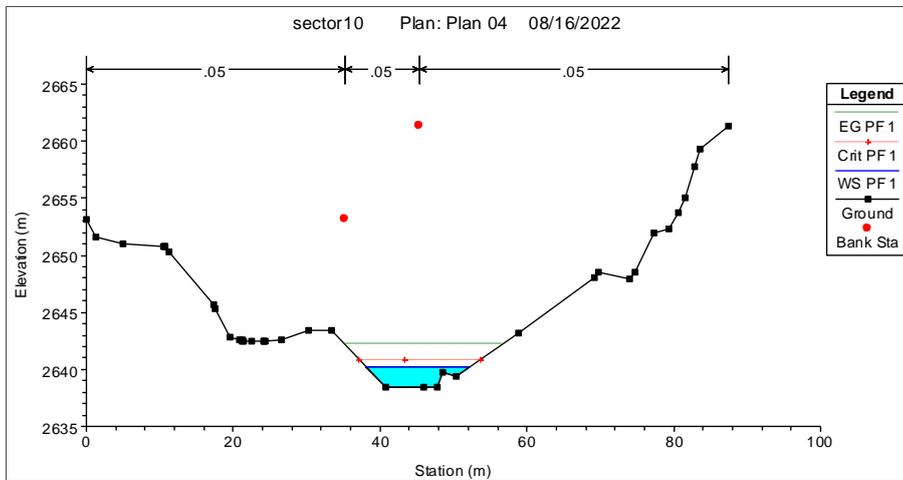
### Sección del Río 1+000. Km.20+326



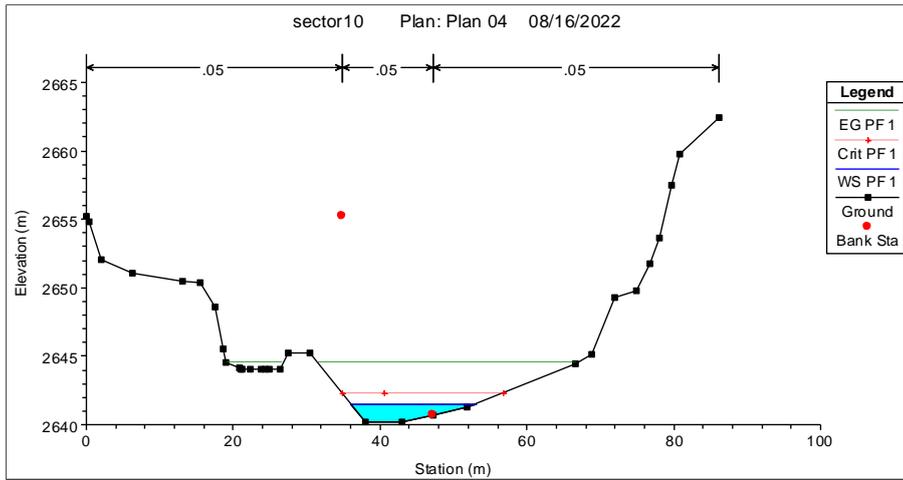
### Sección del Río 1+020. Km.20+347



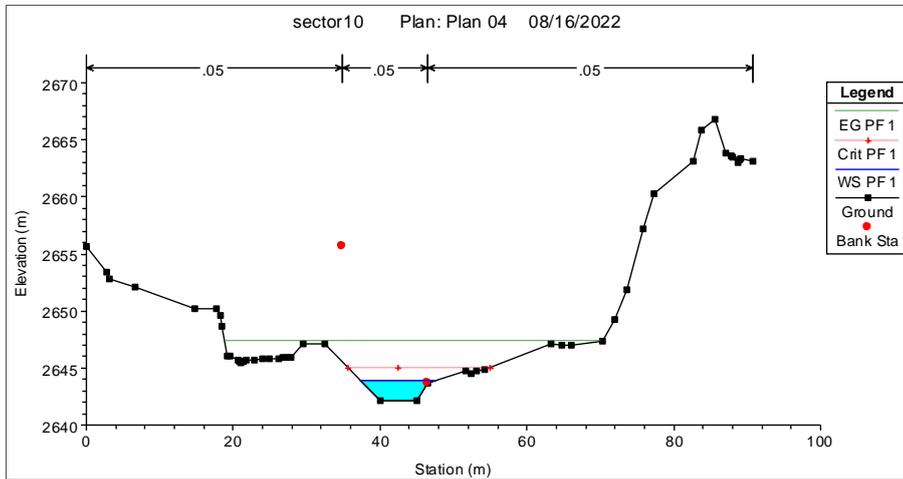
### Sección del Río 1+040. Km.20+367



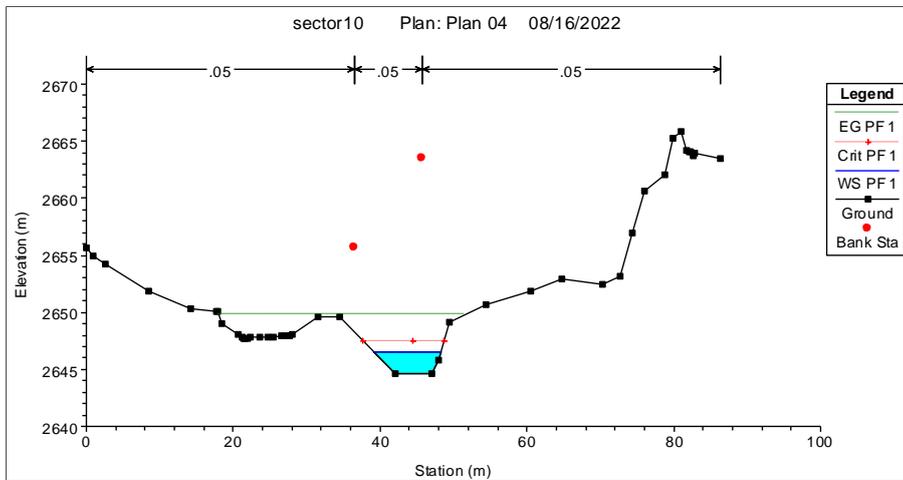
### Sección del Río 1+060. Km.20+387



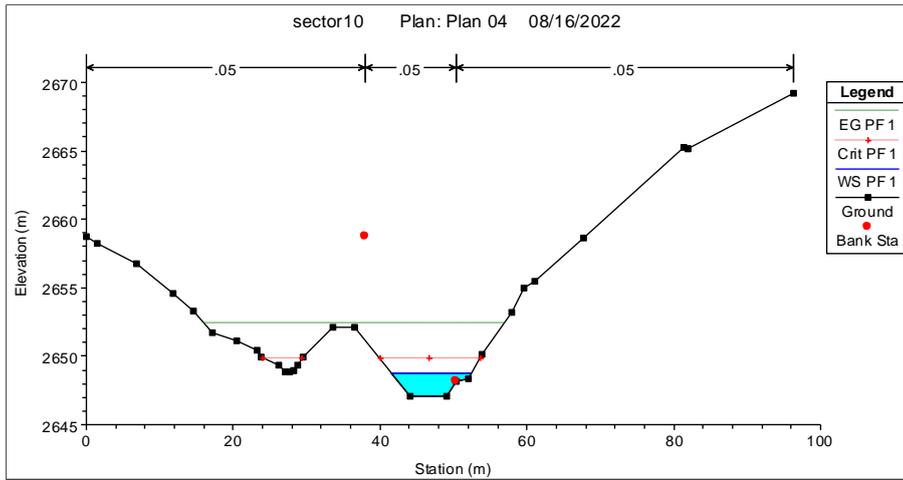
### Sección del Río 1+080. Km.20+400



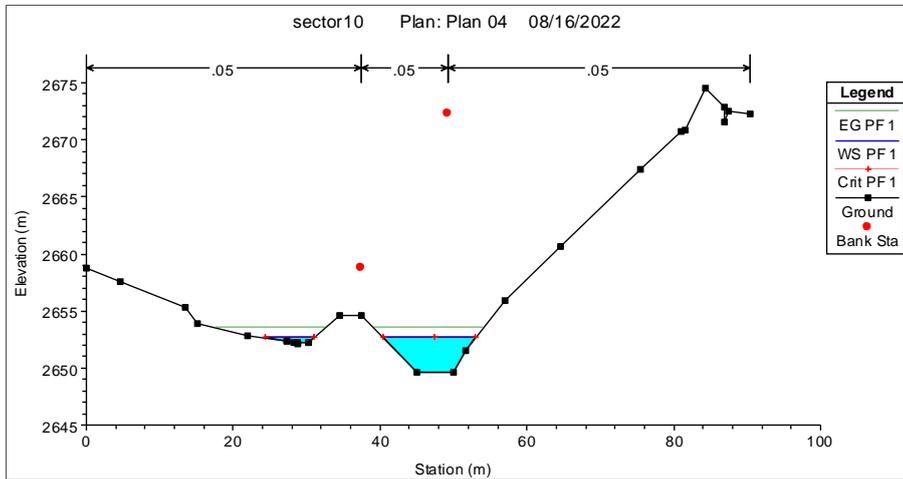
### Sección del Río 1+100. Km.20+420



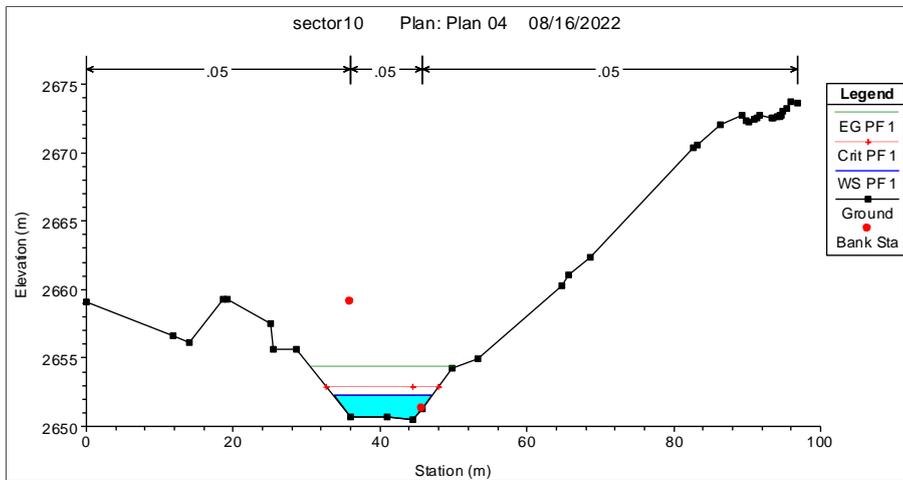
### Sección del Río 1+120. Km.20+435



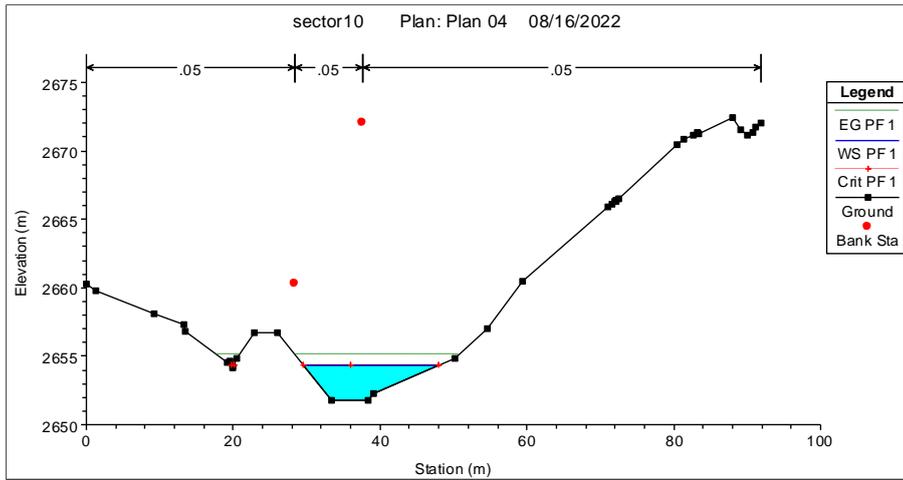
