

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



---

**“ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN DEL PROYECTO DEL PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL DEL DISTRITO DE CHAO MEDIANTE SIMULACIÓN NUMÉRICA UNIDIMENSIONAL”**

---

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA**

**AUTORES:** Br. COTRINA CANO, JHON WILLAMS

Br. HERNANDEZ GENOVEZ, IVAN WALTER

**ASESOR:** Ms. NARVAEZ ARANDA, RICARDO

**TRUJILLO - PERÚ**

**2017**

**Tesis: “Estudio De La Socavación Del Proyecto Del Puente El Inca Ubicado En El Rio  
Chorobal Del Distrito De Chao Mediante Simulación Numérica Unidimensional”**

Por: Br. COTRINA CANO, JHON WILLAMS

Br. HERNANDEZ GENOVEZ, IVAN WALTER

**Jurado evaluador**

Presidente:

Ing. Enrique Lujan Silva

---

Secretario:

Ing. Juan Pablo García Rivera

---

Vocal:

Ing. Paul Henriquez Ulloa

---

Asesor:

Ing. Ricardo Andres Narvaez Aranda

---

## **DEDICATORIA**

*Dedico este proyecto a mis padres, Rafael Cotrina Abanto y Doris Cano Ledezma, por ser los pilares fundamentales en mi vida.*

***JHON WILLAMS COTRINA CANO***

## **DEDICATORIA**

*Al creador de todas las cosas, el que me ha dado fortaleza para continuar cuando estuve a punto de caer; por ello, con toda la humildad que de mi corazón puede emanar, dedico en primer lugar mi trabajo a Dios.*

*De igual forma, dedico esta tesis a mis padres por ser los pilares fundamentales en mi vida quienes han sabido formarme con buenos hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos más difíciles.*

**IVAN WALTER HERNANDEZ GENOVEZ**

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi madre, a mi padre y a mi hermana, por su apoyo incondicional durante todos estos años, y no sólo en esta etapa, sino en cada uno de mis logros personales.

A toda mi familia que siempre ha estado siempre a mi lado, por su interés y apoyo.

A mi Asesor, el ingeniero Ricardo Narvaez Aranda, por tenerme paciencia y por guiarme en cada paso de este proyecto.

A la Universidad por formarme y educarme como persona, y a todos los que se involucraron en este proceso.

Finalmente, a todos mis profesores, amigos y compañeros que colaboraron en el desarrollo de este trabajo.

***JHON WILLAMS COTRINA CANO***

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi madre, a mi padre y a mis hermanos, por su apoyo incondicional durante todos estos años, y no sólo en esta etapa, sino en cada uno de mis logros personales, en mi vida diaria, y sé que lo estarán hoy y siempre.

A toda mi familia que siempre ha estado siempre a mi lado, por su interés y apoyo.

A la Universidad por formarme y educarme como persona, y a todos los que se involucraron en este proceso.

A mi Asesor de tesis el ingeniero Narvaez Aranda, Ricardo por tenerme paciencia y por guiarme en cada paso de este proyecto.

***IVAN WALTER HERNANDEZ GENOVEZ***

# ÍNDICE

<b>DEDICATORIA</b> .....	i
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	iii
<b>ÍNDICE</b> .....	v
<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	viii
<b>RESUMEN</b> .....	x
<b>ABSTRACT</b> .....	xi
<b>CAPITULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1.1. Descripción del problema</b> .....	1
<b>1.2. Formulación del problema</b> .....	2
<b>1.3. Objetivo general</b> .....	2
<b>1.4. Objetivos específicos</b> .....	2
<b>1.5. Justificación de la investigación</b> .....	2
<b>1.6. Viabilidad de la investigación</b> .....	3
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO</b> .....	4
<b>2.1. Antecedentes de la investigación</b> .....	4
<b>2.2 Bases teóricas</b> .....	7
<b>2.2.1 Consideraciones para el diseño hidráulico</b> .....	8
<b>2.2.1.1. Topografía</b> .....	9
<b>2.2.1.2 Estudio De Suelos</b> .....	12
<b>2.2.1.3. Estudios Hidrológicos</b> .....	16
<b>2.2.1.4. Estudio hidráulico</b> .....	23
<b>2.2.1.5. Otros criterios</b> .....	37
<b>2.2.2. Parámetros hidráulicos para el diseño de puentes</b> .....	41
<b>2.2.2.1. Perfil de flujo</b> .....	41
<b>2.2.2.2. Socavación</b> .....	41
<b>2.2.3. Cálculo hidráulico</b> .....	42
<b>2.2.3.1. Socavación en puentes</b> .....	42
<b>2.2.3.2. Socavación general</b> .....	45
<b>2.2.3.3. Socavación local en pilares</b> .....	53
<b>2.2.3.4. Socavación local en estribos</b> .....	71
<b>2.2.4. Modelamiento hidráulico</b> .....	84
<b>2.2.4.1. Modelamiento Unidimensional</b> .....	84

2.2.4.2 Esquemas Unidimensionales.....	85
2.2.5. Software .....	91
2.2.5.1. Hec-Ras .....	91
2.2.5.2. ArcGIS .....	91
2.2.6. Medidas para protección en puentes.....	93
2.2.6.1 Diseño del enrocado.....	93
2.2.6.2. Diseño de Gaviones.....	97
2.3. Definiciones conceptuales .....	100
2.4. Hipótesis.....	101
2.5. Variables .....	102
2.5.1. Variable dependiente.....	102
2.5.2. Variable independiente .....	102
2.6. Operacionalización de variables (Dimensiones e Indicadores) .....	103
<b>CAPITULO III: METODOLOGÍA.....</b>	<b>105</b>
3.1. Tipo de investigación.....	105
3.1.1. Enfoque .....	105
3.1.2. Alcance .....	105
3.1.3. Diseño .....	105
3.2. Población y muestra .....	106
3.3. Técnicas e instrumento de recolección de datos.....	106
3.3.1. Para la recolección de datos.....	106
3.3.2 Para el análisis e interpretación de los datos.....	106
3.4. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	106
<b>CAPITULO IV: RESULTADOS .....</b>	<b>111</b>
4.1. Del Procesamiento de datos .....	111
<b>CAPITULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>155</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>160</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>162</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>163</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>164</b>

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Elementos de una cuenca.....	19
Ilustración 2: Distribución log. Normal 2 parámetros, con varios valores de $\mu$ y $\sigma$ .....	27
Ilustración 3: Mapa de regionalización de las avenidas del Perú.....	36
Ilustración 4: Sección transversal del cauce .....	47
Ilustración 5: Velocidad de caída ( $w$ ) para partículas de arena.....	52
Ilustración 6: Comparación de ecuaciones para el cálculo de la socavación local con socavaciones medidas en campo según Jones .....	54
Ilustración 7: Coeficiente $Kf$ . Método de Laursen y Toch .....	56
Ilustración 8: Coeficiente $Kg$ . Método de Laursen y Toch .....	57
Ilustración 9: Coeficiente $K\Phi$ . Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen, y Melville y Sutherland .....	58
Ilustración 10: Formas usuales de pilares. Método de Larras .....	61
Ilustración 11: Cálculo de la socavación local en un pilar rectangular .....	65
Ilustración 12: Cálculo de la socavación local para un pilar circular.....	65
Ilustración 13: Cálculo de la socavación local para un pilar de sección elongada .....	66
Ilustración 14: Formas típicas de pilares de puentes.....	68
Ilustración 15: Algunos casos de obstrucción de estribos.....	73
Ilustración 16: Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación.....	74
Ilustración 17: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov .....	76
Ilustración 18: Formas comunes de estribos. Método de Froehlich.....	80
Ilustración 19: Factor de corrección $K\theta$ . Método de Froehlich.....	80
Ilustración 20: Flujo no Permanente donde el Caudal varía en el tiempo .....	84
Ilustración 21: Ventana principal Hec-Ras 5.0.3 .....	91
Ilustración 22: Pantalla de Inicio del ArcGIS .....	92
Ilustración 23: Protección con enrocados .....	93
Ilustración 24: Gráficos de Lewis.....	96
Ilustración 25: Superficie del río .....	111
Ilustración 26: Perfil del puente .....	112
Ilustración 27: Perfil del río.....	113
Ilustración 28: Sub-cuenca Chorobal .....	116
Ilustración 29: Secciones transversales y Puente.....	122
Ilustración 30: Perfil de flujo para T=50 años .....	123
Ilustración 31: Perfil de flujo para T=100 años .....	124
Ilustración 32: Perfil de flujo para T=500 años .....	125
Ilustración 33: Gráfico pseudo 3d para T=50 Años .....	125
Ilustración 34: Gráfico pseudo 3d para T=100 Años .....	126
Ilustración 35: Gráfico pseudo 3d para T=500 Años .....	126
Ilustración 36: Socavación general mediante Ll. Van Levediev .....	146
Ilustración 37: Socavación general mediante Blench. ....	148
Ilustración 38: Gráfico de la socavación local en estribos y pilares para T=100 años .....	150
Ilustración 39: Gráfico de la socavación local en estribos y pilares, según Froehlich, para T=500 años .....	154
Ilustración 40: Gráfico de la socavación local en estribos y pilares, según Hire, para T=500 años .....	154

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: División de cuencas hidrográficas .....	18
Tabla 2: Constantes del método de la envolvente regional de Creager .....	35
Tabla 3: Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n. .....	39
Tabla 4: Factor de corrección por contracción del cauce .....	48
Tabla 5: . Valores del coeficiente $k_1$ .....	51
Tabla 6: Factor de corrección $K_f$ por forma del pilar. Métodos de Larras y Melville y Sutherland. 60	60
Tabla 7: Factor de corrección $K\theta$ por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.....	61
Tabla 8: Factor de corrección $f_c$ .....	63
Tabla 9: Factor de corrección $K_f$ .....	67
Tabla 10: Factor de corrección por la forma del pilar $K_f$ . Método de CSU .....	69
Tabla 11: Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo $K_f$ Método de CSU.....	69
Tabla 12: Criterios para adoptar $K_a$ .....	69
Tabla 13: Coeficiente de corrección $K\theta$ .....	77
Tabla 14: Coeficiente de corrección $KQ$ .....	77
Tabla 15: Coeficiente de corrección $K_m$ .....	77
Tabla 16: Coeficiente por forma del estribo $K_f$ . Método de Froehlich .....	79
Tabla 17: Fórmulas para el cálculo de la socavación general, por contracción y local en estribos y pilares.....	83
Tabla 18: Granulometría .....	114
Tabla 19: Análisis granulométrico por tamizado .....	115
Tabla 20: Datos granulométricos.....	115
Tabla 21: Peso volumétrico seco .....	115
Tabla 22: Parámetros geomorfológicos .....	116
Tabla 23: Información hidrométrica estación Chorobal .....	117
Tabla 24: Información hidrométrica estación Sifón Huamansaña .....	118
Tabla 25: Caudal de diseño mediante el método estadístico estación Chorobal .....	118
Tabla 26: Caudal de diseño mediante el método estadístico estación Sifón Huamansaña .....	119
Tabla 27: Caudales de diseño mediante el método empírico .....	119
Tabla 28: Caudal Instantáneo para la estación Chorobal. ....	119
Tabla 29: Caudal Instantáneo para la estación Huamansaña. ....	120
Tabla 30: Caudal máximo mediante la envolvente regional de Creager .....	120
Tabla 31: Resumen de caudal de diseño estación chorobal .....	120
Tabla 32: Resumen de caudal de diseño estación Huamansaña.....	121
Tabla 33: Elección de $n$ de Manning .....	121
Tabla 34: Análisis hidráulico del perfil de flujo para $T=50$ años.....	122
Tabla 35: Análisis hidráulico del perfil de flujo para $T=100$ años.....	123
Tabla 36: Análisis hidráulico del perfil de flujo para $T=500$ años.....	124
Tabla 37: Resultados para la sección 200.99, para un periodo de retorno de $T = 50$ años. ....	127
Tabla 38: Resultados para la sección 200.99, para un periodo de retorno de $T = 100$ años. ....	128
Tabla 39: Resultados para la sección 200.99, para un periodo de retorno de $T = 500$ años. ....	129
Tabla 40: Resultados para la sección 227.06, para un periodo de retorno de $T = 50$ años. ....	130
Tabla 41: Resultados para la sección 227.06, para un periodo de retorno de $T = 100$ años. ....	131
Tabla 42: Resultados para la sección 227.06, para un periodo de retorno de $T = 500$ años. ....	132
Tabla 43: Resultados para la sección 240 BR D, para un periodo de retorno de $T = 50$ años. ....	133

Tabla 44: Resultados para la sección 240 BR D, para un periodo de retorno de T = 100 años. ....	134
Tabla 45: Resultados para la sección 240 BR D, para un periodo de retorno de T = 500 años. ....	135
Tabla 46: Resultados para la sección 240 BR U, para un periodo de retorno de T = 50 años. ....	136
Tabla 47: Resultados para la sección 240 BR U, para un periodo de retorno de T = 100 años. ....	137
Tabla 48: Resultados para la sección 240 BR U, para un periodo de retorno de T = 500 años. ....	138
Tabla 49: Resultados para la sección 241.079, para un periodo de retorno de T = 50 años. ....	139
Tabla 50: Resultados para la sección 241.079, para un periodo de retorno de T = 100 años. ....	140
Tabla 51: Resultados para la sección 241.079, para un periodo de retorno de T = 500 años. ....	141
Tabla 52: Socavación general mediante Ll. Van Levediev. ....	145
Tabla 53: Socavación general mediante Blench. ....	147
Tabla 54: Calculo de la socavación local por contracción para T=100 años. ....	149
Tabla 55: Calculo de la socavación local en pilares para T=100 años. ....	149
Tabla 56: Calculo de la socavación local en estribos para T=100 años. ....	150
Tabla 57: Calculo de la socavación local por contracción para T=500 años. ....	151
Tabla 58: Calculo de la socavación local en pilares para T=500 años. ....	151
Tabla 59: Calculo de la socavación local en estribos por Froehlich, para T=500 años. ....	152
Tabla 60: Combinaciones de la profundidad de socavación según Froehlich, para T=500 años. ..	152
Tabla 61: Calculo de la socavación local en estribos por Hire, para T=500 años. ....	153
Tabla 62: Combinaciones de la profundidad de socavación según Hire, para T=500 años. ....	153
Tabla 63: Resumen del calculo de la socavación total. ....	154

## RESUMEN

El siguiente trabajo de investigación se realizó con el fin de obtener los criterios técnicos para realizar el estudio de la socavación del puente EL Inca proyectado en el río Chorobal, ubicado en la carretera Chao – Buenavista de la provincia de Virú, teniendo como objetivos realizar estudios de ingeniería básica (topografía y mecánica de suelos) así como también el estudio hidrológico e hidráulico, para estimar la profundidad de socavación del proyecto del puente el Inca mediante una simulación numérica unidimensional.

Fijaremos y desarrollaremos los fundamentos para la estimación de socavación local, a partir del desarrollo de modelos determinísticos, para el puente el Inca se hizo uso de la forma de los estribos y de los pilares (rectangulares) con un ancho de 2.00m, Luz de 90.00m. y tamaños de partícula  $d_{50} = 15.61$  mm y determinar en qué medida afecta la variación de los tiempos de retorno en el análisis de socavación, para luego realizar una propuesta de estructuras de protección.

Se realizó la recolección, registro y procesamiento de datos para realizarla la simulación hidráulica unidimensional, usando como instrumentos programas de informática como RIVER, ARC-GIS, HEC-RAS, entre otros programas complementarios.

Entre las principales conclusiones tenemos que el caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años es de 243.77 m<sup>3</sup>/s, y 664.37 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 500 años, ambos obtenidos mediante métodos estadísticos, a partir del cual se obtuvo una profundidad de socavación general de 1.88 m, mediante el método De Ll. Lischt van-Lebediev y una profundidad de socavación local en el estribo derecho de 7.41 m y en el estribo izquierdo de 7.93 m mediante el método de Hire, así como también para los pilares de 5.89 m con el método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) , llegando a la conclusión de proteger a los estribos con enrocados a 20 m aguas arriba y 20 m aguas abajo, y para los pilares proteger el perímetro con enrocado, y en su efecto considerar la profundidad de desplante para la cimentación de la subestructura, en función a la profundidad de socavación obtenida mediante la simulación numérica unidimensional con Hec-Ras.

## ABSTRACT

The following research work was carried out in order to obtain the technical criteria to carry out the study of the undermining of the EL Inca bridge projected in the Chorobal river, located on the Chao - Buenavista highway in the province of Virú, with the objective of conducting studies of basic engineering (topography and soil mechanics) as well as the hydrological and hydraulic study, to estimate the scour depth of the Inca bridge project through a one-dimensional numerical simulation.

We will establish and develop the foundations for the estimation of local scour, from the development of deterministic models, for the bridge the Inca made use of the shape of the abutments and pillars (rectangular) with a width of 2.00m, 90.00m. and particle sizes  $d_{50} = 15.61\text{mm}$  and determine to what extent the variation of the return times in the scour analysis affects, and then make a proposal for protection structures.

The collection, recording and processing of data was carried out in order to carry out the one-dimensional hydraulic simulation, using as software instruments such as RIVER, ARC-GIS, HEC-RAS, among other complementary programs.

Among the main conclusions we have that the design flow for a return period of 100 years is  $243.77\text{ m}^3 / \text{s}$ , and  $664.37\text{ m}^3 / \text{s}$  for a return period of 500 years, both obtained by statistical methods, from which obtained a general scour depth of 1.88 m, using the De Li method. Lischt van-Lebediev and a depth of local scour in the right abutment of 7.41 m and in the left abutment of 7.93 m by the Hire method, as well as for the pillars of 5.89 m with the method of the Colorado State University (CSU) , reaching the conclusion of protecting the abutments with castles 20 m upstream and 20 m downstream, and for the pillars protecting the perimeter with castling, and in its effect to consider the depth of the reinforcement for the foundation of the substructure, in function to the depth of scour obtained by the one-dimensional numerical simulation with Hec-Ras.

## CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. Descripción del problema

El fenómeno el niño es un cambio climático anómalo que afecta principalmente Sudamérica y en nuestro país especialmente al norte del Perú, en tres oportunidades 1983, 1998 y 2017 se ha presentado el evento hidrometeorológico con una gran magnitud extraordinaria, este último fenómeno conocido como niño costero a su vez se desarrolla a lo largo de las costas peruanas y ecuatorianas siendo un evento meteorológico local, desarrollando por fuertes lluvias. Los cuales provocaron huaycos, desbordes de ríos, escasez de recursos básicos e inundaciones.

Gran número de puentes vehiculares en nuestro país están expuestos a la ocurrencia de fenómenos hidrológicos extremos, con el consiguiente riesgo de socavación las estructuras de apoyo, Son diversos los casos de colapsos y fallas de puentes vehiculares en el Perú; este problema debe ser objeto de reflexión y análisis por parte de la Ingeniería Nacional para determinar sus causas y posibles soluciones. Los efectos negativos desde el punto de vista económico, social y político que produce la falla de un puente son enormes y deben preocupar tanto a las entidades públicas y privadas responsables de la administración del recurso como a los ingenieros que los diseñan y construyen (Edgar E. Muñoz Díaz).

Antiguamente en Perú la infraestructura en puentes ha generado que se ejecuten proyectos de puentes basados en un estudio estructural mas no teniendo en cuenta el fenómeno de la socavación, dando que muchos tengan limitaciones de diseño generando una serie de problemas cuando se tiene un incremento en el caudal del rio, en marzo del 2017 todos fuimos testigos de cómo castigo el fenómeno del niño y nuestro departamento no es la excepción, específicamente el distrito de chao, el caudal máximo del rio chorobal fue devastador, debido a que no existió una información técnica que permita controlar o mitigar los daños que el caudal máximo del rio chorobal puedan generar, por ende.

Es importante que la ingeniería sea capaz de poder sobrellevar estos problemas y dar la solución o mitigar los riesgos de socavación de estructura de apoyo los puentes, Por ende, nosotros realizaremos el estudio de la socavación del proyecto del puente el inca ubicado en el rio chorobal del distrito de chao mediante simulación numérica.

## **1.2. Formulación del problema**

¿En qué medida se podrá determinar el proceso de socavación del puente el Inca ubicado en el rio Chorobal mediante la aplicación de una simulación numérica unidimensional?

## **1.3. Objetivo general**

- Realizar el estudio de la socavación del proyecto del puente el Inca ubicado en el rio Chorobal del distrito de chao mediante simulación numérica unidimensional.

## **1.4. Objetivos específicos**

- Elaborar estudios básicos de ingeniería: topografía y mecánica de suelos de la zona de estudio.
- Realizar un estudio hidrológico estadístico para estimar el caudal máximo para diferentes periodos de retorno.
- Ejecutar la simulación matemática unidimensional del rio chorobal con el software HEC-RAS.
- Analizar la socavación local en el tramo del puente el Inca por expresiones matemáticas y por HEC-RAS.
- Proponer medidas de protección para los estribos y pilares del puente El Inca.

## **1.5. Justificación de la investigación**

### **1.5.1. Justificación Académica**

El proyecto de tesis se justifica académicamente porque permitirá analizar procedimientos y metodologías para realizar el los estudios básicos y específicos requeridos para realizar el modelamiento hidráulico y la simulación unidimensional mediante el software HEC-RAS, analizando la socavación de estribos y pilares, tanto por el software y por expresiones matemáticas y proponer estructuras protección.

### **1.5.2. Justificación Técnica**

El presente proyecto está orientado al análisis del comportamiento de estribos y pilares ante el efecto de socavación utilizando los métodos de CSU, Froehlich y Hire para la socavación local en estribos y pilares. Al pie de estribos y el método de Lischtvan – Levediev para socavaciones generales producidas por máximas avenidas en el río Chorobal. Modelados por el software HEC-RAS.

### **1.6. Viabilidad de la investigación**

Se cuenta con el respaldo económico de los tesisas, la enseñanza del software para la simulación numérica por parte del asesor y el tiempo de estos para el desarrollo de la tesis.

Pese a que una de las limitaciones para el desarrollo de este trabajo es el dominio y aplicación del programa HEC\_RAS para realizar la simulación hidráulica, el cual lo debemos aprender en un tiempo limitado propuesto por el programa de apoyo.

También consideramos el uso de los equipos para determinar las características mecánicas de los suelos, para lo cual son necesario los permisos respectivos para el uso del laboratorio mecánica de suelos de la UPAO.

## CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes de la investigación

Para el estudio de falla por socavación existe una limitada fuente de consulta y de estudios similares que se han realizado en diferentes lugares de nuestro país y el mundo.

#### 2.1.1 A nivel internacional

**TÍTULO:** “ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES PARA SU USO EN EL CÁLCULO DEL RIESGO FÍSICO”

**AUTOR:** Br. Alejandro Aguado Sandoval

**INSTITUCIÓN:** Universidad Nacional Autónoma de México

**AÑO:** 2012

Con los análisis de resultados de los cálculos de los diferentes tipos de puentes propuestos se puede apreciar que la mayor profundidad de socavación se presenta en los estribos, es decir, la socavación total por estribos es mayor que la socavación total en pilas, independientemente si se utiliza en el cálculo de socavación por contracción el propuesto por Laursen o el de la Universidad Tecnológica de Michigan. La comparación entre la socavación real y la socavación obtenida con las expresiones sirve para determinar cuán confiable son las expresiones utilizadas en esta tesis. En esta comparación, se determinó que la expresión de la Universidad Tecnológica de Michigan es el que más se acerca a la socavación real, pues presenta un error relativo menor.

#### 2.1.2 A nivel nacional

**TÍTULO:** “SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS DE PUENTES EN LECHOS NO COHESIVOS”

**AUTOR:** Ing. Zocimo Venegas Espinoza

**INSTITUCIÓN:** Universidad Nacional de Ingeniería

**AÑO:** 2011

Realizó una investigación explicativa transversal para profundizar el conocimiento y diseño sobre el proceso de la socavación al pie de estribos de puentes, así como también verificar experimentalmente las fórmulas más usuales de estimación de la socavación al pie de estribo en lechos no cohesivos.

Después de realizar 135 ensayos de socavación al pie de estribos de puentes en el Laboratorio Nacional de Hidráulica empleando un canal de pendiente variable de 0.4 m. de ancho, 0.4 m. de alto y 12 m. de longitud, utilizando dos tipos de materiales no cohesivos, fino y grueso, estribos de formas rectangulares, trapezoidales y cilíndricos, con relaciones longitud de estribo entre ancho del canal  $L/B$  desde 0.125 hasta 0.25, relaciones longitud de estribo entre tirante de agua  $L/Y$  desde 1 hasta 5, Números de

Froude de 0.2 hasta 1.5, pendientes de canal desde 0.25% hasta 3.50%, tamaños de partículas  $d_{50}=0.24\text{mm}$  y  $1.25\text{mm}$ , llegando así a visualizar que el proceso de socavación se da en diferentes formas de estribos, observándose formas diferentes de foso y diferente ubicación de máxima profundidad de socavación; para estribos trapezoidales o estribos con alas, la máxima profundidad de socavación ocurre en el lado frontal del estribo, en estribos rectangulares en el lado lateral del estribo a la entrada del agua y en estribos cilíndricos al inicio del lado frontal del estribo, debido a que los parámetros fundamentales tienen gran influencia en la socavación, obteniendo así que los valores de profundidad de socavación calculados con la ecuación de FROEHLICH arrojan profundidades hasta 50% mayores respecto a HIRE.

**TÍTULO:** “ESTUDIO HIDRÁULICO Y ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE INTERCONEXIÓN MUYURINA- AYACUCHO”

**AUTOR:** Br. Pavel Danny Enciso Navarro

**INSTITUCIÓN:** Universidad Nacional de San Cristóbal De Huamanga

**AÑO:** 2015

Realizó una investigación explicativa transversal para fijar y desarrollar los fundamentos para la estimación de socavación máxima, estimada a partir del desarrollo de modelos determinísticos para el puente Muyurina, analizando la variación de los hidrogramas, las condiciones geológicas, topográficas y de mecánica de suelos, los cuales influirán según el periodo de retorno.

Después de realizar obtener los resultados de Socavación local en los estribos del puente Muyurina la cual emplea un ancho de puente  $3.10\text{m}$  la longitud de  $39.00\text{m}$  y una altura de  $5.00\text{m}$ , Utilizando el tipo de suelo que se encontró en el río Chacco como un suelo no Cohesivo, el estribo de forma trapezoidal y con una relación del número de Fraude de 0.33 a 0.95 con una pendiente en el trayecto del canal de río que varía desde 1.29 %, el tamaño de partícula que varía desde  $d_{50} = 13,23\text{mm}$  , y se ha llegado a obtener un sobredimensionamiento del caudal de  $460\text{m}^3/\text{s}$  frente al caudal por modelos empíricos para la socavación local de estribos como Artamonov, Froehlich, Melville y Venegas, de  $189.4\text{m}^3/\text{s}$ , ambos para periodo de retorno de 200 años obteniendo una socavación promedio de  $3.09\text{m}$  y  $3.99\text{m}$ , respectivamente, este periodo no debe ser mayor a 500 años para garantizar su

estabilidad, así como también estos valores de profundidad de socavación calculados con la ecuación de FROEHLICH arrojan profundidades hasta 10% mayores respecto a HIRE.

**TITULO:** “SOCAVACIÓN PRODUCIDA POR EL RÍO HUALLAGA AL PUENTE COLPA ALTA EN LA PROVINCIA DE HUÁNUCO, UTILIZANDO LOS MÉTODOS DE ARTAMANOV, STRAUB Y MAZA, EN EL HEC-RAS”

**AUTOR:** Ing. Elbio Fernando Felipe Matías

**INSTITUCIÓN:** Universidad de Piura

**AÑO:** 2016

Realizó una investigación explicativa para conocer los resultados obtenidos en los cálculos de socavación transversal, general y de estribos del río Huallaga en el puente Colpa Alta en la provincia Huánuco en el año 2015; aplicando los Métodos de Artamonov, Straub y Maza utilizando los parámetros hidráulicos del programa HEC-RAS llegando así a que por el método de Artamonov, la socavación para el estribo derecho es de 2.18 m y para el estribo izquierdo una socavación de 1.51 m; por el método de Straub, se determinó la sección donde se ubica el puente, el cual está ubicado en la sección N°7, progresiva 0+157.04, donde se obtiene la socavación transversal, para la sección, presentándose la mayor socavación G y H con 7.53 m y 7.31 m respectivamente y por ultimo por el método de Maza, en la sección N°7, obtiene la socavación general en toda la sección siendo los puntos F hasta J, los que mayor socavación presentan que va desde los 5.158 m hasta los 4.214 m.

### **2.1.3 A nivel local**

**TITULO:** “MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO APLICADO AL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN PUENTES POTRERO (KM 165 + 527.00) Y MAYGASBAMBA (KM 197 + 688.15), UBICADOS EN CARRETERA CHOTA – BAMBAMARCA – HUALGAYOC”

**AUTOR:** Br. Yeily Carinés Bardales Guanilo

Br. Liz Maritza Concepción Bustos

**INSTITUCIÓN:** Universidad Privada Antenor Orrego

**AÑO:** 2014

Hizo una investigación explicativa para realizar estudios de ingeniería básica (hidrología e hidráulica) para los puentes Potrero (km 165 + 527.00) y

Maygasbamba (km 197 688.15) ubicados en la carretera Chota – Bambamarca – Hualgayoc del departamento de Cajamarca, aplicando HEC-RAS, de este manera, concluir que los caudales máximos del puente M. es de 117.60 m<sup>3</sup>/s y para el puente P. es de 68.50 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 100 años, y un caudal máximo de 183.61 m<sup>3</sup>/s para el puente M. y de 138.94 m<sup>3</sup>/s para el puente P. ambos para un periodo de retorno de 50 años, llegando a obtener una profundidad de socavación para el puente M. de 1.85m en 100 años y de 4.07 m en 500 años, así como también una profundidad de socavación para el puente P. de 1.90m en 100 años y de 3.74 m en 500 años.

## **2.2 Bases teóricas**

En la construcción de una carretera o de una vía férrea se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados por una estructura segura y económica denominado puente, el cual debe soportar el tránsito de vehículos o de otro tipo sobre el cruce. La AASHTO define a un puente como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6100 mm y que está ubicada sobre o debajo de una carretera.

Los obstáculos pueden está en función a las múltiples necesidades de cada proyecto, los cuales presentan condiciones que obligan a usar diferentes tipos de estructura.

El más fuerte obstáculo lo constituyen las corrientes de agua que atraviesan el trazado de una vía, en donde se necesita una estructura tal, que la abertura que ella deja sea suficiente para permitir el cruce del agua en una crecida, sin que afecte la propia estructura ni sobrepase la altura de la rasante obstruyendo la circulación por la vía.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

Constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura conformada por el tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos y por la infraestructura conformada por los pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos. Las pilas deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes

naturales, viento, grandes riadas, etc. Los estribos deben resistir todo tipo de esfuerzos; se construyen generalmente en hormigón armado y formas diversas.

La cimentación bajo agua es una de las partes más delicadas en la construcción de un puente, por la dificultad en encontrar un terreno que resista las presiones, siendo normal el empleo de pilotes de cimentación.

Por ende, es necesario conocer los múltiples factores que interviene para un correcto desempeño.

### **2.2.1 Consideraciones para el diseño hidráulico**

Antes de proceder con el diseño del proyecto de un puente, es indispensable realizarlos estudios básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales, y ejecutables.

El proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades y bondades que le caracterizan a la zona antes de definir el emplazamiento del puente. Emplazamiento que deberá ser fruto de un estudio comparativo de varias alternativas, y que sea la mejor respuesta dentro las limitaciones (generación de información) y variaciones de comportamiento de los cambios naturales y provocados de la naturaleza.

Se procederá a describir las consideraciones generales para el desarrollo de los estudios de hidráulica fluvial de puentes sobre cauces naturales. Asimismo, se describirá en forma general las técnicas más apropiadas para el diseño hidráulico y la información básica para la obtención de los parámetros hidráulicos.

Cabe señalar que el buen funcionamiento hidráulico, no sólo depende de un análisis correcto y del uso adecuado de las fórmulas matemáticas correspondientes; si no también de un conocimiento cabal de las condiciones hidráulicas locales en la cual se fundamenta su diseño. Se establecerá recomendaciones generales para la ejecución de los estudios de hidráulica fluvial para puentes, que incluye, aspectos topográficos, ejecución de muestreos para la determinación de diámetros representativos del lecho y criterios para la estimación de la rugosidad del lecho.

### **2.2.1.1. Topografía**

El levantamiento topográfico que se requiere, debe abarcar el tramo involucrado donde se proyectará el puente, necesarias para obtener la información del relieve del suelo, cauce de río recomendándose que dicho levantamiento topográfico debe comprender lo siguiente:

- En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto.
- En ríos con amplias llanuras de inundación donde el puente produzca contracción del flujo de avenida el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo.
- En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura con un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia.

Sin embargo, el requerimiento mínimo para el levantamiento topográfico puede extenderse o limitarse, sin perjudicar los objetivos del proyecto.

Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc. Para estudios en regiones de selva de nuestro país, el levantamiento topográfico - batimétrico deberá abarcar las áreas de inundación asociadas a las crecidas de los cursos naturales muy comunes en esta zona, es decir, el levantamiento topográfico deberá cubrir toda la zona afectada por este fenómeno relevante para el estudio.

Un aspecto importante es la ubicación del puente, la cual debe ser la más óptima, desde el punto de vista topográfico, hidráulico, geotécnico y de diseño Vial; es decir debe ser tal, que el curso natural no afecte su estabilidad y a su vez el puente no produzca cambios morfológicos en el curso natural.

De preferencia en los proyectos de carreteras, es recomendable que la ubicación del puente sea definido en la etapa inicial de un estudio; para ello, los especialistas en trazo - diseño vial, hidráulica y geotecnia; evaluarán las condiciones existentes tanto aguas arriba, como aguas abajo, en una longitud no menor a 300 m. (a partir de los cruces o bados existentes) Esta actividad permitirá programar: los levantamientos topográficos para el estudio hidráulico, requerimientos de estudios de suelos, ubicación de las prospecciones geotécnicas, toma de muestra de los sedimentos, u otro que sea necesario y pueda preverse oportunamente.

Los aspectos que deben ser tenidos en cuenta en relación a la ubicación de puentes, se resalta los siguientes:

- Características de los cauces principales tales como, sus secciones, alineamiento, los obstáculos, la vegetación existente y la naturaleza de los acarrees.
- Calidad aparente de los materiales sobre los cuales se va colocar las obras de drenaje principales.
- Evidencias de corrosión en estructuras metálicas existentes o desgaste en estructuras de concreto
- Forma de las cuencas tributarias.
- Estabilidad fluvial del tramo fluvial comprometido,
- Grado de sinuosidad de los cauces existentes y presencia de lecho abandonados,
- Características topográficas de los terrenos y forma de los cauces,
- Cobertura vegetal existente,
- Características geológicas o singulares, tales como afloramientos rocosos, existencia de gravas, arenas, etc.
- Obras de drenaje existentes aguas arriba y debajo de la obra objeto del estudio y su posible influencia sobre la misma,

A continuación, se presentan los procesos morfológicos asociados al diseño de puentes y que deben ser tomados en cuenta para su diseño y emplazamiento.

### - **Cauces trenzados**

Los ríos que presentan cauces trenzados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Generalmente, estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de material grueso. Es importante tomar en cuenta la configuración en planta de este tipo de río para el emplazamiento del puente, ya que cambia con el nivel de agua y con el tiempo, donde la sobre deposición de sedimentos genera flujos en dirección de las orillas que son afectadas paulatinamente por erosión, causando la presencia de barras e islotes con cauces ramificados de tendencia a incrementar su ancho.

- **Evolución de meandros:** El cauce es único, pero en forma de curvas. La ondulación en planta se acompaña de una asimetría en las secciones transversales. Esta geometría del río evoluciona de manera compleja por lo que el puente debe ubicarse en la zona de mayor estabilidad.

- **Cauces avulsionados:** Las avulsiones son fenómenos que deben tomarse en cuenta al momento de elegir la ubicación del puente, dado que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro aleatorio, originado por la sedimentación de un tramo de río, esto produce una elevación del lecho, forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.

- **Erosión en curvas:** No se recomienda la ubicación de un puente sobre el desarrollo de curvas exteriores, debido a que las velocidades en las curvas exteriores son significativamente mayores produciendo procesos de erosión que pueden afectar su estabilidad.

- **Efectos de remanso:** No se recomienda la ubicación del puente en un tributario cerca de la confluencia con un río principal, pues los súbitos cambios de elevaciones crean efectos de remanso que pueden conducir a la agradación del lecho en esta zona.

### **2.2.1.2 Estudio De Suelos**

Como antecedente necesario deberá recalcar la gran importancia de la geología en la cimentación de los puentes. Por muy científicamente que esté diseñada una columna de un puente, en definitiva, el peso total del puente y las cargas que soporta deberán descansar en el terreno de apoyo. Para el ingeniero estructural las columnas y los estribos de un puente no son realmente interesantes. Sin embargo, debe prestarles un interés más que pasajero, ya que muy menudo el diseño de las cimentaciones compete al ingeniero estructural responsable del diseño de la superestructura.

Un informe geológico para hacer estudios de cimentación de un puente debe incluir información sobre:

- Características geológicas del lugar
- Perfiles estratigráficos
- Rocas existentes
- Clasificación del suelo
- Resistencia del Suelo.
- Granulometría, Peso volumétrico

#### **a. Muestreo y caracterización del material del río**

El muestreo y caracterización del material del río consiste básicamente en la determinación del tamaño representativo que englobe todo el espectro de tamaños presentes en él.

El muestreo del material de cauce deberá ser representativo, para determinar su peso volumétrico seco y análisis granulométrico.

Las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente, y a  $0.5B$  y  $B$  metros aguas arriba, donde  $B$  es el ancho promedio del río. En cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia, siempre y cuando las condiciones de excavación y la presencia de agua lo permitan.

La elección del tamaño representativo para el cálculo de la socavación en cauces naturales, usualmente se realiza de la siguiente manera:

- Obteniendo el  $D_{50}$  de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.

- También se utiliza el diámetro medio de la distribución mediante la siguiente relación.

$$D_m = \frac{\sum_{i=0}^n D_i \Delta P_i}{100}$$

Donde:

**$D_i$** : Es el tamaño de la partícula en que el  $i$  (%) indica el porcentaje en eso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro  $D_i$ .

**$\Delta P_i$**  : Es el porcentaje en peso del material cuyo tamaño cae dentro del intervalo cuya marca de clase es  $D_i$  , para  $i = 1 \dots n$  intervalos.

## **b. Granulometría por tamizado**

Es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia lo referente a las formas y distribución de tamaños de las gravas o partículas que constituyen un suelo el análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen es de poca utilidad en los suelos finos, pero permite formarse una idea aproximada de algunos de las propiedades de los suelos gruesos El análisis por mallas se concreta a segregar el suelo mediante una serie de mallas que definen el tamaño de la partícula.

El análisis combinado o total consiste en aplicar el análisis por mallas y el método del hidrómetro, respectivamente, a las porciones gruesas y finas de un mismo material generalmente, se recurre al análisis combinado si el material contiene más del 25% en peso de granos retenidos en la malla N° 200. De ser posible, el análisis granulométrico de los suelos arcillosos debe realizarse sobre muestras que hayan sido secadas al aire y no al horno para evitar alterar las partículas finas.

La granulometría de un suelo se define como la distribución del tamaño de sus partículas y se determina haciendo pasar una muestra representativa de suelo por una serie de tamices ordenados, por abertura, de mayor a menor.

Los tamices son básicamente unas mallas de aberturas cuadradas, que se encuentran estandarizadas (tamices ASTM) según el tamaño de la abertura en pulgadas.

La serie de tamices utilizados para los suelos son:

**3", 2½", 2", 1½", 1", ¾", ½", 3/8", 1/4", N° 4, N° 10, N° 20, N° 40, N° 50, N° 100, N° 200, Plato**

-Cálculo de porcentaje retenido sobre cada tamiz en la siguiente forma:

$$\% \text{Retenido} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz}}{\text{Peso tota}} \times 100$$

- Cálculo del porcentaje más fino, restando en forma acumulada de 100% los porcentajes retenidos sobre cada tamiz.

$$\% \text{Pasa} = 100 - \% \text{Retenido acomulado}$$

### c. Coeficientes de uniformidad y curvaturas

De acuerdo a la distribución de partículas de un suelo se puede inferir cierta información a nivel cualitativo para un suelo grueso. La distribución del tamaño de las partículas constitutivas de un suelo grueso se expresa gráficamente mediante una curva de distribución granulométrica.

A partir de la curva pueden obtenerse dos importantes indicadores que caracterizan a un suelo.

- **Coeficiente de Uniformidad ( $C_U$ ):**

El coeficiente de uniformidad, definido originalmente por Terzaghi y Peck, se utiliza para evaluar la uniformidad del tamaño de las partículas de un suelo. Se expresa como la relación entre  $D_{60}$  y  $D_{10}$ , como se muestra en la fórmula:

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

Donde:

$D_{60}$ : El diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60% del suelo, en peso.

$D_{10}$ : El diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 10% del suelo, en peso.

Asimismo, representa la extensión de la curva granulométrica, es decir, a mayor extensión de esta curva, se tendrá una mayor variedad de tamaños, lo que es propio de un suelo bien graduado. Esto se cumple en arena para un  $C_u > 6$  y para Gravas  $C_u > 4$ .

- **Coefficiente de Curvatura ( $C_c$ ):**

Como dato complementario, es necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

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

Donde:

$D_{60}$  : El diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60% del suelo, en peso.

$D_{30}$  : El diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 30% del suelo, en peso.

$D_{10}$  : El diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 10% del suelo, en peso.

Trata de indicarnos una curva granulométrica constante, sin escalones; esto cumple tanto en arenas como gravas para cuando  $1 < C_c < 3$ .

Por lo tanto, ambos coeficientes de uniformidad y curvatura sirven para indicarnos de una manera práctica y sencilla en el laboratorio cuando un suelo se encuentra bien graduado o mal graduado.

- **Fórmulas de Interpolación  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$ :**

$$D_x = D_s - \frac{(\%P_s - X)(D_s - D_I)}{\%P_s - P_I}$$

Donde:

$D_x$  : Diámetro incógnita (10, 30, 60).

$D_s$  : Diámetro de malla superior.  $D_I$ : Diámetro de Malla inferior.

$\%P_s$  : Porcentaje que pasa por la malla superior.

$P_I$  : Porcentaje que pasa por la malla inferior.

### **2.2.1.3. Estudios Hidrológicos**

#### **a. Cuenca**

Según, Francisco Aparicio Mijares en “Fundamentos de Hidrología de Superficie”, se define como la zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

#### **b. Cuenca Hidrográfica**

Desde el punto de vista hidrológico, una cuenca hidrográfica es definida como el área geográfica natural o unidad de territorio delimitada por una divisoria topográfica (Divortium Aquarum), que capta las precipitaciones y drena el agua de escorrentía hacia un colector común, denominado río principal.

#### **c. Clasificación de cuenca**

##### **c.1. En relación al tamaño**

Una cuenca se puede clasificar atendiendo a su tamaño, en cuencas grandes y cuencas pequeñas.

- **Cuenca Grande**

Es aquella cuenca donde su área es mayor a 250 km<sup>2</sup>, donde predominan las características fisiográficas (pendiente, elevación, área, cauce).

- **Cuenca pequeña**

Para Daniel Campos en su libro “Procesos del ciclo hidrológico”, es aquella cuenca donde su área es menor a 250 km<sup>2</sup>, la forma y la cantidad de escurrimiento está influenciado por las características físicas (tipo de suelo y vegetación) del suelo.

La cuenca pequeña responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración.

##### **c.2. En función a la salida**

Desde el punto de vista de la salida de una cuenca, existen dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas.

- **Cuencas Endorreicas**

El punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago.

- **Cuencas Exorreicas**

En las cuencas exorreicas el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca, pudiendo ser en otra corriente de agua o en el mar.

### **c.3. En función a la elevación**

Otra forma de clasificarlas, de clara aplicación en las cuencas andinas, basada en la elevación relativa de sus partes, se clasifica en: cuencas, alta, media y baja.

- **Cuenca alta**

Llamado como cuenca cabecera o de recepción de la cuenca; por su posición, capta y almacena en los nevados y glaciares de sus cumbres, y en las lagunas y represamientos de las altiplanicies, la mayor parte de los aportes de la precipitación; además, tiene una cobertura vegetal típica de pastos o bosques, y una menor presión demográfica.

- **Cuenca media**

De mayor pendiente relativa, con un caudal caracterizado por torrentes turbulentos, también se le denomina zona de transporte de sedimentos o de escurrimiento.

- **Cuenca Baja**

Cuenca de menor pendiente relativa, con un caudal de flujo continuo, cauce definido y amplia planicie de inundación, suele llamarse como de deyección o zona de depósito.

### **d. División de una cuenca hidrográfica**

Un tema de permanente discusión es lo referente a los conceptos de cuenca, sub cuenca y micro cuenca, según Abasalon Vasquez, el punto de partida para dicho análisis es el grado de ramificaciones de los cursos de agua que pueden existir; así por ejemplo se pueden considerar como micro cuencas a los cursos de agua de primer, Segundo y tercer orden; a sub cuencas, los cursos de agua de cuarto y quinto orden y a cuencas los cursos de agua de sexto orden y más. El número de orden de un curso de agua o río se inicia a partir del cauce más pequeño y teniendo como punto de referencia los límites definidos por el “Divortium Acuarum”.

Desde el punto de vista práctico en algunos casos el grado de ramificación del curso de agua puede ser rebasado por la magnitud del área de cada una de sus unidades, tal

es el caso de la cuenca del río Amazonas en que las sub cuencas que la forman (Marañón, Huallaga, etc.), son realmente unas “cuencas” cada una de ellas, pues la magnitud de su área es tan grande que resultaría muy dificultoso su análisis en base al grado de ramificaciones de sus cursos de agua. Es decir, las divisiones en cuencas o micro cuencas, deben hacerse con criterio técnico y práctico.

Por ello, observando la figura 4 se puede considerar como áreas de referencia para diferentes unidades hidrográficas a las siguientes:

*Tabla 1: División de cuencas hidrográficas*

Unidad Hidrográfica	Área (miles de has)
Cuenca	> 50
Sub cuenca	5 – 50
Micro cuenca	< 50

#### **e. Elementos de las cuencas**

Las cuencas presentan los siguientes elementos: Parteaguas o divisoria de aguas, área de la cuenca y el cauce principal de la cuenca.

- **Parteaguas o divisoria de aguas**

Línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico, que separa la cuenca en estudio de las cuencas vecinas.

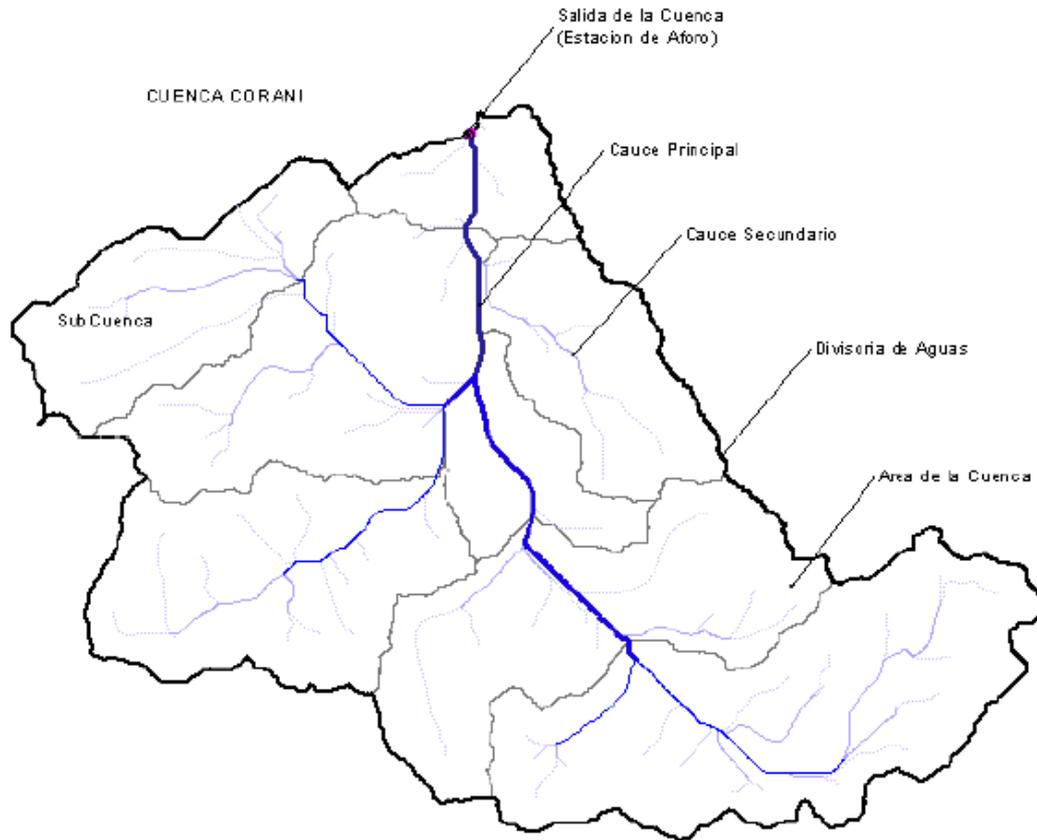
- **Área de la cuenca**

Superficie en proyección horizontal, delimitada por la divisoria de aguas.

- **Cauce principal de una cuenca**

Corriente que pasa por la salida de la cuenca; las demás corrientes se denominan cauces secundarios (tributarios). Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

*Ilustración 1: Elementos de una cuenca*



Fuente: Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología

### **i. Características Físicas De Las Cuencas**

El funcionamiento de la cuenca se asemeja al de un colector, que recibe la precipitación pluvial y la convierte en escurrimiento. Esta transformación presenta pérdidas de agua, situación que depende de las condiciones climatológicas y de las características físicas de la cuenca. Cuencas vecinas sometidas a las mismas condiciones climáticas, pueden tener regímenes de flujo totalmente distintos, situación debida principalmente a las características físicas de las cuencas. En función de esto, las características físicas más importantes de una cuenca son:

- **Área de la cuenca (A):**

Es el área plana en proyección horizontal, de forma muy irregular, obtenida después de delimitar la cuenca; se reporta en kilómetros cuadrados, excepto las cuencas pequeñas que se expresan en hectáreas.

- **Perímetro de la cuenca (P)**

Borde del contorno (límite exterior) de la forma irregular de la cuenca proyectada en un plano horizontal.

- **Forma de la cuenca**

La forma de la cuenca afecta en las características de descarga de la corriente, principalmente en los eventos de flujo máximo.

En general, los escurrimientos de una cuenca de forma casi circular serán diferentes a los de otra, estrecha y alargada, aunque tengan la misma área.

### **j. Parámetros geomorfológicos de la cuenca**

La geomorfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de cuencas. Para un mejor estudio de las cuencas se han establecido los siguientes parámetros:

#### **j.1. Parámetros de forma**

Dada la importancia de la configuración de las cuencas, se trata de cuantificar parámetros por medio de índices o coeficientes, los cuales relacionan el movimiento del agua y las respuestas de la cuenca a tal movimiento (hidrogramas).

- **Índice de compacidad o Coeficiente de Gravelius (Ic)**

Relaciona la forma de la cuenca con una de forma circular de igual área y perímetro; este parámetro proporciona un índice de la velocidad con que las aguas tardan en concentrarse en la sección de descarga de la cuenca y se expresa por la relación siguiente:

$$Ic = \frac{P}{P_0} = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}} = 0.282 * \left(\frac{P}{\sqrt{A}}\right)$$

Donde:

Kc = Coeficiente de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (Km)

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

Este coeficiente define la forma de la cuenca, respecto a la similaridad con formas redondas, dentro de rangos que se muestran a continuación (FAO, 1985):

Clase Kc1: Rango entre 1 y 1.25. Corresponde a forma redonda a oval redonda

Clase Kc2: Rango entre 1.25 y 1.5 Corresponde a forma oval redonda a oval oblonga

Clase Kc3: Rango entre 1.5 y 1.75 Corresponde a forma oval oblonga a rectangular oblonga.

En cualquier caso, el índice será mayor que la unidad mientras más irregular sea la cuenca y tanto más próximo a ella cuando la cuenca se aproxime más a la forma circular, alcanzando valores próximos a 3 en cuencas muy alargadas. Su unidad de medida es adimensional.

- **Factor de Forma (Ff)**

Fue definido por Horton, como el cociente entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud del cauce principal:

Es la relación existente entre el área de la cuenca y el cuadrado de la longitud del cauce principal más largo se expresa por la siguiente relación:

$$F_f = \frac{Am}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

$F_f$  = Factor de forma

$Am$  = Ancho medio de la cuenca (Km)

$L$  = Longitud del curso más largo (Km)

$A$  = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor forma tiende a uno. Una cuenca con factor de forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del

mismo tamaño, pero con un factor de forma mayor. Su unidad de medida es adimensional

Los factores determinados son un referente para establecer la dinámica esperada de la escorrentía superficial en la cuenca, aquellas cuencas con formas alargadas, tienden a presentar un flujo de agua más veloz, a comparación de las cuencas redondeadas, y por tanto tienen una evacuación de la cuenca más rápida, mayor desarrollo de energía cinética en el arrastre de sedimentos hacia el nivel de base, principalmente.

