



**FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y
URBANISMO**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL**

TESIS

**PROPUESTA DE UNA DEFENSA RIBEREÑA EN EL
RÍO LA LECHE, TRAMO 01 KM AGUAS ARRIBA Y
01 KM AGUAS ABAJO DE LA BOCATOMA HUACA
DE LA CRUZ-ÍLLIMO-LAMBAYEQUE**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

Autor(es):

Bach. Medina Ramírez, José Lennin

Bach. Serrano Díaz, José Alexander

Asesor:

Dra. Sotomayor Nunura, Gioconda del Socorro

Línea de Investigación:

Ingeniería de Procesos

Pimentel - Perú

2019

TESIS
PROPUESTA DE UNA DEFENSA RIBEREÑA EN EL RÍO LA LECHE, TRAMO
01 KM AGUAS ARRIBA Y 01 KM AGUAS ABAJO DE LA BOCATOMA HUACA
DE LA CRUZ-ÍLLIMO-LAMBAYEQUE.

Aprobado por:

Dr. Ing. Coronado Zuloeta, Omar
Presidente de Jurado de Tesis

Ing. Arriola Carrasco, Guillermo Gustavo
Secretario de Jurado de Tesis

MSc. Ing. Muñoz Pérez, Sócrates Pedro
Vocal del Jurado de Tesis

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres quienes me apoyaron todo este tiempo y en especial a todos aquellos que creyeron en mí desde un principio, a aquellas personas que pese a su saturado tiempo laboral mostraron interés por la temática a investigar, aportando emocional y académicamente al desarrollo de la misma; a mis docentes, quienes impartieron sus conocimientos y experiencias para lograr terminar la carrera, y a todos los interesados en la rama de investigación que he desarrollado conjuntamente, entre ellos a un gran amigo (José Alexander Serrano Díaz). Espero esta investigación sea de buen uso y utilidad para la generación de nuevos conocimientos.

JOSÉ LENNIN MEDINA RAMÍREZ

Dedico esta tesis a mi familia quienes fueron un apoyo emocional, siendo siempre los que han creído en mí, dándome ejemplos de superación, humildad y sacrificio, enseñándome a valorar todo lo que tengo, de la misma forma agradezco a mi institución y a las personas que mostraron su interés en la presente investigación, otorgando sus conocimientos e ideas a fin de mejorar cada aspecto de la misma; la cual lo he desarrollado conjuntamente con mi buen amigo (José Lennin Medina Ramírez), quien demostró perseverancia ante cada obstáculo que se tuvo. Gracias a ellos he logrado llegar hasta aquí y no podría sentirme más ameno ante toda la confianza puesta en mí.

JOSÉ ALEXANDER SERRANO DÍAZ

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento especial al Dr. Ing. Omar Coronado Zuloeta, por direccionar nuestra atención y esfuerzos hacia la rama de hidrología, hidráulica y geotecnia.

Al Ing. Guillermo Gustavo Arriola Carrasco, por su apoyo en nuestra labor científica con un interés y entrega que ha sobrepasado todas las expectativas, que como estudiantes depositamos en su persona.

Al Téc. Wilson Olaya Aguilar, encargado del Laboratorio Estudio de Materiales (USS), por el interés demostrado en la presente investigación desde su etapa inicial, aportando sus conocimientos para la realización de ensayos y absolución de incertidumbres que se presentaron en el trayecto.

Al M. Sc. Ing. Sócrates Pedro Muñoz Pérez, docente de nuestra institución (USS), por sus aportes en el ámbito geotécnico y su asesoría durante la investigación.

A los asesores metodológicos, Dra. Sotomayor Nunura Gioconda del Socorro y al Mg. Wilder Alejandro Cabanillas Campos, por otorgarnos las pautas necesarias para la correcta presentación de la investigación; asimismo, rescatar su paciencia y motivación, ya que han sido fundamentales para nuestra formación como investigadores.

Agradecemos también a la Universidad Señor de Sipán la cual nos brindó sus instalaciones destinadas a Laboratorios (Estudio de Materiales, Suelos y Pavimentos e Hidráulica), siendo de gran importancia para la realización de ensayos.

JOSÉ LENNIN MEDINA RAMÍREZ
JOSÉ ALEXANDER SERRANO DÍAZ

RESUMEN

La presente investigación se realizó con el objetivo de elaborar el diseño de una defensa ribereña en el cauce del río La Leche, tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz – Íllimo – Lambayeque, para este fin se propuso el uso de enrocado para la defensa ribereña, como una alternativa de solución a los problemas de desbordamientos del flujo debido a las fuertes precipitaciones ocurridas en la cuenca La Leche.

Después de determinar con el estudio topográfico que las secciones transversales del cauce estaban muy reducidas debido a la presencia de diques longitudinales en ambos márgenes con material propio de la descolmatación, se realizó la evaluación hidráulica con Hec ras considerando el máximo caudal instantáneo producto del estudio hidrológico, obteniendo como resultado el desbordamiento del flujo en todo el tramo de estudio. Como consecuencia a lo ocurrido, se determinó el ancho estable del cauce, para la cual se realizó un nuevo análisis hidráulico que forma parte de la segunda propuesta de esta investigación, precedida por la limpieza general del tramo en estudio.

Luego, con los datos recopilados de los estudios anteriores, y con el estudio de mecánica de suelos y de rocas al material seleccionado, se procedió al diseño de la defensa ribereña con enrocado utilizando el software River, posteriormente se evaluó la estabilidad con el software Slide.

Palabras claves: Defensa ribereña, descolmatación, evaluación hidráulica, Hec ras, ancho estable, talud, Slide.

ABSTRACT

The present investigation was carried out with the goal of elaborating the design of a riverbank defense in the channel of “La Leche” river, section 01 km upstream and 01 km downstream of “Huaca de la Cruz” Bocatoma - Íllimo - Lambayeque, for this purpose it was proposed the use of rockfill for riverbank defense, as an alternative solution to the problems of overflow due to heavy rainfall in “La Leche” basin.

After determining with the topographic study that the cross sections of the channel were very reduced due to the presence of longitudinal dykes on both margins with own material of the “descolmatación”. It was carried out the hydraulic evaluation with Hecras considering the maximum instantaneous flow product of the hydrological study, getting as a result the overflow of the flow in the whole study section. As consequence, the stable width of the channel was determined, for which it was carried out a new hydraulic analysis (considering a relation for the slope of both margins) that is part of the second proposal of this investigation, preceded by the general cleaning of the section in study.

Then, with the data collected from the previous studies, and with the study of soil and rock mechanics to the selected material, it was proceeded to design the riverbank defense with rockfill using the River software, later we evaluated the stability with the Slide software.

Keywords: Riverbank/Riparian defense, “descolmatación”, hydraulic evaluation, Hec ras, stable width, slope, numerical modeling, Slide.

ÍNDICE DE CONTENIDO

I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Realidad Problemática	22
1.1.1. A nivel internacional.	22
1.1.2. A nivel nacional.....	22
1.1.3. A nivel local.	25
1.2. Trabajos previos.....	29
1.2.1. A nivel internacional.	29
1.2.2. A nivel nacional.....	30
1.2.3. A nivel local.	35
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	36
1.3.1. Suelos.	36
1.3.1.1. Introducción.	36
1.3.1.2. Definición.....	37
1.3.1.3. Principales tipos de suelos.	37
1.3.1.3.1. Gravas.	37
1.3.1.3.2. Arenas.	37
1.3.1.3.3. Limos.	38
1.3.1.3.4. Arcillas.....	38
1.3.1.4. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos.	40
1.3.1.5. Granulometría en suelos.....	44
1.3.1.5.1. Análisis granulométrico por mallas.	44
1.3.1.6. Plasticidad.	47
1.3.1.6.1. Límites de Atterberg.	47
1.3.1.7. Clasificación e identificación de suelos.	49
1.3.1.7.1. AASHTO.	49
1.3.1.7.2. SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).....	50
1.3.2. Estabilidad de taludes.....	53
1.3.2.1. Introducción.	53
1.3.2.2. Definición de talud.....	53
1.3.2.3. Definición de estabilidad.....	53
1.3.2.4. Problema de estabilidad de taludes.	54
1.3.2.5. Tipología de inestabilidades.....	54

1.3.2.6.	Deslizamientos.....	55
1.3.2.7.	Tipo de fallas en taludes.....	55
1.3.2.7.1.	Deslizamientos superficiales (creep).....	55
1.3.2.7.2.	Movimiento del cuerpo del talud.....	56
A.	Falla de rotación.....	56
B.	Falla de traslación.....	57
1.3.3.	Defensa ribereña.....	58
1.3.3.1.	Tipos de defensa ribereña.....	59
1.3.3.1.1.	Diques de tierra con enrocado.....	59
A.	Diseño del Filtro.....	60
B.	Fondo de Cimentación del Enrocado.....	61
C.	Profundidad de la Uña (P).....	62
D.	Altura del Enrocado (H).....	62
E.	Diámetro medio de la roca (D50).....	63
F.	Espesor mínimo del enrocado.....	65
G.	Ancho de la base.....	65
H.	Estabilidad del enrocado.....	65
I.	Esfuerzo cortante promedio.....	66
J.	Esfuerzo cortante local en un canal muy ancho.....	67
K.	Esfuerzo cortante en curvas.....	67
L.	Esfuerzo cortante para diseño de enrocado.....	68
M.	Factor de seguridad al deslizamiento del enrocado.....	71
1.3.3.2.	Socavación.....	72
1.3.3.2.1.	Definición.....	72
1.3.3.2.2.	Profundidad de Socavación.....	73
1.3.3.2.2.1.	Causas de socavación en cauces de ríos.....	73
1.3.3.2.2.2.	Clases de Socavación.....	73
1.3.3.2.2.2.1.	Socavación General.....	73
A.	Lischtvan – Levediev.....	74
1.3.3.2.2.2.2.	Socavación Local.....	77
A.	Método de Liu, Chang y Skinner (1961).....	78
B.	Laursen.....	78
b.1)	Socavación en lecho móvil.....	78
b.2)	Socavación en agua clara.....	79

1.3.3.2.3.	Dimensionamiento del cauce de ríos.	79
A.	Método de Blench.	79
B.	Método de Altunin.	80
C.	Método de Simons-Henderson.	81
D.	Método de Petit.	81
E.	Evaluación energética y elección de los caudales de diseño para la socavación.	82
1.3.4.	Software.	83
1.3.4.1.	HEC – RAS.	83
1.4.	Formulación del Problema.	95
1.5.	Justificación e importancia del estudio.	95
1.5.1.	Social y económico.	95
1.5.2.	Tecnológico.	96
1.5.3.	Ambiental.	96
1.6.	Hipótesis.	96
1.7.	Objetivos.	97
1.7.1.	Objetivo General.	97
1.7.2.	Objetivos Específicos.	97
II.	MATERIAL Y MÉTODO.	98
2.1.	Tipo y Diseño de Investigación.	99
2.1.1.	Tipo de investigación.	99
2.1.2.	Diseño de investigación.	99
2.2.	Población y muestra.	99
2.2.1.	Población.	99
2.2.2.	Muestra.	99
2.3.	Variables, Operacionalización.	100
2.3.1.	Variables.	100
2.3.1.1.	Variable independiente.	100
2.3.1.2.	Variable dependiente.	100
2.3.1.3.	Definición conceptual.	100
2.3.2.	Operacionalización.	101
2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.	104
2.4.1.	Técnicas de recolección.	104
2.4.1.1.	Observación.	104
2.4.1.2.	Análisis documental.	104

2.4.1.3.	Visitas de campo.....	104
2.4.1.4.	Entrevistas.....	105
2.4.2.	Instrumentos de recolección de datos.....	105
2.4.2.1.	Equipos, materiales, programas y formatos.....	105
2.4.2.2.	Guía de análisis de documentos.....	106
2.5.	Procedimientos de análisis de datos.....	106
2.5.1.	Análisis estadístico de datos.....	106
2.5.2.	Interpretación de datos.....	106
2.5.3.	Diagrama de flujo de procesos.....	107
2.6.	Criterios éticos.....	107
2.6.1.	Ética de recolección de datos.....	107
2.6.2.	Ética de publicación.....	107
2.6.3.	Ética de aplicación.....	108
2.7.	Criterios de Rigor científico.....	108
2.7.1.	Generalidades.....	108
2.7.2.	Criterios de Confiabilidad.....	108
2.7.3.	Criterios de Credibilidad.....	108
III.	RESULTADOS.....	115
3.1.	Resultados en Tablas y Figuras.....	110
3.1.1.	Realización del levantamiento topográfico del área en estudio.....	110
A.	Procesamiento de la data topográfica (primera etapa o condiciones reales)..	110
B.	Procesamiento de la data topográfica (Propuesta o segunda etapa).....	113
3.1.2.	Realización del estudio hidrológico.....	115
3.1.2.1.	Parámetros de forma de la cuenca.....	115
3.1.2.2.	Parámetro de relieve de la cuenca.....	116
G.	Estimación del coeficiente de rugosidad.....	119
3.1.2.3.	Cálculo del caudal de diseño.....	119
3.1.2.3.1.	Estudio hidrométrico.....	119
A.	Análisis de consistencia.....	120
B.	Prueba de Bondad de Ajuste.....	121
C.	Selección del periodo de retorno.....	122
D.	Análisis estadístico de datos hidrológicos.....	123
3.1.2.3.2.	Estudio Pluviométrico.....	124
3.1.3.	Realización de la evaluación hidráulica del río La Leche en la zona de estudio. 129	

3.1.3.1.	Modelamiento hidráulico del río La Leche (primera etapa)	129
3.1.3.2.	Modelamiento hidráulico del río La Leche (Propuesta o segunda etapa - ancho estable y defensa ribereña)	142
3.1.4.	Realización de ensayos de mecánica de suelos y de las rocas a las muestras adquiridas.	157
A.	Ensayos de mecánica de suelos EMS y de mecánica de rocas.....	157
	Análisis Estratigráfico	160
	Conclusiones.	160
3.1.5.	Realización del diseño de la defensa ribereña con enrocado.....	162
3.1.5.1.	Ancho Estable del Cauce	162
3.1.5.2.	Profundidad de Socavación.....	162
3.1.5.3.	Parámetros Estructurales del dique de Tierra con Enrocado.....	163
A.	Cálculo del tirante hidráulico.	163
B.	Cálculo del borde libre.	164
C.	Cálculo de la Altura de Encausamiento.....	164
D.	Profundidad de uña.....	165
E.	Ancho de la base de la uña.	165
F.	Ancho de corona.....	165
H.	Diámetro Medio de la Roca (D50).	166
I.	Espesor Mínimo del Enrocado (T).	166
3.1.6.	Realización del análisis de estabilidad de la defensa ribereña	167
A.	Estabilidad del Talud.....	167
B.2.	Esfuerzo Cortante Crítico del Enrocado	170
C.	Filtro en Enrocado.....	171
3.1.7.	Determinación del presupuesto total de obra	172
3.2.	Discusión de resultados	173
3.2.1.	Realización del levantamiento topográfico del área en estudio	173
A.	Procesamiento de la data topográfica.....	173
3.2.2.	Realización del estudio hidrológico	173
3.2.2.1.	Parámetros de forma de la cuenca.....	173
3.2.2.2.	Parámetros de la Red Hidrográfica.	173
3.2.2.3.	Estimación del Coeficiente de Rugosidad.....	174
3.2.2.4.	Cálculo del caudal de diseño.....	174
3.2.3.	Realización del estudio hidráulico.....	174
A.	Análisis del comportamiento del caudal	174

3.2.4.	Realización de ensayos de mecánica de suelos y de las rocas a las muestras adquiridas.	175
A.	Ensayos de Mecánica de Suelos EMS y Mecánica de rocas.	175
3.3.	Aporte práctico (propuesta, si el caso lo amerita).....	176
3.3.1.	Limpieza general del material que se encuentra en el cauce.	176
3.3.2.	Aumento de la sección transversal del cauce	176
IV.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	177
4.1.	Conclusiones	178
4.1.1.	Realización del levantamiento topográfico del área en estudio.	178
A.	Procesamiento de la data topográfica.	178
4.1.2.	Realización del estudio hidrológico.	178
4.1.3.	Realización de la evaluación hidráulica del Río La leche en la zona de estudio. 178	
A.	Análisis del comportamiento del caudal.	178
4.1.4.	Realización de ensayos de mecánica de suelos y de las rocas a las muestras adquiridas.	179
A.	Ensayos de Mecánica de Suelos EMS y Mecánica de rocas.	179
4.1.5.	Realización del diseño de la defensa ribereña con enrocado.....	179
4.1.6.	Realización del análisis de estabilidad de la defensa ribereña.	180
4.1.7.	Determinación de presupuesto de obra.....	180
4.2.	Recomendaciones	181
	REFERENCIAS	182
	ANEXOS	185

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Límites de tamaño según su clasificación de suelos	40
Tabla 2 Gravedad específica de los suelos más comunes	43
Tabla 3 Tamaños de mallas (Número-orificio) estándar en EE.UU.....	44
Tabla 4 Valores del coeficiente recomendados (ϕ) para el cálculo del borde libre.	62
Tabla 5 Factores de corrección por contracción del cauce μ	75
Tabla 6 Valores de X y $1/(x+1)$	75
Tabla 7 Coeficiente β para la socavación.	76
Tabla 8 Valores de ψ	77
Tabla 9 Parámetros de la ecuación de la energía.....	84
Tabla 10 Estaciones climatológicas en la cuenca del río La Leche.....	87
Tabla 11 Definición conceptual de las variables	100
Tabla 12 Variable independiente.....	101
Tabla 13 Variable dependiente	103
Tabla 14 Datos obtenidos del levantamiento topográfico del área en estudio	110
Tabla 15 Parámetros de forma de la cuenca en estudio.....	115
Tabla 16 Parámetros de forma de la cuenca hasta el punto de aforo.....	116
Tabla 17 Áreas parciales y acumuladas – Curva Hipsométrica	116
Tabla 18 Descargas máximas anuales- Estación Puchaca (m ³ /s)	119
Tabla 19 Caudales corregidos - Estación Puchaca (m ³ /s).	120
Tabla 20 Resultados de Δ máximos según California, Tukey, Weibull y Hazen.....	121
Tabla 21 Caudales de diseño para determinados periodos de retorno.....	123
Tabla 22 Datos pluviométricos de las estaciones cercanas a la cuenca del Río La Leche	124
Tabla 23 Precipitaciones máximas de las estaciones meteorológicas de la Cuenca del Río La Leche	126
Tabla 24 Caudal máximo de diseño	128
Tabla 25 Parámetros hidráulicos del tramo aguas arriba de la B.H.C. – Modelamiento hidráulico primera etapa.....	135
Tabla 26 Tirante mínimo y máximo del tramo km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico primera etapa.	137
Tabla 27 Tirante mínimo y máximo del tramo prog. km 0+000 a km 1+040 – Modelamiento hidráulico primera etapa.....	137
Tabla 28 Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico primera etapa.....	137
Tabla 29 Tirante de la sección transversal de mayor ancho y altura de ambas márgenes del tramo aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico primera etapa.	138
Tabla 30 Tirante de la sección transversal de la progresiva km 0+420 del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico primera etapa.	139
Tabla 31 Tirante mínimo y máximo desde la progresiva km 0+000 hasta la progresiva km 0+810 aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico primera etapa.	140
Tabla 32 Parámetros hidráulicos del tramo Aguas abajo de la B.H.C – km 1+144.3 a km 2+158.95 – Primera etapa.....	140
Tabla 33 Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 1+144.3 a km 2+158.95 – Modelamiento hidráulico primera etapa.....	141

Tabla 34 Parámetros hidráulicos del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Segunda etapa.....	149
Tabla 35 Tirante mínimo y máximo del tramo km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico segunda etapa.	150
Tabla 36 Tirante mínimo y máximo del tramo prog. km 0+000 a km 1+040 – Modelamiento hidráulico segunda etapa.	151
Tabla 37 Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico Segunda etapa.	151
Tabla 38 Tirante de la sección transversal de mayor ancho y altura de márgenes del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico segunda etapa.	152
Tabla 39 Tirante de la sección transversal de la progresiva km 0+420 del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico segunda etapa.....	154
Tabla 40 Tirante mínimo y máximo desde la progresiva km 0+000 hasta la progresiva km 0+810 aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico segunda etapa.	154
Tabla 41 Parámetros hidráulicos del tramo de aguas abajo de la B.H.C – Segunda etapa	154
Tabla 42 Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 1+144.3 a km 2+158.95 – Modelamiento hidráulico Segunda etapa.	156
Tabla 43 Resumen de resultados de los EMS al material de la cantera Escute.....	157
Tabla 44 Resumen de resultados de los EMS al material del cauce de río – margen izquierdo	159
Tabla 45 Resultados de los ensayos de mecánica de suelos al material descolmatado propio del río.....	161
Tabla 46 Resumen de resultados de los ensayos de mecánica de rocas	161
Tabla 47 Ancho Estable de la Sección del Río en la Zona de Estudio.....	162
Tabla 48 Obtención de profundidad de socavación en el tramo de estudio	163
Tabla 49 Tirante Hidráulico y otros parámetros hidráulicos del Río la Leche – tramo en estudio.....	163
Tabla 50 Coeficiente en Función de la Máxima Descarga.....	164
Tabla 51 Cálculo de altura de dique con enrocado.....	164
Tabla 52 Ancho de corona en función del ancho mismo y profundidad de uña	165
Tabla 53 Diseño Preliminar sugerido de Defensa Ribereña.....	165
Tabla 54 Obtención del diámetro medio de roca D50.....	166
Tabla 55 Espesor de Diseño del Enrocado	166
Tabla 56 Factores de seguridad de talud - Análisis Estático	168
Tabla 57 Factores de Seguridad de Talud – Análisis Pseudo Estático.....	168
Tabla 58 Esfuerzo Máximo Cortante Actuante en Tramos Rectos	169
Tabla 59 Nuevo Esfuerzo Cortante Actuante Afectado por las Curvas	169
Tabla 60 Obtención del esfuerzo cortante crítico del enrocado	170
Tabla 61 Factor de seguridad ante el hundimiento de la estructura	171
Tabla 62 Uso de Filtro para Enrocado.....	171
Tabla 63 Resumen de las dimensiones de la defensa ribereña	180

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Talud 1 y talud 2 – Taludes analizados en la investigación.....	22
Figura 2. Estado de ambos márgenes del río Chunchumas.....	23
Figura 3. Población Afectada debido al desbordamiento del Río Ilave, 2001.....	24
Figura 4. Desborde del Río Ilave, febrero 2002, afectando 2000 Hectáreas de cultivo.....	24
Figura 5. Desastres ocasionados por máximas avenidas en el río La Leche.....	26
Figura 6. Colapso del muro de contención debido al fenómeno de “El Niño” - 2002.....	27
Figura 7. Colmatación de sedimentos - 500m aguas arriba de la Bocatoma Huaca de la Cruz.....	27
Figura 8. Colmatación de rocas y vegetación - Aguas abajo de la Bocatoma Huaca de la Cruz.....	27
Figura 9. Sección del cauce - Aguas arriba de la Bocatoma Huaca de la Cruz.....	28
Figura 10. Defensa ribereña actual con sacos de arena - Aguas arriba de la Bocatoma Huaca de la Cruz.....	28
Figura 11. Obtención de resultados – Modelación con el programa Slopwe_2007.....	29
Figura 12. Obtención de resultados (magnitud de falla) – Modelación con el programa Plaxis.....	30
Figura 13. Detalle de Geoceldas.....	31
Figura 14. Detalle de Geoceldas.....	31
Figura 15. Relleno de Concreto en Geoceldas.....	32
Figura 16. Caudal de Diseño utilizando el programa River.....	34
Figura 17. Dimensiones del Dique – Utilizando el Software River.....	35
Figura 18. Muro de contención a demoler.....	35
Figura 19. Vista panorámica antes del inicio de los trabajos de reforzamiento.....	36
Figura 20. Símbolos de representación de suelos.....	39
Figura 21. Fases del suelo.....	40
Figura 22. Suelo no saturado; $V_s=1$	41
Figura 23. Suelo saturado; $V_s=1$	41
Figura 24. Curva granulométrica de un suelo grueso.....	45
Figura 25. Curvas granulométricas de algunos suelos.....	46
Figura 26. Límites de Atterberg.....	48
Figura 27. Clasificación de suelos según AASHTO (Materiales granulares).....	50
Figura 28. Clasificación de suelos según AASHTO (Materiales de limo y arcilla).....	50
Figura 29. Símbolos para la identificación y clasificación de los suelos (SUCS).....	51
Figura 30. Gráfica de plasticidad.....	51
Figura 31. Clasificación de suelos según SUCS.....	52
Figura 32. Partes de un talud.....	53
Figura 33. Clasificación movimientos terreno Varnes (1978).....	54
Figura 34. Deslizamiento producido por la saturación del suelo.....	55
Figura 35. Indicadores de un Creep.....	56
Figura 36. Descripción de una zona de falla.....	57
Figura 37. Tipos de falla.....	57
Figura 38. Falla en la base de talud.....	58
Figura 39. Estrato resistente limitando la falla.....	58

Figura 40. Sección Transversal de la Defensa Ribereña con Enrocado. Fuente: (Flores, 2015, p. 210).....	59
Figura 41. Esfuerzo cortante según el D50 y K2.....	69
Figura 42. Ángulo de reposo de material no cohesivo según la U.S Bureau of Reclamation.	69
Figura 43. Esfuerzo cortante en canales curvos.	70
Figura 44. Cotangente de θ en relación a K1.	70
Figura 45. Ángulo de reposo de un material no cohesivo según la U.S Bureau of Reclamation.	71
Figura 46. Sección transversal de un cauce afectado por la socavación	72
Figura 47. Esquema del balance de energía.	84
Figura 48. Cuenca del río la leche	86
Figura 49. Descripción de la cuenca del río la leche.....	89
Figura 50. Ubicación de cantera cerro Escute.	92
Figura 51. Visita a cantera cerro Escute.	92
Figura 52. Calicata 1 y 2 en cantera Cerro Escute.....	93
Figura 53. Ubicación de cantera R - 21	94
Figura 54. Visita a Cantera R - 21.....	94
Figura 55. Extracción de piedra – Cantera R - 21.	95
Figura 56. Diagrama de flujo de Procesos.....	107
Figura 57. Curvas de nivel del tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz – Condiciones reales.....	111
Figura 58. Sección transversal de mayor dimensión del tramo aguas arriba de la B.H.C – Progresiva km 1+080 – Condiciones reales	111
Figura 59. Sección transversal de la progresiva km 0+420 – condiciones reales	112
Figura 60. Vista en 3D de las curvas de nivel del tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz - Condiciones reales.....	112
Figura 61. Curvas de nivel del tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz –Segunda etapa o propuesta	113
Figura 62. Sección transversal de la progresiva km 0+420 - Segunda etapa o propuesta.	113
Figura 63. Vista en 3D de las curvas de nivel del tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz - Segunda Etapa.	114
Figura 64. Delimitación de la Cuenca del Río La Leche.....	115
Figura 65. Delimitación de la Cuenca del Río La Leche para la zona de aforo	116
Figura 66. Curva Hipsométrica de la cuenca del río La Leche.	117
Figura 67. Polígono de Frecuencias.	118
Figura 68. Prueba K-S a una distribución normal para Weibull.	122
Figura 69. Curva de Registro Histórico y Curvas de Métodos Empleados.....	123
Figura 70. Estaciones Pluviométricas de la cuenca del río La Leche.....	126
Figura 71. Resultado del hidrograma de diseño para un $Tr=150$ años.....	127
Figura 72. Caudal máximo para un $Tr=150$ años, según datos pluviométricos.	128
Figura 73. Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un $Tr=10$ años, $Q=307.71 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico primera etapa.	129
Figura 74. Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un $Tr=25$ años, $Q= 577.29 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico primera etapa.	130

Figura 75. Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un Tr=50 años, Q= 783.06 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	130
Figura 76 . Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un Tr=100 años, Q= 1021.78 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	131
Figura 77 . Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un Tr=150 años, Q= 1200.79 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	131
Figura 78. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=10 años, Q=307.71 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	132
Figura 79. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=25 años, Q= 577.29 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	132
Figura 80. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=50 años, Q= 783.06 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	133
Figura 81. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=100 años, Q= 1021.78 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	133
Figura 82. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=150 años, Q= 1200.79 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	134
Figura 83. Sección transversal de mayor ancho y altura de márgenes del tramo aguas arriba de la B.H.C (prog. km 1+080), para Q1= 307.71 m ³ /s, Q2=577.29 m ³ /s, Q3=783.06 m ³ /s, Q4=1021.78 m ³ /s y Q5=1200.79 m ³ /s. Primera etapa.....	138
Figura 84. Vista de la sección transversal progresiva km 0+420 – Aguas arriba de la B.H.C, Modelamiento Hidráulico primera etapa, para Q1= 307.71 m ³ /s, Q2=577.29 m ³ /s, Q3=783.06 m ³ /s, Q4=1021.78 m ³ /s y Q5=1200.79 m ³ /s.	139
Figura 85. Vista de la sección transversal de mayor dimensión progresiva km 1+440 – Aguas abajo de la B.H.C, para Q1= 307.71 m ³ /s, Q2=577.29 m ³ /s, Q3=783.06 m ³ /s, Q4=1021.78 m ³ /s y Q5=1200.79 m ³ /s. Modelamiento hidráulico primera etapa.	142
Figura 86. Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, Tr=10 años, Q=307.71 m ³ /s	143
Figura 87. Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, Tr=25 años, Q= 577.29 m ³ /s	143
Figura 88. Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, Tr=50 años, Q= 783.06 m ³ /s	144
Figura 89 . Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, Tr=100 años, Q= 1021.78 m ³ /s	144
Figura 90 . Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, Tr=150 años, Q= 1200.79 m ³ /s	145
Figura 91 . Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=10 años, Q=307.71 m ³ /s. Modelamiento hidráulico Segunda etapa.	146
Figura 92 . Figura 93 . Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=25 años, Q= 577.29m ³ /s. Modelamiento hidráulico Segunda etapa.....	146
figura 94 . Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=50 años, Q= 783.06 m ³ /s. Modelamiento hidráulico Segunda etapa.....	147
Figura 95 . Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=100 años, Q= 1021.78 m ³ /s. Modelamiento hidráulico Segunda etapa.....	147
Figura 96. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=150 años, Q= 1200.79 m ³ /s. Modelamiento hidráulico Segunda etapa.....	148

Figura 97. Sección transversal de mayor ancho y altura de márgenes del tramo aguas arriba de la B.H.C (prog. km 1+080) – Segunda etapa, para $Q= 307.71 \text{ m}^3/\text{s}$, $577.29 \text{ m}^3/\text{s}$, $783.06 \text{ m}^3/\text{s}$, $1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$, y $1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$	152
Figura 98 Vista de la sección transversal progresiva km 0+420 – Aguas arriba de la B.H.C – M.H. Segunda etapa, para $Q1= 307.71 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q2=577.29 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q3=783.06 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q4=1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q5=1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$	153
Figura 99. Vista de la sección transversal de mayor dimensión progresiva km 1+440 – Aguas abajo de la B.H.C, para $Q1= 307.71 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q2=577.29 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q3=783.06 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q4=1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q5=1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico segunda etapa.....	156
Figura 100. Factor de seguridad global (FS=2.687) – Análisis Estático – Método de Bishop Simplificado.	167
Figura 101. Factor de seguridad global (FS=1.476) – Análisis Pseudo Estático – Método de Bishop Simplificado.	167
Figura 104. Diseño de la defensa ribereña con revestimiento de enrocado.	172

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Relación de vacíos.	41
Ecuación 2. Porosidad.	42
Ecuación 3. Grado de saturación.	42
Ecuación 4. Contenido de humedad.	42
Ecuación 5. Contenido de humedad.	42
Ecuación 6. Peso específico seco.	43
Ecuación 7. Peso de los sólidos del suelo.	43
Ecuación 8. Coeficiente de uniformidad.	46
Ecuación 9. Coeficiente de curvatura.	46
Ecuación 10. Índice de plasticidad.	48
Ecuación 11 Diseño de Filtro.	61
Ecuación 12 Condición de Filtro.	61
Ecuación 13. Profundidad de socavación.	62
Ecuación 14. Altura de enrocado.	62
Ecuación 15. Borde libre.	62
Ecuación 16. Diámetro medio del enrocado de protección.	63
Ecuación 17. Factor de corrección.	63
Ecuación 18. Coeficiente de corrección.	63
Ecuación 19. Coeficiente de corrección por la gravedad específica	63
Ecuación 20. Coeficiente de corrección por factor de seguridad.	63
Ecuación 21. Diámetro medio de la roca.	64
Ecuación 22. Número de Froude.	64
Ecuación 23. Ancho del enrocado de la base.	65
Ecuación 24. Esfuerzo cortante promedio.	66
Ecuación 25. Velocidad media del agua.	66
Ecuación 26. Radio hidráulico y pendiente en función de la velocidad y coeficiente de chezy.	66
Ecuación 27. Esfuerzo cortante promedio en canales rugosos.	66
Ecuación 28. Esfuerzo cortante local.	67
Ecuación 29. Esfuerzo cortante local usando la velocidad promedio y rugosidad de la superficie del canal.	67
Ecuación 30. Rugosidad equivalente de la superficie del canal.	67
Ecuación 31. Relación del esfuerzo cortante aguas arriba y el esfuerzo cortante local afectado por la curva.	67
Ecuación 32. Esfuerzo cortante local en curva.	67
Ecuación 33. Esfuerzo cortante para el fondo del canal.	68
Ecuación 34. Esfuerzo cortante de diseño en los taludes.	68
Ecuación 35. Relación de esfuerzo cortante entre el talud y el fondo del canal.	68
Ecuación 36. Relación entre el esfuerzo cortante local en cualquier punto y el esfuerzo de diseño permisible.	69
Ecuación 37. Factor de seguridad.	71
Ecuación 38. Altura de socavación en suelos granulares Según Lischtván-Levediev.	74
Ecuación 39. Altura de socavación en suelos cohesivos Según Lischtván-Levediev.	74

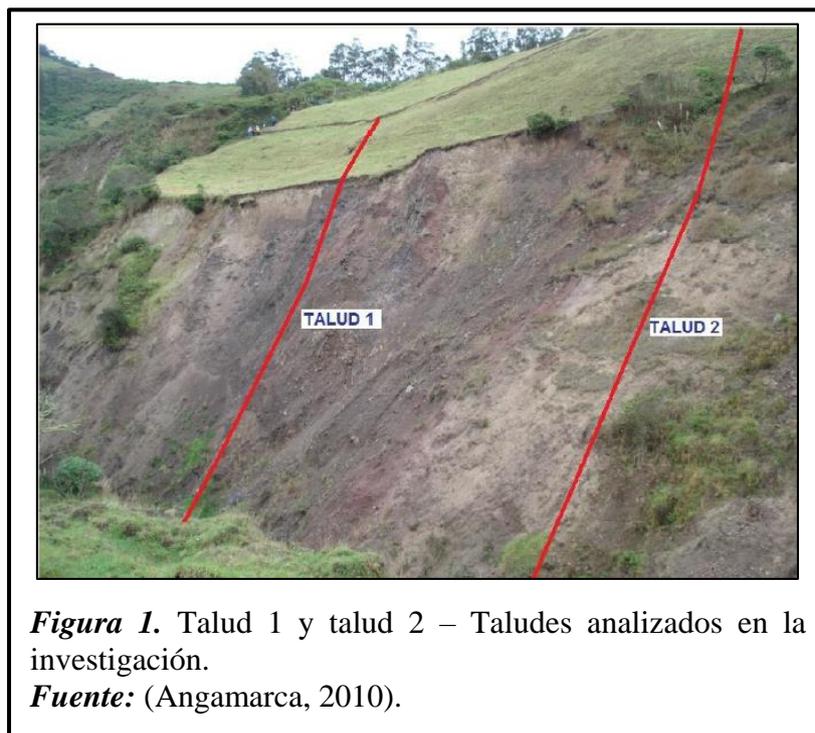
Ecuación 40. Parámetro de altura de socavación.	74
Ecuación 41. Profundidad de socavación según Liu, Chang y Skinner.	78
Ecuación 42. Profundidad de socavación en lecho móvil.	78
Ecuación 43. Profundidad de socavación en agua clara.	79
Ecuación 44. Ancho estable según Blench.	79
Ecuación 45. Factor de fondo y orilla.	80
Ecuación 46. Ancho estable según Altunin.	80
Ecuación 47. Ancho estable según Simons-Henderson.	81
Ecuación 48. Ancho estable según Petit.	81
Ecuación 49. Energía producida en la persistencia de las avenidas.	82
Ecuación 50. Potencia instantánea del flujo.	82
Ecuación 51. Altura de descenso de la corriente.	82
Ecuación 52. Distancia de desplazamiento del caudal.	83
Ecuación 53. Ecuación de la energía.	83

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

1.1.1. A nivel internacional.

Angamarca (2010) en su investigación, indica que debido a las intensas precipitaciones y al tener deficientes drenajes y cargas excesivas se han producido en gran magnitud una serie de deslizamientos de taludes, dentro de estos tenemos el colapso de vías de comunicación, viviendas, sistemas de captación, pérdidas de vidas humanas y económicas en la cuenca de Loja. Además, indica que en los últimos años las zonas vulnerables o críticas en el colegio 27 de febrero, colegio Adolfo Valarezo, Urbanización Reinaldo Espinosa y el Terminal Terrestre “Transportes Loja”, etc., especialmente en temporada de lluvias.



1.1.2. A nivel nacional.

Arias y Muñoz (2015) señala problemas de deslizamientos debido a las fallas de estabilidad de taludes originados en gran manera por las intensas precipitaciones y la topografía de la zona, ocurridos entre la intercepción del distrito de Villa Rica, pueblo de Iscozacín y el río Chunchumas, del departamento de Pasco.



Otiniano y Cielo (2016) Menciona la afectación del valle Nepeña en el Sector Huambacho, debido a las ocurrencias del Fenómeno del Niño de 1983 y 1998, afectando la actividad agrícola, destrucción de algunas áreas de cultivos por las inundaciones, colapso de canales de riego y carreteras; obteniendo como resultado un incremento de crisis económico de los pobladores; además de año en año vienen siendo afectados sus riberas por las descargas en la parte baja del valle, por lo que tienen que realizarse trabajos de protección a la población y a las áreas agrícolas de los agricultores.

Aguilar (2016) en su investigación sobre la comparación de uso entre gaviones y geoceldas, enfoca la erosión ribereña como un problema ante los revestimientos, comparando dos tipos de éste, siendo uno de ellos ya utilizados en bastantes proyectos del Perú como son los colchones de gaviones y otro con diferente mecanismo a éste siendo las geoceldas con relleno de concreto por lo que ya es desmesurado la explotación de canteras para la construcción del primer revestimiento mencionado, sin embargo, la relación de los ríos con las ciudades, los dominantes siempre han sido los ríos.

Huaripoma (2015) en su investigación sobre la defensa ribereña de la comunidad de Vilcanchos, informa las inundaciones suscitadas de muchas viviendas y terrenos de cultivos en esta comunidad, debido al desbordamiento en la margen derecha del río pampas ante una avenida ordinaria o extraordinaria; siendo afectados generalmente en el periodo de lluvias, que conlleva a una sedimentación en esta misma margen a causa del transporte del material de la parte alta de la cuenca.

Flores (2015) en su propuesta y análisis, menciona que el río Ilave ante altas crecidas de caudal, generan daños a los diferentes tipos de sembríos agrícolas, centros educativos y carreteras por existir ausencia de obras de protección.



Figura 3. Población Afectada debido al desbordamiento del Río Ilave, 2001.

Fuente: Gobierno Regional de Puno (como se citó en Flores, 2015).



Figura 4. Desborde del Río Ilave, febrero 2002, afectando 2000 Hectáreas de cultivo.

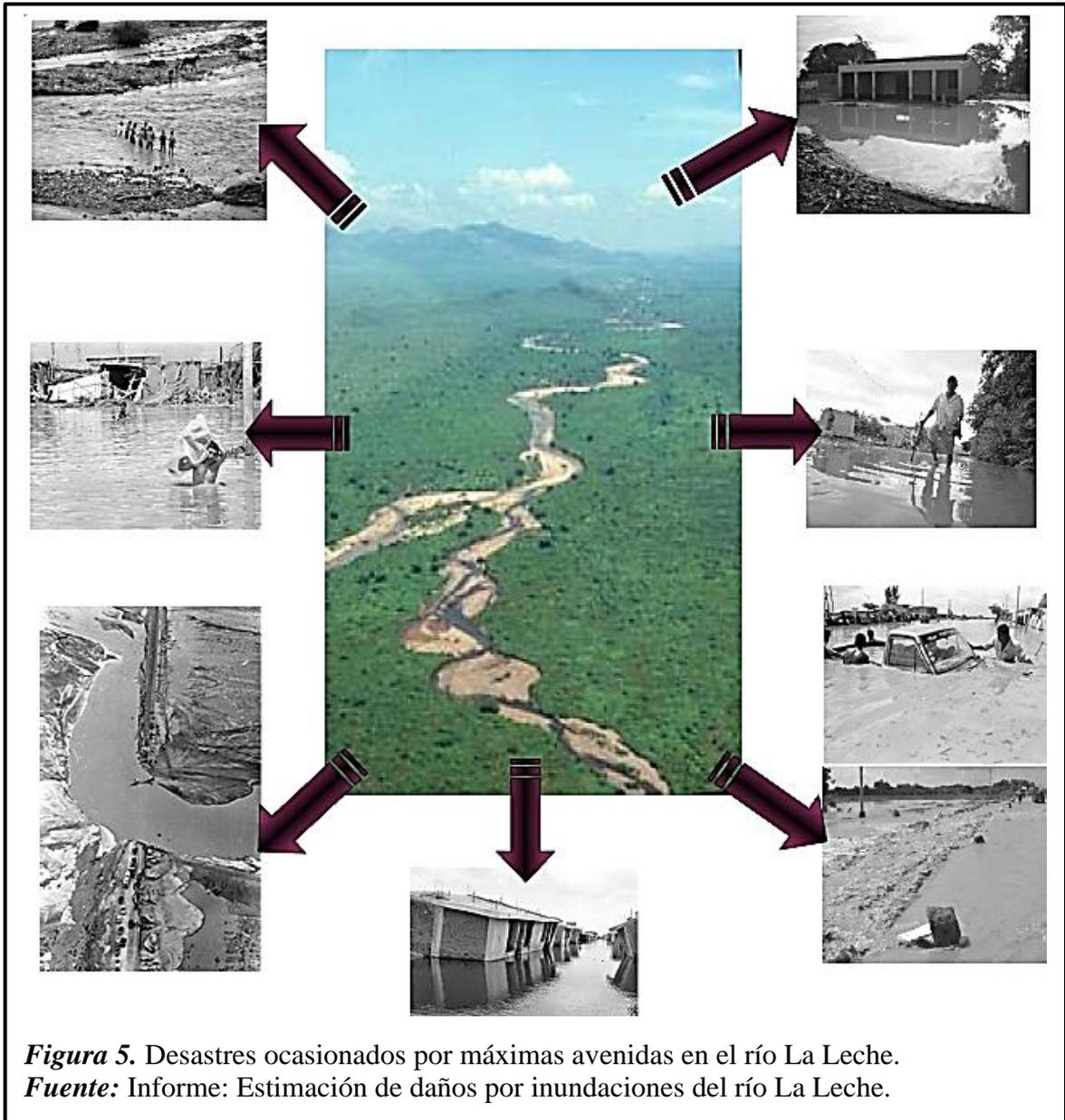
Fuente: Defensa Civil Puno (como se citó en Flores, 2015).

En nuestro país, los desastres naturales tienden a generarse por las crecidas de los ríos, en muchos casos en gran magnitud; además si éstas están relacionadas con el “Fenómeno El Niño”, evento que incrementa los grados de temperatura superficial del mar, el producto resultante es la abundante precipitación y crecidas excepcionales de los ríos principalmente en la costa norte, por otro lado, la variación del clima como consecuencia del efecto invernadero mundial. Cabe resaltar que las descargas variables de los ríos costeros dependen del comportamiento hidrológico de la cuenca, determinado por dos periodos estacionales como son: húmedo de intensa precipitación y seco de escasa o nula precipitación, registrándose las mayores crecidas en el primer caso dando lugar a frecuentes desbordes y posteriormente a inundaciones de los ríos, terminando en desastres catastróficos de gran magnitud con grandes pérdidas económicas incluso vidas humanas (Maceda, 2015).

Alvaro y Henriquez (2014), menciona la problemática que atraviesa el Río Chicama por cuanto al transporte de sedimentos en suspensión y arrastre en gran cantidad, afectando a las áreas irrigadas por el canal Huabalito y Pampas de Jaguey pertenecientes a la comisión de regantes Sausal; cabe resaltar que se ha venido controlando estos desbordes del cauce a través de limpieza del cauce y la protección en algunos sectores, sin embargo ha proseguido las inundaciones en gran magnitud por la margen izquierda cada vez más frecuente afectando áreas agrícolas y la carretera dando como resultado grandes pérdidas económica y riegos de pérdida de vidas humanas.

1.1.3. A nivel local.

En el informe “ESTIMACIÓN DE DAÑOS POR INUNDACIONES DEL RÍO LA LECHE” año 2009, indican que los fenómenos “El Niño” ocurridos en 1983 y 1998, causaron en el valle La Leche la destrucción de infraestructura de riego y vial, inundaciones a terrenos agrícolas, destrucción de viviendas rurales, centros urbanos, etc., lo que ocasionó cuantiosas pérdidas económicas. Otro problema que se ha presentado es los desbordamientos y la disminución de la capacidad de conducción del flujo, debido a la colmatación del cauce en las épocas de avenidas. Existen tramos muy inestables e incontrolables, ya que en épocas de avenidas se presentan desbordes, rectificaciones naturales del cauce, cambios de curso, ampliación de la sección hidráulica de su cauce, etc.



Según la Dirección Ejecutiva del Proyecto Especial Olmos – Tinajones (DEPOLTI, 2003) señala que posteriormente a estos eventos de los años 1983 y 1998, se presentó nuevamente un incremento de caudal el año 2002, ocasionando similares problemas a los de años anteriores.



Figura 6. Colapso del muro de contención debido al fenómeno de “El Niño” - 2002.
Fuente: DEPOLTI, 2003

Actualmente el tramo de estudio del río La Leche presenta bastante colmatación de sedimentos, de rocas y vegetación.



Figura 7. Colmatación de sedimentos - 500m aguas arriba de la Bocatoma Huaca de la Cruz
Fuente: Elaboración Propia



Figura 8. Colmatación de rocas y vegetación - Aguas abajo de la Bocatoma Huaca de la Cruz
Fuente: Elaboración Propia

También se puede observar la sección reducida del cauce en todo el tramo de estudio. Aparentemente se puede inferir que es producto de la mala praxis de descolmatación. Ya

que todo el material descolmatado se ha colocado en ambas márgenes del cauce. Esta opinión la vamos a corroborar con los estudios pertinentes dentro de la investigación.



Figura 9. Sección del cauce - Aguas arriba de la Bocatoma Huaca de la Cruz

Fuente: Elaboración Propia

Actualmente, la defensa ribereña conformada con sacos llenos de arena ya no puede brindar protección en la margen derecha cerca al área arqueológica frente a una máxima avenida.



Figura 10. Defensa ribereña actual con sacos de arena - Aguas arriba de la Bocatoma Huaca de la Cruz

Fuente: Elaboración Propia

1.2. Trabajos previos

1.2.1. A nivel internacional.

Angamarca (2010) en su modelación de estabilidad, propone aplicar una modelación numérica para obtener un factor de seguridad en el análisis de cuatro taludes que tienden a ser inestables en el sector de Salapa. Como requisito principal se requiere una información precisa tanto geotécnicamente y topográfica, sirviendo ésta como base para los softwares tales como el programa PLAXIS y SLOPE, donde utilizan 2 metodologías diferentes (equilibrio límite y elementos finitos). Con respecto en lo numérico prueba al variar 3 estados de nivel freático (1er nivel y 2do nivel freático y natural,). Con esta interacción los datos obtenidos permiten realizar un análisis a fondo de variaciones de carga freática vs factor de seguridad.

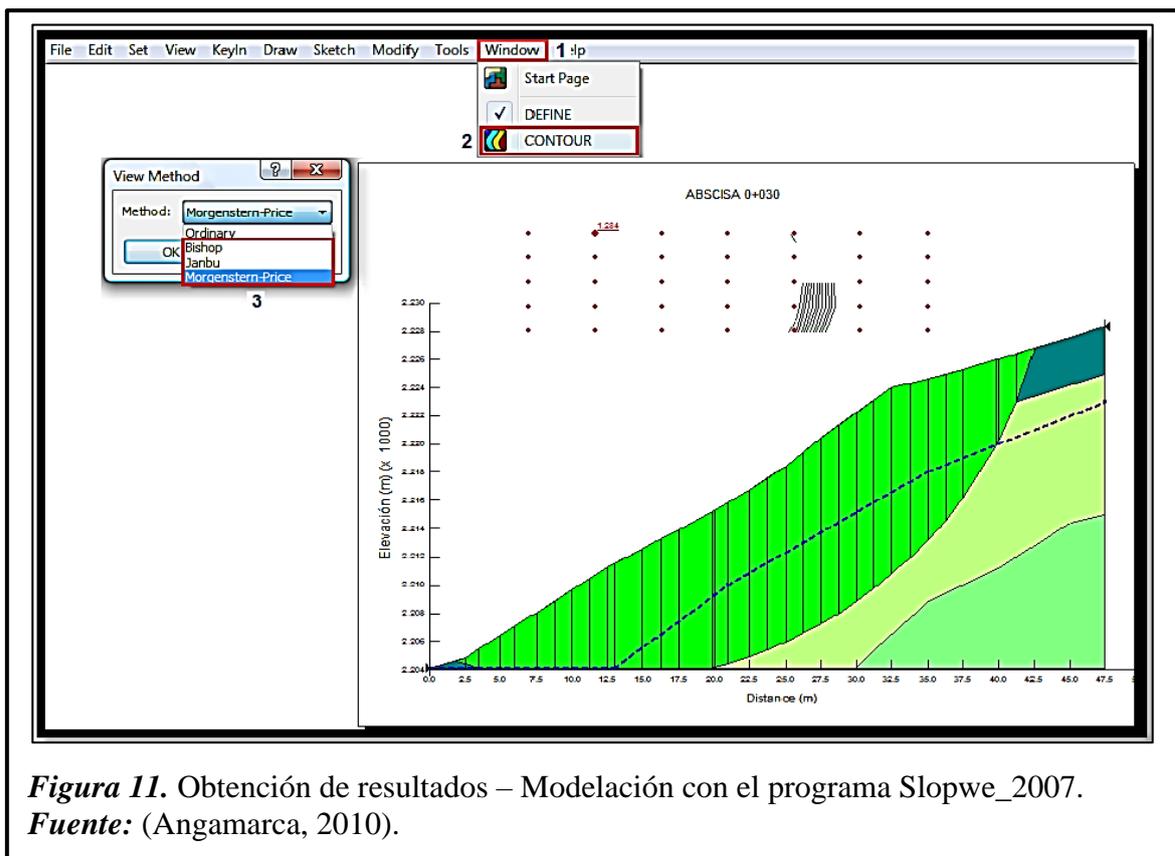


Figura 11. Obtención de resultados – Modelación con el programa Slopwe_2007.
Fuente: (Angamarca, 2010).