### Sección del Río 1+140. Km.20+443



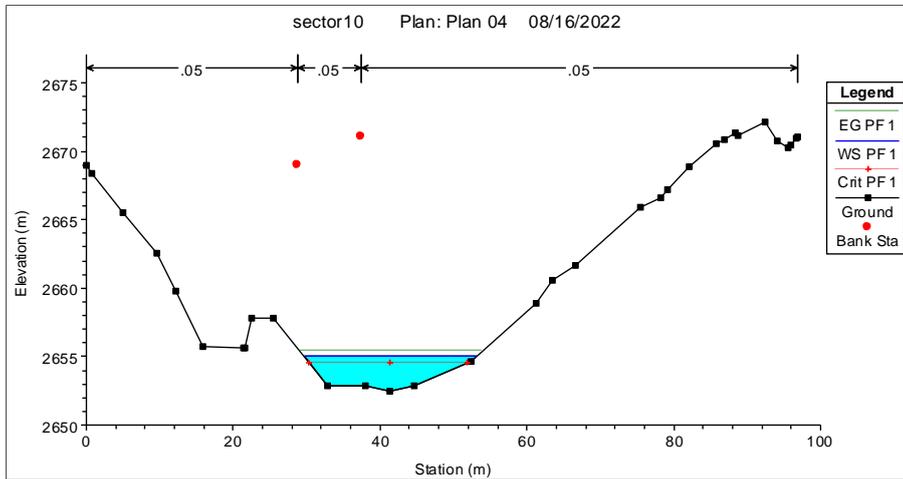
### Sección del Río 1+160. Km.20+454



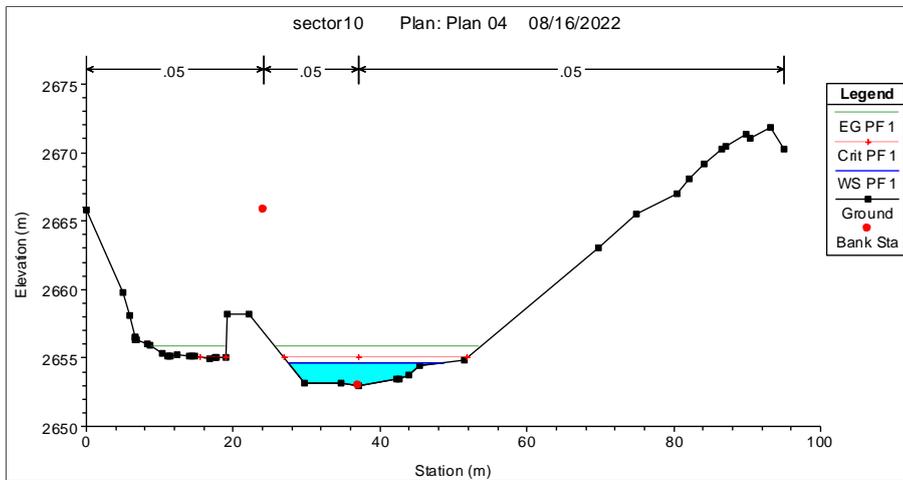
### Sección del Río 1+180. Km.20+473



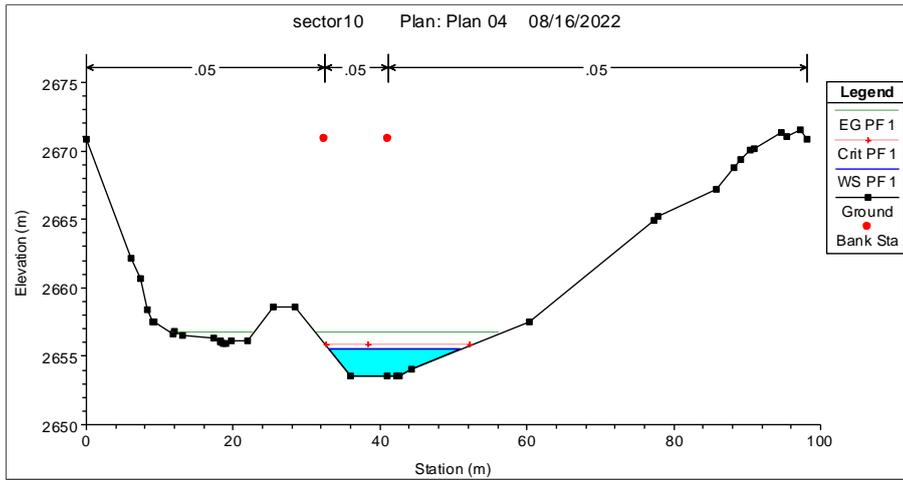
### Sección del Río 1+200. Km.20+500



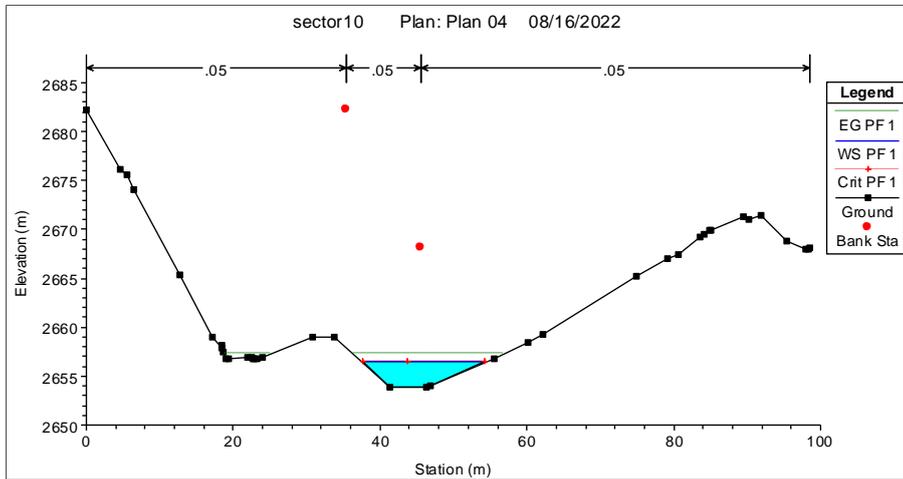
### Sección del Río 1+220. Km.20+522



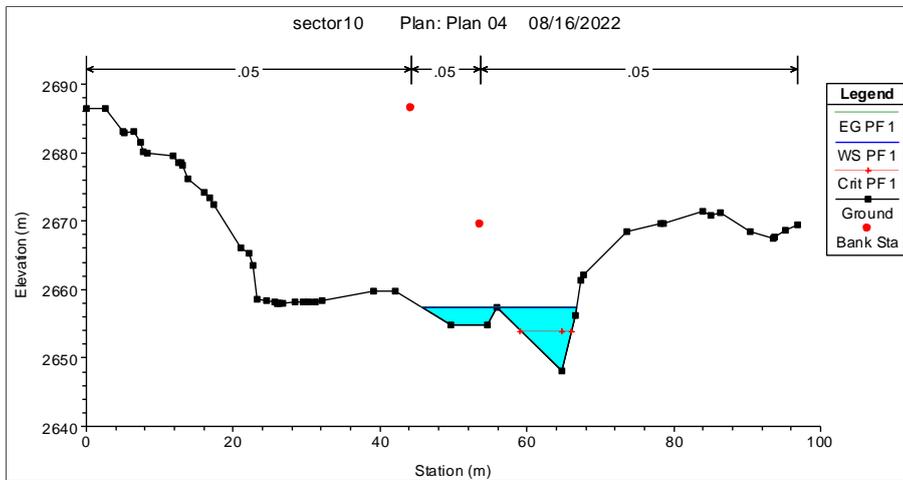
### Sección del Río 1+240. Km.20+552



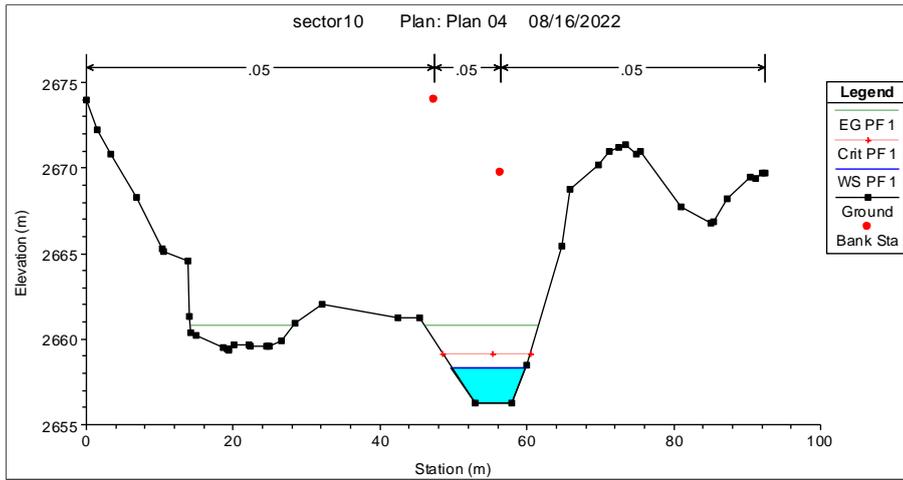
### Sección del Río 1+260. Km.20+583



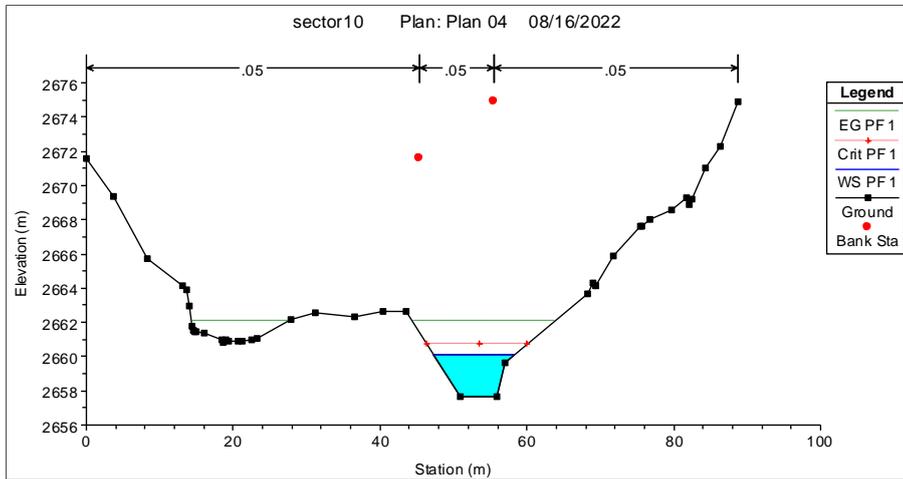