- **Longitud de la Cuenca (Lc)**

La longitud de la cuenca (Lc), es la distancia entre la salida y el punto más alejado, cercano a la cabecera del cauce principal, medida en línea recta.

### **j.3. Parámetros de relieve**

Para describir el relieve de una cuenca existen numerosos parámetros que han sido desarrollados por varios autores; entre los más utilizados son: pendiente de la cuenca, índice de pendiente, curvas Hipsométricas, histograma de frecuencias altimétricas y relación de relieve.

- **Pendiente de la cuenca**

La pendiente media de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en los cauces. Es uno de los factores físicos que controlan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas.

- **Curva Hipsométrica**

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca; es decir la curva hipsométrica indica el porcentaje de área de la cuenca o superficie de la cuenca en Km<sup>2</sup> que existe por encima de una cota determinada, representado en coordenadas rectangulares.

#### **2.2.1.4. Estudio hidráulico**

Una creciente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales. En manejo de cuencas interesa estudiar el caudal, creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasía, bocatomas, alcantarillas, etc.), y para estructuras de regulación (embalses). En el análisis de los datos hidrológicos puede presentarse el caso de que se tenga a disposición registros históricos de caudales; entonces dependiendo del problema a resolver un análisis probabilístico puede ser conveniente. El caso más frecuente es cuando no se dispone de caudales, por lo que es necesario calcular éstos a partir de la lluvia, usando un modelo hidrológico precipitación – escorrentía. También interesa conocer el hidrograma de la creciente o avenida, principalmente cuando se trata de embalses.

La avenida de diseño o caudal máximo está asociado a un período de retorno específico y este a su vez depende del riesgo de falla y vida útil de la obra.

- Para obtener la avenida de diseño en el tramo fluvial de emplazamiento del puente, se deberá compatibilizar el período de retorno del evento hidrológico, con el riesgo admisible y la vida útil de la obra, este último obviamente, dependerá del tipo de material constitutivo del puente. En caso de que el puente se construya en una ciudad con alta densidad de población, o se ubique medianamente aguas abajo de ésta, sobre un río de amplias llanuras de inundación, el período de retorno debe ser superior a 100 años.

- Para la estimación de la profundidad de socavación, el período de retorno mínimo deberá ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un caudal de no más de 500 años de periodo de retorno que es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente. En ese caso, se considera que se trata de un evento extremo.

#### **a. Métodos estadísticos**

La distribución normal tiene gran utilidad en hidrología, siendo algunas de sus principales aplicaciones:

En el ajuste de distribuciones empíricas de variables hidrológicas de intervalos de tiempos grandes tales como variables medias anuales, mensuales, estacionales, etc., que pueden ser caudales, precipitación, entre otros.

Análisis de los errores aleatorios en las observaciones o mediciones hidrológicas.

Como referencia para comparar varias distribuciones teóricas de ajuste en una distribución empírica.

Para hacer procesos de interferencia estadística.

Para generación de datos por el método de Monte Carlos. El inconveniente en la generación de datos, es que se obtienen valores negativos, lo cual físicamente no es justificado.

### **a.1. Ajuste**

El ajuste puede realizarse gráficamente utilizando papel probabilístico normal o analíticamente, mediante los estadísticos Chi-cuadrado o Smirnov-Kolmogorov.

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel
- Distribución log-normal

Las distribuciones logarítmicas más conocidas en hidrología son: Log-normal, Log-Pearson tipo III y Log-Gumbel. Por ejemplo, si la variable aleatoria, tiene una distribución log-normal, esto significa que, tiene una distribución normal. Análogamente, si es una variable aleatoria log-Pearson tipo III, es una variable aleatoria Pearson tipo III. También, si la variable aleatoria, tiene una distribución log-Gumbel, es una variable aleatoria Gumbel. Es posible una generalización, en el caso que se introduzca un límite inferior, en cuyo caso los, anteriores, es sustituido por  $\ln(X - x_0)$ .

En este apartado, se estudian las distribuciones log-normal. Hay una distribución log-normal de 2 parámetros y otra de 3 parámetros, en la de 3 parámetros, el tercer parámetro es el límite inferior, denominado parámetro de posición.

## a.2. Estimación de parámetros

- **Estimación de parámetros, método de momentos**

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media y la varianza de la variable  $X$  y los parámetros  $\mu_Y$  y  $\sigma_Y^2$ , que se obtiene, son:

$$\text{Media: } \bar{X} = E(x) = e^{\mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2}}$$

$$\text{Varianza: } S^2 = E[x - E(x)]^2 = e^{2\mu_Y + \sigma_Y^2} (e^{\sigma_Y^2} - 1)$$

$$\text{Desviación estándar: } S = e^{\mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2}} (e^{\sigma_Y^2} - 1)^{1/2}$$

$$\text{Coeficiente de variación: } C_v = \frac{S}{\bar{X}} = (e^{\sigma_Y^2} - 1)^{1/2}$$

$$C_v^2 = e^{\sigma_Y^2} - 1$$

$$1 + C_v^2 = e^{\sigma_Y^2}$$

Tomando logaritmos, se tiene:

$$\ln(1 + C_v^2) = \sigma_Y^2$$

$$\therefore \sigma_Y^2 = \ln(1 + C_v^2)$$

$$\sigma_Y = \sqrt{\ln(1 + C_v^2)}$$

Tomando logaritmos, resulta:

$$\ln \bar{X} = \mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2}$$

$$\mu_Y = \ln \bar{X} - \frac{\sigma_Y^2}{2}$$

Sustituye (2.15) en (2.15), se tiene:

$$\mu_Y = \ln \bar{X} - \frac{1}{2} \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_Y = \frac{1}{2} \ln \bar{X}^2 - \frac{1}{2} \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_Y = \frac{1}{2} (\ln \bar{X}^2 - \ln(1 + C_v^2))$$

$$\mu_Y = \frac{1}{2} \ln\left(\frac{\bar{X}^2}{1 + C_v^2}\right)$$

Luego, dado un conjunto de valores  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ , con parámetros  $\bar{X}, S, S^2, C_v$  los parámetros  $\mu_Y, \sigma_Y^2$ , de la distribución log-normal de 2 parámetros, obtenidos por el método de momentos.

El coeficiente de sesgo, también se obtiene del método de momentos, con la siguiente ecuación:

$$C_S = g = \frac{\mu_3}{\mu_2^{3/2}} = [e^{\sigma_y^2} - 1]^{\frac{1}{2}} [e^{\sigma_y^2} + 2]$$

Para valores prácticos de  $\sigma_y^2$ :  $0.1 < \sigma_y^2 < 0.6$ , la relación es casi lineal y puede ser aproximada por:

$$C_S = g = 0.53 + 4.85\sigma_y^2$$

Que es correcta dentro del 2%, en el rango mencionado.

Recordar que para datos muestrales, el coeficiente de sesgo es:

$$C_S = \frac{n^2 M_3}{(n-1)(n-2)S^2}$$

Siendo

$$M_3 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3}{n}$$

Y la desviación estándar, es:

$$\mu_2 = S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left( \sum_{i=1}^n x_i^2 - n\bar{X}^2 \right)}$$

- **Estimación de parámetros, método de máxima verosimilitud**

Utilizando el método de máxima verosimilitud, los parámetros  $\mu_y$  y  $\sigma^2$  se obtienen, con las siguientes relaciones:

$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i$$

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_y)^2$$

Estimación de parámetros, método de momentos lineales

Utilizando el método de momentos lineales  $\mu_y$  y  $\sigma^2$ , se obtienen, con las siguientes relaciones:

$$\mu_y = \lambda_1$$

$$\sigma_y = \sqrt{\pi} \lambda_2$$

Donde  $\lambda_1, \lambda_2$  = primer y segundo momento lineal calculados con los  $y_i = \ln x_i$

Nota. Muchos registros hidrometeorológicos, tienen como valores de sus variables un valor igual a 0 (ejemplo, si no llueve la precipitación será 0- Al utilizar la distribución log-normal, cuando se toma logaritmos a estos valores, el resultado es  $-\infty$ , Para dar solución a este problema, se pueden hacer cualquiera de los siguientes artificios:

Sumar 1 a todos los datos

2. Sumar un valor pequeño a todos los datos (por ejemplo: 0.1, 0.01, 0.001, etc.)

3. Sustituir los ceros por un 1

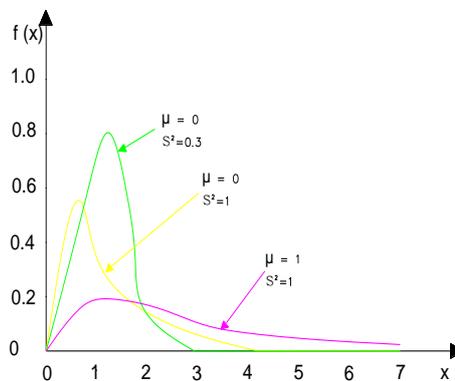
4. Sustituir los ceros por un valor positivos pequeño

5. Ignorar todos los ceros del registro

Todas estas soluciones, afectan los parámetros de la distribución log-normal; las soluciones 1 y 2 afecta el valor de  $\mu_y$ , mientras que las soluciones 3,4 y 5, afectan a  $\mu_y$  y  $\sigma^2$ .

En la figura 1.0, se presenta la función densidad de la distribución log-normal de 2 parámetros, para varios valores de  $\mu$  y  $\sigma^2$ .

*Ilustración 2: Distribución log. Normal 2 parámetros, con varios valores de  $\mu$  y  $\sigma$*



Fuente: Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC

### a.3. Distribuciones

- **Distribución log-normal 2 parámetros**

Muchos procesos hidrológicos tienen sesgo positivo y no son normalmente distribuidos. Sin embargo, en muchos casos para variables aleatorias estrictamente positivas:

$X > 0$ , su logaritmo  $Y = \ln(X)$  es descrito por una distribución. Esto es particularmente cierto, si la variable hidrológica resulta de algunos procesos multiplicativos.

La variable aleatoria  $X$ , es positiva y el límite inferior  $x_0$  no aparece.

La variable aleatoria  $Y = \ln X$ , es normalmente distribuida con media  $\mu_y$  y varianza  $\sigma_y^2$  y se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de  $X$ .

- **Función Densidad**

Se dice que una variable aleatoria  $X$ , tiene una distribución log-normal de 2 parámetros, si su función densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Para  $0 < x < \infty$

$$x \sim \log N(\mu_y, \sigma_y^2)$$

Donde  $\mu_y, \sigma_y$ , son la media desviación estándar de los logaritmos naturales de  $x$ , es decir de  $\ln x$ , y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

Función de distribución en términos de  $y = \ln x$

Puesto que  $y = \ln x \Rightarrow dy = \frac{1}{x} dx \Rightarrow \frac{dx}{dy} = x$

También, por las distribuciones, se tiene:

$$f(y) dy = f(x) dx$$

O

$$f(y) = f(x) \frac{dx}{dy}$$

Resulta:

$$f(y) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} x$$

o también:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Finalmente, reemplazando  $y = \ln x$ , se tiene:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Para  $-\infty < y < \infty$  y  $y = \ln x$

$$y \sim N(\mu_y, \sigma_y^2)$$

Siendo:

$\mu_y$  = parámetro de escala

$\sigma_y$  = parámetro de forma

- **Función de distribución acumulada**

La función de distribución acumulada de la distribución log-normal de 2 parámetros, es la integral de las ecuaciones, es decir:

$$F(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} dx$$

o

$$F(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} dy$$

$$\text{Si } F(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^Z e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

$Z \sim N(0,1)$

Nota. Para el cálculo de la distribución acumulada de la normal o la log-normal una vez conocido sus parámetros, hacer la transformación normal estándar y usar las tablas o ecuaciones de aproximación, elaboradas para su cálculo.

Distribución log-normal de 3 parámetros

La función de densidad de  $x$  es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)(2\pi)S_y} e^{-1/2((\ln x - x_0) - \mu_y s_y)^2}$$

Para  $x > x_0$

Donde:

$X_0$ : parámetro de posición

$\mu_y$ : Parámetro de escala o media

$s_y^2$ : Parámetro de forma o varianza

- **Distribución Gamma 2 Parámetros**

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < y < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

$\gamma$ : parámetro de forma

$\beta$ : Parámetro de escala

- **Distribución Gamma 3 Parámetros**

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde

$x_0$ : Origen de la variable x, parámetro de posición

$\gamma$ : parámetro de forma

$\beta$ : Parámetro de escala

- **Distribución Log Pearson Tipo III**

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$ : Parámetro de posición

$Y$ : parámetro de forma

$\beta$ : Parámetro de escala

- **Distribución Gumbel**

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

$\alpha$  : Parámetro de concentración

$\beta$ : Parámetro de localización

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma.

$$x = x + k\sigma_x$$

Donde:

X: Valor con una probabilidad dada.

X: Media de la serie.

K: factor de frecuencia

- **Distribución Log Gumbel**

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

## **a.2. Método empírico**

El método racional es el método más conocido y usado en el diseño de estructuras hidráulicas de conducción de caudales altos. Este método data del siglo XIX, pero tal vez es uno de los más eficientes por su sencillez, y porque se ha probado su bondad con datos reales y con métodos más avanzados.

De acuerdo a las premisas de su origen, la fórmula racional tiene validez únicamente en cuencas pequeñas, porque es un modelo que responde bien a lluvias de alta intensidad y de corta duración, y esto generalmente ocurre en cuencas pequeñas. Además, supone que la intensidad de lluvia es constante durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración ( $T_c$ ) y es uniforme en toda la cuenca.

Estadísticamente se demuestra que, con la intensidad de lluvia para un determinado tiempo de retorno, se puede obtener, aplicando la fórmula racional, el caudal con el mismo tiempo de retorno. Por lo tanto, para el cálculo de caudales máximos, aplicando la fórmula racional, el problema radica únicamente en hacer un buen cálculo de la intensidad de la precipitación, suponiendo que se asume un adecuado valor del coeficiente de escorrentía que normalmente se obtiene de tablas en función de las características de la cuenca.

### **e.2.1. Tiempo de concentración**

Tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Comúnmente el tiempo de concentración se define como, el tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto más alejado de la cuenca hasta la salida del desagüe. Además, debe tenerse en claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante; según Marco y Reyes (1992) aunque muy ligeramente depende, de la intensidad y la precipitación. Por tener el concepto de tiempo de concentración una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir de características morfológicas y geométricas de la cuenca. A continuación, se muestran algunas de esas fórmulas empíricas:

**Kirpich:**

$$T_c = 0.06628L^{0.77}S_k^{0.385}$$

**Temez:**

$$T_c = 0.3 \left( \frac{L}{S_j^{0.25}} \right)^{0.75}$$

**SCSC:**

$$T_c = \left( 0.87 \left( \frac{L^3}{H} \right) \right)^{0.385}$$

**Pasini:**

$$T_c = 0.023 \left( \frac{AL_p}{S_p} \right)^{0.5}$$

**Pizarro:**

$$T_c = 13.548 \left( \frac{L^2}{H} \right)^{0.77}$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración (hr)

Lp= Longitud del curso principal (Km)

Sp= Pendiente del curso principal

H= Diferencia de cotas entre el punto más alto y el de estudio (m)

A = Área de drenaje (área de la cuenca),(Km2)

S= Pendiente cauce principal (Manning)

### **a.2.2. Intensidad**

Luego para calcular el caudal, mediante el método de Mac Math, se debe calcular primero la intensidad, siendo esta:

$$I = 2.6934 * T^{.2747} * T_c^{0.3679}$$

Donde:

I= Intensidad (mm/hora)

T=Periodo de Retorno (Años)

Tc= Tiempo de Concentración (Minutos)

### a.2.3. Caudal Máximo

Llegando así al caudal máximo, mediante la siguiente formula:

$$Q = 0.001 * C * I * A^{0.58} * S^{0.45}$$

Donde:

Q= Caudal Máximo (m<sup>3</sup>/s)

C= Coeficiente de Escorrentía

A= Área de la Cuenca Húmeda (Ha)

S= Pendiente (0/00)

I= Intensidad (mm/hora)

### a.3. Caudal instantáneo

Es necesario transformar los caudales máximos diarios en sus correspondientes caudales instantáneos. La única manera de conocer los caudales instantáneos con precisión es medirlos. Una vez que el caudal no ha sido medido o, aun habiéndolo sido, si la medida no ha sido conservada, cualquier intento de conocer el caudal instantáneo con posterioridad siempre dará un valor aproximado.

No obstante, aunque la relación entre el caudal medio diario y el instantáneo es lógicamente variable de una avenida a otra, en la mayoría de las cuencas (con excepción de cuencas con un régimen hidrológico muy extremo) dicha relación suele ser más o menos constante o, al menos, se mueve en un rango de variación no muy amplio.

De esta forma, se puede obtener para cada estación un coeficiente (k) que, de forma aproximada, relacione los caudales medios diarios (Q<sub>md</sub>) con los instantáneos (Q<sub>i</sub>):

$$k = \frac{Q_i}{Q_{md}}$$

Para el presente caso el coeficiente se ha obtenido mediante la aplicación de la fórmula de Fuller. Esta fórmula es quizá la más conocida de entre todas las expresiones matemáticas disponibles para transformar los caudales medios diarios en instantáneos, la cual hace depender la relación entre ambos caudales del área de la cuenca vertiente:

$$k = \frac{Q_i}{Q_{md}} = 1 + \frac{a}{A^b}$$

Donde A es el área de la cuenca vertiente en km<sup>2</sup>, y a y b parámetros de la fórmula. Según los trabajos realizados por Fuller, el parámetro a puede variar entre 2,5 y 6, y b tiene un valor en torno a 0,3. La fórmula simplificada de Fuller considera a=2.66, y b=0.3; mediante la fórmula siguiente se obtuvieron los caudales máximos instantáneos.

$$k = Qmd \left( 1 + \frac{a}{A^b} \right) (1 + 0.8 \text{Log}T)$$

#### a.4. Envoltente de Creager

El método regional de la envoltente de Creager y las curvas regionalizadas, permiten estimar los caudales máximos instantáneos en función al área de la cuenca y el periodo de retorno, debido a que hay una escasez de datos, el cual obedece a la siguiente expresión.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \text{Log}(T) * A^{(m A^{-n})}$$

Donde:

$Q_{max}$ : Caudal máximo Instantáneo m<sup>3</sup>/s)

T: Periodo de Retorno

A: Área de la cuenca

$C_1, C_2, m, n$ : Constantes para las diferentes regiones del Perú

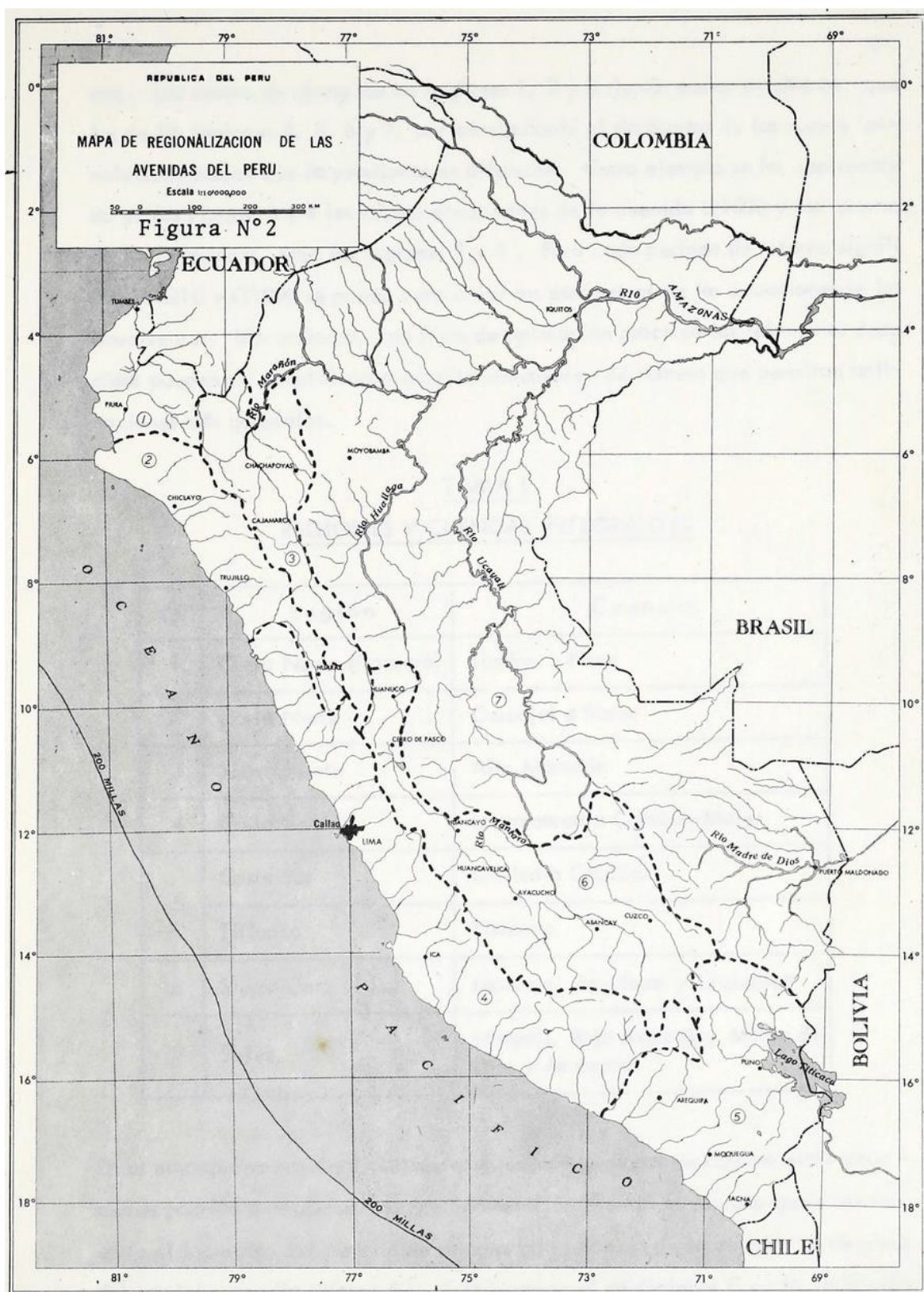
Los valores de las constantes  $C_1, C_2, m, n$  se presentan de la siguiente manera, así como también el mapa de avenidas particularizados para cada región del Perú.

Tabla 2: Constantes del método de la envoltente regional de Creager

Región	C1	C2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Fuente: Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú

Ilustración 3: Mapa de regionalización de las avenidas del Perú.



Fuente: Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú

### **2.2.1.5. Otros criterios**

#### **a. Altura libre.**

La altura libre se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado.

La altura libre es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobrelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

En nuestro país, la variación de las condiciones geográficas y la actividad humana sobre las cuencas hacen que los cursos naturales además de descargas líquidas también se produzcan transporte de sólidos de fondo (material de acarreo), transportes en suspensión y en flotación como ramas, palizadas y hasta árboles.

Es muy común que en los ríos de nuestro país haya abundante transporte de sólidos debido al carácter torrencioso de los mismos, con manifestada erosión de los suelos en las partes altas de las cuencas por actividad humana, muchas veces muy alejadas de los principios del uso racional de los recursos naturales. Por tanto, el diseño de los puentes exige la consideración de una altura libre conveniente para dar paso no sólo al flujo (líquido y sólido) sino también a los materiales flotantes. En la etapa de diseño de puentes, se recomienda lo siguiente:

- Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el gálibo mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m.
- En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un gálibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- En el caso de ríos navegables, la altura libre se sujetará a lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico – DG-2014.

## **a.2. Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)**

Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de los datos recopilados en la etapa de campo.

En el presente ítem, se dan a conocer recomendaciones prácticas para la estimación del coeficiente de rugosidad en cauces naturales y se describen a continuación.

- En la Tabla N° 09, se presentan valores del coeficiente de rugosidad de Manning donde el valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales.

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

$$n = m5 (n0 + n1 + n2 + n3 + n4)$$

n0: Rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

n1: Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n2: Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n3: Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n4: Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

m5: Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

Tabla 3: Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente  $n$ .

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	$n_0$	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	$n_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	$n_2$	0.000
	Ocasionalmente Altemante		0.050
	Frecuentemente Altemante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	$n_3$	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	$n_4$	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	$m_s$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de tuberías y canales. Arturo Rocha

Cuando los lechos de los cauces naturales están constituidos por material pedregoso, donde el sedimento es representado por un diámetro medio, se recomienda el uso de la ecuación de Strickler para la estimación de  $n_0$ .

$$n_0 = 0.038D^{\frac{1}{6}}$$

D: Diámetro representativo de la rugosidad superficial (m). El diámetro D es equivalente al diámetro D65, D90 o D95 dependiendo del acorazamiento del río. Particularmente, cuando los sedimentos ofrecen una granulometría gruesa y extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al D90 o D95 obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

Dentro de las publicaciones técnicas se tiene la publicación Water Supply Paper 1949 del US Geological Survey que presenta fotografías de diferentes corrientes naturales,

indicando para cada caso el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, calibrado con mediciones de terreno. Esta publicación es una buena referencia y guía para estimar los coeficientes de rugosidad en cauces naturales.

Las recomendaciones presentadas en los párrafos anteriores permiten la estimación del coeficiente de rugosidad asumiendo que el cauce natural presenta una rugosidad homogénea, sin embargo, en la naturaleza, los cauces naturales presentan secciones transversales que no tienen una rugosidad uniforme u homogénea, ofreciendo una rugosidad compuesta.

Cuando la rugosidad global o rugosidad compuesta de la sección varía con el tirante de agua, se debe, a que a distintas profundidades intervienen zonas de la sección con diferentes rugosidades. Este es el caso de los cursos naturales donde el lecho está constituido de un cierto tipo de material y las márgenes por otro tipo, usualmente con presencia de vegetación en las zonas de inundación.

Para evaluar la rugosidad compuesta, se propone el método de Einstein y Banks, quienes demostraron mediante experimentos que los valores de la rugosidad están asociados a distintos sistemas independientes entre sí y que pueden superponerse linealmente. Es decir, que el área de la sección transversal del curso natural es separable y se supone que para cada subsección es válida la ecuación de Manning y que la velocidad media en la sección es uniforme.

Entonces el coeficiente de rugosidad global generado por  $m$  subsistemas está dado por:

$$n_c = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^m n_i^{3/2} x_i}{x} \right\}^{2/3}$$

Donde:

$n$  : Coeficiente de rugosidad global o compuesta de la sección total.

$n_i$  : Coeficiente de rugosidad asociado a la subsección  $i$ .

$x_i$  : Perímetro mojado de la subsección  $i$ .

$x$  : Perímetro mojado de la sección total.

$i = 1, 2, \dots, m$  subsecciones.

## **2.2.2. Parámetros hidráulicos para el diseño de puentes**

Los criterios hidráulicos asociados al diseño de puentes son los siguientes:

### **2.2.2.1. Perfil de flujo**

El perfil de flujo permitirá obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. El cálculo del perfil de flujo deberá incluir la presencia del puente proyectado, debido a que cuando el flujo interactúa con la estructura, se produce una sobreelevación del nivel de agua a la entrada del puente y una depresión del nivel de agua en la salida, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. Una vez conocido los niveles de agua, el especialista puede establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.

### **2.2.2.2. Socavación**

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de falla que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas.

El proceso de socavación en un puente se analiza como erosión potencial total y es de carácter estimativo, la cual combina la socavación producida en la sección del puente y sus inmediaciones, causada por el estrechamiento del cauce debido a su construcción y la socavación local que se produce en las inmediaciones de los pilares y estribos rodeados por la corriente del río. Sin embargo, cabe indicar que estos procesos de socavación son inherentes a la presencia del puente sobre el curso natural, porque existen otros procesos de socavación que ocurren de manera independiente a la presencia del puente y son la socavación general y la socavación en curvas que también deberán ser tomados en cuenta al momento de la estimación de la socavación potencial total.

### **2.2.3. Cálculo hidráulico**

El cálculo hidráulico de un puente significa en primer lugar determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de él, luego determinar la sobreelevación del nivel de agua provocada por la presencia del puente y estimar el nivel de socavación potencial total en la zona de los apoyos.

#### **2.2.3.1. Socavación en puentes**

La socavación es un tipo de erosión hídrica que hace referencia a la pérdida del material del lecho y márgenes de un cauce, debido a la capacidad de transporte asociada a un evento hidrológico. La reducción de este nivel respecto a un nivel de referencia es denominada profundidad de socavación. La profundidad de socavación alcanzada depende del tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho y la magnitud y duración del evento hidrológico.

##### **a. Procesos de socavación asociados al diseño de puentes**

La socavación es un tipo de erosión hídrica que hace referencia a la pérdida del material del lecho y márgenes de un cauce, debido a la capacidad de transporte asociada a un evento hidrológico. La reducción de este nivel respecto a un nivel de referencia es denominada profundidad de socavación. La profundidad de socavación alcanzada depende del tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho y la magnitud y duración del evento hidrológico.

En nuestro país la causa hidráulica más frecuente de fallo de puentes es la socavación, que tiene lugar en la zona de sus apoyos, la cual afecta las cimentaciones, ya sea por su insuficiente nivel de desplante o por construcción inadecuada. La socavación es un proceso que se produce a largo y corto plazo o Transitorio, como en el caso de la ocurrencia de avenidas. Generalmente los fallos ocurren cuando se producen las avenidas, Sin embargo, también se presentan con procesos que ocurren a largo plazo. La estimación de la profundidad de socavación para el diseño de puentes debe tomar en cuenta los siguientes aspectos; la socavación que ocurre independientemente de la presencia del puente como socavación general, socavación en curvas, etc., la socavación que Ocurre en la sección del puente debido al estrechamiento del cauce por la presencia del puente (socavación por contracción) y la socavación que ocurre

en la zona de sus apoyos (socavación local de pilares y estribos rodeados por la corriente).

La suma de las componentes de la socavación, permite obtener la Socavación potencial total, mediante expresiones que consideran Socavaciones máximas por el lado de la seguridad.

Se recomienda que el valor estimado para la profundidad de:

Socavación potencial total, sea consecuente con lo observado en la Etapa de campo, respecto a los materiales que subyacen en el lecho del cauce y sobre la base de los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas, pozos exploratorios y de la información obtenida de sondeos geofísicos. Esto, debido a que la estimación de la profundidad de socavación, se realiza mediante métodos empíricos que conllevan en algunos casos a obtener resultados que no son reales.

La profundidad de socavación parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material presente en el lecho del cauce y a la geometría del puente. Por ello, existe mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre que ecuación representa mejor las condiciones reales del curso natural y del puente. Existe poca información sobre modelos teóricos para estimar la profundidad de socavación, debido al alto grado de incertidumbre y a la complejidad de las variables involucradas, por ello, se recurre a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en el análisis dimensional, que como se ha mencionado anteriormente, dan resultados muchas veces muy conservadores y contradictorios. Las ecuaciones disponibles en la actualidad son envolventes a resultados obtenidos a modelos físicos de laboratorio.

El software HEC RAS versión v5.0.3 además de permitir realizar la simulación hidráulica en la zona del puente también permite realizar la estimación de la profundidad de socavación en el puente, por contracción y la socavación local en pilares y estribos usando las ecuaciones recomendadas en HEC-18, 2001. Sin embargo, se deja establecido que la obtención de la sección hidráulica del puente y la estimación de la socavación en sus apoyos, especialmente en nuestro medio no se debe limitar al uso del HEC RAS y debe aplicarse en forma responsable luego de ser calibrado, donde el juicio y criterio ingenieril prevalecen.

### **a. Factores que influyen en la socavación**

La socavación depende de muchos factores, que pueden agruparse en dos grupos principales: los factores geomorfológicos y los factores de transporte.

#### **- Factores geomorfológicos**

Los factores geomorfológicos hacen referencia a las características de la cuenca y el río analizado. Dentro de las características de la cuenca se incluyen los factores climáticos y los usos y tipos de suelos, elementos de primera importancia para determinar las tasas de erosión y transporte en el sitio de interés. Las características de mayor interés son la pendiente, la geometría de la sección transversal, su forma en planta, las características del material del lecho y las condiciones de borde del canal.

La caracterización del material del lecho incluye la distribución del sedimento, la gradación, la estratificación de capas en el lecho y la presencia de materiales cohesivos. Los sedimentos no cohesivos son aquellos cuyo movimiento depende solamente de las propiedades de las partículas que los componen y de la posición relativa entre las mismas. Dentro de este grupo se encuentran las arenas y gravas. Los sedimentos cohesivos, por el contrario, son aquellos cuyo movimiento inicial depende de la compleja interacción físico-química entre las partículas coloidales y los efectos de la presión de poros. La socavación en lechos de material cohesivo es un fenómeno mucho más complejo y no puede ser evaluado según las características del tamaño de la partícula.

Otra característica importante son los controles geológicos, pues determinan los límites probables de erosión.

#### **-Factores de transporte**

Los factores de transporte se relacionan con el transporte tanto de agua como de sedimentos. Las características del flujo, como la velocidad, duración, caudal y frecuencia, así como las tasas de transporte y tipo de sedimento transportado durante tales eventos, son necesarias para estimar la profundidad de socavación.

Existen dos tipos de socavación:

- Socavación general
- Socavación local
  - Socavación local en estribos
  - Socavación local en pilares

### **2.2.3.2. Socavación general**

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para fines de estimación con el objetivo de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada.

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

A continuación, se describen algunos métodos para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce. Para la determinación de la socavación general se empleará los siguientes métodos.

#### **a. Métodos para calcular la socavación general**

- **Método De Velocidad Crítica y Agua Clara**

Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.

La profundidad máxima de socavación general se alcanza cuando la velocidad crítica es igualada por la velocidad media de la sección, donde la velocidad crítica está en función del parámetro de tensión crítica adimensional, de la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning y las características del material del lecho.

$$V_{cr} = 21 \left( \frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_z - \gamma)}{\gamma}} D$$

Donde:

$V_{cr}$  : Velocidad crítica en la sección (m/s).

$Rh$  : Radio hidráulico de la sección (m).

$D_{50}$  : Diámetro correspondiente al 50 % en la curva granulométrica (m).

$D$  : Diámetro característico del lecho (m).

$\gamma_z$  : Peso específico del suelo (T/m<sup>3</sup>).

$\gamma$  : Peso específico del agua (T/m<sup>3</sup>).

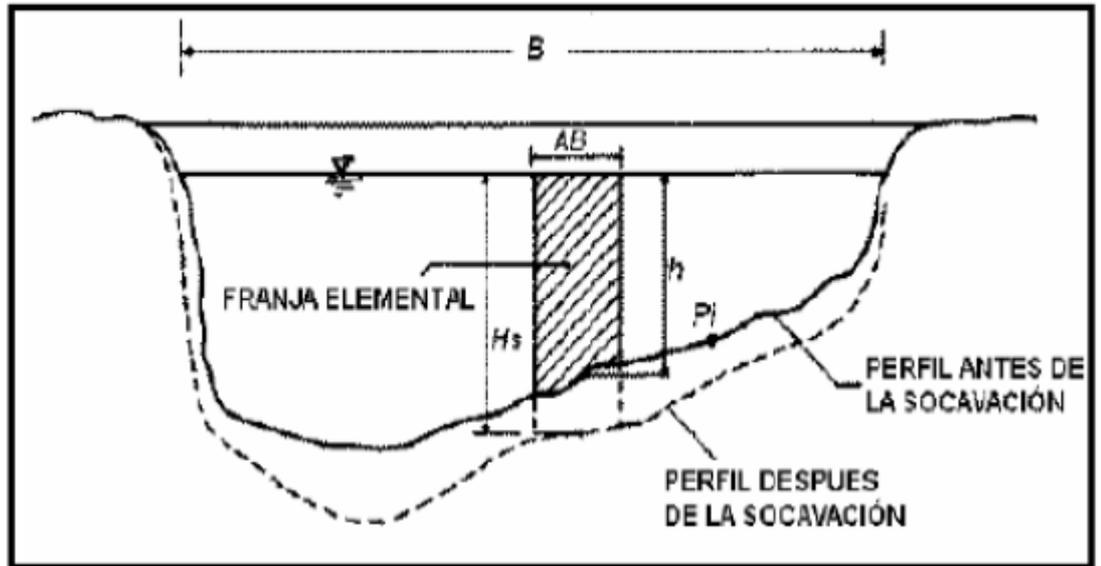
Para la obtención del diámetro característico  $D$  del suelo erosionado puede emplearse el D84 que toma en cuenta el acorazamiento del lecho.

- **Método de Lischvan – Levediev**

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente ( $V_r$ ) y la velocidad media erosiva ( $V_e$ ). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural, permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

Ilustración 4: Sección transversal del cauce



Fuente: Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A (1992)

- **Para suelos granulares**

Se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+z)}$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente.

El factor de corrección por contracción  $\mu$  es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación.

En la siguiente tabla se muestra el factor de corrección por contracción del cauce

Tabla 4: Factor de corrección por contracción del cauce

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

Fuente: Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A (1992)

V : Velocidad media en la sección transversal.

$\mu$  : 1.0, Si no hay obstáculos.

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios tramos, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilares consecutivos, o entre el pilar y estribo más próximos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección  $\phi$  que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

1.0, si  $m = 1.0 \text{ T/m}^3$  (agua clara)

Peso específico de la muestra agua sedimento.

$0.54 + 1.5143 m$ , si  $m > 1.0 \text{ T/m}^3$  (Lecho móvil)

(Coeficiente de correlación o de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989).)

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

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

Donde:

$H_s - H_s$  : Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

$D_m$  : Diámetro característico del lecho (mm)

Coeficiente de frecuencia.

Factor de corrección por contracción del cauce.

Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

- **Para suelos cohesivos**

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

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta_{\mu\phi} \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

$H_s - h_1$ : Profundidad de socavación (m)

$h$  : Tirante de agua (m)

Peso específico del sedimento del lecho (T/m<sup>3</sup>)

Coeficiente de frecuencia.

Factor de corrección por contracción del cauce.

Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

• **Método de Straub**

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.0642} h_1$$

Donde:

$H_s - h_1$ : Profundidad de socavación (m)

$B_1$  : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba  
de la contracción (m)

$B_2$  : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

$h_1$  : Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

- **Método de Laursen**

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara.

Es el método más usado en los Estados Unidos de América, (HEC- 18, 1993, 1995).

Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (HEC 18, 1993, 1995 y Laursen E. M., 1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1}$$

Donde:

$H_s - h_2$  : Profundidad media de socavación por contracción (m)

$H_s$  : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección  
Contraída del puente después de la socavación (m)

$h_1$  : Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas  
Que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m)

$h_2$  : Profundidad media del flujo en la sección contraída del  
Puente antes de la socavación. Puede usarse  $h_1$  en cauces  
Arenosos con lecho móvil, caso en el que el hoyo dejado  
Por la socavación es rellenado con sedimentos (m).

$Q_1$  : Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y  
Laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre  
Las laderas del río con agua clara (m<sup>3</sup>/s).

$Q_2$  : Caudal en la sección contraída del puente y laderas que  
Transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas  
Del río con agua clara (m<sup>3</sup>/s)

$B_1$  : Ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas  
Arriba que transportan sedimentos (m)

$B_2$  : Ancho neto del cauce principal y laderas que transportan  
Sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de  
Las pilas (m)

$k_1$  : Exponente en función del modo de transporte de Sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente Y de la velocidad de caída del material del lecho.

Tabla 5: . Valores del coeficiente  $k_1$

$V/w$	$k_1$	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Fuente: HEC-18., 1993

La velocidad de Corte se expresa como siguiente:

$$V_* = \sqrt{gh_1s_1}$$

Donde:

$V_*$  : Velocidad de corte en el cauce principal o ladera en la Sección aguas arriba (m/s)

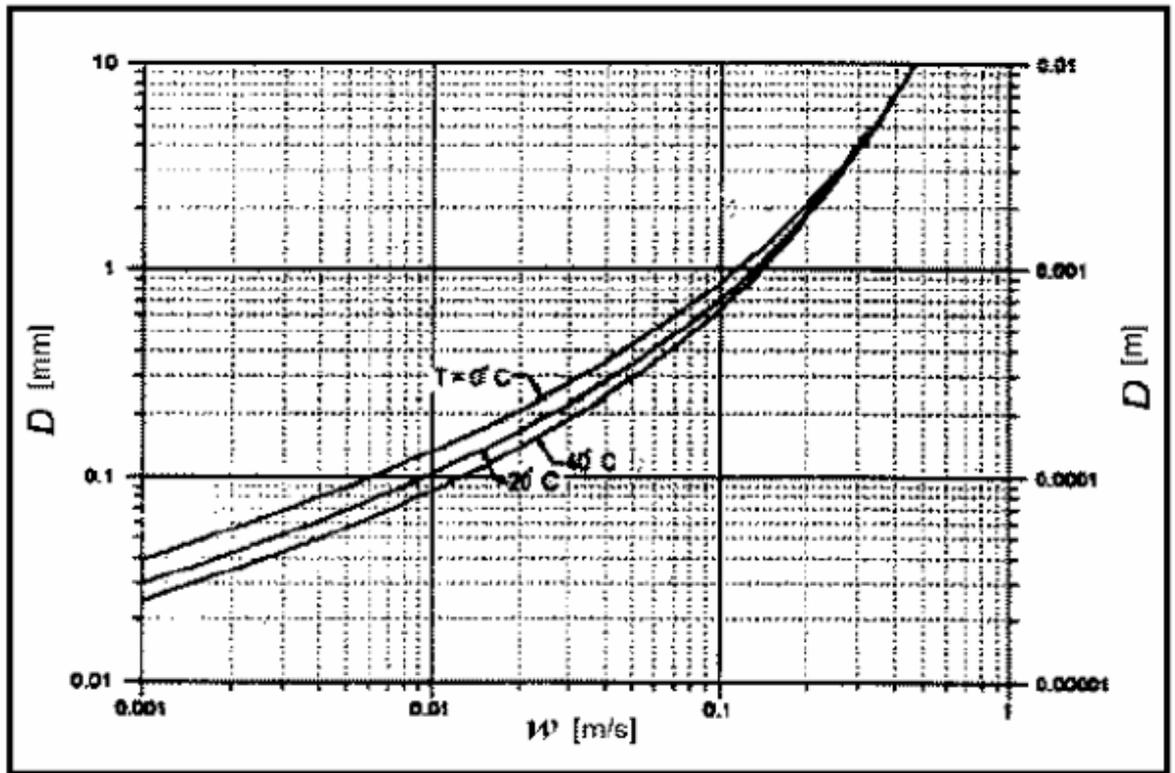
$w$  : Velocidad de caída para  $D_{50}$  (m/s)

$g$  : Aceleración de la gravedad (9.8 m/s<sup>2</sup>)

$s_1$  : Gradiente hidráulico en la sección aguas arriba del puente (m/m)

$D_{50}$  : Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla Cuyo 50% es menor (m)

Ilustración 5: Velocidad de caída ( $w$ ) para partículas de arena



Fuente: HEC-18., 1993

- Cálculo de la socavación por contracción en agua clara

Se usa la siguiente ecuación dada por Laursen.

$$H_S = \left( \frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7}$$

La ecuación anterior es una simplificación de la siguiente ecuación también sugerida por Laursen:

$$H_S = \left( \frac{n^2 Q^2}{K_S (G_S - 1) D_m W^2} \right)^{3/7}$$

Donde:

$K_S$  : Parámetro de Shields igual a 0.039

$G_S$  : Gravedad específica del material del lecho igual a 2.65

$n$  : Coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0.041

- $H_s - h_2$  : Profundidad media de socavación por contracción (m)
- $H_s$  : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección  
Contraída del puente después de la socavación (m)
- $h_2$  : Profundidad existente en la sección contraída del puente  
Antes de la socavación (m)
- $Q_2$  : Caudal a través del puente o en las laderas sin transporte  
De sedimentos (m<sup>3</sup>/s)
- $D_m$  : Diámetro medio efectivo del material más pequeño del  
Lecho o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo.  
Si no se tienen datos precisos,  $D_m = 1.25D_{50}$  en (m)
- $B_2$  : Ancho efectivo del cauce en el puente descontando el  
Ancho de los pilares (m)

- **Método de Blench**

Basado en las observaciones de varios autores, Blench en 1939 y 1941, así como en publicaciones posteriores, presentó sus fórmulas básicas y de diseño.

Para gravas ( $d_{50} > 2\text{mm}$ ) la ecuación de Blench se puede escribir como:

$$H_s = 1.23 \left( \frac{q^2}{d_{50}^{1/4}} \right)^{1/3}$$

Donde el  $d_{50}$  está expresado en mm y las demás variables en el sistema métrico.

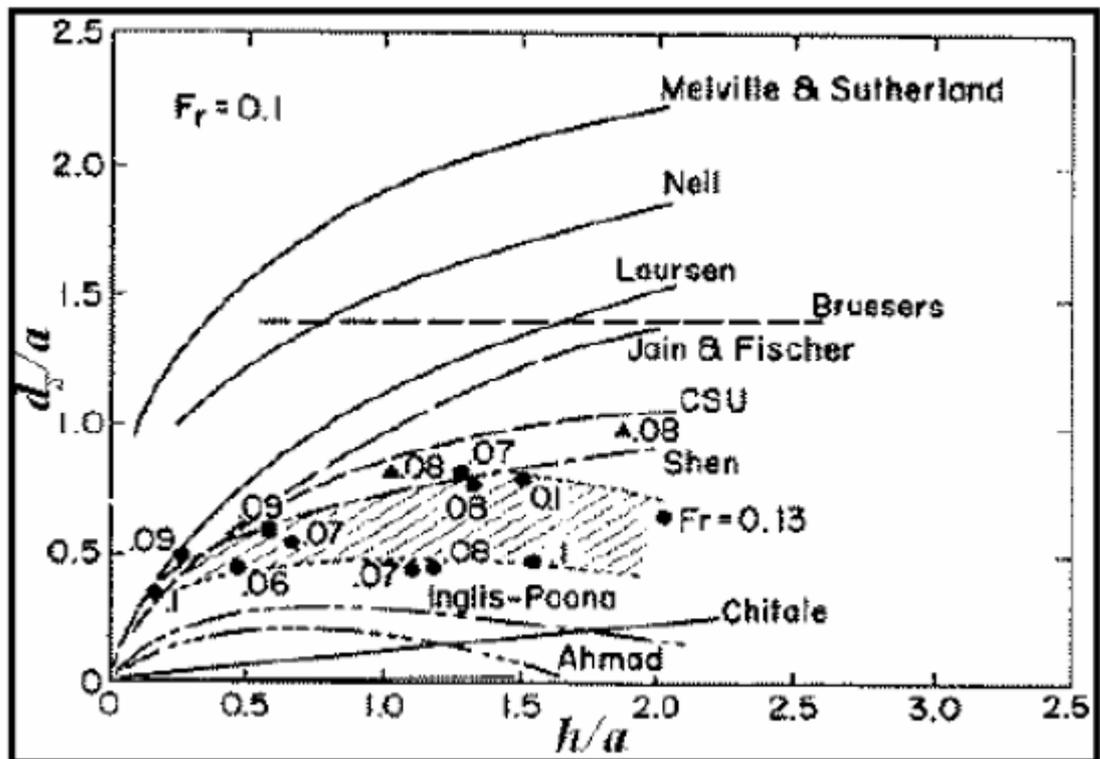
### 2.2.3.3. Socavación local en pilares

Existen varios métodos para el cálculo de la socavación local alrededor de pilares, pero a la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta. La mayoría de las ecuaciones son aplicables para cauces aluviales y no consideran la posibilidad de que materiales más gruesos y de mayor peso, presentes en el lecho, acoracen el hoyo que se produce por la socavación, lo que limitaría su profundidad. En 1965, Breusers propuso que la profundidad de socavación era de 1.4 veces el ancho del pilar. Recientemente, otros investigadores como B. W. Melville, Sutherland y Chang, han reportado que la socavación local máxima es aproximadamente 2.4 veces el ancho del pilar para el caso de pilares circulares. En los estudios hechos, el número de Froude fue menor que 1.0.

Otras formas de pilares diferentes a la circular pueden disminuir este valor o la presencia de desechos puede incrementarlo. El valor de la relación profundidad de socavación al ancho del pilar ( $d_s/a$ ) puede llegar a 3.0 para números de Froude altos. En conclusión, se sugiere preliminarmente para pilares con punta circular alineadas con el flujo que la constante sea tomada igual a 2.4 para números de Froude menores que 0.8 y a 3.0 para números de Froude mayores que 3.0.

Dentro de los muchos métodos que existen para estimar la profundidad de socavación local en pilares de puentes, se han seleccionado algunos, con la finalidad de ilustrar la gran variedad existente y cuáles son los parámetros involucrados: Laursen y Toch (1953, 1956); adaptación de Neill (1964) al método de Laursen y Toch; Larras (1963); Neill (1964); Arunachalam (1965, 1967); Carsten (1966); Maza Sánchez (1968); Breusers, Nicollet y Shen (1977); Universidad Estatal de Colorado (CSU); y Melville y Sutherland (1988), Froehlich (1991). Entre otros métodos de cálculo reportados en la bibliografía especializada están: Shen, Jain y Fischer, Inglis-Poona, Chitale y Yaroslavtziev. Para más detalles, consultar: Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W. 1977; Higuera, C. H. y Pérez G. (1989); M. E. Guevara, A., 1998.

*Ilustración 6: Comparación de ecuaciones para el cálculo de la socavación local con socavaciones medidas en campo según Jones*



Cabe anotar que el método desarrollado por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) da valores intermedios con relación a otras ecuaciones, tal como se ilustra en la Figura N° 09 que presenta resultados obtenidos aplicando diferentes fórmulas y algunos obtenidos de mediciones de campo, (HEC 18, 1993).

#### **a. Métodos para calcular la socavación local en pilares**

- **Método de Laursen y Toch (1953,1956)**

Este método fue desarrollado en el Instituto de Hidráulica de Iowa y fue confirmado con algunas mediciones en el río Skunk realizadas por P. G. Hubbard, del mismo laboratorio en la década del cincuenta.

Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos, (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992). El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleas. Laursen y Toch realizaron sus investigaciones observando la máxima socavación que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Ellos observaron que la máxima profundidad de socavación era independiente de la velocidad del flujo pues la socavación no progresaba al mantener fijo el tirante y aumentar considerablemente la velocidad de la corriente. Este argumento resulta al suponer que un cambio en la velocidad del flujo y en el tamaño de los sedimentos produce un cambio proporcional en el cortante límite, y en la capacidad de transporte de sedimentos en la zona donde se produce la socavación, considerando constantes la profundidad del flujo y la profundidad de socavación. Su mayor interés era la socavación máxima y no dan ningún criterio para el caso de que no exista arrastre en el fondo. Los resultados fueron presentados en forma gráfica y se resumen en las siguientes ecuaciones.