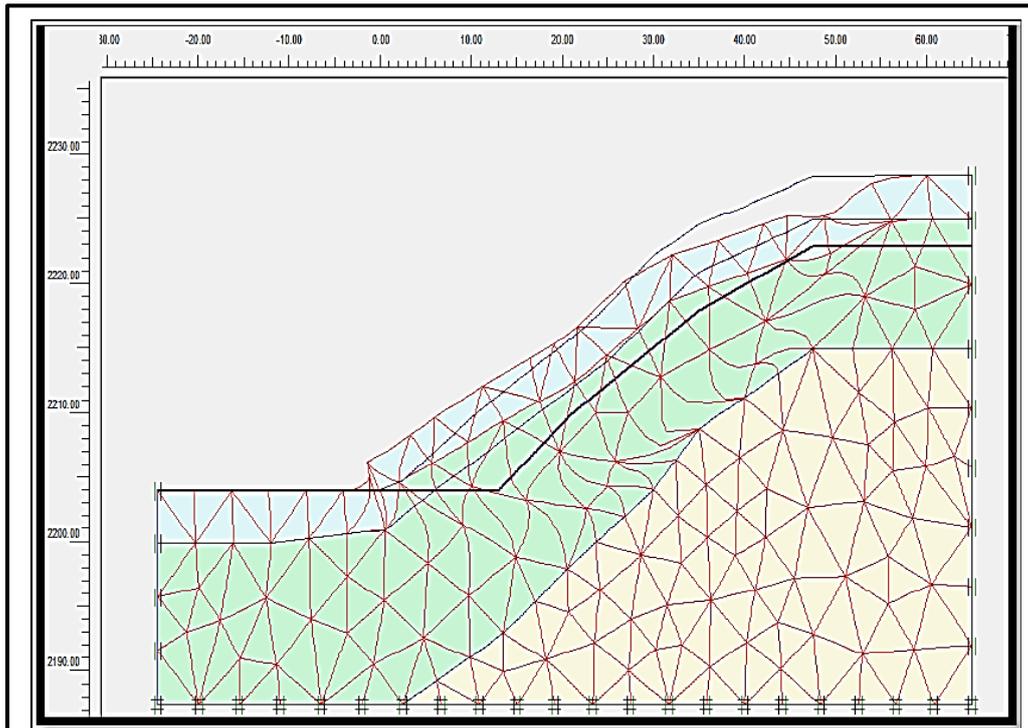


Figura 12. Obtención de resultados (magnitud de falla) – Modelación con el programa Plaxis.
Fuente: (Angamarca, 2010).

1.2.2. A nivel nacional.

Arias y Muñoz (2015) en su diseño utilizando geoceldas, elaboraron un diseño de una defensa ribereña como solución a deslizamientos de los taludes de dicha zona, proponiendo el uso de Geoceldas rellenas de concreto. En el estudio optaron por obtener: la socavación general en los puntos propensos a desbordamientos, realización del modelamiento hidráulico, parámetros morfológicos analizados de la microcuenca del río Chunchumas, se analizaron las propiedades mecánicas de los depósitos aluviales y fluviales del lugar en estudio, posteriormente se estudió fallas como deslizamientos de rotación o traslación. Finalmente lograron optar por un talud adecuado, y posteriormente realizar el diseño de la estructura planteada.

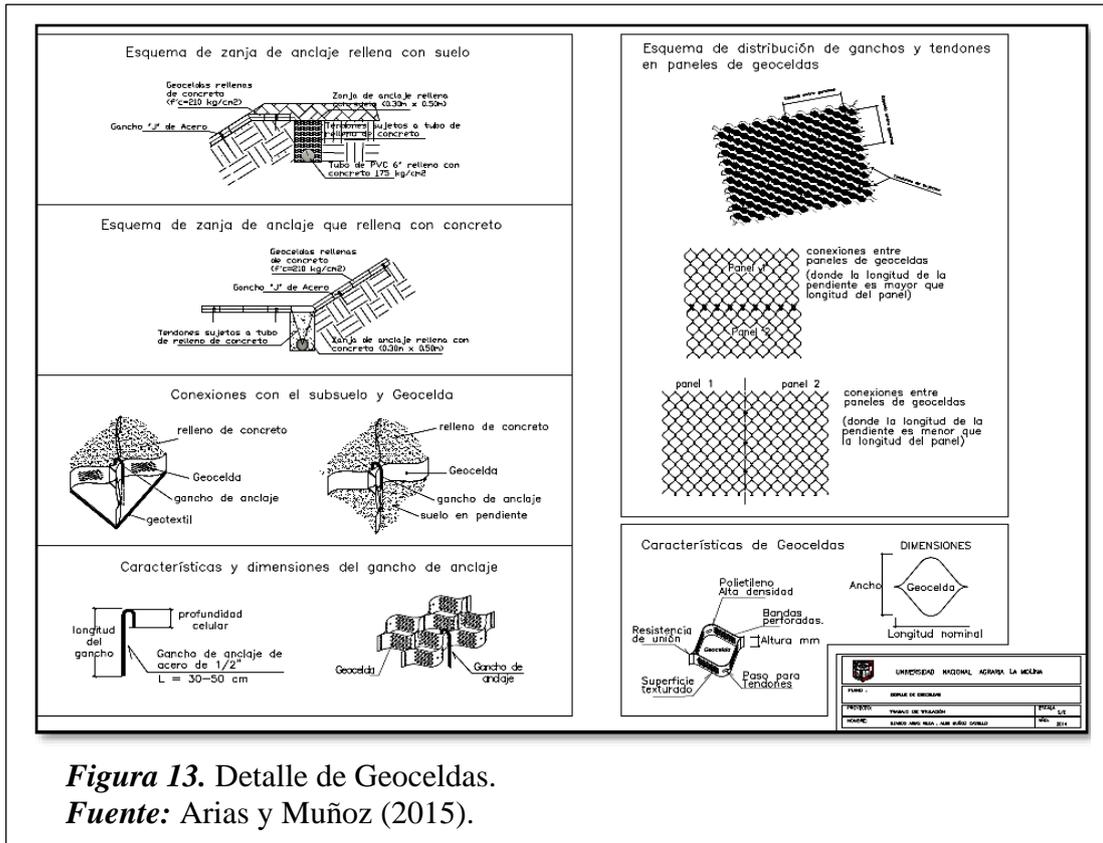


Figura 13. Detalle de Geoceldas.
Fuente: Arias y Muñoz (2015).

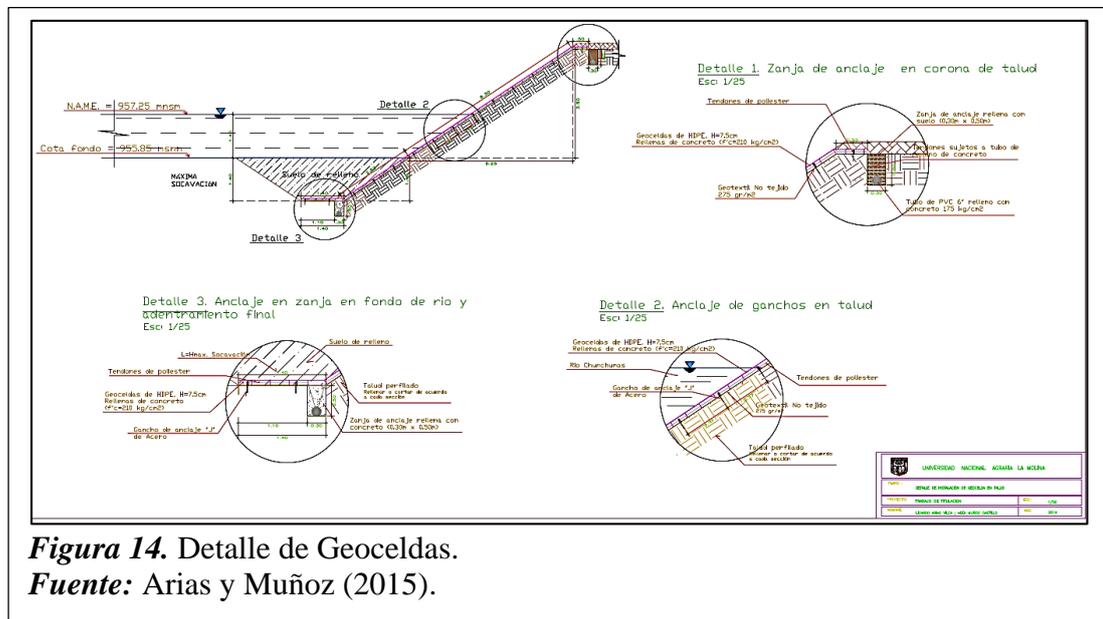


Figura 14. Detalle de Geoceldas.
Fuente: Arias y Muñoz (2015).

Otiniano y Cielo (2016); enfoca como una herramienta de modelación de cauces naturales como más flexible el software Hec-Ras, contribuyendo a encontrar las áreas críticas de inundación del río; así mismo este software nos facilita datos confiables para el

diseño, ubicación y longitud de los diques a proyectar; además sugiere realizar la descolmatación del cauce del río posteriormente de cada año hidrológico considerado como rociado, siendo más exigibles en los tramos de los diques proyectados.

Aguilar (2016) en su investigación, tuvo como propósito la comparación de revestimientos como defensa ante la erosión ribereña, analizándolas mediante un análisis cualitativo la comparación de tres variables técnicas, dentro de éstas tenemos : estabilidad del sistema de protección, rugosidad superficial y finalmente la resistencia a la erosión y durabilidad, siendo para ambos revestimientos analizados tanto para gaviones y geoceldas; como resultado de comparación entre las variables de análisis se concluye el revestimiento más eficientes son las geoceldas con relleno de concreto para el río Zarumilla, además por tener una mayor velocidad de arrastre crítica y presentar un mejor comportamiento ante las fuerzas de arrastre; además con este revestimiento se logra obtener un menor coeficiente de rugosidad beneficiando para un mejor desempeño del proyecto, por otro lado, el resultado es de mayor grado de estabilidad, definido por un factor de seguridad estable ante el deslizamiento. por lo tanto, donde padecen menor riesgo de estabilidad pueden optar por colchones de gaviones como revestimiento y en zonas con más riesgo de estabilidad considerar el uso de geoceldas.



Figura 15. Relleno de Concreto en Goceldas.
Fuente: TDM (como se citó en Aguilar, 2016).

Huaripoma (2015) en su investigación referente a la comunidad de Vilcanchos, refiere un estudio considerando los caudales máximos, socavación y transporte de sólidos para evitar la inundación de terrenos aledaños al río pampas, obteniendo como resultado en el estudio hidrológico una avenida de diseño siendo un caudal de $Q=602.401 \text{ m}^3/\text{s}$ en un periodo de 10 décadas, en este cauce prevalecen dos patrones de conducción de sedimentos: se tiene el transporte en fondo y arrastre, dando lugar a una fuerza de arrastre de fondo de $42.56 \text{ Kg}/\text{m}^2$, con respecto a la cantidad de sólidos transportados como material de fondo es $15.96 \text{ Kg}/\text{m}^3$ por medio de la fórmula de Meyer-Peter, asumiendo un diámetro medio de 10mm de las piedras del río y se obtiene el esfuerzo de corte crítico de $47.88 \text{ N}/\text{m}^2$ dando inicio al movimiento de cada diámetro encontrado en el lecho del río, con respecto a la socavación se analizó por medio del criterio de Lischvan-Lebediev; en el estudio hidráulico se desarrolló la simulación mediante el programa HECRAS para un periodo de 100 años obteniendo desbordamientos en ambos márgenes, por lo que plantea defensas ribereñas. A lo largo del río en análisis se determinó una altura de dique de 3.0 m, analizado tanto para enrocado y gavión, el tamaño de roca para la defensa con enrocado es de 0.60 m hasta 1.20m para su estabilidad y para cumplir con la estabilidad de gaviones se determinó una longitud de colchón de 3.5m con un espesor de 0.30m para una velocidad media de 3.73 m/s.

Flores (2015) en su propuesta de análisis sobre el río Ilave”, enfoca la estimación del coeficiente de rugosidad, siendo analizada por medio del método Cowan, llegando a obtener un resultado para el presente estudio de $n=0.030$; además para el ancho estable del río se analizó por medio de cuatro métodos como son: Simons-Henderson, Petit, Altunin-Manning y Blench, llegando acercarse más a la realidad los tres primeros métodos mencionados donde se optó tomar 154m de ancho estable. En el cálculo de sólidos en arrastre de fondo se analizó por medio de la fórmula de Schoklitsch, Meyer – Peter Müller, debido que existía una semejanza con el ensayo realizado por Helley Smith. Con respecto al enrocado recomienda utilizar rocas tipo ígneas dentro de estas tenemos con litología: basalto, granito, diorita, riolita, granodiorita con una densidad relativa >2 y a su vez la estabilidad de la estructura depende en gran manera de la dureza de roca. Con respecto a su análisis de socavación general, fue analizado por la expresión de Lischvan – Levediev, producto del cálculo, se obtuvo una socavación total de 1.53m en función de los parámetros que requiere dicha fórmula. Como alternativa de solución al problema plantea una defensa ribereña con enrocado debido que existe material en la zona; además recomienda la capacitación de

programas para el análisis, siendo de mucha utilidad para el diseño de la defensa ribereña como River, Hidroesta, H-canales, Hec Ras y otros que son de mucha importancia para analizar y comprender las ecuaciones y fórmulas que estas utilizan.

Alvaro y Henriquez (2014) en su tesis referente al uso del software River en el análisis del río Chicama, recalca que a través del software se obtuvo el caudal de diseño $Q_d = 1,134.84 \text{ m}^3/\text{sg}$, por medio del método estadístico Pearson III siendo éste el que más se ajusta al registro de caudales para un periodo de tiempo de 50 años; asimismo se obtiene las dimensiones del dique ante un diseño preliminar, mediante el programa River utilizando Defensas Enrocadas – Laterales.

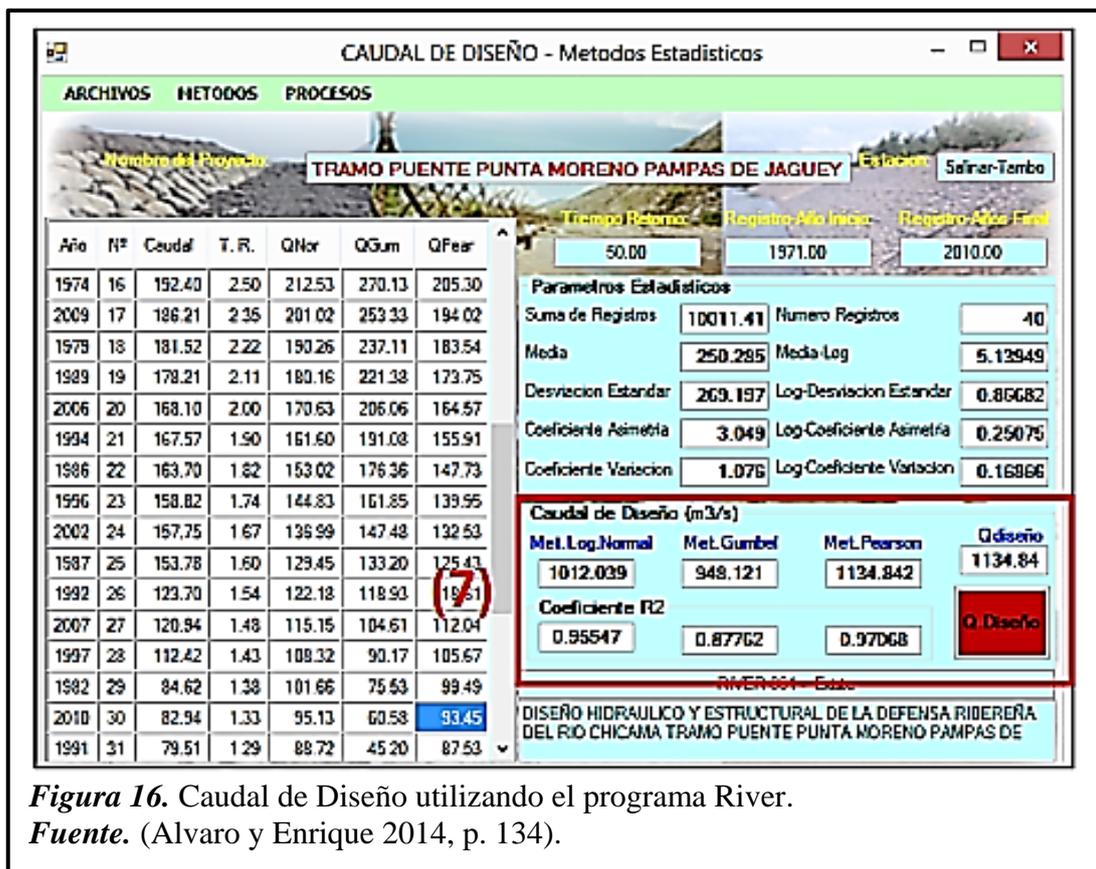
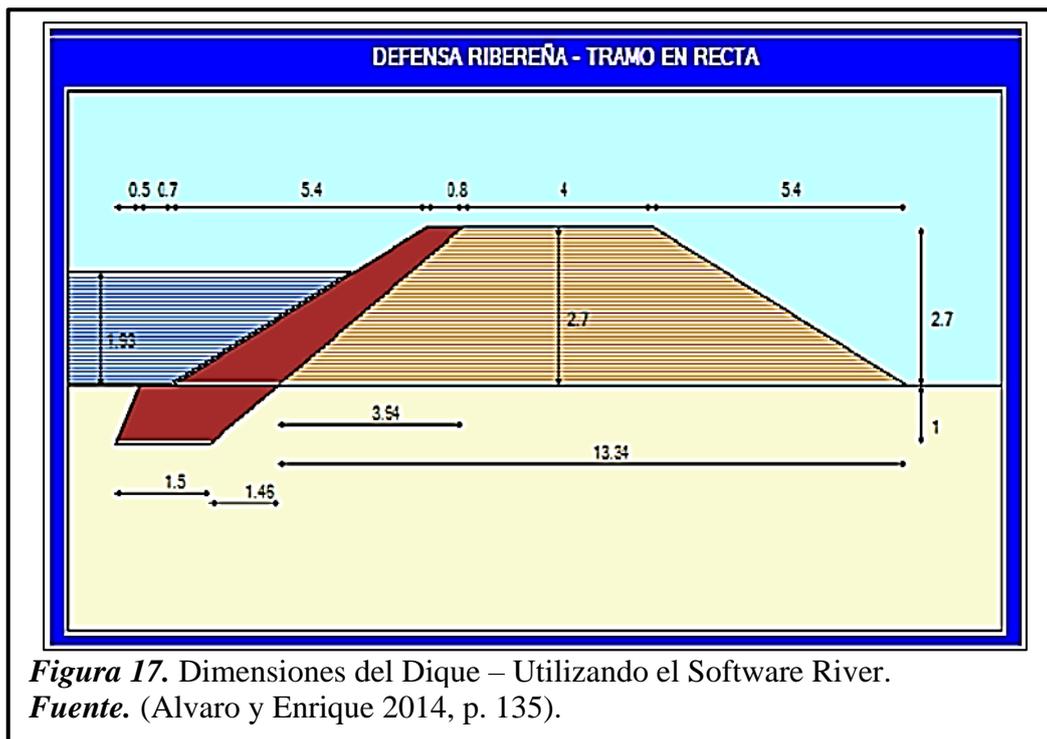


Figura 16. Caudal de Diseño utilizando el programa River.

Fuente. (Alvaro y Enrique 2014, p. 134).



1.2.3. A nivel local.

(DEPOLTI, 2003) señala que ante el evento ocurrido del fenómeno de “El Niño” dada en 1998,2002-2003, se procedió a realizar a elaborar del expediente técnico de la obra “Reforzamiento de la Bocatoma Huaca de la Cruz” aprobada mediante Resolución Directoral N° 360/2002-INADE-8200, de fecha 29 de Noviembre del 2002.





Figura 19. Vista panorámica antes del inicio de los trabajos de reforzamiento
Fuente: DEPOLTI, (2003)

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Suelos.

1.3.1.1. Introducción.

En un esquema simplista, el globo terrestre está compuesto esencialmente por un núcleo dominante, integrado por compuestos de hierro y níquel. Además, existe un manto fluido que rodea al núcleo llamado magma.

En lo concierne a este manto se tiene la corteza terrestre, formada por una capa decreciente hacia la superficie por silicatos, con un espesor medio entre 30-40 km en las elevaciones continentales, constituidas básicamente por masas distintas con desniveles establecidas por los mares y océanos.

Supra yaciendo a la corteza terrestre propiamente dicha, producto de la descomposición y disgregación de los extremos niveles, existe una pequeña capa del planeta llamada suelo. (Juárez y Rico, 2005, p.33)

1.3.1.2. Definición.

El suelo tiene diferentes maneras de definiciones, tanto por la parte geológica, agronómica y civil.

En el ámbito geológico el suelo es definido como el resultado que ejerce los embates atmosféricos a una desintegración y disposición que ésta ejerce a la roca. (N. J. Chiossi).

Por la parte agronómica, de acuerdo a G.P. Tschebotarioff, aclara su definición, como una capa delgada en la parte superficial del manto de rocas, penetrando las raíces de los árboles para absorber el agua y otras sustancias que conlleven a su existencia.

Entre los ingenieros civiles como (A. Rico y H. del Castillo), precisan al suelo como el compuesto de fracciones minerales, siendo el resultado del producto entre la descomposición química y la desintegración mecánica de las rocas.

1.3.1.3. Principales tipos de suelos.

Entre los tipos de suelos con relación a su origen tenemos dos grupos, por una parte, se tiene a los suelos inorgánicos producto de la descomposición física y/o química de las rocas y los suelos de origen orgánico.

Con respecto a la identificación de suelos con los nombres utilizados por los ingenieros civiles se tienen a continuación.

1.3.1.3.1. Gravas.

Es un material generalmente con diámetros entre 76.20 mm y 2 mm, ubicados básicamente en las márgenes y en los lechos de los ríos, también se encuentran en los terrenos con muchas depresiones rellenos de gravas debido al traslado de éstas mismas.

1.3.1.3.2. Arenas.

Es un material procedente de la trituración artificial y de la denudación de las rocas, consideradas entre un diámetro de sólido (2 mm y 0.5 mm), donde reciben el nombre de granos finos.

Las arenas tienen una semejante origen y existencia equivalente al de las gravas; la arena de río contiene parcialmente gravas y arcillas. Dichos materiales al estar limpio no son plásticas, no se contraen al secarse y por ende son menos accesibles que las arcillas; por otro lado, al aplicarse una presión se comprime instantáneamente su superficie.

1.3.1.3.3. Limos.

Son partículas de menor diámetro que las arenas, encontrándose entre 0.05 mm – 0.005 mm sus diámetros con ninguna o poca plasticidad, llegando a ser producido por las canteras como un limo inorgánico o por limos encontrados en el río considerados como orgánico, llegando a tener una singularidad plásticas. En lo concierne a lo orgánico presenta una permeabilidad reducida y una elevada comprensibilidad. Referente al color de este material varía de gris claro a muy oscuro.

1.3.1.3.4. Arcillas.

La arcilla tiene una propiedad de llegar hacer plástica por la mezcla de agua, cuyas partículas de sólido se encuentran en un intervalo de diámetro menor a 0.005 mm.

En general, este tipo de material presenta plasticidad, cohesión de acuerdo a su humedad, se contraen al secarse y sobre todo son compresibles, además su superficie se comprime paulatinamente al aplicarse una carga.

Los suelos cohesivos como las arcillas presentan una atracción intermolecular entre sí, en cambio los suelos no cohesivos como la arena y grava son constituidos por partículas de roca sin ninguna cementación. (Crespo, 2004, pp. 21-26)

A continuación, se representan los símbolos empleados en los suelos.

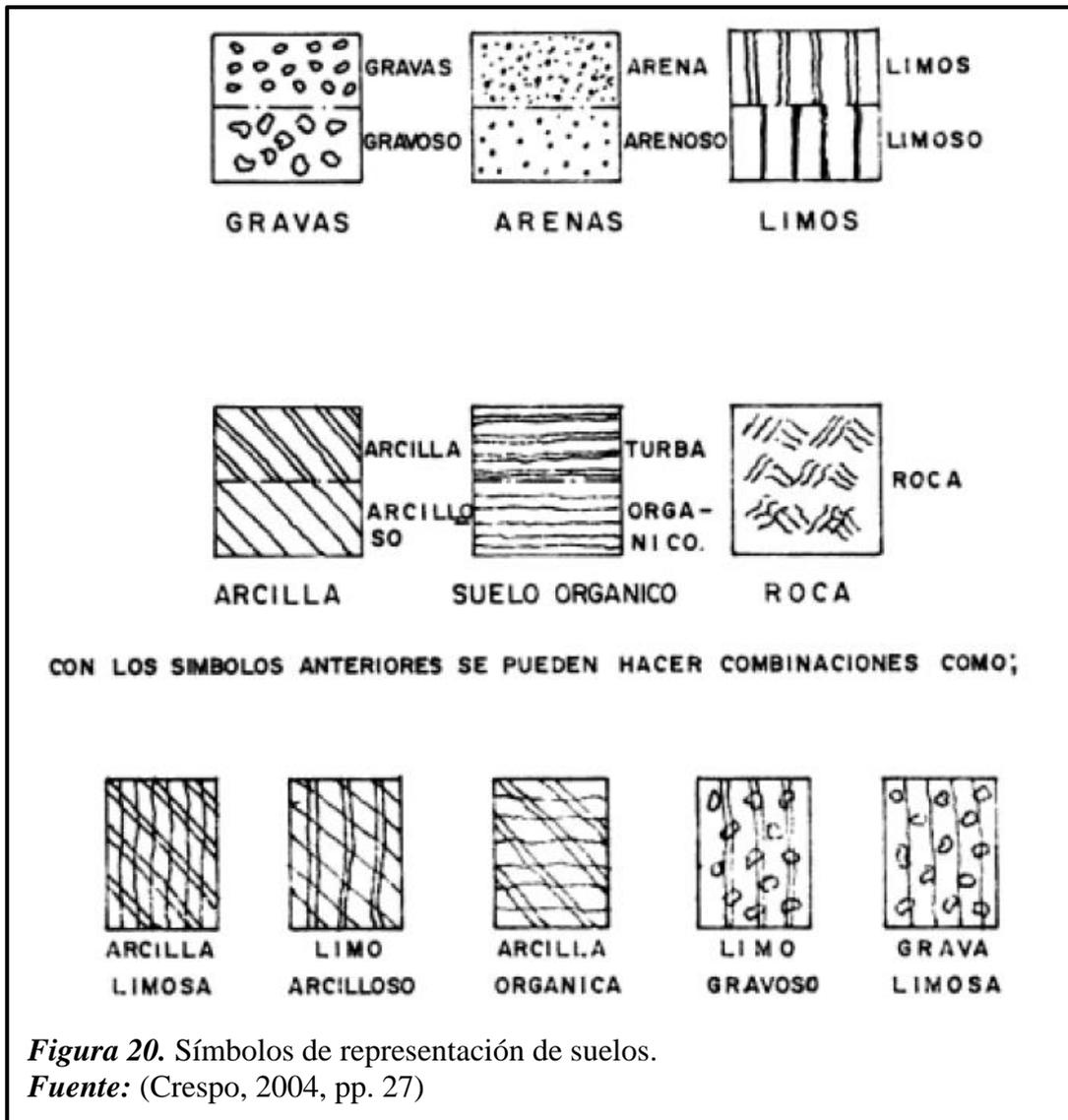


Figura 20. Símbolos de representación de suelos.

Fuente: (Crespo, 2004, pp. 27)

En base a los tamaños de sólidos encontrados en los suelos, varias organizaciones han tratado en desenvolver límites de tamaños para las arcillas, limos, arenas y gravas; en base a esto se presenta la siguiente tabla de tamaños límites recomendados por los dos sistemas de Unified Soil Classification (Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Tabla 1

Límites de tamaño según su clasificación de suelos

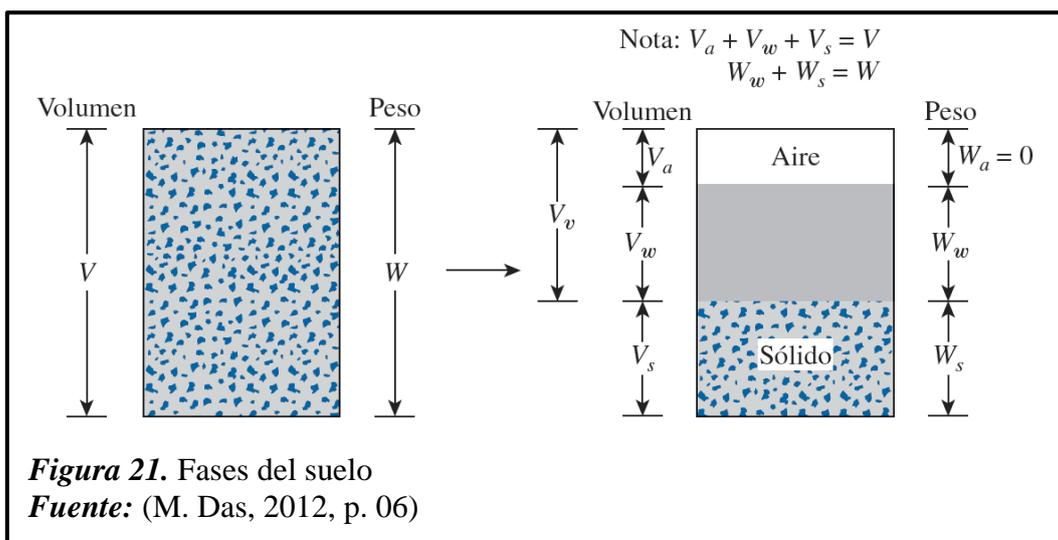
Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)
Unificado	75 mm a 4.75 mm → Grava
	4.75 mm a 0.075 mm → Arena
	< 0.075 mm → Limo y arcilla (finos)
AASHTO	75 mm a 2 mm → Grava
	2 mm a 0.05 mm → Arena
	0.05 mm a 0.002 mm → Limo
	< 0.002 mm → Arcilla

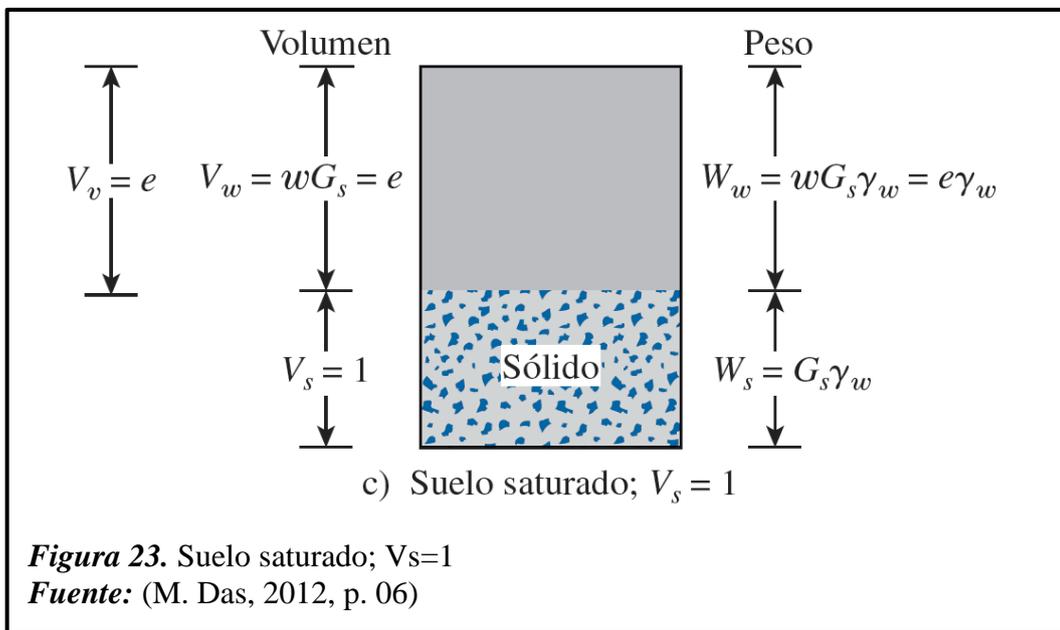
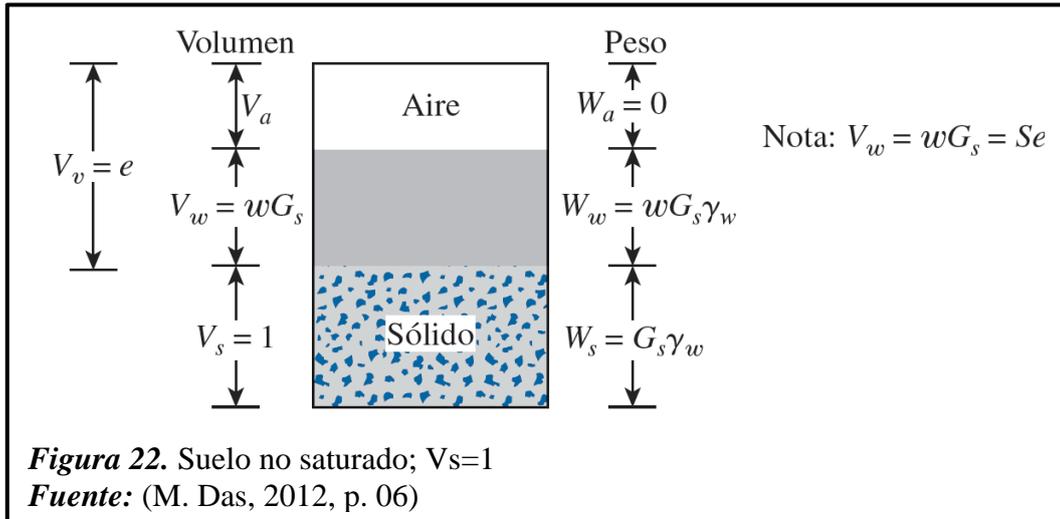
Fuente: (M. Das, 2012, p. 05)

1.3.1.4. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos.

La distinción de un suelo está dada por la fase gaseosa, líquida y sólida: la fase sólida abarca a las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida adsorbida), la fase líquida esta dado por el agua (libre, específicamente) y la fase gaseosa aborda al aire y entre otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.).

Entre estas tres etapas separadas se puede observar en la figura siguiente la relación peso – volumen de un sólido.





La relación de vacíos es la fracción entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos del suelo de una determinada muestra.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Ecuación 1. Relación de vacíos.

Donde:

V_v = volumen de vacíos

V_s = volumen de sólidos del suelo

La porosidad “n” de un material esta dado por la expresión siguiente:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Ecuación 2. Porosidad.

Donde:

V = volumen total de suelo

El grado de saturación de una muestra de suelo está dado por el vinculo entre el volumen del agua en los espacios vacíos y el volumen de vacíos.

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Ecuación 3. Grado de saturación.

Donde:

V_w = volumen de agua

El contenido de humedad no es más que la relación de pesos entre el peso específico seco, húmedo y el peso específico saturado, definiéndose como sigue:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Ecuación 4. Contenido de humedad.

Donde:

W_w = Dato respecto al peso del agua

W_s = Peso de los sólidos del suelo

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Ecuación 5. Contenido de humedad.

Donde:

W= peso completo de la muestra del suelo = $W_s + W_w$

Cabe resaltar que el peso del aire W_a en la masa del suelo es insignificante.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

Ecuación 6. Peso específico seco.

El peso específico húmedo, es equivalente al peso específico saturado, cuando solamente se cumpla que la masa del suelo esté totalmente saturada (volumen de vacíos ocupado por el agua). Por lo tanto, $\gamma = \gamma_{sat}$ si $V_v = V_w$.

Observe que si $V_s = 1$, entonces $V_v = e$. → Entonces el peso de los sólidos del suelo es:

$$W_s = G_s \gamma_w$$

Ecuación 7. Peso de los sólidos del suelo.

Donde:

W_s = peso de los sólidos del suelo

G_s = gravedad específica de los sólidos

γ_w = peso específico del agua (9.81 kN/m³)

Tabla 2
Gravedad específica de los suelos más comunes

Tipo de suelo	G_s
Limo	2.67 – 2.73
Arena de cuarzo	2.64 – 2.66
Marga	2.60-2.75
Arcilla	2.70-2.9
Turba	1.30-1.9
Loess	2.65-2.73

(M. Das, 10)

Fuente:
2012, p.

El tipo de suelo “Turba” y los suelos altamente orgánicos, encontrados en la naturaleza presentan una gravedad específica de sólidos de suelos (Gs) muy pequeño. (M. Das, 2012, pp.05-07, 10)

1.3.1.5. Granulometría en suelos.

Para obtener la clasificación apropiada del suelo, se tiene que saber su distribución granulométrica, para granos gruesos se realiza la granulometría por el mallado, en cambio para un grano fino, se puede optar por medio del análisis del hidrómetro.

1.3.1.5.1. Análisis granulométrico por mallas.

El análisis granulométrico a través de mallas, se procede con una muestra pesada inicialmente seca, haciéndoles pasar por el apilo de mallas cada vez más reducido y pesándolos al mismo tiempo cada muestra retenida por tamiz, para obtener el porcentaje acumulado del suelo.

Tabla 3
Tamaños de mallas (Número-orificio) estándar en EE.UU.

Malla número	Orificio (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150

140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: (M. Das, 2012, p. 02)

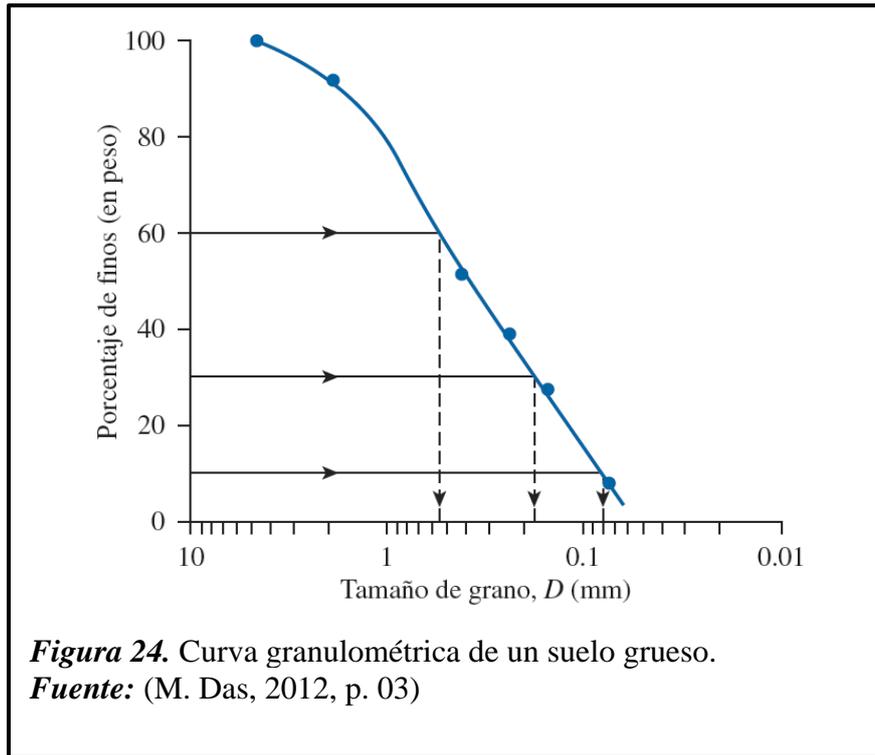


Figura 24. Curva granulométrica de un suelo grueso.

Fuente: (M. Das, 2012, p. 03)

En la figura siguiente se observa el trazado en escala logarítmica el diámetro de grano y el porcentaje de finos trasado por la escala aritmética, este porcentaje de finos está siendo analizado con mallas.

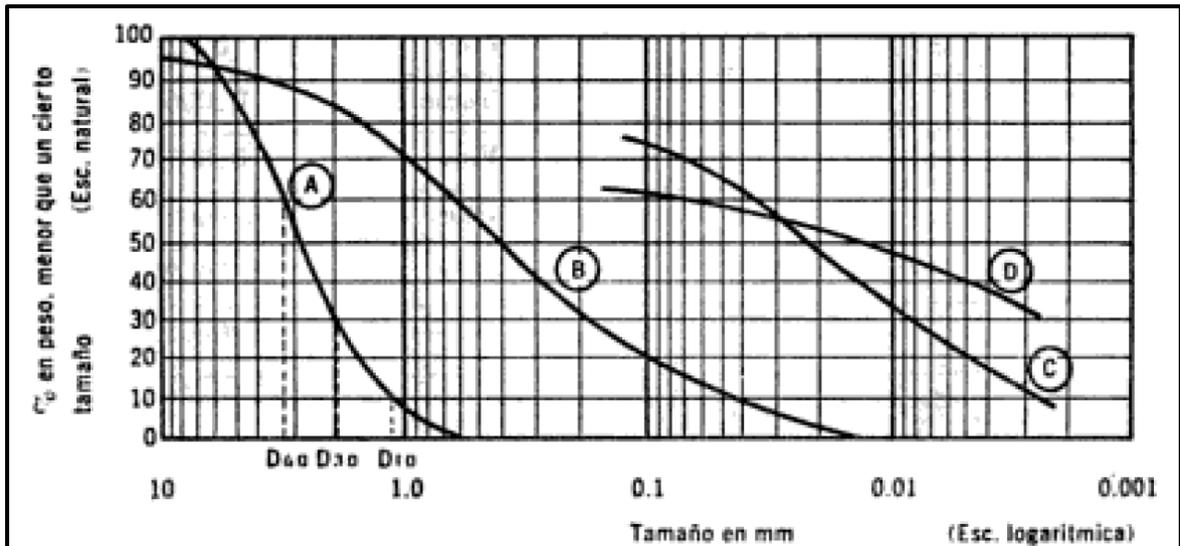


Figura 25. Curvas granulométricas de algunos suelos

Fuente: (Juárez y Rico, 2005, p. 100). A) Arena muy uniforme; de ciudad Cuauhtémoc, México; B) Suelo bien graduado, Puebla, México; C) Arcilla del valle de México (curva obtenida con hidrómetro); D) Arcilla del valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

A partir de la distribución granulométrica de grano grueso, se puede extraer el coeficiente de curvatura o coeficiente de graduación (C_c) y el coeficiente de uniformidad (C_u).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Ecuación 8. Coeficiente de uniformidad.

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

Ecuación 9. Coeficiente de curvatura.

D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros equivalentes al porcentaje de finos que pasa 10, 30 y 60%, del mallado.

Los parámetros C_u y C_c se utilizan en el Sistema unificado de clasificación de suelos.

1.3.1.6. Plasticidad.

La plasticidad no solo se refiere a la acción de deformarse y remodelarse sin agrietarse, como es el caso de la arena fina y húmeda donde tienden éstas a deformarse con lentitud, a pesar de no ser plástica; tal es el caso de la arcilla y de la arena presentando un diferente comportamiento: la arcilla presenta un comportamiento constante durante la deformación, en cambio la arena varía y tienden a deformarse con rapidez. (Juárez y Rico, 2005, p. 126)

“La deformación de un suelo hasta cierto límite sin quebrarse, es una propiedad de la plasticidad. Siendo una de éstas las arcillas en grado variable” (Crespo, 2004, p. 69).

De acuerdo al porcentaje en el sentido de aumento del agua, un suelo propenso de tener plasticidad presenta cualquiera de los siguientes estados de consistencia, considerados por Atterberg.

Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.

Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.

Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.

Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero hay disminución de volumen al estar sujeto a secado.

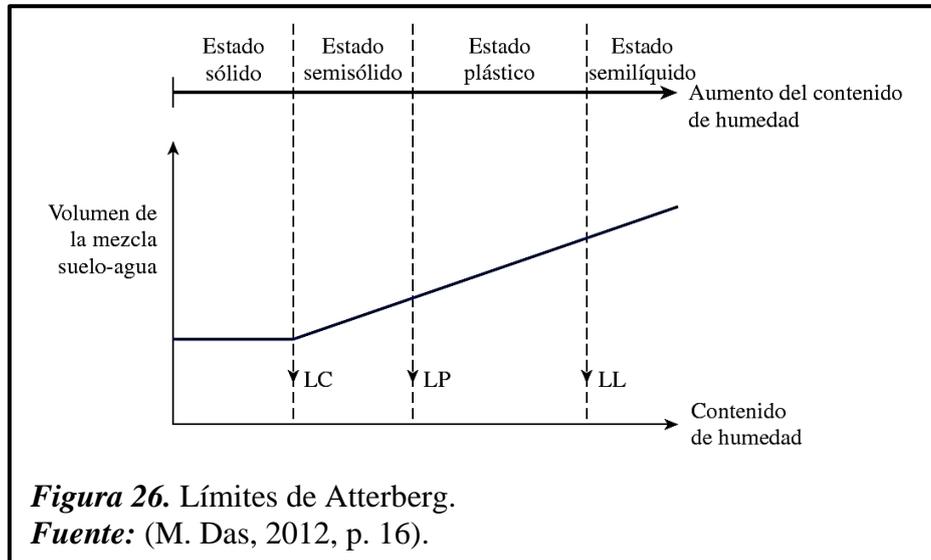
Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

1.3.1.6.1. Límites de Atterberg.

El límite líquido (LL) no es más que el cambio de estado líquido a uno plástico con respecto a su porcentaje de humedad. Tal es el caso cuando a un suelo arcilloso se le incorpora agua en excesiva cantidad, convirtiéndose en un estado semilíquido, en función del tiempo el suelo se va secando gradualmente, donde se estará comportando como un material semisólido o sólido, plástico.

De igual manera en función del porcentaje de humedad, si el suelo en estado plástico cambia a un estado semisólido entonces se clasificaría como límite plástico, y si el estado

semisólido a un estado sólido entonces se clasificaría como límite de contracción (LC). Estos límites son considerados como límites de Atterberg.



El límite líquido está en función del contenido de humedad del material permitiendo cerrar una ranura o abertura de 12.7 mm por medio de 25 golpes en el equipo llamado Copa de Casagrande (designación de prueba D-4318 de la ASTM).

El límite plástico se refiere al agrietamiento de un rollito de suelo de 3.18 mm de diámetro en función de su contenido de humedad (designación de prueba D-4318 de la ASTM).

El límite de contracción se refiere a la no existencia de un cambio adicional en el volumen de la muestra de suelo a pesar de la pérdida de humedad (designación de prueba D-427 de la ASTM).

El índice de plasticidad (IP) de un suelo se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y plástico. (M. Das, 2012, pp. 15-16)

$$IP = LL - LP$$

Ecuación 10. Índice de plasticidad.

Atterberg señala lo siguiente:

Suelo no plástico: $IP = 0$

Suelo de baja plasticidad: $IP < 7$

Suelo de plasticidad media: $7 < IP < 17$

Suelo de alta plasticidad: $IP > 17$. (Crespo, 2004, p. 70)

1.3.1.7. Clasificación e identificación de suelos.

Se clasifica los suelos teniendo como base el Sistema de American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Sistema unificado de Clasificación de Suelos - SUCS (Unified Soil Classification System). Cabe mencionar que AASHTO se utiliza comúnmente para clasificar las capas de una carretera, y no es comúnmente empleado en las cimentaciones (M. Das, 2012, p. 17).

Esta existencia de sistemas de clasificación se debe posiblemente a los diferentes puntos de vista en análisis por parte del ingeniero civil, geólogo y el ingeniero agrónomo. Actualmente, el SUCS está considerado como el sistema que mayor satisfacción brinda en los distintos campos de aplicación del EMS (Crespo, 2004, p. 87).

1.3.1.7.1. AASHTO.

AASHTO fue manifestado en un principio por el Highway Research Board's Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads (1945). En dicho sistema los suelos son clasificados en 8 grupos esenciales, A-1 a A-8 en función de su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad.

Materiales de grano grueso: Grupos A-1, A-2 y A-3

Materiales de grano fino: Grupos A-4, A-5, A-6 y A-7

La turba, el fango y otros suelos altamente orgánico: Grupo A-8 – identificación a través de una inspección visual.

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasa la malla núm. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10	50 máx						
Malla núm. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla núm. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Clasificación de la capa	Excelente a buena						

Figura 27. Clasificación de suelos según AASHTO (Materiales granulares).
Fuente: (M. Das, 2012, p. 18).

Clasificación general	Materiales de limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa la malla núm. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7
				A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Análisis por mallas (% que pasa)				
Malla núm. 10				
Malla núm. 40				
Malla núm. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa Malla núm. 40				
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación subrasante	Regular a malo			

^aSi $IP \leq LL - 30$, la clasificación es A-7-5.
^bSi $IP > LL - 30$, la clasificación es A-7-6.

Figura 28. Clasificación de suelos según AASHTO (Materiales de limo y arcilla).
Fuente: (M. Das, 2012, p. 18).

1.3.1.7.2. SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

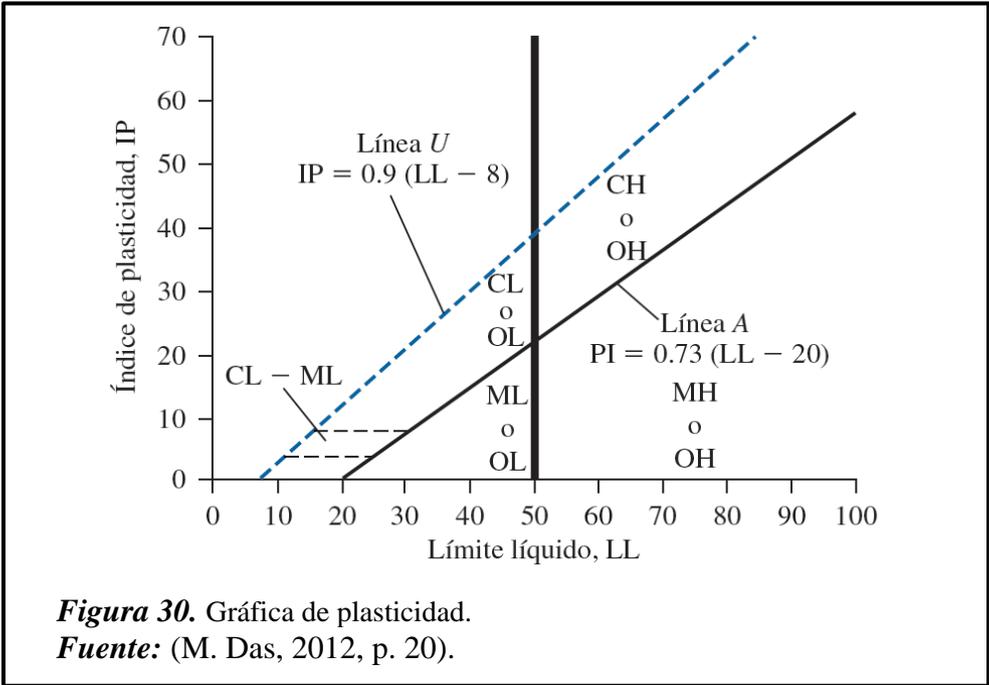
Fue presentado inicialmente por A. Casagrande en 1942 y luego años después el United States Bureau of Reclamation y el US Army Corps of Engineers. Hoy en día se utiliza mucho en la geotécnica.

A continuación, se presenta la simbología de identificación por parte del sistema unificado:

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduado	Mal graduado

Figura 29. Símbolos para la identificación y clasificación de los suelos (SUCS).
Fuente: (M. Das, 2012, p. 19).

A continuación, se presenta la secuencia de clasificación del suelo y su símbolo del grupo al que pertenece, en función del IP y el LL (M. Das, 2012, p. 18-20).



Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio ^a				Clasificación del suelo	
				Símbolo de grupo	Nombre de grupo ^b
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	GW	Grava bien graduada ^f
		Menos de 5% finos ^c	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^e$	GP	Grava mal graduada ^f
		Gravas con finos Más de 12% finos ^c	Los finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa ^{f, g, h}
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	SW	Arena bien graduada ⁱ
		Menos de 5% finos ^d	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^e$	SP	Arena mal graduada ⁱ
		Arena con finos Más de 12% finos ^d	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa ^{e, h, i}
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se encuentra en o arriba de la línea "A" ^j	CL	Arcilla de baja compresibilidad ^{k, l, m}
			IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A" ^j	ML	Limo de baja compresibilidad ^{k, l, m}
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OL	Arcilla orgánica ^{k, l, m, n} Limo orgánico ^{k, l, m, o}
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Inorgánicos	IP se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad ^{k, l, m, n}
			IP se encuentra debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad ^{k, l, m, n}
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OH	Arcilla orgánica ^{k, l, m, p} Limo orgánico ^{k, l, m, q}
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico		PT	Turba	

^aCon base en el material que pasa la malla de 75 mm (3 in).

^bSi la muestra de campo contenía cantos rodados o piedra bola, o ambos, agregue "con cantos rodados o piedra bola, o ambos" al nombre de grupo.

^cGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: grava bien graduada con limo, GW-GM; grava bien graduada con arcilla, GW-GC; grava mal graduada con limo, GP-GM; grava mal graduada con arcilla, GP-GC.

^dArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: arena bien graduada con limo SW-SM; arena bien graduada con arcilla SW-SC; arena mal graduada con limo SP-SM; arena mal graduada con arcilla SP-SC.

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

^fSi el suelo contiene $\geq 15\%$ de arena, agregue "con arena" al nombre de grupo.

^gSi los finos se clasifican como CL-ML, utilice el símbolo doble GC-GM o SC-SM.

^hSi los finos son orgánicos, agregue "con finos orgánicos" al nombre de grupo.

ⁱSi el suelo contiene $\geq 15\%$ de grava, agregue "con grava" al nombre de grupo.

^jSi los límites de Atterberg se encuentran en el área sombreada, el suelo es una arcilla limosa, CL-ML.

^kSi el suelo contiene 15 a 29% más la malla núm. 200, agregue "con arena" o "con grava," lo que predomine.

^lSi el suelo contiene $\geq 30\%$ más la malla núm. 200, predominantemente arena, agregue "arenoso" al nombre de grupo.

^mSi el suelo contiene $\geq 30\%$ más la malla núm. 200, predominantemente grava, agregue "gravoso" al nombre de grupo.

ⁿSi IP ≥ 4 y se encuentra en o arriba de la línea "A."

^oSi IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A."

^pSi IP se encuentra en o arriba de la línea "A."

^qSi IP se encuentra debajo de la línea "A."

Figura 31. Clasificación de suelos según SUCS

Fuente: (M. Das, 2012, p. 21).

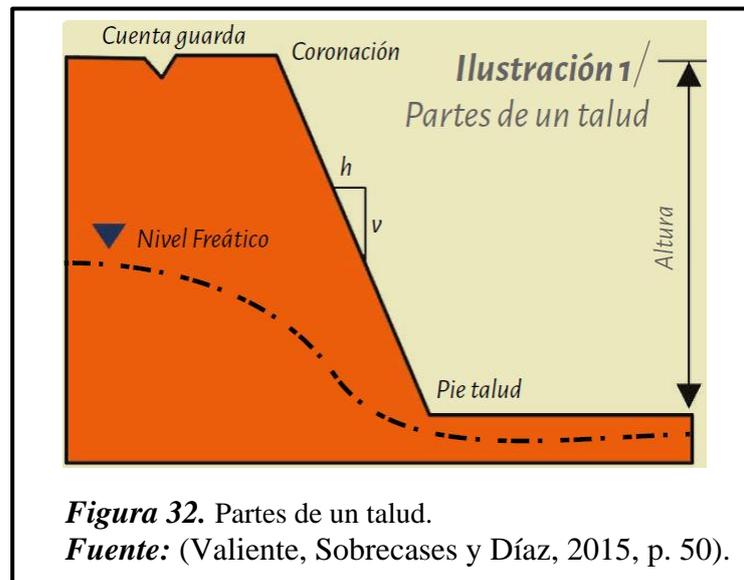
1.3.2. Estabilidad de taludes.

1.3.2.1.Introducción.

El tema de estabilidad de taludes hace referencia al análisis del estado último o de rotura de masas de suelo, provocadas por la acción de la inestabilidad del elemento; consecuencia de ello es importante establecer un factor de seguridad (cociente entre carga de rotura y carga de servicio). El método de “equilibrio límite” es el más utilizado para acercarse al cálculo de estabilidad de taludes (Pérez, 2005, p. 01-02).

1.3.2.2.Definición de talud.

Es la superficie inclinada respecto a la horizontal, que se puede presentar en una ladera natural o en taludes artificiales.



1.3.2.3.Definición de estabilidad.

Es el no desplazamiento o no movimiento de una masa de tierra (De Matteis, 2003, pp. 04)

1.3.2.4. Problema de estabilidad de taludes.

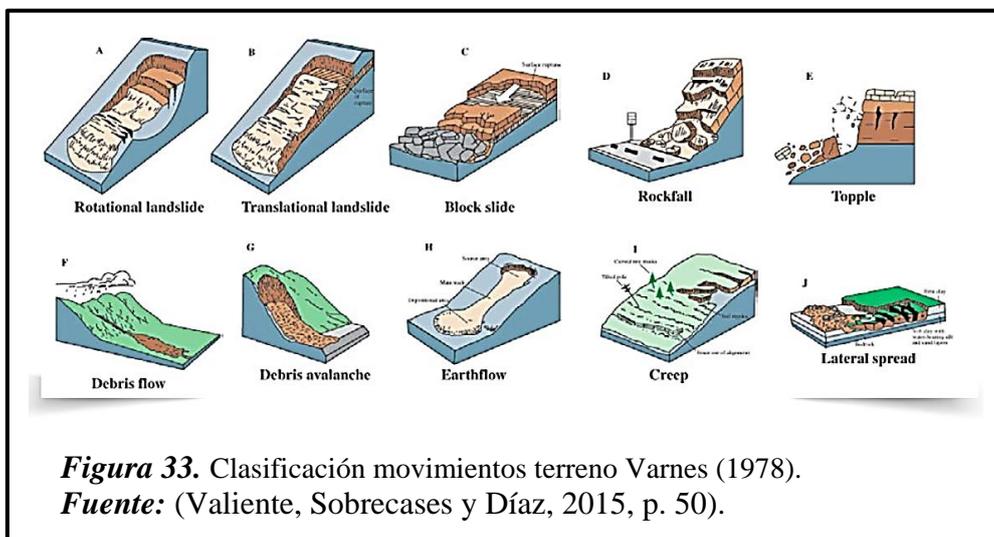
La estabilidad frente al problema, viene a hacer el cálculo de la altura crítica del talud o la carga de colapso aplicada sobre una porción del talud, para una geometría y características de suelo dado.

En lo concerniente al análisis de estabilidad de un talud implica realizar un estudio de resistencia del suelo, establecer un perfil de talud, estado de filtración y agua subterránea, seleccionar una superficie de deslizamiento o falla y calcular su factor de seguridad, finalmente, a partir de este factor de seguridad (el cual se elige en base al destino del talud) se deberá determinar la superficie de falla crítica. (Beneyto, Gutierrez, Mroginski, Di Rado y Awruch, 2011, p. 2003)

1.3.2.5. Tipología de inestabilidades.

Para un análisis de inestabilidad de talud, es primordial conocer y señalar los distintos tipos de comportamiento, y tener que clasificarlos apropiadamente. Realizando un análisis adecuado conlleva a optimizar medidas de estabilidad en laderas y taludes.

Varnes (1988) clasifica el fenómeno de rotura y movimiento en función de parámetros morfológicos, diferenciándose diferentes tipos de movimientos. (Valiente, Sobrecases y Díaz, 2015, p. 50).



1.3.2.6.Deslizamientos.

Es el movimiento hacia abajo y afuera de una masa de suelo de un talud, con presencia de rotura y desprendimiento de partículas. Son distintos los factores que pueden ocasionar deslizamientos ya sea de forma lenta o rápida, entre ellos tenemos la presencia de factores o efectos ambientales como lluvias, fuertes masas de aire, altas temperaturas, o por la misma desintegración gradual de la estructura del suelo, etc.

1.3.2.7.Tipo de fallas en taludes.

Las fallas más comunes son:

1.3.2.7.1. Deslizamientos superficiales (creep).

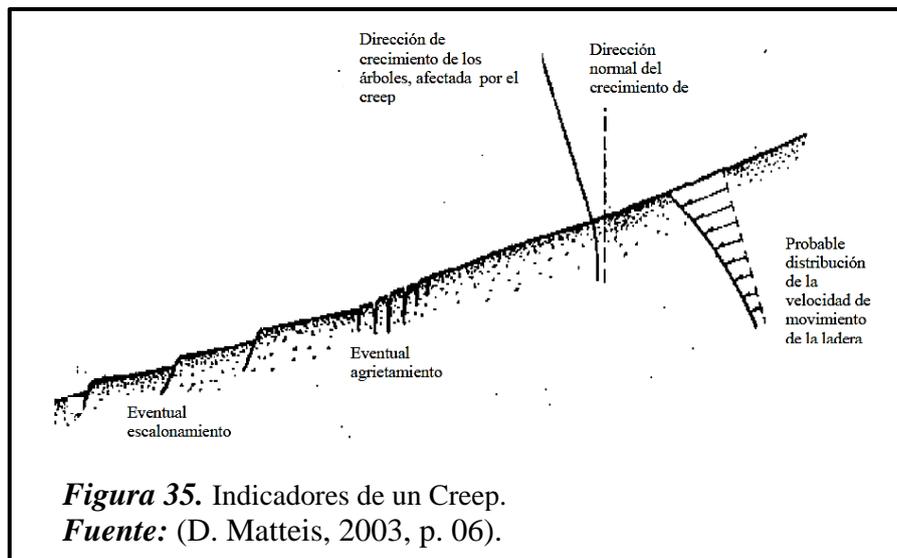
Son los desplazamientos continuos, lentos que se dan en cualquier talud, debido a las diversas fuerzas naturales que existe en la tierra.

En la siguiente figura se observa la presencia del Creep, debido a la inclinación de los árboles con respecto a la vertical, agrietamientos o escalonamiento en el talud



Ocurren deslizamientos estacionales cuando se dan en la parte superficial de la ladera, son más intensos que los masivos, a causa de la expansión y contracción del suelo por la presencia de factores ambientales.

También ocurren los llamados deslizamientos masivos, que se dan en capas de tierra más profundas, y se le atribuye al efecto gravitacional.



1.3.2.7.2. Movimiento del cuerpo del talud.

En el cuerpo de un talud se presentan superficies de falla debido a los movimientos o deslizamientos de masa de suelo. Estas superficies de falla generan ruptura del suelo cuando al momento de formarse, los esfuerzos cortantes son superiores a los esfuerzos resistentes al corte del material. A continuación, se presenta dos tipos de deslizamiento

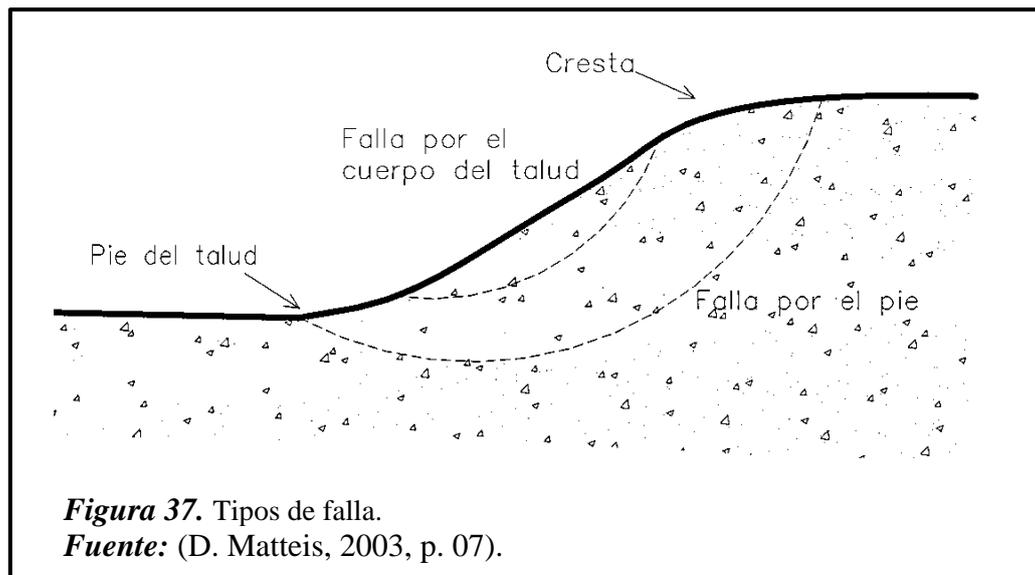
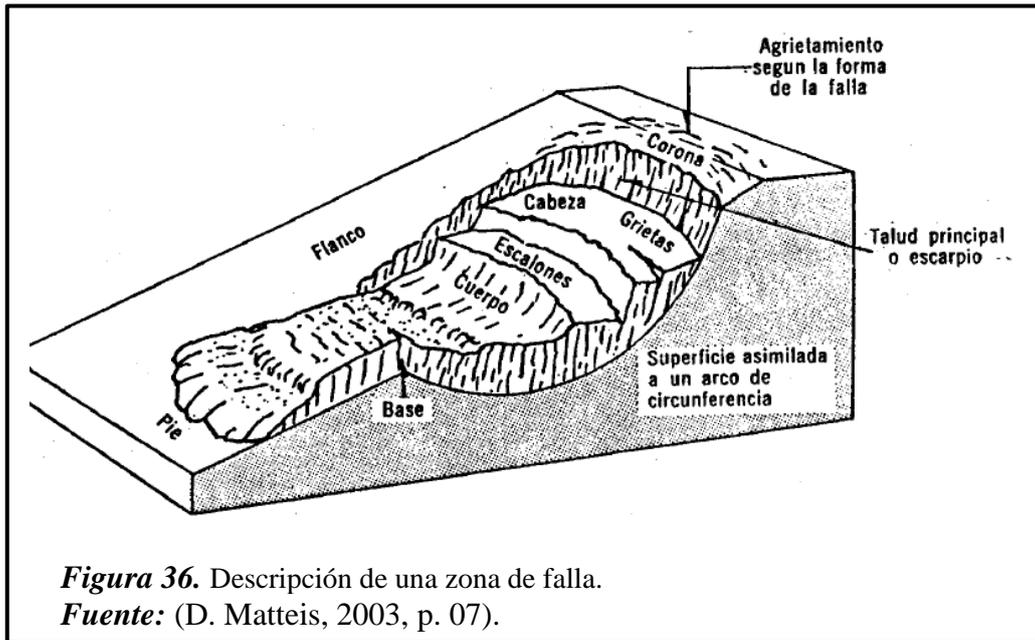
A. Falla de rotación.

La falla rotacional o de rotación se da cuando la masa del suelo del talud tiende a moverse generando una superficie de falla en forma de una curva, circunferencia y en algunas veces se presentan en formas diferentes, dependiendo de la geología local y el perfil estratigráfico. En suelos arcillosos homogéneos o suelos con fracción arcillosa es donde ocurren comúnmente este tipo de fallas, y se presentan en zonas profundas del talud.

La falla rotacional se da en dos tipos de falla:

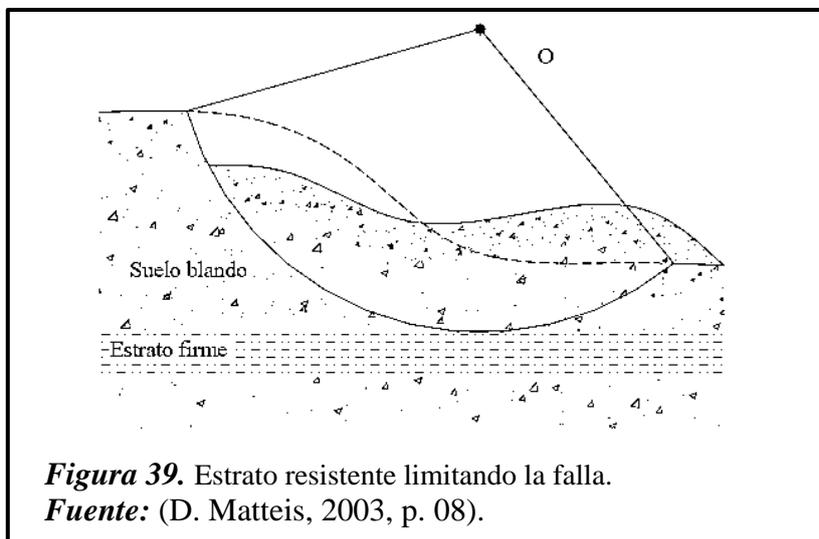
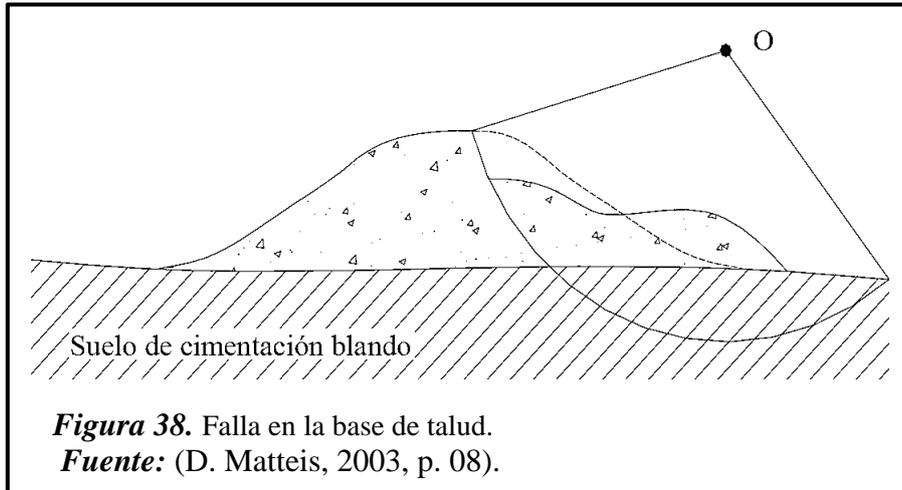
La falla en la base: se da cuando en el pie o adelante del talud se presenta la superficie de falla.

La falla local: es cuando en todo el cuerpo del talud se genera la superficie de falla.



B. Falla de traslación.

La falla de traslación se da cuando la masa del suelo del talud tiende a moverse generando una superficie o área de falla plana, en sus extremos del talud con superficies curvas, y paralela al estrato blando. Este comportamiento se da en estratos blandos o débiles a poca profundidad del talud, mayormente en arcillas, limos sueltos o arenas finas, y se relaciona a la temporada de lluvia. (De Matteis, 2003, p. 05-08)



1.3.3. Defensa ribereña.

La defensa ribereña es una estructura hidráulica ubicada en ambos márgenes del río, cuya función principal es de evitar los desbordes ante el paso de máximas avenidas y la erosión provocado que se ejerce ante estos fenómenos hidrológicos; además para la elección de una defensa ribereña, se debe realizar un análisis de tres parámetros muy importantes, entre éstos tenemos: máximas avenidas de caudal, topografía del río y socavación general del cauce; cabe resaltar para su diseño de estas estructuras se debe realizar en base a la ingeniería hidráulica y en su ejecución tener la experiencia especializada (Flores, 2015).

1.3.3.1. Tipos de defensa ribereña.

Todos los tipos de defensas ribereñas conllevan a prevenir los desbordamientos que pudieran ocasionarse ante una avenida máxima y ser controlado la erosión de las riberas, entre estas estructuras tenemos las siguientes:

Dique o plataforma de tierra con revestimiento de enrocado.

Muro de concreto armado y muros de gravedad de concreto ciclópeo.

Muros de gaviones.

Las defensas ribereñas tienen las funciones de:

Seguridad ante desbordamiento o inundaciones a causa de fenómenos hidrológicos de máximas avenidas.

Proteger a las márgenes del río contra la erosión.

Dar dirección y controlar el flujo para proteger la ribera.

1.3.3.1.1. Diques de tierra con enrocado.

Trata de una capa de enrocado sobre un dique de tierra, permitiéndole trabajar en conjunto. El tipo de sección trapezoidal del dique es típica y por ende su altura depende del tirante. Por otra parte, según HEC-11 menciona que el enrocado evita la erosión, socavación y colapso de un terraplén. En el tamaño de la roca se tendrá en cuenta las características hidrológicas e hidráulicas del río para tener un mejor comportamiento (Flores, 2015).

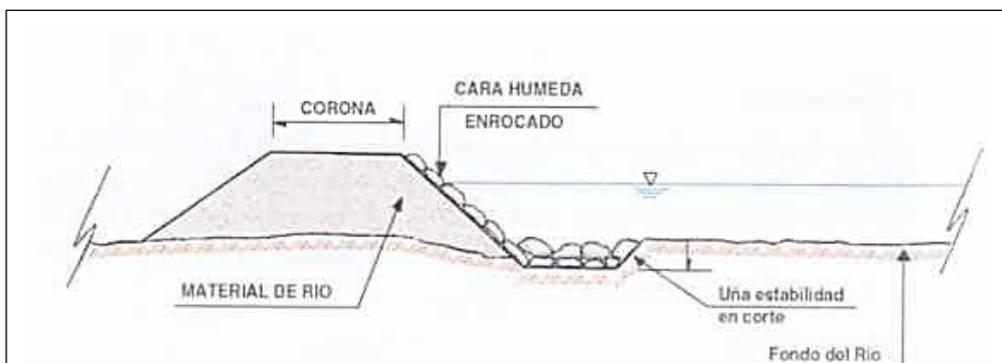


Figura 40. Sección Transversal de la Defensa Ribereña con Enrocado.
Fuente: (Flores, 2015, p. 210).

Entre las canteras de tierra y roca a utilizar deben ser de buena calidad y es recomendable lo más cercano posible a la zona de trabajo permitiendo ser más económico el proyecto.

Las rugosidades de las paredes del enrocado permiten una resistencia mayor del flujo en comparación a la superficie naturalmente lisa, obteniendo una reducción de energía del flujo. Para prevenir que el revestimiento sea arrastrado de la cara húmeda por las máximas avenidas y los escombros que estas transportan se debe tener en cuenta la selección de la roca y sobre todo tener un diseño adecuado. En la selección de las rocas deben observarse y verificarse que estas sean sanas, duras de cantera resistentes al flujo y a los esfuerzos al corte; además es aconsejable que sean rocas ígneas entre ellas: basalto, granito, granodiorita, riolita, diorita, tonalita con densidades relativas $DR > 2$ y de forma angulosa. En pendientes suaves no pronunciadas como por ejemplo 1:2 (H: V) y 1:4 (H: V), el enrocado presenta mayor estabilidad.

Se pueden emplear filtros ya sean de material granular o también de geotextil para lograr una mejor estabilidad del enrocado, protección contra la erosión o evitar el desprendimiento del material fino que conforma el suelo protegido, debido a la corriente del flujo y a las aguas subterráneas. (Flores, 2015).

Se puede colocar el filtro en las siguientes formas:

Fuera o adentro del suelo protegido.

A lo largo del enrocado en sentido del flujo.

Abajo o arriba del talud del enrocado.

De forma perpendicular al talud.

A. Diseño del Filtro.

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2013) en su capítulo IV establece que el filtro con material granular, debe ser colocado como una capa entre el enrocado y el dique. Este tipo de filtro tiene la función de no permitir el desapego de finos

del material del dique, ni pasar a través de los espacios pequeños de estos dos elementos, enrocado y dique (p.167). Se deben cumplir las siguientes expresiones:

$$\frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{85}(\text{Base})} < 5 < \frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{15}(\text{Base})} < 40$$

Ecuación 11 Diseño de Filtro.

Además:

$$\frac{d_{50}(\text{Filtro})}{d_{50}(\text{Base})} < 40$$

Ecuación 12 Condición de Filtro.

Maldonado (2016) señala una secuencia de recomendaciones para elaborar el diseño de un enrocado de protección:

Determinar los parámetros hidráulicos (velocidad, tirante, ancho y área) de la zona identificada previamente de interés.

Determinar el fondo de cimentación del enrocado.

Dimensionar los parámetros geométricos: altura, espesor mínimo, profundidad de la uña, etc.

Analizar la estabilidad.

La altura de uña está en función de la máxima altura de socavación, la topografía y el ángulo de reposo del material constituyente definen las pendientes (Flores, 2015, p.212).

B. Fondo de Cimentación del Enrocado.

Maldonado (2016) afirma: “El fondo de cimentación está en función de la altura de socavación general” (p.09).

C. Profundidad de la Uña (P).

Para obtener la profundidad de la uña primero se analiza la socavación y ésta indica hasta que profundidad excavará el río, de esta manera se obtendrá la altura de cimentación de la estructura, además esta cimentación dependerá del tipo de material que tiene la base de la sección transversal del río.

$$\text{Cota de fondo} - \text{Cota de Socavación} = P$$

Ecuación 13. Profundidad de socavación.

D. Altura del Enrocado (H).

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).

$$H = \text{Cota de Flujo} - \text{Cota de Socavación} + f$$

Ecuación 14. Altura de enrocado.

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

Ecuación 15. Borde libre.

Tabla 4

Valores del coeficiente recomendados (ϕ) para el cálculo del borde libre.

Caudal Máximo (m ³ /s)	Coficiente (ϕ)
3000 – 4000	2.0
2000 – 3000	1.7
1000 – 2000	1.4
500 – 1000	1.2
100 – 500	1.1

Fuente: (Terán, 1998, p. 36)

E. Diámetro medio de la roca (D50).

De acuerdo a Maldonado (2016), para determinar el diámetro medio de piedra para el enrocado, recomienda emplear el método de la U.S. Department of Transportation:

$$D_{50} = C * \frac{0.00594 * V^3}{y_m^{0.5} * K_1^{1.5}}$$

Ecuación 16. Diámetro medio del enrocado de protección.

Dónde:

D_{50} : Diámetro medio del enrocado.

K_1 : Coeficiente de talud o factor de corrección.

y_m : Tirante medio del caudal.

V : Velocidad media del caudal.

C : Coeficiente de corrección.

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

Ecuación 17. Factor de corrección.

Dónde:

ϕ = Ángulo de fricción de la roca.

θ = Ángulo de inclinación del talud.

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

Ecuación 18. Coeficiente de corrección.

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

Ecuación 19. Coeficiente de corrección por la gravedad específica

$$C_{sf} = (FS/1.2)^{1.5} \dots (8)$$

Ecuación 20. Coeficiente de corrección por factor de seguridad.

Dónde:

C_{sg} : Factor de corrección por la gravedad específica.

C_{sf} : Factor de corrección por estabilidad.

γ_s : Gravedad específica de la roca.

FS : Factor de seguridad, según las siguientes consideraciones:

Flujo uniforme, canal recto: $1.00 < FS < 1.20$.

Flujo gradualmente variado, curva moderada, impacto de escombros flotantes: $1.30 < SF < 1.60$.

Flujo rápidamente variado, tramo en curva forzada, alta turbulencia, fuerte oleaje: $1.60 < SF < 2.0$.

Otiniano y Cielo (2016), en su investigación considera para el dimensionamiento de enrocado lo siguiente:

Según Maynard:

$$\left(\frac{d_{50}}{y}\right) = (C_1)(F)^3$$

Ecuación 21. Diámetro medio de la roca.

$$F = (C_2)(V)/(gy)^{0.5}$$

Ecuación 22. Número de Froude.

Donde:

V : Velocidad media del flujo.

d_{50} : Diámetro medio de las rocas.

y : Profundidad del Flujo.

F : Número de Froude.

C_1 : Coeficiente de corrección:

Fondo plano: 0.28.

Talud: 1/3 (V:H): 0.28.

Talud: 1/2 (V:H): 0.32.

C_2 : Coeficiente corrección:

Tramos rectos: 1.25

Tramos en curva: 1.50

En los extremos de los espigones: 2.00

De ambos métodos se elegirá el valor máximo del diámetro de roca para el diseño.

F. Espesor mínimo del enrocado.

Maldonado (2016) menciona calcularse el espesor mínimo del enrocado por tres recomendaciones realizadas por parte del cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (1970).

El espesor mínimo del enrocado será mayor al tamaño máximo a usarse de la roca.

El espesor mínimo del enrocado será mayor de $1.5 D_{50}$.

El espesor mínimo por proceso constructivo será mayor de 30 cm.

Según las recomendaciones mencionadas, se procede a seleccionar el máximo valor, además para el enrocado bajo el agua se debe incrementar este diámetro en un 50%.

G. Ancho de la base.

Se debe conocer la altura de socavación, para luego proceder a calcularse el ancho en base:

$$A = 1.5 * e$$

Ecuación 23. Ancho del enrocado de la base.

dónde:

E: Profundidad o altura de socavación (m).

A: Ancho de la base (m).

H. Estabilidad del enrocado.

Cuando el enrocado tiene la capacidad de soportar los esfuerzos cortantes generados por el flujo se puede decir que es estable.

I. Esfuerzo cortante promedio.

El esfuerzo cortante promedio está dado por la siguiente expresión.

$$\bar{\tau}_0 = \gamma * R * S$$

Ecuación 24. Esfuerzo cortante promedio.

Dónde:

$\bar{\tau}_0$: Esfuerzo cortante promedio (kg/m²).

γ : Peso específico del flujo (kg/m³).

R : Radio hidráulico (m).

S : Pendiente de la línea de energía (m/m).

Si:

$$V = C(RS)^{1/2}$$

Ecuación 25. Velocidad media del agua.

$$RS = \frac{V^2}{C^2}$$

Ecuación 26. Radio hidráulico y pendiente en función de la velocidad y coeficiente de chezy.

Para canales rugosos:

$$\bar{\tau}_0 = \frac{\gamma V^2}{(18 \text{Log} \frac{12.2R}{K})^2}$$

Ecuación 27. Esfuerzo cortante promedio en canales rugosos.

Dónde:

V : Velocidad media del flujo (m/s).

R : Radio hidráulico (m).

K : Rugosidad equivalente de la superficie del canal (m).

C : Coeficiente de Chezy.

J. Esfuerzo cortante local en un canal muy ancho.

Maldonado (2016) señala que si la \bar{V} promedio de velocidad en una vertical se reemplaza por la velocidad V y el diámetro de roca D_{50} por el valor de K , ambas en la ecuación 30, entonces el radio hidráulico se aproxima al tirante ($R = y$), obteniéndose de la siguiente manera:

$$\tau_0 = \frac{\gamma \bar{V}^2}{(18 \text{Log} \frac{12.2y}{D_{50}})^2}$$

Ecuación 28. Esfuerzo cortante local.

$$\tau_0 = K_2 * \bar{V}^2$$

Ecuación 29. Esfuerzo cortante local usando la velocidad promedio y rugosidad de la superficie del canal.

$$K_2 = \frac{\gamma}{(18 \text{Log} \frac{12.2y}{D_{50}})^2}$$

Ecuación 30. Rugosidad equivalente de la superficie del canal.

Esta ecuación representa el esfuerzo cortante en cualquier punto del perímetro mojado (Observar la siguiente figura N° 42).

K. Esfuerzo cortante en curvas.

Maldonado (2016) señala que si el valor del esfuerzo cortante local obtenido en la ecuación (31) se multiplicará por la relación $\frac{\tau_b}{\tau_a}$ obtenida de la figura N° 43, se obtiene el esfuerzo cortante en curvas.

$$\frac{\tau_b}{\tau_a} = \frac{2.65}{\left(\frac{r}{W}\right)^{0.5}}$$

Ecuación 31. Relación del esfuerzo cortante aguas arriba y el esfuerzo cortante local afectado por la curva.

$$\tau'_0 = \tau_0 * \frac{\tau_b}{\tau_a}$$

Ecuación 32. Esfuerzo cortante local en curva.

Dónde:

τ_a : Esfuerzo cortante local afectado por la curva.

τ_b : Esfuerzo cortante promedio en el canal aguas arriba.

τ'_0 : Esfuerzo cortante local en curva.

L. Esfuerzo cortante para diseño de enrocado.

Maldonado (2016) lo define como: “El esfuerzo cortante local que una roca de cierto tamaño soporta con condiciones de seguridad” (p.15).

Sobre el fondo de un canal el esfuerzo cortante local permisible es:

$$\tau = a(\gamma_s - \gamma) * D_{50}$$

Ecuación 33. Esfuerzo cortante para el fondo del canal.

Dónde:

γ_s : Peso específico de la roca.

γ : Peso específico del flujo.

a : Coeficiente para canales anchos, asumir 0.04.

D_{50} : Diámetro promedio de la roca.

τ : Esfuerzo cortante local en el fondo del canal.

Para el enrocado puesto en los taludes de un canal, el esfuerzo cortante de diseño está dado por:

$$\tau' = \tau * \left(1 - \frac{\text{Sen}^2\theta}{\text{Sen}^2\phi}\right)^{1/2}$$

Ecuación 34. Esfuerzo cortante de diseño en los taludes.

$$K_1 = \frac{\tau'}{\tau} = \left(1 - \frac{\text{Sen}^2\theta}{\text{Sen}^2\phi}\right)^{1/2}$$

Ecuación 35. Relación de esfuerzo cortante entre el talud y el fondo del canal.

Dónde:

- τ' : Esfuerzo cortante de diseño en los taludes.
- θ : Ángulo del talud con la horizontal.
- ϕ : Ángulo de reposo del enrocado, comúnmente es 40°.

El resultado de los esfuerzos cortantes tanto en el fondo del canal y en los taludes (ecuación 36 y 37 respectivamente) serán mayores al esfuerzo cortante presente en cualquier punto de la sección de un canal revestido con roca.

$$\tau_0 \leq \tau'$$

Ecuación 36. Relación entre el esfuerzo cortante local en cualquier punto y el esfuerzo de diseño permisible.

Nota: El valor mínimo para cotangente θ se da cuando $m=2$.

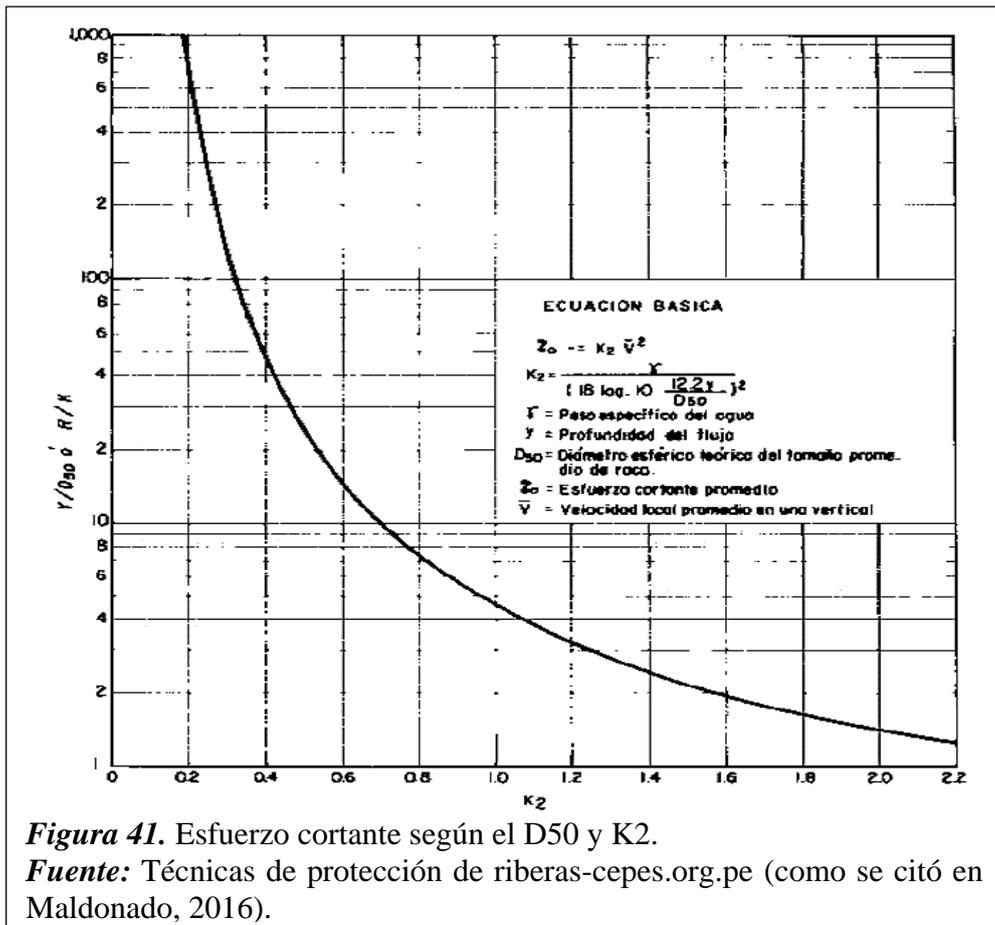


Figura 41. Esfuerzo cortante según el D50 y K2.

Fuente: Técnicas de protección de riberas-cepes.org.pe (como se citó en Maldonado, 2016).

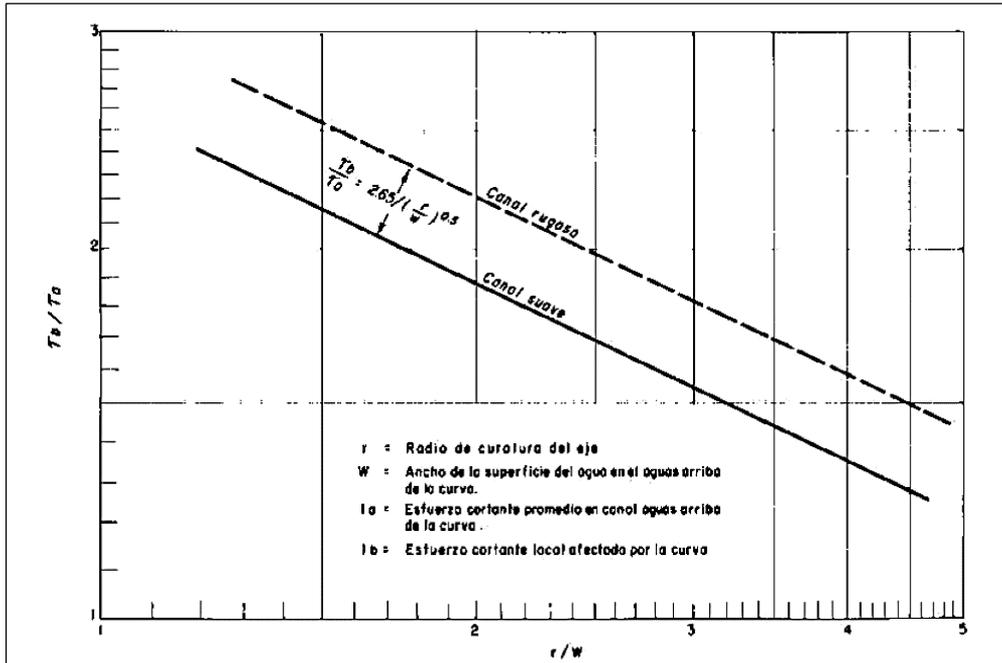


Figura 43. Esfuerzo cortante en canales curvos.

Fuente: Técnicas de protección de riberas-cepes.org.pe (como se citó en

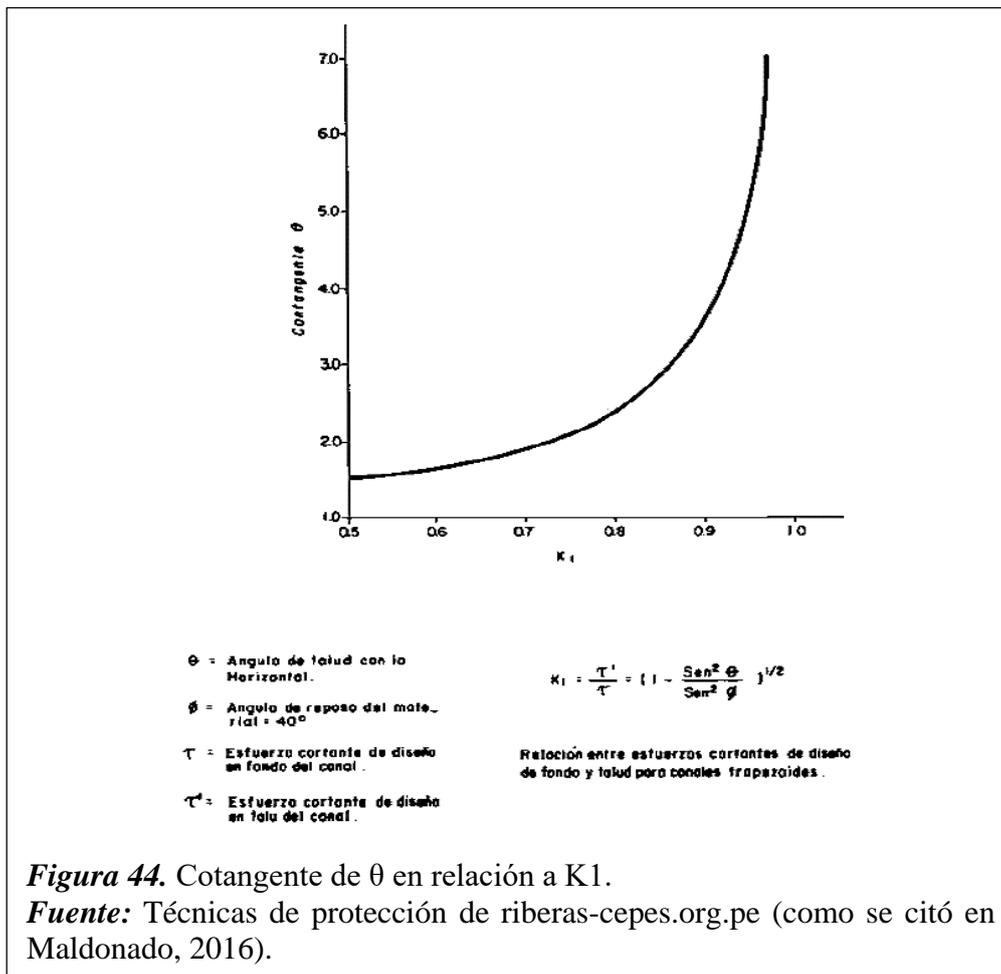
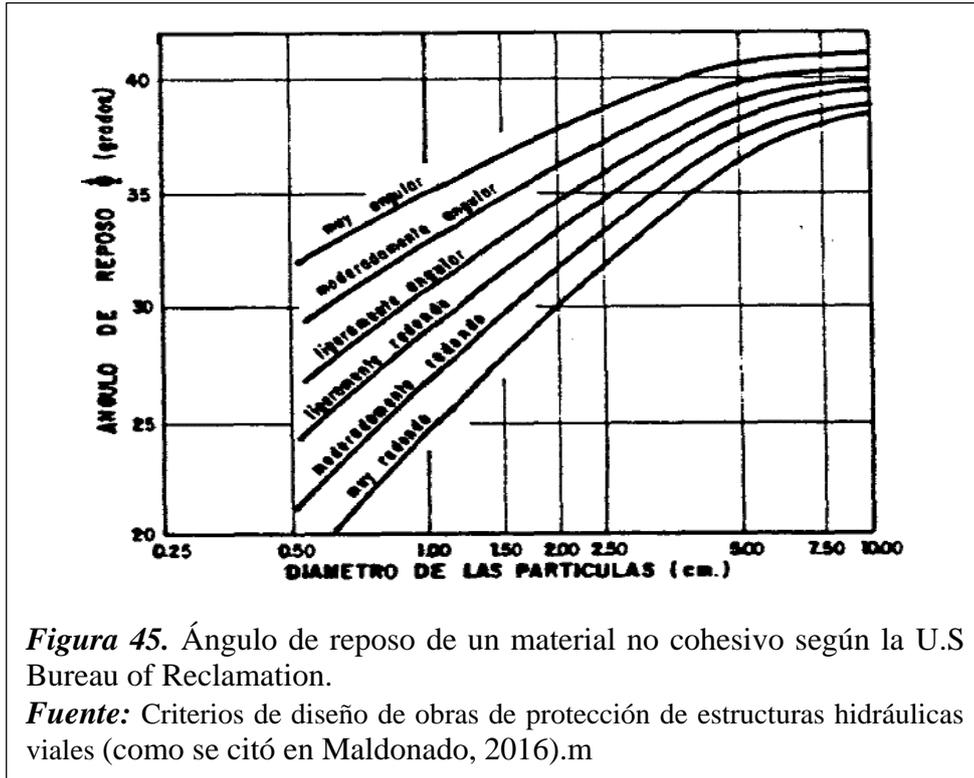


Figura 44. Cotangente de θ en relación a K_1 .

Fuente: Técnicas de protección de riberas-cepes.org.pe (como se citó en Maldonado, 2016).



M. Factor de seguridad al deslizamiento del enrocado.

Está dado por la siguiente ecuación:

$$F.S = \frac{tg\phi}{tg\theta}$$

Ecuación 37. Factor de seguridad.

Se considera estable cuando el valor del factor de seguridad sea mayor a 1.5.

donde:

$tg\phi$: tangentes del ángulo de reposo ϕ

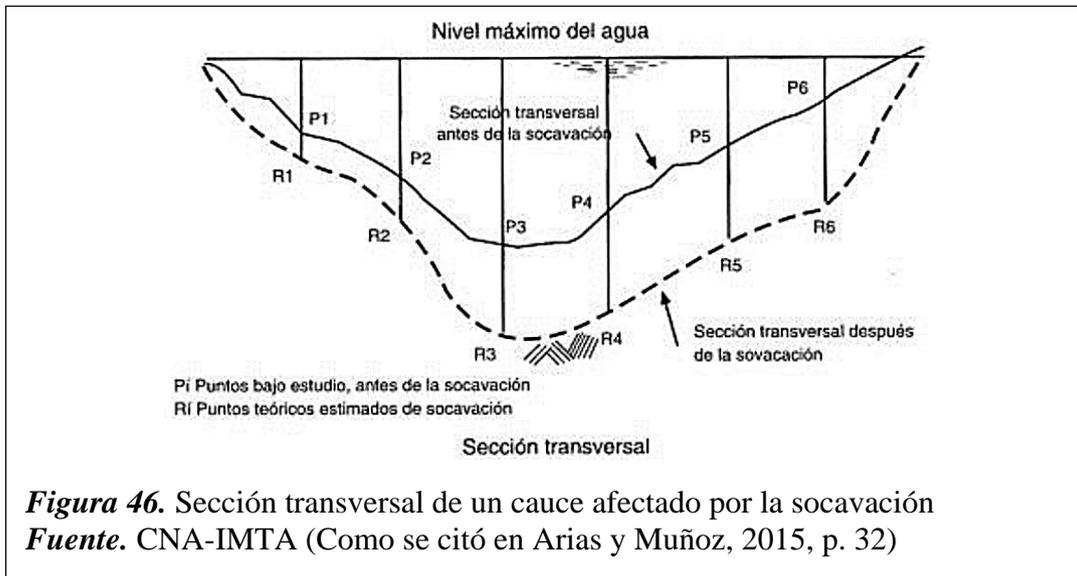
$tg\theta$: tangente del ángulo del talud θ

1.3.3.2.Socavación.

1.3.3.2.1. Definición.

Juárez y Rico (Como se citó en Arias y Muñoz, 2015) señala que:

La socavación normal o general es el movimiento, arrastre o suspensión de las partículas sólidas propias del lecho, generadas por la capacidad que presenta el flujo que se desplaza por el cauce. Este fenómeno ocurre según factores como la geología y topografía del río, también de las propiedades hidráulicas del flujo y de las partículas de arrastre.



Para la estimación de la socavación, ya que no se puede calcular exactamente intervienen los siguientes factores como:

El flujo del cauce.

Características del material presente en el cauce.

Cantidad de transporte de sedimentos. (p. 31)

1.3.3.2.2. Profundidad de Socavación.

1.3.3.2.2.1. Causas de socavación en cauces de ríos.

Flores (2015) refiere que estas causas de socavación se ocasionan por algunas de estas:

- a. **Aumento de caudal:** Generalmente ocurre cuando se da un aumento de caudal, por lo que tienden en aumentar su fuerza tractiva, velocidad media, y capacidad de transporte.
- b. **Interrupción del transporte sólido:** Se realiza cuando se reduce o cesa el aporte de sedimentos, por lo que se generaría una capacidad de transporte menor de sedimentos y como efecto de esto se tendría una erosión y profundidad de socavación.
- c. **Estrechamiento del cauce:** Se da por la presencia de una estructura en el tramo, generando el incremento de velocidad del flujo y arrastre de sólidos, ocasionando una profundidad en el cauce.
- d. **Caudal en tramos curvos:** En las curvas fluviales hay tendencia de erosión y la socavación tendría lugar en la margen interior
- e. **Confluencia Fluvial:** Esto se realiza cuando se recibe aguas de un afluente.
- f. **Pilares Estribos:** Esta erosión se ejerce cuando se tiene una estructura como pilares de puentes o estribos, dando paso a la erosión local debido a la formación de vórtices que ejerce con esta estructura.

1.3.3.2.2.2. Clases de Socavación.

En la socavación se distingue dos tipos: La socavación general constituye a la erosión de todo el cauce sin depender de la existencia de alguna estructura como puentes o bocatomas y entre otros; por otro lado, se tiene la socavación local originada por la presencia de alguna estructura en el río (Flores, 2015).

1.3.3.2.2.2.1. Socavación General.

Flores (2015) refiere que la socavación general es el resultado de disminución del nivel del fondo de cauce y del nivel del flujo del agua; además esta socavación puede ocurrir tanto en longitud y ancho del río debido a la ocurrencia de una avenida.

La socavación general se analizará con la fórmula de Lischtvan – Levediev debido que es el que más se ajusta a los trabajos ejecutados en cauces naturales definidos de acuerdo a (Terán, 1998).

A. *Lischtvan – Levediev.*

Este método considera en el cálculo parámetros como: el caudal del flujo, el tirante, el área hidráulica, y las características de los materiales del fondo.

Según Lischtvan - Levediev (Maza, 1967). Las expresiones matemáticas para la evaluación de la socavación se presentan a continuación:

Para cauces granulares:

$$y_s = \left(\frac{\alpha * y_0^{5/3}}{0.68 * D_m^{0.28} * \beta * \psi} \right)^{1/(1+z)}$$

Ecuación 38. Altura de socavación en suelos granulares Según Lischtvan-Levediev.

Para cauces cohesivos:

$$y_s = \left(\frac{a * y_0^{5/3}}{0.60 * \gamma^{1.18} * \beta * \psi} \right)^{1/(1+X)}$$

Ecuación 39. Altura de socavación en suelos cohesivos Según Lischtvan-Levediev.

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} * B_e * \mu}$$

Ecuación 40. Parámetro de altura de socavación.

Dónde:

y_s : Altura entre el nivel de flujo y el fondo erosionado, tras pasar una avenida.

y_0 : Altura entre el nivel de flujo tras pasar una avenida y el fondo inicial (medio antes de la avenida).

y_0, y_s : Altura medida en forma vertical en la sección deseada.

H_m : Tirante medio entre el nivel del flujo al ocurrir una avenida y el fondo inicial. Se determina al dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre B_e .

B_e : Ancho de la superficie libre al ocurrir la avenida.

Q_d : Caudal de diseño.

- D_m : Diámetro medio en un material del fondo friccionante.
- Z : Exponentes en función de D_m con respecto al tipo de material de fondo.
- β : Coeficiente en función del período de retorno del caudal de diseño.
- μ : Coeficiente en función a la contracción del cauce.
- ψ : Coeficiente en función de la concentración del material transportado en suspensión.

Tabla 5
Factores de corrección por contracción del cauce μ .

V (m/s)	Longitud libre entre dos Pilas (Claro), en m.												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	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
1.50	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
2.00	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
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Badillo y Rodríguez (Como se citó en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, 2001).

Tabla 6
Valores de X y $1/(x+1)$.

Suelos Cohesivos			Suelos no Cohesivos		
Peso específico Ton/m ³	x	$\frac{1}{1+X}$	D_m mm	x	$\frac{1}{1+X}$
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.68	1.50	0.39	0.72

0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.20	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.82
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			

Fuente: Maza (Como se citó en Flores, 2015).

Tabla 7
Coefficiente β para la socavación.

Probabilidad de ocurrencia del caudal de diseño anualmente (%)	Coefficiente β
100.00	0.77
50.00	0.82

20.00	0.86
10.00	0.90
5.00	0.94
2.00	0.97
1.00	1.00
0.30	1.03
0.20	1.05
0.10	1.07

Fuente: Maza (Como se citó en Flores, 2015).

Tabla 8
Valores de ψ

γ Mezcla agua - Sedimento	Coefficiente ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

Fuente: Maza (Como se citó en Flores, 2015).

1.3.3.2.2.2.2. Socavación Local.

Teniendo en cuenta que no se puede realizar un cálculo exacto de socavación se debe proceder a emplear diversas fórmulas de socavación local para tener un valor aproximado, y se debe tener en cuenta las estructuras presentes en el cauce. La presente investigación involucra como estructura una bocatoma, por lo que se utilizarán las fórmulas siguientes establecidas en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje 2013:

A. Método de Liu, Chang y Skinner (1961)

$$\frac{y_s}{h} = * K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * F_r^{0.33}$$
$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Ecuación 41. Profundidad de socavación según Liu, Chang y Skinner.