### Sección del Río 1+280. Km.20+605



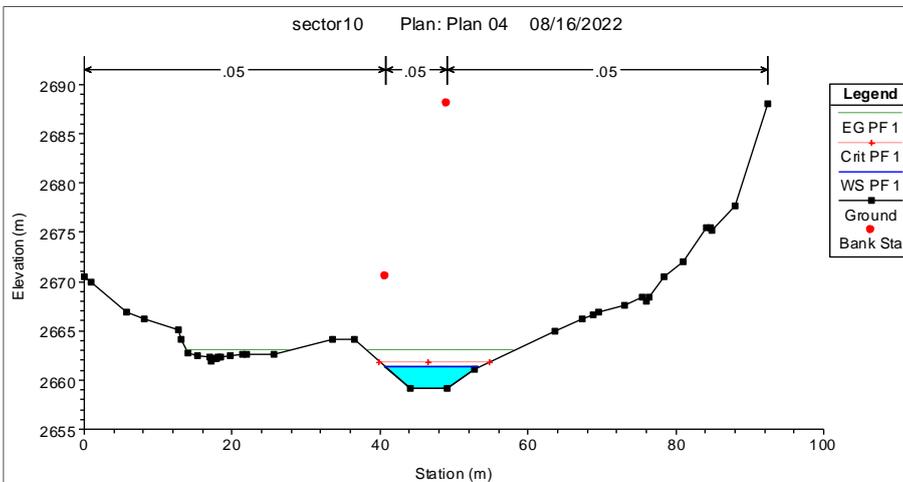
### Sección del Río 1+300. Km.20+618



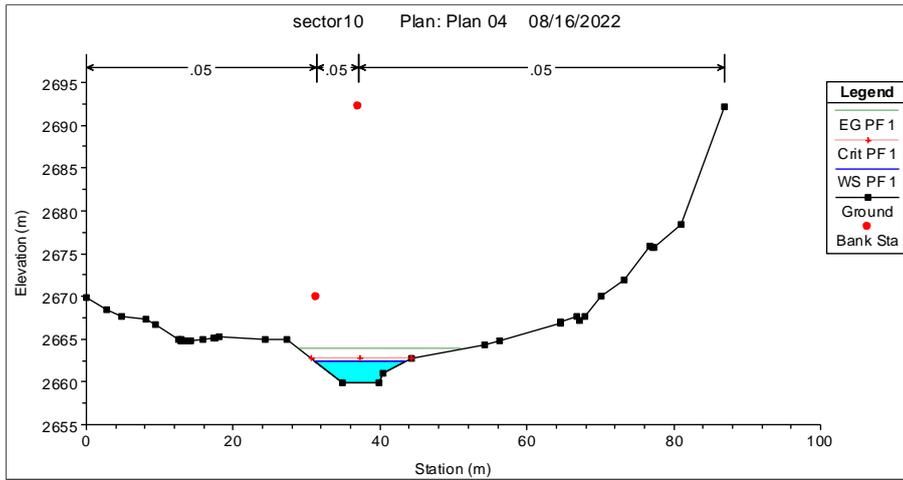
### Sección del Río 1+320. Km.20+628



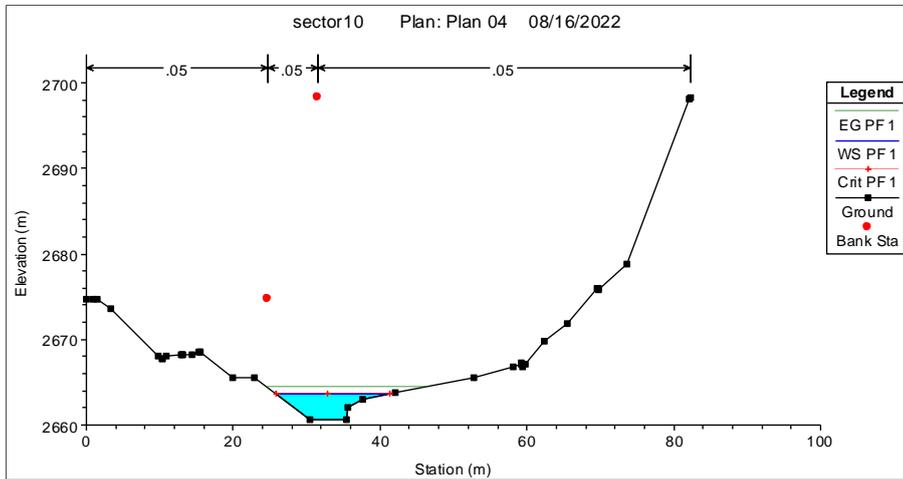
### Sección del Río 1+340. Km.20+640



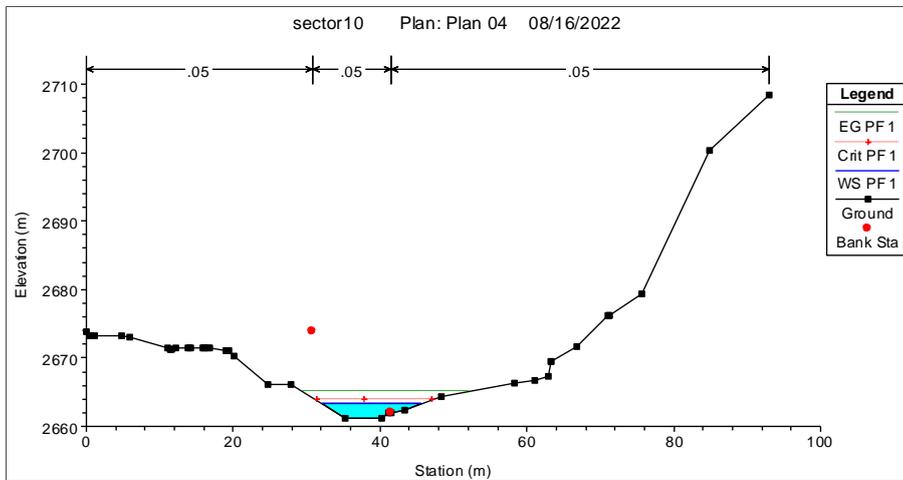
### Sección del Río 1+360. Km.20+660



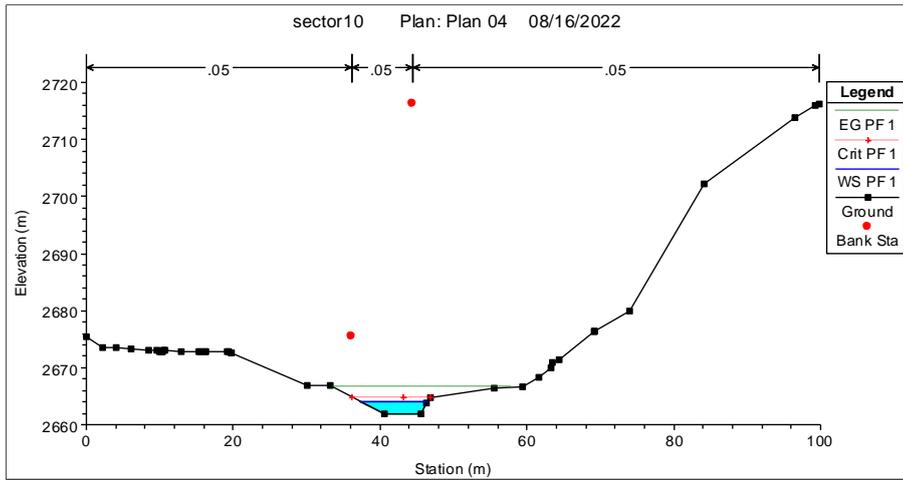
### Sección del Río 1+380. Km.20+686



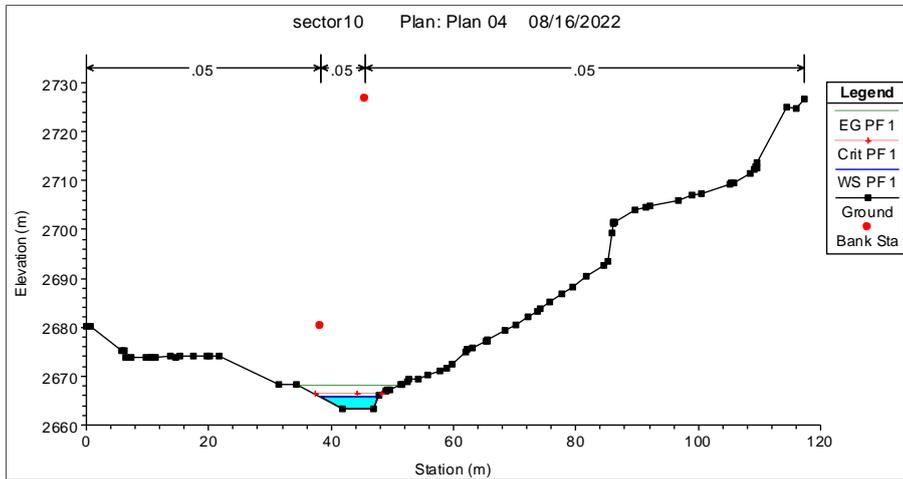
### Sección del Río 1+400. Km.20+713



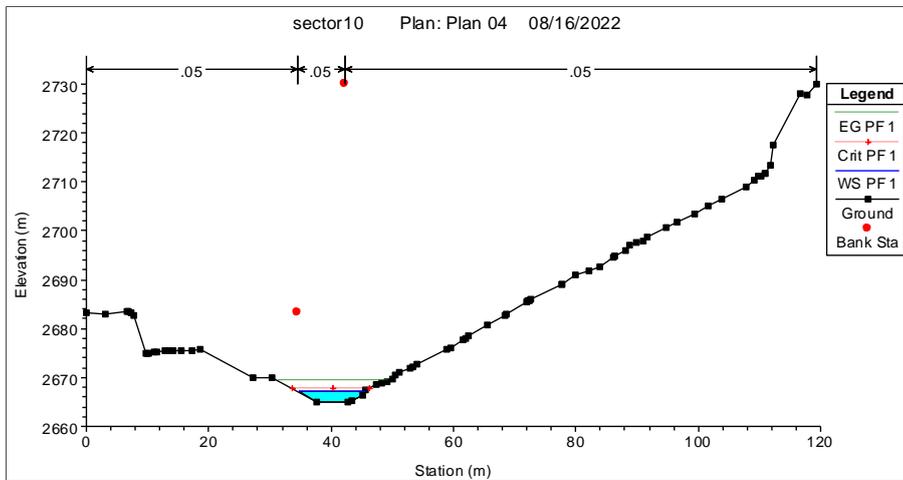
### Sección del Río 1+420. Km.20+726



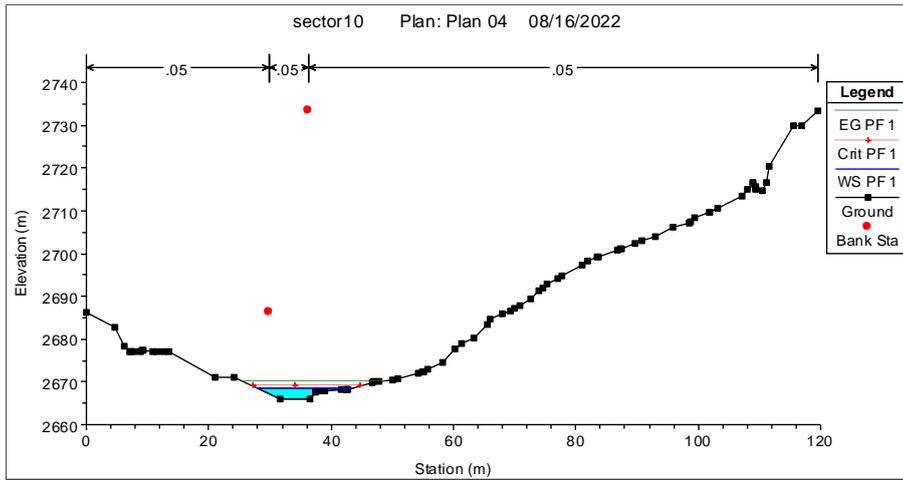