#### **- Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor del pilar**

$$Y_S = K_f K_g^a$$

Donde:

$Y_S$  : Profundidad de socavación local medida a partir del fondo  
De cauce (m)

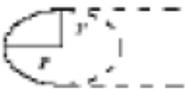
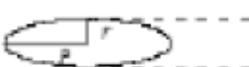
$K_f$  : Coeficiente que depende de la forma de la nariz del pilar

$K_g$  : Coeficiente que depende de la relación  $H$  a  $s$  /

$H_s$  : Profundidad de agua después de producida la socavación  
por contracción (m)

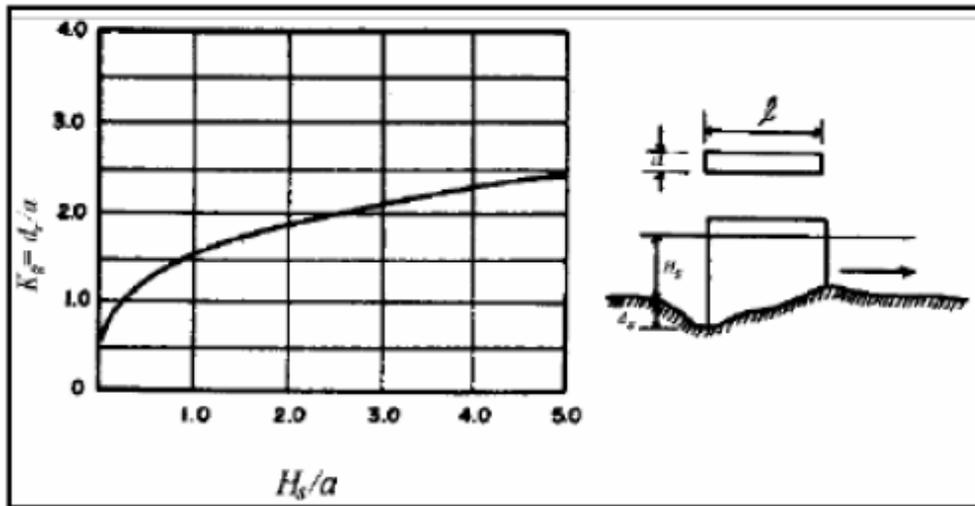
$a$  : Ancho del pilar (m)

Ilustración 7: Coeficiente  $K_f$  . Método de Laursen y Toch

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE $K_f$ DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{P-2}{r} \frac{l}{l}$ 	0.81
		$\frac{P-3}{r} \frac{l}{l}$
LENTICULAR	$\frac{P-2}{r} \frac{l}{l}$ 	0.81
		$\frac{P-3}{r} \frac{l}{l}$
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. 1992

Ilustración 8: Coeficiente  $K_g$ . Método de Laursen y Toch



Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. 1992

- **Caso de flujo de agua con ángulo de ataque al eje de mayor dimensión del pilar**

$$Y_S = K_f K_\varphi^a$$

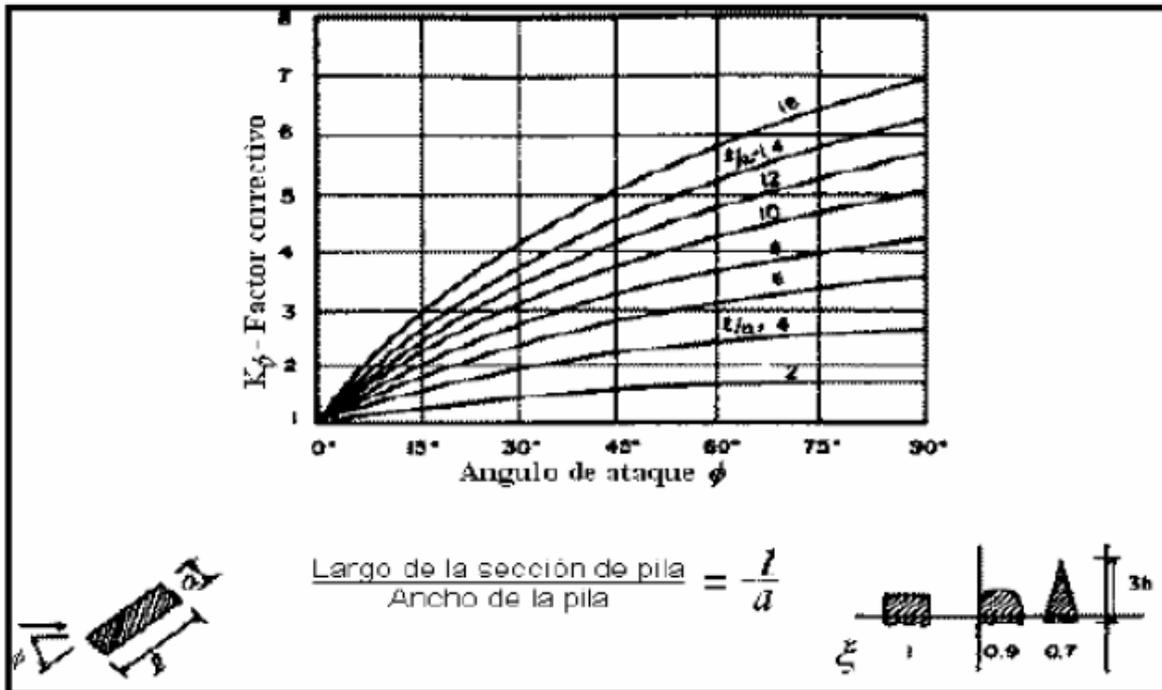
Donde:

$K_f$  : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y  
De la geometría del pilar.

En este caso la profundidad de socavación no depende de la forma del pilar

R. Ettema (1990) plantea que las curvas de la Figura 6 sugeridas por Laursen y Toch en 1956, presentan una inconsistencia asociada con los ángulos de ataque de  $0^\circ$  y  $90^\circ$ , puesto que considera que el efecto del coeficiente  $K_\Phi$  debe ser el mismo si se toma un ángulo de ataque de  $90^\circ$  y el ancho del pilar, o si se considera un ángulo de  $0^\circ$  y el largo del pilar. Lo único claro es que las investigaciones fueron hechas tomando en cuenta el ancho del pilar y así debe usarse el gráfico. También, critica el hecho de que los coeficientes de corrección por forma del pilar y por ángulo de ataque se usen en forma combinada cuando fueron resultado de experiencias independientes.

Ilustración 9: Coeficiente  $K\phi$ . Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen, y Melville y Sutherland



Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. 1992

- **Método de Neill (1964)**

La ecuación resultante del ajuste de datos experimentales obtenidos por Laursen y Toch para socavación en pilares circulares y rectangulares, fue expresada por Neill en la siguiente forma, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977):

$$Y_s = 1.5(a')^{0.7}h^{0.3}$$

Donde:

$Y_s$  : Profundidad de socavación medida a partir del fondo de cauce (m)

$a'$  : Ancho proyectado del pilar (m)

$h$  : Profundidad del flujo aguas arriba del pilar (m) Se considera

Que esta ecuación proporciona la máxima profundidad de

Socavación que se espera para cualquier velocidad.

Para pilares de nariz redondeada, el coeficiente puede ser 1.2 en vez de 1.5 en la ecuación anterior.

- **Método de Larras (1963)**

Larras propone una ecuación teórica – práctica deducida a partir de mediciones llevadas a cabo en varios puentes, después de haberse producido la avenida. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a la velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

$$Y_s = 1.05Ka^{0.75}$$

Donde:

$Y_s$  : Profundidad de socavación medida a partir del fondo de cauce (m)

$a$  : Ancho del pilar (m)

$$K = K_f K_\phi$$

Luego:

$$Y_s = 1.05K_f K_\phi a^{0.75}$$

Donde:

$K_f$  : Factor de corrección por forma del pilar (Tabla I-5)

Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente (Tabla I-5)

En forma aproximada  $K = 1.0$  para pilares cilíndricos y  $K = 1.4$  para pilares rectangulares.

Tabla 6: Factor de corrección  $K_f$  por forma del pilar. Métodos de Larras y Melville y Sutherland.

en planta	Largo/ancho de la pila	$K_f$				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03			1.00	
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

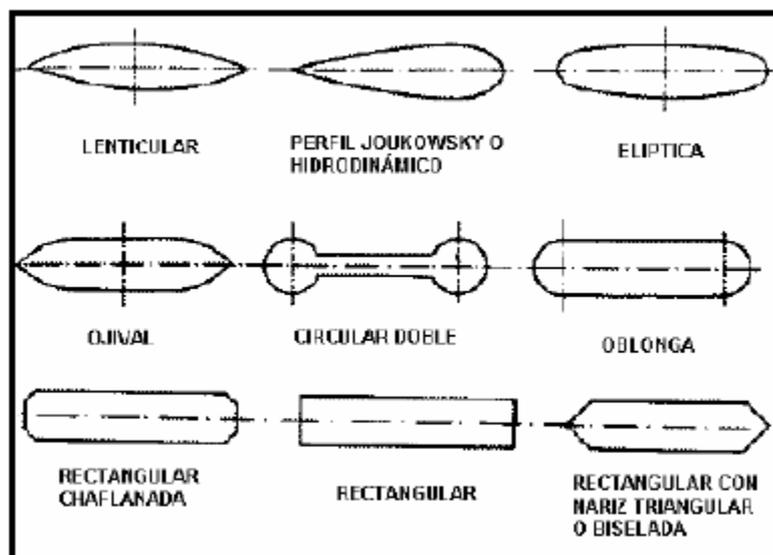
Fuente: Higuera C. y Pérez G. 1989 y Melville B. W. 1988

Tabla 7: Factor de corrección  $K_{\phi}$  por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	$K_{\phi}$					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Fuente: Higuera C. y Pérez G. 1989

Ilustración 10: Formas usuales de pilares. Método de Larras



Fuente: Higuera C. y Pérez G. 1989

- **Método de Arunachalam (1965, 1967)**

Arunachalam realizó una modificación de la ecuación de Englis – Poona (1948) y propuso la siguiente expresión, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977):

$$Y_S = 1.334q^{2/3} \left[ 1.95 \left( \frac{1.334q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right]$$

Donde:

$Y_S$  : Profundidad de socavación (m)

$q$  : Caudal unitario aguas arriba del puente (m<sup>3</sup>/s-m)

$a$  : Ancho del pilar (m)

- **Método de Carsten (1966)**

Carsten propuso la siguiente expresión para condiciones de socavación en lecho móvil, (Shen H. W., Schneider V. R., 1969):

$$Y_S = 0.546a \left( \frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{5/6}$$

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}}$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Donde:

$N_s$  : Número del sedimento

$\Delta$  : Peso específico relativo cuyo valor para cuarzos es 1.65

$D$  : Tamaño del sedimento

$A$  : Ancho del pilar (m)

La ecuación puede usarse en cualquier sistema de unidades compatibles y es de las pocas que involucra el efecto del tamaño del sedimento.

- **Método de Maza-Sánchez (1968)**

Es un método aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. El método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio efectuadas en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México. Las curvas se obtuvieron experimentando con materiales entre 0.17 mm y 0.56 mm de diámetro. La socavación obtenida a partir de estas curvas para partículas con diámetro medio de 1.3 mm es mayor a la obtenida experimentalmente. Los parámetros que intervienen en el método son: profundidad de flujo, ancho del pilar, número de Froude y el ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. El diámetro de las partículas no se toma en cuenta. A continuación, se detalla los pasos a seguir mediante este método.

- Cálculo del cuadrado del número de Froude de la corriente,  $F_r^2$

$$F_r^2 = \frac{V^2}{gH_s}$$

Donde:

$H_s$  : Profundidad del agua hacia aguas arriba del pilar  
Antes de la socavación local

$V$  : Velocidad media de la corriente frente al pilar

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s}$$

- Evaluación del factor de corrección  $f_c$  que considera el ángulo de ataque de la corriente.

Tabla 8: Factor de corrección  $f_c$ .

$\phi$	0°	15°	30°	45°
$f_c$	1.0	1.25	1.40	1.45

Fuente: Facultad de Ingeniería de la UNAM

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y  $F_r^2 < 0.06$ ,  $f_c = 1.0$ .

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y  $F_r^2 \geq 0.06$ , se trabaja con la siguiente expresión:

$$F_r^2 = f_c \frac{V^2}{gH_s}$$

- Cálculo de la relación  $H_s/a'$  : Ancho del pilar proyectado sobre un plano normal a la dirección de la corriente
- Selección de la curva a usar dependiendo de la forma del pilar, (Figura 8, Figura 9 o Figura 10)
- Cálculo de la profundidad de socavación Con el número de Froude corregido según sea el caso, se ingresa en las abscisas de la gráfica respectiva hasta interpolar la curva de  $H_s/a'$  y se lee en las ordenadas el valor de  $H_t/a'$  del cual se despeja el valor de  $y_s$ .

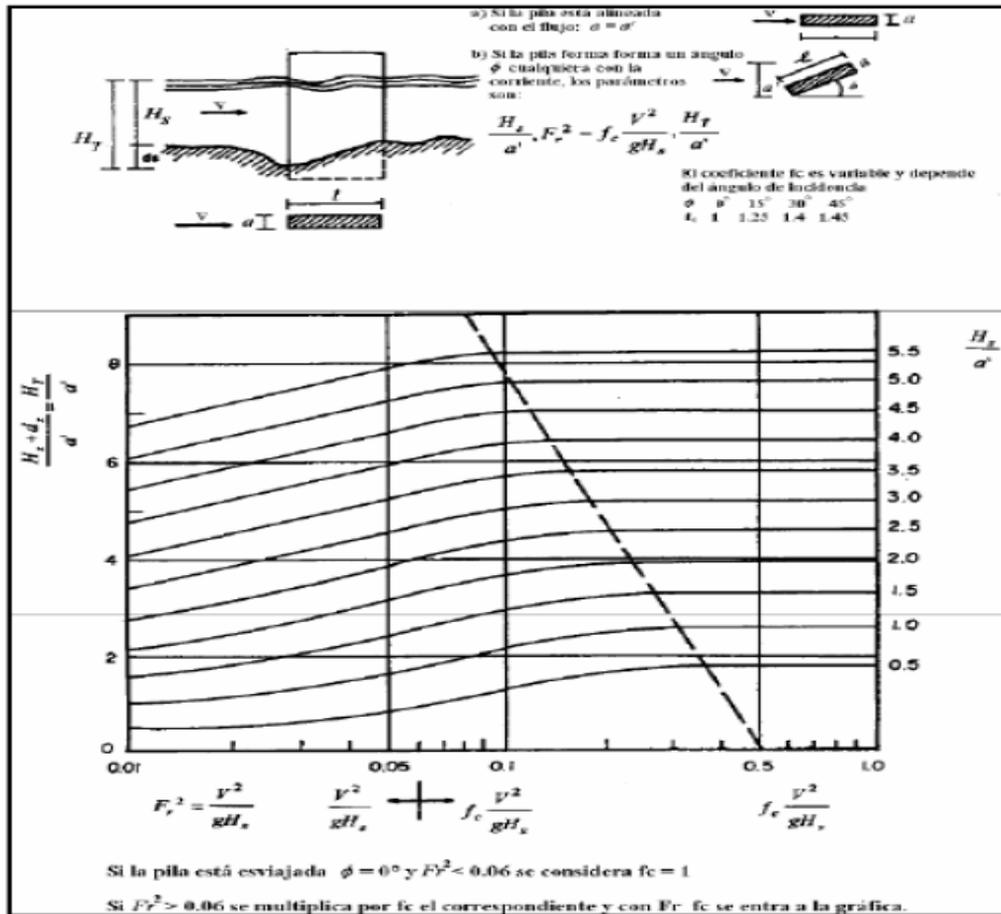
$$Y_s = H_t - H_s$$

Donde:

$H_t$  : Profundidad de la sección socavada desde el  
Nivel de la superficie del flujo

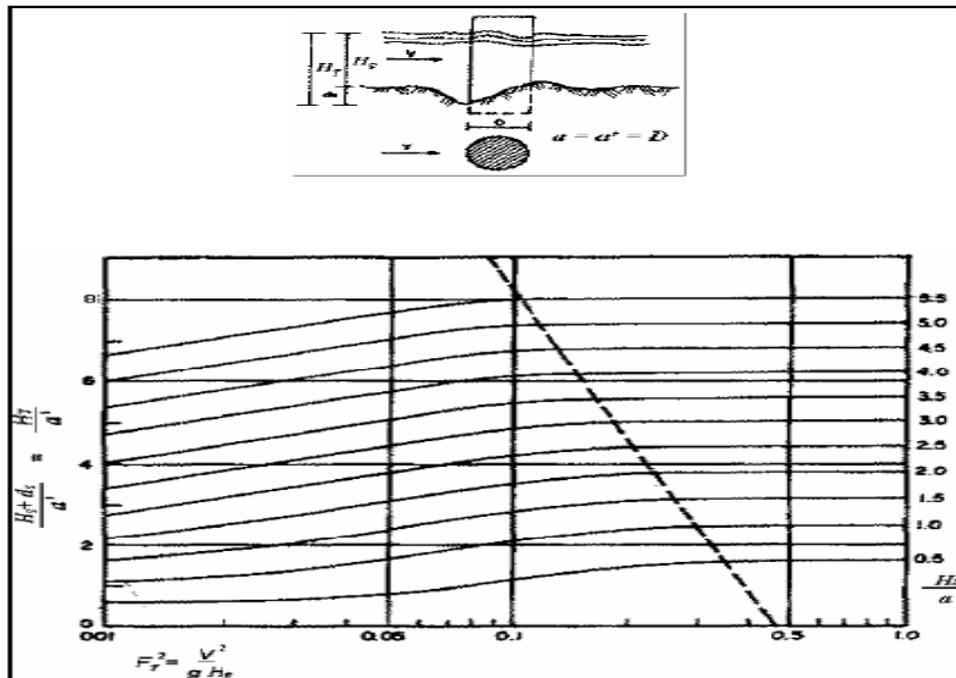
$Y_s$  : Profundidad de socavación medida desde el  
Fondo de cauce.

Ilustración 11: Cálculo de la socavación local en un pilar rectangular



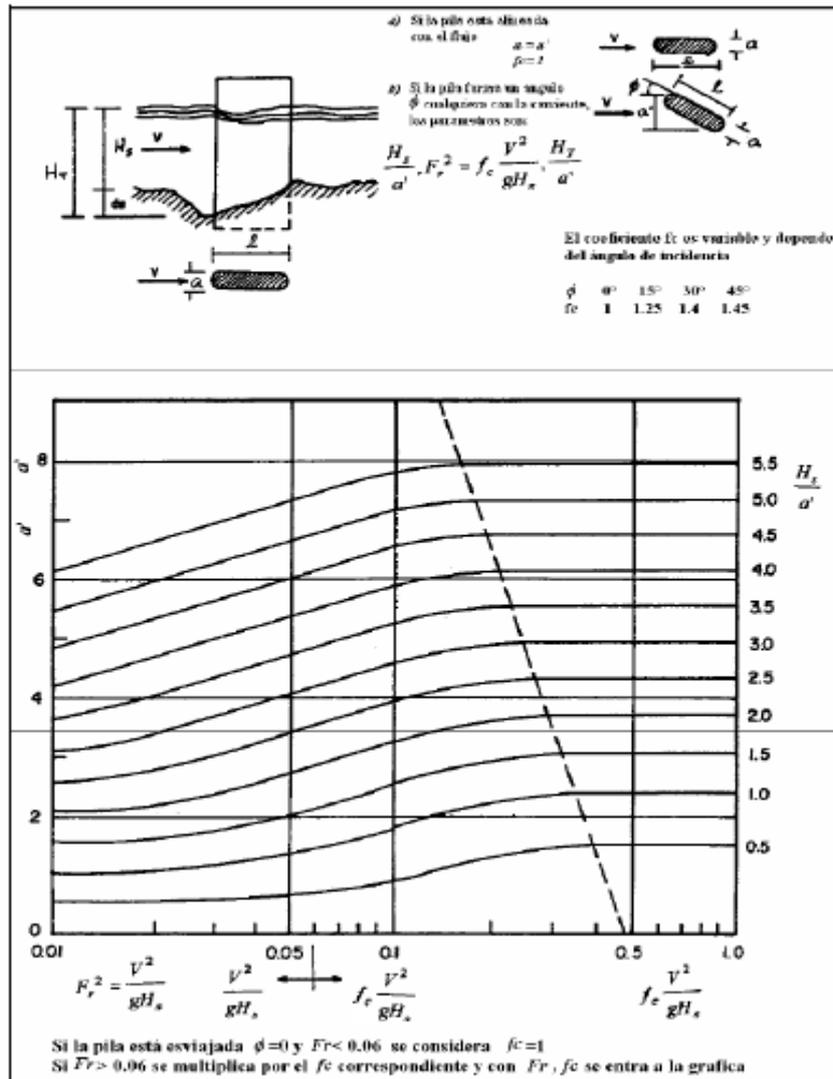
Fuente. Maza Alvarez, J.A., 1987

Ilustración 12: Cálculo de la socavación local para un pilar circular



Fuente. Maza Alvarez, J.A., 1987

Ilustración 13: Cálculo de la socavación local para un pilar de sección elongada



Fuente. Maza Alvarez, J.A., 1987

- **Método de Froehlich (1991)**

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).

$$Y_S = 0.32K_f(a')^{0.62}h^{0.47}Fr^{0.22}D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:

$Y_s$  : Profundidad de socavación local (m)

$K_f$  : Factor de corrección por forma del pilar.

$a'$  : Ancho proyectado del pilar con relación al ángulo de ataque del flujo (m)

$a$  : Ancho del pilar adicionado como un factor de seguridad (m)

$H$  : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar (m)

$F_r$  : Número de Froude en la sección aguas arriba del pilar

$D_{50}$ : Diámetro de la partícula del lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

Para pilares con nariz de forma circular alineadas con el flujo, se tiene:

$$Y_s = 4 a', \text{ para } Fr < 0.8$$

$$Y_s = 3.0 a', \text{ para } Fr > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad “a” al final de la ecuación. El programa HEC-RAS siempre adiciona este factor de corrección.

Tabla 9: Factor de corrección  $K_f$

Forma de la pila	$K_f$
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

Fuente: HEC-18. 1993

- **Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)**

$$\frac{y_s}{h} = 2.0 K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{h}{a}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación local (m).

$h$  : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar (m).

$K_f$  : También denominado K1 es el factor que toma en cuenta

La forma del pilar.

$K_\phi$  : También denominado K2 es el factor que toma en cuenta el ángulo de

Ataque del flujo.

$K_c$  : También denominado K3 es el factor que toma en cuenta la forma Del lecho. Usualmente igual a 1.10.

$K_a$  : También denominado K4 es el factor que toma el Acorazamiento del sedimento del lecho.

Este factor fue introducido posteriormente en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.

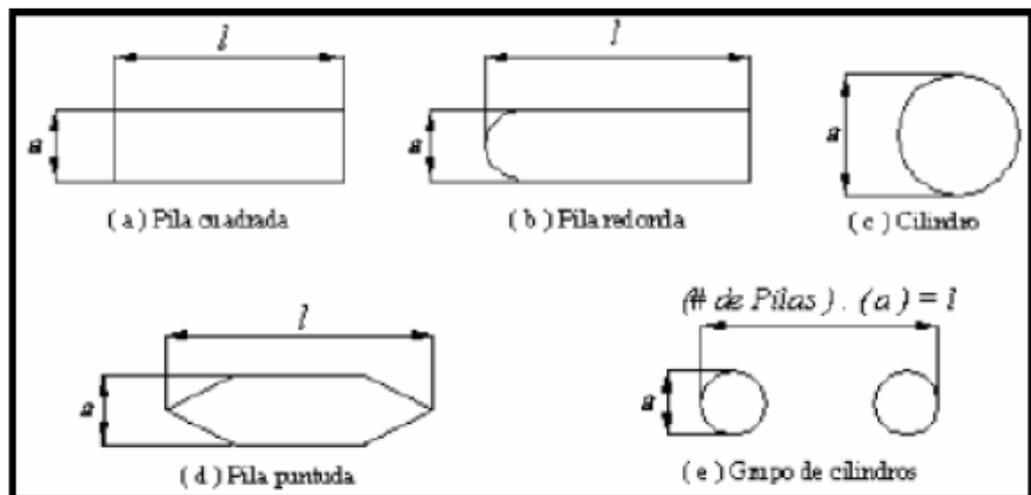
$a$  Ancho del pilar (m)

$l$  : Longitud del pilar (m)

$F_r$  : Número de Froude en la sección aguas arriba del pilar igual a  $V/gh$

$V$  : Velocidad media del flujo directamente aguas arriba del pilar

*Ilustración 14: Formas típicas de pilares de puentes*



Fuente: HEC-18. 1993

El factor de corrección  $K_f$  se determina usando la tabla anterior cuando el ángulo de ataque es menor que  $5^\circ$ . En otro caso,  $K_\theta$  domina para ángulos mayores por lo que  $K_f$  debe ser tomado igual a 1.0.  $K_f$  debe usarse solamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

Tabla 10: Factor de corrección por la forma del pilar  $K_f$ . Método de CSU

Forma de la pila	$K_f$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Fuente: HEC-18. 1993

Tabla 11: Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo  $K_f$  Método de CSU

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Fuente: HEC-18. 1993

Se recomienda usar un valor de  $K_c$  igual a 1.1 considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes.

El factor de corrección  $K_a$  disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hoyo de socavación para materiales del lecho con  $D_{50}$  mayor o igual a 2 mm o  $D_{95}$  mayor o igual a 20 mm ( $D_{50} \geq 0.002$  m o  $D_{95} \geq 0.02$  m).

Tabla 12: Criterios para adoptar  $K_a$

$D_{50} < 2$ mm o $D_{95} < 20$ mm	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2$ mm y $D_{95} \geq 20$ mm	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

Fuente: HEC-18. 2001

$$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$$

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} \right] > 0$$

$$V_{icDX} = 0.645 \left( \frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cDX}$$

Donde:

- $V_R$  : Relación de velocidad
- $V_1$  : Velocidad de aproximación inmediatamente aguas arriba del pilar (m/s)
- $V_{icDX}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en El pilar para el tamaño  $D_x$  de las partículas de sedimento (m/s)
- $V_{icD95}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en El pilar para el tamaño  $D_{95}$  de las partículas de sedimento (m/s)
- $V_{icD50}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en El pilar para el tamaño  $D_{50}$  de las partículas de sedimento (m/s)
- $V_{cDX}$  : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $D_x$  del material del lecho (m/s)
- $V_{cD50}$  : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de Tamaño  $D_{50}$  del material del lecho (m/s)
- $a$  : Ancho del pilar (m)

Además:

$$V_{cDx} = 6.19h^{1/6}D_x^{1/3}$$

Donde:

- $D_x$  : Tamaño de la partícula de tal manera que el x por ciento Del material del lecho es más fino. (m)
- $h$  : Profundidad del agua aguas arriba del pilar sin incluir la socavación local. (m)

Se debe tener en cuenta que el valor mínimo de  $Ka$  es 0.4.

#### **2.2.3.4. Socavación local en estribos**

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos, entre ellos podemos mencionar: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para el caso de la socavación local en pilares. Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico.

Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento.

Las ecuaciones para el cálculo de la socavación local en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan como resultado valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo cual raramente ocurre en la realidad.

El especialista debe determinar la ecuación que mejor se ajusta a las condiciones de un puente en particular.

La socavación local en los estribos depende entre otros de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las márgenes, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

La socavación local en estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil (vivo), dependiendo en muchos casos si el estribo se ubica en las márgenes o si está dentro del cauce principal.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el terraplén de la carretera y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua, el parámetro más importante que interviene en el cálculo de la profundidad de la socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las márgenes es

obstruido y obligado a pasar abruptamente por la sección del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las márgenes regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

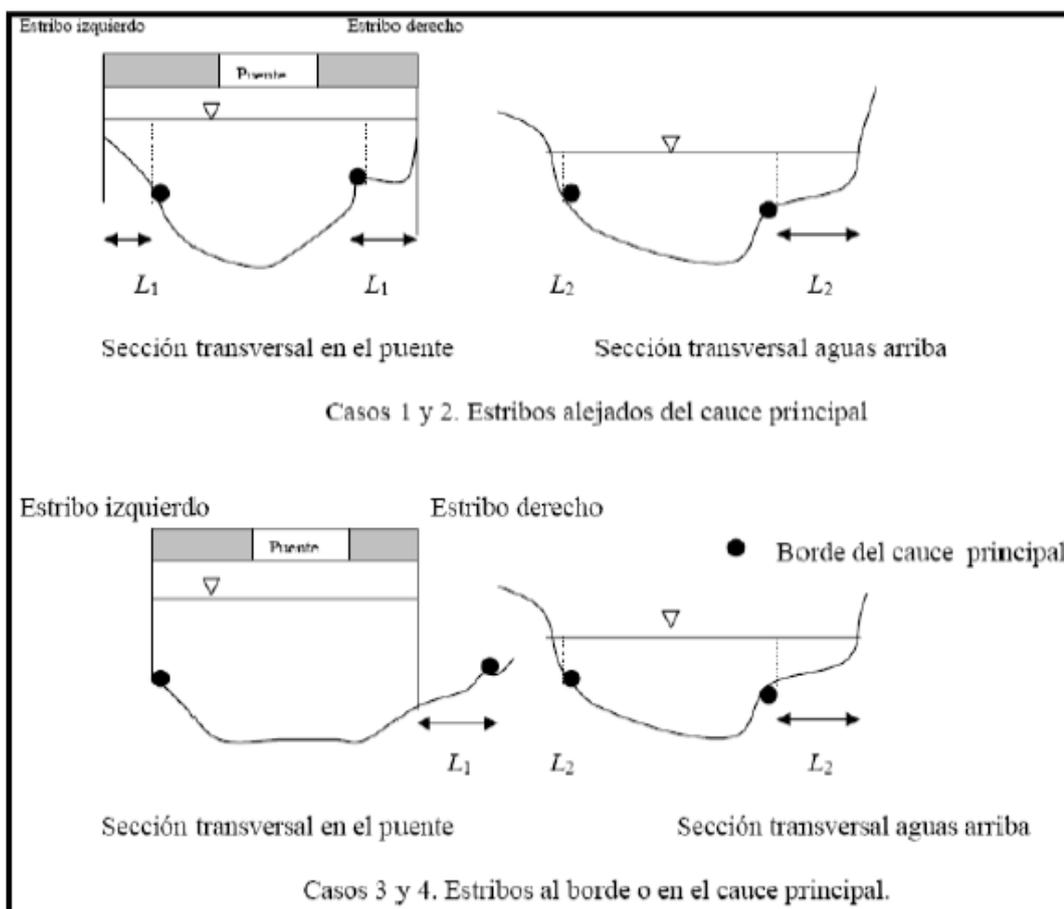
Un método simple para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver que tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto resulta válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso. En este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección del puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio la dimensión real de obstrucción.

Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios en el color del suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones.

La Figura 14 ilustra algunos de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

- L1 : Longitud entre el borde del cauce principal y la pared del Estribo (izquierdo o derecho)
- L2 : Longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intersección del Agua con la margen.
- L : Longitud del estribo que se opone al paso del agua.

Ilustración 15: Algunos casos de obstrucción de estribos



Fuente: HEC-18. 2001

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden hacia el interior del cauce.

**-Caso 1:** Estribo izquierdo,  $L_1$   $L_2$

$L_1$   $L_2$ , es negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua, se asume  $L = 0$

**Caso 2:** Estribo derecho,  $L_2$   $L_1$

$L_1$   $L_2$

**Caso 3:** Estribo izquierdo,  $L_1 = 0$

$L_2$   $L_1 = L_2$

**Caso 4:** Estribo derecho,  $L_1$  negativo

$L = L_2 - (-L_1)$

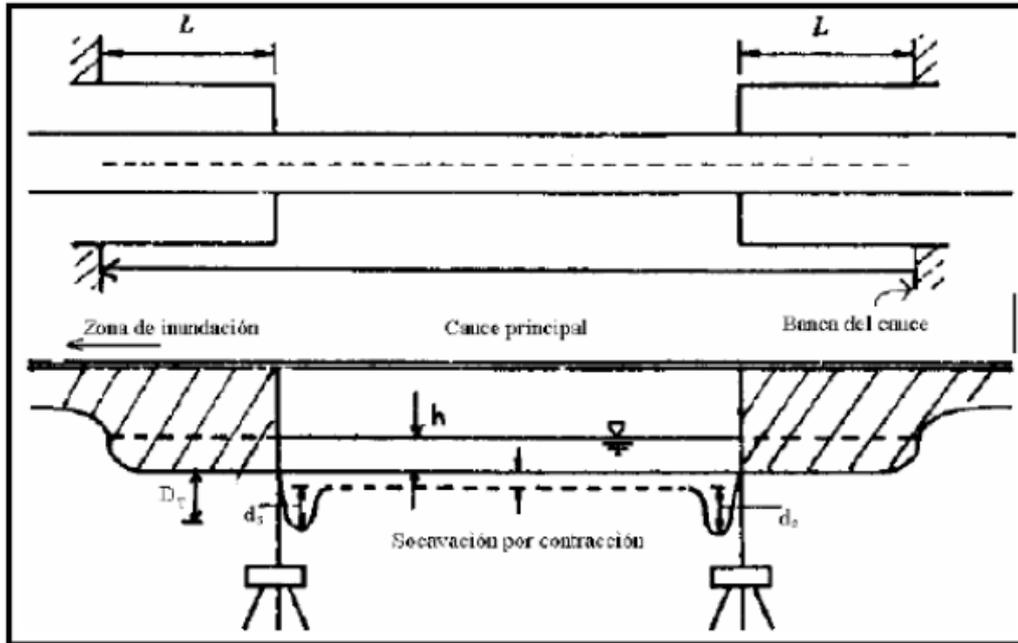
$L = L_2 + L_1$

### d.1. Métodos para calcular la socavación local en estribos

- Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961.

*Ilustración 16: Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación.*



Fuente: HEC-18. 1993

#### Consideraciones:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal
- No existe flujo sobre la llanura de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ )
- Flujo subcrítico
- Lecho del cauce arenoso
- Las ecuaciones debe ser ajustadas por un factor de corrección  $K$  para considerar

El ángulo de ataque del flujo.

- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en Un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben Aplicarse tal como Se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual La profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

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

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

- $y_s$  : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el Nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m)
- $h$  : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m)
- $L$  : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m)
- $F_r$  : Número de Froude en la sección de aguas arriba
- $V$  : Velocidad media del flujo aguas arriba
- $K_f$  : Coeficiente de corrección por forma del estribo. Es igual a 1.10 para estribos

Con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical

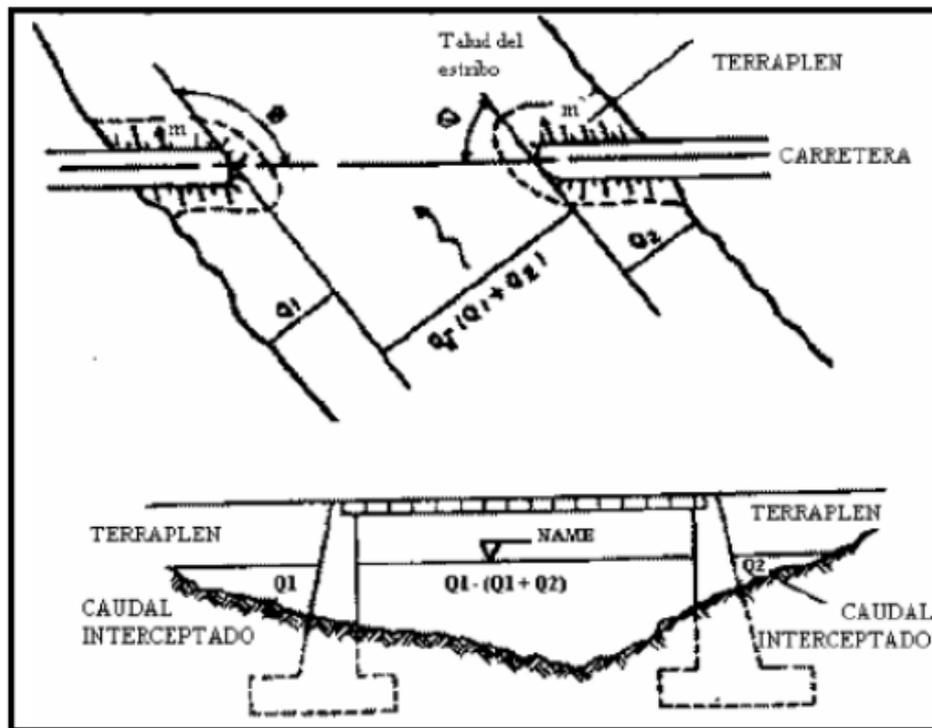
- **Método de Artamonov**

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones.

Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente. Q1 o Q2.
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente ( $\theta$ ).

Ilustración 17: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov



Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992

$$H_T = K_\theta K_\alpha K_m h$$

Donde:

$H_T$  : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida Desde la superficie libre de la corriente.

$K$  : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente Con el eje longitudinal del puente.

$K_Q$  : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico Interceptado por el estribo  $Q_1$  o  $Q_2$  y el caudal total  $Q$  que Escurre por la sección transversal.

$K_m$  : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados Del estribo.

$h$  : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón Antes de la socavación.

Tabla 13: Coeficiente de corrección  $K_\theta$

$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
$K_\theta$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992

Tabla 14: Coeficiente de corrección  $K_Q$

$Q_v/Q_d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$K_Q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992

Tabla 15: Coeficiente de corrección  $K_m$

Talud $m$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$K_m$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$mH:1V$

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado respecto al flujo ( $\theta = 90^\circ$ ) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_\theta h$$

- **Método de Laursen**

Laursen propuso dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las llanuras de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).

- Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen los efectos de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de  $y_s/h$  igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen se resuelven por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K\theta$  para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo.

### Socavación en lecho móvil

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

### Socavación en agua clara

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

Donde:

$h$  : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.

$L$  : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

$\tau$  : Esfuerzo cortante crítico para D50 del material del lecho aguas arriba.

Las dos ecuaciones anteriores son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección  $f K$  para tener en cuenta el efecto de otras formas.

$Kf$  : 0.9 para estribos con aleros inclinados  $45^\circ$ , 0.8 para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

- **Método de Froehlich**

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

**a) Socavación en agua clara y en lecho móvil**

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es muy utilizada en los Estados Unidos de América.

$$\frac{y_s}{h_e} = 2.27K_fK_Q \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación (m)

$h_e$  : Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de Inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

$K_f$  : Coeficiente que depende de la forma del estribo.

$K_Q$  : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

$L$  : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua Proyectada normalmente al flujo (m).

$Fr_e$  : Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

*Tabla 16: Coeficiente por forma del estribo  $K_f$ . Método de Froehlich*

<b>Descripción</b>	<b><math>K_f</math></b>
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: HEC-18. 1993

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$$

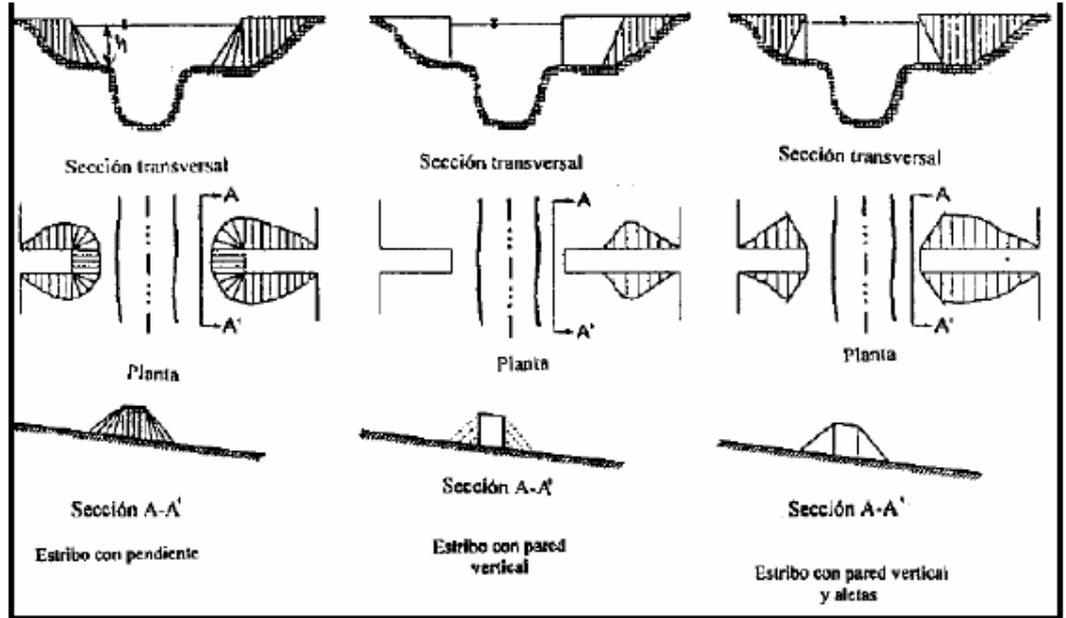
Donde:

Ángulo de inclinación del estribo.

(90°), si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

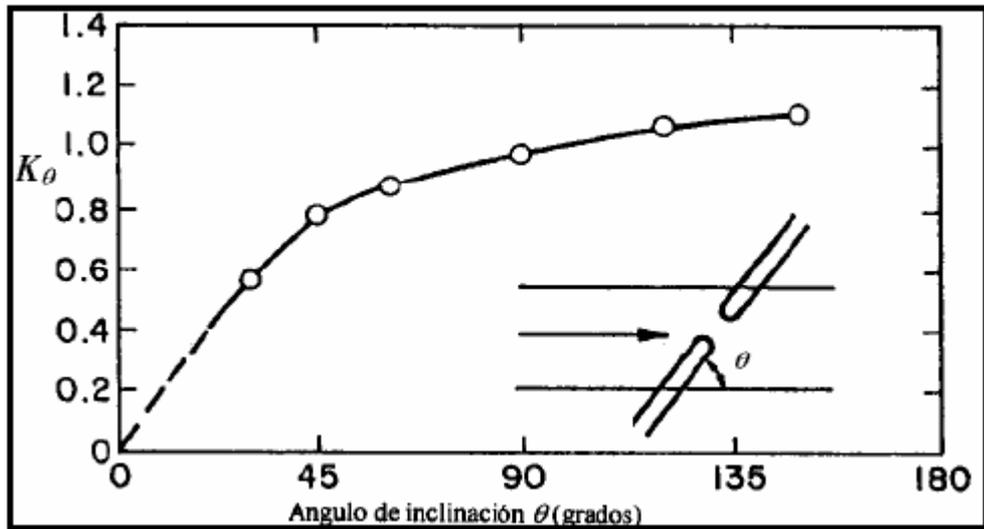
(90°), si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

Ilustración 18: Formas comunes de estribos. Método de Froehlich



Fuente: HEC-18. 1993

Ilustración 19: Factor de corrección  $K_\theta$ . Método de Froehlich



Fuente: HEC-18. 1993

$$h_e = \frac{V_e}{L}$$

$$Fr_e = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}}$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e}$$

Donde:

$V_e$  : Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s)

$Q_e$  : Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (m<sup>3</sup>/s)

$A_e$  : Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (m<sup>2</sup>)

#### b) Socavación en agua clara

Froehlich también propone una ecuación únicamente para condiciones de socavación en agua clara, pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un  $D_{50}$  desviación estándar geométrica del sedimento  $\sigma_g$  sea mayor a 1.5. Se presenta el método a efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{y_s}{h_e} = 0.78K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63} Fr_e^{1.16} \left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1$$

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5}$$

Donde:

$g$  : Desviación estándar geométrica del material.

Nota: El número 1 al final de las dos ecuaciones propuestas por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas por experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño.

- **Método HIRE**

HEC-18 (1993), incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación que se produce en la punta de los espigones o espolones construidos en el río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra en el cauce principal.

$$y_s = 4h \left( \frac{K_f}{0.55} \right) k_\theta F_r^{0.33}$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación (m)

$h$  : Profundidad media del flujo al pie del estribo en el  
Cauce principal, considerando

La sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente (m)

$F_r$  : Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al  
Pie justo aguas arriba del estribo.

$K_f$  : Factor de corrección por forma del estribo.

$k_\theta$  : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.

Finalmente, se presenta un resumen de las metodologías usualmente utilizadas en nuestro medio para la estimación de la socavación general, socavación por contracción y socavación local en estribos y pilares.

Tabla 17: Fórmulas para el cálculo de la socavación general, por contracción y local en estribos y pilares

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
<b>Velocidad Crítica y Agua Clara</b>	$V_{cr} = 21 \left( \frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} D}$ <p>Vcr: Velocidad crítica en la sección, m/s. Rh: Radio hidráulico en la sección, m. D50: Diámetro correspondiente al 50%, m. D: Diámetro característico del lecho, m.</p>	Socavación general	Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.
<b>Lischvan Lebediev</b>	<p>a) Para suelos granulares:</p> $H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+x}$ <p>b) Para suelos cohesivos:</p> $H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+x}$ <p>Hs-h: Profundidad de socavación, m. h: Tirante de agua, m. Dm: Diámetro característico del lecho, m. B, μ, φ: Factores.</p>	Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.	Método propuesto por Lischvan – Lebediev, se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente y la velocidad media erosiva.
<b>Straub</b>	$H_s = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$ <p>Hs-h1: Profundidad de socavación, m. B1: Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción, m. B2: Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción, m. h1: Tirante de flujo, m.</p>	Socavación por efecto de sección contraída	Desarrollada para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el lecho debido a una reducción en su sección transversal.
<b>Laursen (1995)</b>	<p>a) Socavación por contracción en lecho móvil:</p> $\frac{H_s}{h_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1}$ <p>Hs-h2: Profundidad media de socavación por contracción, m. Hs: Profundidad media del flujo, m. h1: Profundidad media de flujo en el cauce principal, aguas arriba del puente, m. h2: Profundidad media de flujo en la sección contraída, m. Q1: Caudal aguas arriba, m3/s. Q2: Caudal en la sección contraída, m3/s. B1: Ancho del cauce aguas arriba, m. B2: Ancho del cauce en la sección contraída, restando ancho de pilares, m. K1: Exponente en función del modo de transporte de sedimentos</p> <p>b) Socavación por contracción en agua clara:</p> $H_s = \left( \frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7}$ <p>Dm: Diámetro medio efectivo del material del lecho, m.</p>	Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.	Considera los casos de socavación por efecto de contracción en lecho móvil o en agua clara. Es el método mas usado en los EUA(HEC-18, 1993, 1995)

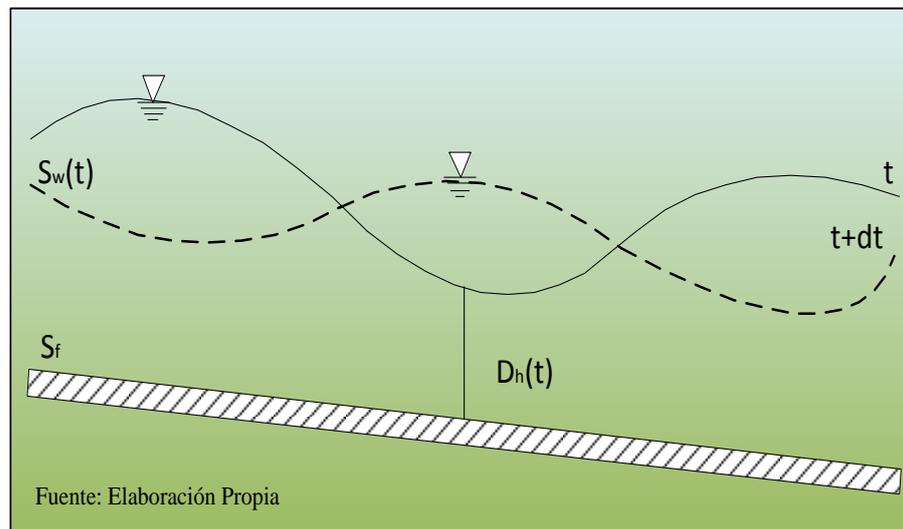
Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.

## 2.2.4. Modelamiento hidráulico

### 2.2.4.1. Modelamiento Unidimensional

La forma general para la hipótesis y conceptos fundamentales usadas en la modelación matemática de ríos, son establecidas en las ecuaciones de flujo no permanente (unsteady) y no uniforme (non-uniform) para canales abiertos.

*Ilustración 20: Flujo no Permanente donde el Caudal varía en el tiempo*



El análisis unidimensional del flujo no permanente tradicionalmente es representado por las ecuaciones de Saint Venant (1871), en las cuales se asume:

El agua es incomprensible y homogénea.

La curvatura de la línea de flujo es pequeña y las aceleraciones verticales son omisibles, por lo tanto, la presión es hidrostática.

Los efectos de fricción de borde y turbulencia pueden ser calculados mediante las leyes de resistencia análogas a los usados para flujo permanente.

El ángulo de inclinación del fondo (lecho) es pequeño, tal que el coseno de dicho puede ser representado por la unidad.

Es suficiente solo dos variables dependientes para describir el flujo unidimensional, por ejemplo, el tirante de agua ( $y$ ) y la descarga  $Q$  en

cualquier sección transversal. Esas variables dependientes definen el estado del movimiento del flujo como función de dos variables independientes ("x" para el espacio y "t" para el tiempo).

A partir de la necesidad de dos variables dependientes, se requiere entonces dos ecuaciones, cada una representando una ley física. Sin embargo, podemos formular tres leyes físicas en cada flujo: conservación de la masa, momentum, y energía.

Cuando el flujo variable no es continuo (saltos hidráulicos, ondas) son posibles dos representaciones: conservación de masa y momentum o conservación de masa y energía. Las dos representaciones no son equivalentes y solo una de ellas es correcta.

Cuando el flujo variable es continuo, cualquiera de las dos representaciones puede ser usada puesto que son equivalentes.

#### **2.2.4.2 Esquemas Unidimensionales**

- **Régimen Permanente**

Para el estudio de los niveles y velocidades de agua en ríos, la aproximación que más se ha utilizado y utiliza hasta hoy es la del flujo unidimensional y régimen permanente gradualmente variado, las hipótesis fundamentales para esta forma de aproximación son el movimiento unidimensional, régimen permanente y fondo fijo. La ecuación fundamental es la conservación de la energía entre dos secciones de río, aunque también se utiliza la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en zonas especiales (Ej.: puentes). Una ventaja de este tipo de análisis se debe a que estos esquemas de cálculo de curvas de remanso están del lado de la seguridad cuando el objetivo sea conocer los niveles máximos de una avenida. Se considera que el caudal utilizado en el cálculo en régimen permanente es la caudal punta de un hidrograma.

- **Régimen Variable**

El régimen variable se puede subdividir en régimen gradualmente variado, cuando las variaciones en calado y caudal se producen en tiempos prolongados y

distancias grandes (Ej.: propagación de una avenida en un gran río en régimen lento) y en régimen rápidamente variado cuando estas variaciones tienen lugar en tiempos cortos y distancias reducidas (Ej.: resaltos hidráulicos en ríos de alta pendiente, frente de onda producido por una rotura de presa).

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lamina libre en una dimensión con las ecuaciones escritas por primera vez por Barre de Saint Venant en 1871 y que sirven para describir tanto en régimen gradualmente variable y rápidamente variable.

Desde 1871, se han desarrollado muchos esquemas numéricos de resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant unidimensionales en lámina libre, los cuales se pueden clasificar en esquemas clásicos y los esquemas de alta resolución.

- **Esquemas Unidimensionales Clásicos**

Estos se pueden dividir en tres grandes grupos: el método de las características, los métodos en diferencias finitas y métodos que usan elementos finitos.

El método de las características, pueden servir para canales prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de una enorme complejidad y resultados de poca confiabilidad, por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados en cauces fluviales.

Los métodos que emplean las diferencias finitas pueden clasificarse en diferencias finitas explícitas y diferencias finitas implícitas dependiendo del proceso de encontrar la solución a lo largo del tiempo, se realiza punto por punto en la malla de discretización espacial del dominio, o bien resolviendo conjuntamente todos los puntos de la malla en cada instante. Así mismo pueden tener distintos órdenes de aproximación según el término de error debido al truncamiento a la hora de expresar derivadas, y distintas posibilidades de discretización en cuanto a la localización de las variables de cálculo en la malla. Entre ellos el esquema de McCormack fue el más difundido; en un esquema de segundo orden de precisión en dos pasos que permite, en principio un tratamiento sencillo de los términos fuente. Los esquemas explícitos presentan el

inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños en el proceso de cálculo para cumplir la condición de estabilidad de Courant.

Entre los métodos en diferencias finitas implícitas destacan en primer lugar el esquema de Preissmann, también llamado esquema de los cuatro puntos, extensamente utilizado en ríos desde su formulación en los años 60 (Abbott,1979), (Chaudhry, 1993). Es un esquema que proporciona resultados muy precisos en régimen lento, con una gran velocidad de cálculo y que permite utilizar grandes incrementos de espacio y de tiempo. Otros esquemas en diferencias finitas implícitas son el esquema de Beam and Warming y el esquema de Vasiliev (Chaudhry, 1993). Los esquemas implícitos se han utilizado también para flujo rápidamente variado, aunque el incremento de tiempo debe reducirse hasta valores similares a los de los esquemas explícitos para representar las discontinuidades.

El método de los elementos finitos también se ha utilizado para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales. Este método, desarrollado y aplicado principalmente para problemas estructurales, da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas, mientras que las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. Necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer igualmente en diferencias finitas.

A la hora de representar fenómenos reales de propagación de avenidas en ríos, frecuentemente ocurre que se encuentran discontinuidades en la solución en forma de resaltos hidráulicas o frentes de onda, es decir, el flujo ya no es gradualmente variable sino rápidamente variable. Las mismas ecuaciones de Saint Venant pueden servir para representar el flujo rápidamente variable, si se escriben en forma conservativa, pero las aplicaciones sin más de los métodos mencionados pueden dar problemas de estabilidad y oscilaciones no reales de la solución.

Métodos de aislamiento de frente de onda (o Shock Fitting methods), consistentes en aislar la discontinuidad y tratarla como un contorno.

Métodos directos (Through methods o Shock Capturing methods). Este tipo de métodos son capaces de localizar, simular y propagar las soluciones discontinuas sin necesidad de ninguna técnica especial.

#### Esquemas Unidimensionales de Alta Resolución

A modo de referencia se hace una breve descripción de los esquemas unidimensionales de alta resolución, los cuales resuelven los problemas que se presentan en el sub-ítem anterior, este tipo de esquemas se desarrollan en un principio para la resolución de problemas de dinamica de gases compresibles y se han utilizado luego para otros problemas como puede ser la resolución de las ecuaciones de Saint Venant. Aun así la necesidad de obtener soluciones de calidad para las ecuaciones de Euler de dinamica de gases compresibles provoco un esfuerzo considerable hacia la obtención de esquemas de alta resolución para ellas, y en concreto para la resolución del problema de Riemann, los cuales son aquellos que cumplen:

La solución numerica es al menos de segundo orden de precisión en las regiones suaves de la solución.