Dónde:

y_s : Profundidad o altura de socavación considerada desde el nivel medio del lecho hasta el fondo de la socavación (m).

L : Longitud del estribo que se opone al paso de la corriente.

h : Altura media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

V : Velocidad media de la corriente aguas arriba.

F_r : Número de froude en el tramo aguas arriba.

K_f : Coeficiente de corrección según forma del estribo.

En estribos con pared inclinada hacia el cauce: 1.10

En estribos con pared vertical: 2.15

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje 2012, el método de Liu, Chang y Skinner está basado en un flujo subcrítico, tomando en cuenta la socavación en lecho móvil de cauce arenoso.

B. Laursen

b.1) Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

Ecuación 42. Profundidad de socavación en lecho móvil.

b.2) Socavación en agua clara

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right) \right]$$

Ecuación 43. Profundidad de socavación en agua clara.

dónde:

h : Altura media del flujo aguas arriba del cauce principal.

L : Longitud del estribo que se opone al paso del flujo.

τ : Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

τ_c : Esfuerzo cortante crítico para D_{50} del material del lecho aguas arriba.

Ambas fórmulas anteriores se emplean en estribos con pared vertical. Si se desea tener el efecto de otras formas se debe afectar al valor resultante de la socavación por un factor de corrección K_f .

En estribos con aleros inclinados de 45° : K_f es 0.9

En estribos con pared inclinada hacia el cauce: K_f es 0.8

1.3.3.2.3. Dimensionamiento del cauce de ríos.

El cauce de un río se considera estable cuando no hay tendencias de erosión y socavación, por lo tanto, presenta un equilibrio dinámico (Flores, 2015).

Para poder determinar el ancho estable del cauce se tiene los siguientes métodos:

A. Método de Blench.

De acuerdo a Blench la ecuación del ancho estable es la siguiente:

$$B = (3.2761) \left(\frac{Fb}{F_s} \right) Q^{1/2}$$

Ecuación 44. Ancho estable según Blench.

$$F_b = 1.9(d_{50})^{1/2}$$

Ecuación 45. Factor de fondo y orilla.

Donde:

Q (m³/s): Caudal del flujo.

F_b : Factor de fondo.

En material fino: F_b es 0.8

En material grueso: F_b : 1.2

F_s : Factor de orilla.

En material suelto: F_s es 0.1

En material ligeramente cohesivo: F_s es 0.2

En material cohesivo: F_s es 0.3

B (m): Ancho del cauce de la corriente.

d_{50} : Diámetro medio del material de fondo.

B. Método de Altunin.

De acuerdo a Altunin la expresión del ancho estable del río es la siguiente:

$$B = a * \frac{Q^{1/2}}{S^{1/5}}$$

Ecuación 46. Ancho estable según Altunin.

Donde:

B : Ancho de encauzamiento del río en (m).

Q : Caudal máx. de diseño (m³/s).

S : Pendiente del cauce del río (m/m).

a : Parámetro que caracteriza el cauce del río.

Zonas de alta montaña con cauce rocoso $a = 0.50$.

Zonas de montaña con cauce de cantos rodados y guijarros con corriente rápida $a = 0.75$.

Zona intermedia, cauce formado por arena gruesa, media y fina, corriente tranquila
 $a = 1.00$.

Zona de llanura, río caudaloso $a = 1.10$.

Zona de llanura, río un poco caudaloso $a = 1.30$.

C. Método de Simons-Henderson.

De acuerdo al método de Simons-Henderson la ecuación del ancho estable del río es la siguiente:

$$B = K_1 * (Q)^{0.5}$$

Ecuación 47. Ancho estable según Simons-Henderson.

Donde:

B : Ancho de encauzamiento del río en (m).

Q : Cauda máximo de diseño (m^3/s).

K_1 : Condiciones geotécnicas del río.

Condiciones geotécnicas del río K_1 :

Fondo de arena y orillas de material cohesivo $K_1 = 2.80$.

Fondo y orillas de grava $K_1 = 2.90$.

Fondo y orillas de material cohesivo $K_1 = 3.60$.

Fondo de arena y orillas de material no cohesivo $K_1 = 4.20$.

Fondos y orillas de arena rocoso $K_1 = 5.70$.

D. Método de Petit.

De acuerdo al método de Petit la ecuación del ancho estable del río es la siguiente:

$$B = 2.45 * (Q)^{1/2}$$

Ecuación 48. Ancho estable según Petit.

Donde:

B : Ancho de encauzamiento del río en (m).

Q : Cauda máximo de diseño (m^3/s).

E. Evaluación energética y elección de los caudales de diseño para la socavación.

Otiniano y Cielo (2016), recomienda que en el diseño de defensas ribereñas se debe determinar dos caudales de diseño; con el primero que se determina por el análisis de máximas avenidas permitirá saber el nivel de la corona o cresta de la estructura. El segundo caudal de diseño que se lleva a cabo por el análisis del caudal dominante (donde presenta mayores cargas energéticas durante su persistencia en un año crítico) sirve en evaluar el nivel de los cimientos y también para poder dimensionar las obras que tienen como fin el de proteger los taludes y orillas contra la erosión y socavación. (pp. 64-65)

Para determinar la potencia del flujo en todos los caudales promedios diarios del año crítico y la energía producida en el transcurso de este tiempo se usa las siguientes ecuaciones:

$$E = S * N_i * Dt_i$$

Ecuación 49. Energía producida en la persistencia de las avenidas.

$$N_i = 9.81Q_iH_i$$

Ecuación 50. Potencia instantánea del flujo.

Donde:

Q_i (m^3/s): Caudal promedio diario instantáneo del flujo.

H_i (m): Altura de descenso de la corriente.

N_i (Kw): Potencia instantánea del flujo.

E (kWh): Energía producida en la persistencia de las descargas Q_i .

Dt_i (h): Tiempo de persistencia del caudal Q_i y $i=1,2,\dots$ Es el número de días del tiempo analizado.

S = Pendiente.

Considerando:

$$H_i = L_iJ/1000$$

Ecuación 51. Altura de descenso de la corriente.

Donde:

L_i (m): Distancia de desplazamiento del caudal Q_i .

J (°/∞): Pendiente longitudinal de la corriente.

H_i (m): Altura de descenso de la corriente.

$$L_i = V_i t$$

Ecuación 52. Distancia de desplazamiento del caudal.

Donde:

t (s): Tiempo transcurrido de la distancia L_i .

v_i (m/s): Velocidad del flujo

1.3.4. Software.

1.3.4.1. HEC – RAS.

Brunner (como se citó en Vásquez, 2003) afirma:

Hec Ras en sus siglas en inglés River Analysis System que significa “Sistema de Análisis de Ríos” es un software numérico para flujo unidimensional impermanente, sin transporte de sedimentos y analiza el caudal en estado subcrítico y supercrítico, es decir flujos mixtos. Este modelo numérico permite modelar obras de arte como diques, puentes, alcantarillas y barajes. (p.6)

Arias y Muñoz (2015) señala: “La ecuación de energía permite a este software determinar los niveles de agua del flujo” (pp. 28-29).

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

Ecuación 53. Ecuación de la energía.

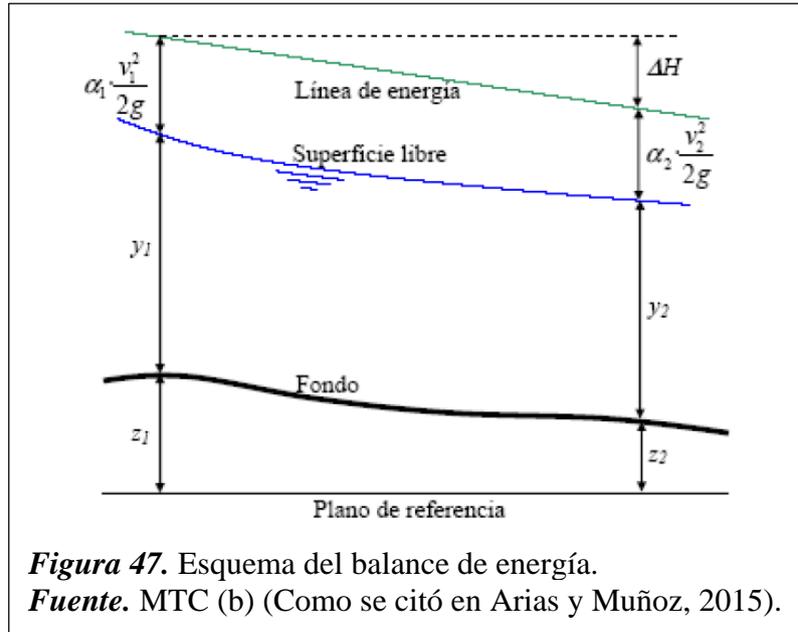


Figura 47. Esquema del balance de energía.
Fuente. MTC (b) (Como se citó en Arias y Muñoz, 2015).

Tabla 9

Parámetros de la ecuación de la energía.

$Z_n + P_n / \gamma$ (m)	Nivel de la superficie libre del flujo en los extremos del tramo.
V_n (m)	Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo
α_1, α_2	Coficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada
$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$	Gravedad
ΔH	Total de pérdidas de energía en el tramo de la corriente analizada.

Fuente. MTC (b) (Como se citó en Arias y Muñoz, 2015).

1.3.5. Información del proyecto.

1.3.5.1. Estudio hidrológico

1.3.5.1.1. Localización del proyecto.

El proyecto en estudio presenta dos tramos, 01km aguas arriba y 01km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz, es decir consta de una longitud de 2 km del río “La Leche” y se encuentra en:

Departamento: Lambayeque
Provincia : Lambayeque
Distrito : Íllimo
Sector : Huaca de la Cruz

El proyecto se encuentra en la costa Norte del Perú, a 7.5 km al Este del distrito de Íllimo, y presenta las siguientes coordenadas absolutas del centro de gravedad del proyecto (m): 633100 E y 9 284900 N y sobre los 58 msnm.

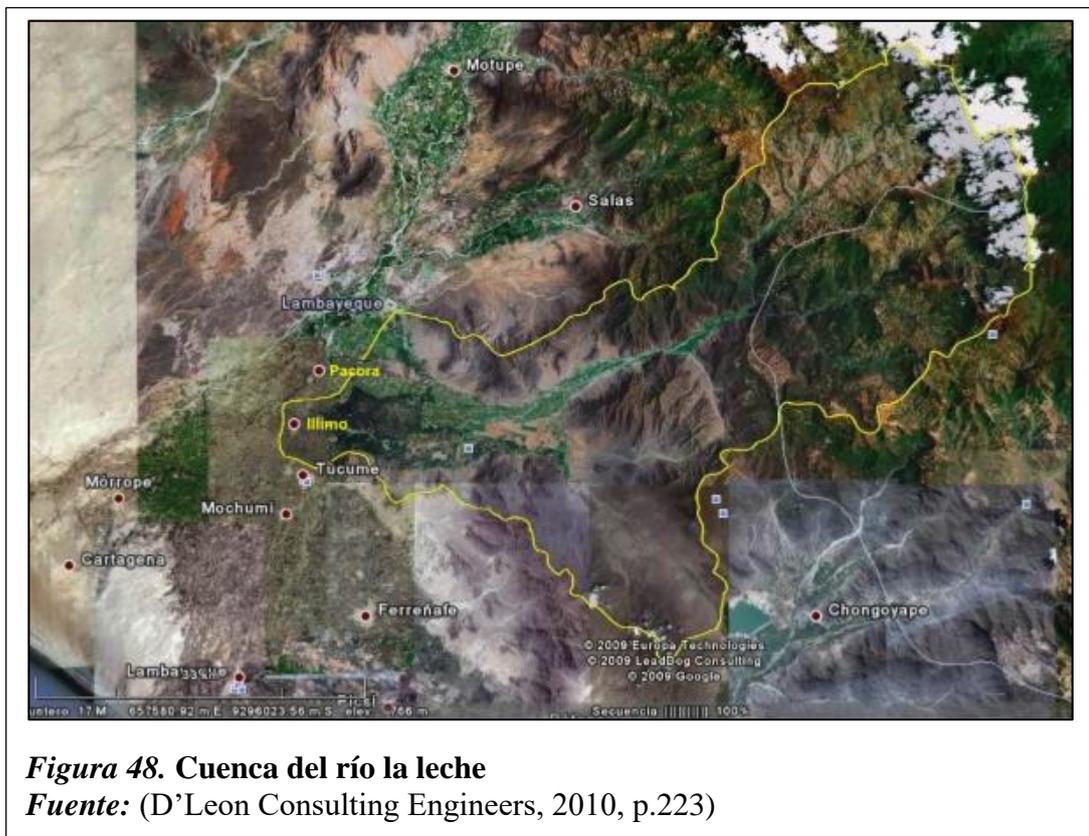
Dicha bocatoma comprende una estructura convencional, conformado por una captación y un barraje mixto, compuesto por un barraje fijo o vertedero de excedencias de 140 m de longitud, barraje fusible compuesto por 06 módulos de diques fusibles de 10.00 m cada uno y barraje móvil, de captación directa y con poza de disipación de Energía.

1.3.5.1.2. Vías de Acceso.

Para acceder al área del proyecto se puede realizar el siguiente desplazamiento, desde Chiclayo hacia el distrito de Íllimo por la vía Panamericana Norte Antigua hasta la altura del km 37, a partir de dicho lugar existe un desvío por la margen derecha en la cual tras un recorrido de 8 km de trocha carrozable, se llega a la zona denominada Huaca de la Cruz.

1.3.5.1.3. Ubicación Geográfica de la Cuenca.

En las jurisdicciones de los departamentos de Lambayeque y Cajamarca entre los paralelos de latitud Sur 6° 08' y 6° 40' 30" y los meridianos de longitud Oeste 79° 12' y 80°00', se ubica la cuenca del río La Leche. Dicha jurisdicción comprende las provincias de Chota, Lambayeque y Ferreñafe, con sus distritos de Toccoche, Miracosta, Pacora, Pítipu, Íllimo, Mórrope y Túcume.



El cerro Choicopico que está a 4230 msnm es la cabecera de la cuenca del río La Leche. Esta cuenca presenta dos ramales o afluentes principales como es el Moyán y el Sangana, además se encuentra la estación Puchaca (500 msnm, presenta más humedad en diciembre, menor precipitación anual, tormentas máximas de 24 horas es de 150.2 mm), la estación Toccoche (1380 msnm, presenta más humedad en marzo, tormentas máximas de 24 horas es de 110 mm), y la estación Incahuasi (2740 msnm, presenta más humedad en marzo, mayor precipitación anual, tormentas máximas de 24 horas es de 81 mm). (D'Leon Consulting Engineers, 2010).

Tabla 10
Estaciones climatológicas en la cuenca del río La Leche.

Características	Estación		
	Puchaca	Tocmoche	Incahuasi
Ubicación	Parte Baja	Centro	Cabecera
Altitud	500	1380	2740
Latitud	6° 21' S	6° 24' S	6° 14' S
Longitud	79° 28' W	79° 21' W	79° 20' W
Longitud del Registro	1963-2002	1964-2007	1963-2007
Mayor humedad	Diciembre	Marzo	Marzo
Precipitación Anual.	Baja	Media	Alta
Intensidad de tormenta.	Alta	Media	Baja
Tormenta Máxima de 24 horas (mm).	150.20	110.00	81.00

Fuente: (D'Leon Consulting Engineers, 2010, p.115)

1.3.5.1.4. Límites.

La cuenca del río La Leche presenta los siguientes límites:

Norte: Limita por la cuenca del río Salas – Motupe.

Este: Limita con la cuenca del río Chotano.

Sur: Limita con la cuenca del río Chancay – Lambayeque.

Oeste: Limita con el océano pacífico.

1.3.5.1.5. Clima

El clima es influenciado por la corriente de Humboldt o corriente peruana, la cual varía de un clima árido (desértico) a semiárido (semidesértico).

La humedad relativa alcanza un valor del 70%, la evaporación anual asciende a 2500 mm y la temperatura promedio por año es de 24.4°C; en febrero presenta una temperatura de 27°C y el mes de agosto presenta una temperatura con 18°C.

Fuertes precipitaciones se presentan en verano de diciembre a mayo, debido a que la temperatura ambiente y del mar se elevan, ya que la corriente de “El Niño” supera a la corriente de Humboldt. (Diciembre – Mayo).

1.3.5.1.6. Ecología

En la cuenca del río La Leche prima una formación de desierto sub tropical, teniendo en cuenta la clasificación propuesta realiza por el Ministerio de Agricultura (2009) en base al mapa de las zonas de vida del Perú (bosque espinoso sub tropical, maleza desértica sub tropical y desierto sub tropical).

En la zona de estudio la vegetación (arbustos, pasto, hierba, bosque de algarrobo) incrementó ampliamente entre los años de 1983 y 1998 debido a las fuertes lluvias del año.

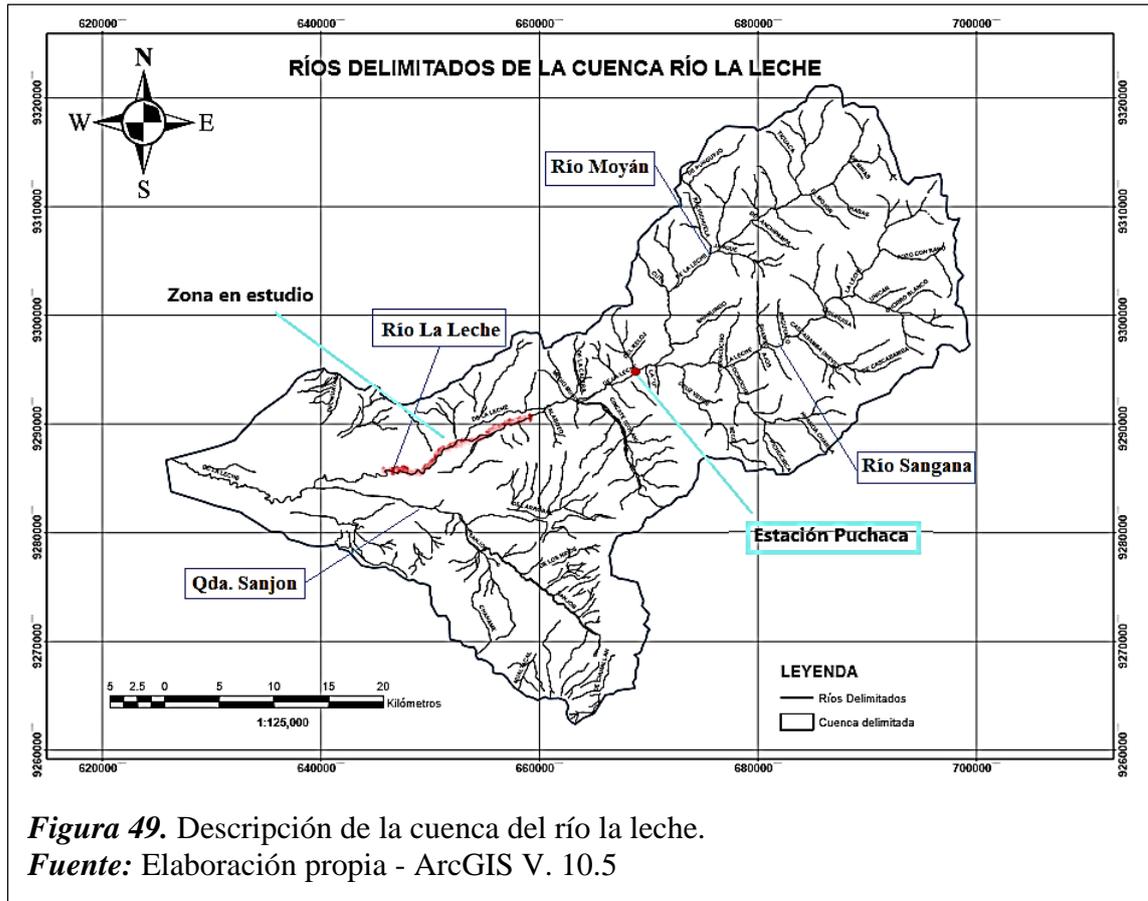
Además, existen en la zona plantaciones de palta, caña de azúcar, maíz, papaya, plátano, guaba, hortalizas, yuca, frejoles, algodón, garbanzo, lenteja, etc.

La fauna está conformada por roedores, reptiles, lagartijas, serpientes, camaleones y zorros. Además, aves como perdices, pequeños gorriones, gallinazos de cabeza negra, etc. También la presencia de insectos y arácnidos es muy notable (Córdova, 2017).

1.3.5.1.7. Recursos Hidráulicos.

Existen dos afluentes principales para la formación del río La Leche. El primer afluente o subcuenca es Sangana que su origen es en la cordillera de los Andes de las uniones de las aguas procedentes de la Laguna Pozo con Rabo y de la laguna Quimsacoha. La segunda subcuenca es el río Moyan que aflora de la laguna Tembladera.

Según el régimen de descarga, el año anual hidrológico comprende desde el 01 de octubre hasta el 30 de Setiembre.



1.3.5.1.8. Vegetación.

La cuenca del río La Leche cuenta con las siguientes formaciones:

Formación desértico subtropical: en la margen derecha solo existe vegetación ya que no hay sistema de riego y la precipitación es escasa. Lo contrario pasa en la margen izquierda donde existen áreas de cultivo, presencia de plantas como algarrobo, y en zonas salinas existe bastante grama salada y donde la salinidad es menor se visualiza presencia de herbácea llamada Turre.

Formación de área llamada maleza desértica sub tropical: existen especies de Cereus, Cactus, Melocactus, y en los bordes del cauce principal y afluentes existe caña brava.

Formación de bosques espinosos sub tropical: existen la presencia de especies como el guayacán, palo santo y algarrobo. Cabe resaltar que la mayor parte de vegetación se

encuentra en la parte alta de la cuenca debido a las épocas de lluvia y en la cuenca baja es menor la superficie de vegetación debido a la escasez de agua.

1.3.5.1.9. Morfología

El área de emplazamiento del Proyecto, está constituido por una planicie de origen aluvial de materiales sueltos de naturaleza limo arenosa y de amplia cobertura boscosa, predominantemente de árboles del tipo algarrobos, esta planicie se ve entrecruzada por la presencia del río la leche, el mismo que presenta un cauce sinuoso fuertemente erosionado en las riberas y con predominancia de arenas en el lecho del río.

1.3.5.1.10. Drenaje

El suelo de la zona alta y media de la cuenca del río La Leche tiene asegurado su drenaje natural, debido al relieve e inclinación a la parte baja de la cuenca; sin embargo, es imprescindible preservar la parte baja de la cuenca ante los procesos de salinización, a consecuencia a la cercanía que se encuentra al mar y presenta un drenaje restringido natural en condiciones de drenaje deficiente.

En la cuenca baja del río La Leche el drenaje superficial se da por corrientes naturales de agua, como es el caso del río La Leche. Esto conlleva a desbordamientos e inundaciones en la región con considerables pérdidas cuando ocurre precipitaciones tormentosas, entre ellas el fenómeno de “El Niño”.

1.3.5.1.11. Geología de la Cuenca.

A. Zona Alta.

Actualmente la parte alta montañosa se ha venido desestabilizando, tanto la hidrología, el clima, la morfología de la zona han ido variando hasta llegar a obtener el valle actual.

B. Zona Media.

Esta superficie abarca una conformación geológica de depósitos cuaternarios, de la era cretáceo, terciario inferior, paleozoicos. Existe la presencia de rocas sedimentarias entre ellas areniscas, areniscas ciarcíticas y cuarcitas.

C. Zona Baja.

Esta zona comprende la franja costera y las inmediaciones a las derivaciones andinas, en el sector de influencia de los cauces de transporte y sedimentación del río Motupe, Viejo, río La Leche y en las proximidades del emplazamiento del canal San Isidro, límite al desierto de Mórrope. En esta área encontramos a la Bocatoma Huaca de la Cruz encontrándose en la parte central de esta zona, integrada por masas de sedimentos aluviales, fluviales y eólicos; conformado por conglomerados, gravas, arenas, limos, etc. creando la superficie de las planicies (Córdova, 2017).

1.3.5.2. Estudio de Canteras

1.3.5.2.1. Cantera Cerro Escute

Ubicación Política:

Distrito: Pacora

Provincia: Lambayeque

Latitud Sur: 6° 27' 04.81" S

Longitud Oeste: 79° 50' 21.01" W

Altitud: 60 msnm

Se encuentra distante a 14.5 km de la obra, ubicada a 1.5 km de la margen derecha de la antigua carretera antigua panamericana norte. Se trata de una elevación geológica prominente de la formación Chimú, constituida básicamente por material afirmado de naturaleza gravo arcillosa, la misma que ha venido siendo explotada para diferentes obras, por diferentes entidades públicas y que es susceptible de explotar por corte con maquinaria en volúmenes superiores a los 70,000 m³. También se observa presencia de roca fija, de mediana calidad, que puede ser explotada por voladura controlada.

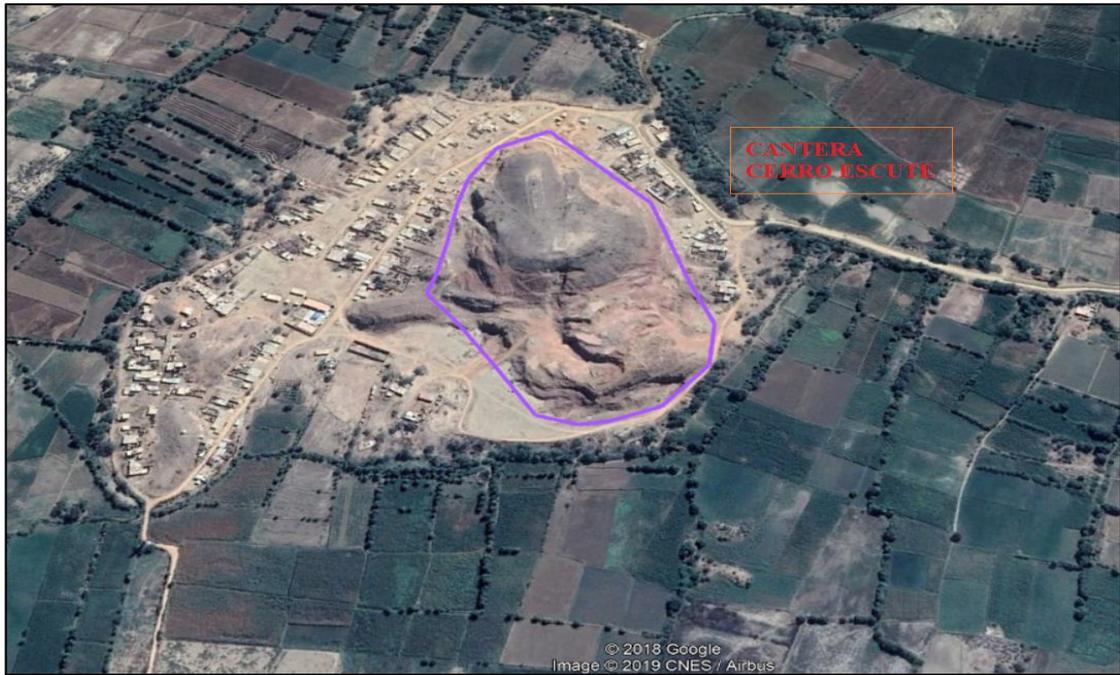


Figura 50. Ubicación de cantera cerro Escute.
Fuente: (Google Earth)



Figura 51. Visita a cantera cerro Escute.
Fuente: Propia



Figura 52. Calicata 1 y 2 en cantera Cerro Escute
Fuente: Propia

1.3.5.2.2. Cantera R-21

Cantera ubicada en el flanco Oeste del cerro El Gigante, a 500 m de la margen derecha km 21 de la carretera Pátapo – Batan grande, distante a 22 km del frente de obra. Este tipo de roca tiene una formación geológica predominantemente masiva de litología “Tonalita”. Esta cantera tendrá que ser explotada por método de voladura controlada, el acceso a esta cantera será a través del camino de servicio de la reserva natural del bosque Pómac, distante a 6.5 km en su mayor parte formada por material afirmado, en la cual se le deberá aplicar un mantenimiento hasta la salida por el sector Zaranda a partir de allí se continuará vía asfaltado en regular estado de conservación. Esta cantera cuenta con un volumen aproximado a explotar 80 000m³.

Ubicación Política:

Provincia: Lambayeque

Latitud Sur: 6° 34' 05.08" S

Longitud Oeste: 79° 41' 56.44" W

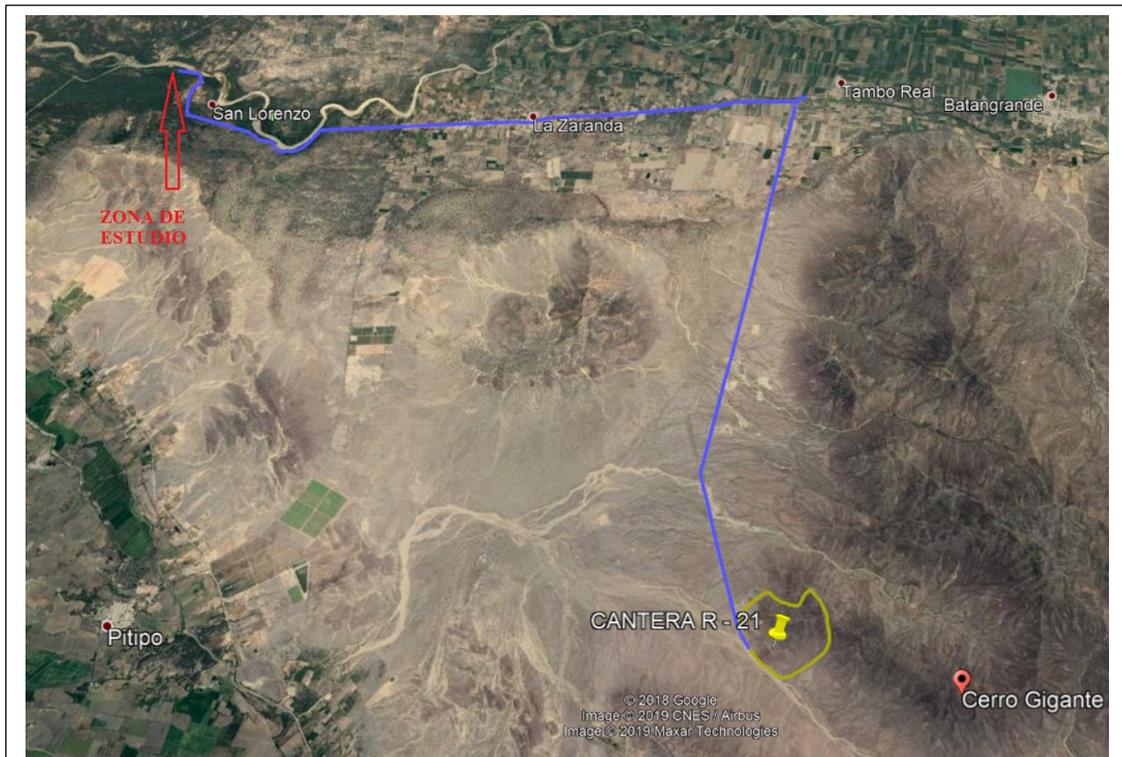


Figura 53. Ubicación de cantera R - 21
Fuente: (Google Earth)



Figura 54. Visita a Cantera R - 21.
Fuente: Propia



Figura 55. Extracción de piedra – Cantera R - 21.
Fuente: Propia

1.4. Formulación del Problema

¿Cuáles son los criterios hidrológicos, hidráulicos y geotécnicos necesarios para el diseño de la defensa ribereña en el río La Leche, tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz-Íllimo-Lambayeque?

1.5. Justificación e importancia del estudio

1.5.1. Social y económico.

Con esta investigación se mejorará la actividad agrícola de Íllimo, ya que se cuidará el desbordamiento del caudal cerca de la zona de encauzamiento de la bocatoma Huaca de la Cruz con el planteamiento de una defensa ribereña, lo que permitirá una eficiente captación del caudal para distribuir de la mejor manera a las áreas de sembríos de la zona.

Al mismo tiempo se cuidará el colapso de las áreas arqueológicas (huacas) frente a desbordamientos del caudal.

1.5.2. Tecnológico.

La defensa ribereña a proponer se desarrolla dentro de la ingeniería hidráulica, así mismo abarca parte de la hidrología e ingeniería geotécnica, del modo tal que se emplearán equipos y softwares según sea el caso. Los softwares a emplear son el Civil 3D, Hec Ras, Slide, con el fin de obtener un diseño eficiente, propio del siglo XXI y dejar de lado a los modelos y/o diseños empíricos.

Para el análisis de las muestras de suelo, se realizará con el equipamiento que cuenta el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Señor de Sipán. Y para el análisis de las muestras de roca, se utilizará el laboratorio de mecánica de rocas, mineralogía de la Universidad Cesar Vallejo – Filial Chiclayo.

1.5.3. Ambiental.

Esta investigación contribuirá la diversidad biológica de fauna y flora de las áreas del bosque de Pómac colindantes al tramo en estudio, frente a un eventual fenómeno de “El Niño”.

1.6.Hipótesis

El diseño de la defensa ribereña con enrocado cumple con los criterios hidrológicos como es el caudal de diseño, criterios hidráulicos como los resultados obtenidos de la evaluación hidráulica para determinar la sección transversal más óptima de la defensa ribereña, y criterios geotécnicos como las características obtenidas de los ensayos de mecánicas del suelo y de las rocas.

1.7.Objetivos

1.7.1. Objetivo General.

Realizar el diseño de una defensa ribereña con enrocado en el río La Leche, tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz – Íllimo – Lambayeque.

1.7.2. Objetivos Específicos.

- a. Realizar el levantamiento topográfico del área en estudio.
- b. Realizar el estudio hidrológico.
- c. Realizar la evaluación hidráulica del río La Leche en la zona de estudio.
- d. Estudiar las características mecánicas del suelo y de las rocas.
- e. Realizar el diseño de la defensa ribereña con enrocado.
- f. Analizar la estabilidad de la defensa ribereña.
- g. Determinar el presupuesto total de la obra.

II. MATERIAL Y MÉTODO

2.1. Tipo y Diseño de Investigación

2.1.1. Tipo de investigación.

Es de tipo cuantitativa - tecnológica, ya que se orienta a efectuar la recolección de datos del estudio de topografía, del estudio hidrológico, del estudio de mecánica de suelos y rocas teniendo como base la medición numérica y el análisis estadístico. Asimismo, en la parte tecnológica se utilizará el uso de softwares para el modelamiento hidráulico, para el diseño y análisis de estabilidad de la defensa ribereña y para la obtención del presupuesto del proyecto.

2.1.2. Diseño de investigación.

El diseño de la investigación es Experimental (Cuasi – Experimental), porque se manipulan las variables independientes como el caudal, suelo y roca, para analizar sus efectos sobre la variable dependiente que el diseño de la defensa ribereña.

2.2. Población y muestra

2.2.1. Población.

Río La Leche (tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz).

2.2.2. Muestra.

Tramo aguas arriba de la bocatoma Huaca de la Cruz que comprende la progresiva km 0+000 – km 0+810 de la margen izquierda, tramo donde se ubicará la defensa ribereña.

2.3. Variables, Operacionalización

2.3.1. Variables.

2.3.1.1. *Variable independiente.*

Caudal, suelo y roca.

2.3.1.2. *Variable dependiente.*

Defensa Ribereña con enrocado

2.3.1.3. *Definición conceptual.*

Tabla 11

Definición conceptual de las variables

Término	Definición
Hidráulica Fluvial	Trata del estudio del comportamiento de los ríos como son las velocidades, caudales, capacidad de transporte de sedimento y técnicas de protección ante la erosión y socavación. (Flores, 2015).
Hidrología	Ciencia que estudia la circulación, ocurrencia, distribución superficial, propiedades físicas, químicas del agua y su conexión con el medio ambiente (Villón, 2002).
Socavación	Es un proceso donde el nivel natural del lecho desciende a una cierta profundidad que está en función de la capacidad erosiva y abastecimiento de sedimento de la corriente. (Flores, 2015).
Caudal máximo	Es el gasto o aporte máximo de agua en determinados periodos.
Suelo	Degradación natural del suelo, transportado por acción del viento o agua. (García y Masa, 1985).
Defensa ribereña con enrocado	La defensa ribereña con enrocado es una estructura hidráulica ubicada en los márgenes del río, cuya función principal es de evitar los desbordes ante el paso de máximas avenidas y la erosión provocado que se ejerce ante estos fenómenos hidrológicos (Maccaferri, 2008).

Fuente: Elaboración Propia

2.3.2. Operacionalización.

Tabla 12

Variable independiente

VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADORES	ÍNDICE	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
Caudal	Máximo	Volumen	m ³	Observación y análisis de documentos	Guía de análisis de documentos	Recolección de Datos
		Tiempo	s			
Suelo	Ensayos	Contenido de humedad	%	Observación y análisis de documentos	Guía de observación - Análisis de documentos - Recolección de datos	Formatos y ensayos realizados. Fuente: NTP, “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones” (Braja M. Das).
		Peso específico	Kg/cm ²			
		Granulometría	mm			
		Límite Líquido	%			
		Límite Plástico	%			
		Índice plástico	%			
		Próctor Modificado	% g/cm ³			
		Corte Directo	Grados Kg/cm ²			

Roca	Ensayos	Gravedad específica	g/cm ³	Observación y análisis de documentos	Guía de observación - Análisis de documentos - Recolección de datos	Formatos y ensayos realizados. Fuente: NTP, “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones” (Braja M. Das).
		Absorción de los agregados	%			
		Desgaste de los ángeles	%			
		Corte directo	Grados Kg/cm ²			
		Comprensión simple	Kg/cm ²			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13*Variable dependiente*

VARIABLE DEPENDIENTE	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB - INDICADORES	ÍNDICE	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
Defensa Ribereña	Software	Diseño de estructura	River	m	Observación y análisis de documentos	Guía de observación - Análisis de documentos - Recolección de datos	Manual del software Slide, y River.
		Análisis de estabilidad	Slide	F.S.			

Fuente: Elaboración propia

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

2.4.1. Técnicas de recolección.

2.4.1.1. Observación.

Permitió observar en algunos tramos el deslizamiento del talud al cauce del río, siendo éste conformado de arenas finas, aguas arriba de la bocatoma huaca de la cruz se observó que ambos márgenes se encuentran en muy bajo nivel con respecto al nivel de la base, además se observó defensas ribereñas con sacos de arena en un tramo del margen derecho aguas abajo. Por otra parte, a lo largo del cauce del río, existe un conjunto de estructuras funerarias de adobe de forma piramidal conocidas como “huacas” que son básicamente del periodo Sicán, estas estructuras se encuentran dentro del ámbito del santuario Histórico Bosque Poma. Actualmente la huaca el Oro se encuentra en inminente riesgo, estando muy próximo su plataforma de ésta al cauce del río en su margen derecha aguas abajo.

2.4.1.2. Análisis documental.

Para la presente investigación se utilizó información como: datos hidrométricos, pluviométricos adquiridos de Senamhi, libros, tesis, artículos, normas, etc., relacionados con el tema de investigación, con el fin de recopilar una información clara y precisa para la realización de un adecuado estudio.

2.4.1.3. Visitas de campo.

Las visitas de campo serán para poder realizar los estudios del proyecto, así como levantamiento topográfico, recolección de muestras de suelo del lecho del río La Leche y de la cantera Escute para su posterior análisis en el laboratorio de mecánica de suelos de la USS, y recolección de muestras de roca de la cantera R21 para su análisis en el laboratorio de mecánica de rocas y mineralogía de la UCV – Filial Chiclayo.

2.4.1.4. Entrevistas.

Las cuales fueron aplicadas a ingenieros especialistas en Hidráulica de la USS (Ing. Omar Coronado Zuloeta, Ing. Guillermo Arriola Carrasco), al M. Sc. Ing. Sócrates Pedro Muñoz Pérez especialista en el área de geotecnia, y al técnico laboratorista (Téc. Wilson Olaya Aguilar).

2.4.2. Instrumentos de recolección de datos.

2.4.2.1. Equipos, materiales, programas y formatos.

Los materiales y equipos a usar son:

- a. Equipos topográficos.
- b. Equipos del laboratorio.
- c. Equipos Fílmicos y Fotográficos.

Asimismo, se utilizarán los programas siguientes:

- a. Software Microsoft Office
- b. AutoCad civil 3D 2016.
- c. Software S10
- d. Hec – Ras v 5.0.1
- e. Slide v 6.0

Formatos a emplear para el cálculo y análisis.

- a. Formatos para la topografía.
- b. Formatos para el estudio de suelos.
- c. Formatos para el estudio de roca.

2.4.2.2. Guía de análisis de documentos.

Se tuvo que revisar las normas técnicas apropiadas, tesis, manuales, los que nos facilitaron realizar el diseño de la defensa ribereña, entre estas normas tenemos la NTP 339.128, NTP 339.131, ASTM D 2216, entre las tesis tenemos “Diseño de enrocados de protección de la relávela la Esperanza- Río Tulumayo” (Maldonado, 2016), “Propuesta y análisis de diseño de defensas ribereñas en el río Ilave zona rural C.P. Santa Rosa de Huayllata-Ilave” (2015), “Diseño hidráulico y estructural de la defensa ribereña del río Nepeña” (Otiniano y Cielo, 2016), en los manuales tenemos el Manual de ensayos de materiales (MTC, 2016) y el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC, 2011), entre otros libros tenemos el libro de “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones” (Braja M. Das) y para el cálculo del caudal máximo se utilizó libros como Hidrología Estadística (Villón, 2007), Hidrología (Villón, 2002), Hidrología Aplicada (Ven Te Chow, Maidment, Mays, 1994).

2.5. Procedimientos de análisis de datos

2.5.1. Análisis estadístico de datos.

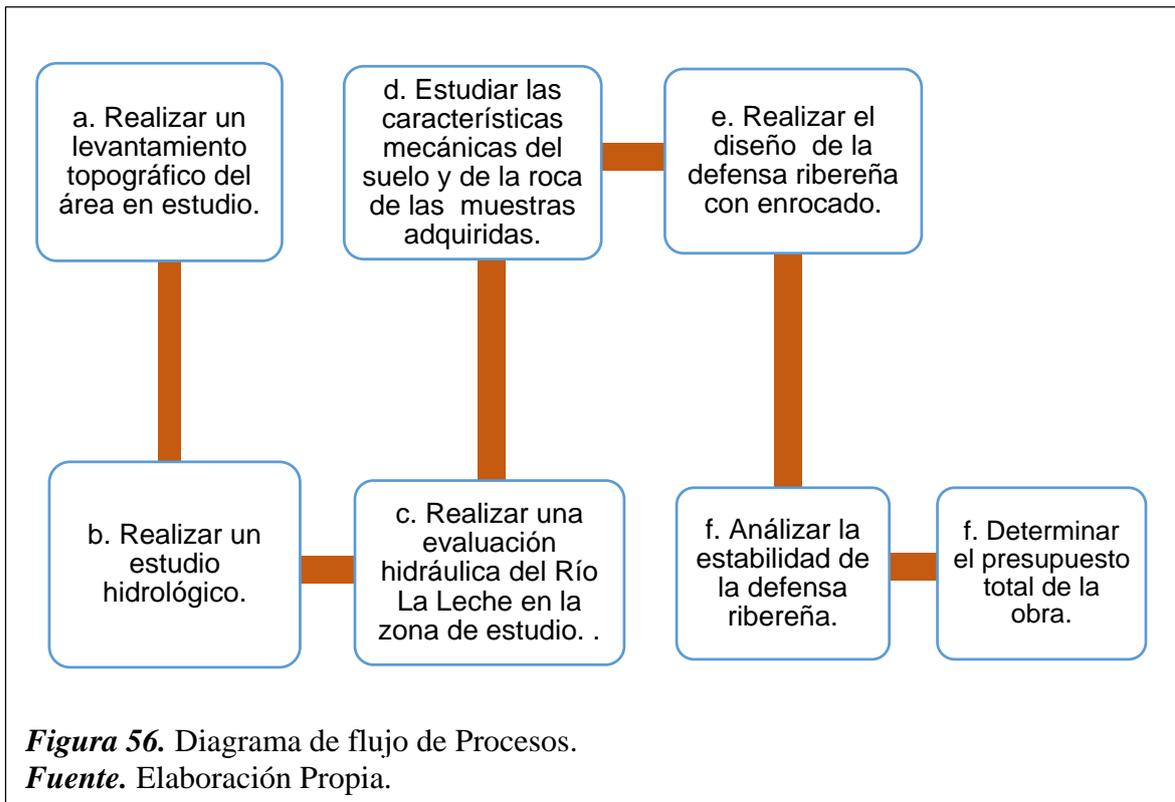
La data hidrométrica y pluviométrica de la cuenca del río La Leche obtenidos del SENAMHI, se procesó mediante el software Microsoft Excel 2016, y se logró calcular el caudal de diseño

Los valores producto de los ensayos de laboratorio fueron plasmados en gráficos, este es el caso de la curva de granulometría, próctor modificado, corte directo, etc.

2.5.2. Interpretación de datos.

Posteriormente se procedió a comparar los resultados tal es el caso del análisis de propuesta de defensa ribereña que se optó.

2.5.3. Diagrama de flujo de procesos.



2.6. Criterios éticos

2.6.1. Ética de recolección de datos.

Para el EMS y de rocas se respetará la NTP, donde todos los ensayos experimentales se realizan con equipos calibrados certificados.

Para el estudio de levantamiento topográfico, el equipo a utilizar tiene que estar calibrado.

Se contará con base teórica actualizada y confidencial permitiendo recopilar la información necesaria para la presente investigación.

2.6.2. Ética de publicación.

Para realizar una publicación de nuestra investigación se respetó todos los parámetros o requisitos de investigación exigidos por la USS, entre ellos pasar nuestro contenido por el programa Turnitin que es un software antiplagio.

2.6.3. Ética de aplicación.

Nuestra investigación es de impacto social, económico, tecnológico y ambiental; además será acorde al código de ética profesional de la especialidad de ingeniería civil, el cual será tomado en cuenta a medida que sea aplicable en el proyecto.

2.7. Criterios de Rigor científico

2.7.1. Generalidades.

Con las entrevistas se determinaron respuestas según el cuestionario propuesto, permitiendo dar resultados satisfactorios externos luego de que se comparó con las referencias teóricas analizadas en la presente investigación.

2.7.2. Criterios de Confiabilidad.

La confiabilidad de nuestra investigación está en función de los datos confiables recopilados ya sea en campo o en laboratorio. Ya que se tomaron criterios basados en la normativa según corresponda. Este procedimiento aportará a un óptimo desarrollo para la investigación lo que asegura la precisión, exactitud y confiabilidad de los resultados.

2.7.3. Criterios de Credibilidad.

La obtención de información servirá para un análisis correcto e interpretación adecuado y el trabajo realizado en campo, será recopilado teniendo en cuenta que se cuente con la información actualizada, para tener cuidado con los datos en el diseño de la estructura de protección.