### Sección del Río 1+440. Km.20+738



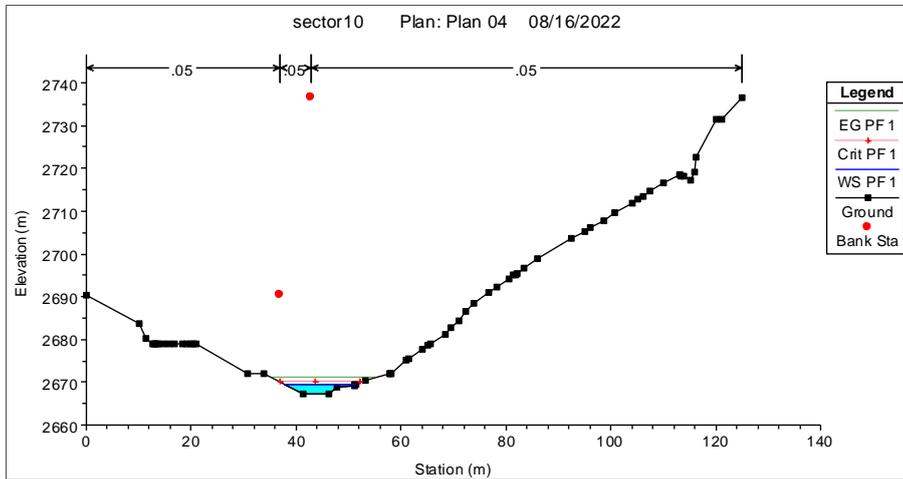
### Sección del Río 1+460. Km.20+755



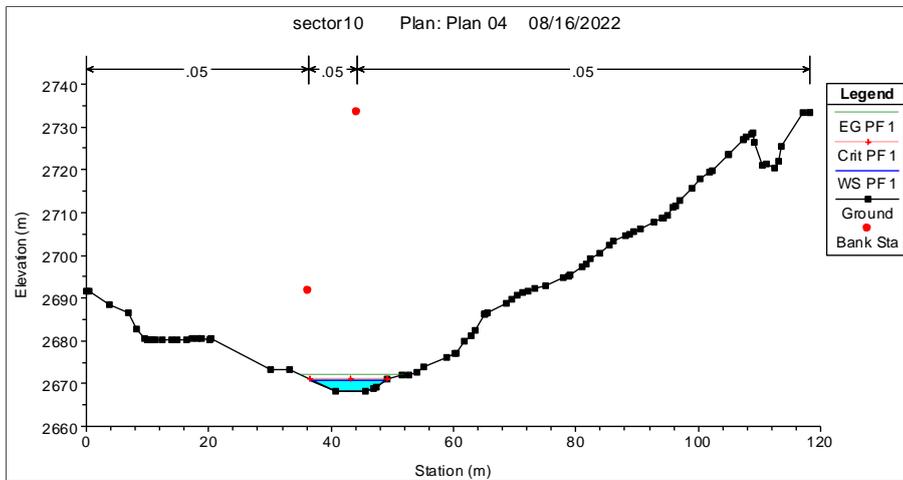
### Sección del Río 1+480. Km.20+782



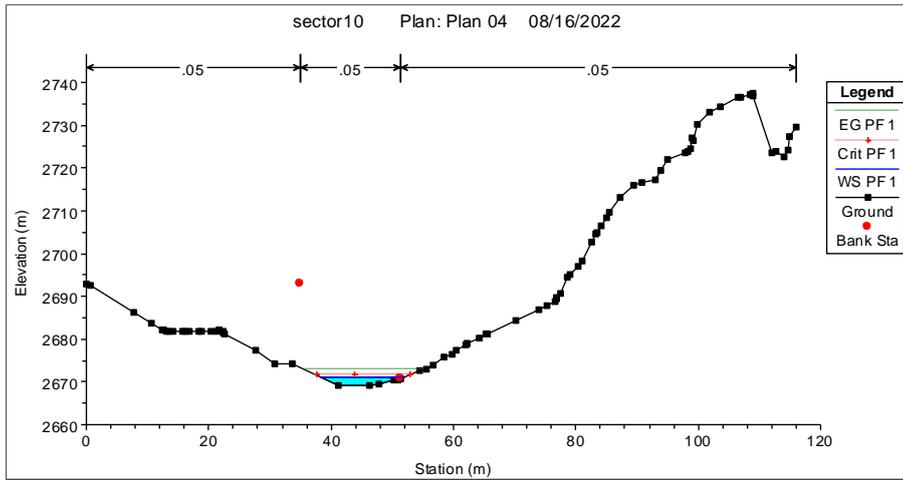
### Sección del Río 1+500. Km.20+808



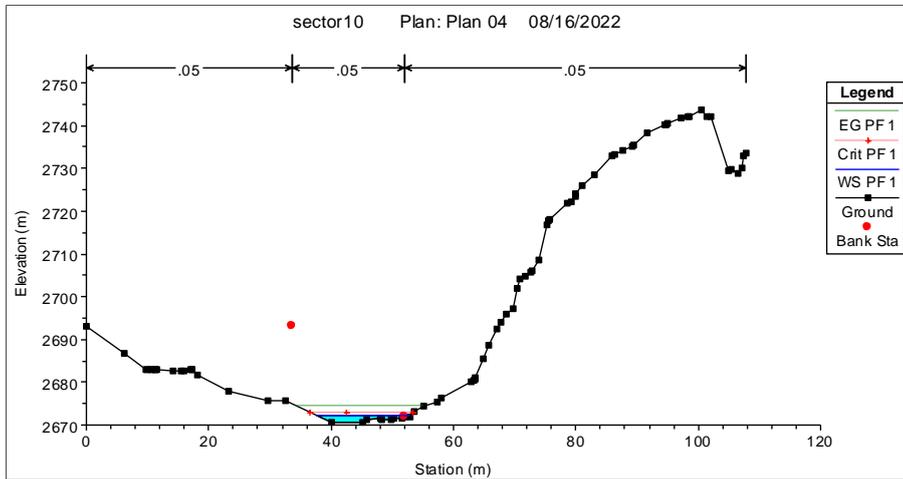
### Sección del Río 1+520. Km.20+828



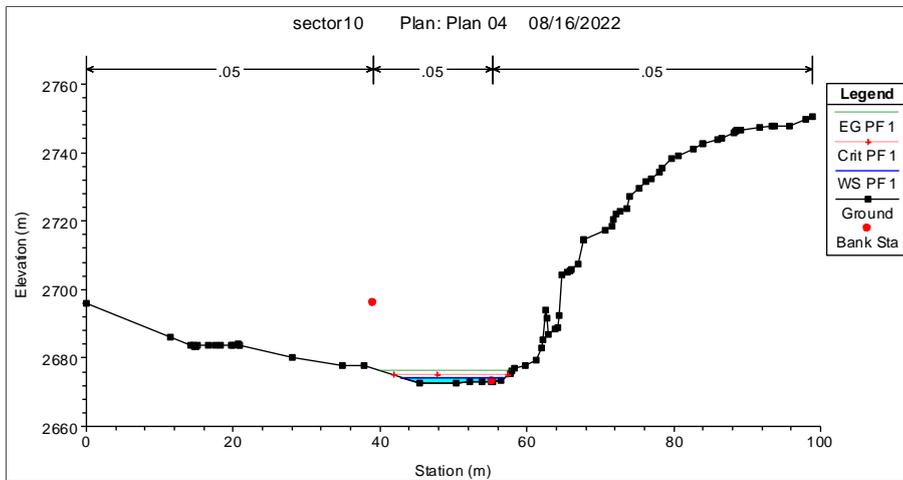
### Sección del Río 1+540. Km.20+854



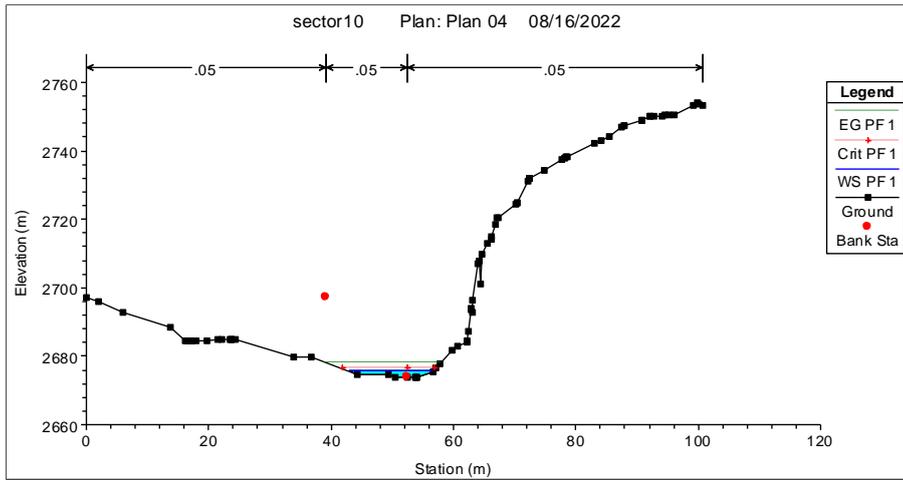
### Sección del Río 1+560. Km.20+872



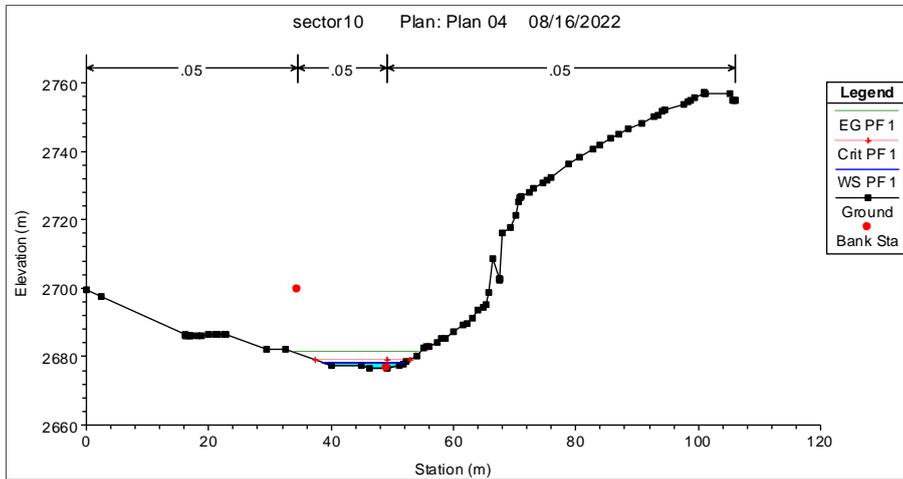