Producen soluciones numéricas libres de oscilaciones espurias.

Las discontinuidades suavizadas se concretan en una zona estrecha de tan solo uno o dos incrementos de espacio de la malla.

Para la construcción de este tipo de esquemas es fundamental el concepto de Variación Total Decreciente (TVD, a partir de Total Variation Diminishing).

Hasta hace poco, casi todos los esquemas de alta resolución que se han utilizado para flujo en lamina libre en una dimensión se han aplicado unicamente para canal regular, aunque algunos utilizan las ecuaciones de Saint Venant para cauce de geometria irregular. Ello es debido a que para geometrías irregulares el papel del término independiente de las ecuaciones de Saint Venant y su tratamiento discreto es fundamental para representar correctamente el flujo, pero su inclusión en esquemas numéricos conservativos (los basados en el metodo de Godunov y todos los esquemas de alta resolución lo son) es complejo. El caso de régimen permanente es un caso particular del régimen variable y por lo tanto cualquier

esquema numérico para la resolución del régimen variable, con unas condiciones de contorno constantes, debería ser capaz de reproducir correctamente el régimen permanente.

Los esquemas utilizados en los trabajos que se han mencionado no son capaces de converger a una solución correcta en régimen permanente que cumpla la ley de conservación de la energía para geometrías totalmente irregulares.

- **Modelos Comerciales Disponibles**

Gracias al desarrollo de la modelación matemática y la creciente potencialidad de los ordenadores, el cálculo en régimen variable en una y dos dimensiones permite abordar con mayor detalle la solución de ciertos problemas de dinámica fluvial. Por otro lado, la existencia de estas herramientas ha provocado una mayor exigencia y competencia entre usuarios, por lo que cada vez es más necesario su conocimiento. La relación "modelo numérico - ordenador", abarca muchas áreas como la evolución histórica de la informática en paralelo a la modelación que se trata de resumir brevemente en la presente introducción a los softwares utilizados o modelos comerciales.

La evolución de la modelación numérica se suele describir dividiendo su estudio en base a generaciones de modelos. La primera generación en los años 50, consistió simplemente en utilizar primitivos ordenadores o calculadoras programables para la resolución de ecuaciones matemáticas.

La segunda generación (años 60) fueron modelos numéricos que se construían enteramente de principio a fin para un problema concreto, un ejemplo fue el modelo del delta del Río Mekong (China).

La tercera generación de modelos incluye los diversos esquemas de las ecuaciones planteadas en los primeros ítems, los cuales se hallan escritas en lenguajes de programación factibles para la modelación matemática, tal es el caso del lenguaje FORTRAN y se encuentran compilados en programas según metodologías de solución con variaciones adoptados por cada autor sin perder la esencia del modelo. Surgen así estos programas que resuelven diversos casos de la hidráulica fluvial, algunos se presentan en código libre (Ej.: archivos \*.F) y en ejecutables (Ej.: archivos \*.EXE) que pueden emplearse en Sistemas Operativos

de la época y el lugar donde el ingreso de datos, procesamiento y la visualización de resultados se remitía a líneas de comandos sobre una pantalla monocroma.

La cuarta generación ocurrió gracias a la generalización de los ordenadores personales, estos también surgen ante la competencia comercial de la industria del software y hardware en los años ochenta dando origen al primer Interfaz Gráfica de Usuario (GUI: Graphic User Interface) lanzado por la empresa Apple para su entorno MACINTOSH, el cual facilita la interacción del usuario con el ordenador a través de la utilización de un conjunto de imágenes, objetos pictóricos (iconos, ventanas) y un ratón (mouse). A esto se sumaron empresas como Microsoft para la creación del súper conocido WINDOWS, para el cual están diseñados la mayoría de programas de ingeniería utilizados en nuestro medio. Consecuentemente se logra dar un inmenso avance en la evolución del software para la simulación hidráulica de ríos con el empleo de modelos adaptados a interfaces graficas de usuario, resolviendo un problema para la toma de decisiones a nivel de diseño. Los modelos de cuarta generación son los que se usan en su mayoría actualmente.

Se comenta de una quinta generación, todavía a nivel de proyecto donde se incluye a los modelos hidráulicos dentro de sistemas informáticos más amplios junto con modelos complementarios (meteorológicos, hidrológicos, etc.) con actualizaciones y adquisición de datos automatizados (Ej.: sensores, imágenes satelitales, sistemas de información geográfica y otras bases de datos) los cuales representan verdaderos sistemas expertos, integrando el conocimiento en distintos campos. En esta generación se supone la unión entre la hidráulica computacional, la inteligencia artificial y los sistemas de apoyo a la toma de decisiones (DSS: Decision Support Systems). Con esta breve introducción, se describirá el modelo y software empleado para la presente investigación: El HEC-RAS 5.0.3 que emplea un modelo unidimensional.

## 2.2.5. Software

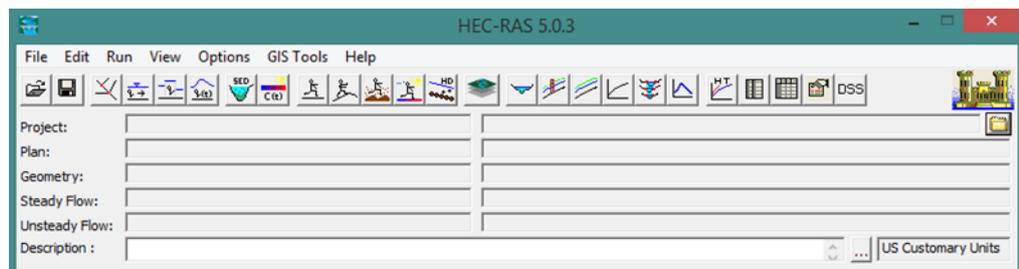
### 2.2.5.1. Hec-Ras

#### (HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER - RIVER ANALYSIS SYSTEM).

Este software, del Centro de Ingeniería Hidrología (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. (US Army Corps of Center), surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a este, entre las que destaca la interfaz gráfica de usuario (GUI) que facilita las labores de pre proceso y pos proceso.

Los modelos numéricos van añadiéndose en cada versión, se tuvo la versión 2.2 que permitía realizar análisis del flujo subcrítico, supercrítico y mixto. La versión 4.1 empleado para esta investigación, presenta tres componentes de análisis unidimensional de flujo permanente para superficie libre, flujo no permanente y transporte de sedimentos. El análisis en régimen permanente fue utilizado para esta investigación

*Ilustración 21: Ventana principal Hec-Ras 5.0.3*



*Fuente: Hec-Ras*

### 2.2.5.2. ArcGIS

ARCGIS es el software de Sistema de Información Geográfica con sus siglas en inglés SIG, más completo del Environmental Systems Research Institute (ESRI) que sirve para visualizar, crear, manipular y analizar datos geográficos, con distintas funciones y aplicaciones como ArcMap, ArcCatalog, ArcToolbox y que dan una solución completa para comprender y describir la estructura del software desplegando datos espaciales, consultando bases de datos, editando, asociando y relacionando para producir mapas, reportes y gráficas. Para el ARCGIS es muy importante la entrada de datos, integra una variedad de tipos de datos de una variedad de fuentes, ofrece métodos de entrada de datos para automatizar mapas de papel y otras fuentes de datos no digitales. En este momento ARCGIS provee

la conversión de datos referenciados geográficamente más exhaustivas de cualquier GIS.

Los dos modelos básicos para almacenar datos geográficos son vector y raster. El modelo vector usa coordenadas discretas (pares de coordenadas X, Y) para representar elementos (Features) como puntos, líneas o polígonos. El método raster usa celdas cuadradas de igual tamaño para representar Features; el nivel de detalle depende del tamaño de la celda. Hay fenómenos físicos que son más aptos para un tipo de datos, por ejemplo, la lluvia es más apta para modelos de datos raster. Los datos GIS se componen de tres elementos básicos: geografía (la representación espacial de elementos), atributos (las características descriptivas de los elementos) y las reglas del comportamiento (instrucciones de lo que los Features pueden o no pueden hacer).

*Ilustración 22: Pantalla de Inicio del ArcGIS*



*Fuente: ArcGIS*

### Modelo Digital de Elevación DEM o MDE

Digital Elevation Model DEM en inglés es una representación de la superficie de la tierra en donde el atributo fundamental es el dato numérico de altura o elevación o coordenada Z del terreno.

Existen varias formas de representar estos modelos de elevación de acuerdo a la

Estructura y organización de los datos. Clásicamente dos formas son las más comunes de presentar los modelos

Vectorial: basado en entidades u objetos geométricos definidos por las coordenadas de sus nodos y vértices (curvas de nivel, nube de puntos).  
 Raster: basado en las localizaciones espaciales sobre una retícula regular de puntos a los cuales se le asigna el valor de elevación (MDE raster).

## 2.2.6. Medidas para protección en puentes

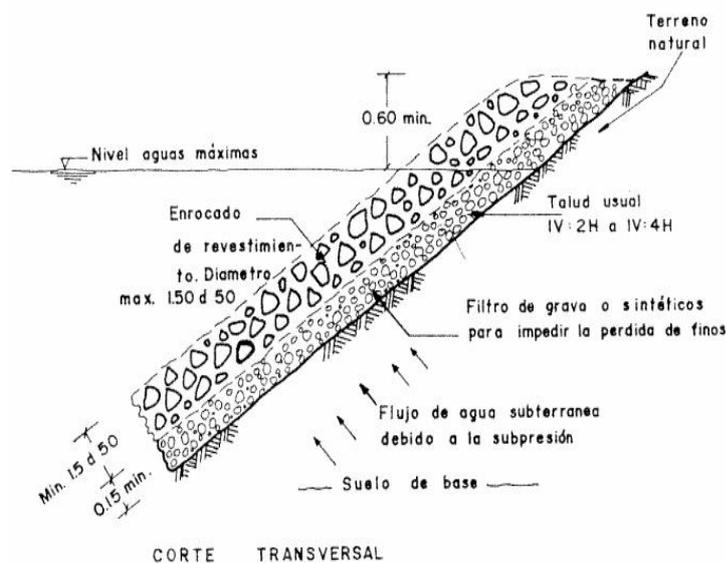
Las medidas de protección se usan para controlar, demorar, minimizar o monitorear problemas de estabilidad de cauces y puentes. La solución al problema de socavación de un puente debe iniciarse con el estudio de las causas que lo originan, incluyendo aspectos desestabilizantes desde el punto de vista topográfico, hidrológico, hidráulico, estructural y de suelos.

### 2.2.6.1 Diseño del enrocado

Los enrocados son protecciones en piedra o fragmentos de roca que se colocan en los canales en tierra y cauces naturales. Están compuestos de una capa de material bien gradado, durable, redondeado o angular, suelto o con mortero de pega, sin o sobre filtros de gravilla y arena o geotextiles, (HIMAT, 1985).

Para el diseño del enrocado existen varios métodos, en esta sección se presentarán algunos métodos para el cálculo del tamaño de la piedra de protección.

*Ilustración 23: Protección con enrocados*



Fuente: UNICAUCA

- Consideraciones generales sobre los enrocados Antes de definir la utilización de un enrocado deberá efectuarse un análisis en el cual se considere:

- Existencia o no de roca en las vecindades.
- Tipo de suelo del canal o cauce natural. · Características hidráulicas del canal (velocidad del flujo, profundidad del agua y tipo de flujo).
- Comparación económica entre el enrocado y otros tipos de protecciones.
- Peligros que se pueden presentar al no colocar enrocado en los puntos en que se requiere, tales como pérdidas en cosechas, destrucción de estructuras, pérdida de vidas humanas, etc.

Para el diseño del enrocado existen varios métodos, en esta sección se presentarán algunos métodos para el cálculo del tamaño de la piedra de protección.

- **Método de Maynard**

Maynard propone las siguientes relaciones para determinar el diámetro medio de las rocas a usarse en la protección.

$$d_{50} = C_1(YF^3)$$

$$F = C_2 \left( \frac{V}{\sqrt{gy}} \right)$$

Donde:

$d_{50}$  : Diámetro medio de las rocas

$Y$  : Profundidad de flujo

$V$  : Velocidad media del flujo.

$F$  : Número de Froude

$C_1$  y  $C_2$  : Coeficientes de corrección.

Los valores recomendados de  $C_1$  y  $C_2$  se muestran a continuación:

$$C_1 = \begin{cases} 0.28 & \text{fondo plano} \\ 0.28 & \text{talud } 1V:3H \\ 0.32 & \text{talud } 1V:2H \end{cases}$$

$$C_2 = \begin{cases} 1.5 & \text{Tramos en curva} \\ 1.25 & \text{Tramos rectos} \\ 2.0 & \text{Extremos de espigones} \end{cases}$$

- **Método del Factor de Seguridad**

El método de factor de seguridad se deriva sobre la base de los conceptos de momentos alrededor de un punto de apoyo de una roca que se apoya en otra.

**-Enrocado para el talud**

Para el cálculo del tamaño del fragmento de roca según el método del factor de seguridad se tiene las siguientes ecuaciones:

$$V_d = (\alpha V_1^2 + 2g\Delta h)^{0.5}$$

Donde:

$V_d$  : Velocidad del flujo en las inmediaciones del estribo

$V_1$  : Velocidad aguas arriba del puente

$g$  : Aceleración de la gravedad

Luego de obtener la velocidad  $V_d$  se procede a obtener la velocidad de referencia  $V_r$  y el ángulo de las líneas de corriente a partir del cociente de la pérdida del nivel de agua con respecto a la longitud del estribo en base a los gráficos de Lewis (Richardson, 1990).

Con la velocidad de referencia  $V_r$  y el ángulo, se procede a obtener los parámetros dados en las siguientes relaciones:

$$n_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}}$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\lambda)}{\frac{2\text{sen}\theta}{n^\circ \tan\theta} + \text{sen}(\lambda)} \right\}$$

$$n_1 = n_0 \left( \frac{1 + \text{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right)$$

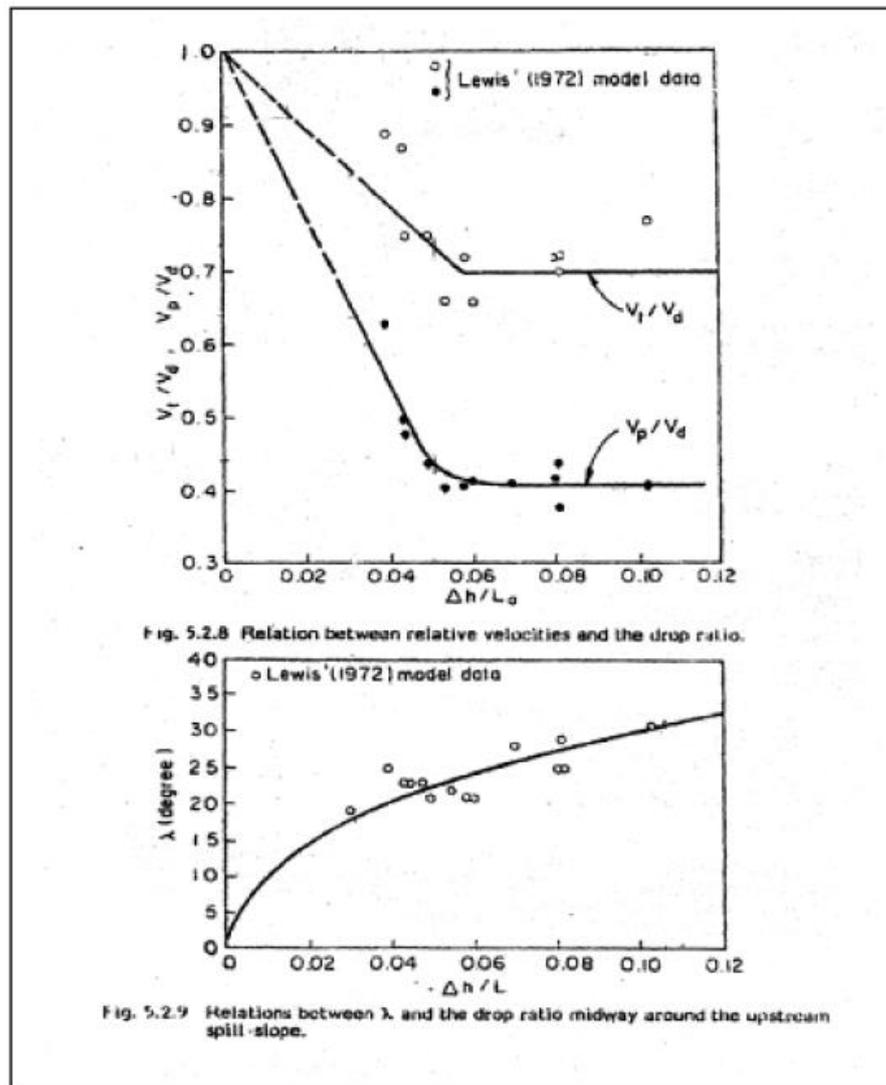
Donde:

$V$  : Velocidad de referencia

$S_s$  : Gravedad específica de la partícula se asume igual a 2.65

$d_{50}$  : Diámetro medio de las rocas

Ilustración 24: Gráficos de Lewis



Fuente: separatas del Dr. Kuroiwa, Z.J.

Luego de obtener los parámetros anteriores, se procede a calcular de manera iterativa el factor de seguridad hasta alcanzar el valor de diseño de enrocados que es aproximadamente 1.5, mediante la siguiente ecuación:

$$SF_0 = \frac{\cos\theta + \tan\theta}{n_1 \tan\theta + \text{sen}\theta \cos\beta}$$

**- Enrocado para pie de talud**

En el pie de talud, el ángulo es aproximadamente igual a cero, debido a que el lecho del río fuerza a las líneas de corriente a discurrir en forma paralela al mismo.

Haciendo, las relaciones anteriores se simplifican:

$$n_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}}$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{n_0 \tan \phi}{2 \text{sen}(\theta)} \right\}$$

$$n_1 = n_0 \left( \frac{1 + \text{sen}\beta}{2} \right)$$

$$SF_0 = \frac{\cos\theta \tan \theta}{n_1 \tan \theta + \text{sen}\theta \cos\beta}$$

### 2.2.6.2. Diseño de Gaviones

Los gaviones son cajas de alambre galvanizado armadas in situ y se rellenan con piedras, usualmente obtenidas del lecho del río. Con la superposición de estos elementos se logra la conformación de muros tipo gravedad de características permeables y flexibles. Dentro de las ventajas de este tipo de elemento de protección, se menciona que resulta una buena solución en lugares donde no existe o resulta muy costoso la explotación, traslado y colocación de fragmentos de roca para los enrocados. Asimismo, se indica que requieren de filtros para evitar pérdida de sustrato y hundimiento.

El estudio hidráulico y características geomorfológicas del río en estudio, incidirá en la decisión para seleccionar este tipo de elemento de protección, teniendo presente que una de las principales desventajas que presentan los gaviones, es su vulnerabilidad a golpes, corrosión, oxidación, abrasión, etc, y a los ataques del factor humano que sustraen los alambres, lo cual se da en ocasiones en zonas cercanas a centros poblados.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de gaviones, desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes consideraciones:

- El tamaño de las piedras debe ser suficientemente grandes y homogéneas para que no produzcan pérdidas de material a través de las mallas de los gaviones, recomendándose en lo posible, piedras de tamaño nominal 1.5 veces el tamaño mínimo de la abertura de la malla.

- Las piedras deben seleccionarse, tamizarse y limpiarse antes de rellenar las cajas de gaviones.
- La altura del muro de gaviones debe ser mayor que el nivel de avenida esperado.
- La sección transversal del muro de gaviones debe ser estable.
- El muro de gaviones debe contar con un colchón antisocavante que se extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia mínima de 1.5 veces la profundidad de socavación esperada.

- **Protección de pilares**

La solución más común para la protección de pilares de puentes frente a la erosión, es la colocación de mantos de escollera alrededor del pilar. Dentro de las ventajas, se tiene que es una medida de protección eficaz y versátil, y ofrece facilidad de reposición o flexibilidad por reacomodo de sus elementos ante una erosión imprevista.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de mantos de escollera, desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes consideraciones:

- La colocación del manto de escollera debe efectuarse por lo menos hasta la profundidad que alcanza la socavación general y por contracción y en lo posible hasta una profundidad de tal manera que no se desarrolle la socavación local.
- Para realizar el dimensionamiento de los fragmentos de roca a usar en la escollera existen varios métodos, en el presente Manual se describirá el método de Maza Alvarez y el método del HEC-18.
- La escollera de protección debe contar por lo menos de dos capas de material y deberá estar provisto de un filtro para evitar que el sustrato ascienda entre los intersticios de las rocas.
- La disposición del manto de escollera puede ser efectuado de dos maneras, la primera cubriendo todo el pilar o solamente en el extremo aguas arriba de cada pilar.
- Extender el ancho de la escollera al menos 2.5 veces el ancho del pilar, medido desde la cara externa del pilar en forma de aureola alrededor de éste.

- Previa evaluación, se recomienda realizar trabajos de mantenimiento y reparación del manto de escollera, luego del paso de avenidas.

- **Método de Maza Alvarez (1989)**

La siguiente expresión puede ser usada para encontrar el tamaño de la roca.

$$D_m = \frac{135V}{YS^{1.03}(Y^{1/(2+Y)} - 0.15V)}$$

Donde:

$D_m$  : Diámetro medio de la roca (m)

$V$  : Velocidad media del flujo ( $V < 4.5\text{m/s}$ )

$Y$  : Tirante de flujo (m)

$S$  : Peso específico del material de protección ( $\text{Kg/m}^3$ )

- **Método propuesto en HEC-18 (1993)**

Según HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilares contra socavación y no debe ser empleado para puentes en construcción, ya que las nuevas estructuras deben proyectarse para ser estables. La siguiente ecuación se usa para encontrar el tamaño de la roca de protección.

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(G_s - 1)}$$

Donde:

$D_{50}$  : Diámetro medio de la roca (m)

$K$  : Coeficiente de forma del pilar

( $K = 1.5$  para pilares con nariz redondeada,

$K = 1.7$  para pilares con nariz rectangular)

$K$  : Velocidad de flujo sobre el pilar (m/s)

$g$  : Aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ )

$G_s$  : Densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

Para determinar la velocidad sobre el pilar cuando no se tengan valores puntuales, la velocidad media del cauce ( $V_m = Q / A$ ) se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilares ubicados

próximos a las llanuras de inundación en ríos rectos hasta 1.7 para pilares próximos a la curvatura externa del río.

### 2.3. Definiciones conceptuales

**Curvas de nivel:** Son líneas que marcadas sobre el terreno desarrollan una trayectoria horizontal. Es decir que una curva de nivel representa la intersección de una superficie de nivel con el terreno.

**Levantamiento topográfico:** permite obtener información real del terreno y realizar distintos perfiles longitudinales y secciones transversales que nos permitirán realizar los diseños respectivos para las distintas obras que son requeridas para el desarrollo del estudio.

**Equidistancia:** es la diferencia de altura entre curvas recibe la denominación de equidistancia

**Perfil longitudinal:** Se llama perfil longitudinal a la intersección del terreno con un plano vertical que contiene al eje longitudinal y nos sirve para representar la forma altimétrica del terreno

**Pendiente:** es la su inclinación respecto a la horizontal; puede ser ascendente o descendente, según el punto de observación.

**Sección transversal:** es un corte vertical al alineamiento horizontal, el cual permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural

**Calicata:** Son excavaciones de poca profundidad ejecutadas por medios mecánicos convencionales. Permiten la inspección directa del subsuelo y la toma de muestras para su ensayo en laboratorio, así mismo posibilitan la realización de ensayos in situ del terreno

**Perfil estratigráfico:** Es el que se realiza a partir de datos de perforaciones o bien de cortes naturales o artificiales del terreno que muestran el material que conforman la columna estratigráfica.

**Granulometría:** Es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia lo referente a las formas y distribución de tamaños de las gravas o partículas que constituyen un suelo

**Coefficiente de Uniformidad:** El coeficiente de uniformidad, definido originalmente por Terzaghi y Peck, se utiliza para evaluar la uniformidad del tamaño de las partículas de un suelo.

**Diámetro medio:** Obteniendo el D50 de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.

**Peso volumétrico** El peso volumétrico es la relación entre el peso de un material y el volumen ocupado por el mismo, expresado en kilogramos por metro cúbico. (ASTM D – 2937)

**Caudal:** Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o período dado.

**Data:** Una representación de hechos, conceptos, o instrucciones de una manera formalizada susceptible de comunicación, interpretación, o procesamiento ya sea por humanos o por medios automatizados.

**Estación Hidrométrica:** Puesto de observación situados sobre cuerpos de agua (ríos, quebradas, embalses, etc.) en donde se miden variables tales como los niveles y caudales. Adicionalmente en algunas estaciones se miden los sedimentos en corrientes y puntos estratégicos.

**Fenómeno El Niño:** Es el calentamiento anómalo de la temperatura del agua del Pacífico Oriental, que repercute en el clima mundial.

**Parámetro:** Es un elemento descriptivo de una variable o una característica numérica de la misma (media, mediana, varianza, rango, etc.).

Periodo de Retorno: Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico o precipitación, es igualado o superado una vez cada “t” años.

**Tiempo de Concentración:** Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida.

## 2.4. Hipótesis

Si realizamos la simulación numérica unidimensional del proyecto del puente el Inca entonces se podrá estimar la profundidad de socavación de las estructuras de apoyo para considerar medidas de protección.

## **2.5. Variables**

### **2.5.1. Variable dependiente**

Socavación en el Puente Inca

### **2.5.2. Variable independiente**

Rio Chorobal

## 2.6. Operacionalización de variables (Dimensiones e Indicadores)

Variable Independiente

VARIABLE INDEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA MEDICIONAL
CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS E HIDROLÓGICAS DEL RIO CHOROBAL	<p>Las características topográficas son principios y procedimientos por los cuales obtenemos una representación gráfica de la superficie terrestre, con sus formas y detalles; tanto naturales como artificiales.</p> <p>Las características hidrológicas nos ayudan a estudiar el agua, su ocurrencia, distribución, circulación, y propiedades físicas, químicas y mecánicas en el río, así como también las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración entre otros.</p>	<p>Levantamiento topográfico.</p> <p>-Se medirá a través del aforo en el cauce del río.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Método Volumétrico</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Longitud</li> <li>Área</li> <li>Caudales</li> <li>Tirantes de agua</li> <li>Ancho del río</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ML, M2</li> <li>Caudal m<sup>3</sup>/s</li> <li>Volumen en m<sup>3</sup></li> <li>Tiempo en Segundos</li> </ul>

Variable Dependiente

VARIABLE DEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA MEDICIONAL
SOCAVACION DEL PUENTE	Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua. Uno de los tipos de erosión hídrica, puede deberse al embate de las olas contra un acantilado, a los remolinos del agua, especialmente allí donde encuentra algún obstáculo la corriente, y al roce con las márgenes de las corrientes que han sido desviadas por los lechos sinuosos. En este último caso es más rápida en la primera fase de las avenidas.	Se medirá a través del análisis numérico simulado	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Método de Lischtván-Lebediev y Blench.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Flujos aguas arriba</li> <li>• Flujo en la sección contraída</li> <li>• Coeficiente que depende del modo de transporte de los sedimentos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ML, M2</li> <li>• Caudal m<sup>3</sup>/s</li> <li>• Volumen en m<sup>3</sup></li> <li>• Tiempo en Segundos</li> </ul>

# CAPITULO III: METODOLOGÍA

## 3.1. Tipo de investigación

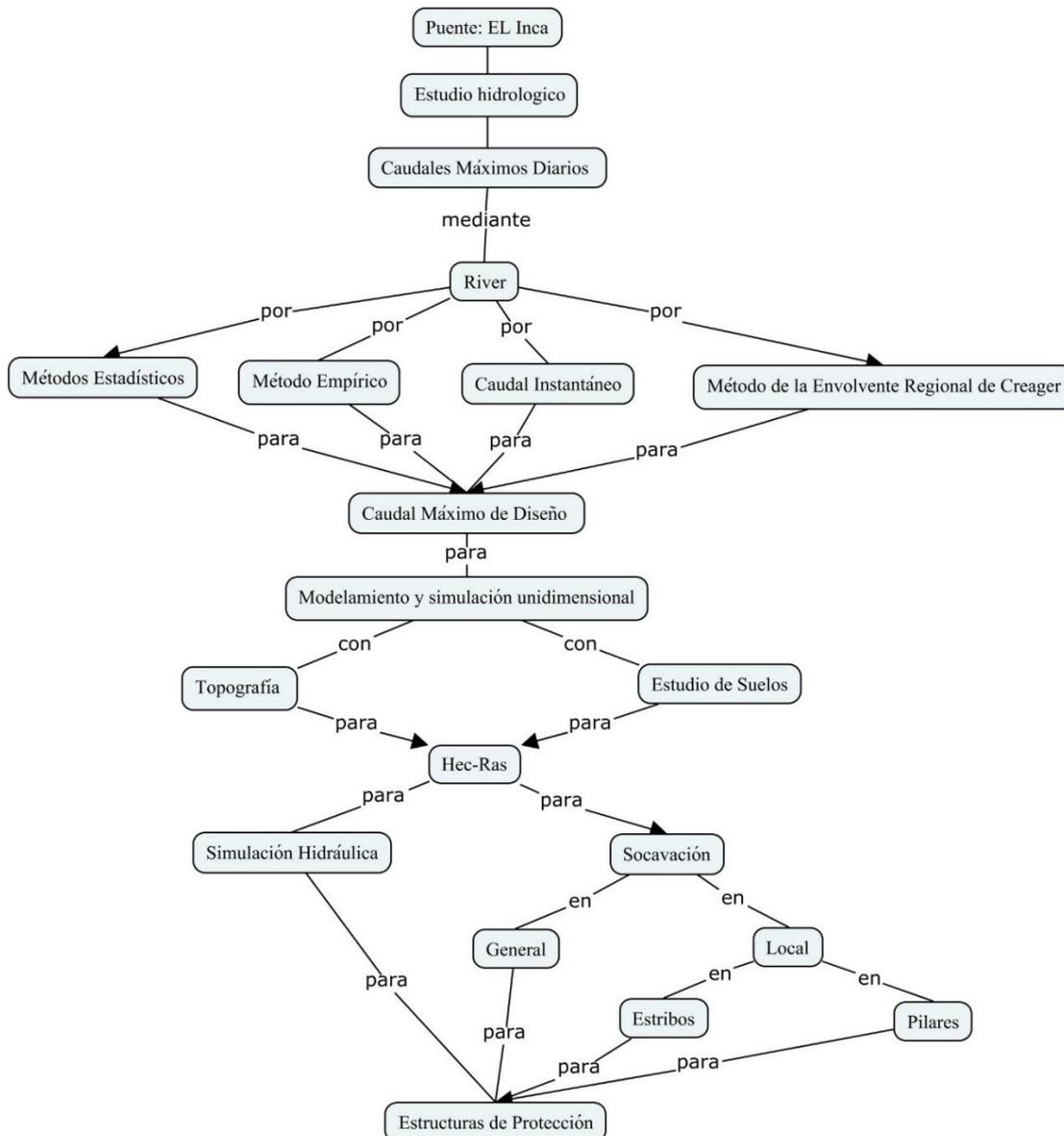
### 3.1.1. Enfoque

El presente trabajo es un estudio de tipo descriptivo, ya que se orientará a especificar las características y las propiedades del lugar y del fenómeno que se está analizando, de manera que se pueda hacer una interpretación lo más correcta posible. Esto se logrará a través de la recolección de datos ya existentes y el análisis sobre diversos aspectos como cartografía y datos hidrológicos entre otros.

### 3.1.2. Alcance

El trabajo tiene un alcance local, en el sector el Inca del distrito de Chao.

### 3.1.3. Diseño



### **3.2. Población y muestra**

**Población:** Rio chorobal

**Muestra:** Tramo puente “EL INCA”

### **3.3. Técnicas e instrumento de recolección de datos.**

Las técnicas de recolección de información básica para la presente investigación serán obtenidas de softwares y de recopilación de datos en campo.

#### **3.3.1. Para la recolección de datos**

**Técnicas:** Poligonal cerrada, cartas nacionales del IGN, datos ANA, muestra suelta del lecho.

**Instrumentos:** Estación total, prismas, wincha, cámara digital, palana, pico y bolsas.

#### **3.3.2 Para el análisis e interpretación de los datos**

**Técnicas:** software Arc-Gis, AutoCAD Civil 3D, Microsoft Office (Ms. Excel, Ms. Word, Ms. Power Point), Hec-Ras y River, mediante delimitación manual y triangulación.

**Instrumentos:** Juego de tamices ASTM (3" - N° 200), horno de secado, balanza electrónica, recipientes y cepillos.

### **3.4. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información**

#### **3.4.1. Estudios básicos**

##### **3.4.1.1. Topografía**

Realizar el levantamiento topográfico para obtener la información del relieve del suelo, cauce de río, área en estudio y detalles adyacentes. Necesarios para obtener la superficie, alineamiento horizontal, alineamiento vertical y secciones transversales, mediante la siguiente secuencia:

- Levantamiento topográfico de 250 m aguas arriba y 200 m aguas abajo.
- Descarga de la “Data” de la estación total hacia Excel.
- Importar la nube de puntos al software AutoCAD Civil 3D
- Generar la superficie del terreno.

- Generar el alineamiento horizontal del río y del puente.
- Generar el alineamiento vertical o perfil del río y del puente.
- Generar las respectivas secciones transversales a cada 10 m y 20 m según corresponda.

#### **3.4.1.2. Mecánica de suelos**

Realizar el Estudio de suelos a fin de brindar información técnica necesario para la estimación de la socavación general y local del Puente en estudio, el mismo que se ha efectuado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de Laboratorio, labores necesarias para definir el Perfil Estratigráfico del área en estudio, así como sus características necesarias para realizar el estudio tales como la granulometría y peso volumétrico seco, proporcionando los parámetros más importantes de los materiales, mediante la siguiente secuencia:

- Realizar 4 calicatas, de 1.5 m de profundidad.
- Identificar el perfil estratigráfico para cada calicata.
- Recoger muestras sueltas, 6 Kg de cada una.
- Realizar la granulometría.
- Realizar el peso volumétrico.
- Obtener datos como: distribución y el tamaño de sus partículas, los coeficientes de Uniformidad (Cu) y Curvatura (Cc), el porcentaje de paso de los diferentes tamaños de suelo, curva granulométrica y el tamaño máximo nominal.

#### **3.4.2. Estudio hidrológico e hidráulico**

##### **3.4.2.1. Hidrológico**

Se determinará los caudales máximos en el cauce principal del río Chorobal, el cual pertenece a la Unidad Hidrográfica de la Cuenca Huamansaña. Considerando la existencia de 2 estaciones hidrométricas las cuales son la estación Huamansaña y la estación chorobal, teniendo registros históricos de caudales máximos diarios de un periodo estadístico corto de 20 años, así como también la ausencia de información pluviométrica (precipitación máxima en 24 horas) que permita por método

indirectos estimar descargas máximas, por ende, se ha optado desarrollar curvas de ajuste probabilístico para los caudales máximos anuales existentes, también aplicando el método racional y comparar los resultados con el método regional de la envolvente Regional de Creager, bajo la siguiente secuencia:

- Obtener las características geomorfológicas, de la sub-cuenca Chorobal, mediante la información de las cartas del IGN a escala 1/100 000, aplicando el software arc-gis.
- Descargamos la información necesaria, en formatos ShapeFile (Shp), tales como: Cartas Nacionales, la cual está delimitada en los cuadrantes 17f, 17g, 18f y 18g; Cuencas Hidrográficas; Límites departamentales, provinciales y distritales; Red vial de departamental, provincial y distrital, entre otros.
- Importar datos al software, y ordenar según convenga.
- Delimitar la sub-cuenca Chorobal.
- Analizar y obtener los siguientes datos: área, perímetro, cotas, longitud del cauce principal y pendiente.

#### **3.4.2.2. Hidráulico**

Se estimó el caudal de diseño mediante métodos estadísticos, método empírico y caudal instantáneo, así como también dado los pocos años de información histórica de caudales, se optó también por estimarlo mediante el método de la envolvente regional de Creager, bajo la siguiente secuencia.

- Solicitar información hidrométrica de ambas estaciones a la Autoridad Nacional del Agua (ANA).
- Procesar los datos mediante el software River.
- Aplicar los métodos estadísticos de Log. Normal, Gumbel y Pearson III.
- Aplicar el método empírico, el cual inicia calculando el  $T_c$ , para ello se utilizará los métodos de: Soil Conservation Service of California, R. Temez y Kirpich, para terminar, calculando el caudal máximo por el método de Mac Math.

- Calcular los caudales instantáneos, mediante el método de Fuller.
- Calcular el caudal máximo mediante el método de la envolvente regional de Creager.
- Elegir el caudal máximo extraordinario, según criterio.

### **3.4.3. Simulación hidráulica mediante Hec-Ras v5.0.3**

Se utilizó el programa Hec - Ras v5.0.3, conociendo el caudal de diseño se deben determinar las características hidráulicas del flujo a su paso a través de la sección de cruce y de algunas secciones aguas arriba y aguas abajo de este cruce.

Se tiene que determinar algunos datos para la correcta simulación hidráulica, tales como:

- Establecer las características geométricas e hidráulicas del cauce, pendientes longitudinales de fondo y de superficie de agua, y propiedades del material de cauce.
- Calcular el coeficiente de rugosidad de Manning, el cual se obtendrá mediante el Método de Cowan.
- Modelar la topografía del río y de sus características hidráulicas a través de la importación de las secciones transversales.
- Ingreso de las rugosidades (coeficientes de Manning).
- Asignación de caudales de diseño para un periodo de retorno de 50, 100 y 500 años.
- Ejecutar la simulación para la condición de flujo supercrítico y para flujo subcrítico.

### **3.4.4. Análisis de la socavación por Hec-Ras y por expresiones matemáticas**

Para el cálculo de socavación general y local en pilares y estribos, se utilizará varios métodos comúnmente usados en el dimensionamiento de puentes e indicadas en fundamentación teórica de la investigación.

Se aplicará las expresiones matemáticas planteadas por Lisch van-Lebediev y Blench, para la determinación de la socavación general y el medotodo de CSU, Froehlich y Hire para la socavación local en estribos y pilares.

Para luego obtener la socavación total en el puente el Inca en el río Chorobal.

Los resultados serán presentados en un cuadro resumen, distinguiendo la socavación general y local; así como secciones transversales donde se muestren las mismas.

#### **3.4.5. Propuesta de estructuras de protección**

Se analizará la socavación general y local en estribos y pilares, obtenida por los diferentes métodos, para determinar el tipo de estructura de protección tales como: enrocados, gaviones o espigones.

## CAPITULO IV: RESULTADOS

### 4.1. Del Procesamiento de datos

#### 4.1.1. Topografía

Ilustración 25: Superficie del rio

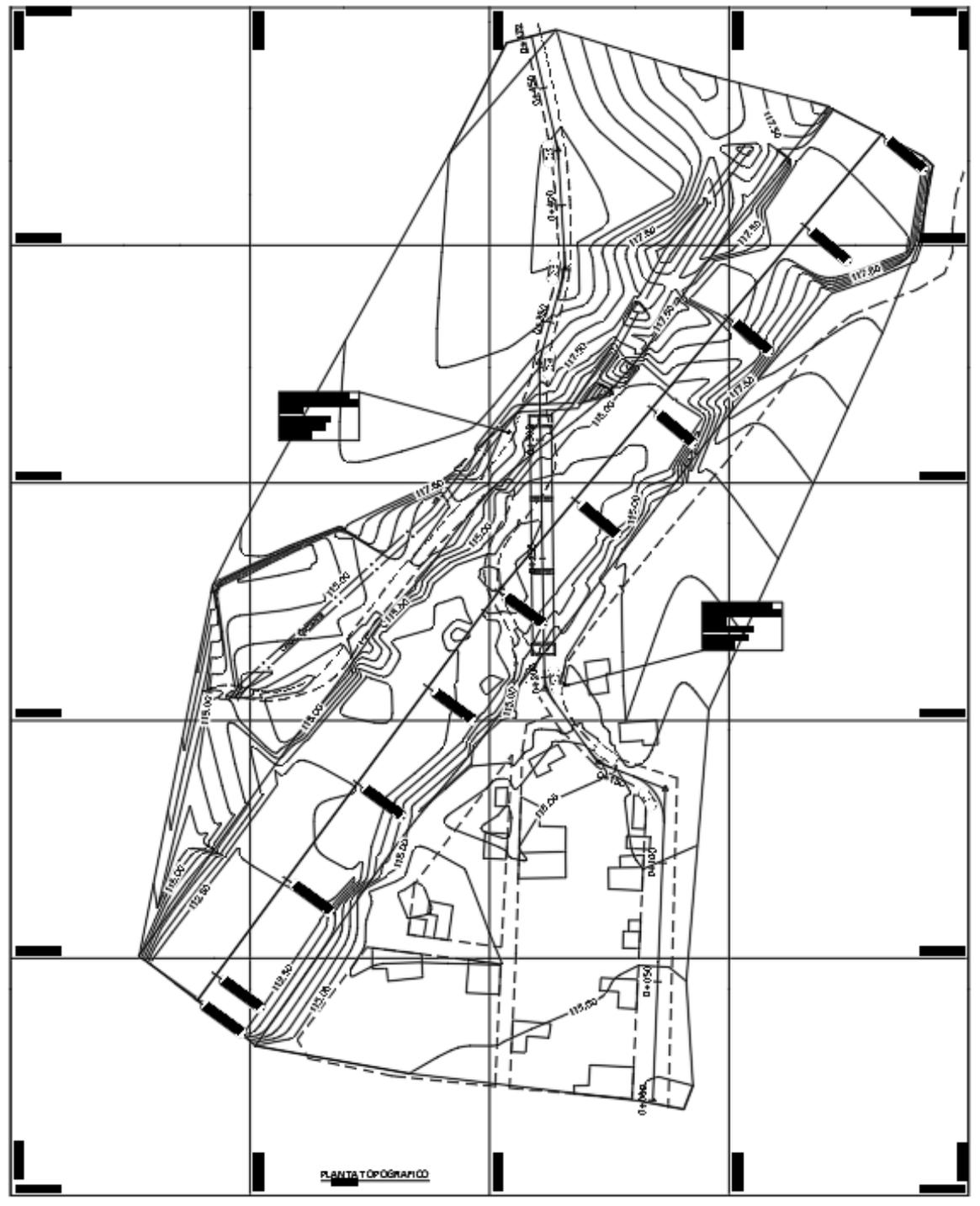
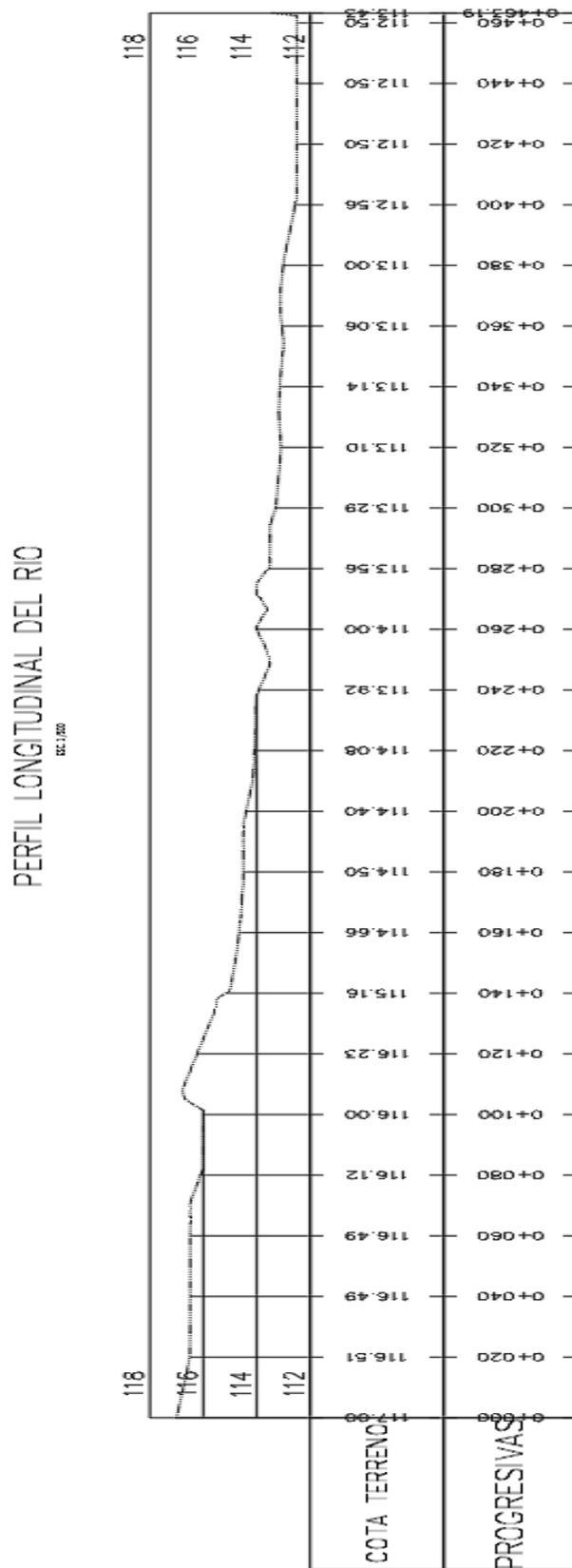




Ilustración 27: Perfil del río



4.4.2. Mecánica de suelos

Tabla 18: Granulometría

Tamices		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
Ø	(mm)				
5"	127	0	0.00%	0.00%	100.00%
4"	102	0	0.00%	0.00%	100.00%
3"	76.2	0	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50.8	0	0.00%	0.00%	100.00%
1 1/2"	38.1	334.6	11.15%	11.15%	88.85%
1"	25.4	492.8	16.43%	27.58%	72.42%
3/4"	19.1	404.3	13.48%	41.06%	58.94%
1/2"	12.7	495.3	16.51%	57.57%	42.43%
3/8"	9.53	221.3	7.38%	64.94%	35.06%
1/4"	6.35	156	5.20%	70.14%	29.86%
Nº 4	4.76	245.7	8.19%	78.33%	21.67%
Nº 8	2.38	217.2	7.24%	85.57%	14.43%
Nº 10	2	31.8	1.06%	86.63%	13.37%
Nº 16	1.19	114.5	3.82%	90.45%	9.55%
Nº 20	0.84	57.5	1.92%	92.37%	7.63%
Nº 30	0.59	52.8	1.76%	94.13%	5.87%
Nº 40	0.43	41	1.37%	95.49%	4.51%
Nº 50	0.3	31.4	1.05%	96.54%	3.46%
Nº 60	0.25	33.5	1.12%	97.66%	2.34%
Nº 80	0.18	37.5	1.25%	98.91%	1.09%
Nº 100	0.15	8.8	0.29%	99.20%	0.80%
Nº 200	0.07	18	0.60%	99.80%	0.20%
Fondo	0.01	6	0.20%	100.00%	0.00%
PESO		3000			

Tamaño máximo nominal del río: 1 ½ ”

Tabla 19: Análisis granulométrico por tamizado

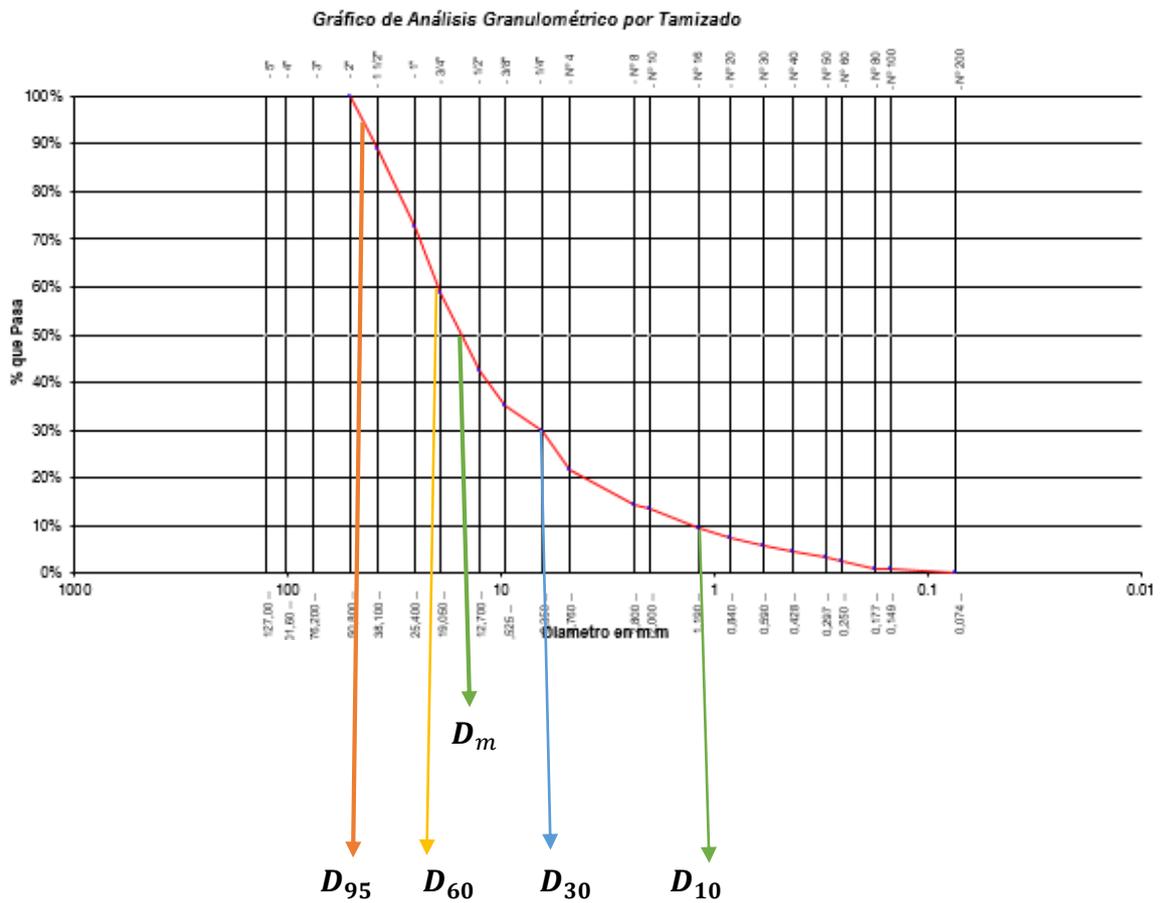


Tabla 20: Datos granulométricos

$D_{10}$	$D_{30}$	$D_{60}$	$D_m$	$D_{95}$	$C_u$	$C_c$
1.28	6.43	19.55	15.61	33.5	15.27	1.65

Consideramos una arena bien graduada, el  $C_u > 6$  y  $C_c 1-3$ , para una grava el  $C_u > 4$  y  $C_c 1-3$ .