III. RESULTADOS

3.1.Resultados en Tablas y Figuras

3.1.1. Realización del levantamiento topográfico del área en estudio.

A. *Procesamiento de la data topográfica (primera etapa o condiciones reales).*

En el siguiente cuadro se mostrarán los resultados obtenidos del levantamiento topográfico y su posterior procesamiento en el software Autocad Civil 3D 2016:

Tabla 14

Datos obtenidos del levantamiento topográfico del área en estudio

Número de puntos	1066 (ver anexo de topografía)		
Elevación del terreno	Máximo: 58.917 m.s.n.m Mínimo: 45.788 m.sn.m		
Longitud del río en estudio	2 km		
Curvas de nivel	Curvas menores a cada 0.50 m Curvas mayores a cada 2.50 m		
Sistema de coordenadas	WGS84 datum, 17S		
Descripción	NORTE (m)	ESTE (m)	ELEVACION (m.s.n.m)
BM – 01 (Barraje fijo de la Bocatoma Huaca de la Cruz)	9284353.07	632801.05	53.02
Estación 01	9284165.00	632997.00	56.00
Estación 02	9284227.28	633568.00	55.14
Estación 03	9284428.55	632760.39	53.15
Estación 04	9284248.36	633793.36	55.15
Estación 05	9284311.89	632724.72	52.32
Estación 06	9284283.49	632062.07	50.59
Estación 07	9284465.74	632499.65	52.30
Estación 08	9284264.45	632231.87	47.28
Estación 09	9284206.54	632456.34	47.78
Estación 10	9284189.86	632514.99	48.51
Estación 11	9284240.02	632660.95	50.39
Estación 12	9284311.92	632709.98	52.85

Fuente. Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016

Luego de procesar la data topográfica se obtuvo lo siguiente:

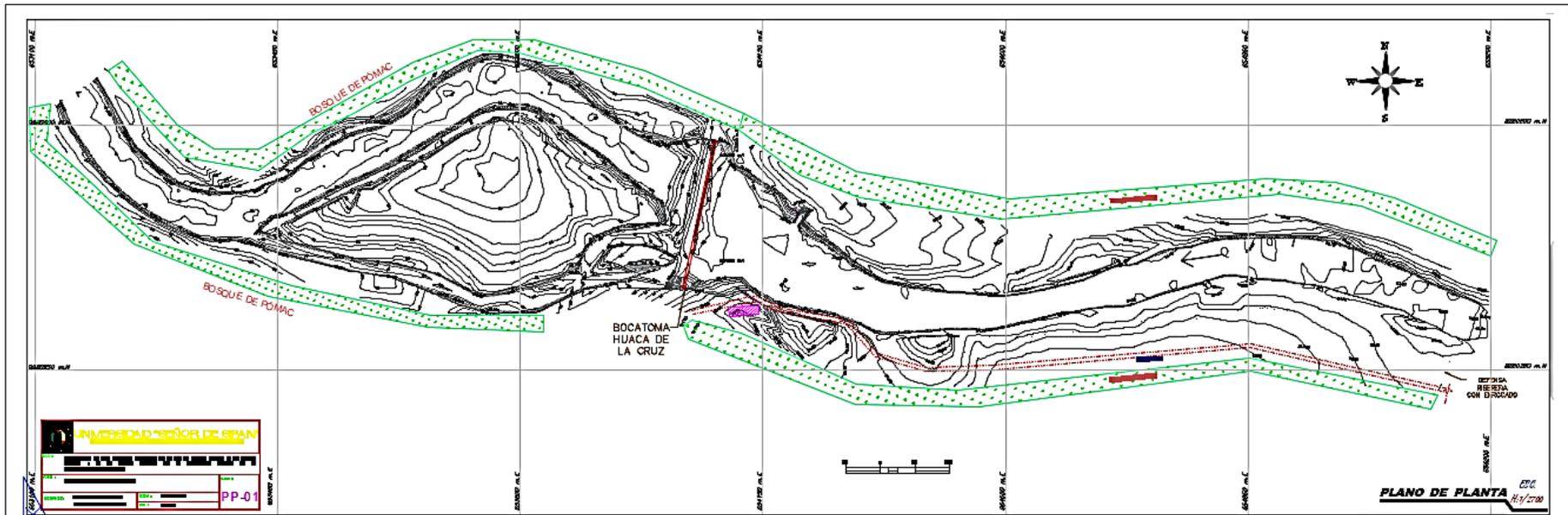


Figura 57. Curvas de nivel del tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz – Condiciones reales.
Fuente: Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016

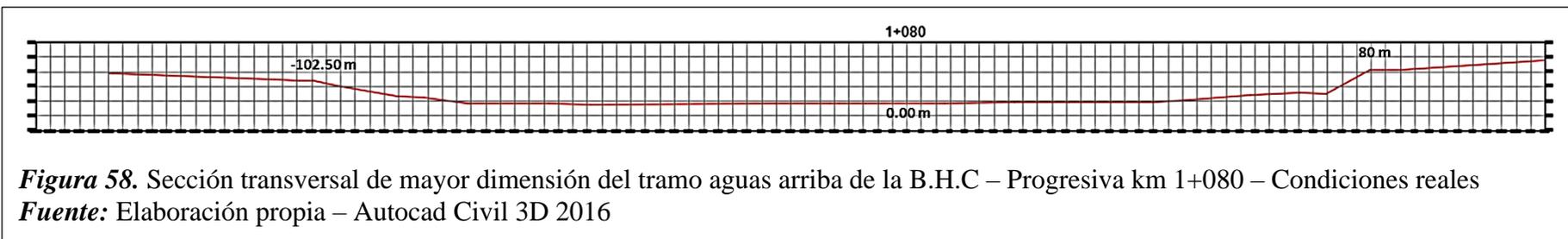
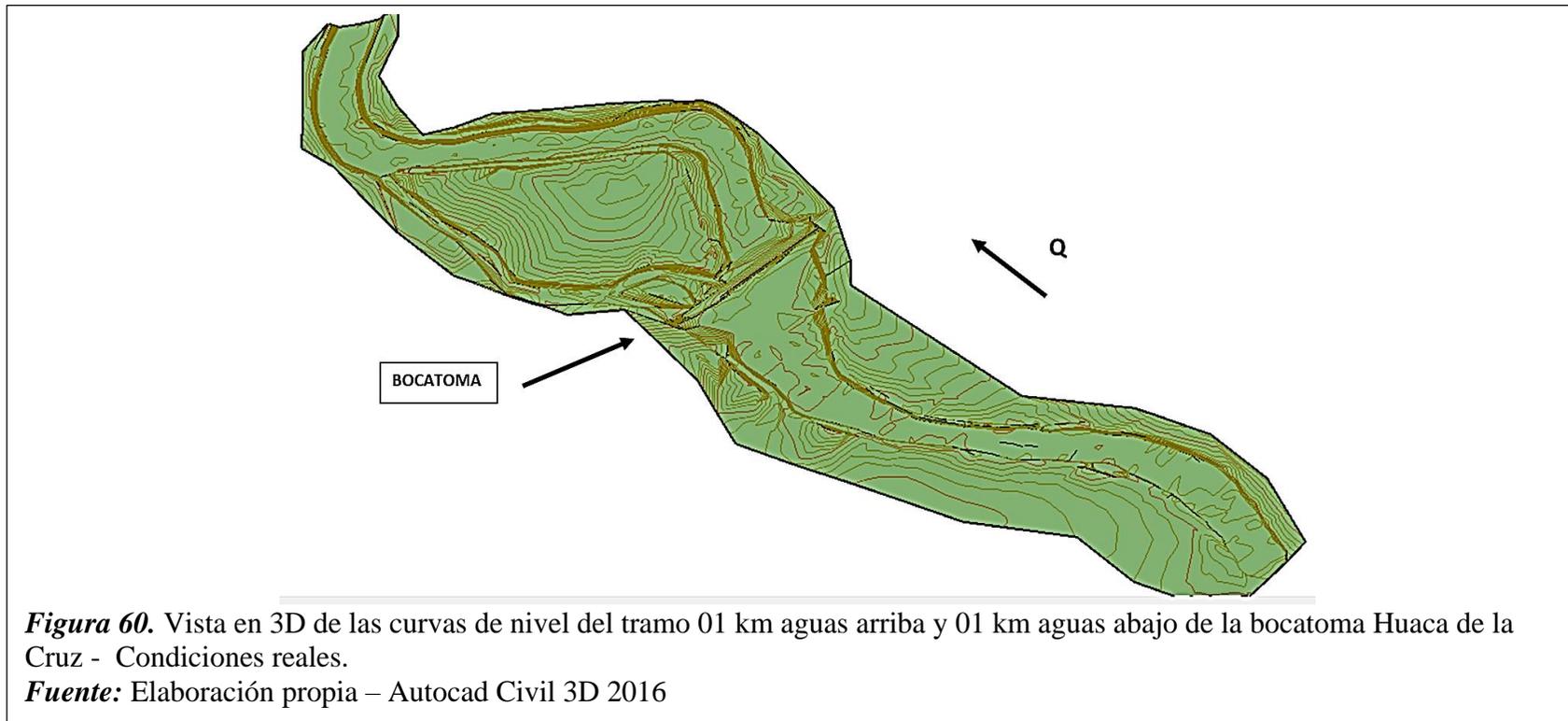
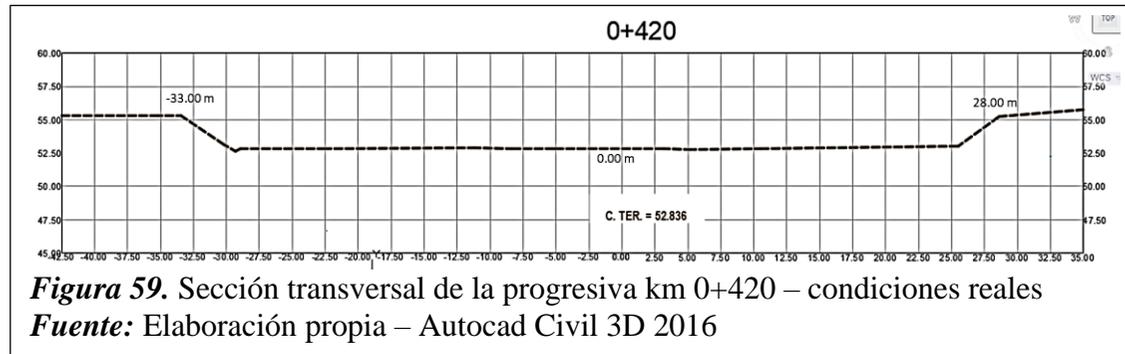


Figura 58. Sección transversal de mayor dimensión del tramo aguas arriba de la B.H.C – Progresiva km 1+080 – Condiciones reales
Fuente: Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016



B. Procesamiento de la data topográfica (Propuesta o segunda etapa).

Se presenta a continuación la superficie de la zona en estudio que incluye el ancho estable y la defensa ribereña con enrocado.

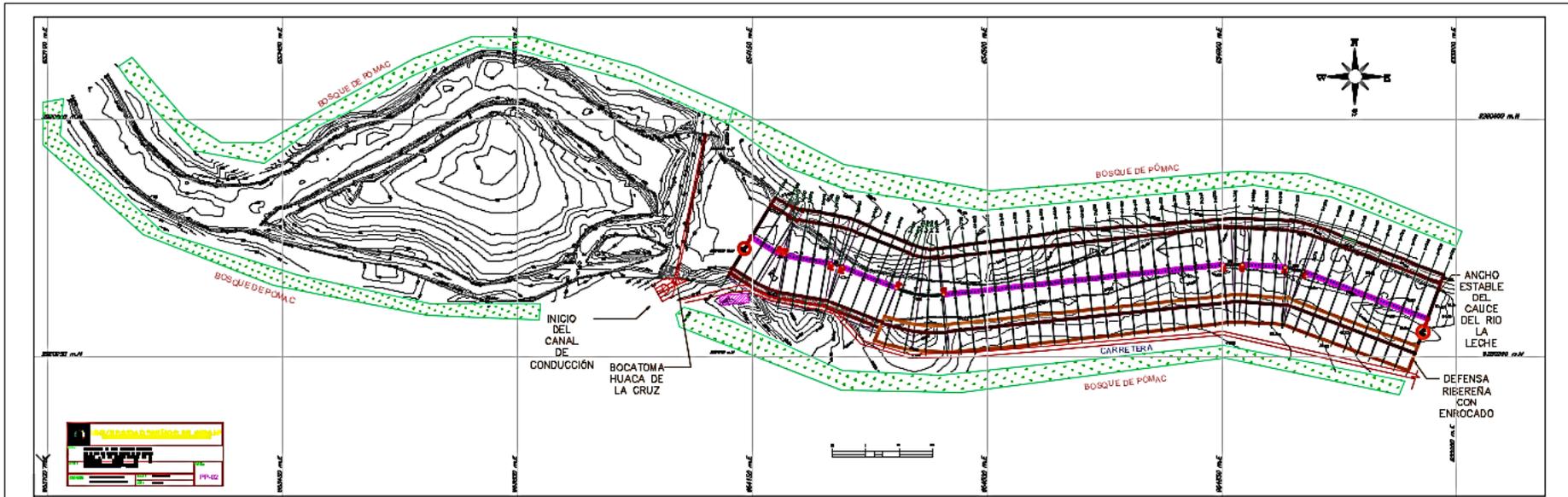


Figura 61. Curvas de nivel del tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz –Segunda etapa o propuesta
Fuente: Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016

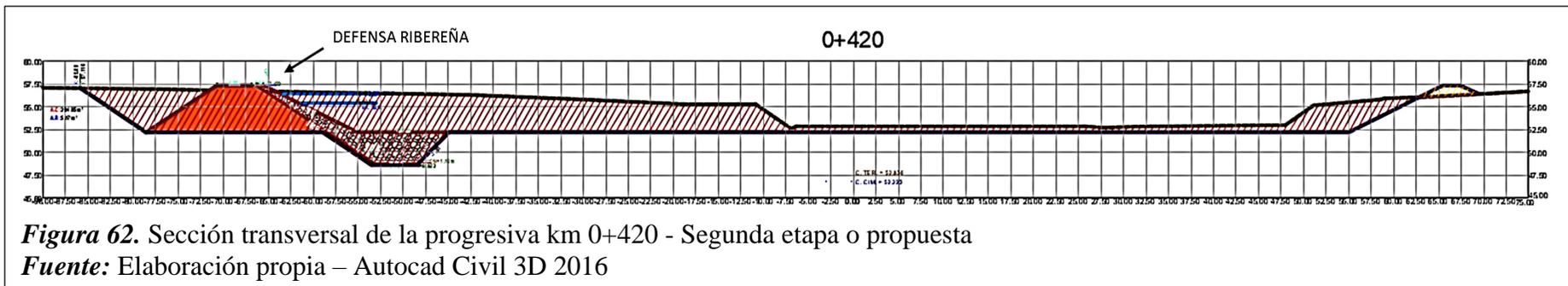


Figura 62. Sección transversal de la progresiva km 0+420 - Segunda etapa o propuesta
Fuente: Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016

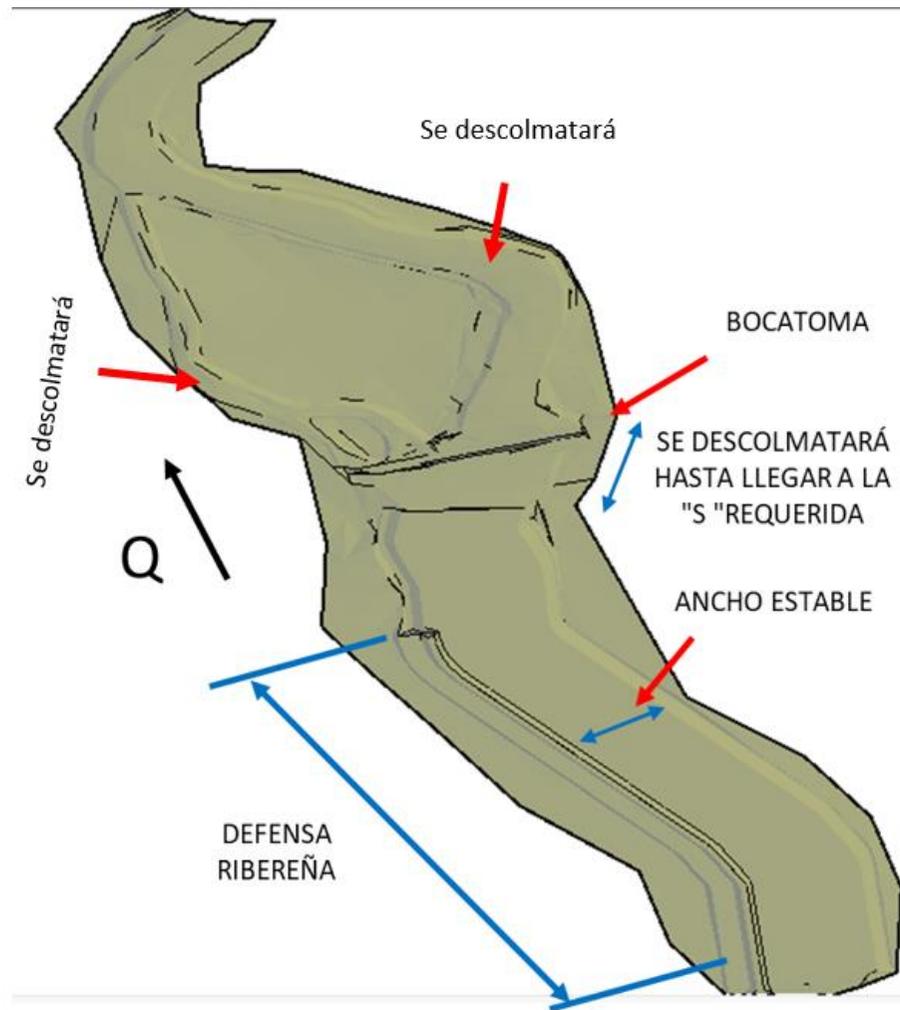


Figura 63. Vista en 3D de las curvas de nivel del tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la bocatoma Huaca de la Cruz - Segunda Etapa.

Fuente: Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016

3.1.2. Realización del estudio hidrológico.

3.1.2.1. Parámetros de forma de la cuenca.

Por la significancia en conocer las características de la cuenca en estudio, se ha logrado obtener los parámetros de la cuenca y las características de la red de drenaje. Por tanto; los principales parámetros de forma son:

Tabla 15

Parámetros de forma de la cuenca en estudio

PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA		
Perímetro de la cuenca	240.82 Km	
Área total de la cuenca	1,661.60 Km ²	
Longitud del río principal	90.13 Km	
Ancho promedio de la cuenca	24.45 Km	
Coefficiente de compacidad	1.67	Cuenca alargada cercano a 2 ; Reducción de probabilidad de que sean cubiertas en su totalidad por una creciente máxima.
Factor de forma	0.15	Cuenca de forma alargada, estando sujeta a menores crecientes continuas.
Radio de Circularidad	0.0002 Km	Cuenca de forma alargada al estar por debajo de 0.785.

Fuente: Elaboración Propia - ArcGis V.10.5.

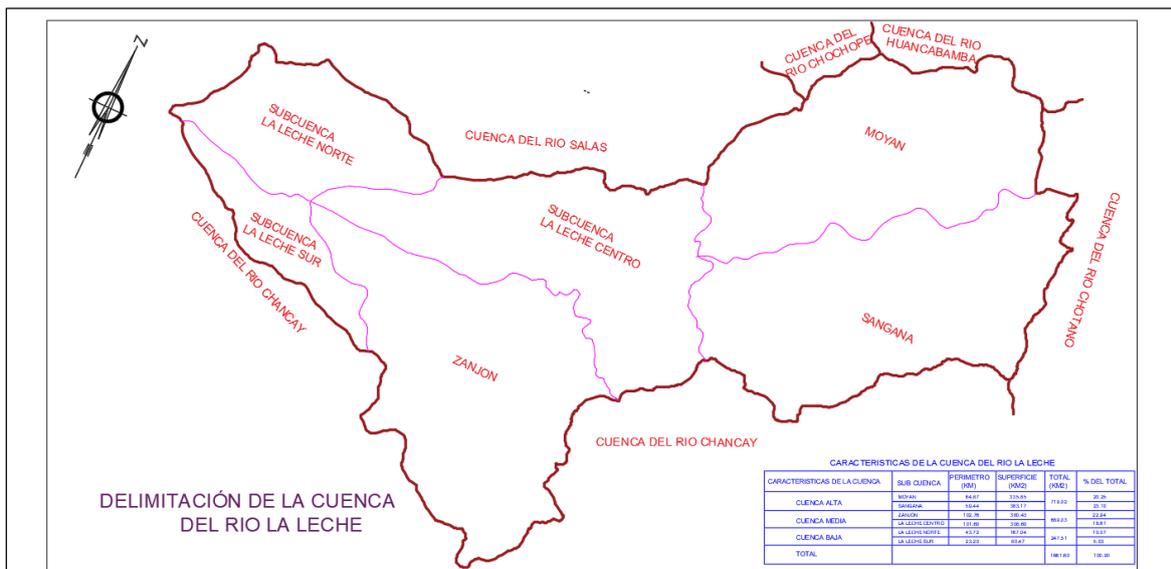


Figura 64. Delimitación de la Cuenca del Río La Leche

Fuente: Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016

Tabla 16

Parámetros de forma de la cuenca hasta el punto de aforo

PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA HASTA EL PUNTO DE AFORO		
Área de cuenca	860.47	Km ²
Perímetro de cuenca	135.68	Km
Longitud mayor del río	42.51	Km
Cota inicial	200.00	m.s.n.m.
Cota final	3600.00	m.s.n.m.
Pendiente	0.07998	m/m

Fuente: Elaboración Propia - Autocad Civil 3D 2016

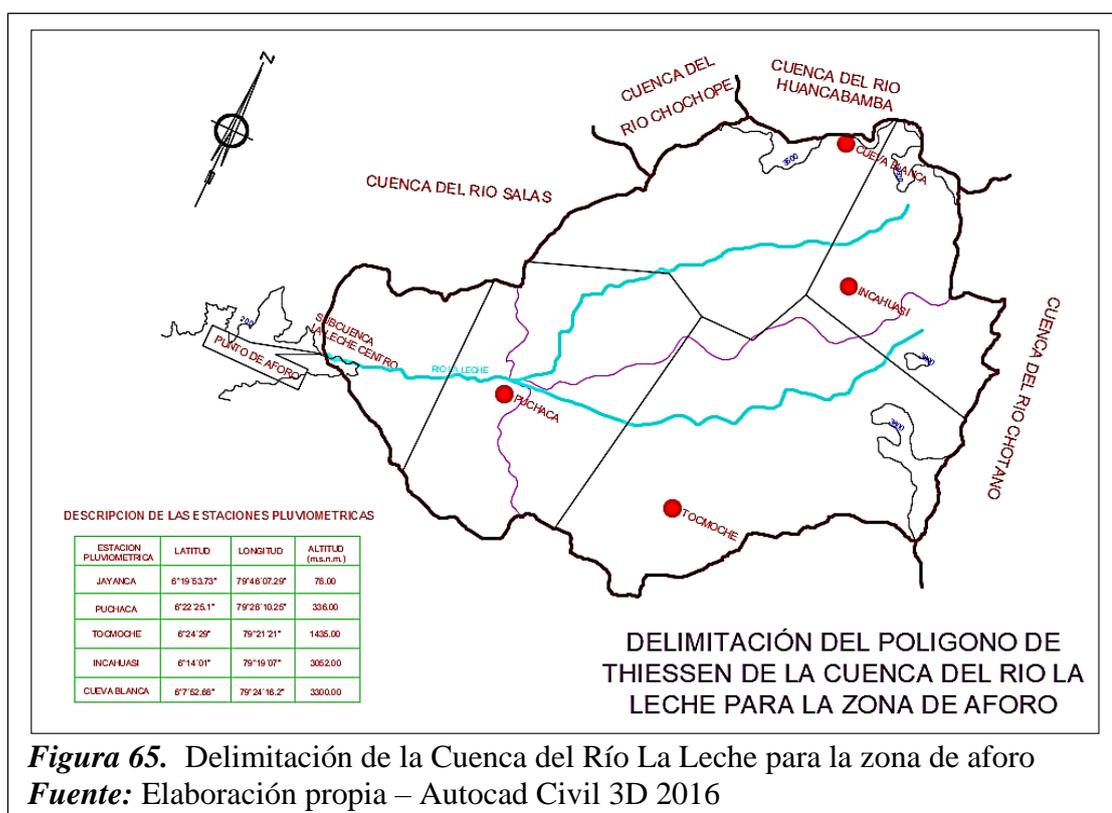


Figura 65. Delimitación de la Cuenca del Río La Leche para la zona de aforo

Fuente: Elaboración propia – Autocad Civil 3D 2016

3.1.2.2. Parámetro de relieve de la cuenca.

A. Curva Hipsométrica.

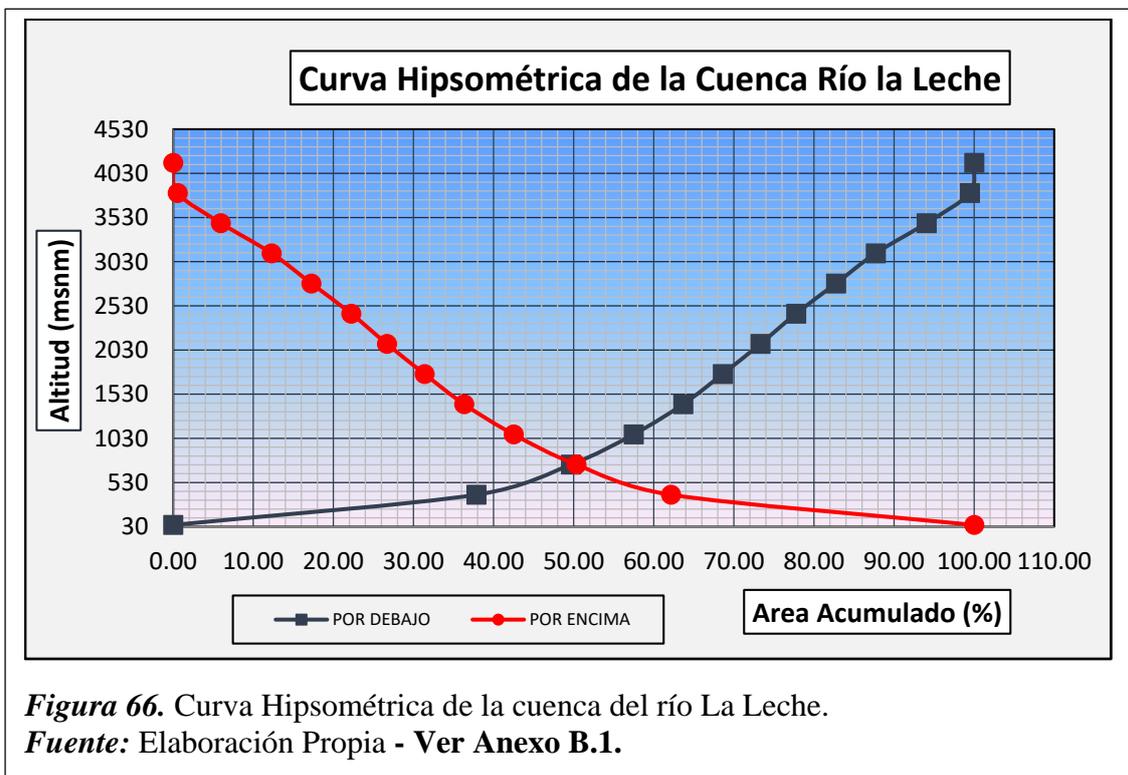
Tabla 17

Áreas parciales y acumuladas – Curva Hipsométrica

ALTITUD m.s.n.m.	AREAS		AREAS ACUMULADAS			
	PARCIALES Km2	(%)	POR DEBAJO (KM2)	(%)	POR ENCIMA KM2	(%)
50	0.00	0.00	0.00	0.00	1666.91	100.00

392	630.88	37.85	630.88	37.85	1036.03	62.15
733	196.89	11.81	827.77	49.66	839.14	50.34
1075	130.58	7.83	958.35	57.49	708.56	42.51
1417	102.97	6.18	1061.32	63.67	605.59	36.33
1758	82.41	4.94	1143.73	68.61	523.18	31.39
2100	78.51	4.71	1222.24	73.32	444.67	26.68
2442	74.19	4.45	1296.43	77.77	370.48	22.23
2783	83.00	4.98	1379.43	82.75	287.48	17.25
3125	82.78	4.97	1462.21	87.72	204.70	12.28
3467	105.61	6.34	1567.82	94.06	99.09	5.94
3808	90.03	5.40	1657.85	99.46	9.06	0.54
4150	9.06	0.54	1666.91	100.00	0.00	0.00
TOTAL	1666.91	100.00				

Fuente: Elaboración Propia – ArcGis V.10.5



B. Altitud de Frecuencia Media.

Frecuencia media correspondiente a 750 msnm. Ver Anexo B.1.

C. Polígono de Frecuencia.

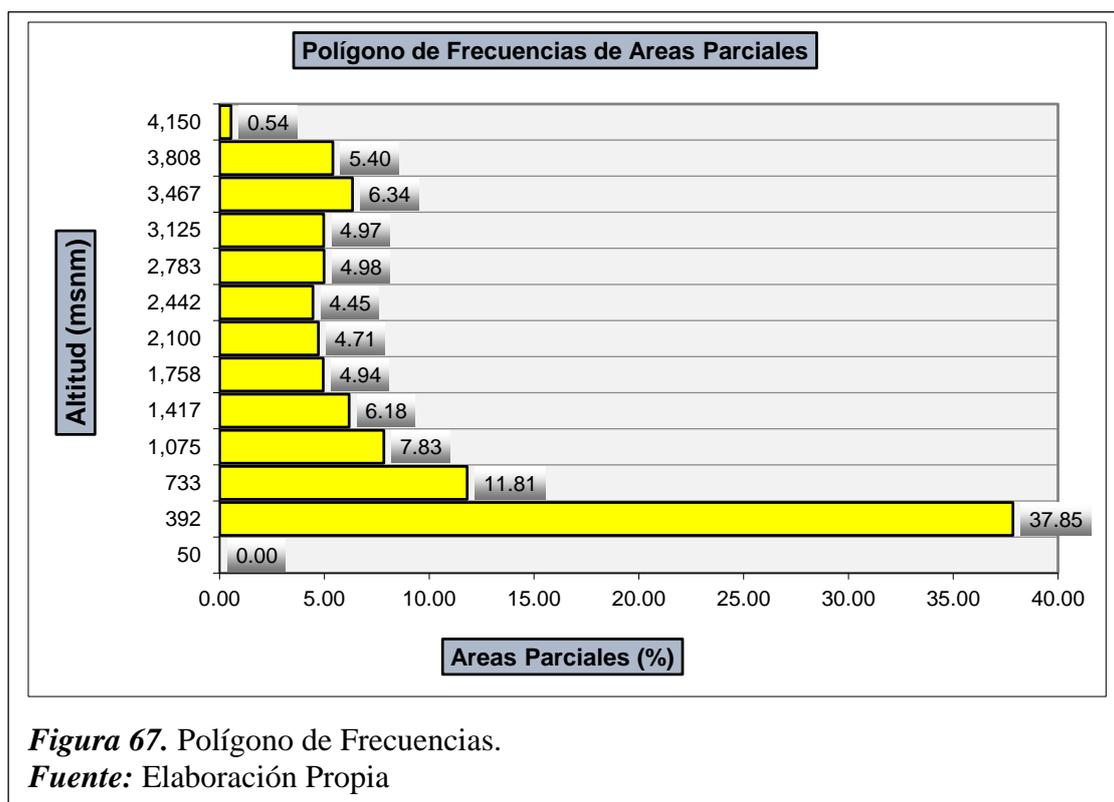


Figura 67. Polígono de Frecuencias.

Fuente: Elaboración Propia

La cuenca del río la leche tiende a presentar una tendencia de concentración superficial (37.85%) en la parte baja de la cuenca, hasta una altitud de 391.70 msnm. **Ver Anexo B.1.**

D. Altitud Media Ponderada (Hm).

La cuenca en estudio presenta una altitud media ponderada de 1,271.94 msnm. **Ver Anexo B.1.**

E. Pendiente media de la cuenca en estudio.

La pendiente media de 0.0388 m/m. **Ver Anexo B.1.**

F. Pendiente del río principal.

La pendiente del río en el tramo de estudio se realizó por medio de la ecuación de Taylor y Schwarz.

La pendiente media en el tramo analizado es 0.00157 m/m. **Ver Anexo B.1.**

G. Estimación del coeficiente de rugosidad.

Se realizó por medio del método de Cowan.

El coeficiente de rugosidad en el tramo de estudio del río la leche es 0.030. **Ver Anexo**

B.2.

3.1.2.3. Cálculo del caudal de diseño.

3.1.2.3.1. Estudio hidrométrico

De la estación Puchaca se utilizó los caudales máximos por año, siendo ésta la única estación hidrométrica que cuenta la cuenca. El número de registros de caudales son 58 años desde 1960 – 2017.

Tabla 18

Descargas máximas anuales- Estación Puchaca (m^3/s)

Año	Q máx.	Año	Q máx.
1960	26.88	1989	59.03
1961	37.22	1990	30.91
1962	41.80	1991	40.50
1963	27.20	1992	58.13
1964	38.48	1993	53.31
1965	55.88	1994	51.78
1966	34.53	1995	37.59
1967	34.75	1996	43.25
1968	26.59	1997	21.00
1969	55.13	1998	1000.00
1970	48.21	1999	62.38
1971	121.25	2000	155.00
1972	141.31	2001	500.00
1973	105.20	2002	301.88
1974	58.22	2003	105.25
1975	210.13	2004	24.99
1976	47.00	2005	40.00
1977	72.30	2006	250.00
1978	68.73	2007	26.00
1979	48.40	2008	147.50
1980	34.35	2009	96.58

1981	47.31	2010	66.56
1982	24.82	2011	62.03
1983	215.81	2012	72.79
1984	114.54	2013	81.84
1985	40.88	2014	50.00
1986	32.00	2015	190.00
1987	49.08	2016	74.85
1988	27.08	2017	784.51

Fuente: SNIRH (Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos) del ANA (Autoridad Nacional del agua).

A. *Análisis de consistencia.*

Recopilada la información hidrométrica, se realizó el análisis de consistencia con el objetivo de evaluar la no homogeneidad en una serie de tiempo hidrológica de los registros aforados en la estación Puchaca.

Los caudales adquiridos por el SNIRH (Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos) del ANA (Autoridad Nacional del Agua) se corrigió por el análisis de consistencia en dos etapas 1960 - 1997 y 2002-2016, debido que, en los años 1998 al 2001 y 2017 se produjeron las máximas descargas. **Ver Anexo B.3.1.**

Tabla 19

Caudales corregidos - Estación Puchaca (m^3/s).

Año	Q Corr.	Año	Q Corr.
1960	10.77	1989	59.03
1961	61.04	1990	30.91
1962	83.31	1991	40.50
1963	12.33	1992	58.13
1964	67.16	1993	53.31
1965	151.76	1994	51.78
1966	47.96	1995	37.59
1967	49.03	1996	43.25
1968	9.36	1997	21.00
1969	148.11	1998	1000.00
1970	114.48	1999	62.38
1971	121.25	2000	155.00
1972	141.31	2001	500.00
1973	105.20	2002	301.88

1974	58.22	2003	105.25
1975	210.13	2004	24.99
1976	47.00	2005	40.00
1977	72.30	2006	250.00
1978	68.73	2007	26.00
1979	48.40	2008	147.50
1980	34.35	2009	96.58
1981	47.31	2010	66.56
1982	24.82	2011	62.03
1983	215.81	2012	72.79
1984	114.54	2013	81.84
1985	40.88	2014	50.00
1986	32.00	2015	190.00
1987	49.08	2016	74.85
1988	27.08	2017	784.51

Fuente: Elaboración Propia

B. Prueba de Bondad de Ajuste.

Se determinó a través de la Prueba de Kolmogorov – Smirnov; además para las probabilidades empíricas de Weibull, Hazen, California y Tukey el cálculo del valor crítico Δ_0 se desarrolló con base a 38 registros hidrométricos de acorde a la primera etapa ($N > 35$) con un nivel de significación $\alpha = 0.05$, utilizándose la siguiente expresión:

$$\Delta_{crítico} = \frac{1.36}{\sqrt{N}} = \Delta_{crítico} = 0.22062$$

Tabla 20

Resultados de Δ máximos según California, Tukey, Weibull y Hazen.

Resultados de Δ máx.	Δ Crítico
Δ máx. según California	0.21761
Δ máx. según Tukey	0.22059
Δ máx. según Weibull	0.20075
Δ máx. según Hazen	0.20446

Fuente: Elaboración Propia

Para determinar el caudal de diseño por los métodos estadísticos, la probabilidad que ocurra un caudal y el periodo de retorno se empleará el método de Weibull por presentar el menor valor estadístico de Kolmogorov - Smirnov (Δ mín.=0.20075). **Ver Anexo B.3.2.**

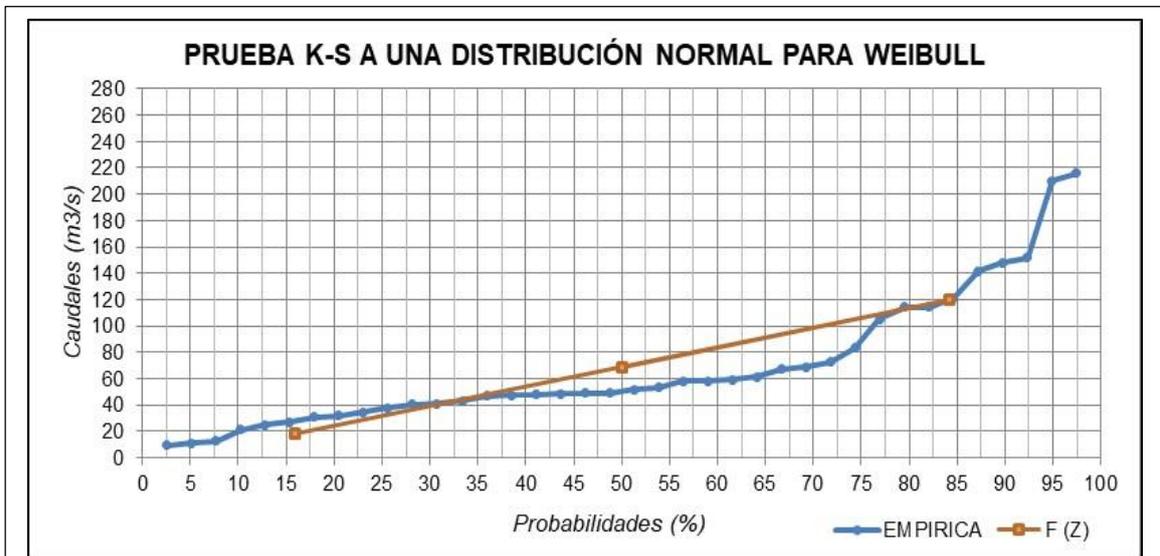


Figura 68. Prueba K-S a una distribución normal para Weibull.

Fuente: Elaboración Propia

C. Selección del periodo de retorno.

La probabilidad que no colapse la obra en su vida útil significa que no suceda un evento de magnitud mayor a la empleada en el diseño durante el primer año, segundo año y así sucesivamente; de acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se optó en considerar los siguientes valores:

Riesgo de Falla Admisible: 25%

Vida Útil a considerar (n): 40 años

$$25\% = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{40}$$

T= 139.54 Años.

T= 150 años (Periodo de retorno utilizado).

D. Análisis estadístico de datos hidrológicos.

Con los métodos de Gumbel, Levediev, Nash y Log Pearson tipo III usando los caudales máximos corregidos se estimó el caudal de diseño para distintos periodos de retorno.

Tabla 21
Caudales de diseño para determinados periodos de retorno.

(Años)	GUMBEL Qd. (m3/s)	LEVEDIEV Qd. (m3/s)	NASH Qd. (m3/s)	PEARSON III Qd. (m3/s)
5	312.21	148.82	276.33	146.74
10	430.66	307.71	373.55	237.86
25	669.32	577.29	500.30	414.50
50	770.14	783.06	595.90	606.59
100	870.96	1021.78	691.54	867.51
150	929.93	1200.79	747.54	1028.16
200	971.77	1291.18	787.31	1218.55
500	1105.05	1740.47	914.14	1610.70
1000	1205.86	1892.24	1010.24	2564.27

Fuente: Elaboración Propia

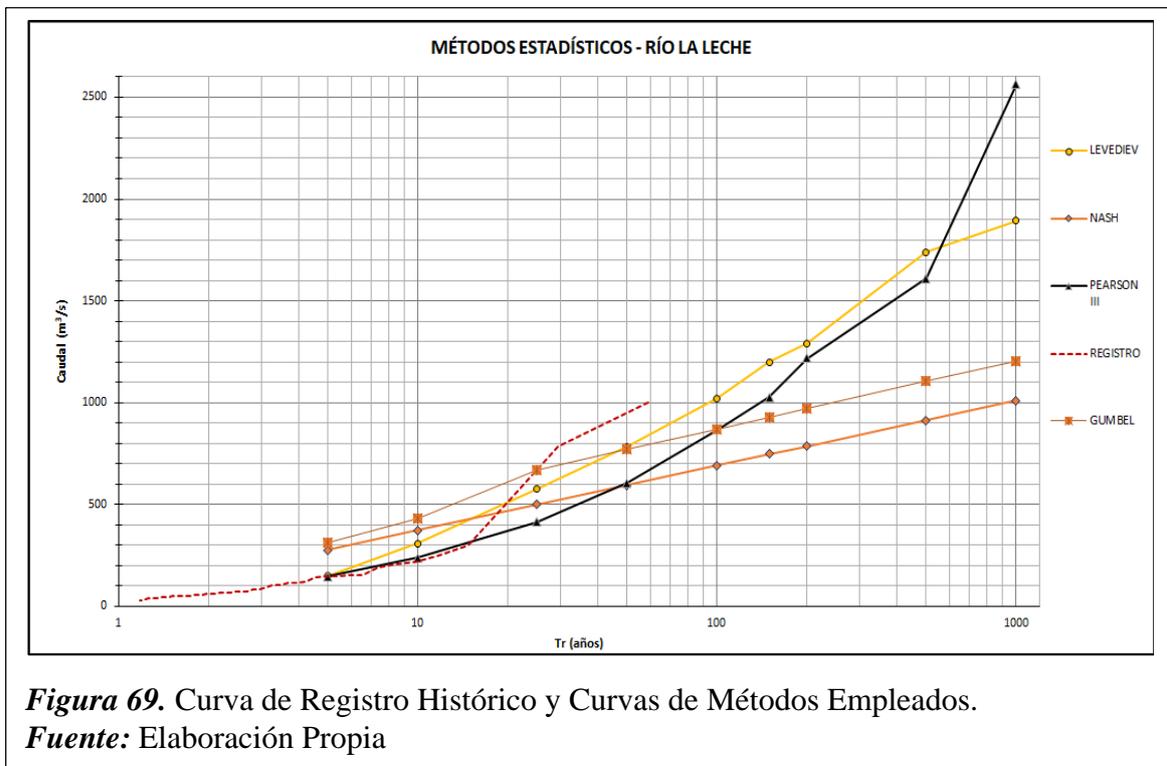


Figura 69. Curva de Registro Histórico y Curvas de Métodos Empleados.

Fuente: Elaboración Propia

Para cada método estadístico se graficaron los resultados de caudales de acuerdo a los periodos de retorno y la curva de registros.

Por tanto, el caudal de diseño es $Q_d=1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 150 años. **Ver Anexo B.3.3.**

3.1.2.3.2. Estudio Pluviométrico

Los datos pluviométricos se obtuvieron de las estaciones Cueva Blanca, Incahuasi, Jayanca, Puchaca y Tocmoche. A dichos datos se realizó el análisis de consistencia, bondad de ajuste y la distribución de mejor ajuste por los diferentes métodos estadísticos (Normal, Logaritmo Normal 2 Parámetros, Logaritmo Normal 3 Parámetros, Gamma 2 parámetros, Gamma 3 parámetros, Logaritmo Pearson Tipo III, Gumbel, Logaritmo Gumbel) para determinar la precipitación máxima para diferentes “Tr”. Ver anexo B.3 – Estudio pluviométrico

Tabla 22

Datos pluviométricos de las estaciones cercanas a la cuenca del Río La Leche

ESTACIONES METEOROLÓGICAS – CUENCA LA LECHE					
	CUEVA BLANCA	INCAHUASI	JAYANCA	PUCHACA	TOCMOCHE
Año	P max (mm) de 24 h				
1964	21.00	-	-	-	-
1965	30.00	24.53	18.59	40.00	20.23
1966	57.00	41.18	3.38	24.30	13.43
1967	85.00	85.00	10.86	31.50	16.55
1968	35.50	35.50	0.48	8.80	6.72
1969	25.50	25.50	2.13	95.40	44.23
1970	24.50	24.50	3.29	14.30	14.30
1971	40.00	40.00	26.15	59.00	59.00
1972	75.50	75.50	93.98	100.40	100.40
1973	56.50	56.50	18.80	58.70	58.70
1974	50.00	50.00	4.30	27.50	27.50
1975	76.50	76.50	29.30	60.30	60.30
1976	62.50	62.50	14.40	62.70	62.70
1977	86.50	86.50	9.30	60.00	60.00
1978	60.00	60.00	15.40	101.50	101.50
1979	59.80	59.80	5.00	40.10	40.10
1980	47.50	47.50	4.00	11.10	11.10

1981	25.10	25.10	35.00	20.30	20.30
1982	35.70	35.70	11.50	23.20	23.20
1983	25.50	25.50	110.00	150.00	150.00
1984	30.30	30.30	35.20	30.20	25.31
1985	34.80	34.80	7.60	6.10	6.57
1986	37.90	37.90	6.30	8.20	8.20
1987	16.90	16.90	19.70	60.20	48.64
1988	22.10	22.10	6.40	9.70	9.37
1989	25.40	25.40	10.50	51.50	41.87
1990	35.10	35.10	6.50	8.50	8.43
1991	43.70	43.70	6.40	4.20	5.09
1992	25.40	25.40	28.10	12.90	11.86
1993	33.10	33.10	27.10	60.90	49.18
1994	27.10	27.10	23.60	96.20	76.63
1995	33.40	33.40	19.50	65.30	52.60
1996	30.00	30.00	7.70	30.30	25.39
1997	35.30	35.30	16.30	30.00	25.15
1998	32.00	32.00	96.30	150.20	118.62
1999	33.90	33.90	39.50	70.30	70.30
2000	28.60	28.60	12.40	55.60	55.60
2001	34.60	34.60	41.60	128.30	128.30
2002	41.80	41.80	52.10	74.70	74.70
2003	26.80	26.80	29.90	40.30	40.30
2004	26.40	26.40	8.20	73.50	73.50
2005	30.40	30.40	9.40	41.50	41.50
2006	47.40	47.40	45.10	77.40	77.40
2007	41.10	41.10	2.40	10.80	10.80
2008	51.70	51.70	52.20	45.80	45.80
2009	51.80	51.80	18.00	55.20	55.20
2010	74.10	74.44	57.40	38.20	38.20
2011	41.10	41.32	9.10	20.60	20.60
2012	32.90	25.16	68.00	60.40	60.40
2013	40.20	34.79	9.80	30.90	30.90
2014	45.40	40.41	5.60	14.20	14.20
2015	33.60	49.05	38.30	50.20	50.20
2016	39.80	57.35	14.74	22.40	22.40
2017	45.00	51.52	66.89	87.60	87.60
2018	40.70	-	-	-	-
2019	50.70	-	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

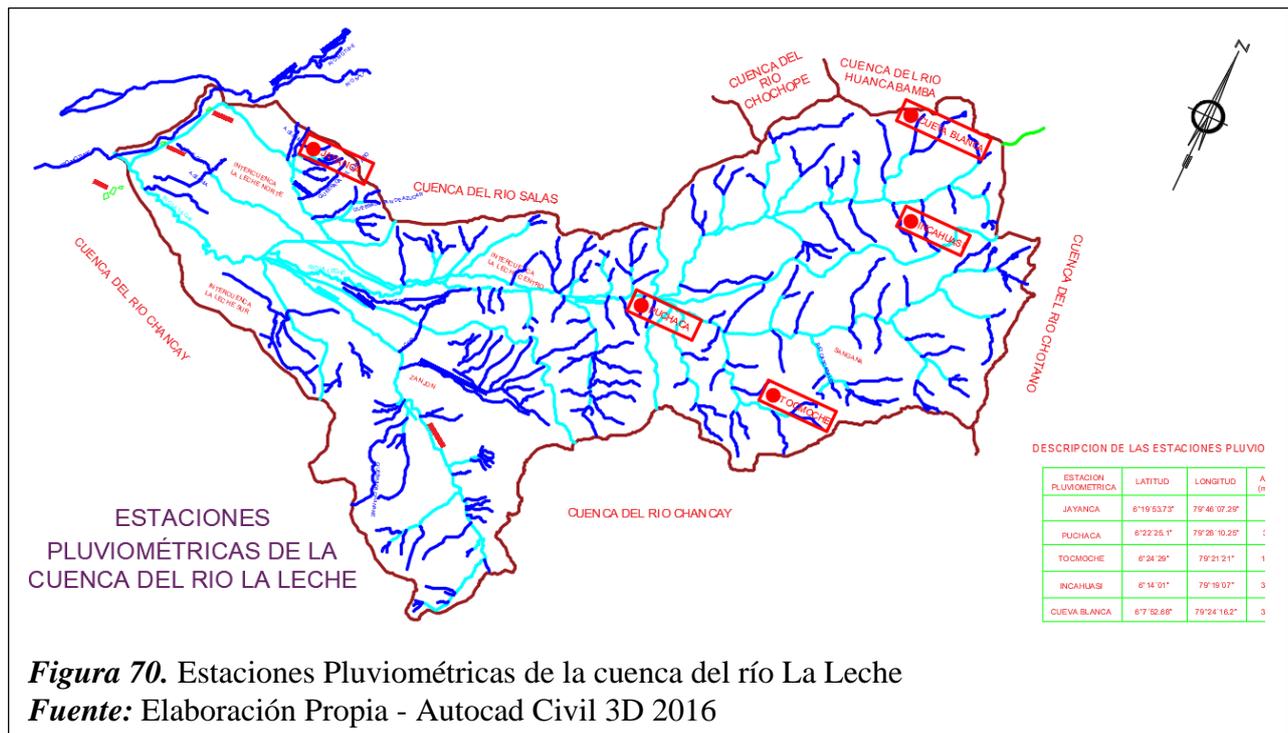


Figura 70. Estaciones Pluviométricas de la cuenca del río La Leche
Fuente: Elaboración Propia - Autocad Civil 3D 2016

Tabla 23

Precipitaciones máximas de las estaciones meteorológicas de la Cuenca del Río La Leche

	ESTACIONES METEOROLÓGICAS – CUENCA DEL RÍO LA LECHE				
	CUEVA BLANCA	INCAHUASI	JAYANCA	PUCHACA	TOCMOCHE
Pmáx de diseño, Tr=150 años	119.15 mm	122.97 mm	255.64 mm	227.75 mm	213.67 mm
Distribución de mejor ajuste por el método estadístico	LOGARITMO PEARSON TIPO III	LOGARITMO PEARSON TIPO III	LOGARITMO NORMAL 2 PARÁMETROS	LOGARITMO NORMAL 3 PARÁMETROS	LOGARITMO NORMAL 3 PARÁMETROS

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se calculó el caudal máximo para un Tr=150 años con el programa HEC-HMS

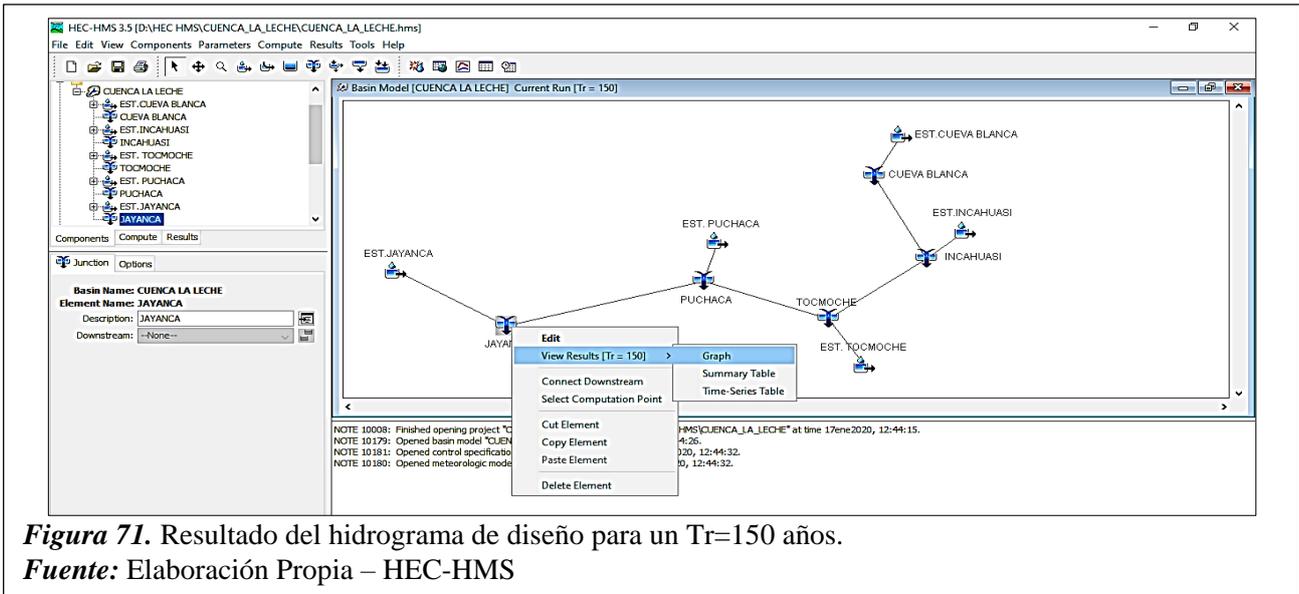


Figura 71. Resultado del hidrograma de diseño para un $Tr=150$ años.

Fuente: Elaboración Propia – HEC-HMS

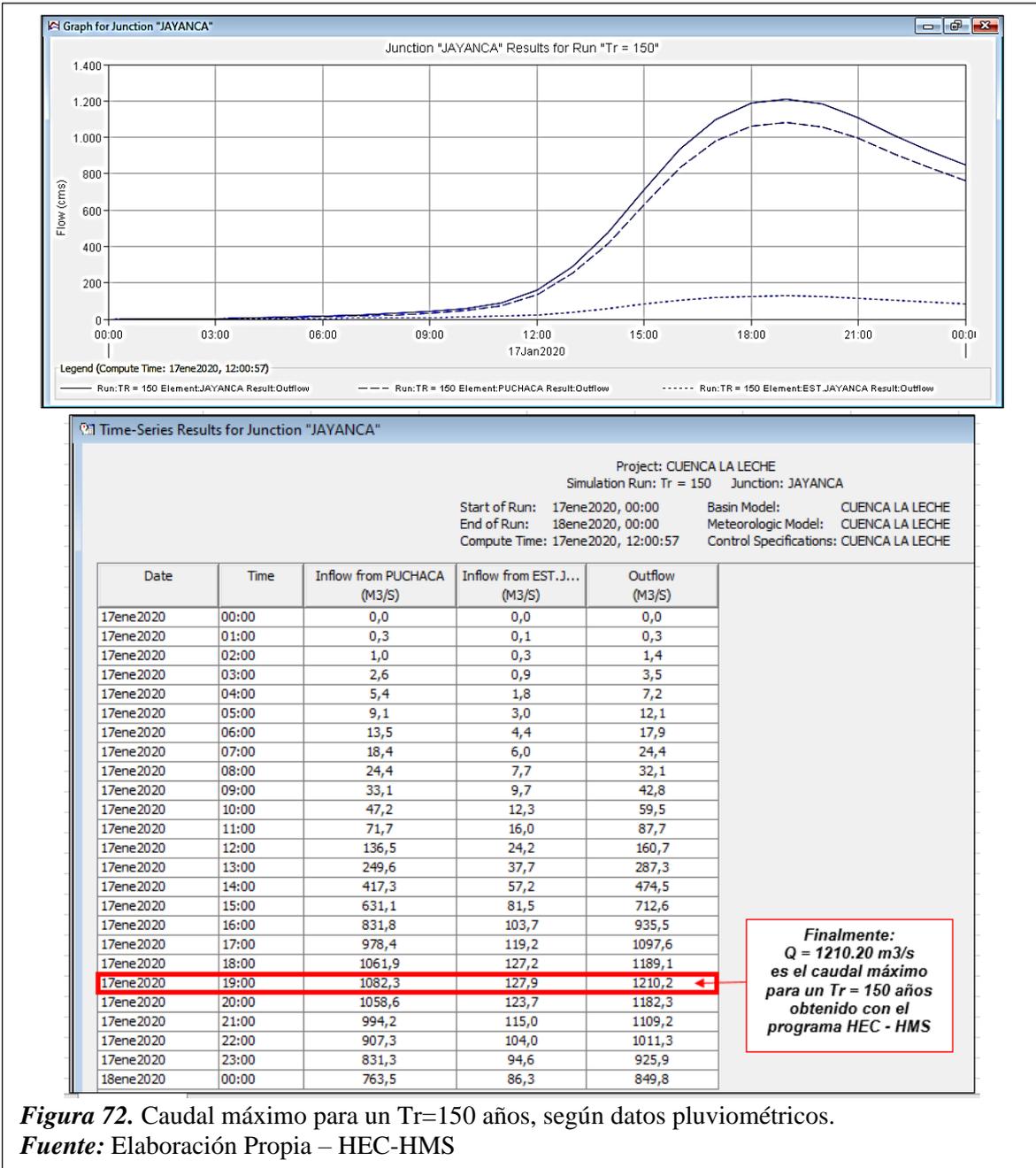


Figura 72. Caudal máximo para un Tr=150 años, según datos pluviométricos.