### Sección del Río 1+580. Km.20+885



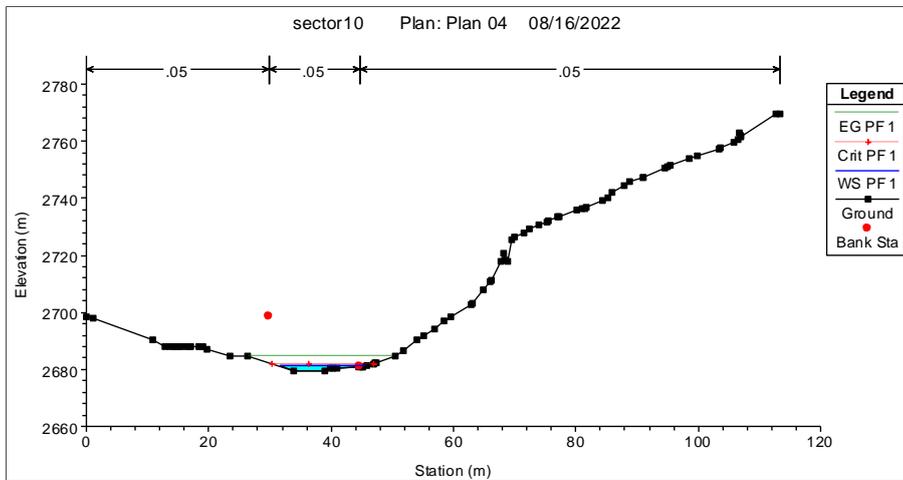
### Sección del Río 1+600. Km.20+900



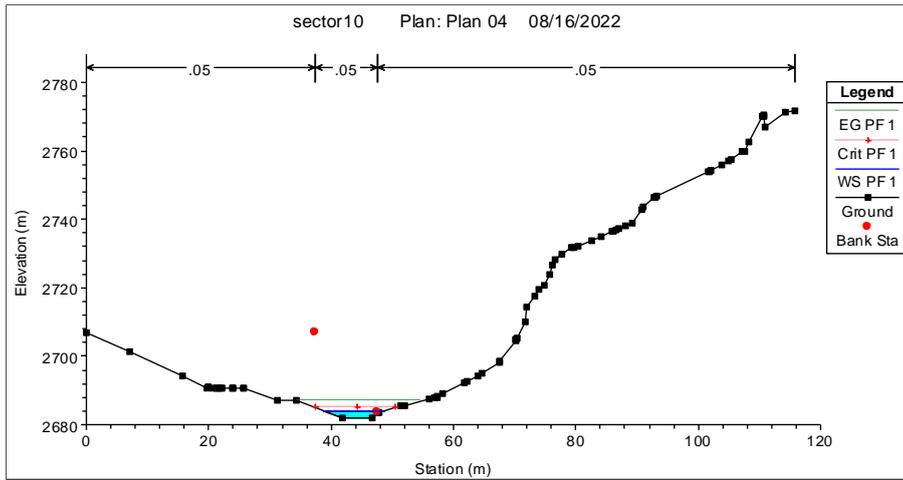
### Sección del Río 1+620. Km.20+920



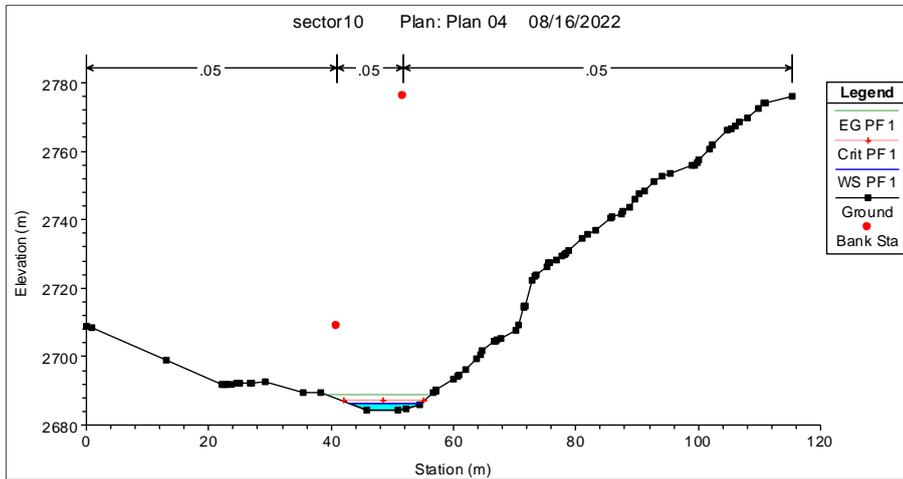
### Sección del Río 1+640. Km.20+940



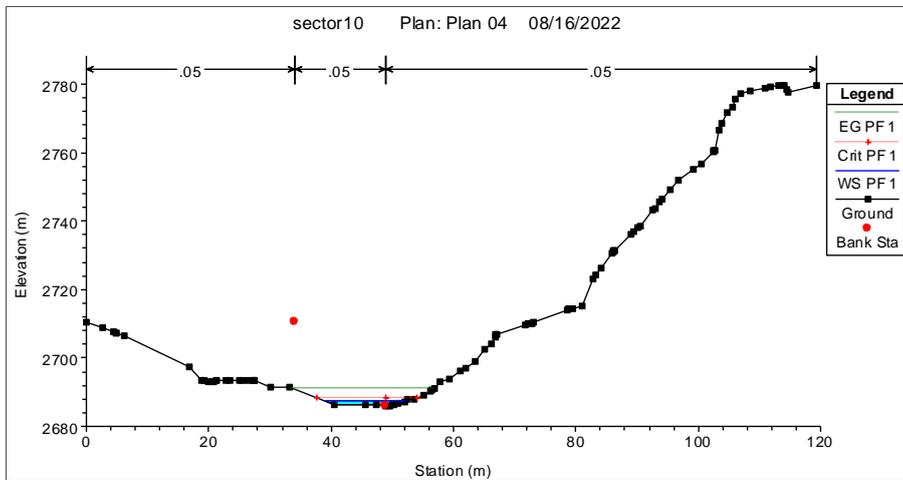
### Sección del Río 1+660. Km.20+975



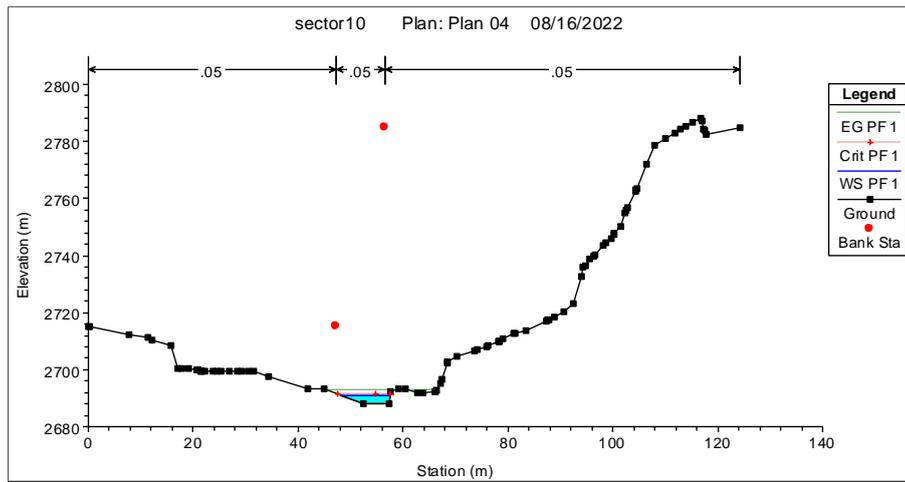
### Sección del Río 1+680. Km.20+985



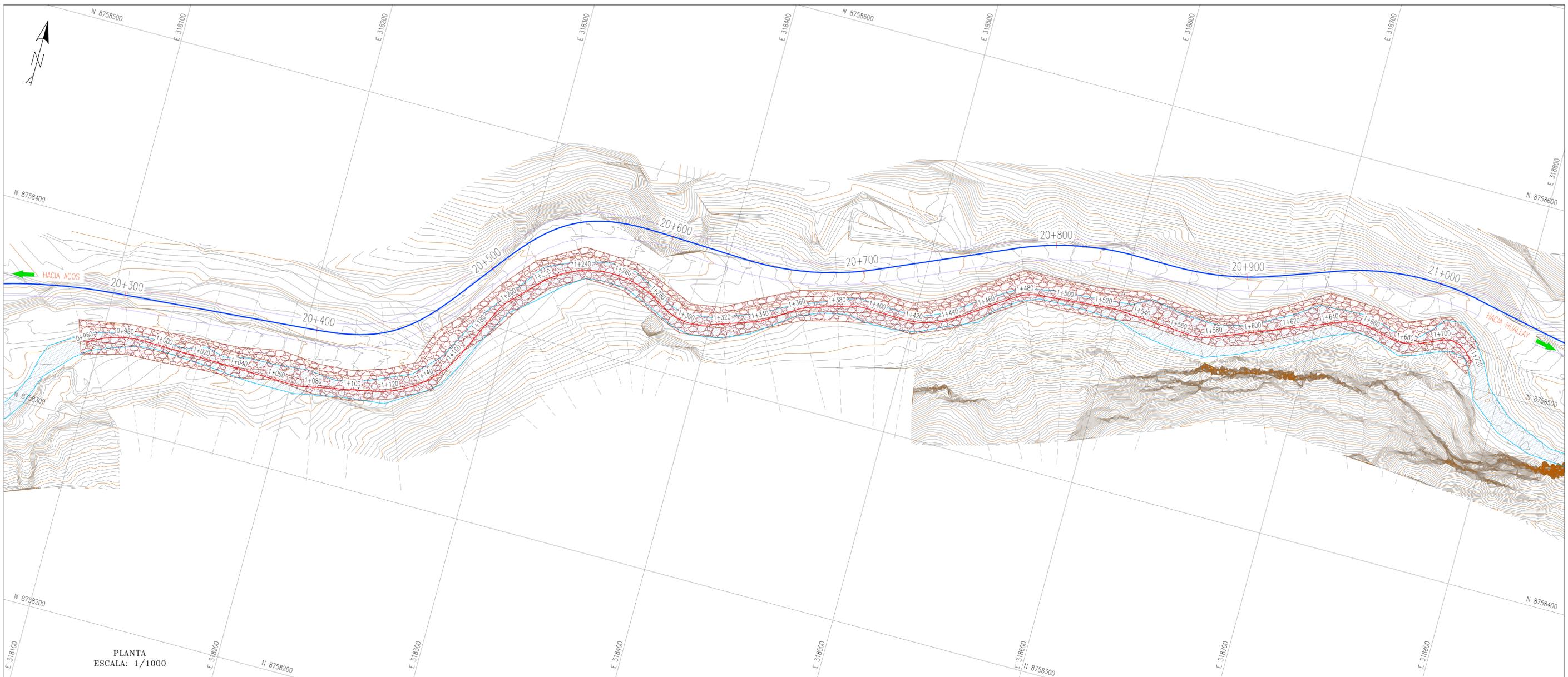
### Sección del Río 1+700. Km.20+997



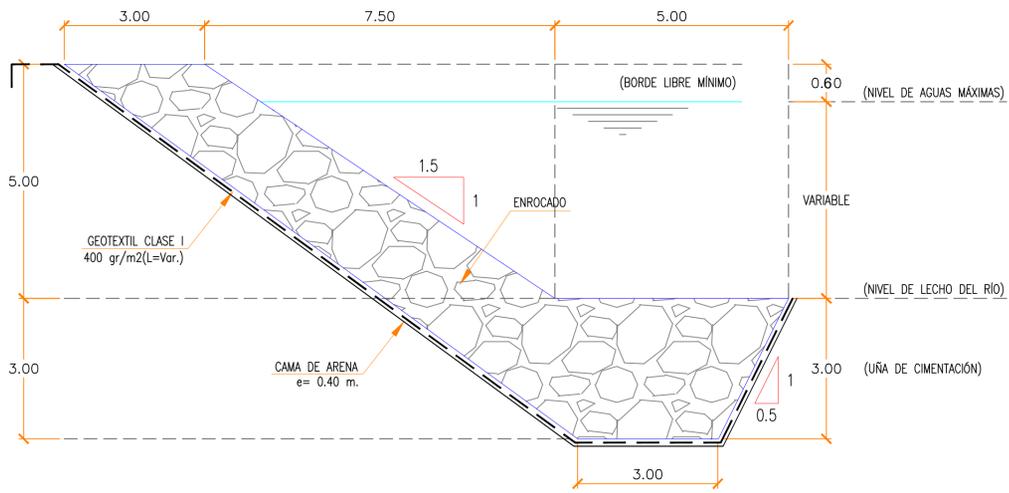