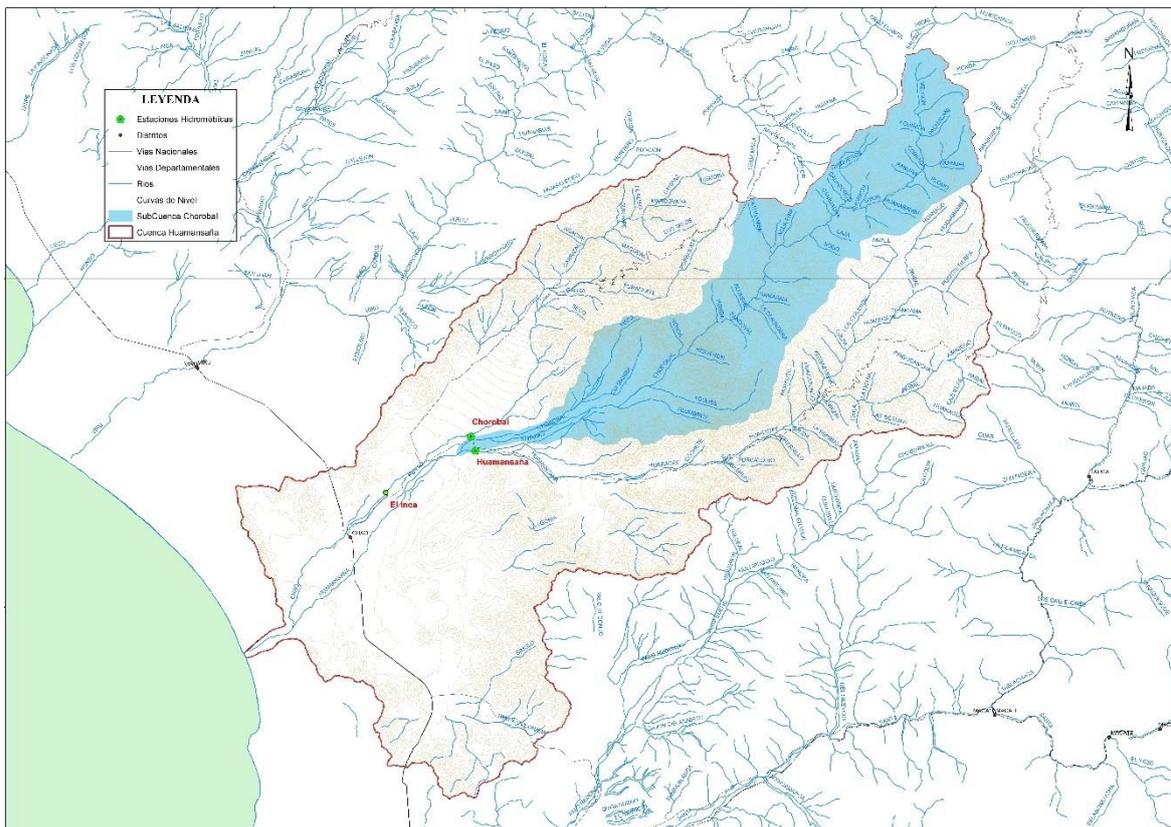
Clasificación SUCS: GW-SG (Grava Arenosa)

Tabla 21: Peso volumétrico seco

PVS 1 (kg)	PVS 2 (kg)	PVS prom (kg)
1930.220	1670.095	1800.160

#### 4.4.3. Hidrológico

*Ilustración 28: Sub-cuenca Chorobal*



*Tabla 22: Parámetros geomorfológicos*

Cuenca	Subcuenca	A (km <sup>2</sup> )	P (km <sup>2</sup> )	L (km <sup>2</sup> )	P (%)	kc	Ff
Huamansaña	Chorobal	325.870	123.910	55.770	0.7440	1.922	0.105

#### 4.4.3. Hidráulica

Tabla 23: Información hidrométrica estación Chorobal

<b>Descargas Máxima Diaria (m3/s)</b>													
<b>Estacion</b> CHOROBAL				<b>Norte:</b> 9,063,001 m									
<b>Rio:</b> CHOROBAL				<b>Este:</b> 764,844 m						<b>Periodo:</b> 1998-2017			
<b>Distrito:</b> CHAO				<b>Altitud:</b> 268 msnm									
<b>AÑO</b>	<b>Ene</b>	<b>Feb</b>	<b>Mar</b>	<b>Abr</b>	<b>May</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Dic</b>	<b>MAX</b>
1998	6.25	140.00	40.00	4.52	1.02	0.41	0.38	0.17	0.16	0.08	0.07	0.07	140.00
1999	0.02	51.67	5.57	0.91	0.10	0.09	0.07	0.06	0.06	0.03	0.01	-	51.67
2000	-	6.02	5.86	1.11	0.13	0.08	0.08	0.06	0.06	-	-	-	6.02
2001	6.41	4.71	10.62	6.84	0.12	0.06	0.05	0.02	-	-	-	-	10.62
2002	-	4.34	7.73	4.05	0.25	0.05	0.03	-	-	-	-	0.57	7.73
2003	-	-	-	2.03	-	-	-	-	-	-	-	-	2.03
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.05	0.35	0.35
2005	0.06	1.25	0.67	0.06	-	-	-	-	-	-	-	-	1.25
2006	-	1.50	5.60	4.10	-	-	-	-	-	-	-	-	5.60
2007	1.10	6.70	4.87	5.18	1.00	0.08	0.03	-	-	-	-	-	6.70
2008	2.07	3.32	3.90	2.75	0.20	0.15	0.10	-	-	-	-	-	3.90
2009	3.09	3.56	4.68	7.37	0.30	0.20	0.10	0.10	-	-	-	-	7.37
2010	0.47	5.90	0.45	1.83	2.07	0.10	0.10	-	-	-	-	-	5.90
2011	-	-	-	2.90	-	-	-	-	-	-	-	-	2.90
2012	-	2.20	2.27	0.47	0.30	0.15	0.10	-	-	-	-	-	2.27
2013	-	0.25	9.63	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	-	-	-	9.63
2014	-	12.17	17.87	0.83	5.60	0.10	0.10	0.10	-	-	-	-	17.87
2015	2.23	2.13	7.00	0.93	2.07	0.30	0.08	0.05	-	-	-	-	7.00
2016	0.50	1.67	0.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.67
2017	0.00	5.13	39.00	18.67	1.00	0.30	0.30	0.30	0.20	0.10			39.00

Fuente: ANA

Tabla 24: Información hidrométrica estación Sifón Huamansaña

<b>Descargas Máxima Diaria (m3/s)</b>													
<b>Estacion SIFON HUMANSAÑA</b>						<b>Norte:</b> 9,061,909 m							
<b>Rio:</b> HUAMANSAÑA						<b>Este:</b> 765,183 m			<b>Periodo:</b> 1998-2017				
<b>Distrito:</b> CHAO						<b>Altitud:</b> 267 msnm							
AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	MAX
1998	15.00	115.00	36.00	4.17	1.50	0.28	0.17	0.04	0.07	0.01	0.01	-	115.00
1999	-	82.00	6.43	1.04	0.07	0.07	0.05	0.03	0.03	0.03	0.01	-	82.00
2000	-	4.83	7.91	0.80	0.19	0.03	0.03	0.02	-	-	-	-	7.91
2001	8.52	4.52	15.72	13.71	0.06	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	15.72
2002	-	1.71	7.51	0.97	0.07	-	-	-	-	-	-	0.76	7.51
2003	-	-	-	1.22	-	-	-	-	-	-	-	-	1.22
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.05	0.05
2005	-	-	0.54	0.04	-	-	-	-	-	-	-	-	0.54
2006	-	-	0.54	0.04	-	-	-	-	-	-	-	-	0.54
2007	0.97	4.73	2.80	2.58	0.50	0.01	-	-	-	-	-	-	4.73
2008	0.08	-	0.92	1.13	0.05	0.05	-	-	-	-	-	-	1.13
2009	0.25	1.46	5.27	2.72	0.05	0.05	0.02	-	-	-	-	-	5.27
2010	0.37	3.36	0.45	1.74	-	-	-	-	-	-	-	-	3.36
2011	-	-	-	1.17	-	-	-	-	-	-	-	-	1.17
2012	-	1.23	1.40	0.52	-	-	-	-	-	-	-	-	1.40
2013	-	0.30	7.00	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	7.00
2014	-	2.33	1.80	-	1.03	0.05	0.02	-	-	-	-	-	2.33
2015	0.15	2.57	7.23	0.90	1.40	0.30	-	-	-	-	-	-	7.23
2016	0.00	1.15	0.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.15
2017	-	3.67	32.33	7.33	0.43	0.20	0.20	0.10	0.10	0.05			32.33

Fuente: ANA

Tabla 25: Caudal de diseño mediante el método estadístico estación Chorobal

T.R.	Método Estadístico (m3/s)			Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III	
2	6.323	11.247	5.922	11.247
5	19.783	39.366	19.317	39.366
10	35.911	57.983	37.234	57.983
25	67.820	81.505	77.219	81.505
50	102.268	98.956	125.770	125.770
100	147.975	116.277	197.261	197.261
150	180.939	126.378	253.173	253.173
300	249.921	143.615	380.546	380.546
500	312.600	156.305	507.195	507.195
1000	416.694	173.513	737.948	737.948
Coef. R2	0.899	0.632	0.930	

Tabla 26: Caudal de diseño mediante el método estadístico estación Sifón Huamansaña

T.R.	Método Estadístico (m <sup>3</sup> /s)			Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III	
2	3.559	9.950	3.654	9.950
5	16.423	36.464	16.540	36.464
10	36.524	54.026	35.887	54.026
25	85.655	76.210	81.075	85.655
50	148.556	92.667	136.438	148.556
100	243.773	109.003	217.032	243.773
150	319.211	118.529	278.978	319.211
300	492.180	134.785	416.565	492.180
500	664.369	146.752	549.014	664.369
1000	976.683	162.982	781.113	976.683
Coef. R2	0.959	0.645	0.956	

Tabla 27: Caudales de diseño mediante el método empírico

T.R.	Método Empírico	Caudal de Diseño (m <sup>3</sup> /s)
2	33.00	33.00
5	45.00	45.00
10	58.00	58.00
25	81.00	81.00
50	104.00	104.00
100	133.00	133.00
500	234.00	234.00

Tabla 28: Caudal Instantáneo para la estación Chorobal.

T.R.	Q. Instantáneo
2	37.61
5	55.35
10	68.77
25	86.51
50	99.92
100	113.34
300	134.34
500	144.49
1000	157.91

Tabla 29: Caudal Instantáneo para la estación Huamansaña.

T.R.	Q. Instantáneo
2	33.97
5	50.00
10	62.11
25	78.14
50	90.25
100	102.37
300	121.58
500	130.51
1000	142.63

Tabla 30: Caudal máximo mediante la envolvente regional de Creager

T	Log (T)	$A^{m(A^{-n})}$	Q. max
2.00	0.30	108.06	44.89
5.00	0.70	108.06	104.23
10.00	1.00	108.06	149.12
25.00	1.40	108.06	208.46
50.00	1.70	108.06	253.36
100.00	2.00	108.06	298.25
150.00	2.18	108.06	324.50
300.00	2.48	108.06	369.40
500.00	2.70	108.06	402.48
1000.00	3.00	108.06	447.37

Tabla 31: Resumen de caudal de diseño estación chorobal

ESTACION CHOROBAL (m3/s)							
T.R.	Método Estadístico			Método Empírico	Q. Instantáneo	Regional Creager	Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III				
2	6.323	11.247	5.922	33.00	37.61	44.89	5.922
5	19.783	39.366	19.317	45.00	55.35	104.23	19.317
10	35.911	57.983	37.234	58.00	68.77	149.12	37.234
25	67.820	81.505	77.219	81.00	86.51	208.46	77.219
50	102.268	98.956	125.770	104.00	99.92	253.36	125.770
100	147.975	116.277	197.261	133.00	113.34	298.25	197.261
150	180.939	126.378	253.173	-	-	324.50	253.173
300	249.921	143.615	380.546	-	134.34	369.40	380.546
500	312.600	156.305	507.195	-	144.49	402.48	507.195
1000	416.694	173.513	737.948	234.00	157.91	447.37	737.948
Coef. R2	0.899	0.632	0.930				

Tabla 32: Resumen de caudal de diseño estación Huamansaña

ESTACION HUAMANSAÑA (m <sup>3</sup> /s)							
T.R.	Método Estadístico			Método Empírico	Q. Instantáneo	Regional Creager	Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III				
2	3.559	9.950	3.654	33.00	33.97	44.89	3.559
5	16.423	36.464	16.540	45.00	50.00	104.23	16.423
10	36.524	54.026	35.887	58.00	62.11	149.12	36.524
25	85.655	76.210	81.075	81.00	78.14	208.46	85.655
50	148.556	92.667	136.438	104.00	90.25	253.36	148.556
100	243.773	109.003	217.032	133.00	102.37	298.25	243.773
150	319.211	118.529	278.978	-	-	324.50	319.211
300	492.180	134.785	416.565	-	121.58	369.40	492.180
500	664.369	146.752	549.014	-	130.51	402.48	664.369
1000	976.683	162.982	781.113	234.00	142.63	447.37	976.683
Coef. R2	0.959	0.645	0.956				

Se eligió el caudal máximo, el cual para un periodo de retorno de 100 años es de 243.773 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.4.4. Simulación Hidráulica

Tabla 33: Elección de n de Manning

Cauce Principal		
no	0.024	Grava Fina
n1	0.005	Irregularidad Menor
n2	0	Variación gradual
n3	0	Obstrucción insignificante
n4	0.005	Vegetación baja
n5	1	No existen meandros
n =	0.034	

Para ambos márgenes del río se utilizó un coeficiente de Manning de 0.05.

Ilustración 29: Secciones transversales y Puente

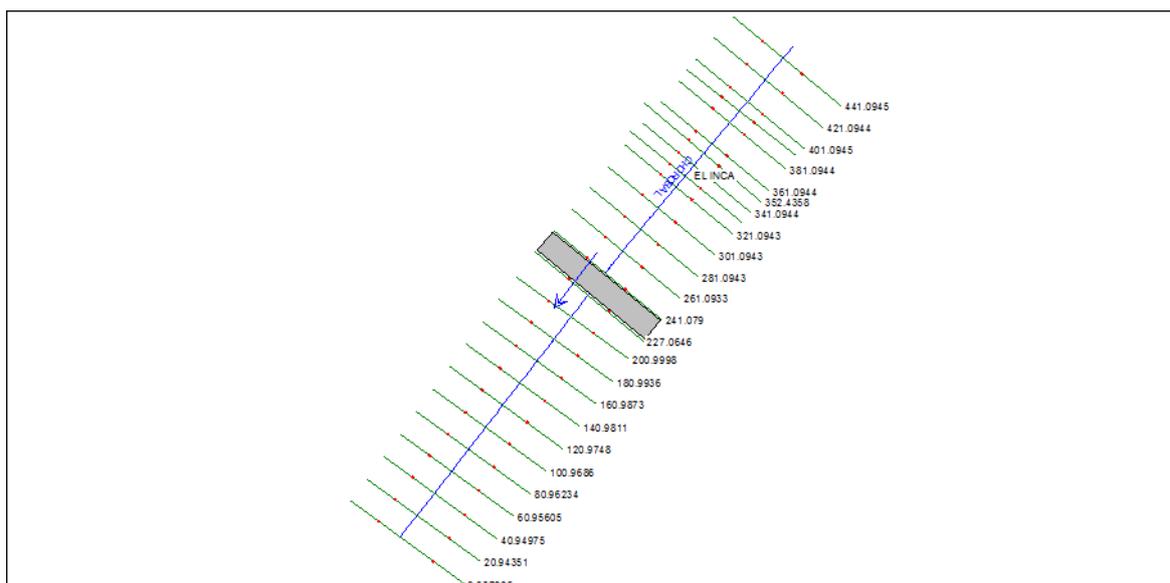


Tabla 34: Análisis hidráulico del perfil de flujo para T=50 años

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
EL INCA	441.0945	T=50	148.56	116.5	118.4	117.58	118.5	0.001391	1.58	122.15	87.1	0.38
EL INCA	421.0944	T=50	148.56	116.5	118.4		118.46	0.000952	1.37	142.93	89.07	0.32
EL INCA	401.0945	T=50	148.56	116.5	118.3		118.43	0.00202	1.86	105.55	77.77	0.46
EL INCA	392.1054	T=50	148.56	116.47	118	117.83	118.37	0.009415	3.06	60.94	64.99	0.93
EL INCA	381.0944	T=50	148.56	116.01	118.05		118.27	0.003147	2.31	82.93	66.96	0.57
EL INCA	361.0944	T=50	148.56	116	118.11		118.2	0.001013	1.54	129.65	87.37	0.34
EL INCA	352.4358	T=50	148.56	116.09	117.96		118.17	0.005638	2.39	80.71	92.92	0.72
EL INCA	341.0944	T=50	148.56	116	117.91		118.12	0.003634	2.3	85.32	80.88	0.6
EL INCA	330.9932	T=50	148.56	115.5	117.42	117.42	118.02	0.009925	3.56	47.93	50.16	0.98
EL INCA	321.0943	T=50	148.56	115	115.87	116.41	117.68	0.082511	6.28	25.62	38.96	2.5
EL INCA	301.0943	T=50	148.56	114.59	115.73	115.98	116.61	0.023045	4.37	38.1	46.11	1.42
EL INCA	281.0943	T=50	148.56	114.5	115.84	115.83	116.37	0.009476	3.34	50.89	50.56	0.95
EL INCA	261.0933	T=50	148.56	114.38	115.78		116.17	0.006528	2.9	58.72	52.06	0.8
EL INCA	241.079	T=50	148.56	114	115.8	115.34	116.04	0.003026	2.25	76.51	57.07	0.56
EL INCA	240											
Bridge												
EL INCA	227.0646	T=50	148.56	113.71	115.11	115.25	115.8	0.014965	3.71	42.09	48.6	1.16
EL INCA	200.9998	T=50	148.56	113.5	115.03	115.03	115.53	0.010728	3.22	49.91	52.75	0.99
EL INCA	180.9936	T=50	148.56	113.5	114.91	114.71	115.23	0.006099	2.63	62.84	57.61	0.76
EL INCA	160.9873	T=50	148.56	113.28	114.62	114.56	115.07	0.00882	3.05	52.21	52.18	0.9
EL INCA	140.9811	T=50	148.56	113	114.69		114.9	0.003033	2.15	76.8	56.9	0.56
EL INCA	120.9748	T=50	148.56	113	114.4		114.79	0.007579	2.89	55.53	50.9	0.84
EL INCA	100.9686	T=50	148.56	113	114.24	114.14	114.63	0.008474	2.93	57.13	61.46	0.88
EL INCA	80.96234	T=50	148.56	113	114.15		114.46	0.006816	2.63	66.38	70.47	0.79
EL INCA	60.95605	T=50	148.56	112.5	114.16		114.34	0.002433	1.97	84.21	61.93	0.5
EL INCA	40.94975	T=50	148.56	112.5	114.14		114.29	0.001906	1.79	94.21	67.67	0.45
EL INCA	20.94351	T=50	148.56	112.5	114.1		114.25	0.002096	1.82	93.16	67.68	0.46
EL INCA	0.937296	T=50	148.56	112.5	114	113.48	114.19	0.003001	2.11	82.47	59.86	0.55

Ilustración 30: Perfil de flujo para T=50 años

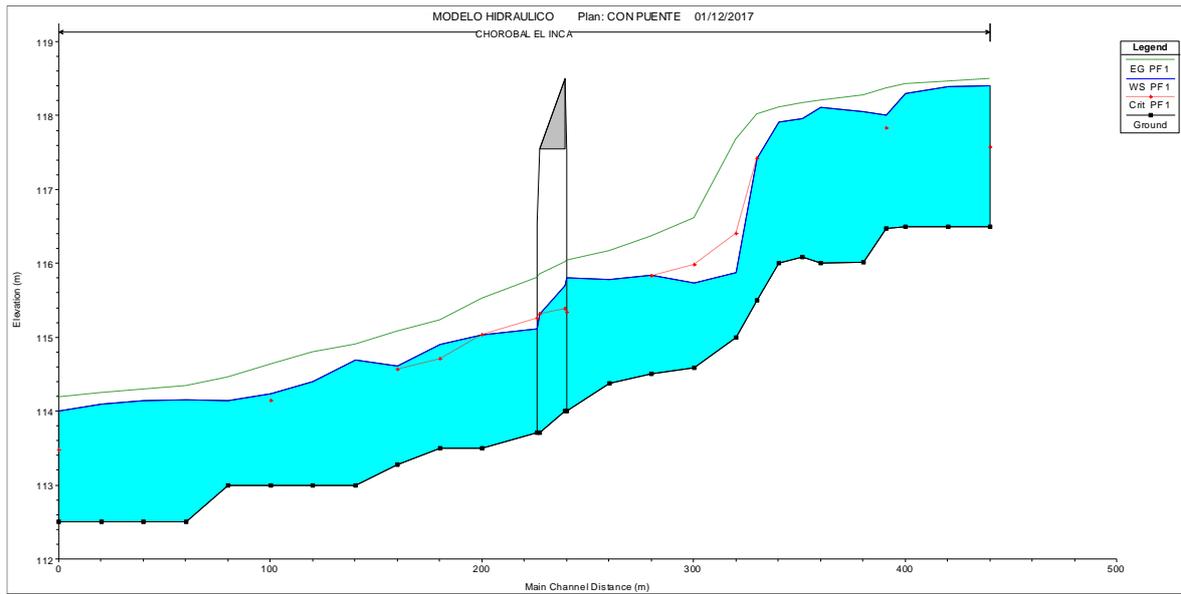


Tabla 35: Análisis hidráulico del perfil de flujo para T=100 años

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
EL INCA	441.0945	T=100	243.77	116.5	118.9	117.95	119.04	0.001482	1.93	166.12	88.16	0.41
EL INCA	421.0944	T=100	243.77	116.5	118.9		119.01	0.001152	1.77	190.23	98.21	0.37
EL INCA	401.0945	T=100	243.77	116.5	118.76		118.96	0.002427	2.39	146.8	100	0.52
EL INCA	392.1054	T=100	243.77	116.47	118.45	118.27	118.9	0.007576	3.43	91.38	71.79	0.88
EL INCA	381.0944	T=100	243.77	116.01	118.49		118.81	0.003452	2.83	115.41	84.9	0.62
EL INCA	361.0944	T=100	243.77	116	118.57		118.72	0.001326	2.01	171.77	100	0.4
EL INCA	352.4358	T=100	243.77	116.09	118.47		118.69	0.004018	2.59	131.38	106.23	0.65
EL INCA	341.0944	T=100	243.77	116	118.33		118.64	0.00417	2.91	121.79	95.61	0.67
EL INCA	330.9932	T=100	243.77	115.5	117.93	117.93	118.55	0.007396	3.8	86.24	84.39	0.89
EL INCA	321.0943	T=100	243.77	115	116.24	116.88	118.26	0.051102	6.69	40.83	44.29	2.13
EL INCA	301.0943	T=100	243.77	114.59	116.02	116.42	117.36	0.025374	5.43	51.63	49.82	1.55
EL INCA	281.0943	T=100	243.77	114.5	116.28	116.28	116.97	0.008632	3.89	75.36	59.86	0.95
EL INCA	261.0933	T=100	243.77	114.38	116.26		116.78	0.006014	3.4	84.78	57.89	0.8
EL INCA	241.079	T=100	243.77	114	116.3	115.74	116.64	0.003212	2.76	107.65	69.89	0.6
EL INCA	240											
Bridge												
EL INCA	227.0646	T=100	243.77	113.71	115.51	115.69	116.4	0.012923	4.27	62.98	56.27	1.13
EL INCA	200.9998	T=100	243.77	113.5	115.43	115.43	116.1	0.009544	3.75	72.37	57.68	0.98
EL INCA	180.9936	T=100	243.77	113.5	115.37	115.09	115.8	0.005408	3.07	90.28	61.29	0.75
EL INCA	160.9873	T=100	243.77	113.28	115.09	114.95	115.66	0.007197	3.46	78.59	60.29	0.86
EL INCA	140.9811	T=100	243.77	113	115.16		115.5	0.003387	2.72	107.28	79.5	0.61
EL INCA	120.9748	T=100	243.77	113	114.77	114.67	115.37	0.008049	3.57	75.24	54.51	0.91
EL INCA	100.9686	T=100	243.77	113	114.68	114.48	115.19	0.007355	3.4	88.27	78.2	0.87
EL INCA	80.96234	T=100	243.77	113	114.7		115.02	0.004395	2.76	108.55	79.95	0.68
EL INCA	60.95605	T=100	243.77	112.5	114.68		114.94	0.002429	2.38	117.95	68.31	0.52
EL INCA	40.94975	T=100	243.77	112.5	114.67		114.88	0.001918	2.16	131.71	74.38	0.47
EL INCA	20.94351	T=100	243.77	112.5	114.63		114.84	0.002047	2.19	130.57	73.19	0.48
EL INCA	0.937296	T=100	243.77	112.5	114.51	113.85	114.78	0.003	2.56	113.4	62.88	0.58

Ilustración 31: Perfil de flujo para T=100 años

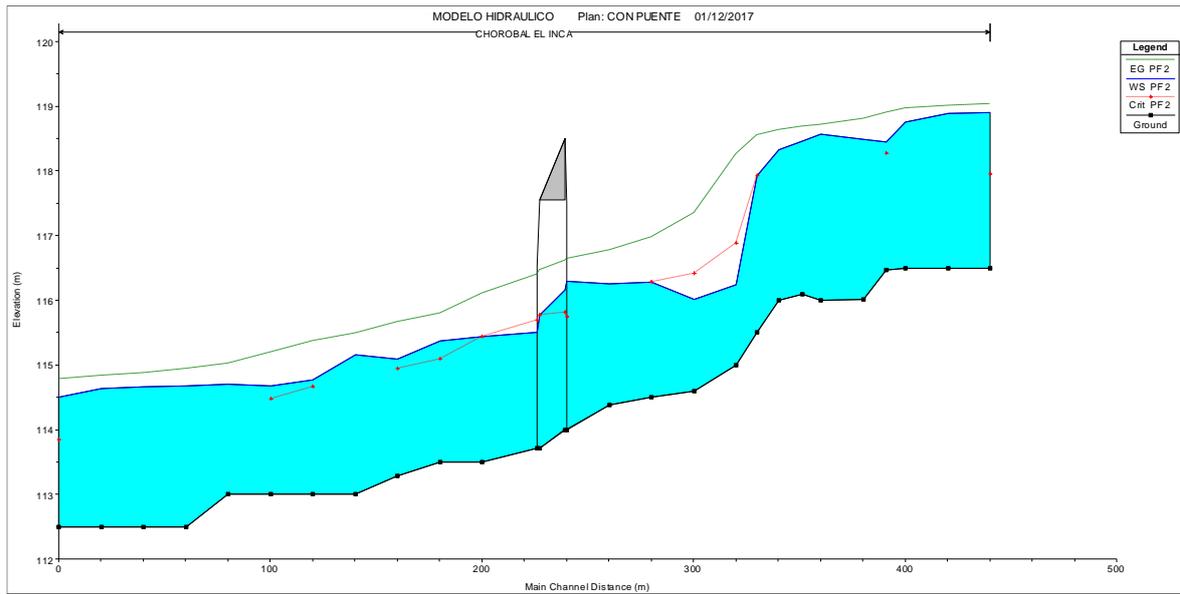


Tabla 36: Análisis hidráulico del perfil de flujo para T=500 años

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
EL INCA	441.0945	T=500	664.37	116.5	120.19	118.96	120.54	0.002144	3.15	279.91	88.37	0.54
EL INCA	421.0944	T=500	664.37	116.5	120.21		120.48	0.001665	2.85	318.88	98.21	0.47
EL INCA	401.0945	T=500	664.37	116.5	120.03		120.43	0.002698	3.44	274.06	100	0.6
EL INCA	392.1054	T=500	664.37	116.47	119.72		120.37	0.005461	4.34	215.2	98.59	0.82
EL INCA	381.0944	T=500	664.37	116.01	119.73		120.29	0.003727	4	239.34	100	0.7
EL INCA	361.0944	T=500	664.37	116	119.83		120.18	0.001975	3.2	297.83	100	0.52
EL INCA	352.4358	T=500	664.37	116.09	119.77		120.15	0.003274	3.45	274.58	109.56	0.64
EL INCA	341.0944	T=500	664.37	116	119.6		120.1	0.00373	3.87	248.51	100	0.69
EL INCA	330.9932	T=500	664.37	115.5	119.05	119.05	120	0.007119	5.12	191.07	99.4	0.95
EL INCA	321.0943	T=500	664.37	115	117.68	118.32	119.78	0.018165	7.2	129.87	88.02	1.47
EL INCA	301.0943	T=500	664.37	114.59	117.08	117.88	119.37	0.02069	7.39	115.1	85.26	1.55
EL INCA	281.0943	T=500	664.37	114.5	117.92	117.59	118.64	0.004384	4.35	215.35	96.33	0.76
EL INCA	261.0933	T=500	664.37	114.38	117.9		118.54	0.003605	4.04	226.76	93.97	0.69
EL INCA	241.079	T=500	664.37	114	117.92	117.15	118.44	0.002591	3.62	248.5	92.79	0.6
EL INCA	240											
Bridge												
EL INCA	227.0646	T=500	664.37	113.71	117.28		117.95	0.004055	4.08	221.11	100	0.73
EL INCA	200.9998	T=500	664.37	113.5	116.83	116.83	117.75	0.006074	4.65	189.1	100	0.87
EL INCA	180.9936	T=500	664.37	113.5	116.66	116.44	117.38	0.004727	4.18	210.24	100	0.77
EL INCA	160.9873	T=500	664.37	113.28	116.46	116.34	117.27	0.005127	4.39	201.08	100	0.81
EL INCA	140.9811	T=500	664.37	113	116.58		117.11	0.002959	3.63	245.1	100	0.63
EL INCA	120.9748	T=500	664.37	113	116.38		117.03	0.003952	4	223.2	100	0.72
EL INCA	100.9686	T=500	664.37	113	116.4		116.92	0.003147	3.65	243.32	100	0.64
EL INCA	80.96234	T=500	664.37	113	116.38		116.84	0.002659	3.41	256.22	100	0.59
EL INCA	60.95605	T=500	664.37	112.5	116.35		116.79	0.002082	3.25	265.29	100	0.53
EL INCA	40.94975	T=500	664.37	112.5	116.35		116.74	0.00173	3.01	283.24	100	0.49
EL INCA	20.94351	T=500	664.37	112.5	116.31		116.7	0.001817	3.05	276.2	91.12	0.5
EL INCA	0.937296	T=500	664.37	112.5	116.06	114.93	116.63	0.003	3.76	220.9	71.51	0.64

Ilustración 32: Perfil de flujo para T=500 años

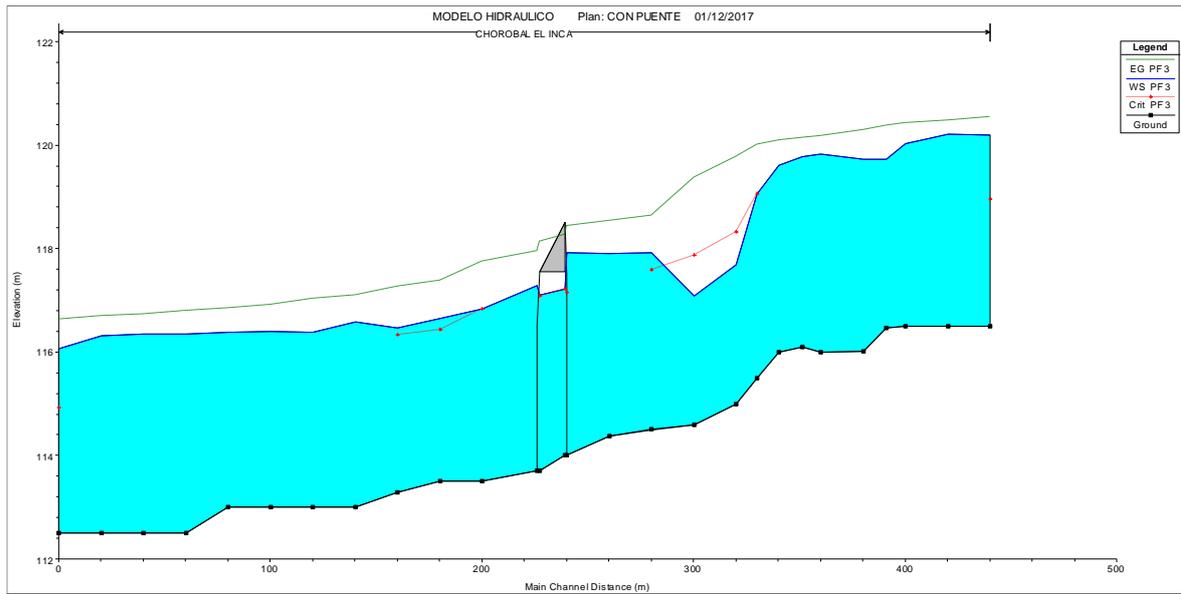


Ilustración 33: Gráfico pseudo 3d para T=50 Años

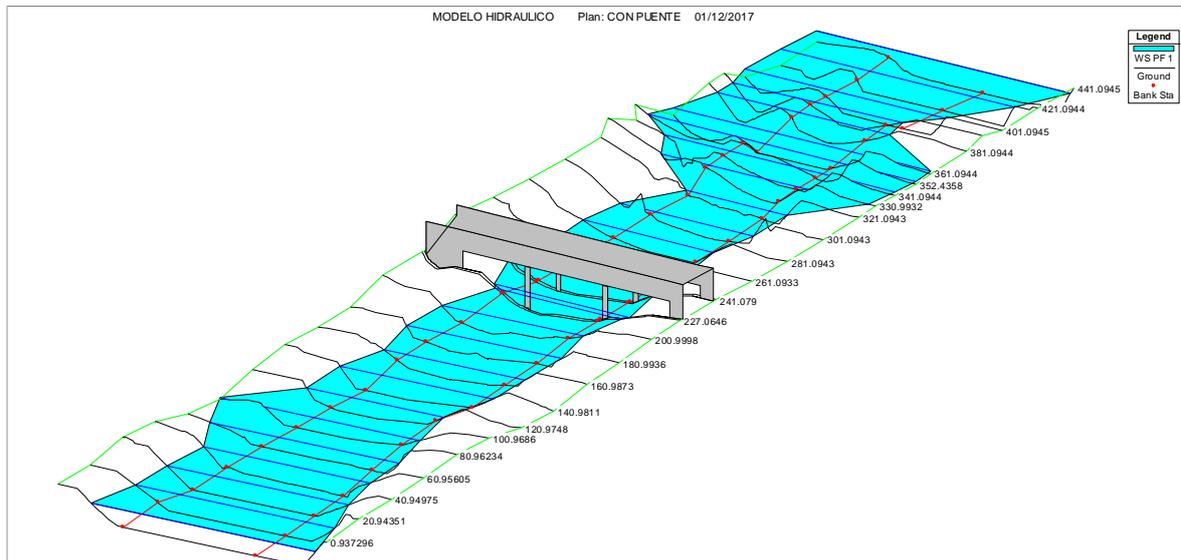




Tabla 37: Resultados para la sección 200.99, para un periodo de retorno de  $T = 50$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 200.9998 Profile: T=50					
E.G. Elev (m)	115.53	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.5	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.03	Reach Len. (m)	20	20.01	20.08
Crit W.S. (m)	115.03	Flow Area (m <sup>2</sup> )	1.52	43.03	5.37
E.G. Slope (m/m)	0.010728	Area (m <sup>2</sup> )	1.52	43.03	5.37
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	148.56	Flow (m <sup>3</sup> /s)	1.31	138.47	8.78
Top Width (m)	52.75	Top Width (m)	5.61	39.59	7.54
Vel Total (m/s)	2.98	Avg. Vel. (m/s)	0.86	3.22	1.64
Max Chl Dpth (m)	1.53	Hydr. Depth (m)	0.27	1.09	0.71
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	1434.3	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	12.6	1336.9	84.8
Length Wtd. (m)	20.01	Wetted Per. (m)	5.64	39.63	7.65
Min Ch El (m)	113.5	Shear (N/m <sup>2</sup> )	28.27	114.22	73.82
Alpha	1.11	Stream Power (N/m s)	24.39	367.57	120.75
Frctn Loss (m)	0.16	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	1.59	11.07	1.52
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	1.89	8.18	2.01

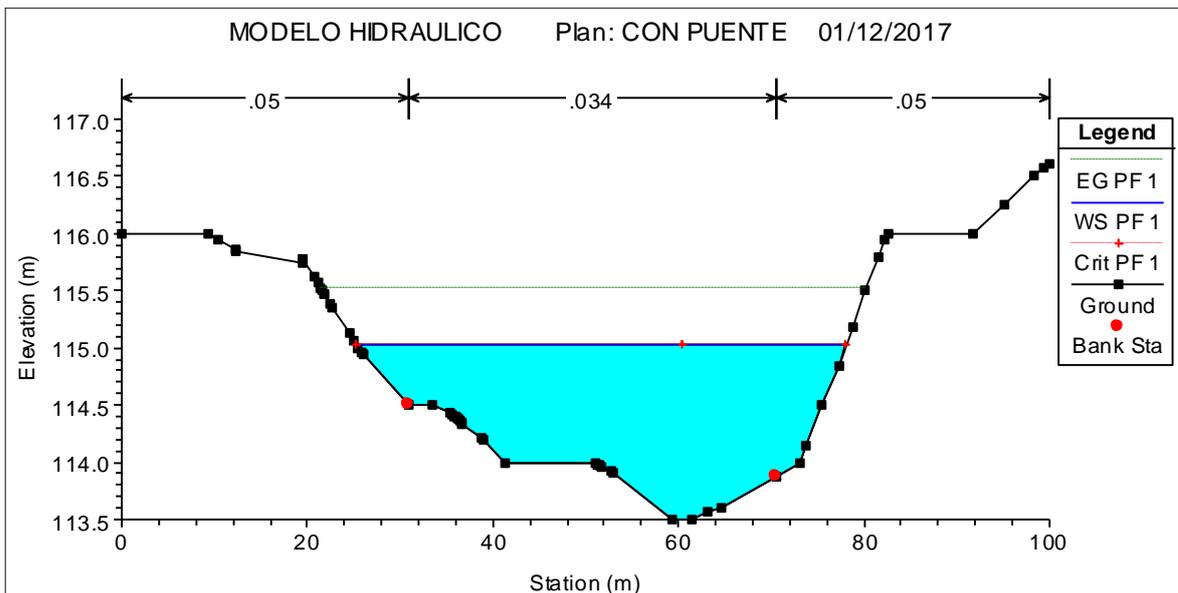


Tabla 38: Resultados para la sección 200.99, para un periodo de retorno de  $T = 100$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 200.9998 Profile: T=100					
E.G. Elev (m)	116.1	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.67	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.43	Reach Len. (m)	20	20.01	20.08
Crit W.S. (m)	115.43	Flow Area (m <sup>2</sup> )	4.43	59.15	8.8
E.G. Slope (m/m)	0.009544	Area (m <sup>2</sup> )	4.43	59.15	8.8
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	243.77	Flow (m <sup>3</sup> /s)	5.48	221.94	16.35
Top Width (m)	57.68	Top Width (m)	8.77	39.59	9.32
Vel Total (m/s)	3.37	Avg. Vel. (m/s)	1.24	3.75	1.86
Max Chl Dpth (m)	1.93	Hydr. Depth (m)	0.51	1.49	0.94
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	2495.2	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	56	2271.7	167.4
Length Wtd. (m)	20.01	Wetted Per. (m)	8.82	39.63	9.48
Min Ch El (m)	113.5	Shear (N/m <sup>2</sup> )	47.05	139.68	86.88
Alpha	1.15	Stream Power (N/m s)	58.13	524.15	161.55
Frctn Loss (m)	0.14	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	2.7	15.01	2.74
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	2.61	8.18	3.03

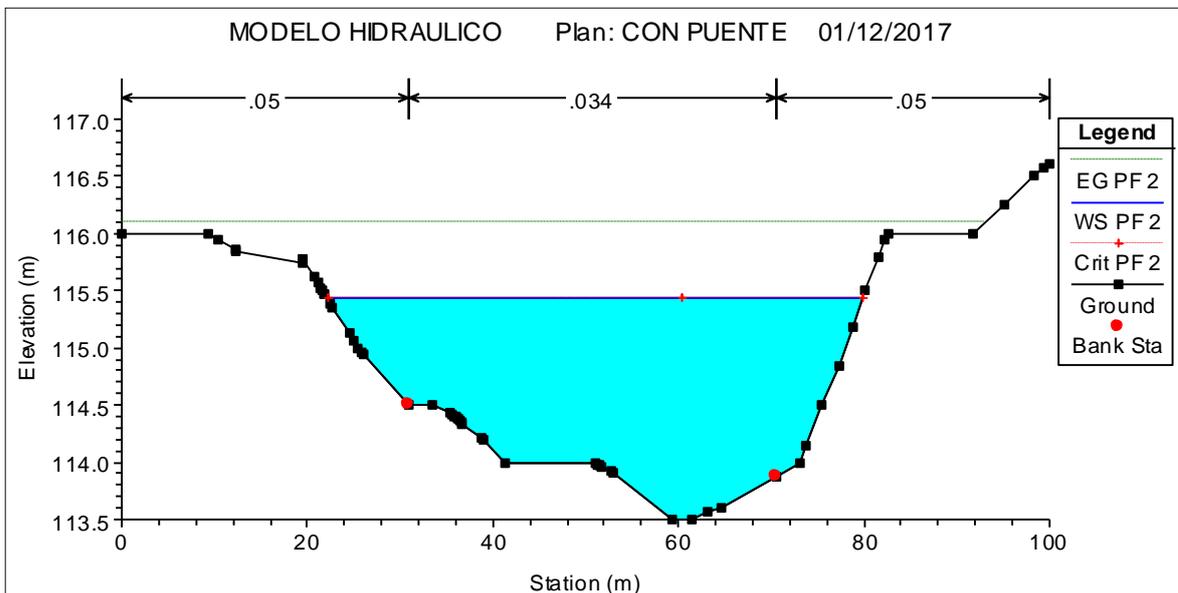


Tabla 39: Resultados para la sección 200.99, para un periodo de retorno de  $T = 500$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 200.9998 Profile: T=500					
E.G. Elev (m)	117.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.92	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	116.83	Reach Len. (m)	20	20.01	20.08
Crit W.S. (m)	116.83	Flow Area (m <sup>2</sup> )	37.8	114.52	36.78
E.G. Slope (m/m)	0.006074	Area (m <sup>2</sup> )	37.8	114.52	36.78
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	664.37	Flow (m <sup>3</sup> /s)	66.09	532.55	65.72
Top Width (m)	100	Top Width (m)	30.91	39.59	29.5
Vel Total (m/s)	3.51	Avg. Vel. (m/s)	1.75	4.65	1.79
Max Chl Dpth (m)	3.33	Hydr. Depth (m)	1.22	2.89	1.25
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	8524.5	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	848	6833.2	843.3
Length Wtd. (m)	20.02	Wetted Per. (m)	31.82	39.63	29.95
Min Ch El (m)	113.5	Shear (N/m <sup>2</sup> )	70.76	172.12	73.13
Alpha	1.45	Stream Power (N/m s)	123.7	800.42	130.7
Frctn Loss (m)	0.11	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	10.13	27.79	10.3
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	5.92	8.18	5.47

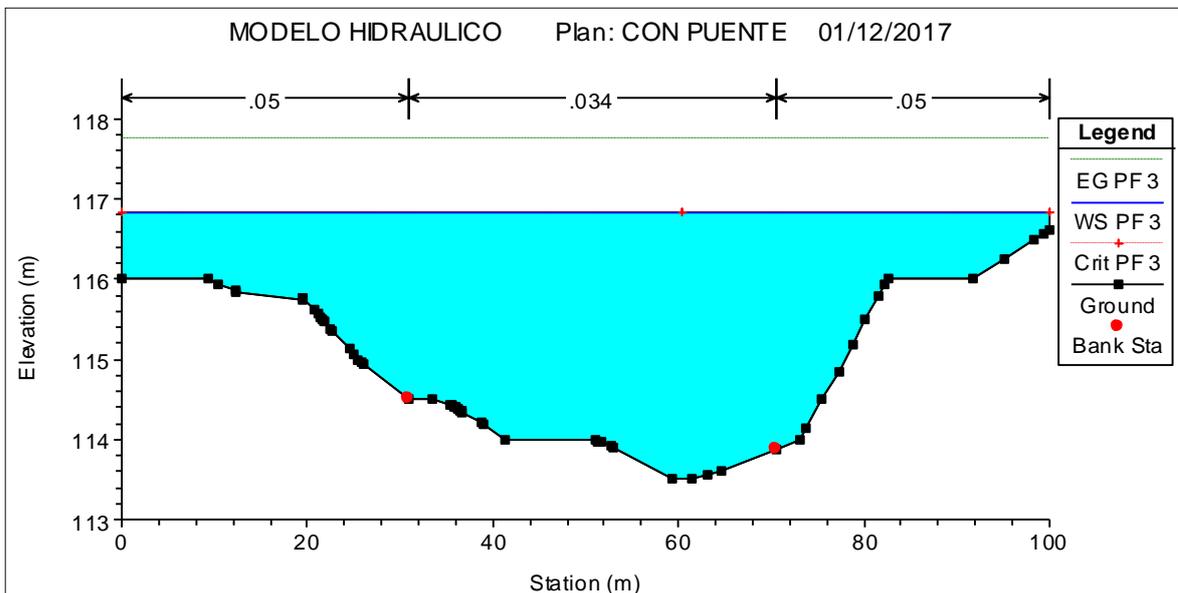


Tabla 40: Resultados para la sección 227.06, para un periodo de retorno de  $T = 50$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL EL INCA RS: 227.0646 Profile: T=50					
E.G. Elev (m)	115.8	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.69	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.11	Reach Len. (m)	24.83	26.06	27.27
Crit W.S. (m)	115.25	Flow Area (m2)	2.38	39.31	0.41
E.G. Slope (m/m)	0.014965	Area (m2)	2.38	39.31	0.41
Q Total (m3/s)	148.56	Flow (m3/s)	2.44	145.82	0.3
Top Width (m)	48.6	Top Width (m)	8.75	37.47	2.38
Vel Total (m/s)	3.53	Avg. Vel. (m/s)	1.02	3.71	0.75
Max Chl Dpth (m)	1.4	Hydr. Depth (m)	0.27	1.05	0.17
Conv. Total (m3/s)	1214.4	Conv. (m3/s)	19.9	1192	2.5
Length Wtd. (m)	26.08	Wetted Per. (m)	8.78	37.54	2.4
Min Ch El (m)	113.71	Shear (N/m2)	39.76	153.64	24.82
Alpha	1.09	Stream Power (N/m s)	40.73	569.97	18.57
Frctn Loss (m)	0.24	Cum Volume (1000 m3)	1.64	12.15	1.6
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	2.07	9.18	2.14

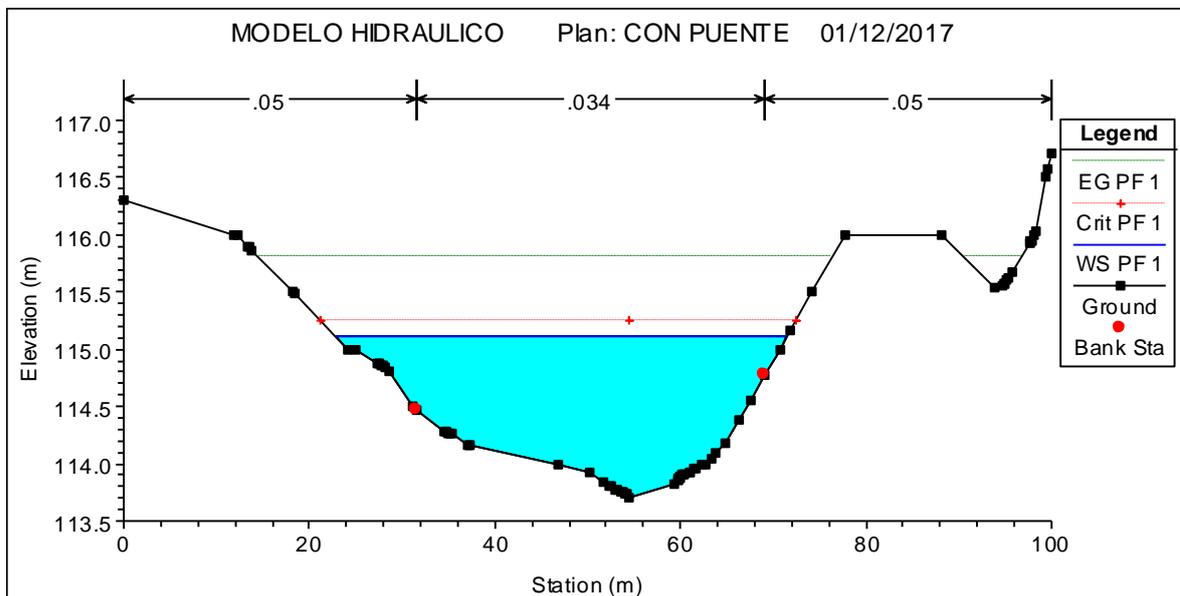


Tabla 41: Resultados para la sección 227.06, para un periodo de retorno de  $T = 100$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL EL INCA RS: 227.0646 Profile: T=100					
E.G. Elev (m)	116.4	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.89	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.51	Reach Len. (m)	24.83	26.06	27.27
Crit W.S. (m)	115.69	Flow Area (m2)	6.83	54.24	1.92
E.G. Slope (m/m)	0.012923	Area (m2)	6.83	54.24	1.92
Q Total (m3/s)	243.77	Flow (m3/s)	9.78	231.76	2.23
Top Width (m)	56.27	Top Width (m)	13.59	37.47	5.21
Vel Total (m/s)	3.87	Avg. Vel. (m/s)	1.43	4.27	1.16
Max Chl Dpth (m)	1.8	Hydr. Depth (m)	0.5	1.45	0.37
Conv. Total (m3/s)	2144.3	Conv. (m3/s)	86.1	2038.7	19.6
Length Wtd. (m)	26.06	Wetted Per. (m)	13.63	37.54	5.26
Min Ch El (m)	113.71	Shear (N/m2)	63.45	183.09	46.2
Alpha	1.17	Stream Power (N/m s)	90.95	782.32	53.59
Frctn Loss (m)	0.23	Cum Volume (1000 m3)	2.84	16.49	2.88
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m2)	2.89	9.18	3.22

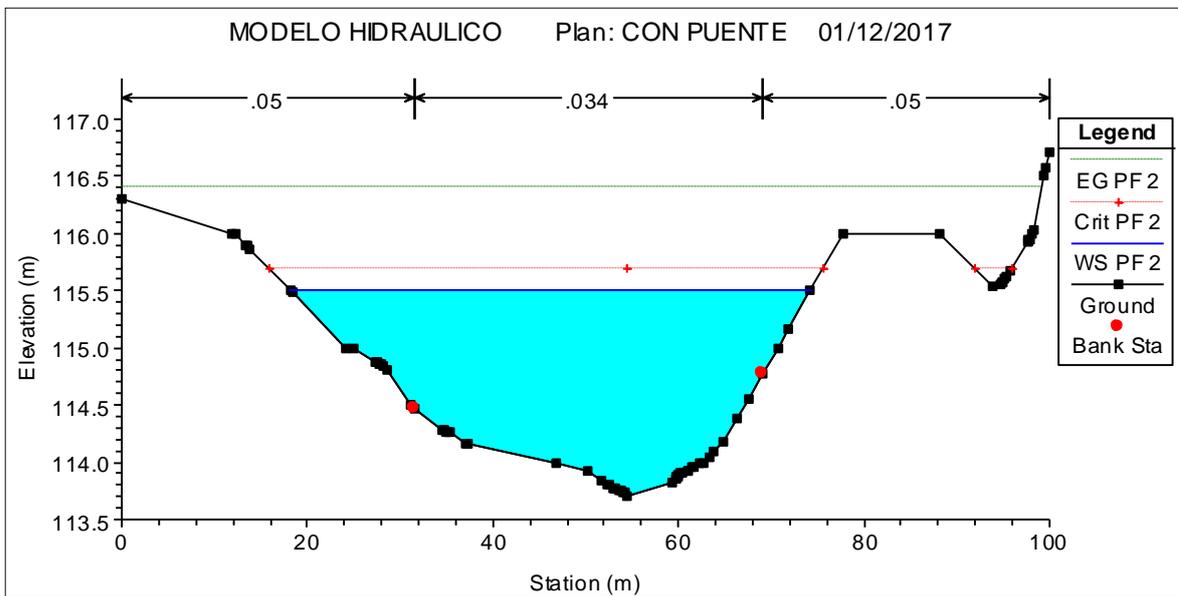


Tabla 42: Resultados para la sección 227.06, para un periodo de retorno de  $T = 500$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL EL INCA RS: 227.0646 Profile: T=500					
E.G. Elev (m)	117.95	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.67	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	117.28	Reach Len. (m)	24.83	26.06	27.27
Crit W.S. (m)		Flow Area (m <sup>2</sup> )	53.7	120.63	46.78
E.G. Slope (m/m)	0.004055	Area (m <sup>2</sup> )	53.7	120.63	46.78
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	664.37	Flow (m <sup>3</sup> /s)	95.23	491.98	77.17
Top Width (m)	100	Top Width (m)	31.63	37.47	30.9
Vel Total (m/s)	3	Avg. Vel. (m/s)	1.77	4.08	1.65
Max Chl Dpth (m)	3.57	Hydr. Depth (m)	1.7	3.22	1.51
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	10432.7	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	1495.4	7725.6	1211.8
Length Wtd. (m)	26.04	Wetted Per. (m)	32.69	37.54	31.74
Min Ch El (m)	113.71	Shear (N/m <sup>2</sup> )	65.34	127.78	58.62
Alpha	1.45	Stream Power (N/m s)	115.86	521.12	96.69
Frctn Loss (m)	0.13	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	11.27	30.86	11.44
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	6.69	9.18	6.29