Fuente: Elaboración Propia – HEC-HMS

Tabla 24

Caudal máximo de diseño

	Datos Hidrométricos	Datos Pluviométricos
Caudal máximo de diseño, Tr=150 años	1200.79 m³/s	1210.20 m³/s

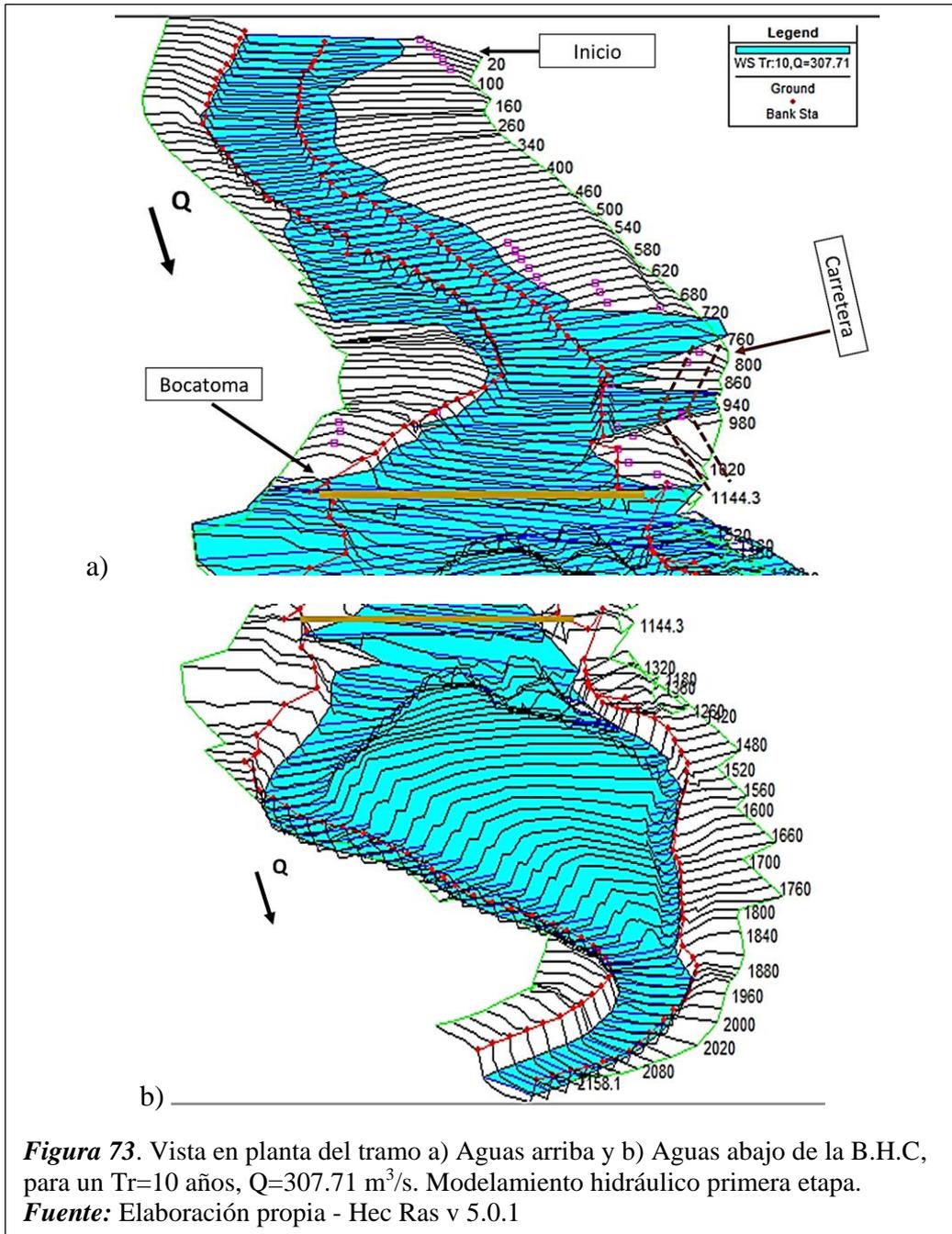
Nota: Se ha considerado como $Q_{m\acute{a}x} = 1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que para el cálculo del $Q_{m\acute{a}x} = 1210.20 \text{ m}^3/\text{s}$ se ha asumido el valor del número de curva general en 75, se tendría que hacer un areado exacto de la zona en estudio para saber cuánto es el valor de CN.

Fuente. Elaboración propia

3.1.3. Realización de la evaluación hidráulica del río La Leche en la zona de estudio.

3.1.3.1. Modelamiento hidráulico del río La Leche (primera etapa).

Se presenta a continuación vistas en planta de la zona en estudio en condiciones reales, donde se observa las secciones de desbordamiento del caudal.



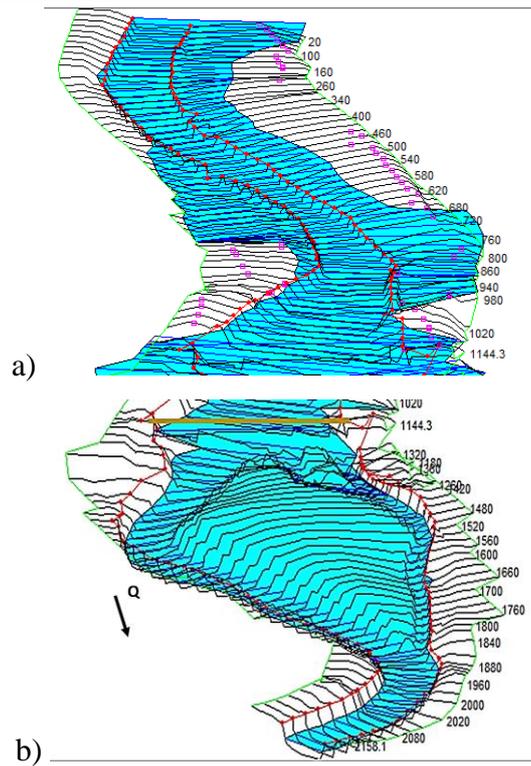


Figura 74. Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un $Tr=25$ años, $Q= 577.29 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico primera etapa.
Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

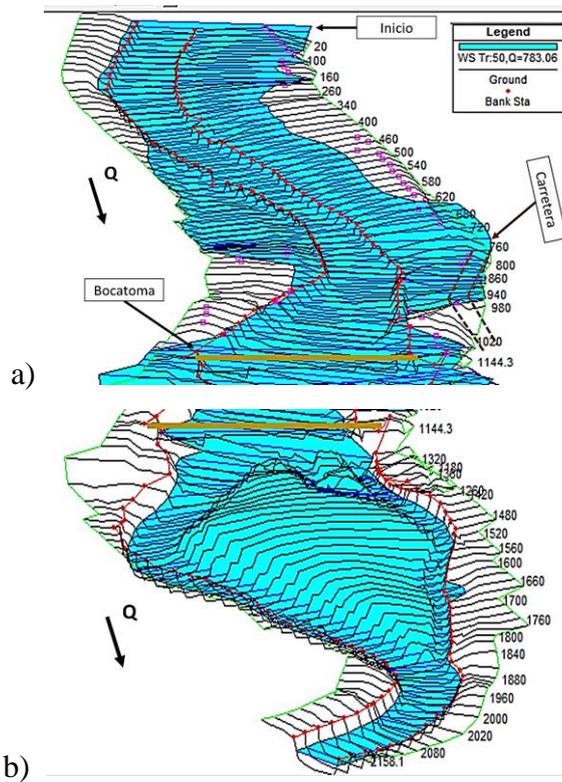


Figura 75. Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un $Tr=50$ años, $Q= 783.06 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico primera etapa.
Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

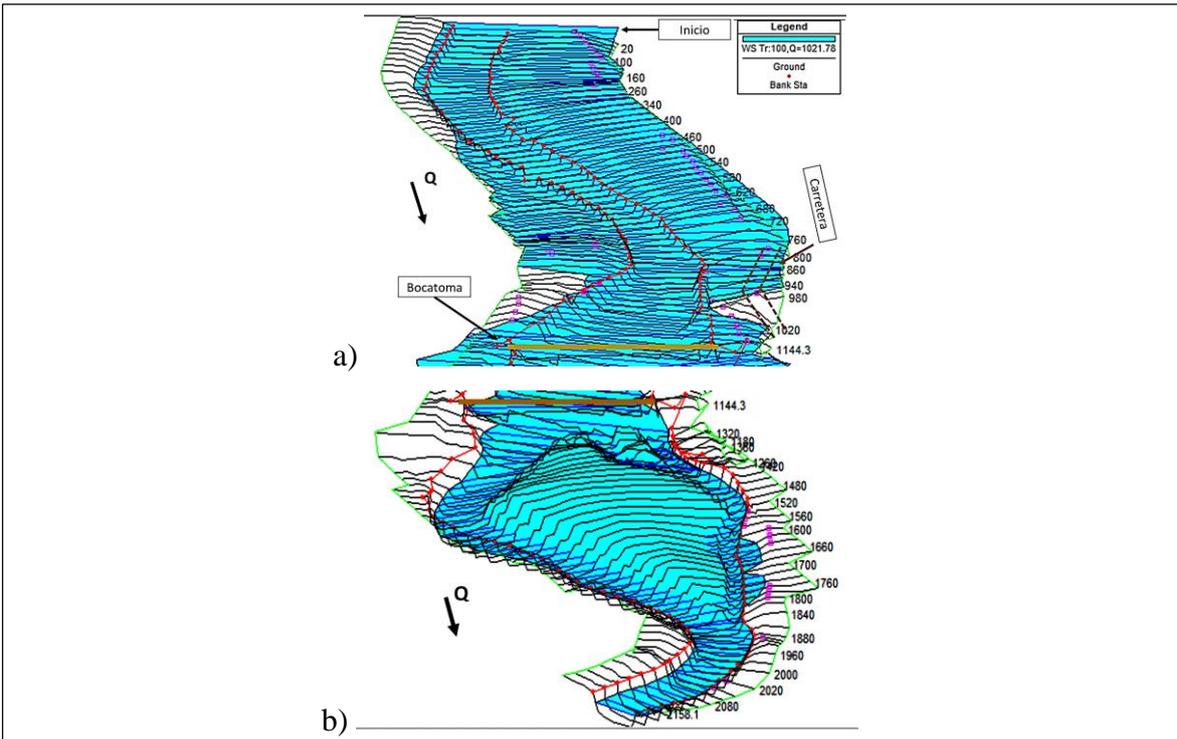


Figura 76 . Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un $Tr=100$ años, $Q= 1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico primera etapa.

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

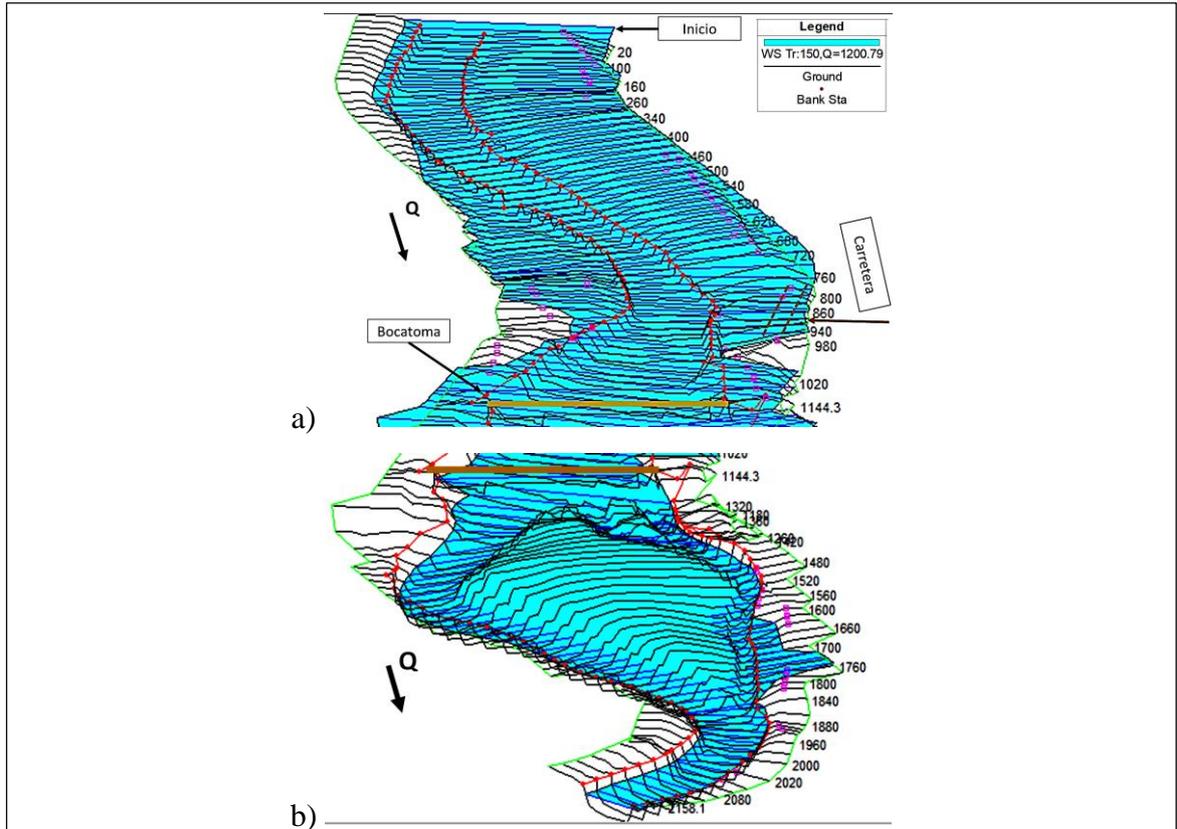
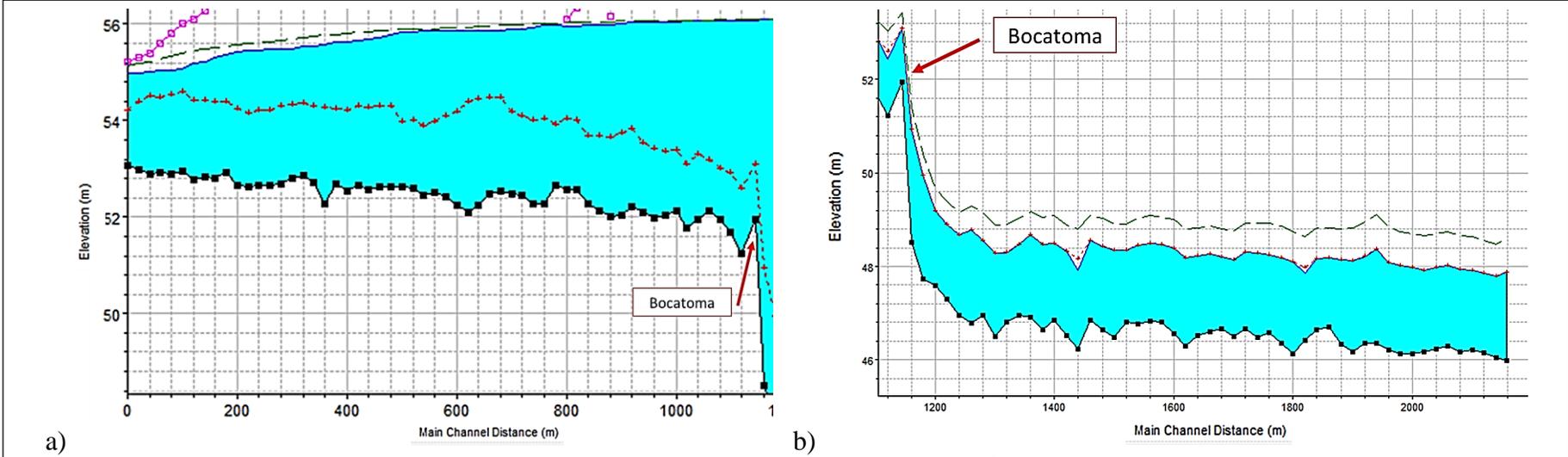


Figura 77 . Vista en planta del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, para un $Tr=150$ años, $Q= 1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico primera etapa.

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

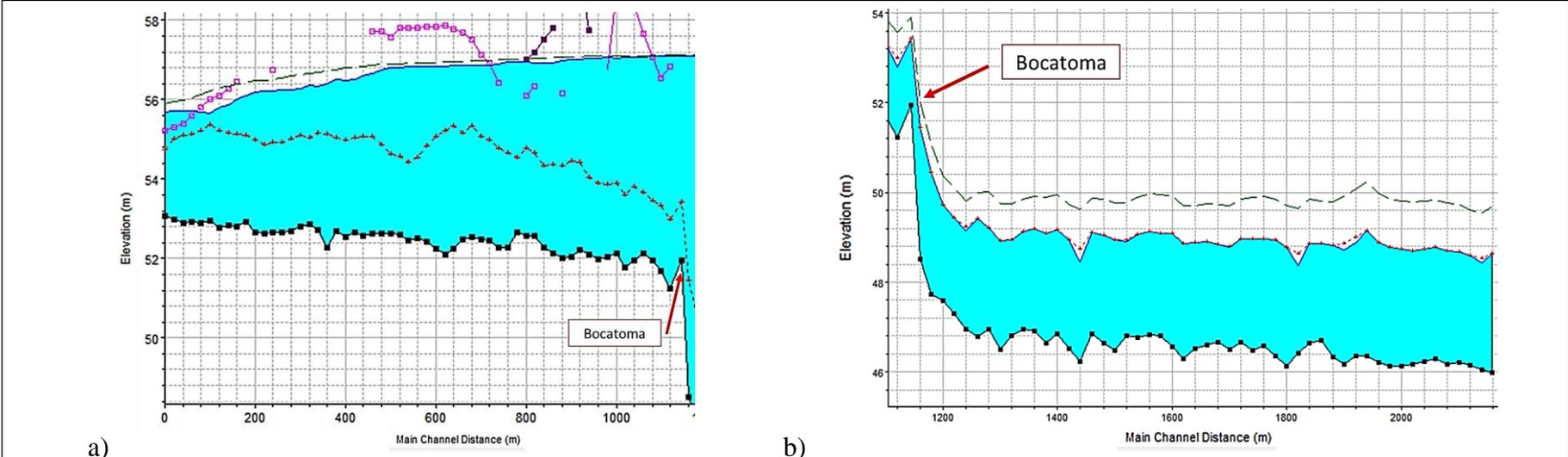


a)

b)

Figura 78. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=10 años, Q=307.71 m³/s. Modelamiento hidráulico primera etapa.

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

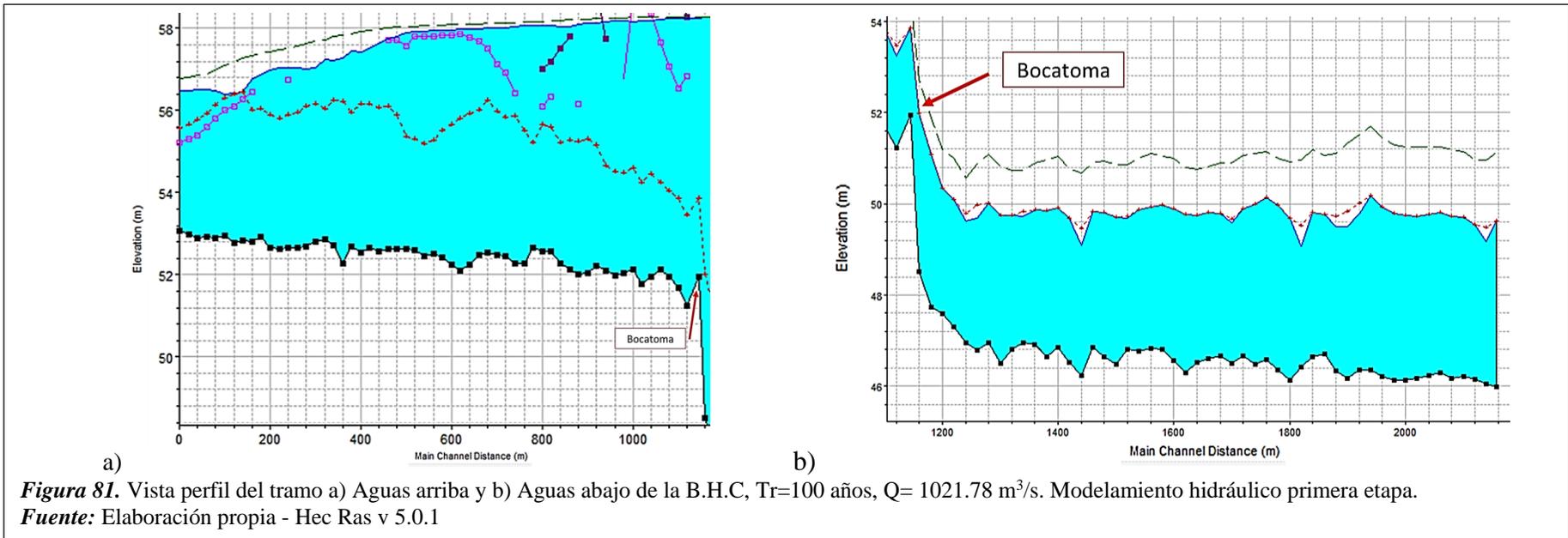
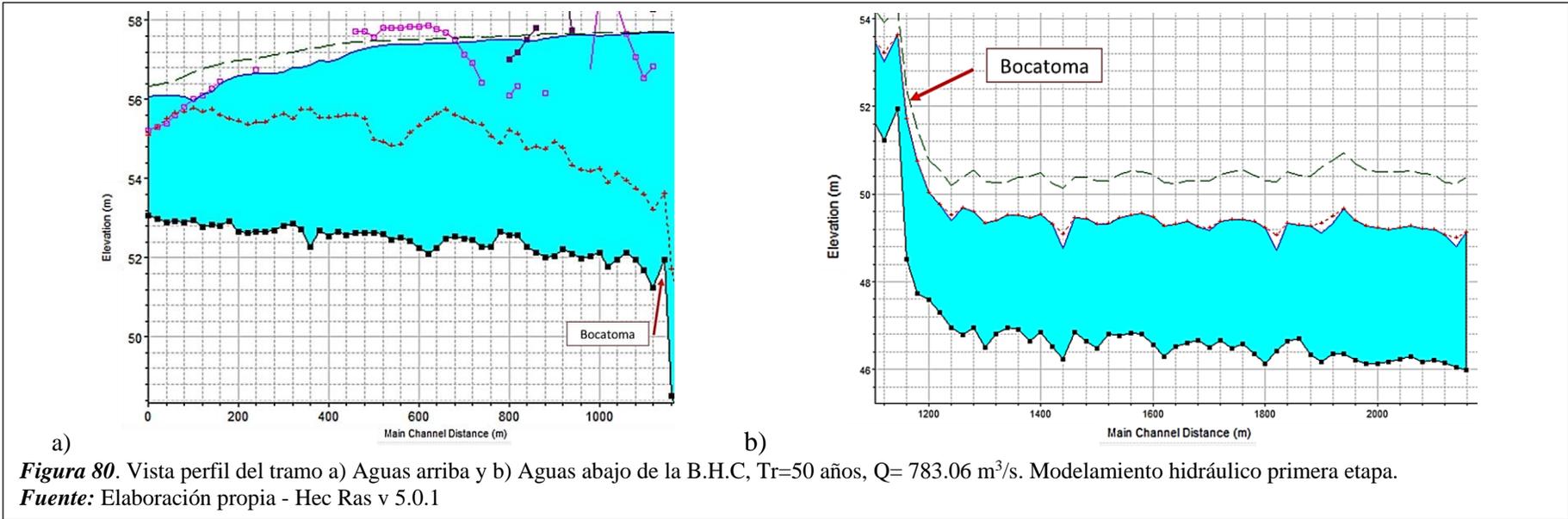


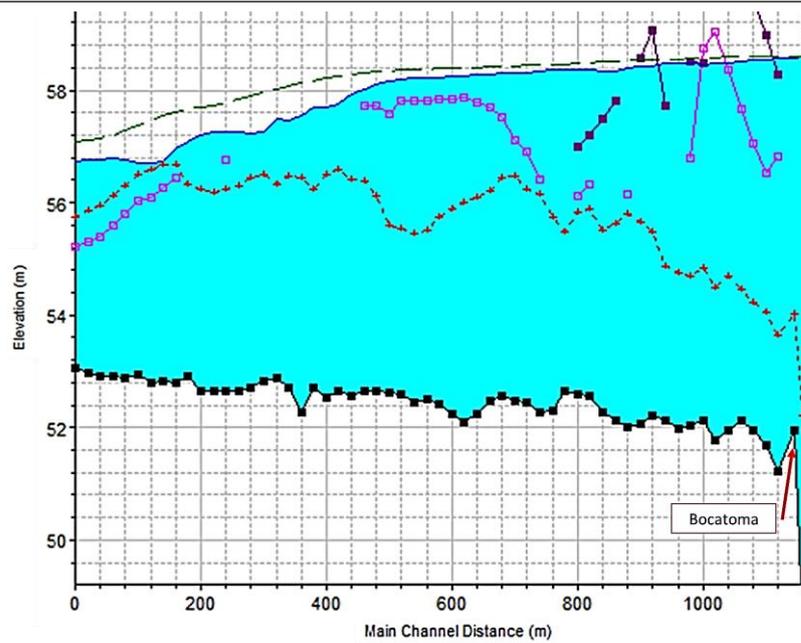
a)

b)

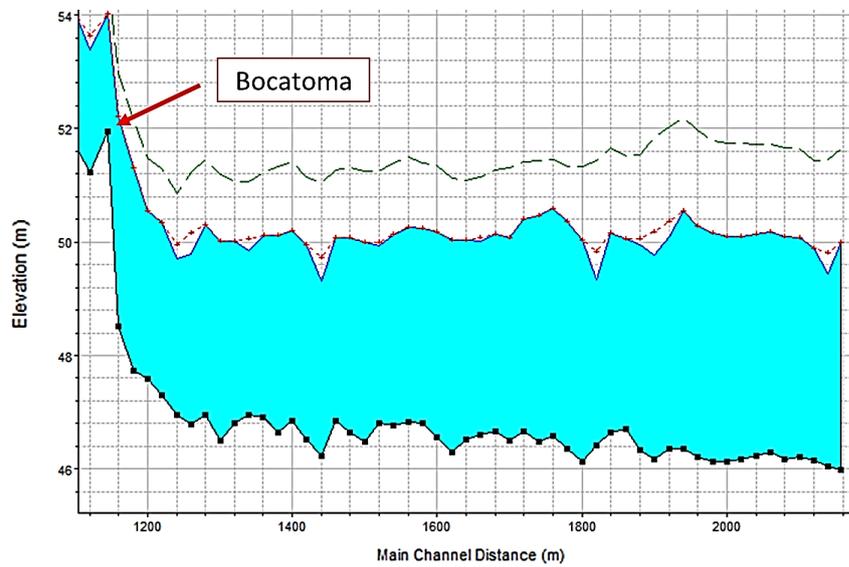
Figura 79. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=25 años, Q= 577.29 m³/s. Modelamiento hidráulico primera etapa.

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1





a)



b)

Figura 82. Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, $Tr=150$ años, $Q=1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico primera etapa.

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

La margen izquierda del cauce del río La Leche del tramo en estudio aguas arriba de la bocatoma Huaca de la Cruz, cuenta con alturas muy bajas (según estudio topográfico), presenta la mayor cantidad de secciones transversales donde ocurre desbordamiento del caudal (según modelamiento hidráulico, ver figura 68 al 72), y cerca a esta margen existe la carretera que pasa por el Bosque de Pómac que comunica Íllimo y Ferreñafe. Debido a estas circunstancias se va a analizar esta zona, mostrando en el siguiente cuadro los parámetros

hidráulicos de dicho tramo, a cada 100 m. Las demás secciones se pueden apreciar en el anexo C.

También se mostrará los parámetros hidráulicos en la sección de la bocatoma (prog. Km 1 + 144.3).

Tabla 25

Parámetros hidráulicos del tramo aguas arriba de la B.H.C. – Modelamiento hidráulico primera etapa

PROGRESIVA (km)	Tr (años)	CAUDAL (Q) (m3/s)	COTA FONDO DEL CAUCE (m.s.n.m)	COTA DEL NIVEL DE FLUJO (m.s.n.m)	Y (m)	V (m/s)	ÁREA (A) (m2)	ESPEJO DE AGUA (T) (m)	NÚMERO DE FROUDE (F)
0 + 000	10	307.71	53.07	54.63	1.56	3.44	96.43	87.66	0.92
0 + 000	25	577.29	53.07	55.59	2.52	2.30	300.33	177.21	0.48
0 + 000	50	783.06	53.07	55.94	2.87	2.53	364.22	181.68	0.49
0 + 000	100	1021.78	53.07	56.31	3.24	2.75	431.59	186.51	0.50
0 + 000	150	1200.79	53.07	56.56	3.49	2.90	478.51	189.26	0.51
0 + 100	10	307.71	52.94	55.21	2.27	2.38	143.43	103.91	0.54
0 + 100	25	577.29	52.94	55.55	2.61	3.65	184.54	133.30	0.76
0 + 100	50	783.06	52.94	55.77	2.83	4.36	215.67	150.69	0.88
0 + 100	100	1021.78	52.94	56.28	3.34	4.21	308.95	191.42	0.77
0 + 100	150	1200.79	52.94	56.46	3.52	4.45	343.23	193.22	0.79
0 + 200	10	307.71	52.65	55.48	2.83	1.75	188.84	104.39	0.35
0 + 200	25	577.29	52.65	56.14	3.49	2.46	267.41	137.45	0.44
0 + 200	50	783.06	52.65	56.57	3.92	2.82	334.12	177.96	0.48
0 + 200	100	1021.78	52.65	56.92	4.27	3.18	408.65	219.17	0.51
0 + 200	150	1200.79	52.65	57.13	4.48	3.38	455.00	220.06	0.53
0 + 300	10	307.71	52.81	55.54	2.73	1.93	165.43	85.56	0.39
0 + 300	25	577.29	52.81	56.22	3.41	2.72	231.99	109.05	0.49
0 + 300	50	783.06	52.81	56.65	3.84	3.14	284.43	138.97	0.54
0 + 300	100	1021.78	52.81	56.99	4.18	3.63	338.90	196.37	0.59
0 + 300	150	1200.79	52.81	57.18	4.37	3.96	378.73	213.18	0.63
0 + 400	10	307.71	52.53	55.68	3.15	1.82	171.93	79.84	0.36
0 + 400	25	577.29	52.53	56.44	3.91	2.52	244.02	110.50	0.46
0 + 400	50	783.06	52.53	56.92	4.39	2.87	305.44	145.60	0.49
0 + 400	100	1021.78	52.53	57.33	4.80	3.24	373.66	188.68	0.52
0 + 400	150	1200.79	52.53	57.61	5.08	3.44	435.81	233.87	0.53
0 + 500	10	307.71	52.62	55.86	3.24	1.14	307.00	139.74	0.21
0 + 500	25	577.29	52.62	56.76	4.14	1.53	444.84	168.45	0.25
0 + 500	50	783.06	52.62	57.30	4.68	1.75	545.82	201.44	0.26

0 + 500	100	1021.78	52.62	57.79	5.17	1.96	659.68	253.15	0.28
0 + 500	150	1200.79	52.62	58.11	5.49	2.07	739.81	255.00	0.29
0 + 600	10	307.71	52.24	55.89	3.65	1.27	299.22	154.12	0.23
0 + 600	25	577.29	52.24	56.80	4.56	1.60	452.88	185.70	0.25
0 + 600	50	783.06	52.24	57.36	5.12	1.75	562.63	208.68	0.26
0 + 600	100	1021.78	52.24	57.87	5.63	1.87	712.96	266.57	0.26
0 + 600	150	1200.79	52.24	58.18	5.94	1.96	798.87	270.00	0.27
0 + 700	10	307.71	52.47	55.90	3.43	1.65	215.14	145.28	0.30
0 + 700	25	577.29	52.47	56.81	4.34	1.98	393.38	219.21	0.31
0 + 700	50	783.06	52.47	57.42	4.95	1.80	627.84	294.73	0.27
0 + 700	100	1021.78	52.47	57.92	5.45	1.86	775.57	295.00	0.26
0 + 700	150	1200.79	52.47	58.24	5.77	1.92	871.15	295.00	0.26
0 + 800	10	307.71	52.58	56.02	3.44	1.18	304.89	163.37	0.21
0 + 800	25	577.29	52.58	56.95	4.37	1.41	506.29	206.07	0.22
0 + 800	50	783.06	52.58	57.48	4.90	1.51	677.38	295.00	0.23
0 + 800	100	1021.78	52.58	57.97	5.39	1.62	822.61	295.00	0.23
0 + 800	150	1200.79	52.58	58.30	5.72	1.70	917.38	295.00	0.23
0 + 900	10	307.71	52.05	56.07	4.02	0.97	363.28	174.36	0.17
0 + 900	25	577.29	52.05	57.01	4.96	1.25	533.41	187.23	0.20
0 + 900	50	783.06	52.05	57.54	5.49	1.42	634.85	195.11	0.21
0 + 900	100	1021.78	52.05	58.03	5.98	1.61	731.61	202.75	0.23
0 + 900	150	1200.79	52.05	58.34	6.29	1.75	797.87	225.87	0.24
1 + 000	10	307.71	52.14	56.10	3.96	0.76	403.52	120.36	0.13
1 + 000	25	577.29	52.14	57.04	4.90	1.11	523.25	132.79	0.17
1 + 000	50	783.06	52.14	57.57	5.43	1.33	594.19	134.80	0.20
1 + 000	100	1021.78	52.14	58.06	5.92	1.56	660.33	137.43	0.22
1 + 000	150	1200.79	52.14	58.37	6.23	1.73	703.26	138.94	0.24
1 + 100	10	307.71	51.69	56.13	4.44	0.46	678.64	215.77	0.08
1 + 100	25	577.29	51.69	57.10	5.41	0.66	908.66	239.26	0.10
1 + 100	50	783.06	51.69	57.65	5.96	0.79	1043.11	249.37	0.11
1 + 100	100	1021.78	51.69	58.17	6.48	0.92	1172.65	254.42	0.12
1 + 100	150	1200.79	51.69	58.50	6.81	1.01	1258.07	260.30	0.13
Bocatoma									
1 + 144.3	10	307.71	51.94	56.13	4.19	0.40	787.46	297.34	0.07
1 + 144.3	25	577.29	51.94	57.11	5.17	0.55	1101.51	327.70	0.09
1 + 144.3	50	783.06	51.94	57.67	5.73	0.64	1284.05	327.70	0.10
1 + 144.3	100	1021.78	51.94	58.19	6.25	0.73	1454.33	327.70	0.11
1 + 144.3	150	1200.79	51.94	58.52	6.58	0.80	1564.64	327.70	0.11

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Tabla 26

Tirante mínimo y máximo del tramo km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico primera etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m3/s)	Tirante mínimo (Y)		Tirante máximo Y	
		(m)	Progresiva (km)	(m)	Progresiva (km)
10	307.71	1.56	0 + 000	4.90	1 + 120
25	577.29	2.52	0 + 000	5.88	1 + 120
50	783.06	2.83	0 + 000	6.43	1 + 120
100	1021.78	3.24	0 + 000	6.95	1 + 120
150	1200.79	3.49	0 + 000	7.29	1 + 120

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Se muestra también el nivel de flujo entre las prog. km 0+000 hasta el km 1+040, la cual involucra la zona de la carretera en la margen izquierda.

Tabla 27

Tirante mínimo y máximo del tramo prog. km 0+000 a km 1+040 – Modelamiento hidráulico primera etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m3/s)	Tirante mínimo (Y)		Tirante máximo Y	
		(m)	Progresiva (km)	(m)	Progresiva (km)
10	307.71	1.56	0 + 000	4.32	1 + 020
25	577.29	2.52	0 + 000	5.27	1 + 020
50	783.06	2.83	0 + 000	5.81	1 + 020
100	1021.78	3.24	0 + 000	6.30	1 + 020
150	1200.79	3.49	0 + 000	6.62	1 + 020

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Tabla 28

Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico primera etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m3/s)	Margen Derecha	Margen Izquierda
		Progresiva (km)	Progresiva (km)
10	307.71	0+440 – 0+880	0+000 – 0+780, 0+900 – 0+960
25	577.29	0+440 – 0+900	0+000 – 0+980
50	783.06	0+440 – 0+920	0+000 – 0+980
100	1021.78	0+440 – 0+940	0+000 – 0+980
150	1200.79	0+440 – 0+980	0+000 – 0+980

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

A continuación, se mostrará la sección transversal de mayor ancho y altura en ambas márgenes de su cauce del tramo aguas arriba de la bocatoma Huaca de la Cruz, con la finalidad de dar entender que, si existió desbordamiento del caudal para Q2, Q3, Q4, Q5, pero para el Q1 no existe desbordamiento. De esta manera se estaría confirmando que en las demás secciones de menor ancho va a existir también un desbordamiento de caudal.

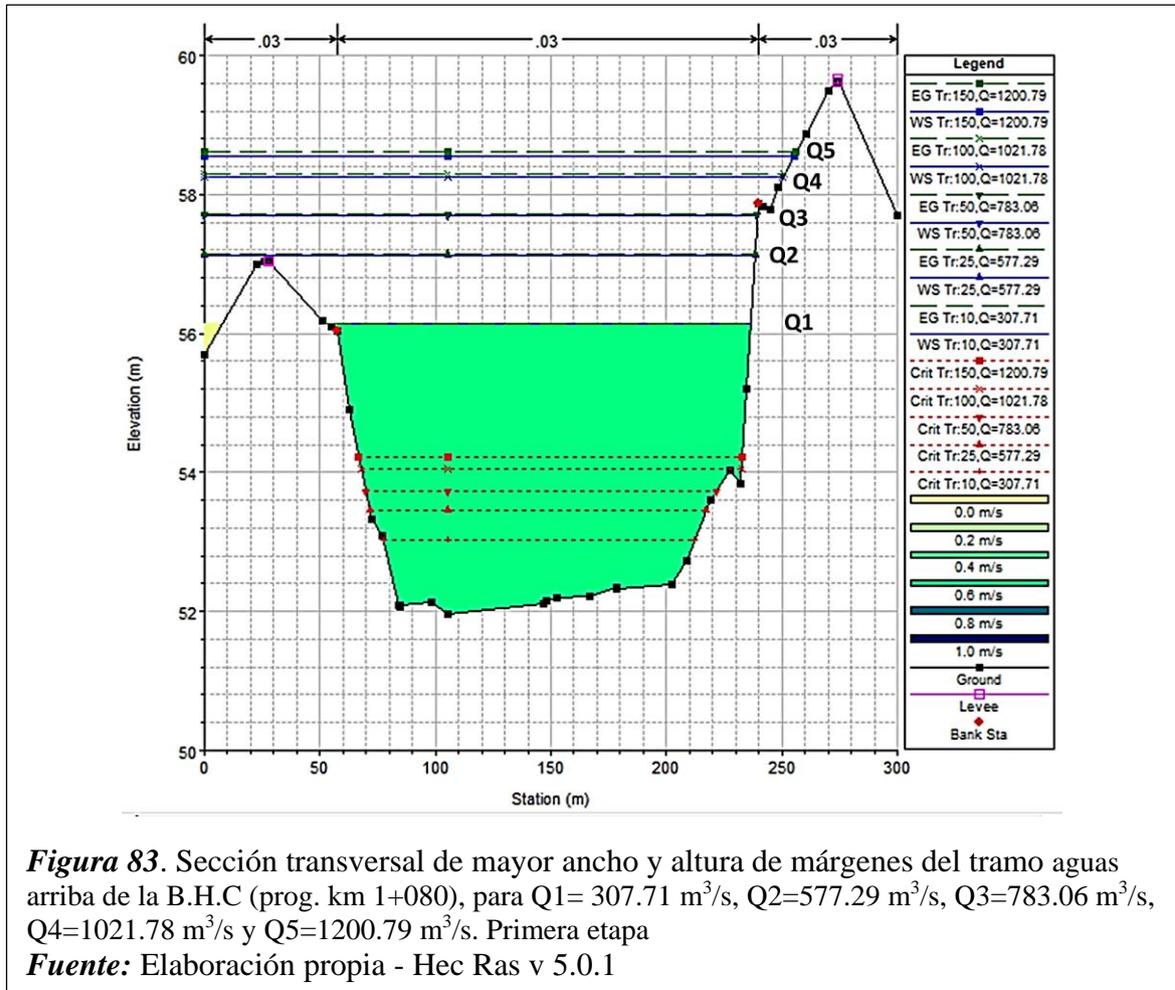


Figura 83. Sección transversal de mayor ancho y altura de márgenes del tramo aguas arriba de la B.H.C (prog. km 1+080), para Q1= 307.71 m³/s, Q2=577.29 m³/s, Q3=783.06 m³/s, Q4=1021.78 m³/s y Q5=1200.79 m³/s. Primera etapa
Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

Tabla 29

Tirante de la sección transversal de mayor ancho y altura de ambas márgenes del tramo aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico primera etapa.

Tiempo de retorno (años)	Caudal Q (m3/s)	Tirante Y (m)	Progresiva (km)	Velocidad m/s
10	307.71	4.17	1 + 080	0.50
25	577.29	5.14	1 + 080	0.72
50	783.06	5.69	1 + 080	0.85
100	1021.78	6.21	1 + 080	0.99
150	1200.79	6.54	1 + 080	1.09

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Se muestra también la secc. transv. (progr. km 0+420) que se encuentra en la mitad del tramo analizado aguas arriba de la bocatoma y que presenta características geométricas similares a las demás secciones comprendidas en dicho tramo. Se presenta esta sección transversal con el fin de ejemplificar el desbordamiento del caudal, para luego comparar con el modelamiento hidráulico (segunda etapa) incluyendo el ancho estable y la defensa ribereña.

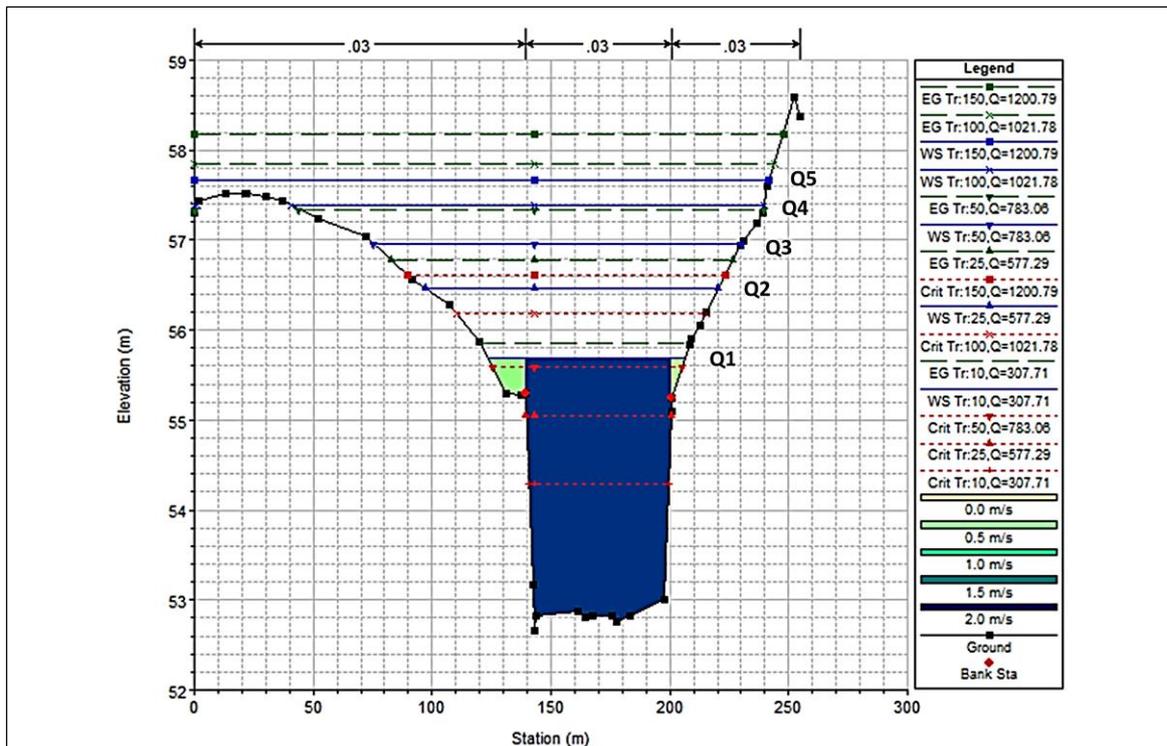


Figura 84. Vista de la sección transversal progresiva km 0+420 – Aguas arriba de la B.H.C, Modelamiento Hidráulico primera etapa, para Q1= 307.71 m³/s, Q2=577.29 m³/s, Q3=783.06 m³/s, Q4=1021.78 m³/s y Q5=1200.79 m³/s.

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

Tabla 30

Tirante de la sección transversal de la progresiva km 0+420 del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico primera etapa.

Tiempo de retorno (años)	Caudal Q		Tirante Y Progresiva (km)	Velocidad m/s
	(m ³ /s)	(m)		
10	307.71	3.04	0+420	1.82
25	577.29	3.81	0+420	2.55
50	783.06	4.30	0+420	2.88
100	1021.78	4.73	0+420	3.23
150	1200.79	5.02	0+420	3.43

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Se muestra también la altura mínima y máxima del nivel del agua desde la progresiva km 0+000 hasta la progresiva 0+800 de la margen izquierda aguas arriba de la bocatoma.

Tabla 31

Tirante mínimo y máximo desde la progresiva km 0+000 hasta la progresiva km 0+810 aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico primera etapa.

Tiempo de retorno (años)	Caudal Q (m ³ /s)	Tirante mínimo Y (m)	Progresiva (km)	Tirante máximo Y (m)	Progresiva (km)
10	307.71	1.56	0+000	3.79	0+620
25	577.29	2.52	0+000	4.70	0+620
50	783.06	2.83	0+000	5.26	0+620
100	1021.78	3.24	0+000	5.77	0+620
150	1200.79	3.49	0+000	6.09	0+620

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

A continuación, se muestran los parámetros hidráulicos en el tramo aguas debajo de la B.H.C, las secciones de desbordamiento de caudal y una vista general de la sección transversal de mayor dimensión.

Tabla 32

Parámetros hidráulicos del tramo Aguas abajo de la B.H.C – km 1+144.3 a km 2+158.95 – Primera etapa

PROGR.	Tr	CAUDAL (Q)	COTA FONDO DEL CAUCE	COTA DEL NIVEL DE FLUJO	(Y)	(V)	ÁREA (A)	ESPEJO DE AGUA (T)	NÚMERO DE FROUDE (F)
(km)	(años)	(m ³ /s)	(m.s.n.m)	(m.s.n.m)	(m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1 + 144.3	10	307.71	51.94	53.11	1.17	2.47	124.64	201.44	1.00
1 + 144.3	25	577.29	51.94	53.42	1.48	3.06	188.48	201.49	1.01
1 + 144.3	50	783.06	51.94	53.64	1.70	3.37	232.59	201.52	1.00
1 + 144.3	100	1021.78	51.94	53.86	1.92	3.70	276.26	201.64	1.01
1 + 144.3	150	1200.79	51.94	54.02	2.08	3.88	309.62	201.98	1.00
1 + 200	10	307.71	47.59	49.20	1.61	3.03	101.44	110.49	1.01
1 + 200	25	577.29	47.59	49.72	2.13	3.52	163.84	129.87	1.00
1 + 200	50	783.06	47.59	50.04	2.45	3.80	206.23	139.96	1.00
1 + 200	100	1021.78	47.59	50.34	2.75	4.10	248.96	146.71	1.01
1 + 200	150	1200.79	47.59	50.55	2.96	4.28	280.29	151.10	1.00
1 + 400	10	307.71	46.84	48.50	1.66	3.43	89.76	74.98	1.00
1 + 400	25	577.29	46.84	49.16	2.32	3.94	146.45	92.84	1.00
1 + 400	50	783.06	46.84	49.53	2.69	4.32	181.12	95.48	1.00
1 + 400	100	1021.78	46.84	49.91	3.07	4.68	218.16	98.19	1.00
1 + 400	150	1200.79	46.84	50.19	3.35	4.89	245.49	101.42	1.00

1 + 600	10	307.71	46.57	48.40	1.83	3.43	89.58	74.47	1.00
1 + 600	25	577.29	46.57	49.08	2.51	4.02	143.51	87.08	1.00
1 + 600	50	783.06	46.57	49.50	2.93	4.32	181.23	95.17	1.00
1 + 600	100	1021.78	46.57	49.91	3.34	4.61	221.87	102.48	1.00
1 + 600	150	1200.79	46.57	50.19	3.62	4.79	250.83	107.23	1.00
1 + 800	10	307.71	46.14	48.11	1.97	3.52	87.34	69.03	1.00
1 + 800	25	577.29	46.14	48.79	2.65	4.22	136.69	75.12	1.00
1 + 800	50	783.06	46.14	49.23	3.09	4.60	170.34	79.14	1.00
1 + 800	100	1021.78	46.14	49.69	3.55	4.91	207.96	84.35	1.00
1 + 800	150	1200.79	46.14	50.05	3.91	5.01	240.55	97.03	0.99
2 + 000	10	307.71	46.13	47.98	1.85	3.75	81.99	57.11	1.00
2 + 000	25	577.29	46.13	48.74	2.61	4.55	126.78	60.05	1.00
2 + 000	50	783.06	46.13	49.24	3.11	4.99	156.90	61.95	1.00
2 + 000	100	1021.78	46.13	49.75	3.62	5.40	189.12	63.81	1.00
2 + 000	150	1200.79	46.13	50.10	3.97	5.67	211.93	65.10	1.00
2 + 158.1	10	307.71	45.98	47.87	1.89	3.75	82.09	57.41	1.00
2 + 158.1	25	577.29	45.98	48.63	2.65	4.56	126.63	60.14	1.00
2 + 158.1	50	783.06	45.98	49.12	3.14	4.99	156.81	61.92	1.00
2 + 158.1	100	1021.78	45.98	49.63	3.65	5.41	188.88	63.75	1.00
2 + 158.1	150	1200.79	45.98	49.99	4.01	5.67	211.86	65.57	1.00

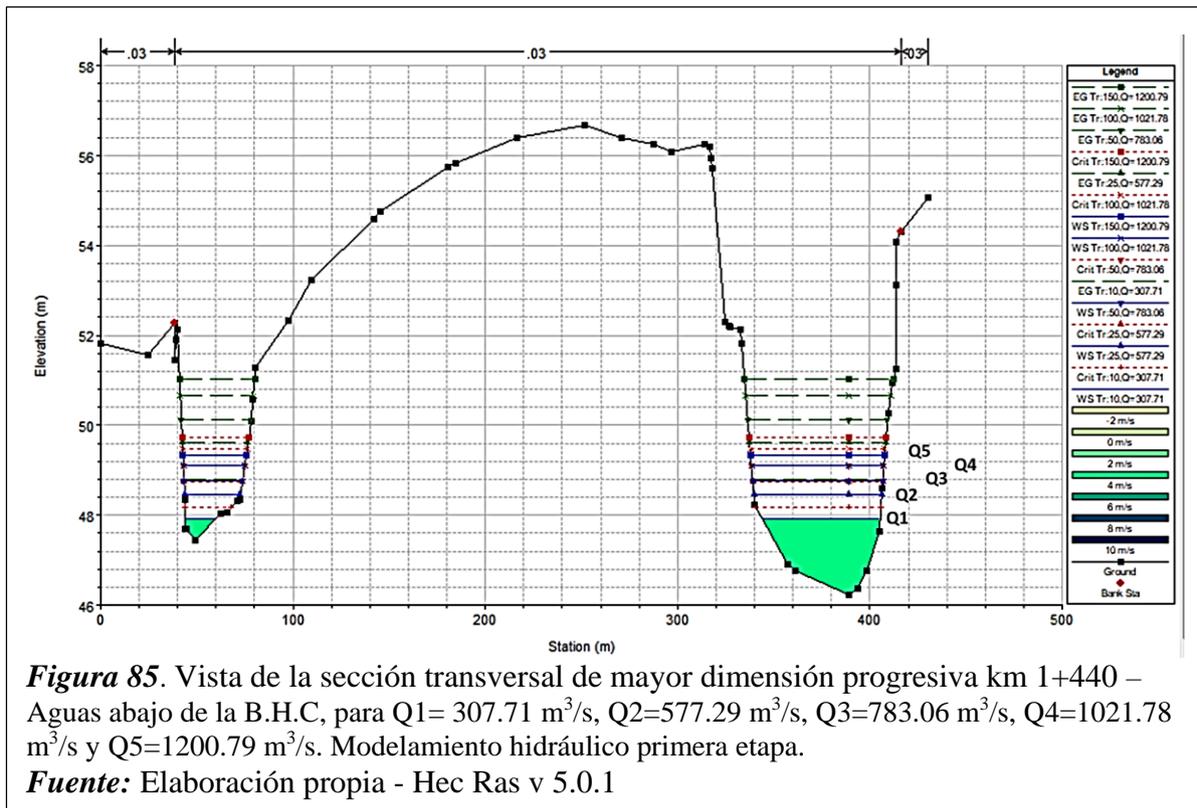
Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Tabla 33

Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 1+144.3 a km 2+158.95 – Modelamiento hidráulico primera etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m3/s)	Margen Derecha Progresiva (km)	Margen Izquierda Progresiva (km)
10	307.71	-	-
25	577.29	-	1+600 – 1+640
50	783.06	-	1+600 – 1+680
100	1021.78	-	1+600 – 1+800
150	1200.79	-	1+600 – 1+820

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1



3.1.3.2. Modelamiento hidráulico del río La Leche (Propuesta o segunda etapa - ancho estable y defensa ribereña)

Como se vio en la primera etapa del modelamiento hidráulico si existió desbordamiento del caudal en toda la zona de estudio. A consecuencia de este suceso se optó por diseñar una defensa ribereña desde el km 0+000 hasta el km 0+810. Las progresivas siguientes hasta llegar a la bocatoma (km 1+144.3) no se incluyó en este diseño ya que en ese tramo existe la carretera que comunica Íllimo y Ferreñafe que pasa por el bosque de Pómac. En esta segunda etapa se realizó el modelamiento hidráulico incluyendo lo siguiente:

Para la base se consideró el ancho estable de 110 m desde el km 0+000 hasta el km 1+040.