# Sección del Río 1+720. Km.21+000



## **Anexo 2: Planos de diseño**

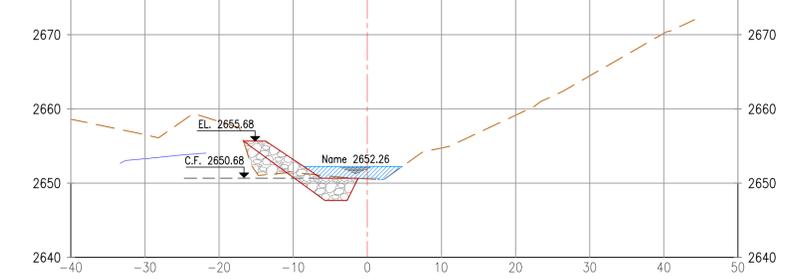
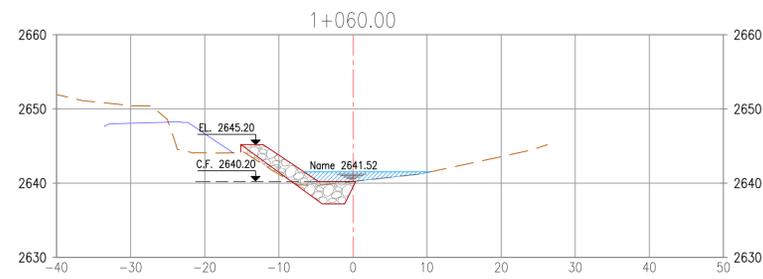
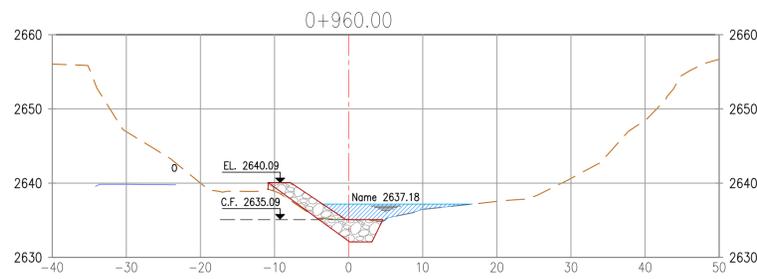
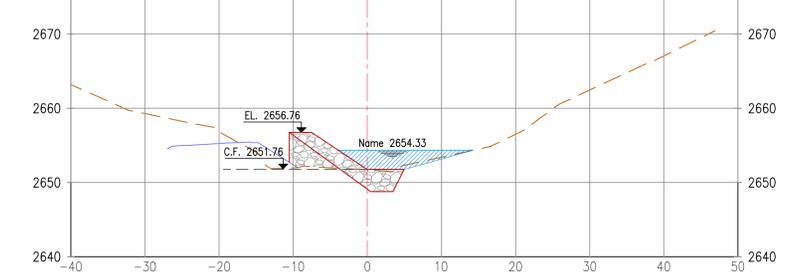
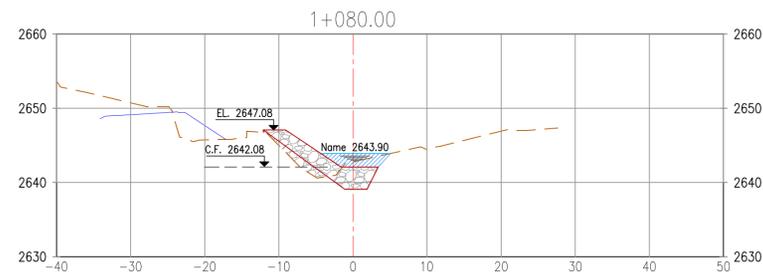
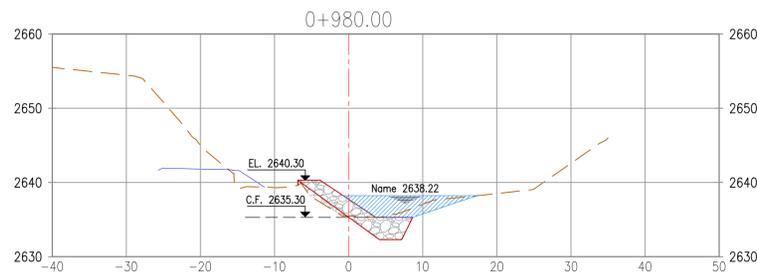
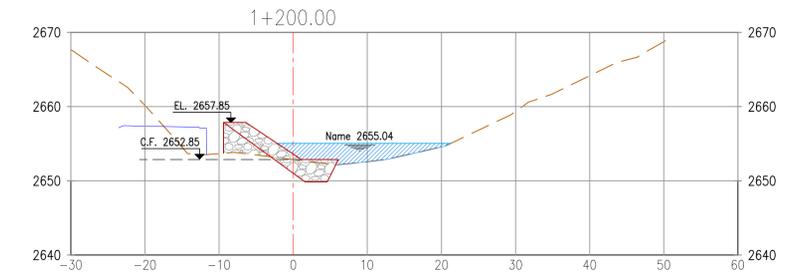
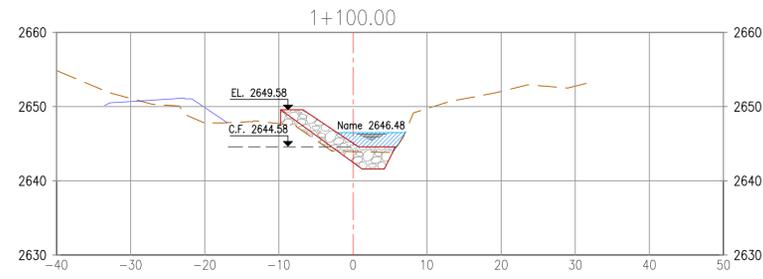
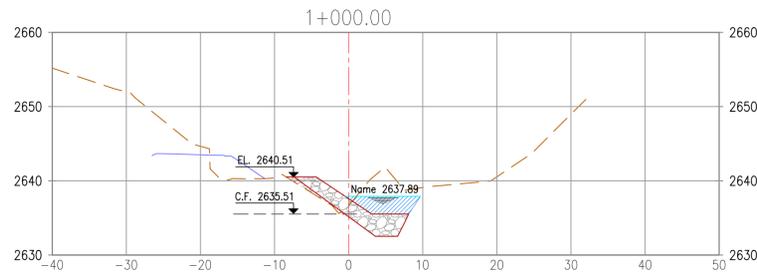
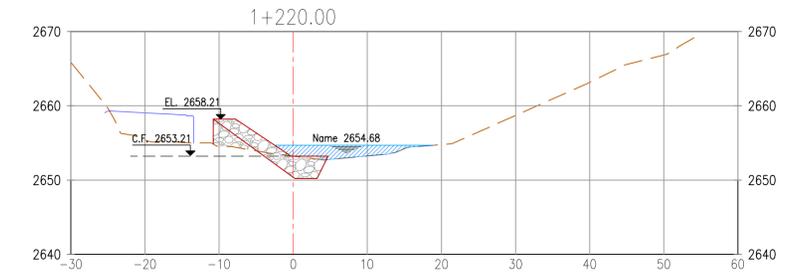
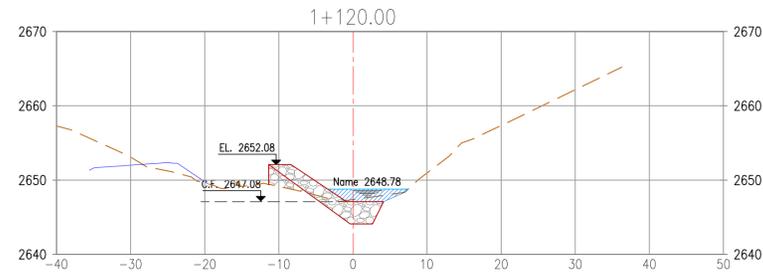
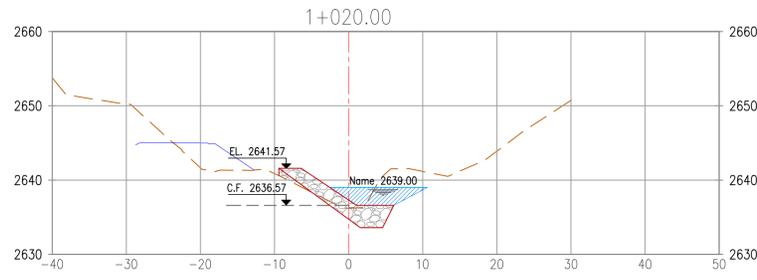
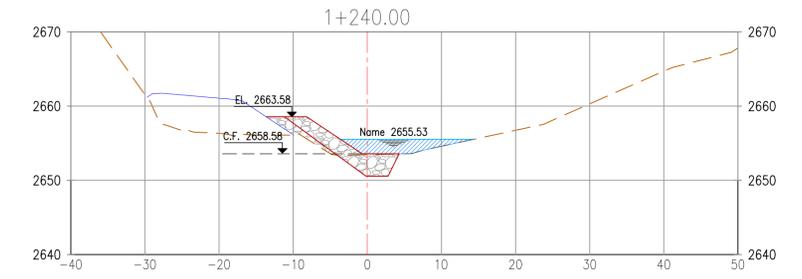