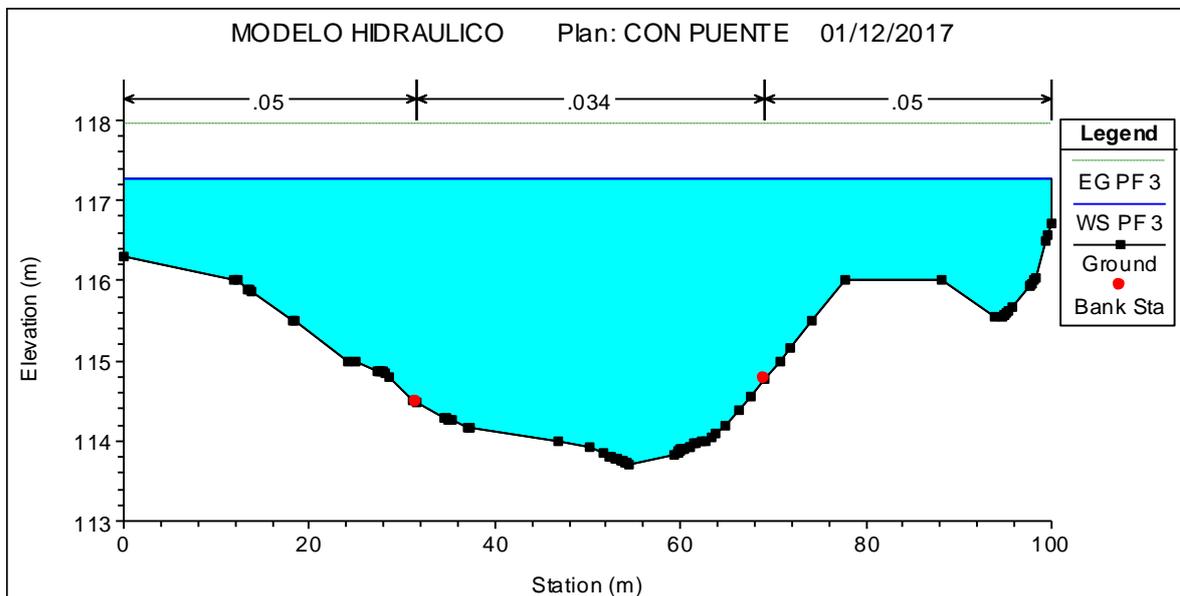


Tabla 43: Resultados para la sección 240 BR D, para un periodo de retorno de  $T = 50$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 240 BR D Profile: T=50					
E.G. Elev (m)	115.86	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.55	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.31	Reach Len. (m)	1.01	1.01	1.01
Crit W.S. (m)	115.31	Flow Area (m <sup>2</sup> )	2.96	43.72	1
E.G. Slope (m/m)	0.010706	Area (m <sup>2</sup> )	2.96	43.72	1
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	148.56	Flow (m <sup>3</sup> /s)	2.66	145.05	0.85
Top Width (m)	48.32	Top Width (m)	9.09	35.47	3.76
Vel Total (m/s)	3.12	Avg. Vel. (m/s)	0.9	3.32	0.85
Max Chl Dpth (m)	1.6	Hydr. Depth (m)	0.33	1.23	0.27
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	1435.8	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	25.7	1401.8	8.2
Length Wtd. (m)	1.01	Wetted Per. (m)	10.46	38.41	3.79
Min Ch El (m)	113.71	Shear (N/m <sup>2</sup> )	29.74	119.5	27.71
Alpha	1.11	Stream Power (N/m s)	26.72	396.45	23.6
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	1.64	12.19	1.6
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	2.08	9.22	2.14

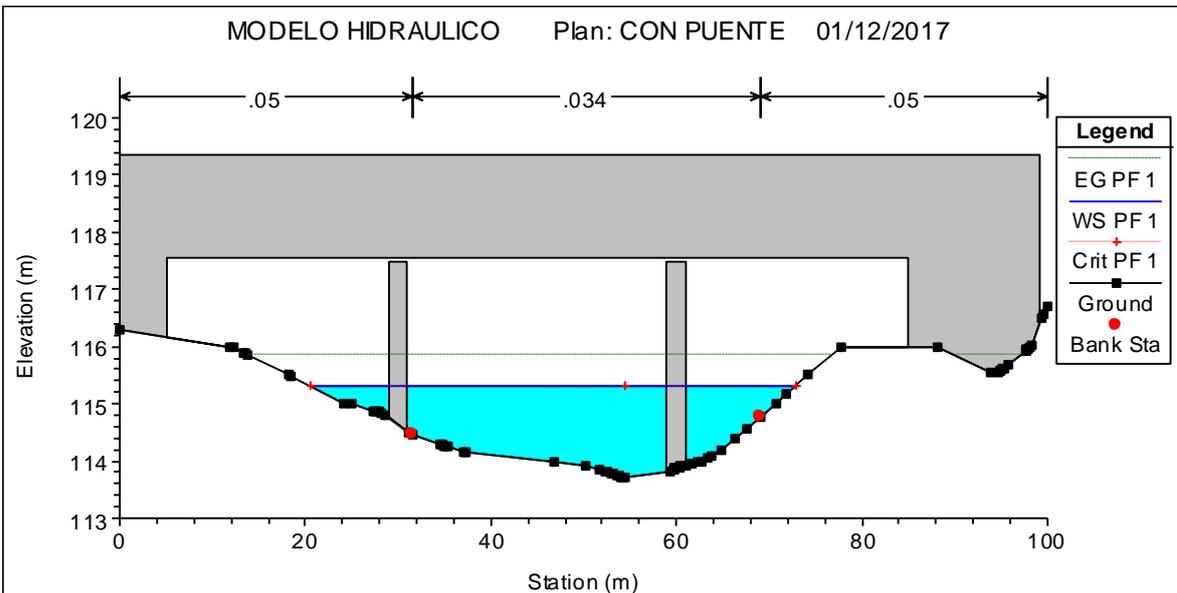


Tabla 44: Resultados para la sección 240 BR D, para un periodo de retorno de  $T = 100$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 240 BR D Profile: T=100					
E.G. Elev (m)	116.47	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.7	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.77	Reach Len. (m)	1.01	1.01	1.01
Crit W.S. (m)	115.77	Flow Area (m <sup>2</sup> )	8.53	60.3	3.53
E.G. Slope (m/m)	0.009434	Area (m <sup>2</sup> )	8.53	60.3	3.53
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	243.77	Flow (m <sup>3</sup> /s)	10.47	229	4.3
Top Width (m)	57.22	Top Width (m)	14.71	35.47	7.05
Vel Total (m/s)	3.37	Avg. Vel. (m/s)	1.23	3.8	1.22
Max Chl Dpth (m)	2.06	Hydr. Depth (m)	0.58	1.7	0.5
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	2509.8	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	107.8	2357.7	44.2
Length Wtd. (m)	1.01	Wetted Per. (m)	17.03	39.34	7.12
Min Ch El (m)	113.71	Shear (N/m <sup>2</sup> )	46.36	141.79	45.89
Alpha	1.2	Stream Power (N/m s)	56.89	538.47	55.85
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	2.84	16.55	2.88
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	2.9	9.22	3.23

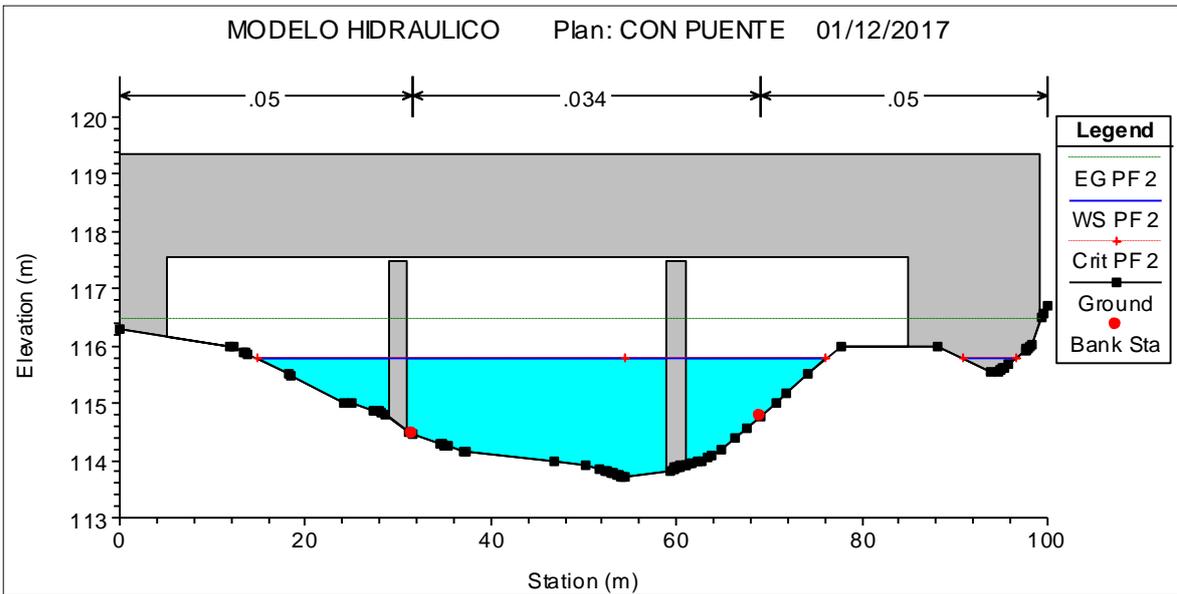


Tabla 45: Resultados para la sección 240 BR D, para un periodo de retorno de  $T = 500$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 240 BR D Profile: T=500					
E.G. Elev (m)	118.15	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.04	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	117.1	Reach Len. (m)	1.01	1.01	1.01
Crit W.S. (m)	117.09	Flow Area (m <sup>2</sup> )	38.66	107.33	23.19
E.G. Slope (m/m)	0.008098	Area (m <sup>2</sup> )	38.66	107.33	23.19
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	664.37	Flow (m <sup>3</sup> /s)	83.44	530.97	49.95
Top Width (m)	76.75	Top Width (m)	24.63	35.47	16.65
Vel Total (m/s)	3.93	Avg. Vel. (m/s)	2.16	4.95	2.15
Max Chl Dpth (m)	3.39	Hydr. Depth (m)	1.57	3.03	1.39
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	7382.8	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	927.3	5900.4	555.1
Length Wtd. (m)	1.01	Wetted Per. (m)	30.54	42	18.94
Min Ch El (m)	113.71	Shear (N/m <sup>2</sup> )	100.52	202.95	97.2
Alpha	1.33	Stream Power (N/m s)	216.96	1004	209.42
Frctn Loss (m)	0.1	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	11.31	30.97	11.48
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	6.72	9.22	6.32

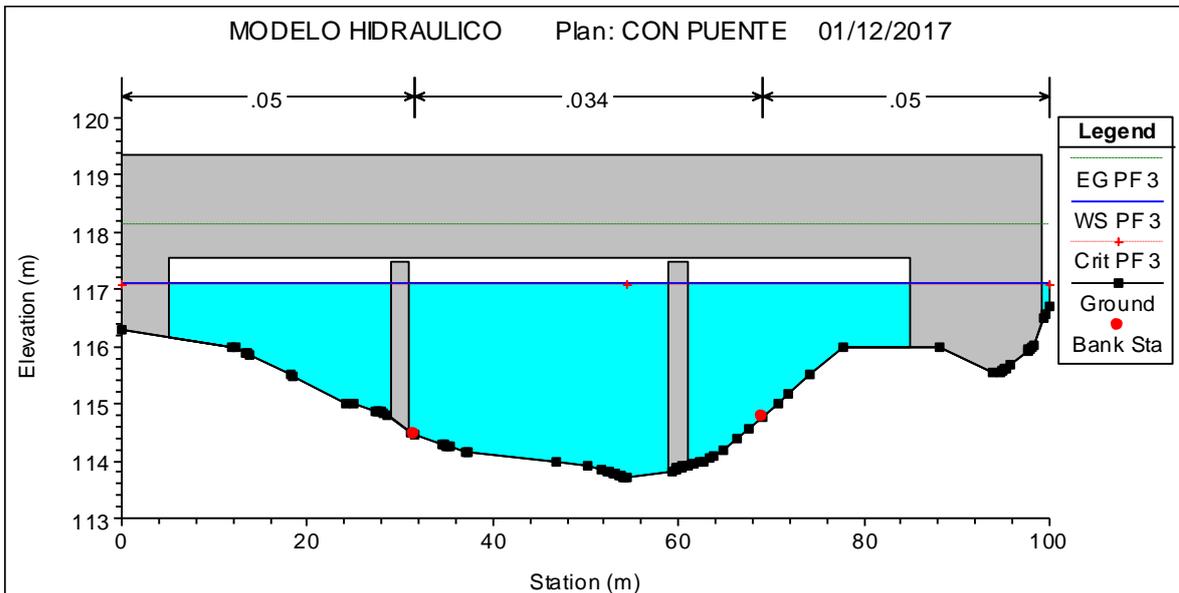


Tabla 46: Resultados para la sección 240 BR U, para un periodo de retorno de  $T = 50$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 240 BR U Profile: T=50					
E.G. Elev (m)	116.01	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.31	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.7	Reach Len. (m)	12	12	12
Crit W.S. (m)	115.38	Flow Area (m <sup>2</sup> )	5.03	50.88	9.49
E.G. Slope (m/m)	0.004996	Area (m <sup>2</sup> )	5.03	50.88	9.49
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	148.56	Flow (m <sup>3</sup> /s)	4.88	131.31	12.37
Top Width (m)	51.99	Top Width (m)	8.03	33.38	10.59
Vel Total (m/s)	2.27	Avg. Vel. (m/s)	0.97	2.58	1.3
Max Chl Dpth (m)	1.7	Hydr. Depth (m)	0.63	1.52	0.9
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	2101.7	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	69.1	1857.6	175
Length Wtd. (m)	12	Wetted Per. (m)	10.05	36.79	10.72
Min Ch El (m)	114	Shear (N/m <sup>2</sup> )	24.5	67.76	43.39
Alpha	1.17	Stream Power (N/m s)	23.8	174.87	56.57
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	1.69	12.76	1.66
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	2.18	9.63	2.23

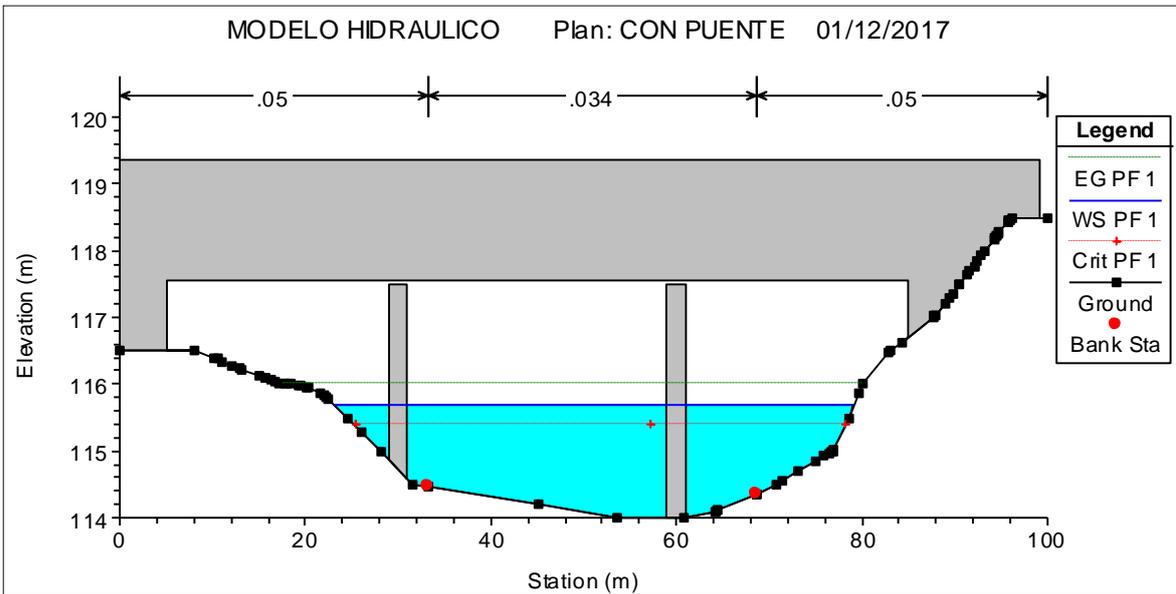


Tabla 47: Resultados para la sección 240 BR U, para un periodo de retorno de  $T = 100$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 240 BR U Profile: T=100					
E.G. Elev (m)	116.61	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.46	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	116.15	Reach Len. (m)	12	12	12
Crit W.S. (m)	115.81	Flow Area (m <sup>2</sup> )	10.22	65.99	14.62
E.G. Slope (m/m)	0.005501	Area (m <sup>2</sup> )	10.22	65.99	14.62
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	243.77	Flow (m <sup>3</sup> /s)	10.69	209.1	23.98
Top Width (m)	62.34	Top Width (m)	16.57	33.38	12.39
Vel Total (m/s)	2.68	Avg. Vel. (m/s)	1.05	3.17	1.64
Max Chl Dpth (m)	2.15	Hydr. Depth (m)	0.62	1.98	1.18
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	3286.6	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	144.1	2819.1	323.3
Length Wtd. (m)	12	Wetted Per. (m)	19.52	37.7	12.58
Min Ch El (m)	114	Shear (N/m <sup>2</sup> )	28.24	94.44	62.72
Alpha	1.24	Stream Power (N/m s)	29.54	299.25	102.86
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	2.96	17.3	2.99
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	3.09	9.63	3.35

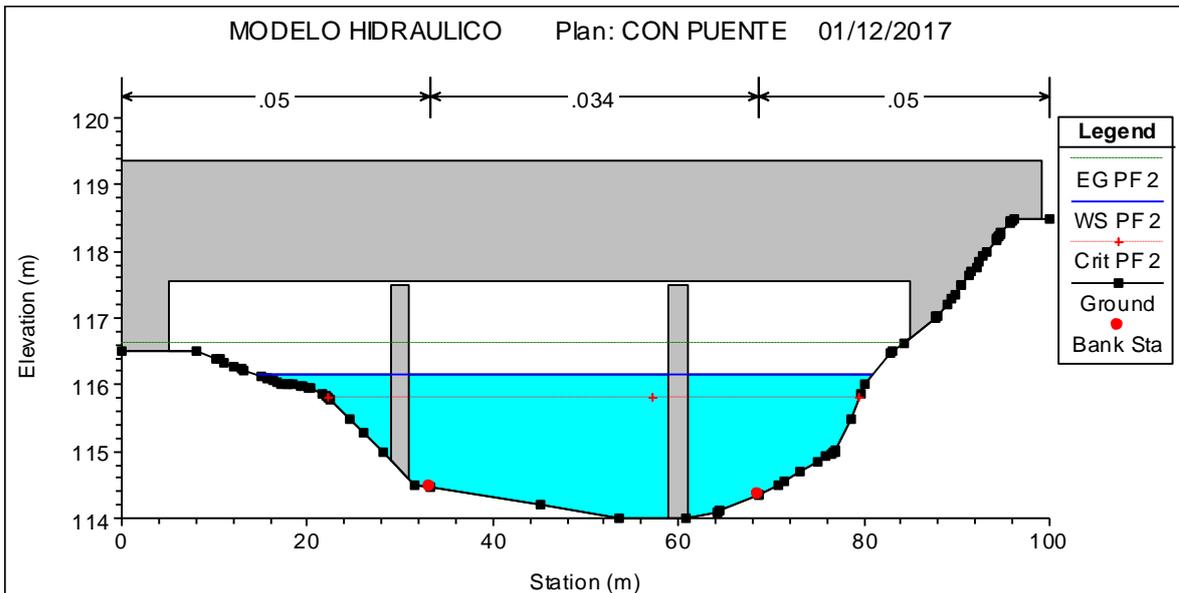


Tabla 48: Resultados para la sección 240 BR U, para un periodo de retorno de  $T = 500$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 240 BR U Profile: T=500					
E.G. Elev (m)	118.27	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.06	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	117.21	Reach Len. (m)	12	12	12
Crit W.S. (m)	117.21	Flow Area (m <sup>2</sup> )	35.67	101.26	30.77
E.G. Slope (m/m)	0.008455	Area (m <sup>2</sup> )	35.67	101.26	30.77
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	664.37	Flow (m <sup>3</sup> /s)	70.68	510.31	83.38
Top Width (m)	76	Top Width (m)	26.16	33.38	16.46
Vel Total (m/s)	3.96	Avg. Vel. (m/s)	1.98	5.04	2.71
Max Chl Dpth (m)	3.21	Hydr. Depth (m)	1.36	3.03	1.87
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	7225.3	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	768.7	5549.9	906.8
Length Wtd. (m)	12	Wetted Per. (m)	31.94	39.81	17.2
Min Ch El (m)	114	Shear (N/m <sup>2</sup> )	92.6	210.9	148.31
Alpha	1.33	Stream Power (N/m s)	183.47	1062.82	401.92
Frctn Loss (m)	0.1	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	11.76	32.22	11.8
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	7.03	9.63	6.51

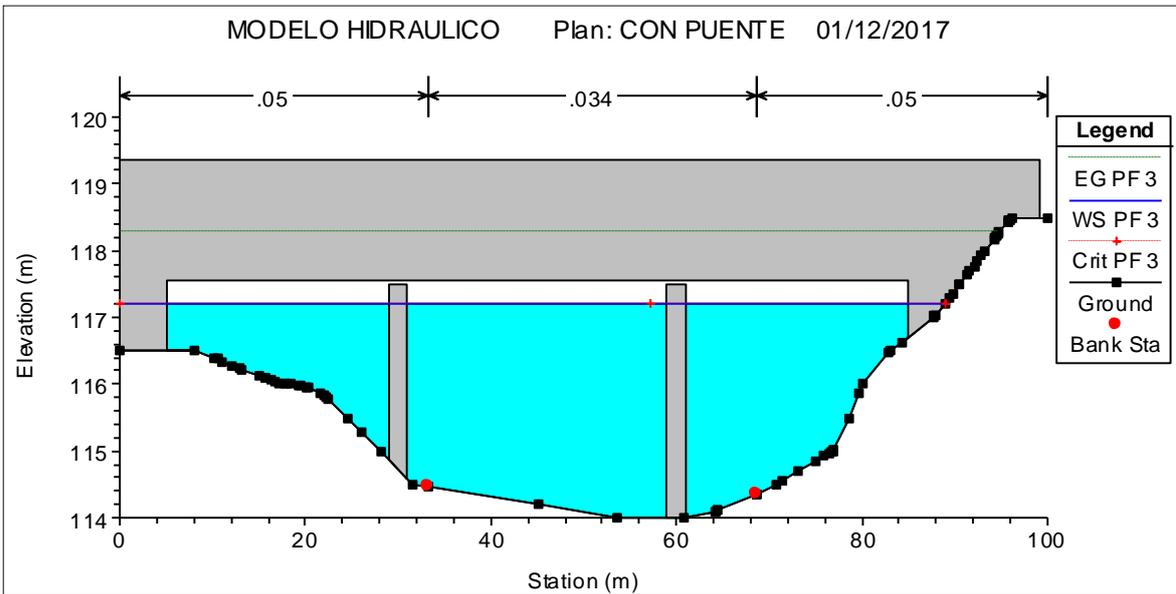




Tabla 50: Resultados para la sección 241.079, para un periodo de retorno de  $T = 100$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 241.079 Profile: T=100					
E.G. Elev (m)	116.64	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.34	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	116.3	Reach Len. (m)	1	1	1
Crit W.S. (m)	115.74	Flow Area (m <sup>2</sup> )	15.91	75.31	16.43
E.G. Slope (m/m)	0.003212	Area (m <sup>2</sup> )	15.91	75.31	16.43
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	243.77	Flow (m <sup>3</sup> /s)	14.8	207.65	21.32
Top Width (m)	69.89	Top Width (m)	21.29	35.38	13.21
Vel Total (m/s)	2.26	Avg. Vel. (m/s)	0.93	2.76	1.3
Max Chl Dpth (m)	2.3	Hydr. Depth (m)	0.75	2.13	1.24
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	4301.3	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	261.2	3663.9	376.2
Length Wtd. (m)	1	Wetted Per. (m)	21.4	35.39	13.42
Min Ch El (m)	114	Shear (N/m <sup>2</sup> )	23.42	67.01	38.57
Alpha	1.3	Stream Power (N/m s)	21.78	184.78	50.05
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	2.97	17.37	3.01
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	3.11	9.66	3.36

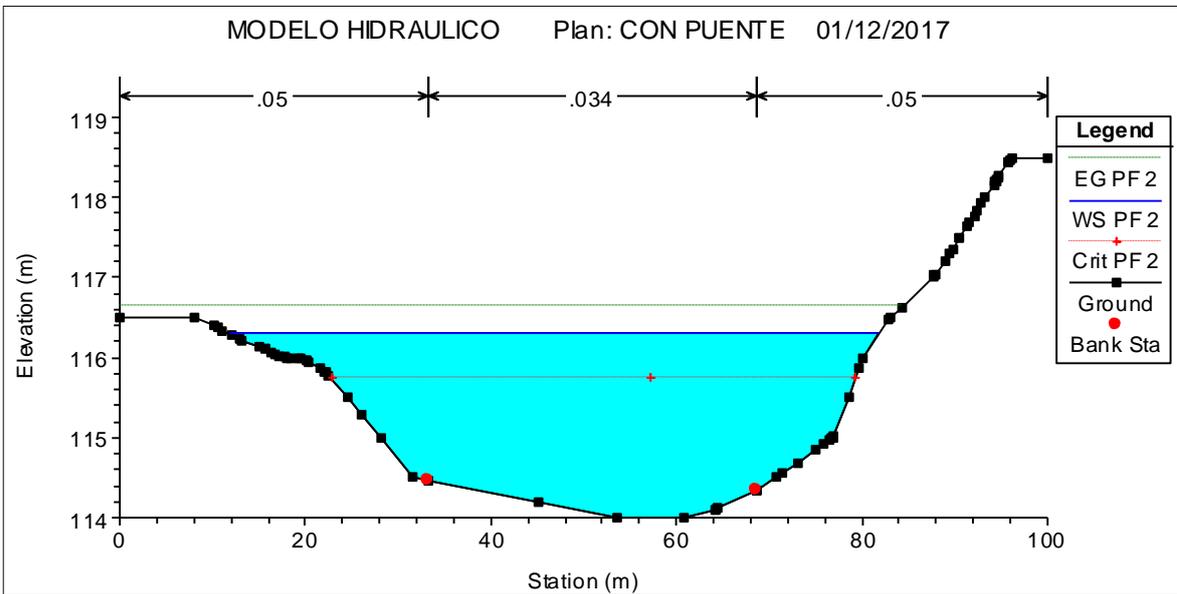
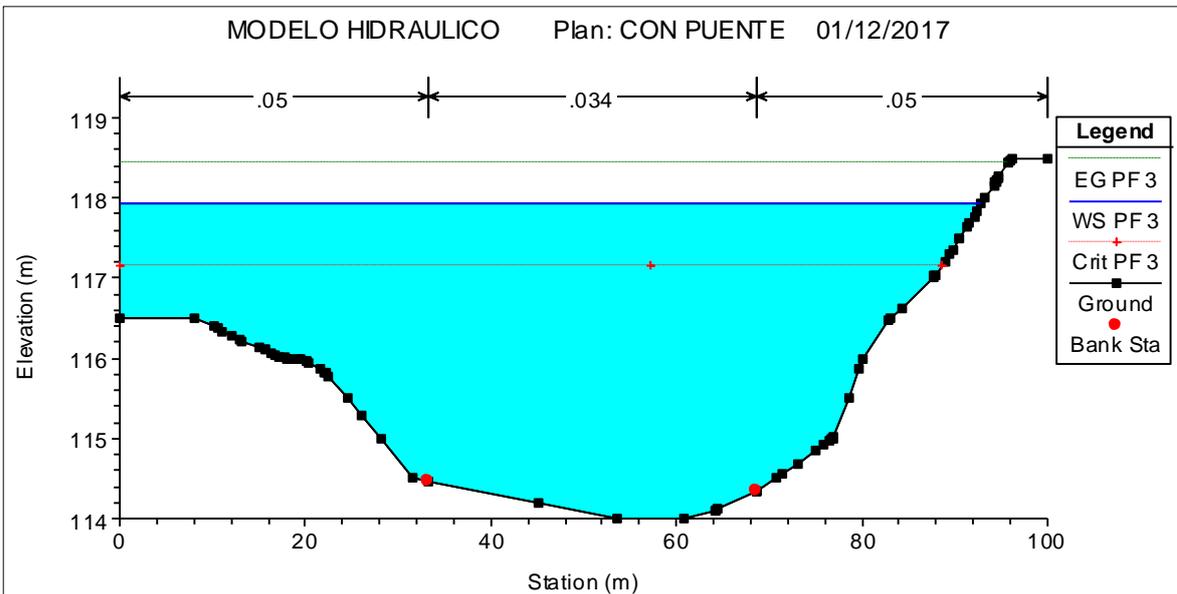


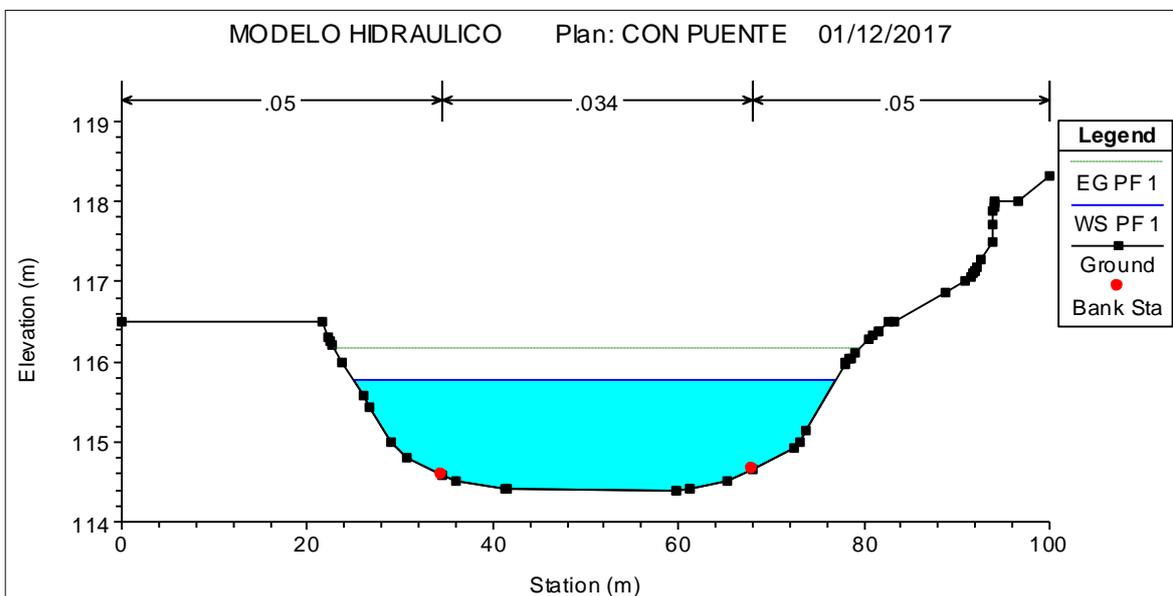
Tabla 51: Resultados para la sección 241.079, para un periodo de retorno de  $T = 500$  años.

Plan: PUENTE CHOROBAL ELINCA RS: 241.079 Profile: T=500					
E.G. Elev (m)	118.44	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.52	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	117.92	Reach Len. (m)	1	1	1
Crit W.S. (m)	117.15	Flow Area (m <sup>2</sup> )	67.85	132.91	47.75
E.G. Slope (m/m)	0.002591	Area (m <sup>2</sup> )	67.85	132.91	47.75
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	664.37	Flow (m <sup>3</sup> /s)	108	480.71	75.66
Top Width (m)	92.79	Top Width (m)	33.16	35.38	24.25
Vel Total (m/s)	2.67	Avg. Vel. (m/s)	1.59	3.62	1.58
Max Chl Dpth (m)	3.92	Hydr. Depth (m)	2.05	3.76	1.97
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	13052.2	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	2121.8	9444	1486.5
Length Wtd. (m)	1	Wetted Per. (m)	34.7	35.39	24.58
Min Ch El (m)	114	Shear (N/m <sup>2</sup> )	49.68	95.41	49.35
Alpha	1.42	Stream Power (N/m s)	79.08	345.07	78.2
Frctn Loss (m)	0	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	11.81	32.34	11.84
C & E Loss (m)	0.16	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	7.06	9.66	6.53



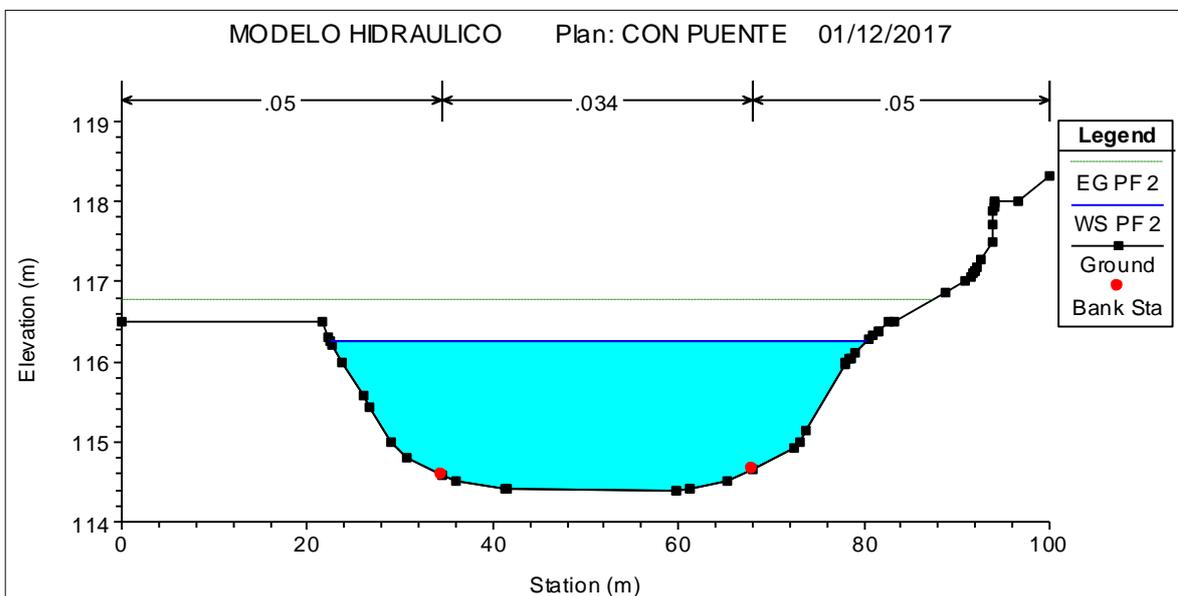
Resultados para la sección 261.09, para un periodo de retorno de T = 50 años.

Plan: PUENTE CHOROBAL EL INCA RS: 261.0933 Profile: T= 50					
E.G. Elev (m)	116.17	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.39	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	115.78	Reach Len. (m)	20.04	20.01	20.01
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	7.13	45.17	6.42
E.G. Slope (m/m)	0.006528	Area (m2)	7.13	45.17	6.42
Q Total (m3/s)	148.56	Flow (m3/s)	9.44	130.9	8.22
Top Width (m)	52.06	Top Width (m)	9.53	33.53	9
Vel Total (m/s)	2.53	Avg. Vel. (m/s)	1.32	2.9	1.28
Max Chl Dpth (m)	1.4	Hydr. Depth (m)	0.75	1.35	0.71
Conv. Total (m3/s)	1838.7	Conv. (m3/s)	116.8	1620.1	101.8
Length Wtd. (m)	20.01	Wetted Per. (m)	9.62	33.54	9.09
Min Ch El (m)	114.38	Shear (N/m2)	47.46	86.22	45.2
Alpha	1.19	Stream Power (N/m s)	62.81	249.86	57.91
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	1.85	13.84	1.84
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	2.39	10.35	2.44



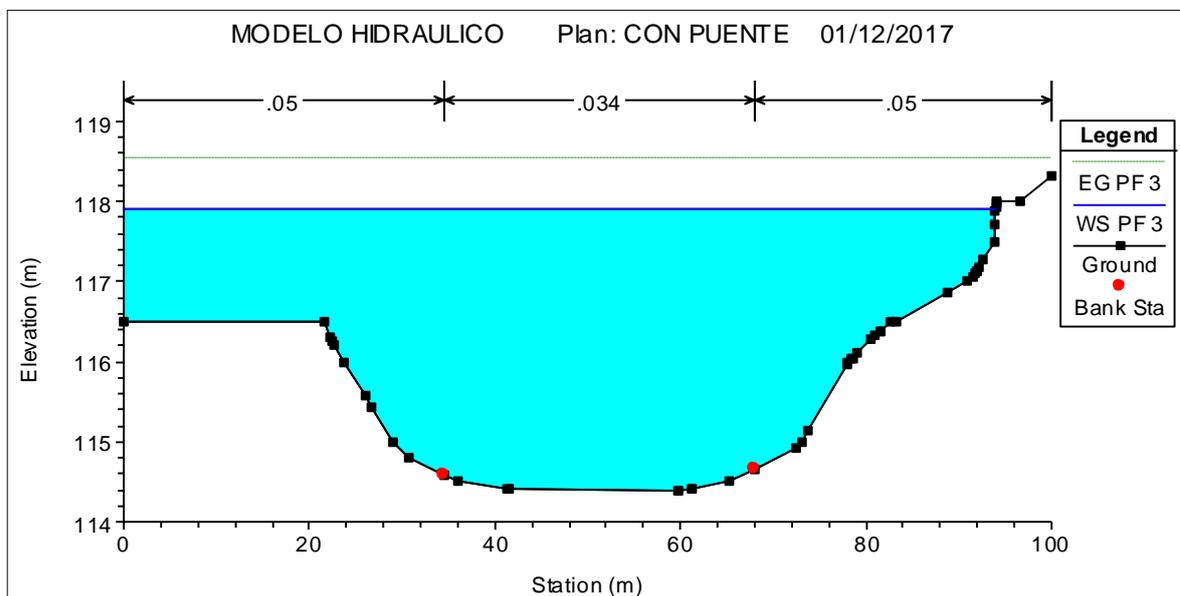
Resultados para la sección 261.09, para un periodo de retorno de T = 100 años.

Plan: PUENTE CHOROBAL EL INCA RS: 261.0933 Profile: T=100					
E.G. Elev (m)	116.78	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.52	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	116.26	Reach Len. (m)	20.04	20.01	20.01
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	12.27	61.12	11.4
E.G. Slope (m/m)	0.006014	Area (m2)	12.27	61.12	11.4
Q Total (m3/s)	243.77	Flow (m3/s)	19.14	207.99	16.64
Top Width (m)	57.89	Top Width (m)	12.01	33.53	12.35
Vel Total (m/s)	2.88	Avg. Vel. (m/s)	1.56	3.4	1.46
Max Chl Dpth (m)	1.88	Hydr. Depth (m)	1.02	1.82	0.92
Conv. Total (m3/s)	3143.4	Conv. (m3/s)	246.9	2682	214.6
Length Wtd. (m)	20.01	Wetted Per. (m)	12.15	33.54	12.48
Min Ch El (m)	114.38	Shear (N/m2)	59.54	107.47	53.87
Alpha	1.24	Stream Power (N/m s)	92.92	365.72	78.66
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	3.25	18.74	3.29
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	3.44	10.35	3.62



Resultados para la sección 261.09, para un periodo de retorno de T = 500 años.

Plan: PUENTE CHOROBAL EL INCA RS: 261.0933 Profile: T=500					
E.G. Elev (m)	118.54	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.64	Wt. n-Val.	0.05	0.034	0.05
W.S. Elev (m)	117.9	Reach Len. (m)	20.04	20.01	20.01
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	63.56	116.28	46.92
E.G. Slope (m/m)	0.003605	Area (m2)	63.56	116.28	46.92
Q Total (m3/s)	664.37	Flow (m3/s)	111.45	470.36	82.56
Top Width (m)	93.97	Top Width (m)	34.44	33.53	26
Vel Total (m/s)	2.93	Avg. Vel. (m/s)	1.75	4.04	1.76
Max Chl Dpth (m)	3.52	Hydr. Depth (m)	1.85	3.47	1.8
Conv. Total (m3/s)	11065.9	Conv. (m3/s)	1856.3	7834.4	1375.2
Length Wtd. (m)	20.02	Wetted Per. (m)	36.02	33.54	26.45
Min Ch El (m)	114.38	Shear (N/m2)	62.38	122.55	62.7
Alpha	1.45	Stream Power (N/m s)	109.38	495.71	110.32
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	13.13	34.83	12.79
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	7.73	10.35	7.04



#### 4.4.5. Socavación general

Tabla 52: Socavación general mediante Ll.Van Levediev.

**EVALUACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE DEL RIO CHOROBAL**  
**SECTOR : EL INCA**  
**Caudal : Q = 664.37 m3/seg**

**METODO DE LL. LIST VAN LEVEDIEV**

$$ts = (a \cdot e^{0.5}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta)^{1/(k+1)}$$

$$ts = (a \cdot e^{0.5}) / (0.60 W^{1.6} \beta)^{1/(k+1)}$$

.....(1) Suelos No Cohesivos  
 .....(2) Suelos Cohesivos

Sección Hidráulica	Elevación del Terreno Natural sin socavación (m.s.n.m)	Elevación de la superficie de agua (m.s.n.m)	Elevación del fondo de río con socavación	Caudal de Diseño Q (m3/s)	Altura Hidráulica (m)	Ancho del Espejo de agua (m)		Coeficiente de contracción		Coeficiente Beta (Tabla Nº 03)	Estrados de Perfil del Suelo		Tirante en la Progresiva		Coeficiente Alfa $a = Q / (t^{0.5} B \mu)$	Socavación General		Profundidad de socavación (Hs)	Profundidad de socavación Promedio (Hs)
						B	u	u	β		Tipo de Material	Dm	No Cohesivo ... (f)	X		t	No Cohesivo		
0+441.09	116.50	120.19	116.17	664.37	3.17	88.37	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.69	1.11	4.02	0.33	0.33		
0+421.09	116.50	120.21	116.59	664.37	3.25	98.21	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.71	0.96	3.62	(0.09)	0.63		
0+401.09	116.50	120.03	115.87	664.37	2.74	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.53	1.25	4.16	1.80	1.80		
0+392.11	116.47	119.72	114.67	664.37	2.18	98.59	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.25	1.86	5.05	1.55	1.55		
0+381.09	116.01	119.73	114.46	664.37	2.39	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.72	1.57	5.27	0.31	0.31		
0+361.09	116.01	119.83	115.69	664.37	2.98	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.83	1.09	4.14	0.88	0.88		
0+352.44	116.09	119.77	115.21	664.37	2.51	109.56	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.68	1.32	4.56	1.20	1.20		
0+341.09	116.00	119.60	114.80	664.37	2.49	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.60	1.47	4.80	3.02	3.02		
0+330.99	115.50	119.05	112.48	664.37	1.92	99.40	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.55	2.28	6.57	4.33	4.33		
0+321.09	115.00	117.68	110.67	664.37	1.48	88.02	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	2.68	3.97	7.01	4.86	4.86		
0+301.09	114.59	117.08	109.73	664.37	1.35	85.26	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	2.49	4.77	7.35	1.87	1.87		
0+281.09	114.50	117.92	112.63	664.37	2.24	96.33	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.42	1.82	5.29	1.24	1.24		
0+261.09	114.38	117.90	112.80	664.37	2.41	93.97	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.52	1.65	5.10	1.95	1.95		
0+241.08	114.00	117.92	112.76	664.37	2.68	92.79	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.92	1.40	5.16	2.83	2.83		
0+227.06	113.71	117.28	111.76	664.37	2.21	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.57	1.79	5.52	1.89	1.89		
0+201.00	113.50	116.83	110.67	664.37	1.89	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.33	2.32	6.16	2.20	2.20		
0+180.99	113.50	116.66	111.61	664.37	2.10	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.16	1.95	5.05	1.29	1.29		
0+160.99	113.28	116.46	111.08	664.37	2.01	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.18	2.10	5.38	1.72	1.72		
0+140.98	113.00	116.58	111.71	664.37	2.45	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.58	1.51	4.87	1.21	1.21		
0+120.97	113.00	116.38	111.28	664.37	2.23	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.38	1.76	5.10	0.91	0.91		
0+100.97	113.00	116.40	111.79	664.37	2.43	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.40	1.53	4.61	0.88	0.88		
0+080.96	113.00	116.38	112.09	664.37	2.56	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.38	1.40	4.29	0.60	0.60		
0+060.96	112.50	116.35	111.52	664.37	2.65	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.85	1.32	4.83	0.52	0.52		
0+040.95	112.50	116.35	111.90	664.37	2.83	100.00	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.85	1.19	4.45	1.09	1.09		
0+020.94	112.50	116.31	111.98	664.37	3.03	91.12	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.81	1.16	4.33				
0+000.94	112.50	116.06	111.41	664.37	3.09	71.51	0.99	1.05	1.05	No Cohesivos	15.61	0.3288	3.56	1.43	4.65				

Ilustración 36: Socavación general mediante Ll. Van Levediev

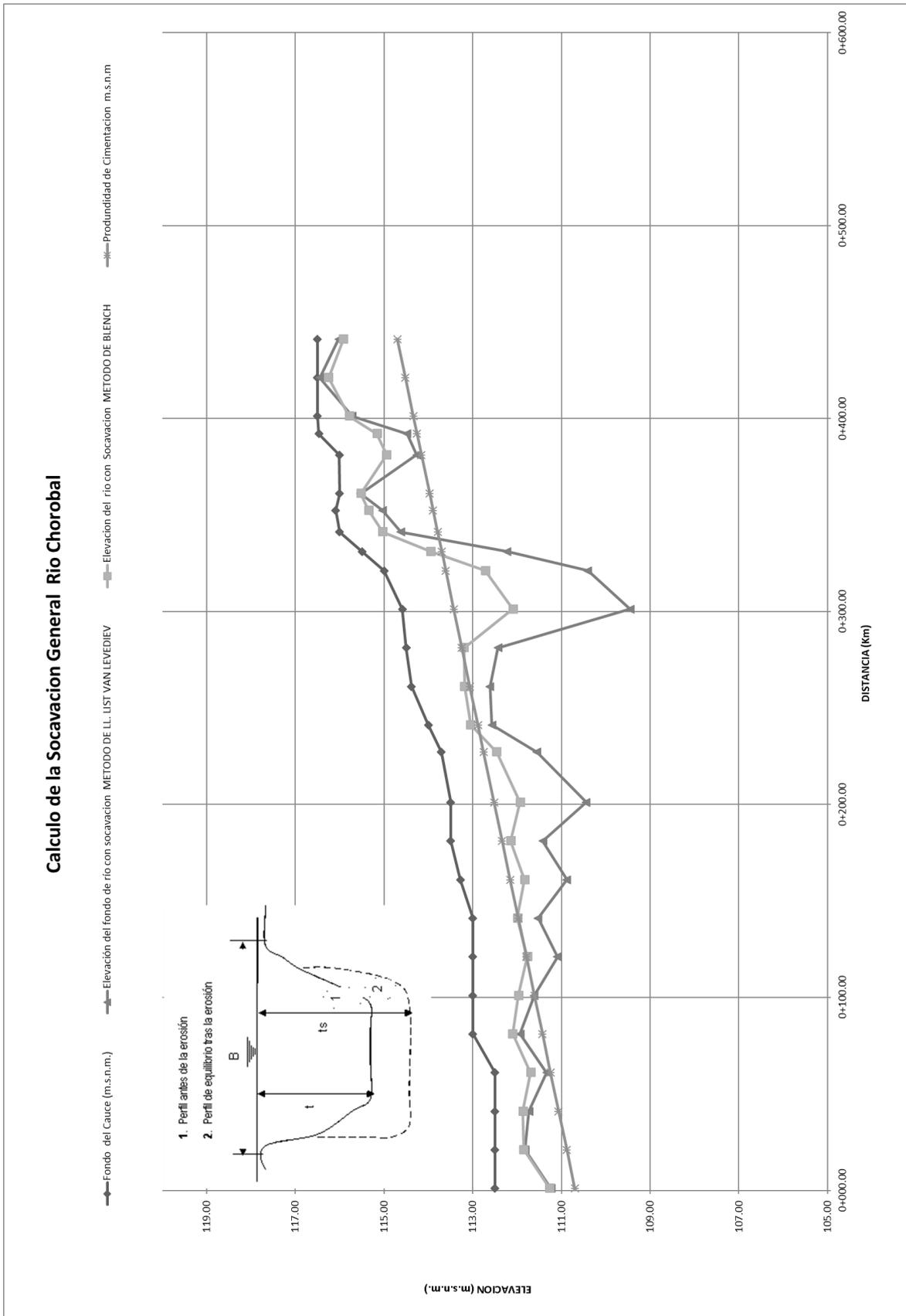


Tabla 53: Socavación general mediante Blench.

EVALUACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE DEL RIO CHOROBAL  
SECTOR :EL INCA

Q = 664.37 m<sup>3</sup>/seg

METODO DE BLENCH

$$h_s = 1.20[q^{2/3}/(D_{50})^{1/6}]$$

valida para arenas de tamaño 0.06 mm < d<sub>50</sub> ≤ 2.00 mm;

$$h_s = 1.23[q^{2/3}/(D_{50})^{1/12}]$$

valida para arenas de tamaño d<sub>50</sub> > 2.00 mm.

q<sub>i</sub> (m<sup>3</sup>/s/m) : Caudal unitario del flujo de la corriente.

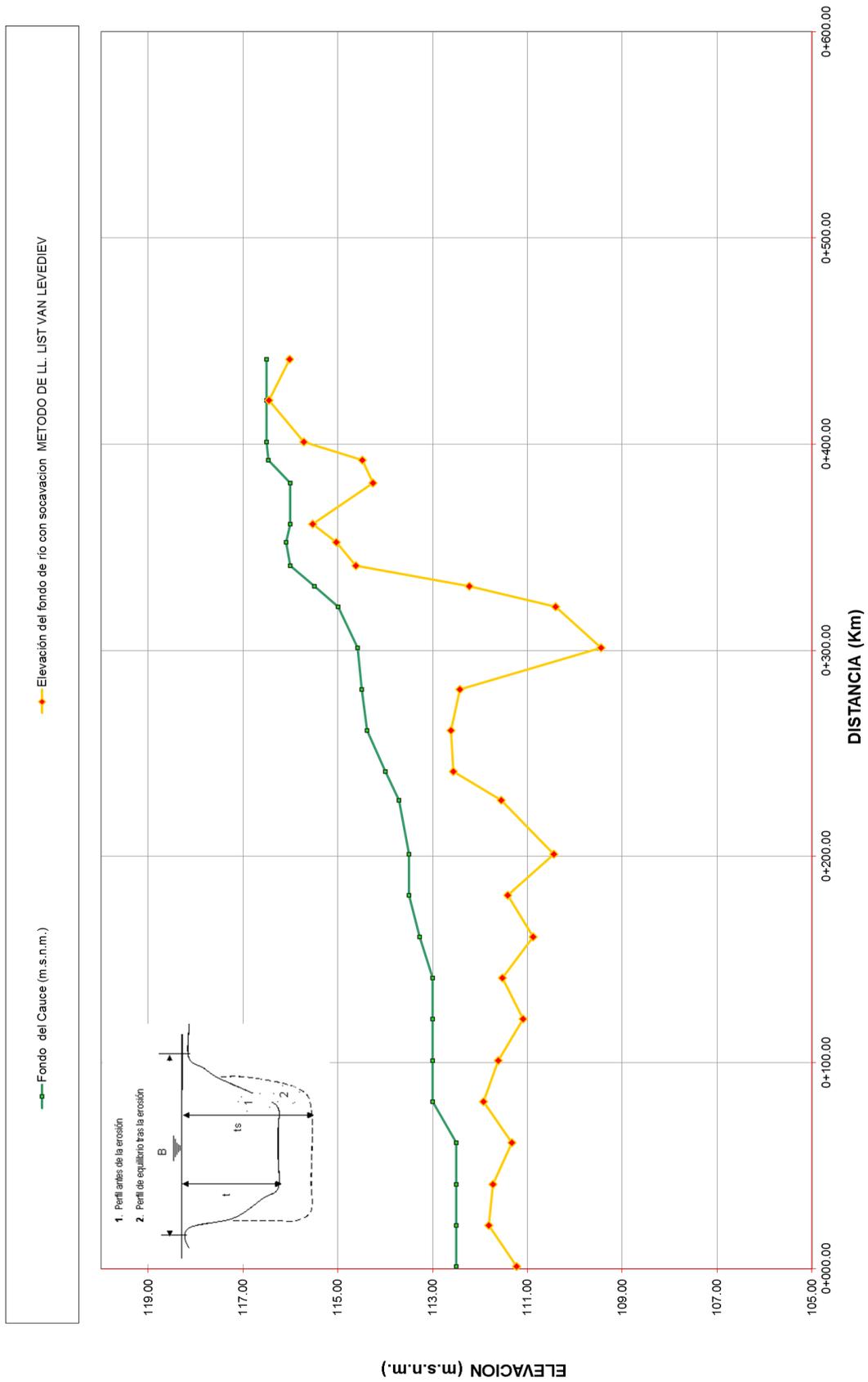
q = Q/B B: (m): Ancho de sección mojada de la corriente.

D<sub>50</sub>: (mm): Tamaño que participa en composición granulométrica con 50.00%.