Para la margen izquierda se consideró un talud de 2:1, y una altura de 5.20 m que corresponde a la defensa ribereña, desde el km 0+000 hasta el km 0+810.

Para la margen derecha se optó un talud de 2:1, y una altura de 5.20 m, desde el km 0+000 hasta el km 1+040.

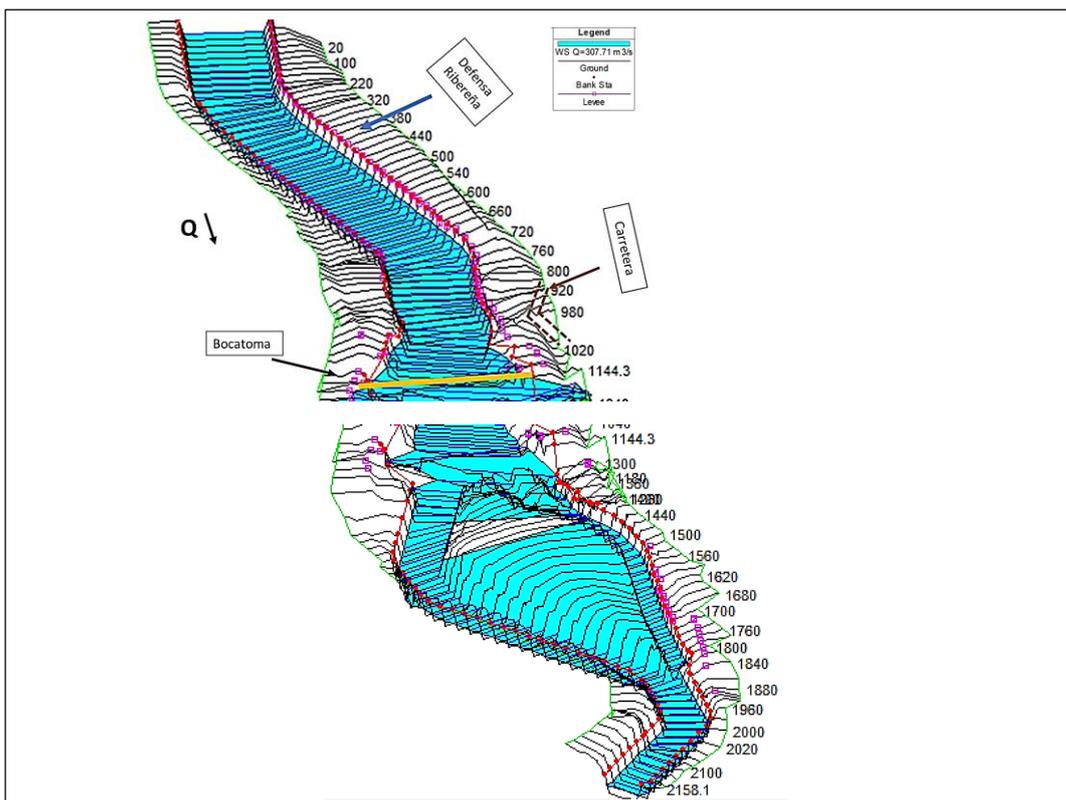


Figura 86. Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, $T_r=10$ años, $Q=307.71 \text{ m}^3/\text{s}$
Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

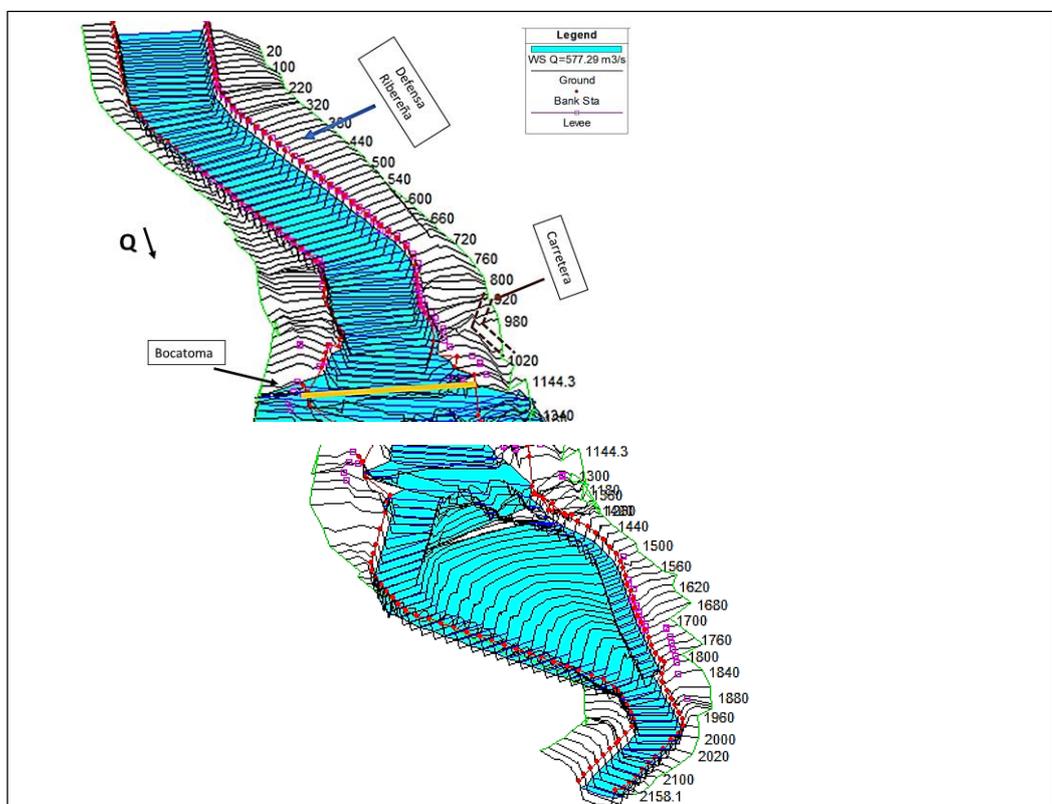


Figura 87. Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, $T_r=25$ años, $Q= 577.29 \text{ m}^3/\text{s}$
Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

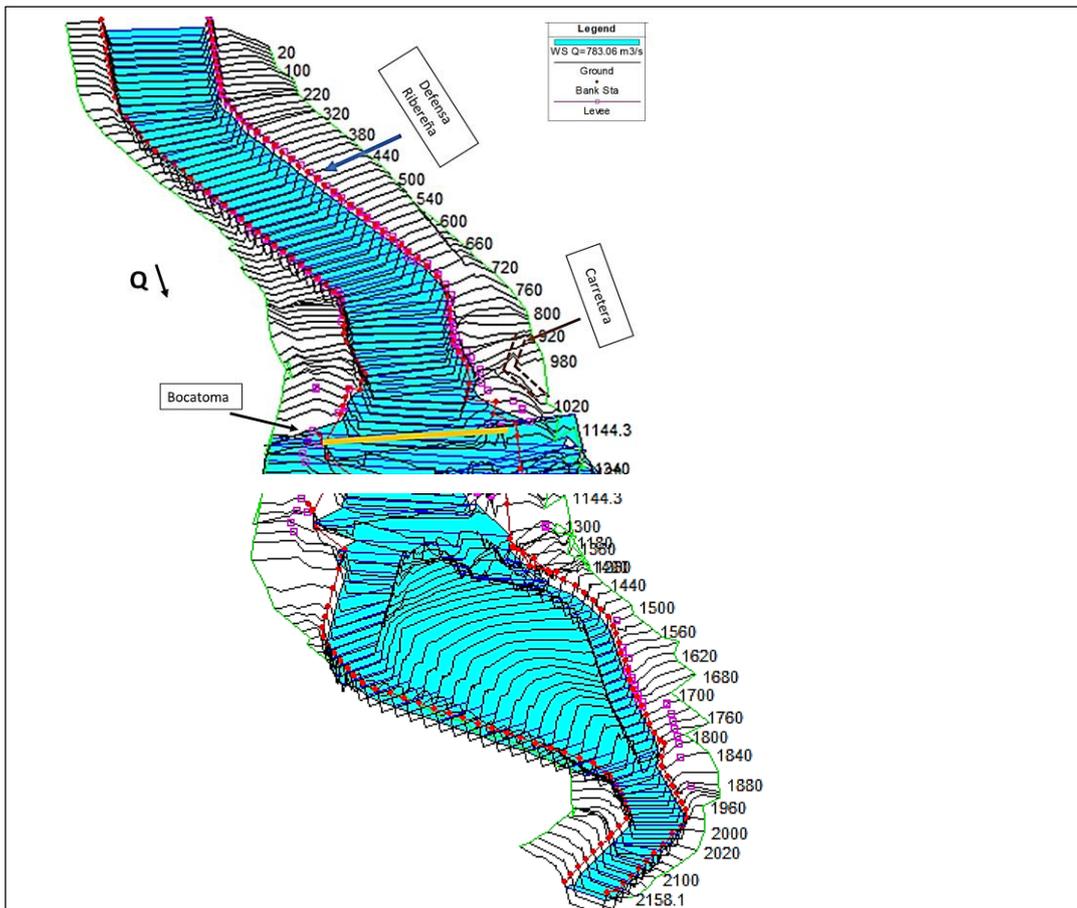


Figura 88. Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, $Tr=50$ años, $Q= 783.06 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

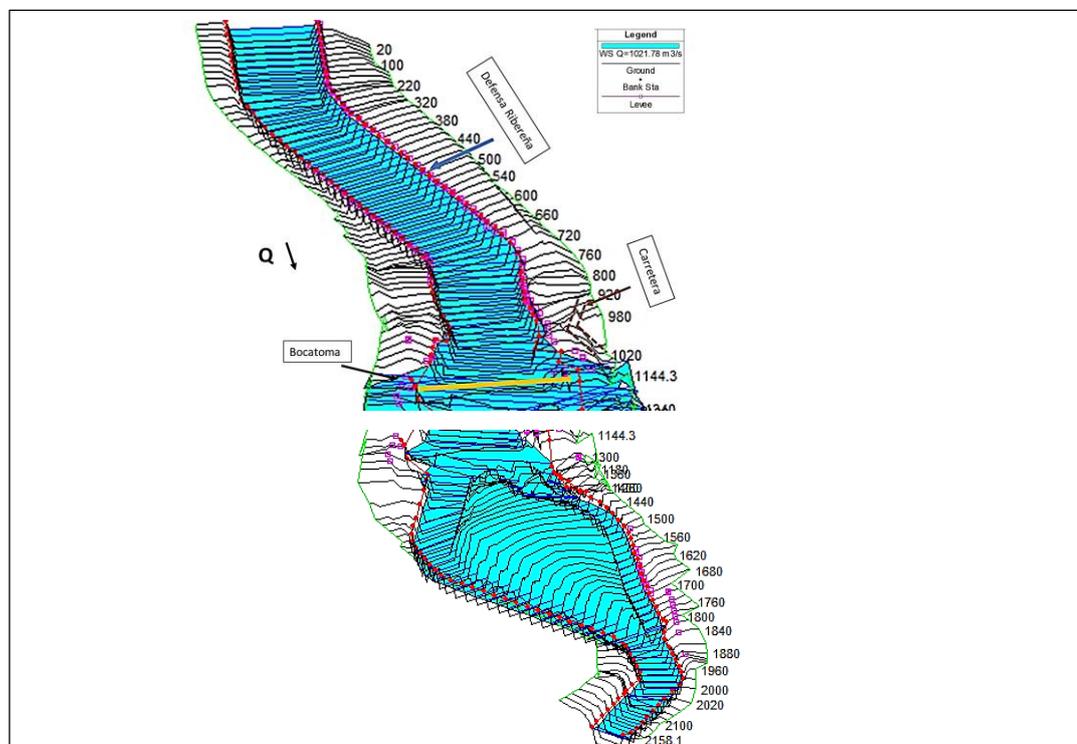


Figura 89 . Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, $Tr=100$ años, $Q= 1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

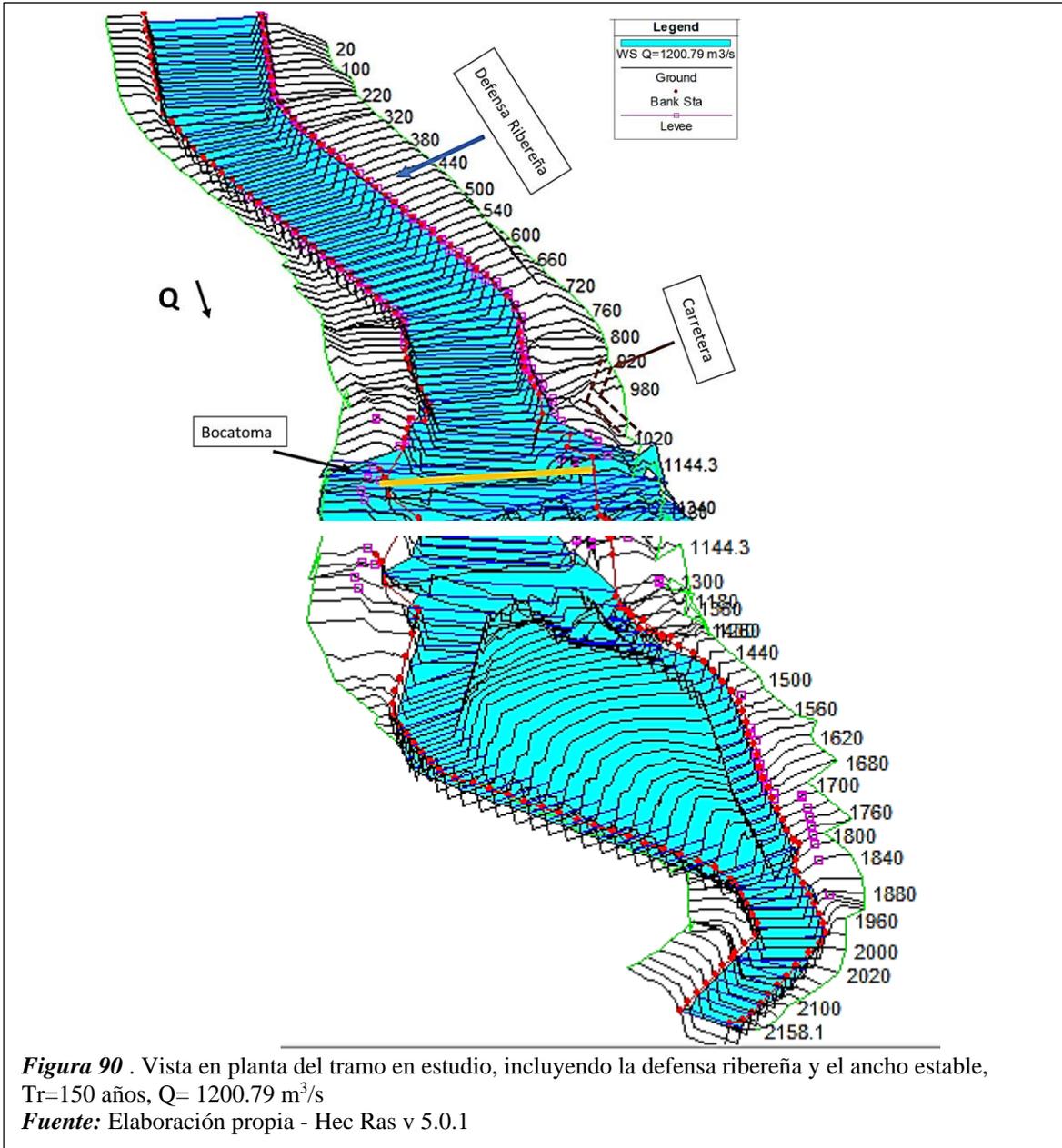
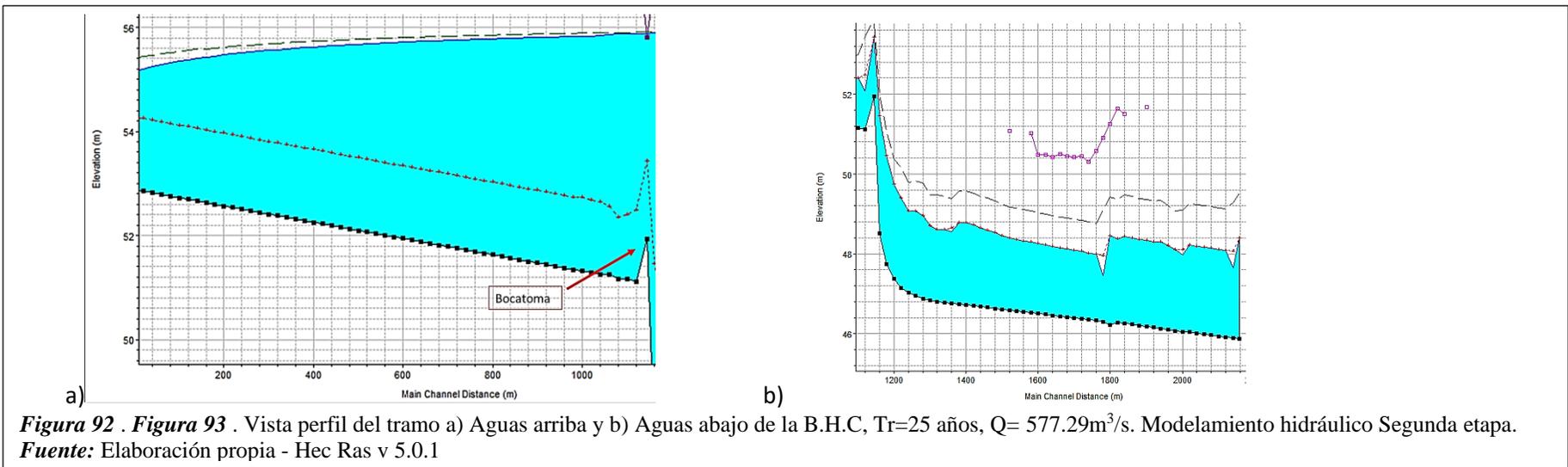
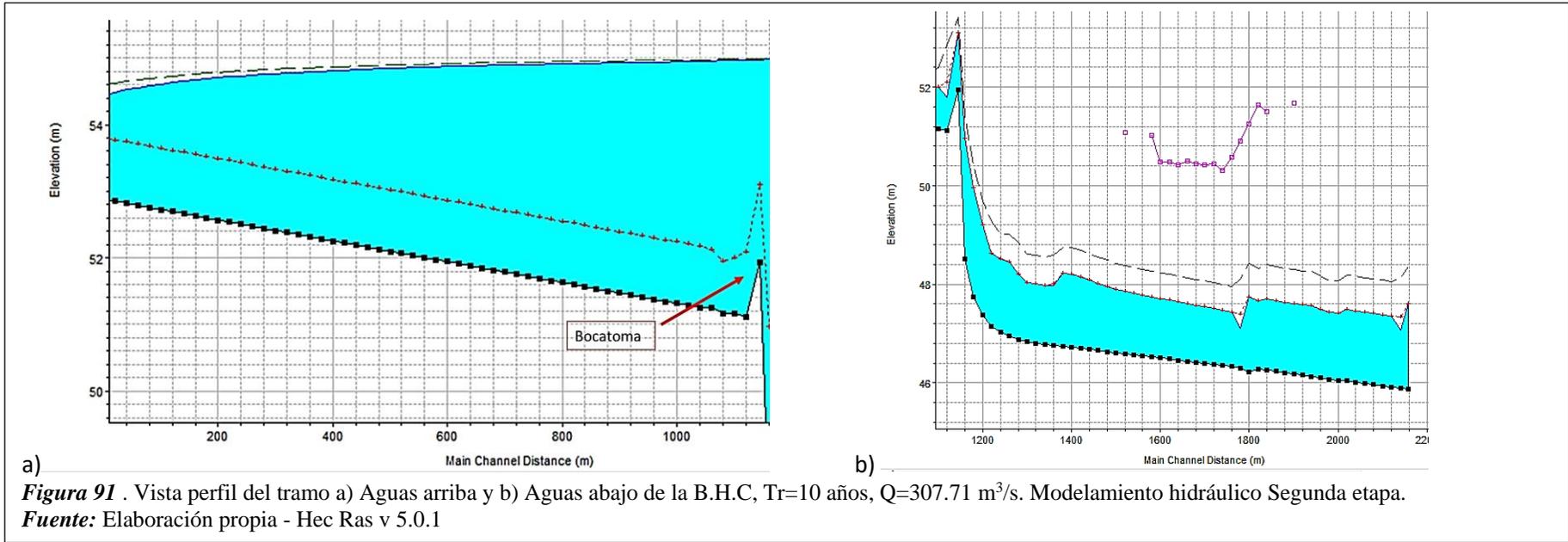


Figura 90 . Vista en planta del tramo en estudio, incluyendo la defensa ribereña y el ancho estable, Tr=150 años, Q= 1200.79 m³/s

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1



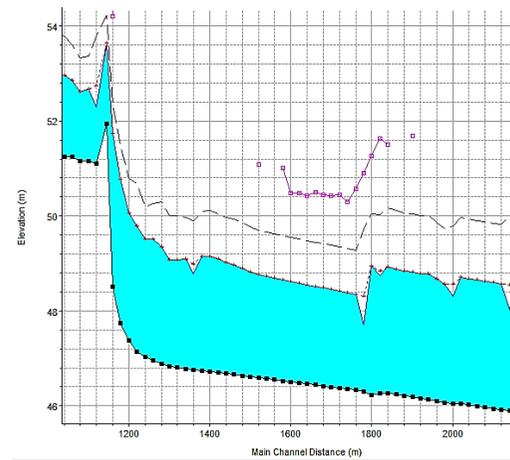
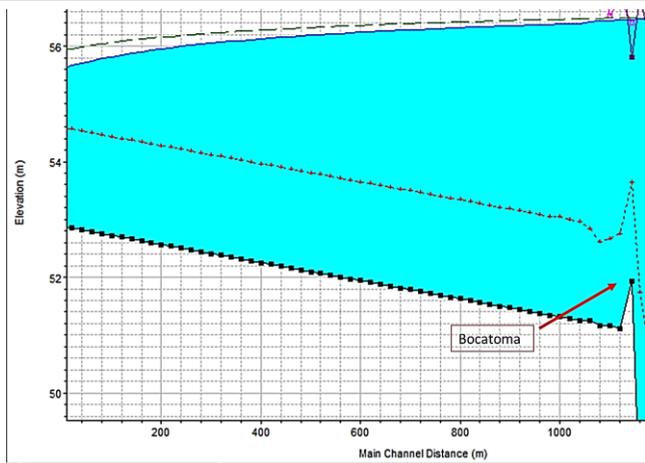


figura 94 . Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=50 años, $Q= 783.06 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico Segunda etapa.
Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

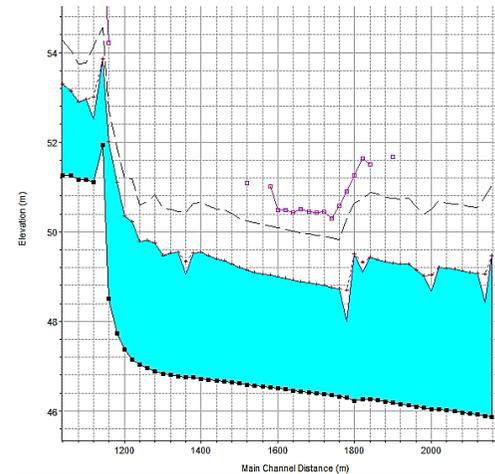
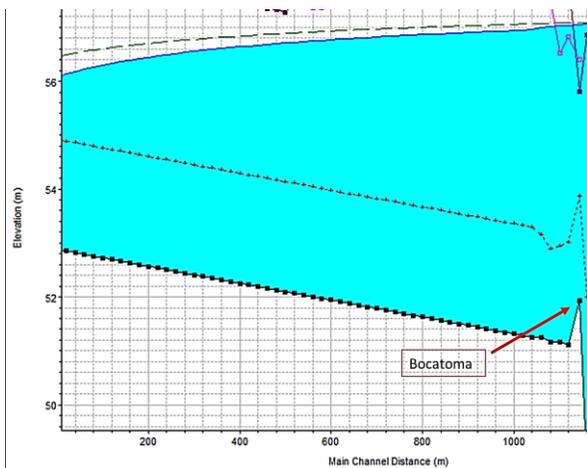
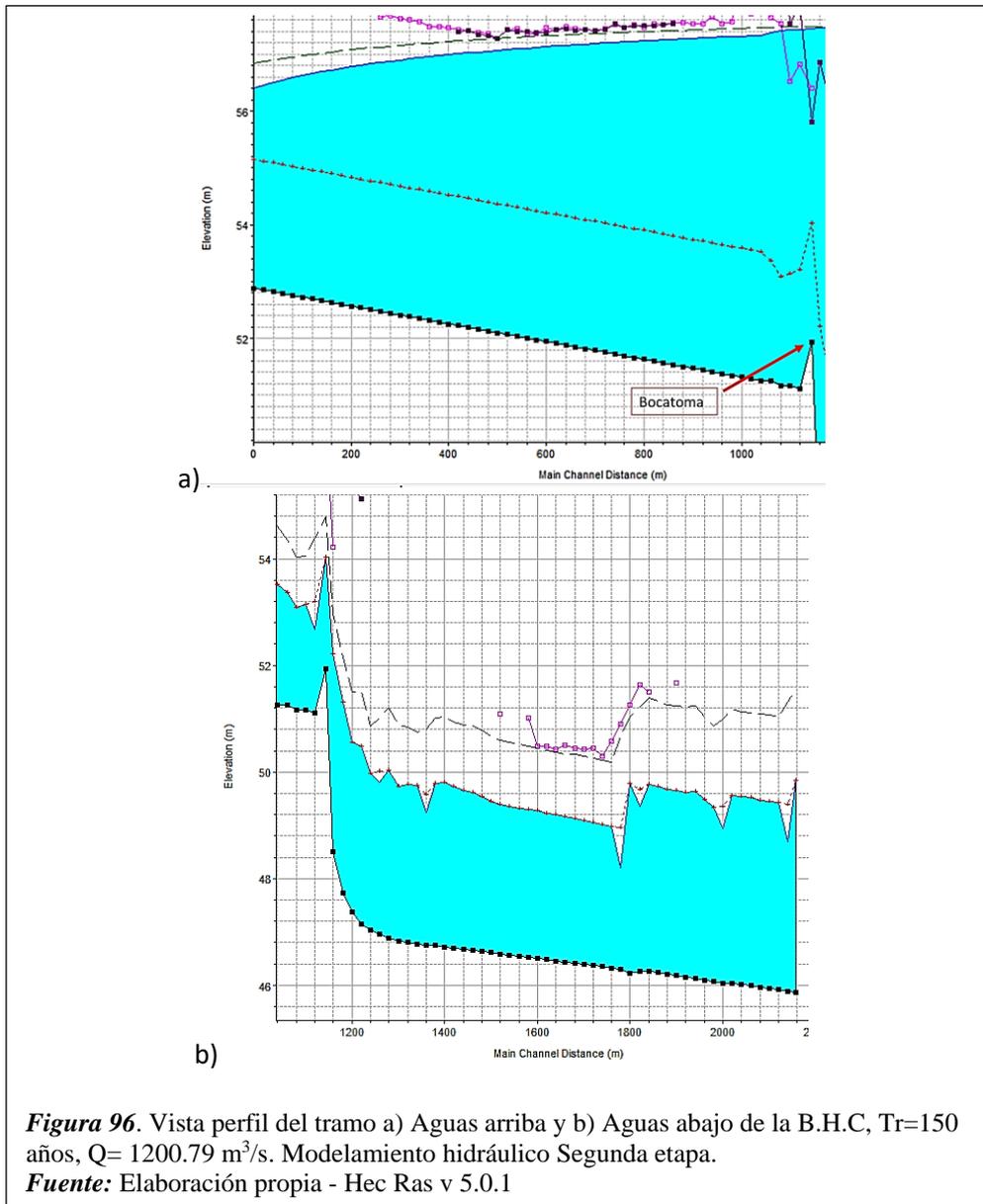


Figura 95 . Vista perfil del tramo a) Aguas arriba y b) Aguas abajo de la B.H.C, Tr=100 años, $Q= 1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$. Modelamiento hidráulico Segunda etapa.
Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1



No existe desbordamiento en la zona crítica de estudio (zona de desbordamiento de caudal aguas arriba de la B.H.C, ver M.H. Primera etapa) de los caudales $Q=307.71 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q= 577.29 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q= 783.06 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q= 1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q= 1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$

A continuación, se muestra los parámetros hidráulicos en el tramo de estudio aguas arriba de la bocatoma Huaca de la Cruz.

Tabla 34*Parámetros hidráulicos del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Segunda etapa*

PROGR.	Tr	CAUDAL (Q)	COTA FONDO DEL CAUCE	COTA DEL NIVEL DE FLUJO	Y	V	ÁREA (A)	ESPEJO DE AGUA (T)	NÚMERO DE FROUDE (F)
(km)	(años)	(m ³ /s)	(m.s.n.m)	(m.s.n.m)	(m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
0 + 000	10	307.71	52.88	54.44	1.56	1.74	176.82	116.25	0.45
0 + 000	25	577.29	52.88	55.16	2.28	2.21	260.77	119.11	0.48
0 + 000	50	783.06	52.88	55.31	2.43	2.48	315.14	120.92	0.49
0 + 000	100	1021.78	52.88	55.33	2.45	2.74	372.3	122.79	0.5
0 + 000	150	1200.79	52.88	55.35	2.47	2.91	412	124.08	0.51
0 + 100	10	307.71	52.72	54.61	1.89	1.43	214.77	117.55	0.34
0 + 100	25	577.29	52.72	55.35	2.63	1.91	302.81	120.51	0.38
0 + 100	50	783.06	52.72	55.58	2.86	2.18	359.43	122.37	0.41
0 + 100	100	1021.78	52.72	55.55	2.83	2.44	418.7	124.3	0.42
0 + 100	150	1200.79	52.72	55.58	2.86	2.61	459.8	125.61	0.44
0 + 200	10	307.71	52.57	54.7	2.13	1.26	244.19	118.55	0.28
0 + 200	25	577.29	52.57	55.47	2.90	1.72	336.09	121.61	0.33
0 + 200	50	783.06	52.57	55.65	3.08	1.98	394.95	123.53	0.35
0 + 200	100	1021.78	52.57	55.69	3.12	2.24	456.51	125.51	0.37
0 + 200	150	1200.79	52.57	55.73	3.16	2.41	499.08	126.86	0.39
0 + 300	10	307.71	52.41	54.77	2.36	1.14	270.29	119.43	0.24
0 + 300	25	577.29	52.41	55.56	3.15	1.58	365.72	122.58	0.29
0 + 300	50	783.06	52.41	55.75	3.34	1.84	426.57	124.55	0.32
0 + 300	100	1021.78	52.41	55.8	3.39	2.09	490.03	126.57	0.34
0 + 300	150	1200.79	52.41	55.85	3.44	2.25	533.87	127.95	0.35
0 + 400	10	307.71	52.25	54.81	2.56	1.05	294.45	120.23	0.21
0 + 400	25	577.29	52.25	55.62	3.37	1.47	392.95	123.46	0.26
0 + 400	50	783.06	52.25	55.89	3.64	1.72	455.65	125.48	0.29
0 + 400	100	1021.78	52.25	55.91	3.66	1.96	520.88	127.54	0.31
0 + 400	150	1200.79	52.25	55.94	3.69	2.12	566.65	134.22	0.32
0 + 500	10	307.71	52.1	54.85	2.75	0.97	317.61	121	0.19
0 + 500	25	577.29	52.1	55.67	3.57	1.38	418.82	124.3	0.24
0 + 500	50	783.06	52.1	55.96	3.86	1.62	483.22	126.36	0.26
0 + 500	100	1021.78	52.1	55.98	3.88	1.86	550.11	128.46	0.29
0 + 500	150	1200.79	52.1	56.02	3.92	2.01	596.21	129.88	0.3
0 + 600	10	307.71	51.94	54.88	2.94	0.9	340.03	121.74	0.17
0 + 600	25	577.29	51.94	55.72	3.78	1.3	443.7	125.1	0.22
0 + 600	50	783.06	51.94	56.01	4.07	1.54	509.6	127.19	0.25
0 + 600	100	1021.78	51.94	56.04	4.10	1.77	578.05	129.32	0.27
0 + 600	150	1200.79	51.94	56.08	4.14	1.92	625.22	130.77	0.28
0 + 700	10	307.71	51.78	54.9	3.12	0.85	361.83	122.45	0.16
0 + 700	25	577.29	51.78	55.75	3.97	1.23	467.73	125.86	0.2
0 + 700	50	783.06	51.78	56.05	4.27	1.46	534.94	127.4	0.23

0 + 700	100	1021.78	51.78	56.09	4.31	1.69	604.12	128.48	0.25
0 + 700	150	1200.79	51.78	56.14	4.36	1.84	651.46	129.11	0.26
0 + 800	10	307.71	51.63	54.92	3.29	0.8	383.39	123.15	0.15
0 + 800	25	577.29	51.63	55.78	4.15	1.17	491.37	126.61	0.19
0 + 800	50	783.06	51.63	56.09	4.46	1.4	559.97	128.76	0.21
0 + 800	100	1021.78	51.63	56.14	4.51	1.62	631.32	134.36	0.24
0 + 800	150	1200.79	51.63	56.19	4.56	1.76	681.35	134.36	0.25
0 + 900	10	307.71	51.47	54.93	3.46	0.76	404.58	123.84	0.13
0 + 900	25	577.29	51.47	55.81	4.34	1.12	514.48	127.34	0.18
0 + 900	50	783.06	51.47	56.12	4.65	1.34	584.18	128.86	0.2
0 + 900	100	1021.78	51.47	56.17	4.70	1.56	656.34	131.97	0.22
0 + 900	150	1200.79	51.47	56.23	4.76	1.7	706.05	132.72	0.23
1 + 000	10	307.71	51.31	54.94	3.63	0.73	422.71	124.15	0.13
1 + 000	25	577.29	51.31	55.83	4.52	1.08	534.8	133.89	0.17
1 + 000	50	783.06	51.31	56.15	4.84	1.29	608.98	136.22	0.19
1 + 000	100	1021.78	51.31	56.21	4.90	1.5	687.32	142.12	0.21
1 + 000	150	1200.79	51.31	56.27	4.96	1.64	741.53	143.04	0.22
1 + 100	10	307.71	51.16	54.97	3.81	0.52	592.68	177.38	0.09
1 + 100	25	577.29	51.16	55.88	4.72	0.75	766.76	207.61	0.13
1 + 100	50	783.06	51.16	56.32	5.16	0.88	889.84	225.51	0.14
1 + 100	100	1021.78	51.16	56.48	5.32	0.98	1077.87	259.13	0.14
1 + 100	150	1200.79	51.16	56.83	5.67	1.06	1181.1	259.52	0.15
Bocatoma									
1 + 144.3	10	307.71	51.94	54.97	3.03	0.62	499.73	201.72	0.12
1 + 144.3	25	577.29	51.94	55.88	3.94	0.64	721.71	270.21	0.14
1 + 144.3	50	783.06	51.94	56.46	4.52	0.67	1024.88	379.83	0.14
1 + 144.3	100	1021.78	51.94	57.05	5.11	0.69	1253.2	388.65	0.14
1 + 144.3	150	1200.79	51.94	57.45	5.51	0.70	1409.73	388.65	0.14

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Tabla 35

Tirante mínimo y máximo del tramo km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico segunda etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m3/s)	Tirante mínimo (Y)		Tirante máximo Y	
		(m)	Progresiva (km)	(m)	Progresiva (km)
10	307.71	1.56	0 + 000	3.86	1 + 120
25	577.29	2.28	0 + 000	4.77	1 + 120
50	783.06	2.73	0 + 000	5.34	1 + 120
100	1021.78	3.20	0 + 000	5.93	1 + 120
150	1200.79	3.52	0 + 000	6.33	1 + 120

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Se muestra también el nivel de flujo entre las prog. km 0+000 hasta el km 1+040, la cual involucra la zona de la carretera en la margen izquierda.

Tabla 36

Tirante mínimo y máximo del tramo prog. km 0+000 a km 1+040 – Modelamiento hidráulico segunda etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m3/s)	Tirante mínimo (Y) (m) Progresiva (km)		Tirante máximo Y (m) Progresiva (km)	
10	307.71	1.56	0 + 000	3.70	1 + 040
25	577.29	2.28	0 + 000	4.59	1 + 040
50	783.06	2.43	0 + 000	4.91	1 + 040
100	1021.78	2.45	0 + 000	4.97	1 + 040
150	1200.79	2.47	0 + 000	5.04	1 + 040

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Tabla 37

Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 0+000 a km 1+144.3 – Modelamiento hidráulico Segunda etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m3/s)	Margen Derecha Progresiva (km)	Margen Izquierda Progresiva (km)
10	307.71	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
25	577.29	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
50	783.06	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
100	1021.78	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
150	1200.79	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

A continuación, se mostrará la sección transversal de mayor ancho y altura en ambas márgenes de su cauce del tramo aguas arriba de la bocatoma Huaca de la Cruz.

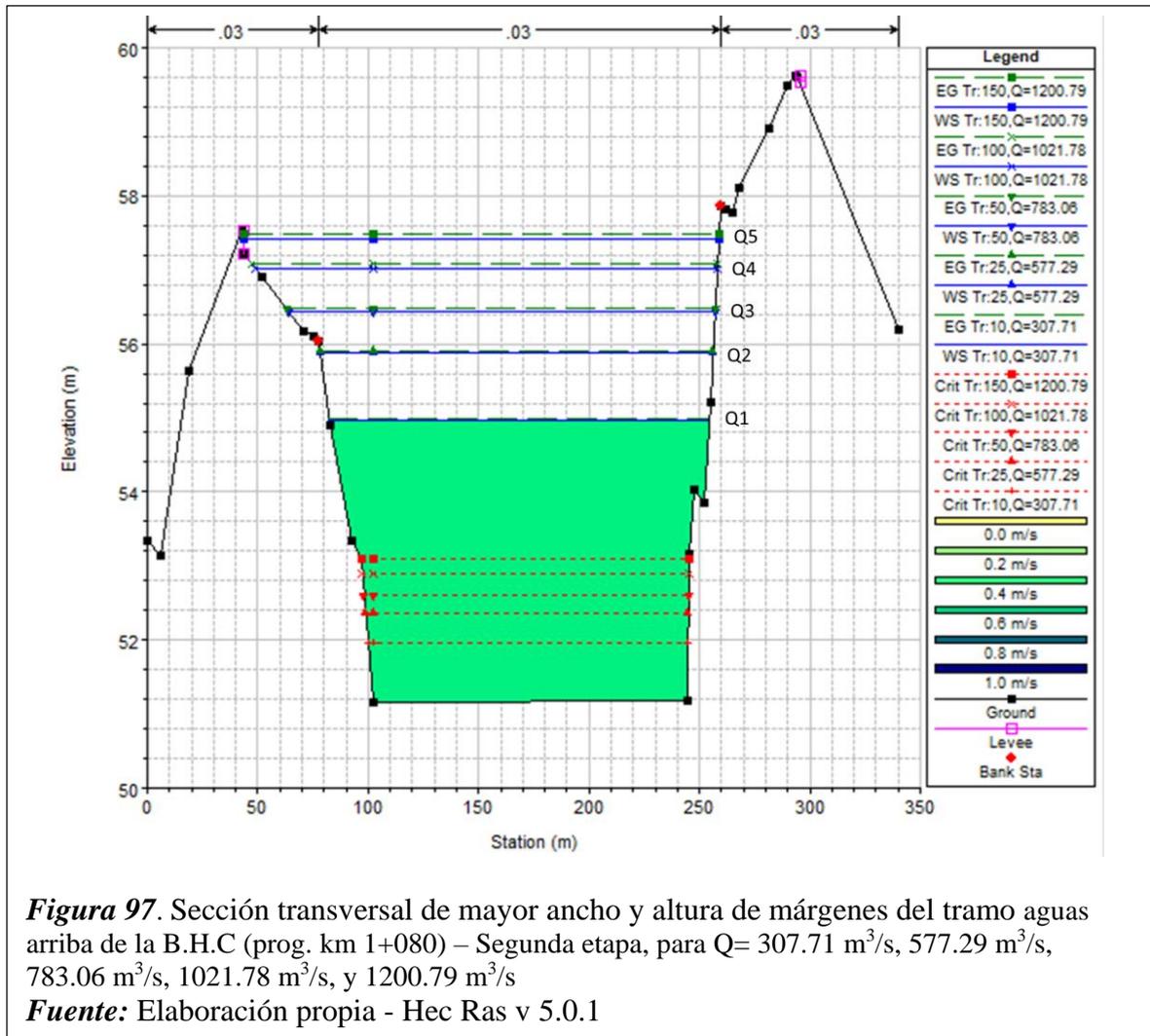


Figura 97. Sección transversal de mayor ancho y altura de márgenes del tramo aguas arriba de la B.H.C (prog. km 1+080) – Segunda etapa, para $Q= 307.71 \text{ m}^3/\text{s}$, $577.29 \text{ m}^3/\text{s}$, $783.06 \text{ m}^3/\text{s}$, $1021.78 \text{ m}^3/\text{s}$, y $1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

Como se observa no existe desbordamiento para el $Q= 1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 38

Tirante de la sección transversal de mayor ancho y altura de márgenes del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico segunda etapa.

Tiempo de retorno (años)	Caudal Q (m ³ /s)	Tirante Y (m)	Progresiva (km)	Velocidad (m/s)
10	307.71	3.81	1 + 080	0.53
25	577.29	4.71	1 + 080	0.78
50	783.06	5.05	1 + 080	0.93
100	1021.78	5.13	1 + 080	1.08

150	1200.79	5.20	1 + 080	1.17
-----	---------	------	---------	------

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Se presenta la siguiente sección transversal con el fin de demostrar que, con la inclusión de la defensa ribereña y el ancho estable del río, no se genera desbordamiento de los caudales analizados.

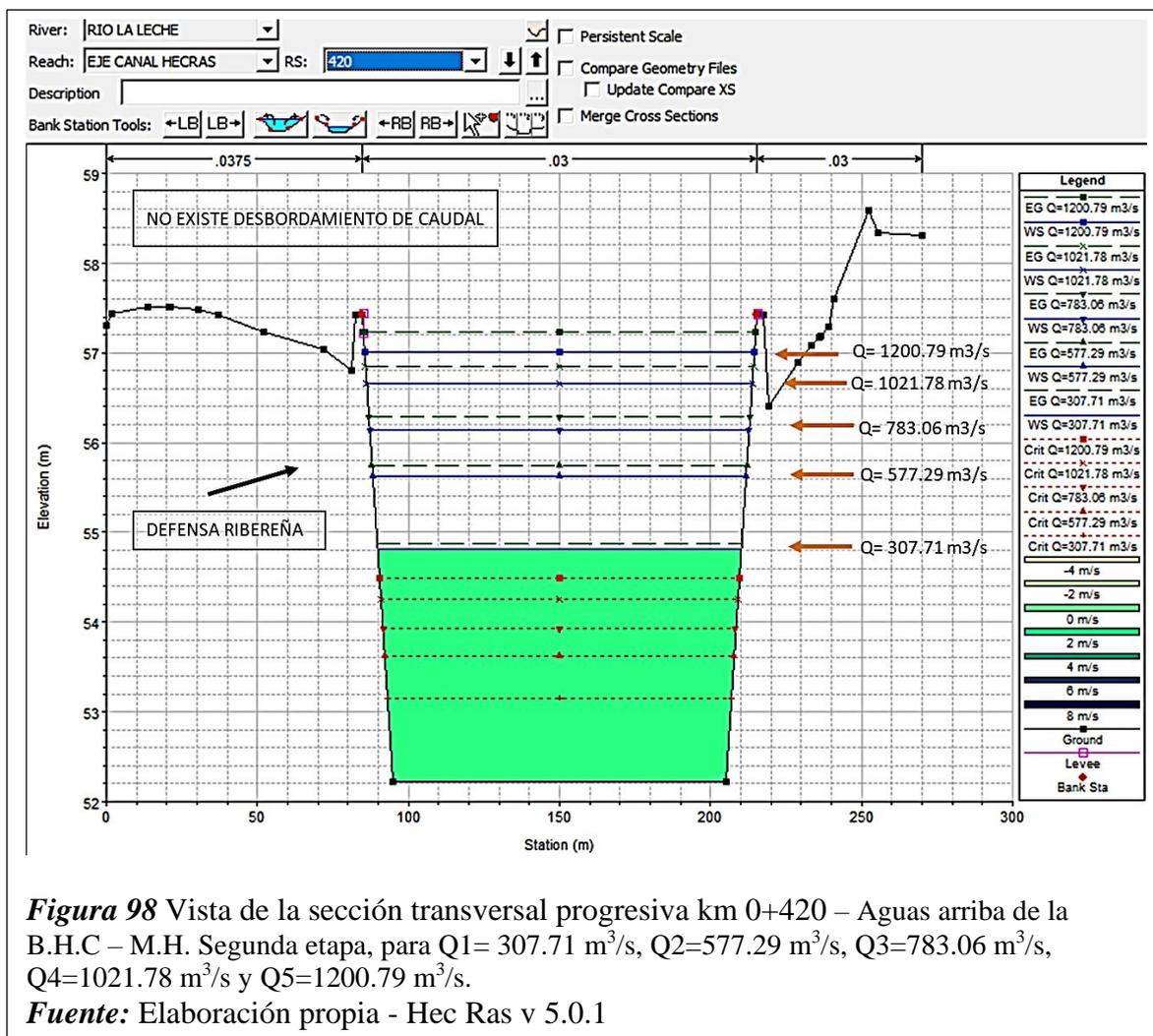


Figura 98 Vista de la sección transversal progresiva km 0+420 – Aguas arriba de la B.H.C – M.H. Segunda etapa, para Q1= 307.71 m³/s, Q2=577.29 m³/s, Q3=783.06 m³/s, Q4=1021.78 m³/s y Q5=1200.79 m³/s.

Fuente: Elaboración propia - Hec Ras v 5.0.1

Tabla 39

Tirante de la sección transversal de la progresiva km 0+420 del tramo en estudio aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico segunda etapa.

Tiempo de retorno (años)	Caudal Q (m3/s)	Tirante Y Progresiva (m)	Tirante Y Progresiva (km)	Velocidad m/s
10	307.71	2.60	0+420	1.03
25	577.29	3.41	0+420	1.45
50	783.06	3.92	0+420	1.70
100	1021.78	4.44	0+420	1.94
150	1200.79	4.79	0+420	2.10

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Se muestra también la altura mínima y máxima del nivel del agua desde la progresiva km 0+000 hasta la progresiva 0+800 de la margen izquierda aguas arriba de la bocatoma.

Tabla 40

Tirante mínimo y máximo desde la progresiva km 0+000 hasta la progresiva km 0+810 aguas arriba de la B.H.C – Modelamiento hidráulico segunda etapa.

Tiempo de retorno (años)	Caudal Q (m3/s)	Tirante mínimo Y Progresiva (m)	Tirante mínimo Y Progresiva (km)	Tirante máximo Y (m)	Tirante máximo Y Progresiva (km)
10	307.71	1.56	0+000	3.32	0+800
25	577.29	2.28	0+000	4.19	0+800
50	783.06	2.43	0+000	4.50	0+800
100	1021.78	2.45	0+000	4.54	0+800
150	1200.79	2.47	0+000	4.60	0+800

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

A continuación, se presenta los parámetros hidráulicos del tramo de estudio Aguas abajo de la B.H.C y la vista de la sección transversal de mayor dimensión aguas abajo de la B.H.C.