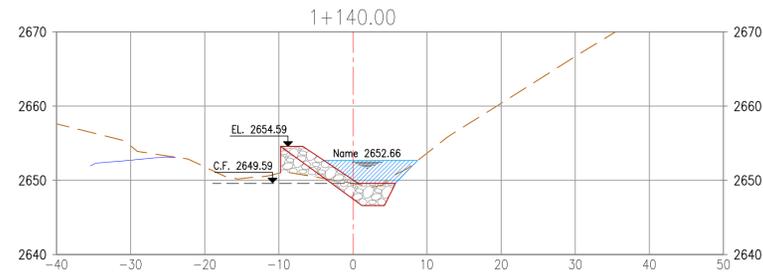
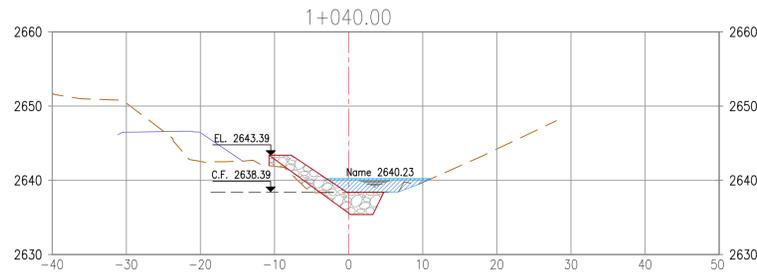


PLANTA  
ESCALA: 1/1000



SECCIÓN TÍPICA DEL ENROCADO  
ESC: 1/75

LEYENDA	
	EJE PROYECTADO DE DISEÑO
	EJE DE CAUCE
	CURVAS DE NIVEL
	PUENTE EXISTENTE
	CERCO / LINDERO
	EDIFICACIÓN / CONSTRUCCIÓN
	RÍO
	CANAL
	ÁREA DE CULTIVO
	VÍA EXISTENTE-TROCHA
	VÍA EXISTENTE-ASFALTO
	BENCH MARK
	PUNTO DE CONTROL GEODÉSICO



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA



FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

DIBUJO: BACH. CARMEN ABIGAIL CALLE ELESANO  
 ASESOR: ING. RICARDO APACLLA NALVARTE

REVISIÓN:

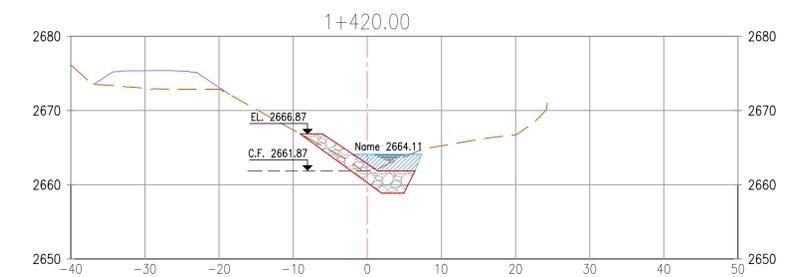
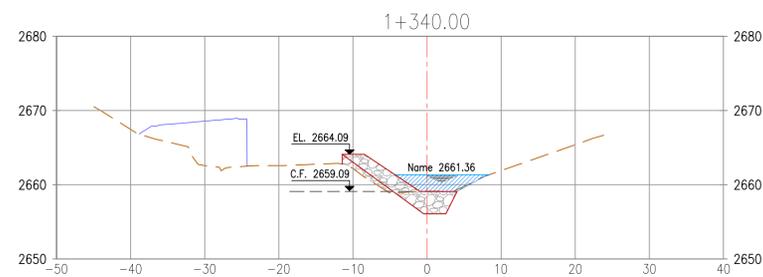
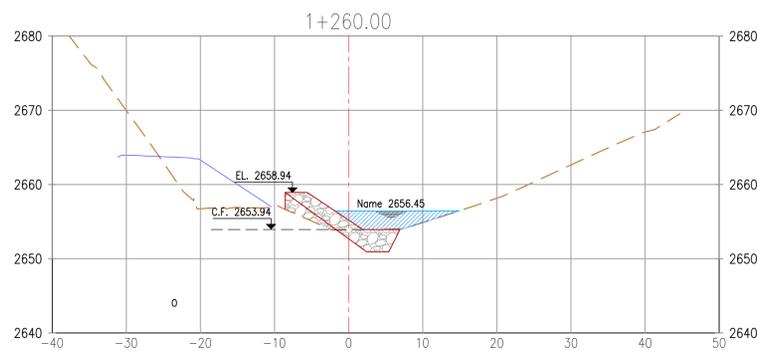
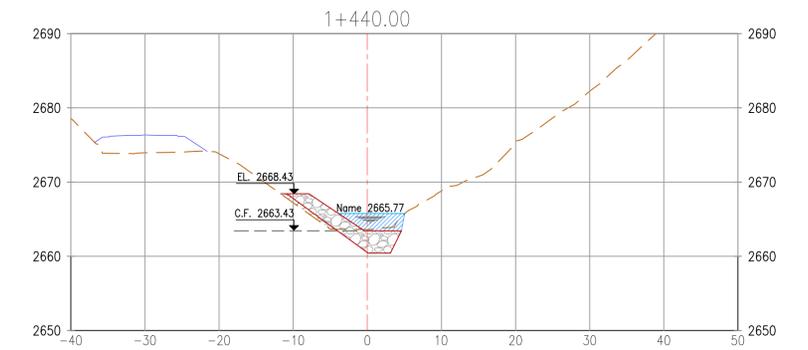
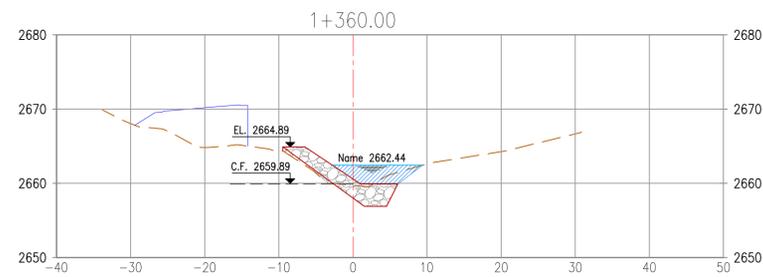
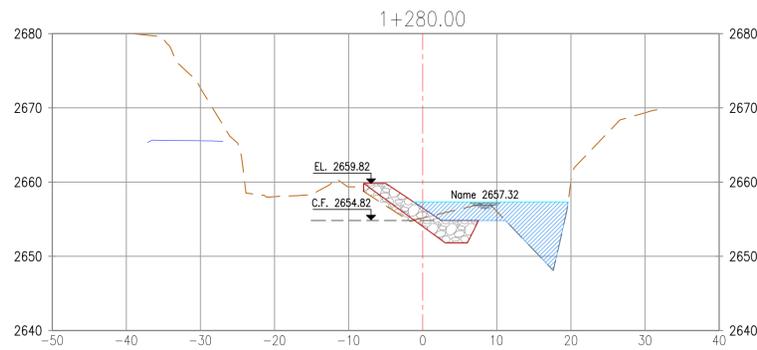
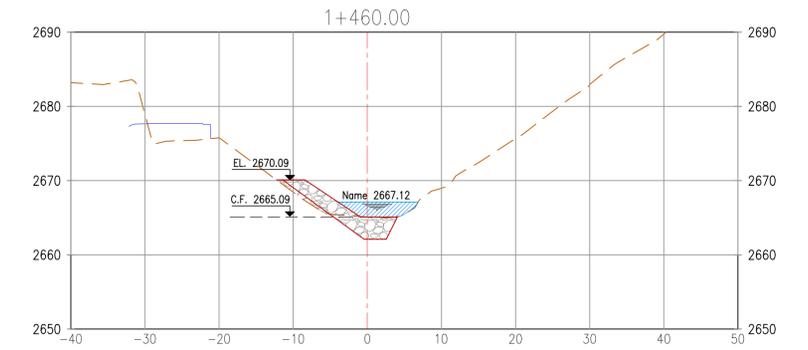
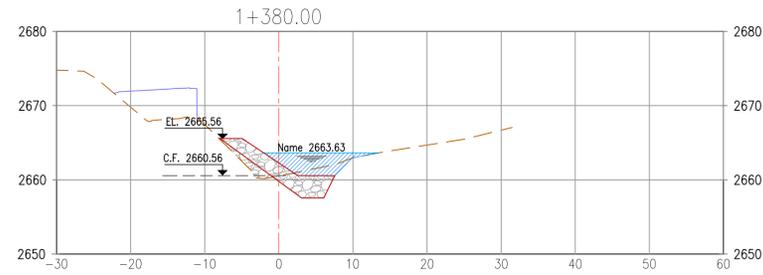
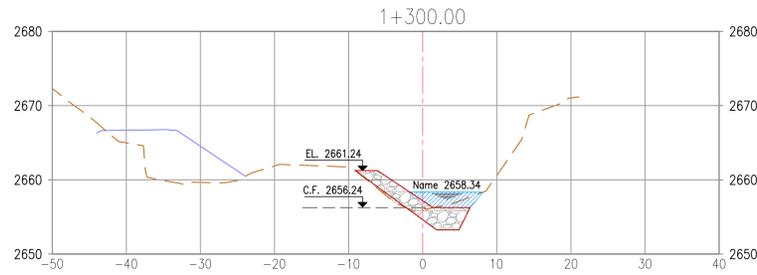
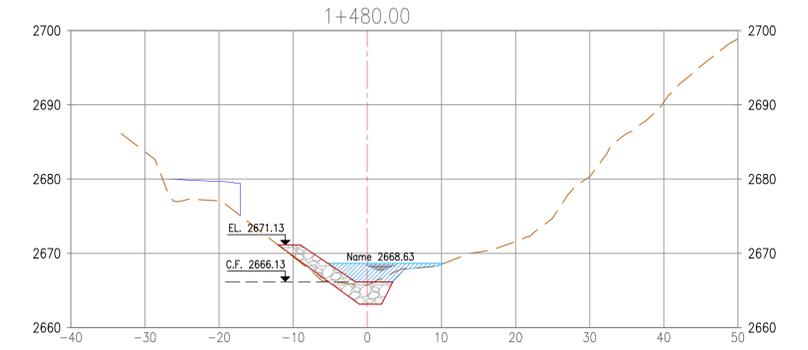
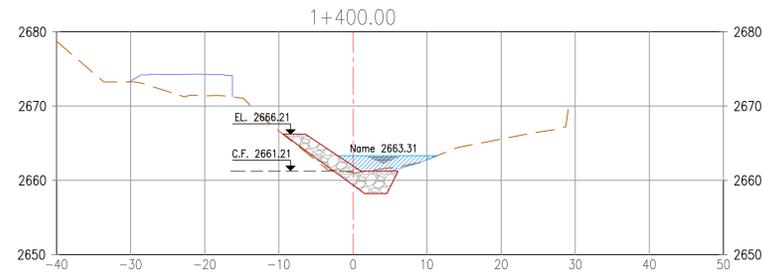
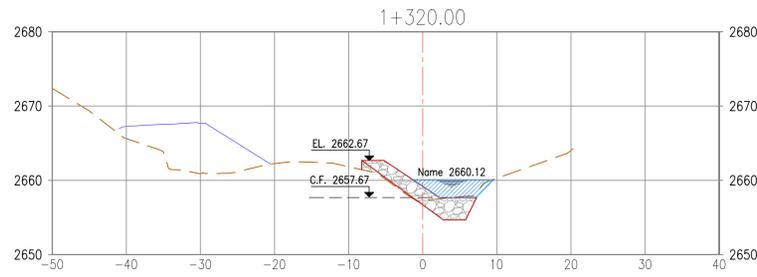
DEPARTAMENTOS: LIMA, PASCO  
 PROVINCIAS: HUJARAL, PASCO  
 DISTRITOS: VENTISIE DE NOVIEMBRE, PACARAOS, STA CRUZ DE ANDAVARCA, HUAYLLAY

Diseño de defensa ribereña en el Rio Chancay-Huaral para la protección de la vía Acos-Huayllay, tramo del Km. 20+290 al Km. 21+000.

PLANO:

**DEFENSA RIBEREÑA**  
 SECTOR - KM 20+290 AL KM 21+000  
 SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA : INDICADA  
 FECHA : SEPTIEMBRE 2022  
 PLANO N° :  
 PP02



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA



FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

DIBUJO: BACH. CARMEN ABIGAIL CALLE ELESANO  
 ASESOR: ING. RICARDO APACLA NALVARTE

REVISIÓN:

DEPARTAMENTOS: LIMA, PASCO  
 PROVINCIAS: HUJARAL, PASCO  
 DISTRITOS: VENTISIETE DE NOVIEMBRE, PACARAOS, STA CRUZ DE ANDAVARCA, HUAYLLAY

Diseño de defensa ribereña en el Rio Chancay-Huaral para la protección de la vía Acos-Huayllay, tramo del Km. 20+290 al Km. 21+000.

PLANO:

**DEFENSA RIBEREÑA**  
 SECTOR - KM 20+290 AL KM 21+000  
 SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA : INDICADA  
 FECHA : SEPTIEMBRE 2022  
 PLANO N° : PP03