Caudal de Diseño, (m <sup>3</sup> /s):		664.37						Ecuación de Blench (b)		Profundidad de Socavación Promedio (m)
Sección Hidráulica (Km.)	Elevación del fondo de río sin socavación (m.s.n.m)	Elevación de la superficie de agua (m.s.n.m.)	Altura Hidráulica (m)	Caudal de Diseño Q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s/m)	D <sub>50</sub> D <sub>m</sub> (mm)	hs (m)	ds (m)	Elevación del río con Socavación METODO DE BLENCH	
0+441.09	116.50	120.19	3.17	664.37	7.52	15.61	3.75	0.58	115.92	
0+421.09	116.50	120.21	3.25	664.37	6.76	15.61	3.50	0.25	116.25	
0+401.09	116.50	120.03	2.74	664.37	6.64	15.61	3.46	0.72	115.78	
0+392.11	116.47	119.72	2.18	664.37	6.74	15.61	3.49	1.31	115.16	
0+381.09	116.01	119.73	2.39	664.37	6.64	15.61	3.46	1.07	114.94	
0+361.09	116.00	119.83	2.98	664.37	6.64	15.61	3.46	0.48	115.52	
0+352.44	116.09	119.77	2.51	664.37	6.06	15.61	3.25	0.74	115.35	
0+341.09	116.00	119.60	2.49	664.37	6.64	15.61	3.46	0.97	115.03	
0+330.99	115.50	119.05	1.92	664.37	6.68	15.61	3.47	1.55	113.95	
0+321.09	115.00	117.68	1.48	664.37	7.55	15.61	3.76	2.28	112.72	
0+301.09	114.59	117.08	1.35	664.37	7.79	15.61	3.85	2.50	112.09	
0+281.09	114.50	117.92	2.24	664.37	6.90	15.61	3.54	1.30	113.20	
0+261.09	114.38	117.90	2.41	664.37	7.07	15.61	3.60	1.19	113.19	1.12
0+241.08	114.00	117.92	2.68	664.37	7.16	15.61	3.63	0.95	113.05	
0+227.06	113.71	117.28	2.21	664.37	6.64	15.61	3.46	1.25	112.46	
0+201.00	113.50	116.83	1.89	664.37	6.64	15.61	3.46	1.57	111.93	
0+180.99	113.50	116.66	2.10	664.37	6.64	15.61	3.46	1.36	112.14	
0+160.99	113.28	116.46	2.01	664.37	6.64	15.61	3.46	1.45	111.83	
0+140.98	113.00	116.58	2.45	664.37	6.64	15.61	3.46	1.01	111.99	
0+120.97	113.00	116.38	2.23	664.37	6.64	15.61	3.46	1.23	111.77	
0+100.97	113.00	116.40	2.43	664.37	6.64	15.61	3.46	1.03	111.97	
0+080.96	113.00	116.38	2.56	664.37	6.64	15.61	3.46	0.90	112.10	
0+060.96	112.50	116.35	2.65	664.37	6.64	15.61	3.46	0.81	111.69	
0+040.95	112.50	116.35	2.83	664.37	6.64	15.61	3.46	0.63	111.87	
0+020.94	112.50	116.31	3.03	664.37	7.29	15.61	3.68	0.65	111.85	
0+000.94	112.50	116.06	3.09	664.37	9.29	15.61	4.32	1.23	111.27	

Ilustración 37: Socavación general mediante Blench.

Calculo de la Socavacion General Rio Chorobal



#### 4.4.6. Socavación local en estribos y pilares

Tabla 54: Calculo de la socavación local por contracción para  $T=100$  años

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
Input Data	Left	Channel	Right
Average Depth (m):	1.02	1.82	0.92
Approach Velocity (m/s):	1.56	3.4	1.46
Br Average Depth (m):	0.62	1.98	1.18
BR Opening Flow (m <sup>3</sup> /s):	10.69	209.1	23.98
BR Top WD (m):	16.57	33.38	12.39
Grain Size D50 (mm):	15.61	15.61	15.61
Approach Flow (m <sup>3</sup> /s):	19.14	207.99	16.64
Approach Top WD (m):	12.01	33.53	12.35
K1 Coefficient:	0.64	0.64	0.59
Results			
Scour Depth Ys (m):	0	0	0
Critical Velocity (m/s):	1.55	1.71	1.52
Equation:	Live	Live	Clear

Tabla 55: Calculo de la socavación local en pilares para  $T=100$  años

Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape:	Round nose
Pier Width (m):	2
Grain Size D50 (mm):	15.61
Depth Upstream (m):	2.13
Velocity Upstream (m/s):	2.76
K1 Nose Shape:	1
Pier Angle:	0
Pier Length (m):	12
K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.3
Grain Size D90 (mm):	31
K4 Armouring Coef:	1
Results	
Scour Depth Ys (m):	4.28
Froude #:	0.6
Equation:	CSU equation

Tabla 56: Calculo de la socavación local en estribos para  $T=100$  años

Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	0	85
Toe Sta at appr (m):	1.28	84.43
Abutment Length (m):	12.01	12.35
Depth at Toe (m):	-0.2	-0.41
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90	90
K2 Skew Coef:	1	1
Projected Length L' (m):	12.01	12.35
Avg Depth Obstructed $Y_a$ (m):	1.02	0.92
Flow Obstructed $Q_e$ (m <sup>3</sup> /s):	19.14	16.64
Area Obstructed $A_e$ (m <sup>2</sup> ):	12.27	11.4
Results		
Scour Depth $Y_s$ (m):	5.36	5.03
$Q_e/A_e = V_e$ :	1.56	1.46
Froude #:	0.49	0.49
Equation:	Froehlich	Froehlich

Ilustración 38: Gráfico de la socavación local en estribos y pilares para  $T=100$  años

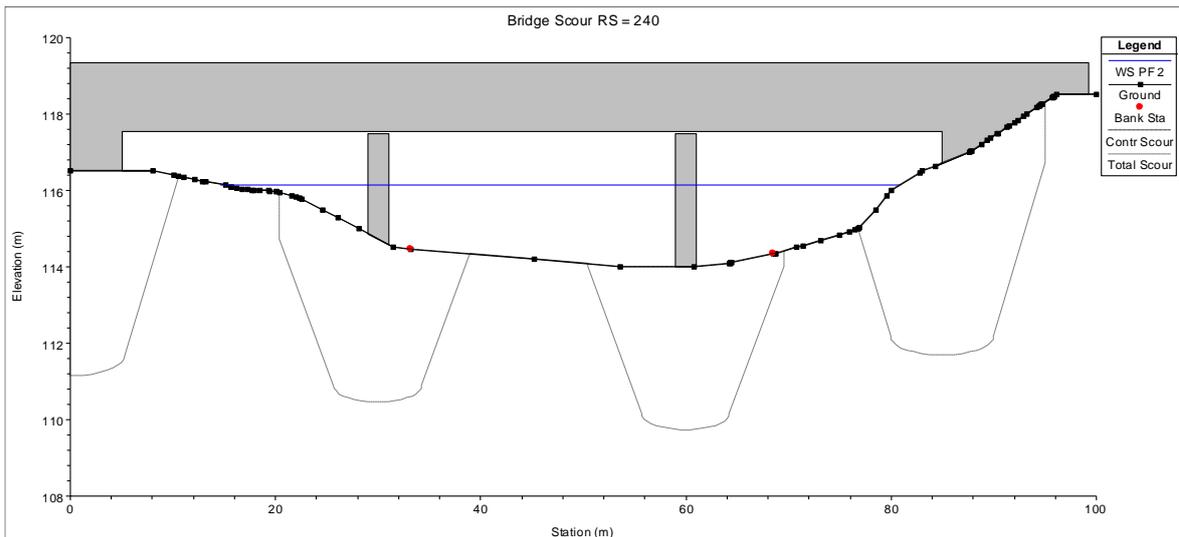


Tabla 57: Calculo de la socavación local por contracción para T=500 años

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
Input Data	Left	Channel	Right
Average Depth (m):	1.85	3.47	1.8
Approach Velocity (m/s):	1.75	4.04	1.76
Br Average Depth (m):	1.36	3.03	1.87
BR Opening Flow (m <sup>3</sup> /s):	70.68	510.31	83.38
BR Top WD (m):	26.16	33.38	16.46
Grain Size D50 (mm):	15.61	15.61	15.61
Approach Flow (m <sup>3</sup> /s):	111.45	470.36	82.56
Approach Top WD (m):	34.44	33.53	26
K1 Coefficient:	0.64	0.64	0.64
Results			
Scour Depth Ys (m):	0.13	0.7	0.56
Critical Velocity (m/s):	1.71	1.9	1.7
Equation:	Live	Live	Live

Tabla 58: Calculo de la socavación local en pilares para T=500 años

Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape:	Round nose
Pier Width (m):	2
Grain Size D50 (mm):	15.61
Depth Upstream (m):	3.76
Velocity Upstream (m/s):	3.62
K1 Nose Shape:	1
Pier Angle:	0
Pier Length (m):	12
K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.3
Grain Size D90 (mm):	31
K4 Armouring Coef:	1
Results	
Scour Depth Ys (m):	5.19
Froude #:	0.6
Equation:	CSU equation

Tabla 59: Calculo de la socavación local en estribos por Froehlich, para  $T=500$  años

Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	0	85
Toe Sta at appr (m):	1.28	84.43
Abutment Length (m):	34.44	26
Depth at Toe (m):	1.42	1.22
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90	90
K2 Skew Coef:	1	1
Projected Length L' (m):	34.44	26
Avg Depth Obstructed $Y_a$ (m):	1.85	1.8
Flow Obstructed $Q_e$ (m <sup>3</sup> /s):	111.45	82.56
Area Obstructed $A_e$ (m <sup>2</sup> ):	63.56	46.92
Results		
Scour Depth $Y_s$ (m):	10.44	9.37
$Q_e/A_e = V_e$ :	1.75	1.76
Froude #:	0.41	0.42
Equation:	Froehlich	Froehlich

Tabla 60: Combinaciones de la profundidad de socavación según Froehlich, para  $T=500$  años.

Combined Scour Depths		
Pier Scour + Contraction Scour (m):	Left Bank:	5.32
	Channel:	5.89
Left abutment scour + contraction scour (m):		10.57
Right abutment scour + contraction scour (m):		9.94

Tabla 61: Calculo de la socavación local en estribos por Hire, para T=500 años

Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	0	85
Toe Sta at appr (m):	1.28	84.43
Abutment Length (m):	34.44	26
Depth at Toe (m):	1.42	1.22
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90	90
K2 Skew Coef:	1	1
Projected Length L' (m):	34.44	26
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.85	1.8
Flow Obstructed Qe (m3/s):	111.45	82.56
Area Obstructed Ae (m2):	63.56	46.92
Results		
Scour Depth Ys (m):	7.79	6.85
Froude #:	0.43	0.46
Equation:	HIRE	HIRE

Tabla 62: Combinaciones de la profundidad de socavación según Hire, para T=500 años.

Combined Scour Depths		
Pier Scour + Contraction Scour (m):		
	Left Bank:	5.32
	Channel:	5.89
Left abutment scour + contraction scour (m):		7.93
Right abutment scour + contraction scour (m):		7.41

Ilustración 39: Gráfico de la socavación local en estribos y pilares, según Froehlich, para  $T=500$  años

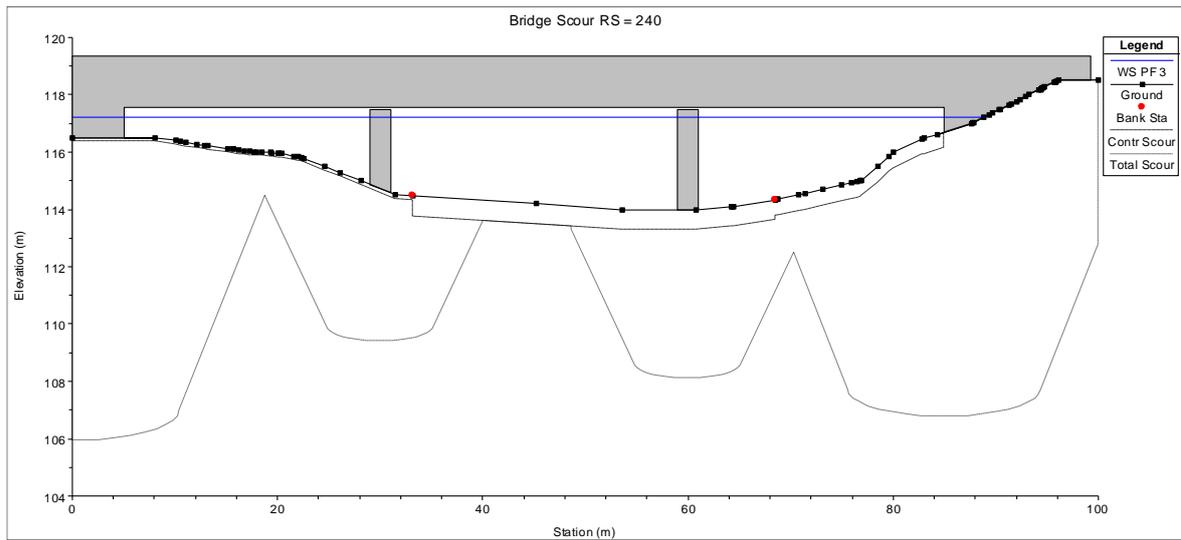


Ilustración 40: Gráfico de la socavación local en estribos y pilares, según Hire, para  $T=500$  años

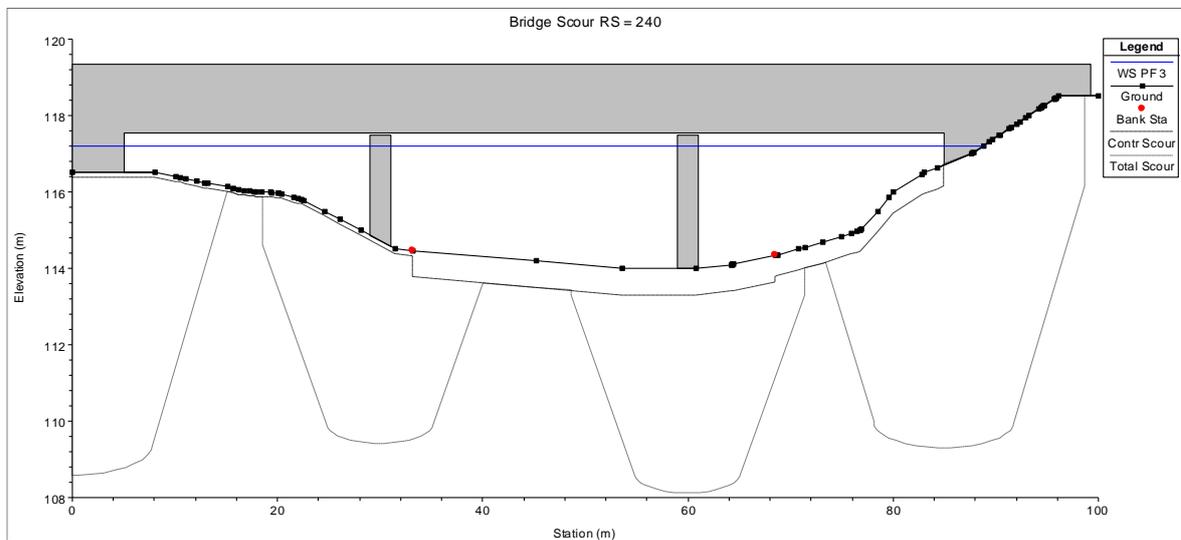


Tabla 63: Resumen del cálculo de la socavación total.

Elemento	Tr (años)	caudal (m <sup>3</sup> /s)	Socavacion General (m)	Socavacion Local (m)	Socavacion Total (m)
Estribo Derecho	500	664.77	1.88	7.41	9.29
Estribo Izquierdo			1.88	7.93	9.81
Pilar 1			1.88	5.32	7.20
Pilar 2			1.88	5.89	7.77

## **CAPITULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

### **5.1. Estudios topográficos**

Se realizó el levantamiento topográfico mediante el método de la poligonal cerrada, con una estación total y su respectivo prisma, teniendo los BM utilizados para el estudio del expediente del puente, obteniendo una nube de puntos, los cuales fueron tratados con el software Civil 3D, en donde se levantó 250 m aguas arriba y 200 m aguas abajo, al obtener la superficie notamos que al inicio y al final del cauce del río encontramos una parte semi-plana con una pendiente muy pequeña, se optó por tomar secciones transversales con 50 m de ancho a cada lado del eje del río Chorobal.

Por otro lado, se analizó el puente con un enfoque global, observando que la ubicación del puente no es la idea, ya que el puente tiene una inclinación de  $41^\circ$  respecto al eje del río, lo cual no es recomendable, porque aumenta la luz libre, por consiguiente, aumenta las dimensiones de las estructuras de apoyo como los estribos y pilares, por ende, dichas estructuras interrumpen el paso libre del agua, generando así mayor socavación.

### **5.2. Estudio de mecánica de suelos**

Se realizó dicho estudio, obteniendo 4 calicatas de una profundidad de 1.8 m – 2.0 m; éstas fueron utilizadas para extraer las muestras de 6 kg, como material suelto y mixto, ya que en el cauce principal como en los márgenes derecho e izquierdo, para su posterior análisis en el laboratorio de la UPAO.

Se realizó los ensayos de peso volumétrico y granulometría del material del lecho, se clasifico del suelo, según SUCS, es grava arenosa (GW-SG), con un  $D_{50}$ : 15.61 mm, y un peso volumétrico seco de  $1.80 \text{ tn/m}^3$ , los cuales servirán para calcular la socavación general y local en estribos y pilares.

### **5.3. Estudio Hidrológico**

Se realizó dicho estudio, para obtener los parámetros geomorfológicos de la sub-cuenca Chorobal, la cual está dentro de la cuenca Huamansaña, la misma que pertenece a las cartas Nacionales 17-f, 17-g, 18-f y 18-g, en donde la información fue tratada con el software Arc-Gis, para la delimitación manual de la sub-cuenca y a través de las diferentes herramientas extraer los parámetros de forma y de relieve.

Así mismo se pudo observar que el área de la cuenca Huamansaña es de  $1429.32 \text{ km}^2$ , siendo la sub-cuenca Chorobal el 23% del área total.

### **5.3. Estudio Hidráulico**

Se realizó el cálculo del caudal máximo, mediante el software River, el cual cuenta con el método estadístico y el método empírico, así como también el caudal instantáneo, para luego comparar con la envolvente regional de Creager.

Se optó por comparar debido a que la envolvente regional de Creager, se utiliza cuando no hay información hidrométrica o pluviométrica, o en su efecto existen pocos registros históricos, el cual es nuestro caso, ya que contamos solo con información hidrométrica, mas no pluviométrica, con 20 años de registros históricos de caudales máximos diarios, los cuales son medidos por dos estaciones: la estación chorobal y la estación Sifón Huamansaña.

La estación Chorobal se ubica en la intersección del acueducto del canal madre con el río Chorobal. De acuerdo a la evaluación efectuada por el SENAMHI, la sección presenta una fuerte colmatación, producto de las crecidas del hidrológico 1997/98 y las de 1998/99 dejando una luz de 2.5 metros de altura entre el fondo del acueducto y el fondo del cauce del río. El río en época de estiaje trae muy poca agua por lo cual el cauce se limita a la sección ubicada entre la primera y la segunda columna de las siete que soportan el acueducto.

La estación Huamansaña se ubica en la intersección del sifón del canal madre con el río Huamansaña, que es afluente del río Chao. De acuerdo a la evaluación efectuada por el SENAMHI, el tramo se encuentra encauzado en ambos márgenes con enrocado, que le dan a la sección la forma estable de un canal trapezoidal.

En los métodos estadísticos se utilizó el método de Log. Normal, Gumbel y Pearson III, obteniendo caudales de diseño para cada estación, respecto a diferentes periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 150, 300, 500 y 100 años, los cuales son lo más recomendables según el MTC, siendo estos ajustes los que consideramos para el caudal de diseño, basándonos en dos criterios: caudal máximo y el mayor coeficiente de correlación ( $R^2$ ).

Luego se desarrolló el método empírico, en el cual se delimito la sub cuenca hasta las estaciones hidrométricas, mas no hasta la ubicación del puente, debido a que como ya contamos con los datos de la estación hidrométrica, no sería necesario, pero a modo de comparación se lo considero.

Por ende, al igual que con el método de la envolvente regional de Creager, solo se realizó de manera académica, ya que hay muchas zonas en el Perú, en las cuales no hay información,

y este método el uno de los más utilizados cuando no lo exista, por lo cual se creó necesario aplicarlo para su correcto análisis y comprensión.

Llegando así a obtener los caudales máximos mediante los métodos antes mencionados, siendo la estación Chorobal con los caudales del ajuste Pearson III, con un coeficiente de correlación de 0.930, frente al ajuste de Log. Normal con un coeficiente de correlación de 0.899, observando así que ambos ajustes guardan relación entre sí, y de estos extraemos el caudal máximo, para el caudal de diseño según diferentes periodos de retorno. Para la estación Huamansaña, obtuvimos según Log. Normal un coeficiente de correlación de 0.959 frente a Pearson III con un coeficiente de correlación de 0.956, bajo el mismo criterio antes mencionado, se extrajo el caudal de diseño, por ende, según el método empírico, los caudales obtenidos son 3 veces menos que los caudales elegidos; pero según la envolvente de Creager, los caudales obtenidos son un 15% mayor que los caudales elegidos.

#### **5.4. Simulación Hidráulica unidimensional**

Conociendo el caudal de diseño se determinó las características hidráulicas del flujo a su paso a través del puente y de algunas secciones aguas arriba y aguas abajo de este cruce.

Para ello se ha realizado en Software Hec – Ras versión v5.0.3, con el cual se simuló para tres perfiles de flujo para tres periodos de retorno de 50, 100 y 500 años, para analizar progresivamente los datos tales como la velocidad, régimen de flujo, área, ancho superficial, demás características hidráulicas de interés., sabiendo que, para la simulación, el caudal de diseño será para un periodo de retorno de 100 años y para la socavación de 500 años.

Se introdujo la pendiente promedio de la superficie de agua en la zona de estudio, siendo esta 0.0074, la cual oscila entre las pendientes promedio de los ríos de la costa.

Luego se calculó el coeficiente de rugosidad de Manning el cual se ha determinado mediante el Método de Cowan, los valores se obtienen de la siguiente tabla obtenida del libro de Chow “Hidráulica de Canales Abiertos”, siendo 0.05 para los bordes del río, y de 0.034 para el cauce principal, ya que el tramo cercano al emplazamiento del puente ofrece una sección transversal en “U” con taludes entre 2 a 3 m de alto medidos desde el lecho hasta la corona de los taludes, con inclinaciones que oscilan entre 10° a 30° aproximadamente

Una vez ingresadas las secciones transversales y el coeficiente de rugosidad del cauce, al Software Hec Ras v 5.0.3, se ha determinado el nivel de agua máximo en cada sección para

los caudales establecidos del puente, las secciones transversales nos indican los niveles de agua alcanzados en cada una de ellas.

Se analizó inicialmente para un flujo supercrítico, debido a la pendiente, pero al observar la variación de las velocidades se analizó con un flujo mixto, dicho sea de paso, es un flujo supercrítico y subcrítico.

Obteniendo así una llanura de inundación para cada perfil de flujo, en donde con caudal para un periodo de retorno de 100 años, se inunda parcialmente, pero el puente sigue sin tener contacto con el agua, así mismo, en algunas partes la velocidad alcanza hasta 6 m/s la cual genera una socavación en el cauce del río.

## **5.5. Socavación**

Esta simulación nos sirve para estimar la socavación general y local en estribos y pilares, teniendo en cuenta la información de suelos, topografía, hidráulica e hidrológica.

### **5.5.1. Socavación mediante Hec-Ras**

Se usó de métodos tales como la de: CSU, Froehlich y Hire, para la determinación de la socavación local en estribos y pilares.

Obteniendo una socavación local por contracción de 0.7 m en el cauce principal, para un periodo de retorno de 500 años, ya que para un periodo de retorno de 100 años no presento, y en los estribos de 9.29 m según Hire, el cual no da un resultado menor que los valores calculados por el método de Froehlich, por ende, consideramos utilizar Hire debido a que el río Chorobal presenta caudales mínimos época de verano.

### **5.5.1. Socavación mediante expresiones matemáticas**

Se usó de fórmulas planteadas por investigadores Lischvan-Levediev y Blench; para estimar la socavación general.

Se estimó la socavación general, según Ll. Lischvan-Levediev, mediante el promedio de los valores calculados para las distintas secciones, el cual es de 1.88 m, así mismo para el método del Blench, obteniendo 1.12 m.

Utilizando el valor de Lischvan-Levediev, basándonos en el criterio conservador y tradicional.

## **5.6. Estructuras de Protección**

Como podemos observar las profundidades halladas en el software son excesivas para ello se le puede colocar un enrocado al cauce de ambos ríos 20 m aguas arriba y 20 m aguas abajo para de ese modo asegurar una menor profundidad de socavación y una mayor protección a la cimentación de ambos puentes.

Las características del enrocado son de tal forma que abarca todo el ancho interior del lecho del cauce y sirve para fijar el nivel del cauce.

## CONCLUSIONES

Llegamos a las siguientes conclusiones:

1. Se realizó los estudios básicos de ingeniería como topografía y mecánica de suelos, los cuales permitieron obtener información técnica para el modelamientos y simulación hidráulica del puente el Inca proyectado en el río Chorobal.
  - Estudio topográfico, se realizó un levantamiento topográfico para obtener la sección transversal del río Chorobal, del tramo en estudio.
  - Estudio de mecánica de suelos, se obtuvo algunos parámetros del material del lecho necesario para el modelamiento y simulación como el peso volumétrico de 1.8 tn/m<sup>3</sup> y de la curva de granulometría, resultando el diámetro medio (D<sub>50</sub>) de 15.61 mm.
  
2. Se realizó el estudio hidrológico en cual se recopiló información cartográfica del Instituto Geográfico Nacional (IGN) del cual obtuvimos la carta nacional n° 17-F, 18-F y 17-G, 18-G y la información hidrométrica de la cuenca del río Chorobal que nos brindó ANA, en ella existen dos estaciones hidrométricas muy importantes, la estación Chorobal y la estación Huamansaña, mediante éstas obtuvimos caudales máximos diarios del año 1998 al 2017.
  
3. Se procesó la información hidrométrica de ambas estaciones y se obtuvo un caudal de diseño con el software River para diferentes periodos de retorno y por diferentes métodos: Estadístico, Empírico y envolvente regional Creager, elegimos el caudal de diseño para estimar la socavación, de la estación Huamansaña obtenida mediante el método estadístico (Log- normal) por tener mayor coeficiente de correlación que los otros métodos, así mismo un caudal mayor que la estación Chorobal.

<b>ESTACION HUAMANSAÑA (m<sup>3</sup>/s)</b>							
<b>T.R.</b>	<b>Método Estadístico</b>			<b>Método Empírico</b>	<b>Q. Instantáneo</b>	<b>Regional Creager</b>	<b>Caudal de Diseño</b>
	Log Normal	Gumbel	Pearson III				
50	148.556	92.667	136.438	104.00	90.25	253.36	148.556
100	243.773	109.003	217.032	133.00	102.37	298.25	243.773
500	664.369	146.752	549.014	-	130.51	402.48	664.369
<b>Coef. R2</b>	0.959	0.645	0.956				

4. El modelamiento hidráulico se realizó con la ayuda del software HEC-RAS y expresiones matemáticas utilizando los resultados de los estudios básicos y específicos de ingeniería para un periodo de 50, 100 y 500 años.

Obteniendo las siguientes profundidades de socavación:

<b>Elemento</b>	<b>Tr (años)</b>	<b>caudal (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Socavacion General (m)</b>	<b>Socavacion Local (m)</b>	<b>Socavacion Total (m)</b>
<b>Estribo Derecho</b>	500	664.77	1.88	7.41	9.29
<b>Estribo Izquierdo</b>			1.88	7.93	9.81
<b>Pilar 1</b>			1.88	5.32	7.20
<b>Pilar 2</b>			1.88	5.89	7.77

## **RECOMENDACIONES**

Se presentan las siguientes recomendaciones para mejorar y ampliar el trabajo de investigación.

1. Se recomienda ampliar el estudio hidráulico, con la aplicación de otros métodos hidroestadísticos para la determinación de los caudales.
2. Se recomienda capacitarse en el manejo de software para el modelamiento y simulación de ríos en el Perú.
3. Se recomienda analizar cuál es el grado de certeza de la información de las estaciones pluviométricas e hidrométricas
4. Se recomienda realizar el modelamiento y la simulación hidráulica de los ríos unidimensional y bidimensional y comparar resultados.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Gil, Guillermo y Alva, Doris. Metodología de la Investigación Científica. Perú: Editorial Libertad E.I.R.L.1991.
- Mori, Miguel. Investigación científica. Perú, Trujillo: Editorial Multicopias.2011.
- Linsley, K. (1997). Hidrología para ingenieros. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Potter, M y Wiggert, D. (2002). Mecánica de fluidos. México: Internacional Thomson Editores.
- Chow, V. (1982). Hidráulica de los canales abiertos. México: Diana S.A.
- Chow, V. (1994). Hidrología Aplicada. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Chanson, H. (2002). Hidráulica del flujo en canales abiertos. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Sotelo G. (2002). Hidráulica General. Fundamentos. México: Limusa S.A.
- Linsley, K. (1997). Hidrología para ingenieros. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Aguado, Alejandro, (2012). “Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo del riesgo físico”.
- Enciso, Pavel, (2015). “Estudio hidráulico y estimación de socavación en el puente interconexión Muyurina- Ayacucho”.
- Elbio, Felipe, (2016). “Socavación producida por el río Huallaga al puente colpa alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el hec-ras”.
- Bardales, Yeily y Concepción, Liz, (2014). “Modelamiento hidrológico e hidráulico aplicado al cálculo de socavación en puentes Potrero (km 165 + 527.00) y Maygasbamba (km 197 + 688.15), ubicados en carretera chota – Bambamarca – Hualgayoc”.
- Vasquez, Abasalon, (2016). “Manejo y gestión de cuenca hidrográficas”.
- MTC, (2016). “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje”.
- Cahuana, Agustin y Yugar, Weimer, (2009). “Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología”.
- Trau, Wolfgang y Gutierrez, Raul, (1979). “Análisis Regional de las Avenidas de los Ríos del Perú”.

## ANEXOS

### a) Estudio Topográfico

- Fase campo

Vista de los trabajos de levantamiento topográfico con estación total.





## **b) Estudio de Mecánica de Suelos**

### **b.1. Trabajos de Campo**

#### **Calicata C – 1 Margen Derecha del Puente**

0.00 - 0.30 m. Superficialmente se presenta una capa conformada por material de Suelo orgánico en estado suelto.

0.30 – 2.00 m. Luego da paso a una secuencia de Gravas Pobrementemente Graduadas , de color gris, de poca humedad, con la presencia de gravas conforme nos vamos profundizando. Se presenta el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) a 1.50 m.

2.00 - 4.00 m. Luego se da paso a la presencia de material conformado por Grava Arenosa (GW-SW), de color gris oscuro, en estado saturado, con presencia de gravas.



### **Calicata C – 2 Margen Izquierda del Puente**

0.00 - 0.30 m. Superficialmente se presenta una capa conformada por material de Suelo orgánico en estado suelto.

0.30 – 1.80 m. Luego da paso a una secuencia de Gravas Pobrementemente Graduadas , de color gris, de poca humedad, con la presencia de gravas conforme nos vamos profundizando. Se presenta el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) a 1.50 m.

1.80 - 4.00 m. Luego se da paso a la presencia de material conformado por Grava Arenosa (GW-SW), de color gris oscuro, en estado saturado, con presencia de gravas.



### **Calicata C – 3 Margen central Derecha del Puente**

0.00 - 0.30 m. Superficialmente se presenta una capa conformada por material de Suelo orgánico en estado suelto.

0.30 – 2.00 m. Luego da paso a una secuencia de Gravas Pobrementemente Graduadas , de color gris, de poca humedad, con la presencia de gravas conforme nos vamos profundizando. Se presenta el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) a 1.50 m.

2.00 - 4.00 m. Luego se da paso a la presencia de material conformado por Grava Arenosa (GW-SW), de color gris oscuro, en estado saturado, con presencia de gravas.

### **Calicata C – 4 Margen central Izquierda del Puente**

0.00 - 0.30 m. Superficialmente se presenta una capa conformada por material de Suelo orgánico en estado suelto.

0.30 – 1.80 m. Luego da paso a una secuencia de Gravas Pobrementemente Graduadas

, de color gris, de poca humedad con la presencia de gravas conforme nos vamos profundizando. Se presenta el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) a 1.50 m.

1.80 - 4.00 m. Luego se da paso a la presencia de material conformado por Grava Arenosa (GW-SW), de color gris oscuro en estado saturado, con presencia de gravas.



- Trabajos de laboratorio  
Granulometría de agregados

Pesar la muestra seleccionada y llevar al horno por 24 horas a una temperatura de  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ .



-Después de tener el material se deja secar la muestra en el horno por 24 horas a una temperatura de  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ . Luego se pesa la muestra seca que se va a ensayar

- Luego se saca el material del horno, se enfría y se pesa. Obteniendo así W lavado seco



-Se colocan las mallas en forma ordenada: de la más pequeña a la más grande, de abajo hacia arriba. En la parte inferior se coloca una charola y en la parte superior se coloca una tapa. Se vierte el suelo en la malla ubicada en la parte superior (la de mayor abertura),



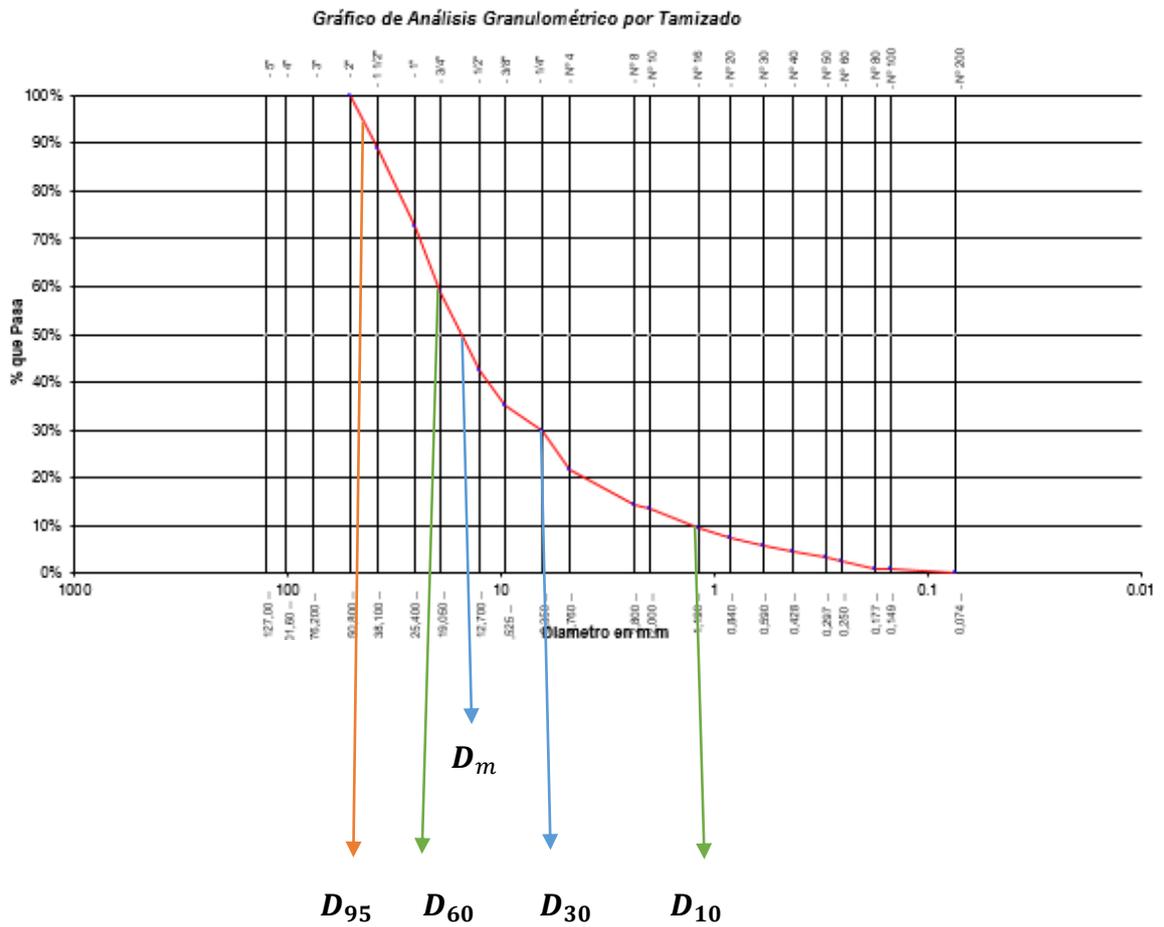
- La muestra se echa por la parte superior de la serie de tamices y luego se sacude por espacio de diez a quince minutos en forma helicoidal. Se debe tener cuidado de no perder material durante el zarandeo.



- Una vez concluido el tamizado, se procede a pesar los pesos retenidos en cada malla y el fondo.



Tamaño Máximo Nominal: es de 1 ½ ”



Para  $D_{10}$  :

$$D_{10} = 2.00 - \frac{(13.37 - 10.00)(2.00 - 1.19)}{13.37 - 9.55} = 1.28$$

Para  $D_{30}$  :

$$D_{30} = 9.525 - \frac{(35.06 - 30.00)(9.525 - 6.35)}{35.06 - 29.86} = 6.43$$

Para  $D_{60}$  :

$$D_{60} = 25.40 - \frac{(72.42 - 60.00)(25.40 - 19.05)}{72.42 - 58.94} = 19.55$$

Coefficiente de Uniformidad ( $C_U$ ):

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

$$C_U = \frac{19.55}{1.28} = 15.27$$

Coefficiente de Curvatura ( $C_C$ ):

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

$$C_C = \frac{(6.43)^2}{19.55 \times 1.28} = 1.65$$

Para diámetro medio  $D_m$  :

$$D_m = 19.05 - \frac{(58.94 - 50.00)(19.05 - 12.70)}{58.94 - 42.43} = 15.61$$

## **b.2.Peso volumétrico seco**

Pesamos los proctor a utilizar.



Llenar el proctor con el agregado.



Llenar el recipiente hasta obtener un pequeño montículo por encima del borde del mismo.



Nivelar el material con una varilla



Medir la masa del recipiente junto con el agregado.

Muestra 01: 6.0158 kg



Muestra 02: 5.7705 kg



Muestra: 01

$$PVS = \frac{(W_{\text{recipiente+material}} - W_{\text{recipiente}})}{V_R} \times 1000$$

Dónde:

$$\begin{aligned}W_{\text{recipiente+material}} &= 6.0158 \text{ (kg)} \\W_{\text{recipiente}} &= 4.1956 \text{ (kg)} \\V_R &= 0.943 \text{ (m}^3\text{)}.\end{aligned}$$

Remplazando

$$PVS = \frac{(6.0158 - 4.1956)}{0.943} \times 1000 = 1930.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Muestra: 02

$$PVS = \frac{(W_{\text{recipiente+material}} - w_{\text{recipiente}})}{V_R} \times 1000$$

Dónde:

$$\begin{aligned}W_{\text{recipiente+material}} &= 5.7705 \text{ (kg)} \\W_{\text{recipiente}} &= 4.1956 \text{ (kg)} \\V_R &= 0.943 \text{ (m}^3\text{)}.\end{aligned}$$

Remplazando

$$PVS = \frac{(5.7705 - 4.1956)}{0.943} \times 1000 = 1670.095 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Peso volumétrico seco  $\text{ton/m}^3$  para estimar la socavación está dado por:

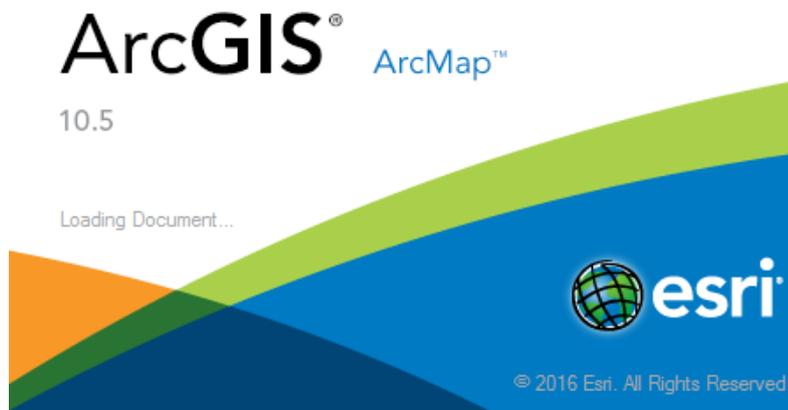
$$PVS_{\text{promedio}} = \frac{(1930.22 - 1670.095)}{2} = 1800.16 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

## c) Estudio hidrológico

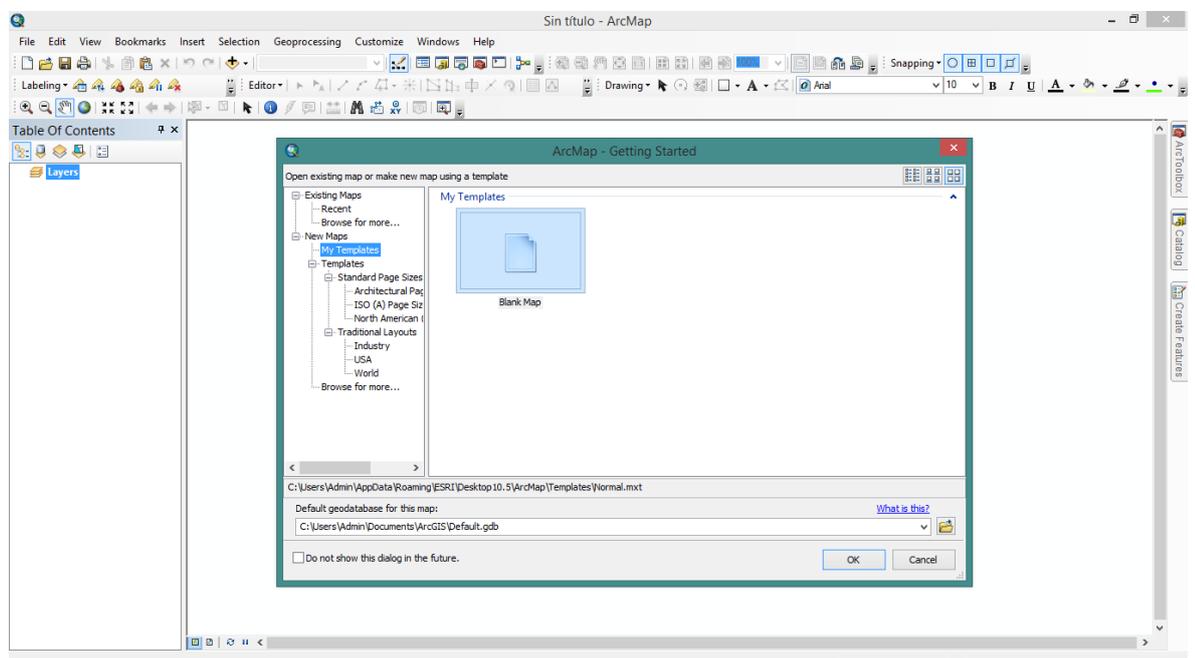
Se obtendrán las características fisiográficas, de la sub-cuenca Chorobal, la cual está dentro de la cuenca Huamansaña, mediante la información de las cartas del IGN a escala 1/100 000.

### c.1. Procesamiento geográfico de la cuenca mediante ArcGIS

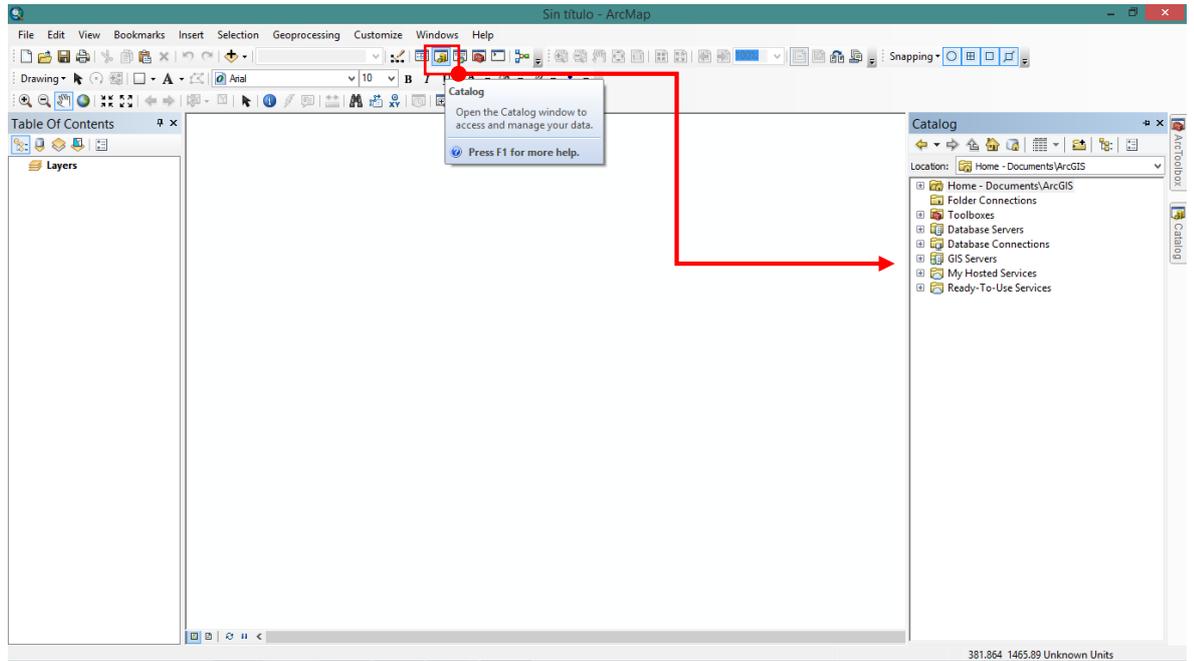
- Descargamos la información necesaria, en formatos ShapeFile (Shp), tales como:
  - Cartas Nacionales, la cual está delimitada en los cuadrantes 17f, 17g, 18f y 18g.
  - Cuencas Hidrográficas.
  - Limites departamentales, provinciales y distritales.
  - Red vial de departamental, provincial y distrital, entre otros.
- Iniciamos Arc-GIS



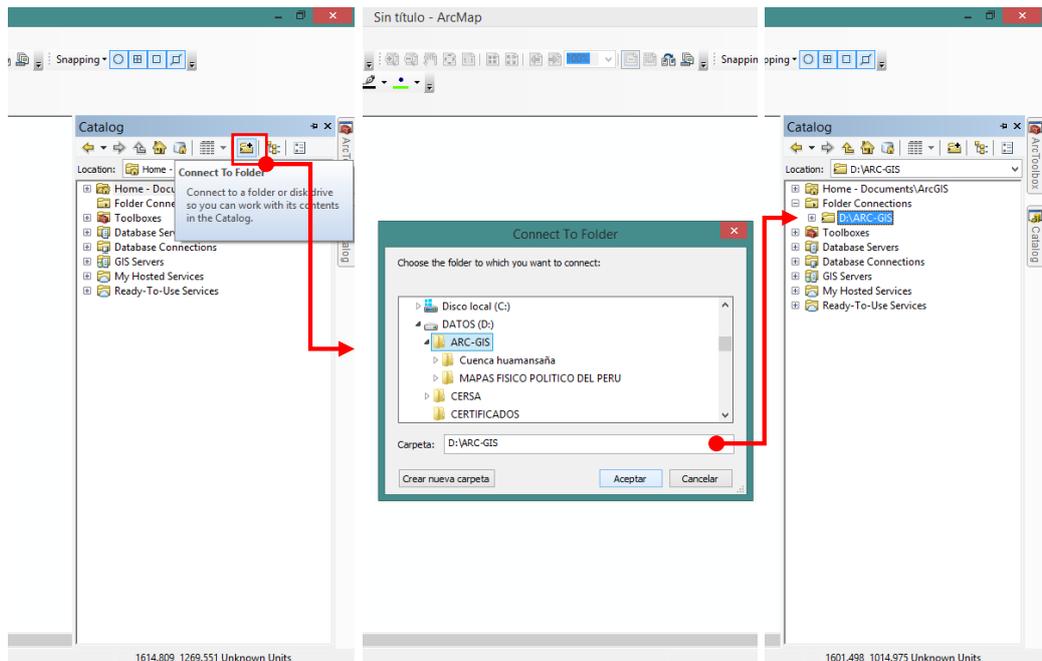
- Abrimos el archivo en blanco por defecto y presionamos “OK”



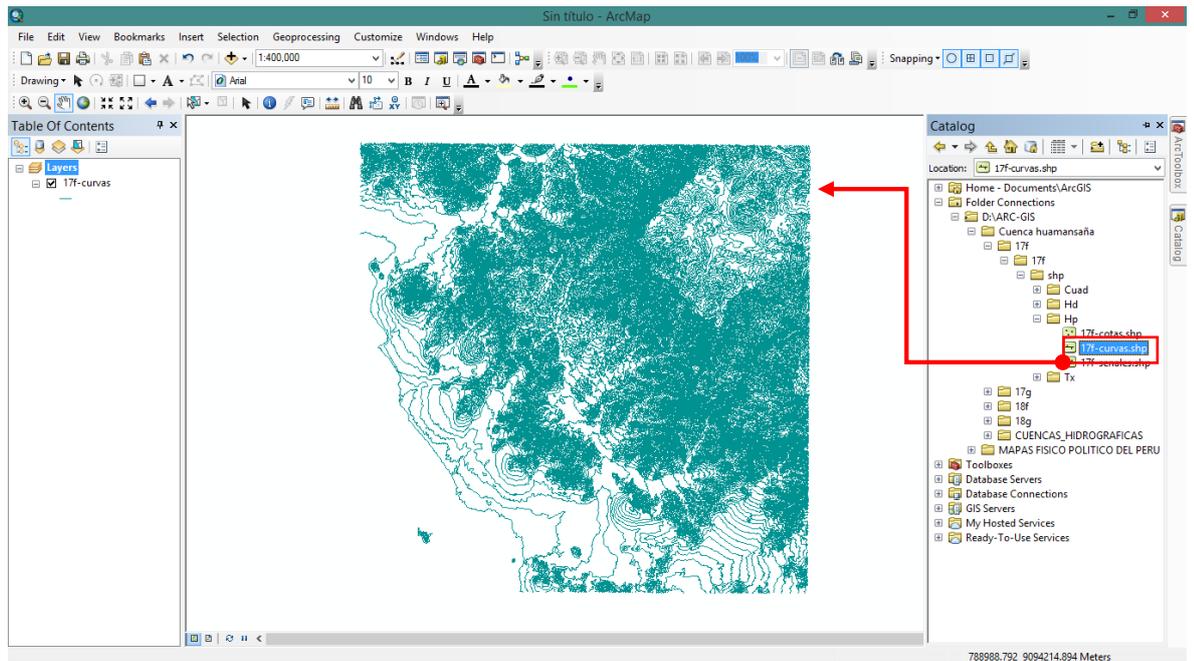
- Accedemos a la carpeta donde se guardó la información para agregarlos al mapa, presionamos “Arc Catalog”  y aparecerá una pestaña en la parte izquierda.



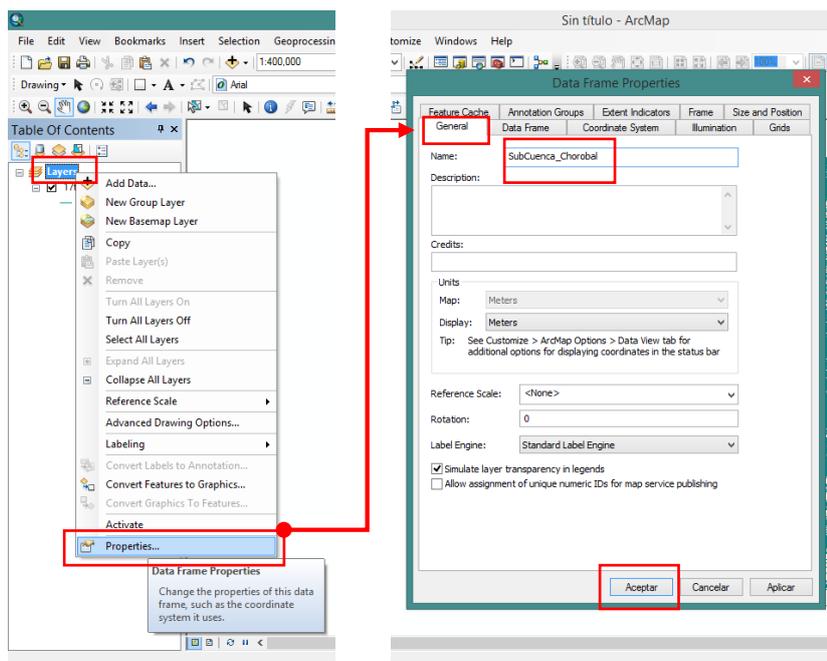
Luego conectamos con nuestra carpeta, presionando “Conect to Folder” , saldrá un recuadro en el cual buscaremos y seleccionaremos la carpeta donde guardamos los archivos y aceptamos.