Tabla 41

Parámetros hidráulicos del tramo de aguas abajo de la B.H.C – Segunda etapa

PROGR.	Tr	CAUDAL (Q)	COTA FONDO DEL CAUCE	COTA DEL NIVEL DE FLUJO	(Y)	(V)	ÁREA (A)	ESPEJO DE AGUA (T)	NÚMERO DE FROUDE (F)
(km)	(años)	(m3/s)	(m.s.n.m)	(m.s.n.m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1 + 144.3	10	307.71	51.94	53.11	1.17	2.46	124.91	201.44	1.00
1 + 144.3	25	577.29	51.94	53.43	1.49	3.04	190.12	201.49	1.00
1 + 144.3	50	783.06	51.94	53.64	1.70	3.37	232.60	201.52	1.00

1 + 144.3	100	1021.78	51.94	53.86	1.92	3.68	277.42	201.55	1.00
1 + 144.3	150	1200.79	51.94	54.02	2.08	3.88	309.62	201.58	1.00
1 + 200	10	307.71	47.37	49.21	1.84	3.04	101.30	107.56	1.00
1 + 200	25	577.29	47.37	49.75	2.38	3.51	164.41	130.66	1.00
1 + 200	50	783.06	47.37	50.05	2.68	3.80	206.25	140.53	1.00
1 + 200	100	1021.78	47.37	50.36	2.99	4.09	250.07	147.23	1.00
1 + 200	150	1200.79	47.37	50.57	3.20	4.27	281.35	151.58	1.00
1 + 400	10	307.71	46.72	48.20	1.48	3.26	94.46	87.74	1.00
1 + 400	25	577.29	46.72	48.78	2.06	3.96	145.70	92.00	1.00
1 + 400	50	783.06	46.72	49.15	2.43	4.34	180.90	95.76	1.00
1 + 400	100	1021.78	46.72	49.54	2.82	4.69	219.16	99.69	0.99
1 + 400	150	1200.79	46.72	49.81	3.09	4.91	246.41	102.32	0.99
1 + 600	10	307.71	46.50	47.71	1.21	3.20	96.30	92.94	1.00
1 + 600	25	577.29	46.50	48.26	1.76	3.88	148.63	96.54	1.00
1 + 600	50	783.06	46.50	48.62	2.12	4.26	183.73	98.88	1.00
1 + 600	100	1021.78	46.50	48.99	2.49	4.63	220.89	101.31	1.00
1 + 600	150	1200.79	46.50	49.27	2.77	4.82	249.30	105.29	1.00
1 + 800	10	307.71	46.23	47.75	1.52	3.61	85.21	64.51	1.00
1 + 800	25	577.29	46.23	48.46	2.23	4.33	133.29	69.78	1.00
1 + 800	50	783.06	46.23	48.96	2.73	4.62	169.64	78.26	1.00
1 + 800	100	1021.78	46.23	49.50	3.27	4.74	215.75	94.15	1.00
1 + 800	150	1200.79	46.23	49.78	3.55	4.94	242.90	97.62	1.00
2 + 000	10	307.71	46.04	47.41	1.37	3.60	85.50	65.43	1.01
2 + 000	25	577.29	46.04	47.97	1.93	4.70	122.71	67.29	1.11
2 + 000	50	783.06	46.04	48.31	2.27	5.38	145.54	68.41	1.18
2 + 000	100	1021.78	46.04	48.68	2.64	5.96	171.34	69.65	1.21
2 + 000	150	1200.79	46.04	48.95	2.91	6.32	189.95	70.53	1.23
2 + 158.1	10	307.71	45.87	47.60	1.73	3.85	79.99	53.08	1.00
2 + 158.1	25	577.29	45.87	48.41	2.54	4.67	123.72	55.77	1.00
2 + 158.1	50	783.06	45.87	48.93	3.06	5.11	153.19	57.52	1.00
2 + 158.1	100	1021.78	45.87	49.47	3.60	5.54	184.59	59.32	1.00

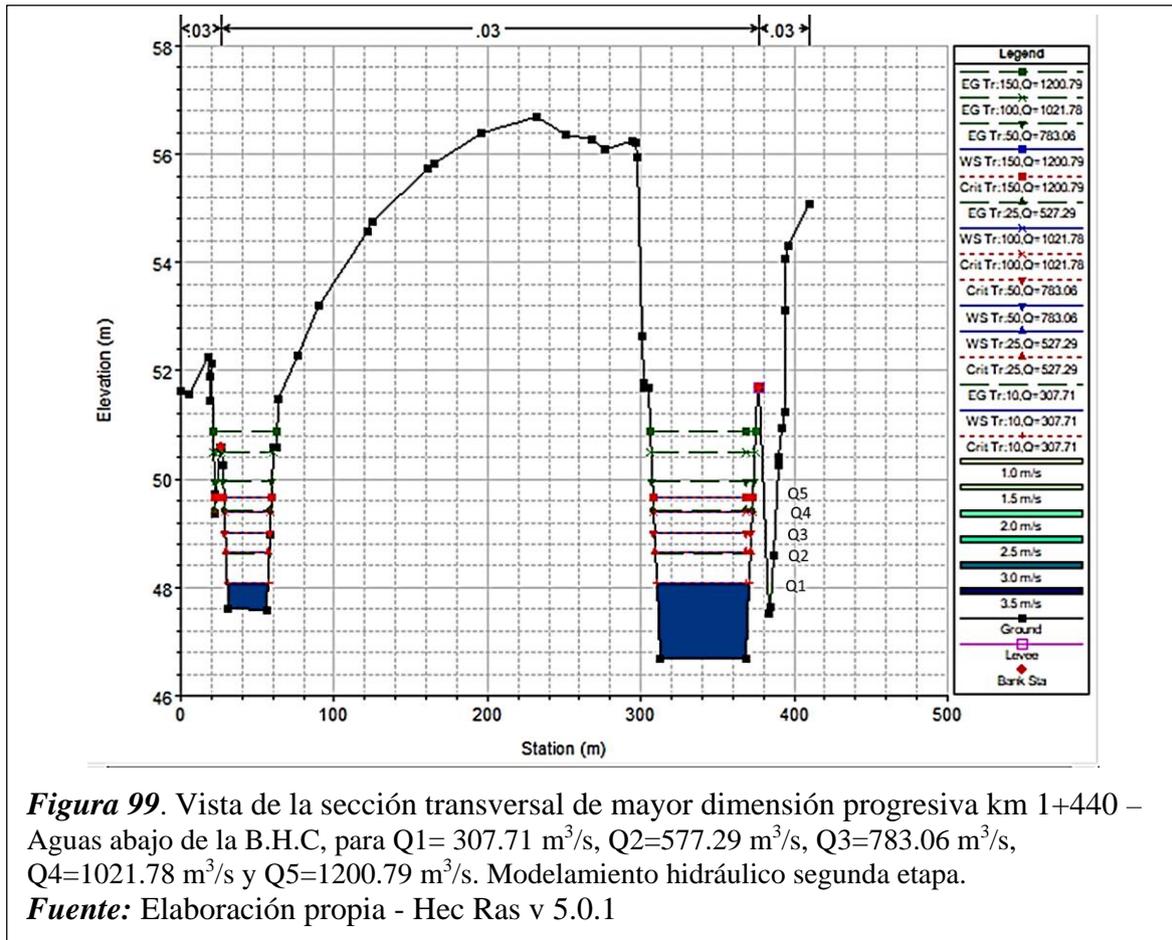
Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1

Tabla 42

Secciones de desbordamiento de caudal – prog. km 1+144.3 a km 2+158.95 – Modelamiento hidráulico Segunda etapa.

Tr (años)	Caudal Q (m ³ /s)	Margen Derecha Progresiva (km)	Margen Izquierda Progresiva (km)
10	307.71	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
25	577.29	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
50	783.06	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
100	1021.78	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento
150	1200.79	No existe desbordamiento	No existe desbordamiento

Fuente. Elaboración propia – HEC RAS V. 5.0.1



3.1.4. Realización de ensayos de mecánica de suelos y de las rocas a las muestras adquiridas.

A. Ensayos de mecánica de suelos EMS y de mecánica de rocas.

Los EMS realizados a las muestras adquiridas de las dos calitas realizadas en la cantera Cerro Escute a una profundidad de 1.50m. **VER ANEXO D**, otorgaron los resultados que a continuación se muestra:

Tabla 43

Resumen de resultados de los EMS al material de la cantera Escute

ENSAYO	PARÁMETROS	UNIDAD	CALICATA N° 01	CALICATA N° 02
CONTENIDO DE HUMEDAD	Contenido de humedad saturado	%	6.82	6.17
	Clasificación (S.U.C.S)	Tipo	SC (Arena arcillosa con grava)	SC (Grava arcillosa con arena)
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	Clasificación (AASHTO)	Tipo	A-2-6 (1), Regular	A-2-6 (0), Regular
	Grava	%	29.50	27.90
	Arena	%	38.80	43.60
	Arcilla y Limo	%	31.70	28.50
	Módulo de fineza	-	3.433	3.521
	D10	-	0.442	0.403
	D30	-	0.086	0.108
	D60	-	2.32	2.25
	Límite Líquido (LL)	%	31.60	29.44
	ENSAYO DE LÍMITE DE ATTERBERG	Límite Plástico (LP)	%	16.69
Índice Plástico (IP)		%	14.91	12.31
Máxima Densidad Seca Óptimo		g/cm ³	2.21	-
PRÓCTOR MODIFICADO	Contenido de humedad	%	10.38	-
	Máxima densidad húmeda	g/cm ³	2.43	-

	Método de preparación	-	C	-
	Ángulo de fricción	°	27.88	-
CORTE DIRECTO	Cohesión Interna	Kg/cm ²	0.1144	-
PESO ESPECÍFICO	Peso específico	Kg/cm ³	1.75	1.74

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó 2 calicatas en el margen izquierdo del cauce del río la leche en el kilometraje (0+300, 0+600) aguas arriba de la bocatoma huaca de la cruz. En cada calicata se extrajo 02 muestras para su respectivo análisis. **VER ANEXO D**

Tabla 44

Resumen de resultados de los EMS al material del cauce de río – margen izquierdo

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD	CLASIFICACIÓN SEGÚN (SUCS)	CLASIFICACIÓN SEGÚN (AASHTO)	HUMEDAD (%)	LÍMITES		ÍNDICE PLÁSTICO	ÁNGULO DE FRICCIÓN	COHESIÓN INTERNA (kg/cm ²)	PESO ESPECÍFICO (gr/cm ³)
						LÍQUIDO (%)	PLÁSTICO (%)				
C - 01	M-01	0.00m - 1.20m	SP (Arena pobremente graduada)	A-3 (0) Bueno	16.17	N.P.	N.P.	N.P.	-	-	-
C - 01	M-02	1.20m - 2.20m	SP (Arena pobremente graduada)	A-3 (0) Bueno	25.77	N.P.	N.P.	N.P.	-	-	1.69
C - 02	M-01	0.00m - 1.20m	SP (Arena pobremente graduada)	A-3 (0) Bueno	18.24	N.P.	N.P.	N.P.	-	-	-
C - 02	M-02	1.20m - 2.20m	SP (Arena pobremente graduada)	A-3 (0) Bueno	26.22	N.P.	N.P.	N.P.	21.78	0.1391	1.68

Fuente: Elaboración Propia

Análisis Estratigráfico

a) Calicata C-1

Profundidad 0.00m-1.20m

Predomina arena pobremente graduada (SP) y según AASHTO A-3 (0), conteniendo un 2.50% de arcilla y limo, 97.5% de material arenoso y un 0.0% de grava, presentan diámetros equivalentes al porcentaje de finos que pasa $D_{10}=0.12$, $D_{30}=0.282$, $D_{50}=0.406$, $D_{60}=0.481$, además de estos presenta una humedad natural de 16.17%. Ver tabla 34

Profundidad 1.20m-2.20m

Predomina arena pobremente graduada (SP) y según AASHTO A-3 (0), conteniendo un 4.50% de arcilla y limo, 95.5% de material arenoso y un 0.0% de grava, presentan diámetros equivalentes al porcentaje de finos que pasa $D_{10}=0.103$, $D_{30}=0.205$, $D_{50}=0.325$, $D_{60}=0.37$, además de estos presenta una humedad natural de 25.77%. Ver tabla 34

b) Calicata C-2

Profundidad 0.00m-1.20m

Predomina arena pobremente graduada (SP) y según AASHTO A-3 (0), conteniendo un 2.90% de arcilla y limo, 96.3% de material arenoso y un 0.8% de grava, presentan diámetros equivalentes al porcentaje de finos que pasa $D_{10}=0.114$, $D_{30}=0.28$, $D_{50}=0.409$, $D_{60}=0.495$, además de estos presenta una humedad natural de 18.24%. Ver tabla 34

Profundidad 1.20m-2.20m

Predomina arena pobremente graduada (SP) y según AASHTO A-3 (0), conteniendo un 4.80% de arcilla y limo, 95.2% de material arenoso y un 0.0% de grava, presentan diámetros equivalentes al porcentaje de finos que pasa $D_{10}=0.098$, $D_{30}=0.216$, $D_{50}=0.339$, $D_{60}=0.386$, además de estos presenta una humedad natural de 26.22%. Ver tabla 34

Conclusiones.

El muestreo y análisis de las muestras extraídas de las 02 calicatas nos muestran una constante clasificación según SUCS de suelos tipo “SP” arena pobremente graduada, en cuanto a la clasificación AASHTO muestra por lo general un suelo del tipo A-3 (0), además presenta un ángulo de fricción de 21.78° con una cohesión de 0.1391kg/cm^2 y un peso específico de $(1.68 - 1.69)\text{ kg/cm}^3$.

Tabla 45

Resultados de los ensayos de mecánica de suelos al material descolmatado propio del río

ENSAYO	PARÁMETROS	UNIDAD	RESULTADO
PRÓCTOR MODIFICADO	Máxima densidad seca	g/cm ³	1.6
DENSIDAD IN SITU*	Máxima densidad natural seca	g/cm ³	1.4

Fuente: Elaboración Propia

* Se determinó la máxima densidad natural seca in situ con la fórmula $\rho = \frac{w}{v}$

De los ensayos de mecánica de rocas realizados a las muestras adquiridas de la cantera R21 ubicada en el flanco Oeste del cerro El Gigante, a 500 m de la margen derecha km 21 de la carretera Pátapo - Batangrande - Lambayeque, **VER ANEXO D**, se obtuvo:

Tabla 46

Resumen de resultados de los ensayos de mecánica de rocas

ENSAYO	PARÁMETROS	UNIDAD	MUESTRA
GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS	Peso específico de masa	g/cm ³	2.63
	Peso específico de la masa S.S.S	g/cm ³	2.63
	Peso específico aparente	g/cm ³	2.64
DESGASTE DE LOS ÁNGELES	Porcentaje de absorción	%	0.12
	Desgaste	%	12.30
COMPRESIÓN SIMPLE	Resistencia a la compresión	Mpa	32.196
CORTE DIRECTO	Ángulo de fricción	°	38.0
	Cohesión Interna	Kg/cm ²	0.20

Fuente: Elaboración propia

Este tipo de roca Ígnea presenta una litología “tonalita”, con una alteración de roca sana o fresca, donde no se observa ningún signo de alteración en el material rocoso; además el porcentaje de absorción es baja 0.12% y tiende un desgaste menor al 30% (12.30%), con una clasificación geo mecánica de roca tipo III y II, además presenta una calidad geomecánica media buena.

3.1.5. Realización del diseño de la defensa ribereña con enrocado.

Cabe mencionar que el resultado del aporte práctico que se ha considerado sobre el ancho estable del río La Leche, ha permitido determinar los parámetros o características de la defensa ribereña con enrocado que a continuación se describe:

3.1.5.1. Ancho Estable del Cauce

Tabla 47

Ancho Estable de la Sección del Río en la Zona de Estudio

<i>Descripción del Método</i>	<i>Ancho Estable B(m)</i>
Recomendación práctica	114.42 m.
Método de Pettits	153.86 m.
Método de Simons y Hernderson	97.03 m.
Método de Blech y Altunin	153.63 m.
Método de Manning y Strickler	210.83 m.
=====> Se Adoptó B =110.00 Metros	

Fuente. Elaboración propia

Se consideró un ancho estable de 110.00 metros tomándose en cuenta ambos extremos del río, en el punto de desbordamiento del cauce se encuentra por el margen izquierdo el Bosque Pómac. **Ver Anexo E-1.**

3.1.5.2. Profundidad de Socavación

Resulta del promedio del método de Lischtvan – Levediev, Maza Alvarez & Echavarria Alfaro, Laursen, Maza Alvarez & García Flores y Neill. **Ver Anexo E-2.**

Tabla 48*Obtención de profundidad de socavación en el tramo de estudio*

Métodos de Velocidad Competente	Profundidad de Socavación
$V_r = V_c$	(m)
Lischtvan - Levedieb	Ds = 4.35 m.
Maza Alvarez & Echavarria Alfaro (1973)	Ds = 1.66 m.
Laursen (1963)	Ds = 3.63 m.
Maza Alvarez & García Flores (1978)	Ds = 4.62 m.
Neill (1980)	Ds = 2.57 m.
Socavación Promedio	Ds = 3.37 m.
==> Socavación Adoptado	Ds = 3.40 m.

Fuente: Elaboración Propia**3.1.5.3. Parámetros Estructurales del dique de Tierra con Enrocado.****A. Cálculo del tirante hidráulico.**

Utilizando el método de Manning en base al caudal, ancho estable del cauce, pendiente, rugosidad, se procedió a calcular el tirante hidráulico. **Ver Anexo E-3**

Tabla 49*Tirante Hidráulico y otros parámetros hidráulicos del Río la Leche – tramo en estudio*

Parámetros Hidráulicos del Cauce del Río la Leche.			
Caudal (m ³ /s).	1200.79 m ³ /s	Área Hidráulica (A)	412.0785
Base (m)	110.00 m	Radio Hidráulico (R)	3.2771
Pendiente (S).	0.00157 m/m	Perímetro Mojado (P).	125.7454 m
Rugosidad (n)	0.03	Espejo de Agua (T)	124.0832
Talud (Z).	2	Energía Específica (E)	3.9536 m-kg/kg
Tirante Hidráulico (t)	3.5208	Número de Froude (F)	0.51
Velocidad (V)	2.914 m/s	Tipo de Flujo	Subcrítico

Fuente: Elaboración Propia.

B. Cálculo del borde libre.

Se calculó en función de la ecuación de la energía. **Ver Anexo E-3**

Tabla 50

Coficiente en Función de la Máxima Descarga

Energía Cinética (m).		$He = \frac{V^2}{2g} = 0.43 \text{ m.}$
Borde Libre (m): $Bl = \phi He$		
Caudal Máximo m ³ /s.		ϕ
3000.00	4000.00	2
2000.00	3000.00	1.70
1000.00	2000.00	1.40
500.00	1000.00	1.20
100.00	500.00	1.10
=====→ SE ADOPTÓ		$\phi = 1.40$
Borde Libre $Bl = \phi He = 1.40 * 0.43 = \mathbf{0.61m.}$		

Fuente: Elaboración Propia - (Teran, 1998, p. 36).

C. Cálculo de la Altura de Encausamiento.

Tabla 51

Cálculo de altura de dique con enrocado

Cálculo De Altura de Dique	
$H_D = t + Bl$	
t = 3.52 m.	Tirante de Diseño (m)
Bl = 0.61	Borde Libre
$H_D = 4.13 \text{ m.} \implies \mathbf{SE ADOPTÓ: H_D = 5.20 \text{ m.}}$	

Fuente: Elaboración Propia.

Se optó $H_d=5.20$ metros por existir pendientes bajas en el tramo, y dar la seguridad ante una repetición del fenómeno del niño donde tiende a aumentar el nivel de colmatación.

Ver Anexo E-3.

D. Profundidad de uña.

Este parámetro está dado en función de la profundidad de socavación. **Ver Anexo E-3.**

$$\text{Profundidad de Uña} = \text{Profundidad de Socavación} = 3.40 \text{ m.}$$

E. Ancho de la base de la uña.

Se aproxima en un incremento del 50% de la altura de la uña. **Ver Anexo E-3.**

$$\text{Ancho de Uña} = 1.5 * 3.40 = 5.10 \text{ m.}$$

F. Ancho de corona.

Se determinó por medio del ancho mínimo y un incremento de la quinta parte de la profundidad de uña. **Ver Anexo E-3.**

Tabla 52

Ancho de corona en función del ancho mismo y profundidad de uña

Descripción	Ancho de Corona
$C = \frac{\text{Profundidad de Uña}}{5} + 3.0 \text{ (Ancho Mínimo)}$	4.00 metros

Fuente: Elaboración Propia – (Cconislla, 2017).

G. Diseño Preliminar de Defensa Ribereña.

Tabla 53

Diseño Preliminar sugerido de Defensa Ribereña

**Diseño Preliminar Sugerido de la Defensa Ribereña en el
Área de Estudio del Río La Leche**

Ancho de Corona (m)	4.00 metros.
Altura de Dique (m)	5.20 metros.
Altura de Enrocado (m)	5.20 metros.
Altura de Uña (m)	3.40 metros.
Ancho de Uña (m)	5.10 metros.
Altura Total (m)	8.60 metros.

Fuente: Elaboración Propia.

H. Diámetro Medio de la Roca (D50).

Se determinó por medio de las expresiones de Maynord, Isbash y U.S Department of Transportation.

Tabla 54

Obtención del diámetro medio de roca D50

Según Maynord	Según Isbash	Según U.S Department of Transportation
En Tramos Rectos D50 = 0.27 m.	D50 = 0.18 m.	D50 = 0.22 m.
En Tramos de Curva D50 = 0.46 m.		
Diámetro promedio $D50_{promedio} = 0.28$ m.		
=====> Diámetro Adoptado $D50 = FS * D50_{promedio} = 0.60$ m.		

Fuente: Elaboración Propia

Para las rocas sumergidas (altura de la uña) el diámetro aumentará en un 50%, llegando a obtener un diámetro de roca 0.90 metros. **Ver Anexo E-4.**

I. Espesor Mínimo del Enrocado (T).

Se calculó por medio de tres recomendaciones dados por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos (1970). **Ver Anexo E-4.**

Tabla 55

Espesor de Diseño del Enrocado

No menor del tamaño máximo de roca a utilizarse en el enrocado.	No menor del $1.50D_{50}$.	Razones constructivas no menor de 30 cm.
$T = D_{100} = 0.90$ m.	$T = 1.50 * d_{50} = 0.90$ m.	$T_{min} = 0.30$ m.
=====> Espesor de diseño Optado: $T = 0.90$ metros.		

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.6. Realización del análisis de estabilidad de la defensa ribereña

A. Estabilidad del Talud.

Se realizó por el método de las dovelas, analizándose para el caso estático y pseudo estático. Para dicho análisis se utilizó el software Slide V 6.0, obteniéndose factores de seguridad globales mayores a los recomendados ($FS > 1.50$ para análisis estático y $FS > 1.05$ para el análisis pseudo estático). **Ver Anexo F**

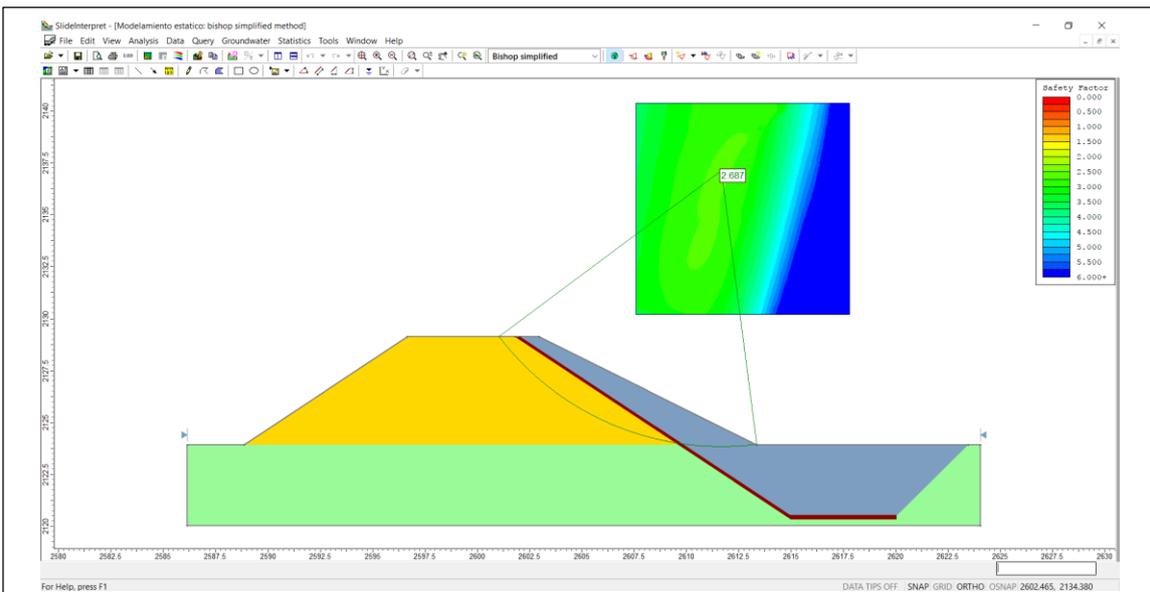


Figura 100. Factor de seguridad global ($FS=2.687$) – Análisis Estático – Método de Bishop Simplificado.

Fuente: Elaboración propia - Slide v 6.0.

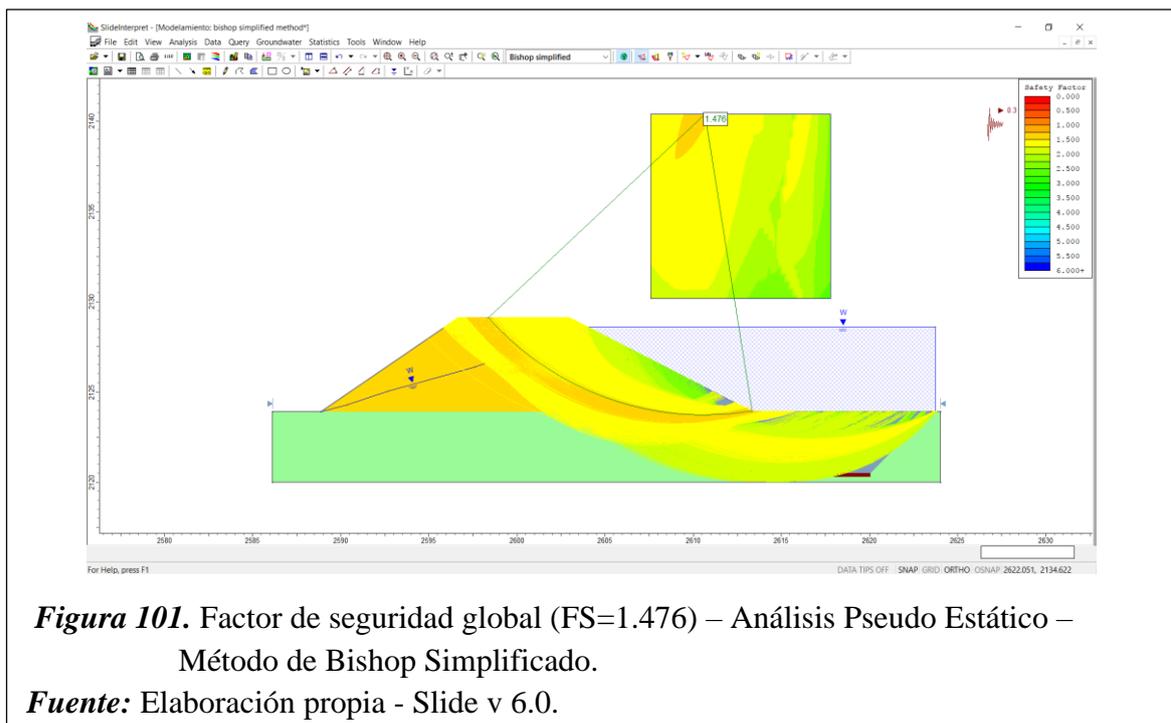


Figura 101. Factor de seguridad global ($FS=1.476$) – Análisis Pseudo Estático – Método de Bishop Simplificado.

Fuente: Elaboración propia - Slide v 6.0.

Tabla 56*Factores de seguridad de talud - Análisis Estático*

Métodos	Factor de Seguridad Global
Ordinario o de Fellenius	2.549
Bishop Simplificado	2.687
Janbu Simplificado	2.529
Janbu Riguroso	2.667
Spencer	2.709

Fuente: Elaboración Propia – Slide V 6.0**Tabla 57***Factores de Seguridad de Talud – Análisis Pseudo Estático*

Métodos	Factor de Seguridad Global
Ordinario o de Fellenius	1.379
Bishop Simplificado	1.476
Janbu Simplificado	1.341
Janbu Riguroso	1.426
Spencer	1.525

Fuente: Elaboración Propia – Slide V 6.0

B. Estabilidad del Enrocado

B.1. Esfuerzo Máximo Cortante Actuante

Para tramos rectos, el esfuerzo máximo cortante actuante es $\tau_a = 5.53 \text{ kg/m}^2$. **Ver Anexo F**

Tabla 58

Esfuerzo Máximo Cortante Actuante en Tramos Rectos

Esfuerzo Máximo Cortante Actuante en Tramos Rectos.

$$\tau_a = \gamma_a \times t \times S$$

$$\tau_a = 5.53 \text{ kg/m}^2$$

Fuente: Elaboración Propia

Sin embargo, el alineamiento del cauce de la defensa ribereña presenta tres curvas, por tanto, el esfuerzo cortante calculado en tramos rectos será afectado por la curva.

Para tramos con curva, el esfuerzo cortante actuante está dado por la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_b}{\tau_a} = 2.65 / \left(\frac{r}{w}\right)^{0.5}$$

Reemplazando los datos tenemos:

Tabla 59

Nuevo Esfuerzo Cortante Actuante Afectado por las Curvas

Radio de Curva del Eje (r)	Ancho de la Superficie del agua (w)	$\frac{\tau_b}{\tau_a} = 2.65 / \left(\frac{r}{w}\right)^{0.5}$	Nuevo Esfuerzo Actuante Afectado por la Curva (kg/m ²)
R = 95.40	124.08	3.02	16.71
R = 173.25	124.08	2.24	12.40
R = 148.50	124.08	2.42	13.39

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo máximo actuante afectado por la curva es 16.71 (kg/m²). **Ver Anexo F**

B.2. Esfuerzo Cortante Crítico del Enrocado

Tabla 60

Obtención del esfuerzo cortante crítico del enrocado

Esfuerzo Cortante Crítico en el Fondo	Esfuerzo Cortante Crítico en el Talud
$\tau = a(\gamma_s - \gamma)D_{50}$	$\tau' = \tau * \left(1 - \frac{\text{Sen}^2\theta}{\text{Sen}^2\phi}\right)^{0.5}$
39.12 kg/m ²	26.88 kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia

$$\tau_a \leq \tau'$$

$$5.53 < 26.88$$

$$\tau_b \leq \tau'$$

$$16.71 < 26.88$$

$$12.40 < 26.88$$

$$13.39 < 26.88$$

Entonces como $\tau_a \leq \tau'$, $\tau_b \leq \tau'$, el revestimiento del enrocado es estable. **Ver Anexo**

F

B.3. Factor de Seguridad al Deslizamiento

El factor de seguridad está dado por la siguiente ecuación:

$$F.S = \frac{tg\phi}{tg\theta}$$

$$F.S = \frac{tg38^\circ}{tg26.57^\circ} = 1.56$$

Encontrados ambos valores ϕ y θ , el factor de seguridad al deslizamiento se obtiene:

$$F.S = 1.56$$

Observamos que el factor de seguridad es superior a 1.50, por tanto, el factor de seguridad cumple con la seguridad al deslizamiento.

A.4. Estabilidad al Hundimiento

El hundimiento de una estructura se produce cuando la capacidad portante del terreno es menor a la presión que ejerce el peso de la estructura. Por tanto, la estructura es estable al ser mayor la capacidad admisible del terreno de fundación a la presión que ejerce el enrocado como punto más crítico. **Ver Anexo F**

Tabla 61

Factor de seguridad ante el hundimiento de la estructura

Capacidad Portante Admisible del Terreno de Fundación.	Presión del Enrocado
$q_u = \frac{2}{3} \times c' \times N'_c + \gamma_m \times D_f \times N'_q + \frac{1}{2} \times \gamma_m \times B \times N'_\gamma$	$P_r = \frac{W_r}{A}$
$Q_{ad} = q_u / FS$	$W_r = W_{uña} = V \times n \times \gamma_s$
$Q_{ad} = 0.989 \text{ kg/cm}^2$	$P_r = 0.197 \text{ kg/cm}^2$

Factor de Seguridad (FS) = 5.03

Fuente: Elaboración Propia

C. Filtro en Enrocado.

Es muy importante utilizar una capa de material granular o un geotextil para mejorar la estabilidad del enrocado, ya que éste evita el movimiento y migración de las partículas finas a la superficie del enrocado por acción del agua. Además, se debe tener en cuenta que dicho material no debe ser extraído por los vacíos del enrocado. **Ver Anexo F**

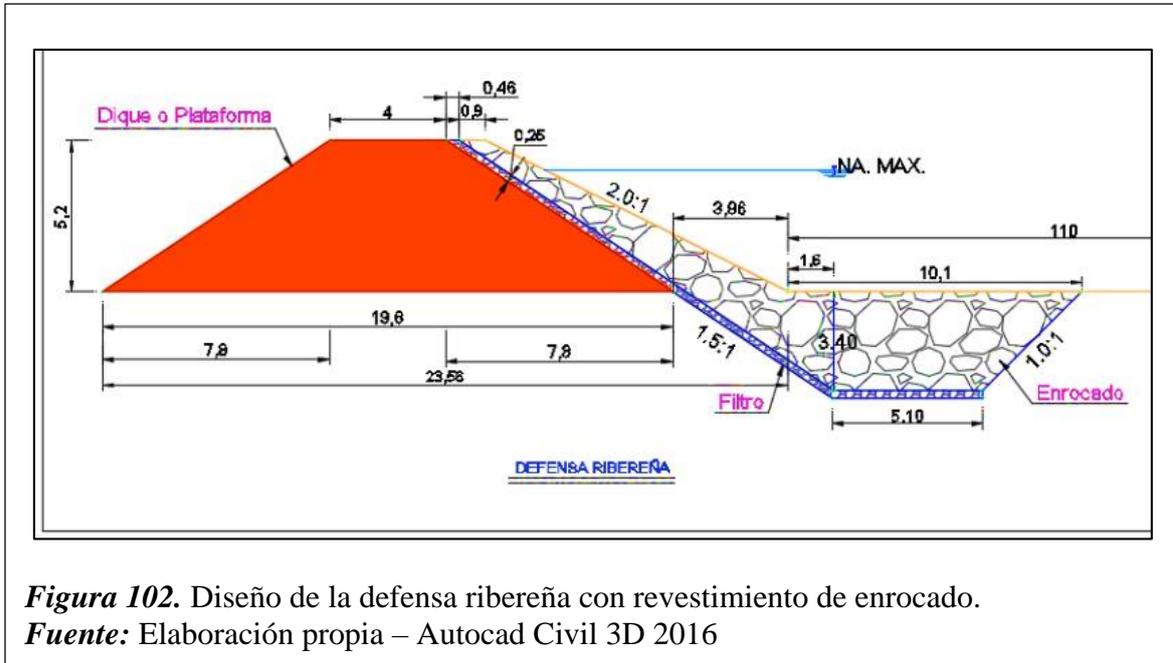
Tabla 62

Uso de Filtro para Enrocado

Verificación del Uso de Filtro en la Estructura		
Velocidad Entre el Espacio del Enrocado y el Material Base	Velocidad que Puede Soportar el Suelo sin ser Erosionado	Criterio de Uso de Filtro
$V_a = 0.89 \text{ m/s}$		Se optó por usar una sola capa de material granular (gravo arenoso)

$V_a = 0.279 \text{ m/s}$ como filtro, con un espesor $e=25$ cm.

Fuente: Elaboración Propia



3.1.7. Determinación del presupuesto total de obra

El costo directo de la obra se obtuvo S/. 16'173, 449.19 (Dieciséis mil millones ciento setenta y tres mil cuatrocientos cuarenta y nueve con 19/100 soles) y el presupuesto total para la construcción de la defensa ribereña con enrocado es S/. 22' 901, 604.06 (Veintidós mil millones novecientos un mil seiscientos cuatro con 06/100 soles), considerando un 10% de gastos generales y utilidad y un IGV de 18%. **VER ANEXO G**

3.2. Discusión de resultados

3.2.1. Realización del levantamiento topográfico del área en estudio

A. Procesamiento de la data topográfica.

En la superficie generada del levantamiento topográfico se aprecia una sección reducida del cauce en todo el tramo en estudio a causa de los trabajos de descolmatación que se han realizado, ya que el material descolmatado se ha colocado en ambos márgenes del cauce en forma de diques longitudinales.

También se puede observar una superficie en forma de islote o isla fluvial aguas abajo de la bocatoma Huaca de La Cruz con presencia de árboles, dividiendo el cauce en dos ramales.

3.2.2. Realización del estudio hidrológico

3.2.2.1. Parámetros de forma de la cuenca

Los parámetros obtenidos de la cuenca se obtuvieron por medio del software ArcGIS V 10.5, obteniendo el área de la cuenca, perímetro de la cuenca y la longitud del río principal, luego con estos datos obtenidos se obtuvo el ancho promedio de la cuenca, índice de compacidad, factor de forma y el radio de circularidad utilizando las ecuaciones para dichos parámetros: cabe recalcar que dichos resultados tienen una gran cercanía a los parámetros obtenidos por Córdova (2017) en su tesis titulada: “Modelación Hidráulica del Río la Leche con el Programa Hec-Ras en un tramo de 4km en el distrito de Íllimo, departamento de Lambayeque”. Por tanto, para dichos parámetros calculados se tiene un factor de confiabilidad.

3.2.2.2. Parámetros de la Red Hidrográfica.

La pendiente media del cauce principal es 0.00157, dicho parámetro se obtuvo del promedio de dos pendientes, la primera pendiente consta de una longitud de 01 km iniciando desde el eje de la bocatoma Huaca de la Cruz hacia aguas arriba y la segunda pendiente

consta de una longitud de 01 km iniciando del eje de la bocatoma hacia aguas abajo. La pendiente del tramo en estudio se obtuvo por medio del levantamiento topográfico para utilizar los desniveles en la expresión de Taylor y Schwarz.

3.2.2.3. Estimación del Coeficiente de Rugosidad.

El coeficiente de rugosidad obtenido por el método Cowan es 0.030, este parámetro tiene una gran cercanía al calculado (0.25 – 0.38) por Córdova (2017) en su tesis ya mencionada líneas arriba, además se tiene un coeficiente de rugosidad equivalente que el expediente aprobado mediante Resolución Directorial N° 360/2002/inade-8200. Por tanto; dicho resultado calculado lo consideramos como aceptable.

3.2.2.4. Cálculo del caudal de diseño.

Se realizó con 58 datos hidrométricos proporcionados por el SNIRH (Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos) del ANA (Autoridad Nacional del agua) comprendiendo desde el año 1960 hasta el 2017. Se obtuvo un caudal de diseño (1200.79 m³/s) para un periodo de retorno de 150 años, calculado para un riesgo de Falla admisible de 25% y vida útil 40 años. Por parte del PEOT obtuvo un caudal 1150m³/s analizado en el año 2002. Y para los datos pluviométricos se utilizó las estaciones más cercanas a la cuenca del río La Leche (Jayanca, Cueva Blanca, Puchaca, Incahuasi y Tocmoche), lo cual se obtuvo un caudal de 1210.20 m³/s.

3.2.3. Realización del estudio hidráulico

A. Análisis del comportamiento del caudal

Las condiciones topográficas que se encuentra en el tramo de estudio son desfavorables para el óptimo comportamiento hidráulico del río, porque la sección del río se encuentra reducida con respecto a sus márgenes naturales. Esto hace que la velocidad aumente, que exista mayor transporte de sedimentos, y que se produzca desbordamiento del caudal como la que se ha descrito en esta investigación, ocasionando futuros daños en las estructuras de la bocatoma Huaca de la Cruz (cuando se habla del río aguas arriba de estas estructuras).

3.2.4. Realización de ensayos de mecánica de suelos y de las rocas a las muestras adquiridas.

A. Ensayos de Mecánica de Suelos EMS y Mecánica de rocas.

El material que actualmente conforma los diques de ambos márgenes del tramo en estudio no está apto para emplearlo como elemento de sostenimiento de la defensa ribereña con enrocado.

A causa de este inconveniente presentado se tuvo la prioridad de buscar un material que cumpla con los requerimientos necesarios para ejecutar dicha defensa ribereña. Este material lo encontramos en la cantera Cerro Escute.

La muestra de roca obtenida de la cantera R21 es de muy buena calidad, además esta cantera tiene el potencial en volumen de roca necesaria para suministrar de este material al proyecto de esta investigación.

Después de haber realizado los EMS y de rocas del material de la cantera Cerro Escute y de la cantera R21 se pudo confirmar que este material es de muy buenas condiciones. Este resultado también podemos adicionar que anteriormente en el año 2002 se ejecutó el expediente técnico de la obra “Reforzamiento de la Bocatoma Huaca de la Cruz” (aprobada mediante Resolución Directoral N° 360/2002 – INADE – 8200), en este proyecto se involucró también la realización de un tramo de 150 m de una defensa ribereña con enrocado donde se observó que se utilizó el material de estas canteras para la conformación del dique y su enrocado.

- B.** La presencia de materia orgánica u otros residuos en las muestras de suelos, fue lo que propició para que estas muestras sean sometidas a un tamizado previo y posterior lavado según las normas correspondientes ya mencionadas anteriormente, a fin de eliminar las impurezas y reducir la turbidez del material en su contacto con el agua.

3.3. Aporte práctico (propuesta, si el caso lo amerita)

Como consecuencia del desbordamiento del caudal en todo el tramo de estudio se propone lo siguiente:

3.3.1. Limpieza general del material que se encuentra en el cauce.

En todo el tramo analizado se propone realizar una limpieza del material que conforma los diques longitudinales de la margen izquierda del cauce. Esto se debe por lo siguiente:

Se ha demostrado que estos diques longitudinales no están aptos para ser usados como defensa ribereña.

Reduce la sección transversal del cauce ocasionando desbordamiento del caudal, aumento de velocidad y por consiguiente mayor arrastre de sedimentos.

3.3.2. Aumento de la sección transversal del cauce

Se aumentará la sección transversal del cauce aguas arriba de la bocatoma Huaca de la Cruz considerando un ancho estable de 110 m. El aumento de sección se realizará en la margen izquierda del sentido del flujo km 0+000 hasta el km 810 donde se diseñará la defensa ribereña, tal que, no permita el desbordamiento del caudal ante una avenida máxima.

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

4.1.1. Realización del levantamiento topográfico del área en estudio.

A. Procesamiento de la data topográfica.

La cantidad de puntos de coordenadas realizadas en el levantamiento topográfico fue la adecuada para poder representar y determinar las características del terreno.

La superficie del tramo en estudio presenta aguas arriba de la bocatoma Huaca de la Cruz un único cauce, y aguas abajo de esta bocatoma un cauce dividido por dos ramales hasta el km 1+840 donde se empieza a unir en un solo ramal hasta llegar al final del tramo de estudio. En ambos márgenes está conformado por material de descolmatación en forma de diques longitudinales.

4.1.2. Realización del estudio hidrológico.

Se ha considerado como $Q_{\text{máx}} = 1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que para el cálculo del $Q_{\text{máx}} = 1210.20 \text{ m}^3/\text{s}$ se ha asumido el valor del número de curva general en 75, se tendría que hacer un areado exacto de la zona en estudio para saber cuánto es el valor de CN.

4.1.3. Realización de la evaluación hidráulica del Río La leche en la zona de estudio.

A. Análisis del comportamiento del caudal.

Para el caso más crítico $T_r=150$ años y $Q= 1200.79 \text{ m}^3/\text{s}$, se presenta desbordamiento del caudal en todo el tramo de estudio (Km 0+000 – Km 2+180). Este fenómeno se corrobora con el resultado de la sección km 1+080 la sección km 1+440, aguas arriba y aguas abajo respectivamente de la bocatoma Huaca de la Cruz, ya que estas secciones son las de mayor dimensión en todo el tramo de estudio y aquí se presenta desbordamiento del caudal.

La velocidad que presenta la B.H.C es de 0.80 m/s en condiciones normales (primera etapa), y 0.70 m/s incluyendo la defensa ribereña (segunda etapa), para el caudal máximo de 1200.79 m³/s

Asimismo, el tirante alcanzado del caudal de desbordamiento es de 3.49 m a 7.29 m en el tramo aguas arriba de la B.H.C para el caudal máximo en la primera etapa, y 3.52 m a 6.33 m en la segunda etapa.

4.1.4. Realización de ensayos de mecánica de suelos y de las rocas a las muestras adquiridas.

A. Ensayos de Mecánica de Suelos EMS y Mecánica de rocas.

La máxima densidad natural seca obtenida in situ fue de 1.4 g/cm³ y la máxima densidad seca realizada en el ensayo de próctor modificado resultó 1.6 g/cm³. Ambos ensayos se realizaron con el material que se encuentra en la actualidad en ambas márgenes del río en el tramo de estudio. Con esto se demuestra que el suelo granular que conforma los diques en ambas márgenes del río La Leche en la actualidad, no está apto como elemento de sostenimiento para la defensa ribereña con enrocado que se va a diseñar en nuestra investigación.

B. Con el análisis realizado de las normas referentes al EMS se puede determinar muchas características de las muestras adquiridas en esta investigación, entre ellas tenemos la clasificación según S.U.C.S y AASHTO del material de la cantera Cerro Escute que sirve para realizar el dique de la defensa ribereña.

4.1.5. Realización del diseño de la defensa ribereña con enrocado

El ancho estable del cauce se determinó utilizando los métodos de Petits, Simons & Henderson, Blench & Altunin, Manning & Strickler que incluye el software River, donde se optó el ancho estable del cauce en 110.00 metros.

Las Dimensiones de diseño para la defensa ribereña en la progresiva 0+000 al 0+810 de la margen izquierda son las siguientes:

Tabla 63*Resumen de las dimensiones de la defensa ribereña*

Ancho de corona	4.00m	Altura de dique	5.20m
Altura de enrocado	5.20m	Altura de uña	3.40m
Ancho de uña	5.10m	Altura total	8.60m
Espesor de enrocado	0.90m	Diámetro medio D50 de la Roca	0.60m
Talud exterior de roca	1:2	Talud seco del terraplén	1:1.5

Fuente: Elaboración Propia**4.1.6. Realización del análisis de estabilidad de la defensa ribereña.**

Se verificó de la estabilidad en una sección típica comprobándose lo siguiente: esfuerzo cortante local menor que el esfuerzo cortante en el talud:

$$\tau_0 \leq \tau' \rightarrow 16.71 \leq 26.88$$

El talud se considera estable debido que se obtuvo un factor de seguridad al deslizamiento mayor a lo recomendado ($F.S = 9.43 > 1.5$), lo cual asegura la estabilidad.

El factor de seguridad global (talud del dique, enrocado de protección, filtro y el terreno de fundación) analizado por los métodos: Ordinario o Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado, Janbu Riguroso y Spencer mediante el software Slide V 6.0 asegura la estabilidad para un análisis estático y pseudo estático al ser mayores los factores de seguridad a los recomendados (FS estático $4.935 > 1.50$; FS pseudo estático $2.721 > 1.05$).

4.1.7. Determinación de presupuesto de obra.

El presupuesto total para la construcción de la defensa ribereña con enrocado es S/. 22' 901, 604.06 (Veintidós mil millones novecientos un mil seiscientos cuatro y con 06/100 soles).

4.2.Recomendaciones

Antes de realizar la descolmatación del río se debe planificar correctamente la reubicación de este material, con el fin de no poner en peligro el comportamiento del caudal en el cauce.

Se recomienda al SENAMHI en implementar más estaciones hidrométricas en la cuenca del río la leche para que se pueda recopilar mayores datos hidrométricos y de esta manera tener un mejor análisis de caudales para el diseño óptimo de cualquier estructura a diseñar en el río la leche.

Los trabajos de enrocados se deben ejecutar en época de estiaje (meses de julio, agosto, setiembre y octubre).

En caso donde se observen desplazamientos del enrocado, se recomienda realizar el mantenimiento adecuado.

Antes de realizar la descolmatación del río se debe planificar correctamente la reubicación de este material, con el fin de no poner en peligro el comportamiento del caudal en el cauce.

REFERENCIAS

- Aguilar, D. (2016). *Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña* (tesis de pregrado). Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/6935>
- Alvaro, L., & Enriquez, L. (2014). *Diseño hidráulico y estructural de defensa ribereña del río Chicama tramo Puente Punta Moreno – Pampas de Jaguey aplicando el programa River* (tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú. Recuperado de <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/683>
- Becerra, R., & Espinosa, N. (2017). *Estudio comparativo de las ecuaciones de transporte de sedimentos por arrastre y suspensión en las inmediaciones de los puentes Pucalá y Monsefú – Eten* (tesis de pregrado). Universidad Señor de Sipán, Chiclayo, Perú.
- Flores, O. (2015). *Propuesta y análisis de diseño de defensas ribereñas en el río Ilave zona rural C.P. Santa Rosa de Huayllata-Ilave* (tesis de pregrado). Universidad Nacional Del Altiplano, Puno, Perú. Recuperado de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/2245>
- García, F. (2009). Modelo de transporte de sedimentos de carga de fondo en cauces fluviales. *Revista Tecnociencia Universitaria Bolivia*, 7 (7). Recuperado de http://www.revistasbolivianas.org.bo/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1991-64692009000200003&lng=en&nrm=iso&tlng=en
- García, M., & Masa, J. (2009). *Modelo de transporte de sedimentos de carga de fondo en cauces fluviales. En Rev Tec u vol.7 no.7* Santa Cruz, Bolivia. Recuperado desde: http://www.revistasbolivianas.org.bo/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1991-64692009000200003&lng=en&nrm=iso&tlng=en
- Huaripoma, R. (2015). *Estudio hidrológico e hidráulico de la defensa ribereña de la comunidad de Vilcanchos* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, Perú. Recuperado de <http://repositorio.unsch.edu.pe/handle/UNSCH/790>
- Insua, C. (1966). *Estudio en modelo hidráulico de la bocatoma modificada del proyecto de Chao y Virú* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. Recuperado de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/2061>
- Maccaferri. (2002). *Revestimientos de canales y cursos de agua: Manual Técnico*. Recuperado de <https://es.scribd.com/doc/51393108/Manual-Revestimiento-de-Canales-y-Cursos-de-Agua>
- Maccaferri. (2005). *Obras de contención: Manual Técnico*. Recuperado de https://www.slideshare.net/mghone/calculo-demurodegaviones?from_action=save

- Maccaferri. (2018). *Productos: Gavión Caja*. Recuperado de <https://www.maccaferri.com/br/es/productos/gaviones/gavion-caja/>
- Maccaferri. (2018). *Productos: Gavión Saco*. Recuperado de <https://www.maccaferri.com/br/es/productos/gaviones/gavion-saco/>
- Maceda, E. (2015). *Evaluación del uso de Geosintéticos para el control de la erosión hídrica en la margen izquierda del río zarumilla - Tumbes* (tesis de pregrado). Universidad Nacional De Trujillo, Trujillo, Perú. Recuperado de <http://dspace.unitru.edu.pe/handle/UNITRU/8219>
- Maldonado, G. (2016). *Diseño de enrocados de protección de la relavera la Esperanza – Río Tulumayo* (tesis de pregrado). Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú. Recuperado de <http://cybertesis.unmsm.edu.pe/handle/cybertesis/5241>
- Maza, J., y García, M. (1985). Transporte de Sedimentos, en capítulo 10 del Manual de Ingeniería de ríos. Recuperado de <http://hernandezmendez.blogspot.pe/2015/09/manual-de-ingenieria-de-rios-unam-cna.html>
- Neermal, M. (2012). The use of gabions in hydraulic applications. *Civil Engineering* (10212000), 20(5), 37-39.
- Otiniano, D., & Cielo, J. (2016). *Diseño hidráulico y estructural de la defensa ribereña del río nepeña, sector puente huambacho - Distrito De Nepeña – Santa - Ancash* (tesis de pregrado). Universidad Nacional Del Santa, Chimbote, Perú. Recuperado de <http://repositorio.uns.edu.pe/handle/UNS/2718>
- Piñar, R. (2008). *Proyecto de construcción de un muro de gaviones de 960 m³* (tesis de pregrado). Institución Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica. Recuperado de <https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6034/construcci%C3%B3n-muro-gaviones.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Rubén, A. (1998). *Diseño y construcción de defensas ribereñas*. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/384057592/MANUAL-Defensas-Riberenas-Ruben-Teran-Edicion-1-Libro-PDF>
- TDM. (2015). *Revestimientos de ríos mediante colchones de gaviones y geoceldas con relleno de concreto, registro fotográfico*.
- Vásquez, J. (2003). *Modelación numérica en hidráulica*. Recuperado de <http://www.oocities.org/hidropiura/ModelNum.pdf>.

ANEXOS

ANEXO A - TOPOGRAFÍA

ANEXO B – ESTUDIO HIDROLÓGICO

ANEXO B.1 – PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

ANEXO B.2 – CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

ANEXO B.3 – CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

ESTUDIO HIDROMÉTRICO

ANEXO B.3.1 – ANÁLISIS DE CONSISTENCIA

ANEXO B.3.2 – PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

ANEXO B.3.3 – MÉTODOS ESTADÍSTICOS

ESTUDIO PLUVIOMÉTRICO

ANEXO C – EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO LA LECHE

**ANEXO D – CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL
DUELO Y ROCA**

ANEXO E – CÁLCULO HIDRAÚLICO

ANEXO E.1 – ANCHO ESTABLE DEL CAUCE

ANEXO E.2 – CÁLCULO DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

ANEXO E.3 – ALTURA DE DIQUE

ANEXO E.4 – DIÁMETRO MEDIO DE ROCA

ANEXO F – CÁLCULO ESTRUCTURAL

ANEXO G – PRESUPUESTO

ANEXO H – PLANOS