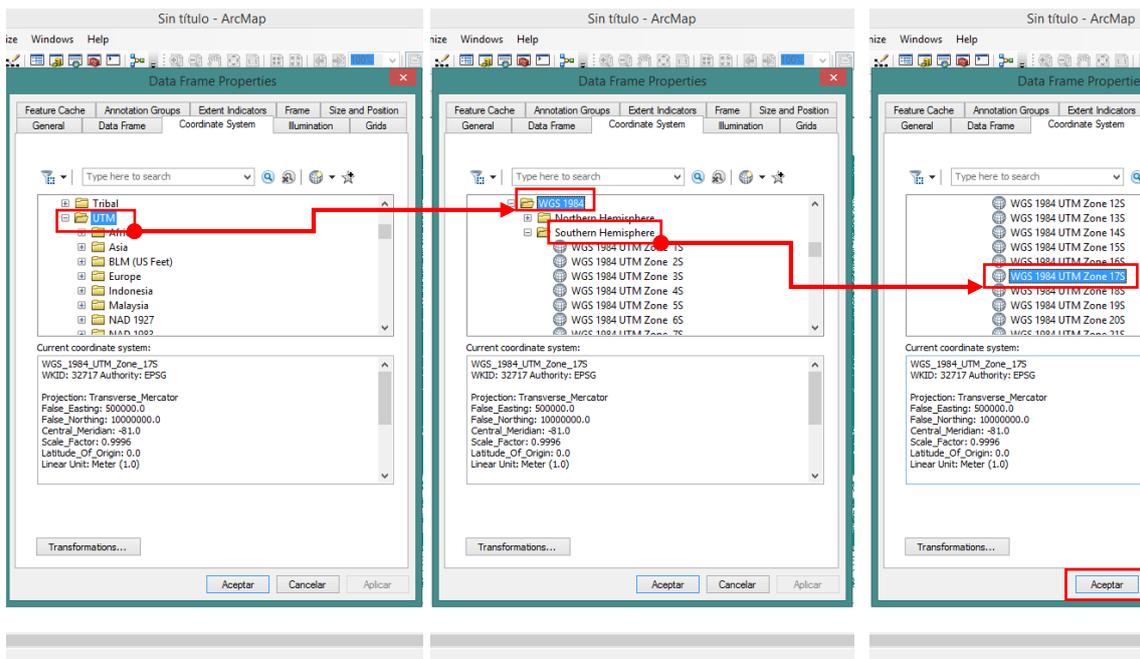
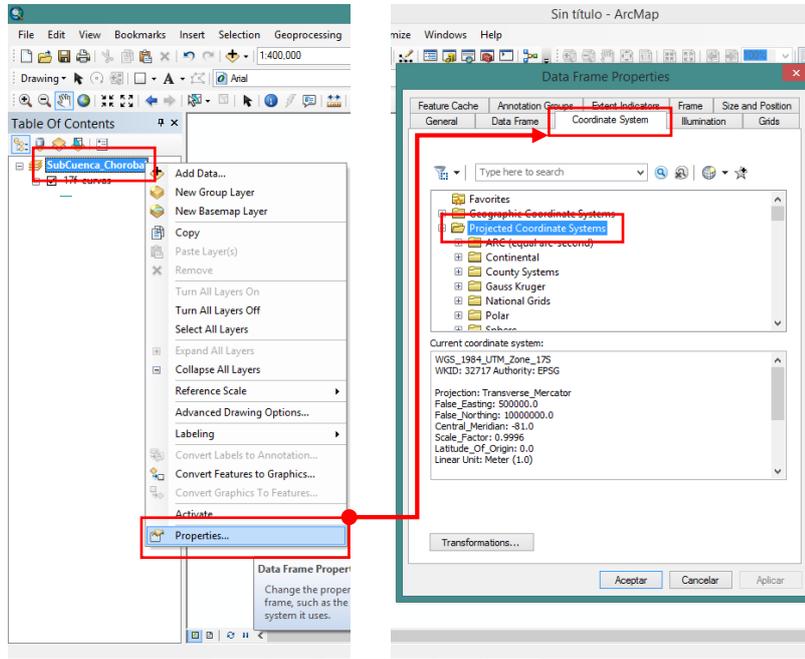
- Comenzamos a agregar datos, seleccionando y arrastrando la información que deseamos hacia la pantalla.



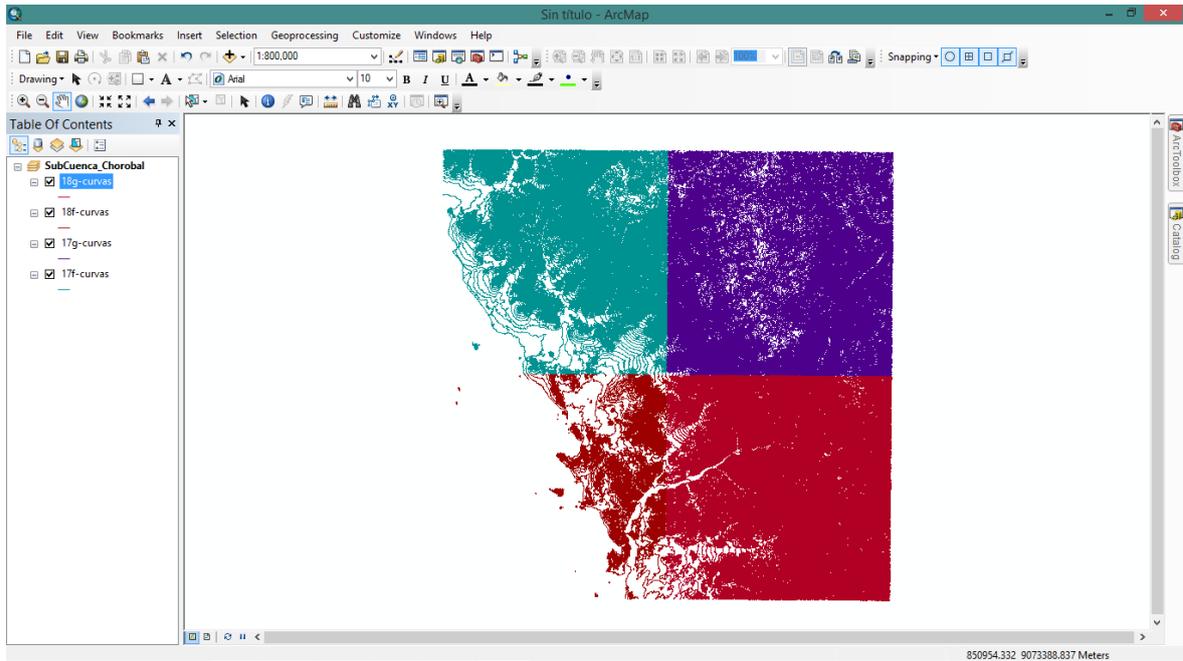
Bajo el mismo procedimiento añadimos las demás curvas de nivel, pero antes cambiamos el nombre, presionando click derecho y accediendo a “Properties”, en la pestaña “General”, en “Name” cambiamos el nombre y aceptamos.



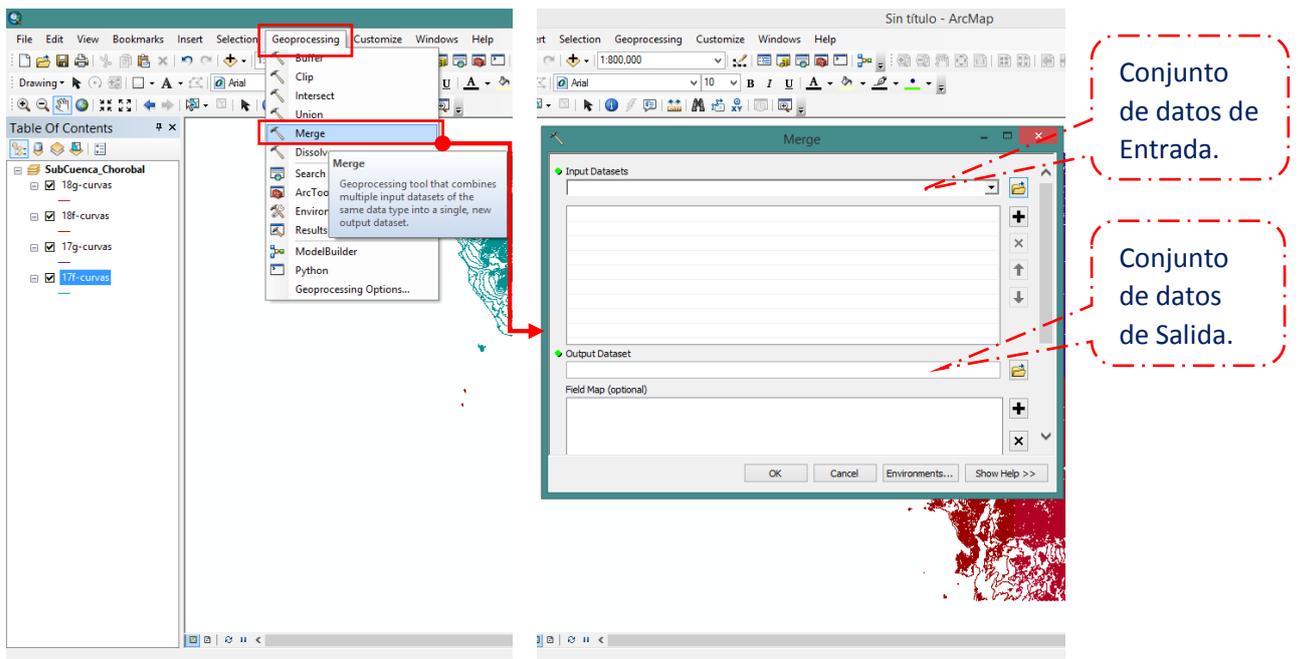
- Verificamos el sistema de coordenadas, accediendo a “Properties”, en la pestaña “Coordinate Sistem”, luego desplegamos “Projected Coordinate Systems” -> “UTM” -> “WGS 1984” -> “Southern Hemisphere” y seleccionamos “WGS 1984 UTM Zone 17S”.



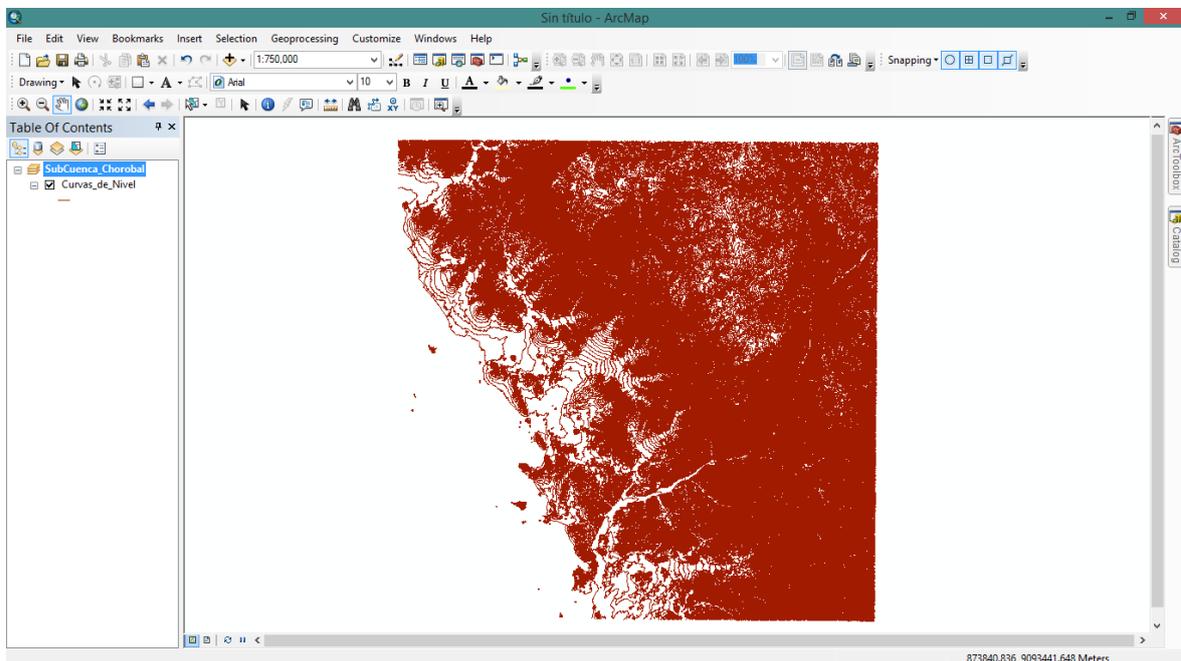
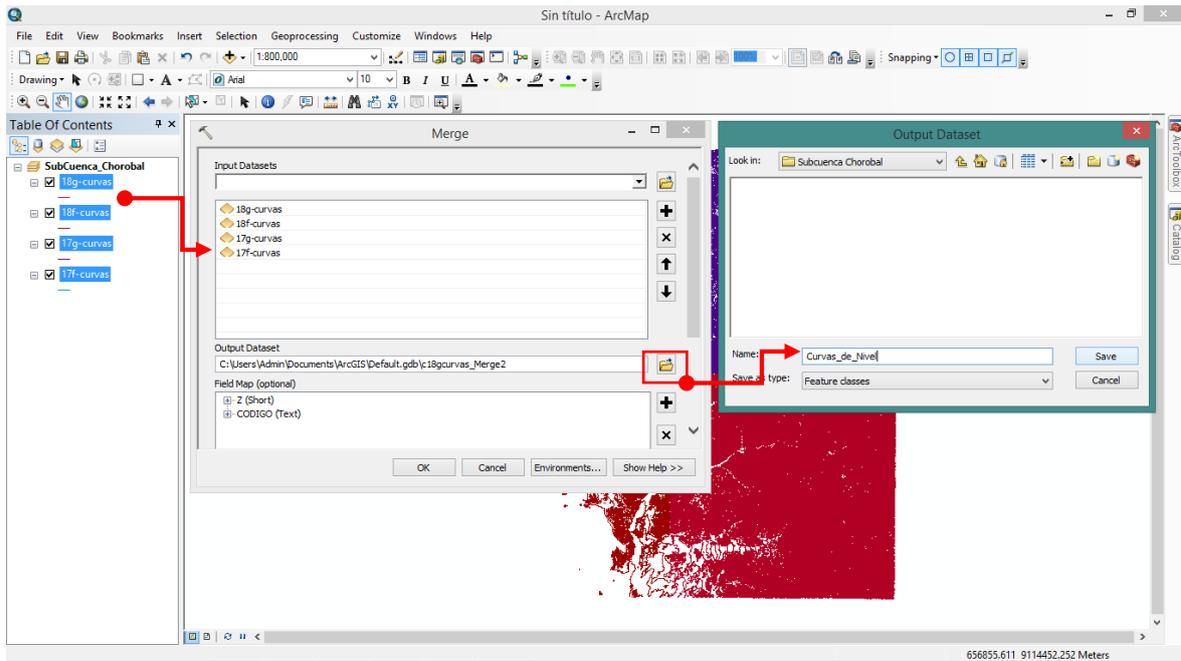
- Añadimos las demás curvas de nivel.



- Para tener un solo archivo vamos a unir las todas curvas en un sol archivo, con la herramienta “Merge”.

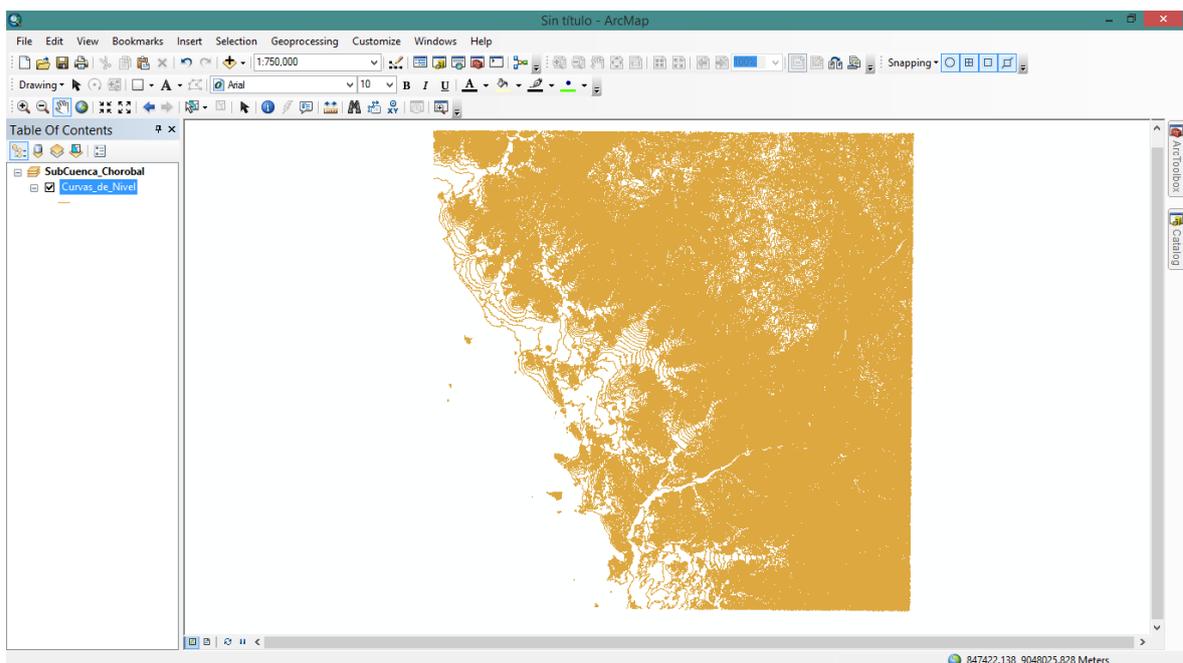
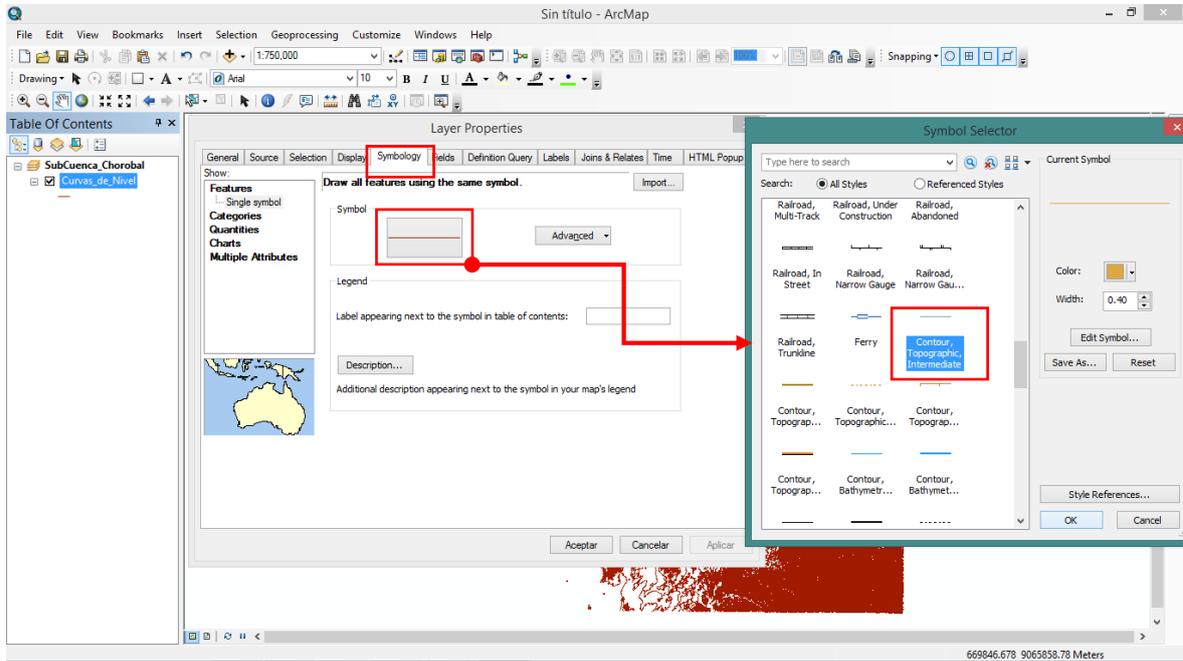


Seleccionamos todas las curvas y arrastramos hacia la lista de “Input Datasets”, cambiamos el nombre (reemplazando el espacio por “\_”), aceptamos y esperamos.

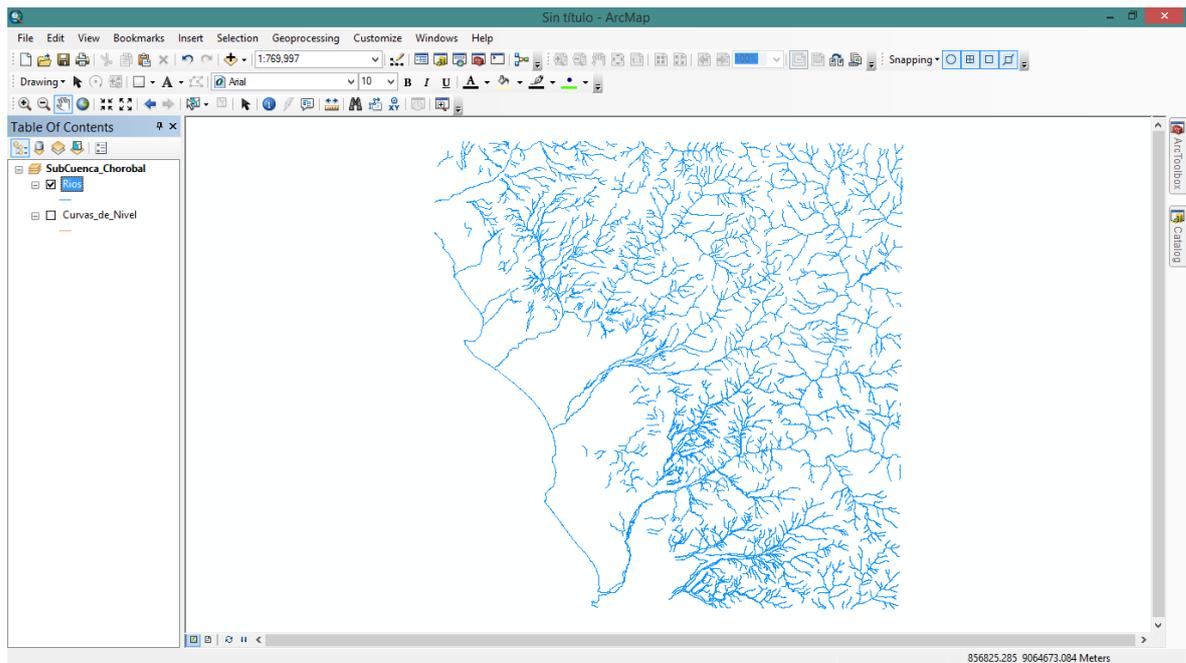


Una vez creado, se pueden eliminar los archivos originales.

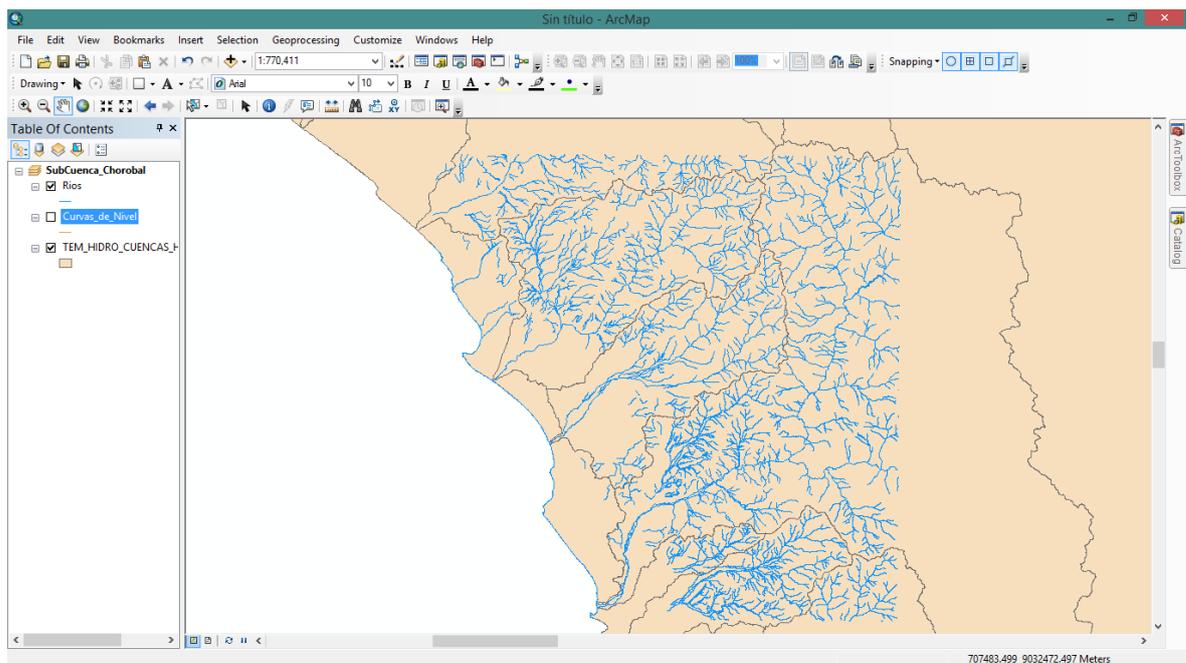
- Podemos editar las curvas, como etiquetar, cambiar colores, etc; presionando click derecho en “Curvas\_de\_Nivel” y “Properties”, luego presionamos la pestaña “Symbology”, cambiamos y aceptamos.



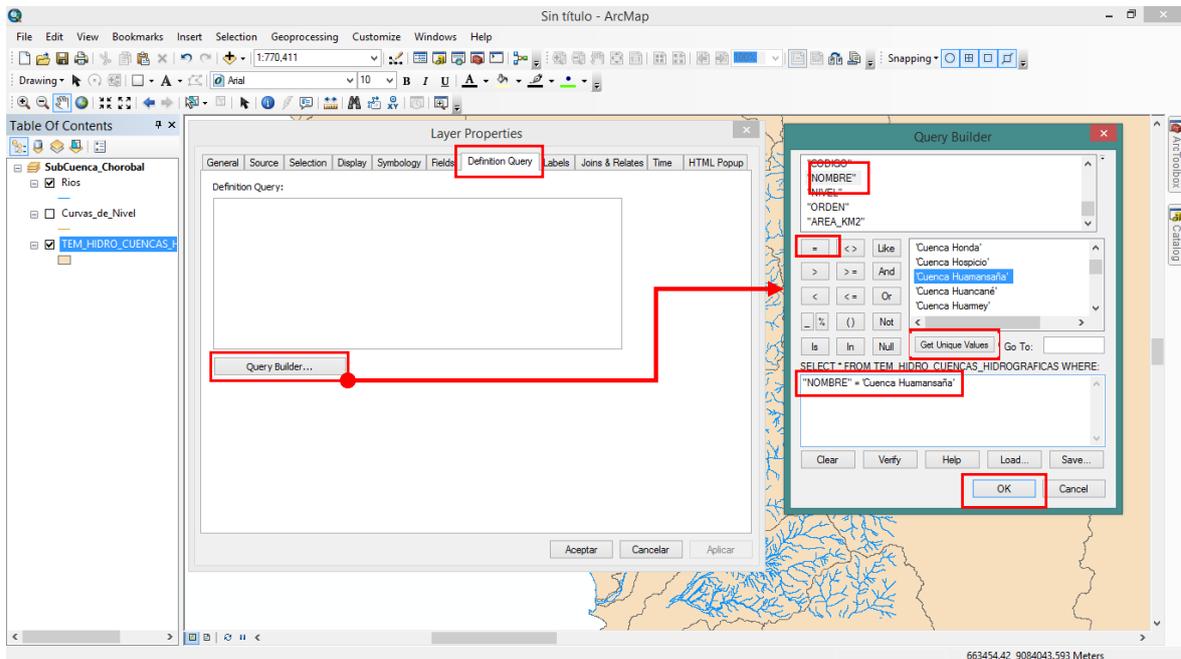
- Bajo el mismo procedimiento añadimos los ríos.



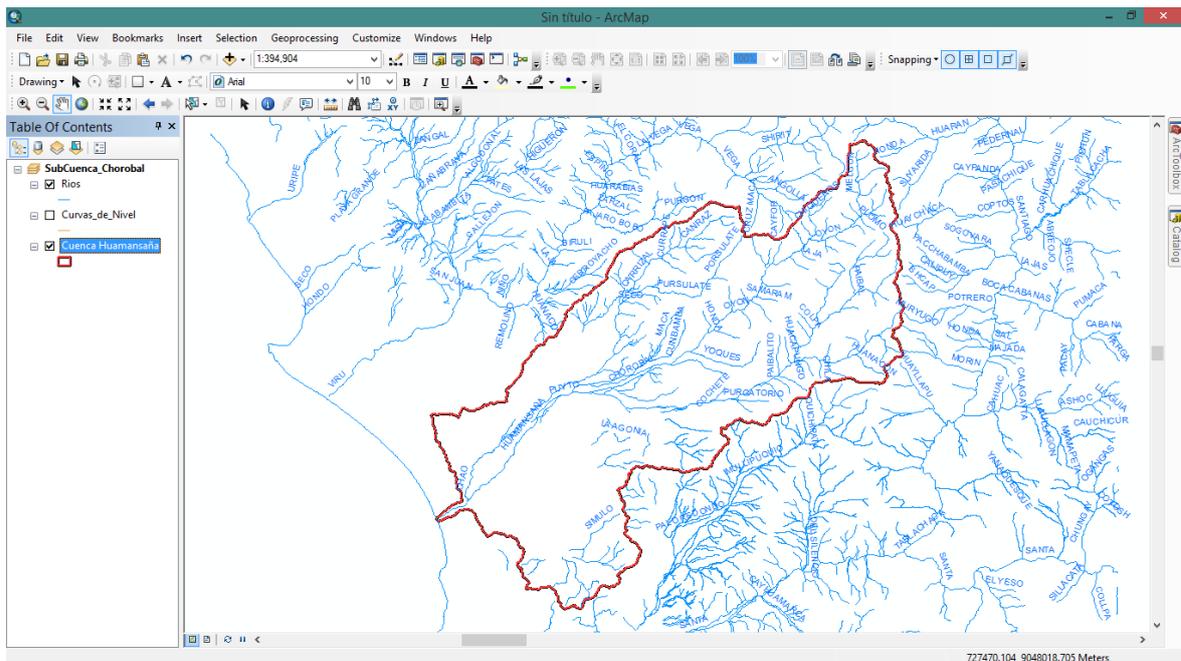
- Así como también las Cuenas Hidrográficas



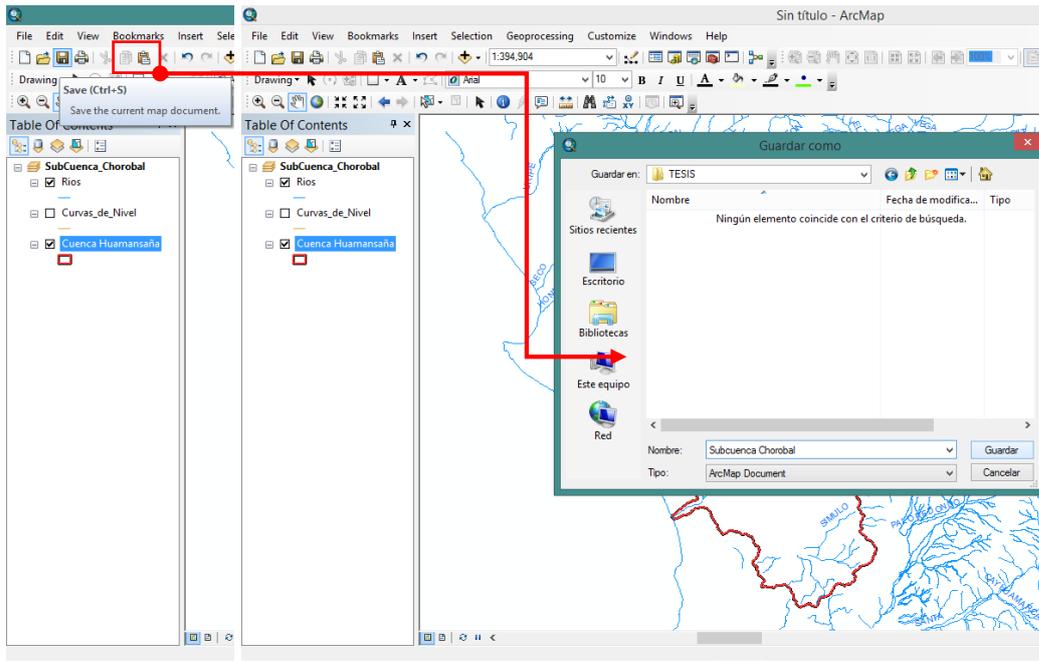
- Seleccionamos solo la cuenca Huamansaña, entrando a “Properties”, en la pestaña “Definition Query”, luego “Query Builder”, y seleccionamos de la siguiente manera: "NOMBRE" = (“Go Unique Values”) 'Cuenca Huamansaña' y aceptamos.



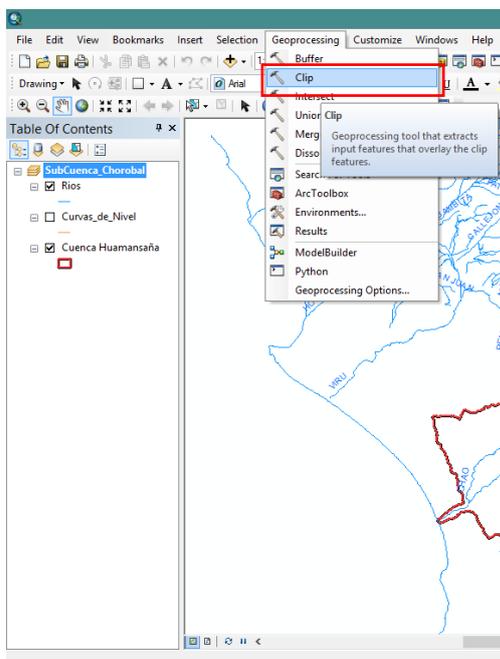
Así mismo cambiamos el nombre y la simbología.

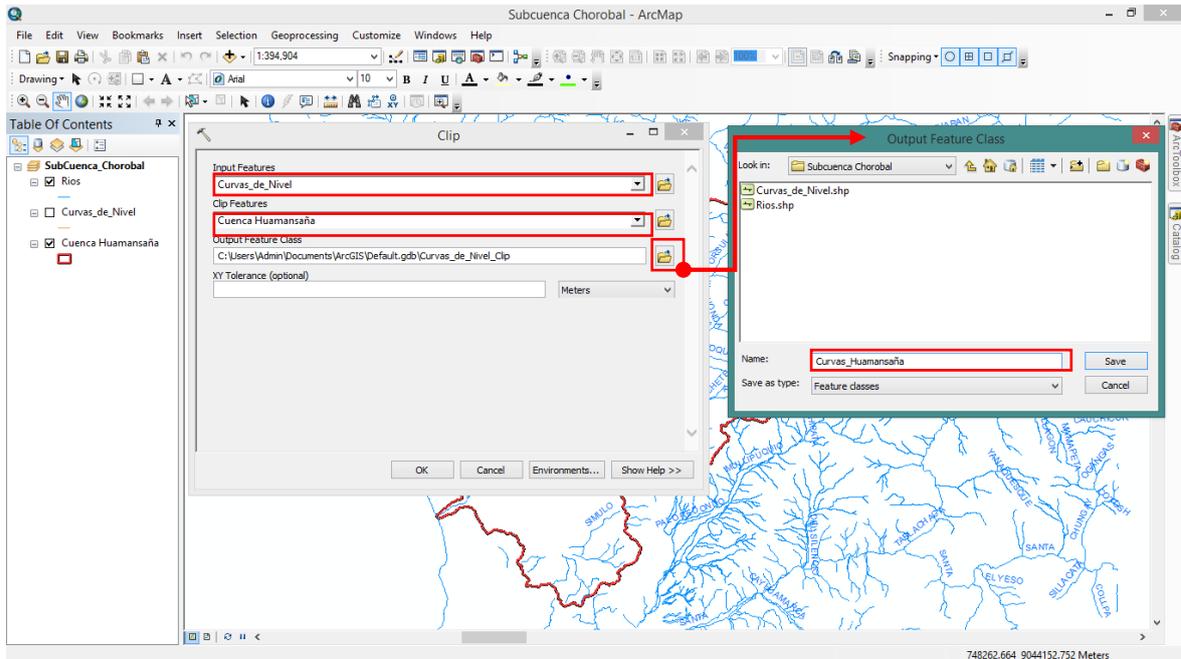


- Guardamos el proyecto, presionando “Save”  y seleccionando la carpeta y el nombre del archivo.

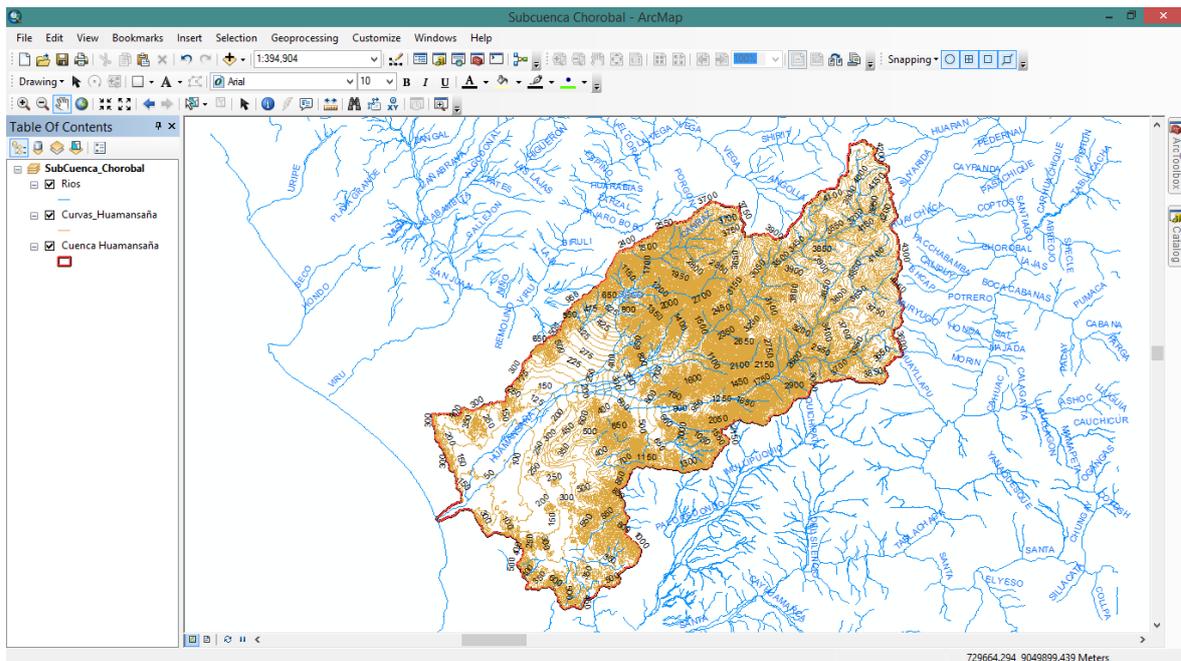


- Extraemos las curvas solo para la cuenca Huamansaña, con la herramienta “Clip”, introducimos los datos de entrada y configuramos el dato de salida.

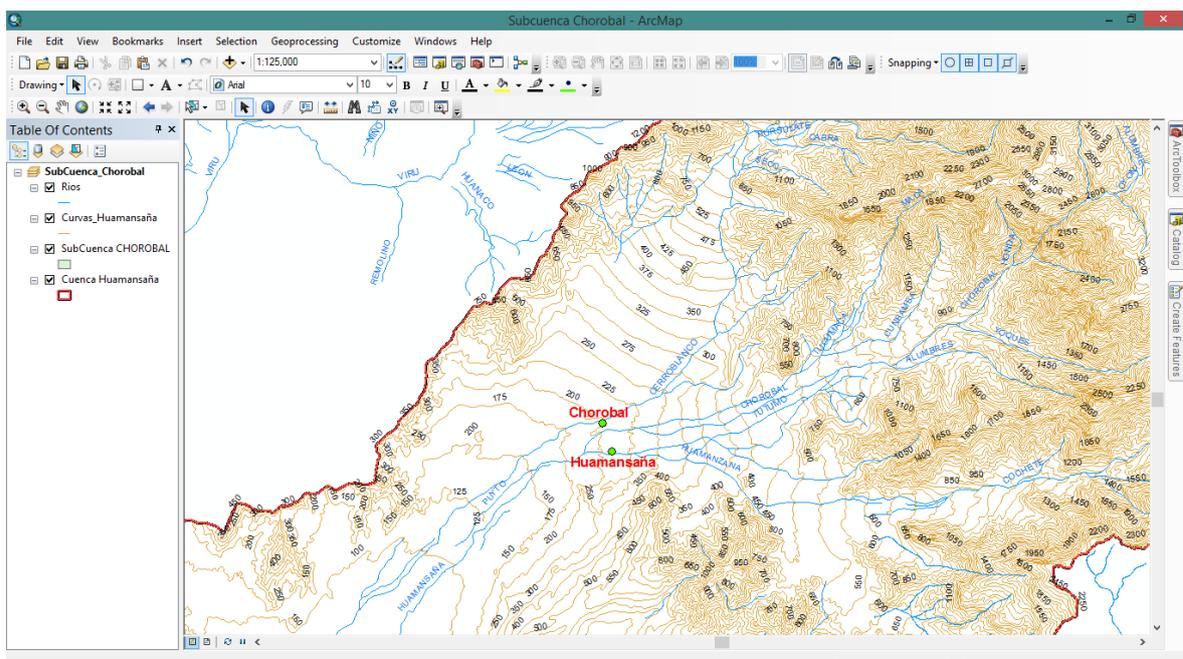
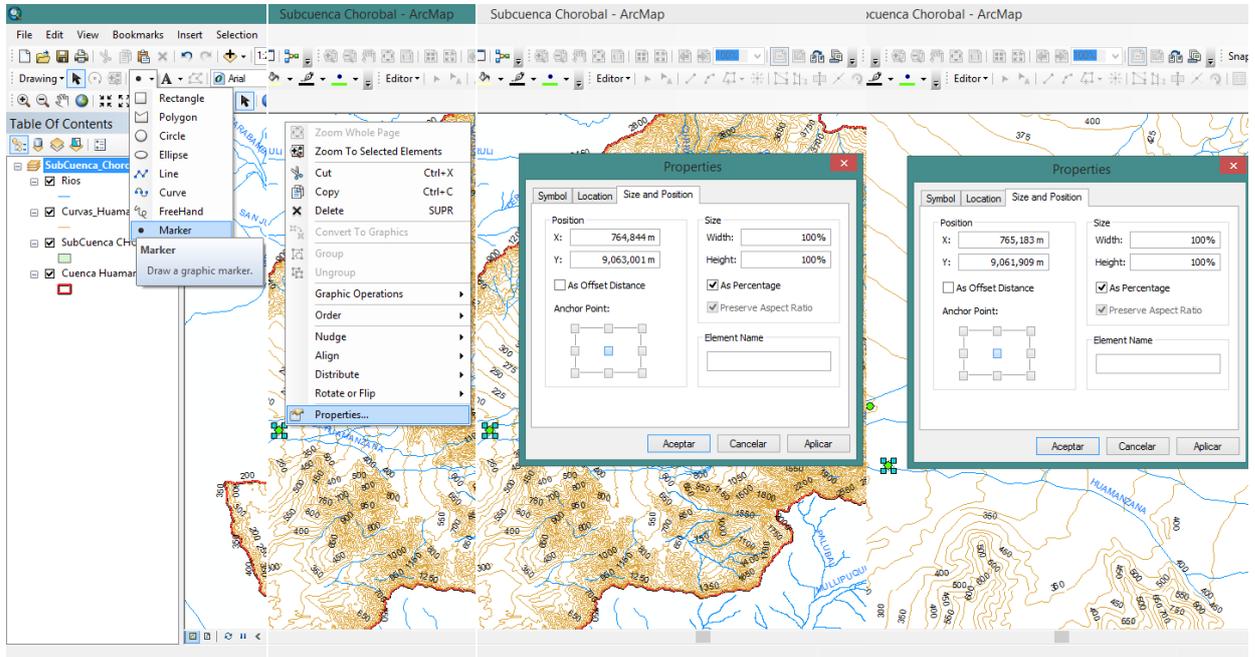




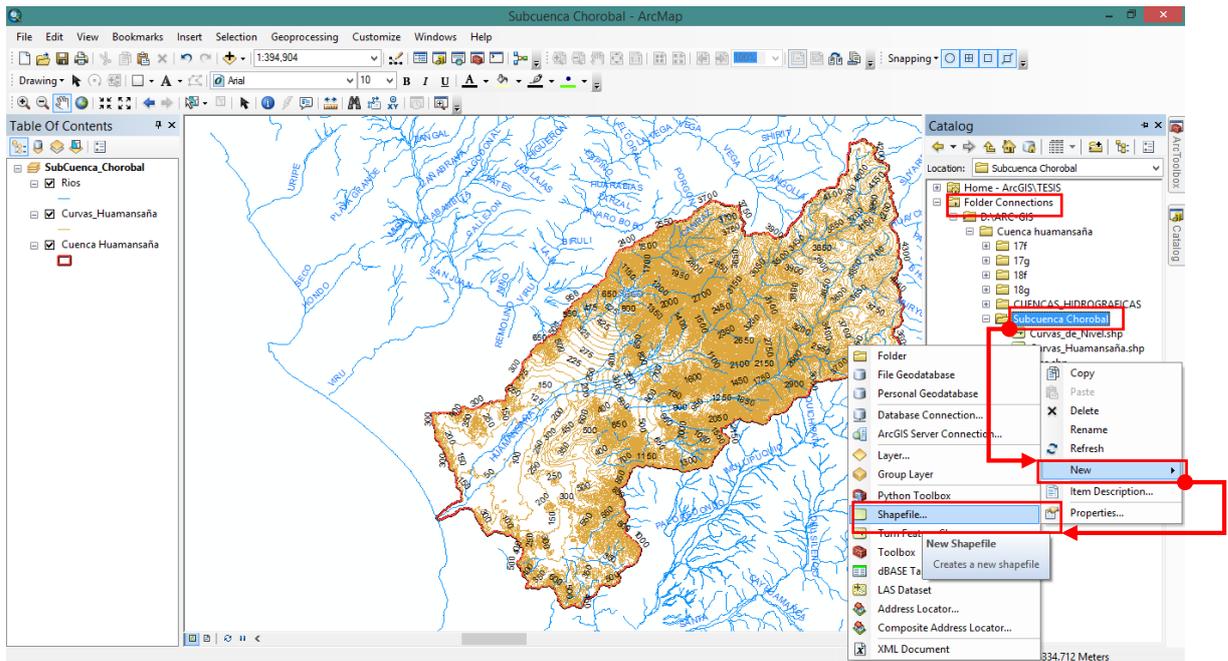
Como dato de entrada “Input Features” será las “Curvas de nivel” y como dato de corte “Clip Features” será la cuenca Huamansaña” y como dato de salida “Output Features Class” será las curvas dentro de la cuenca Huamansaña. Una vez terminada podemos editarlo, así como también eliminar el archivo de curvas generales.



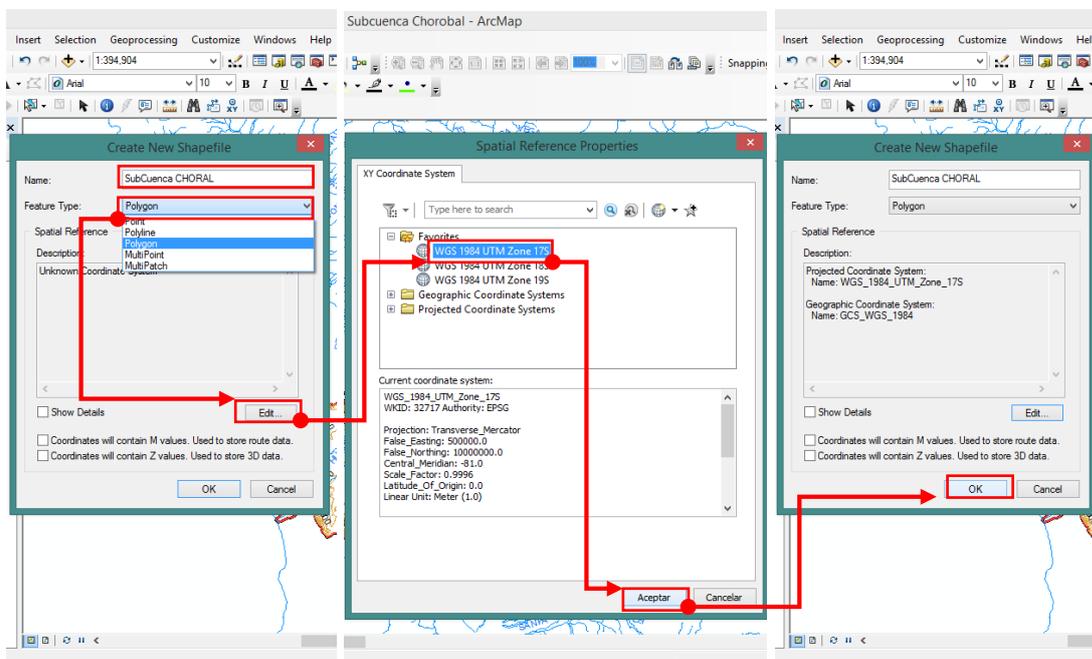
- Agregamos las estaciones dos estaciones Chorobal y Huamansaña, presionando en “Marker”, y ubicamos como punto referencial, luego abrimos “Properties” y asignamos sus coordenadas UTM y posteriormente agregando sus respectivos nombres.



- Delimitamos la Subcuenca Chorobal manualmente, abrimos el “Arc Catalog” y buscamos la carpeta donde están guardados nuestros archivos de la Subcuenca Chorobal, presionamos “New” -> “ShapeFile”, para crear un nuevo archivo.

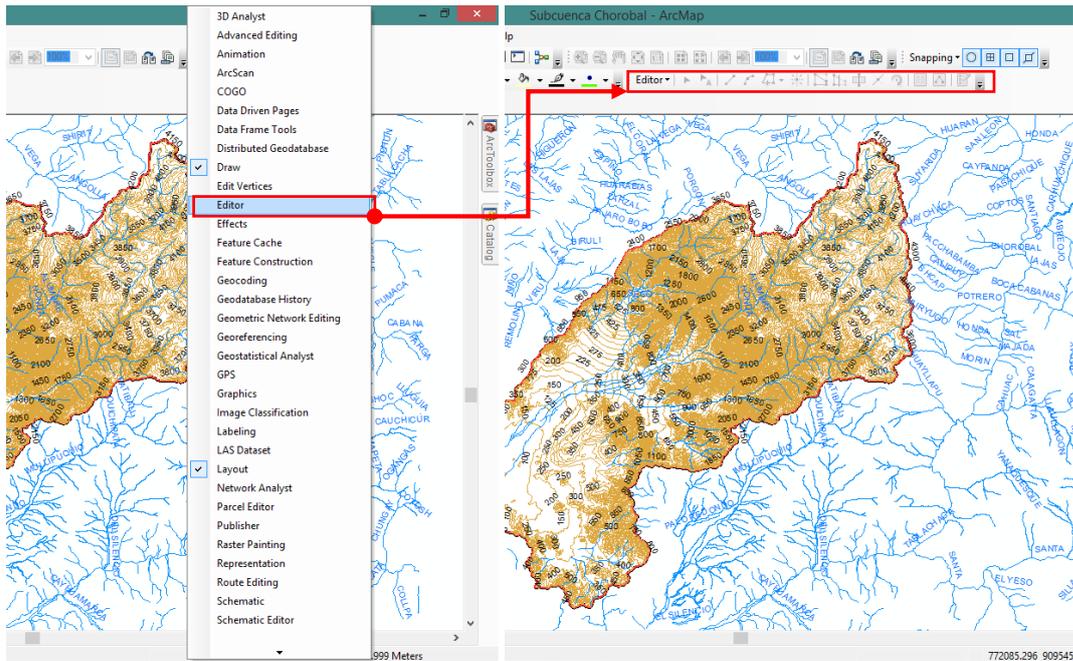


- Editamos el archivo, nombrándolo “SubCuenca CHOROBAL”, en “Feature Type” desplegamos y elegimos “Polygon”, luego seleccionamos el sistema de coordenadas presionando “Edit”, asignamos y aceptamos.

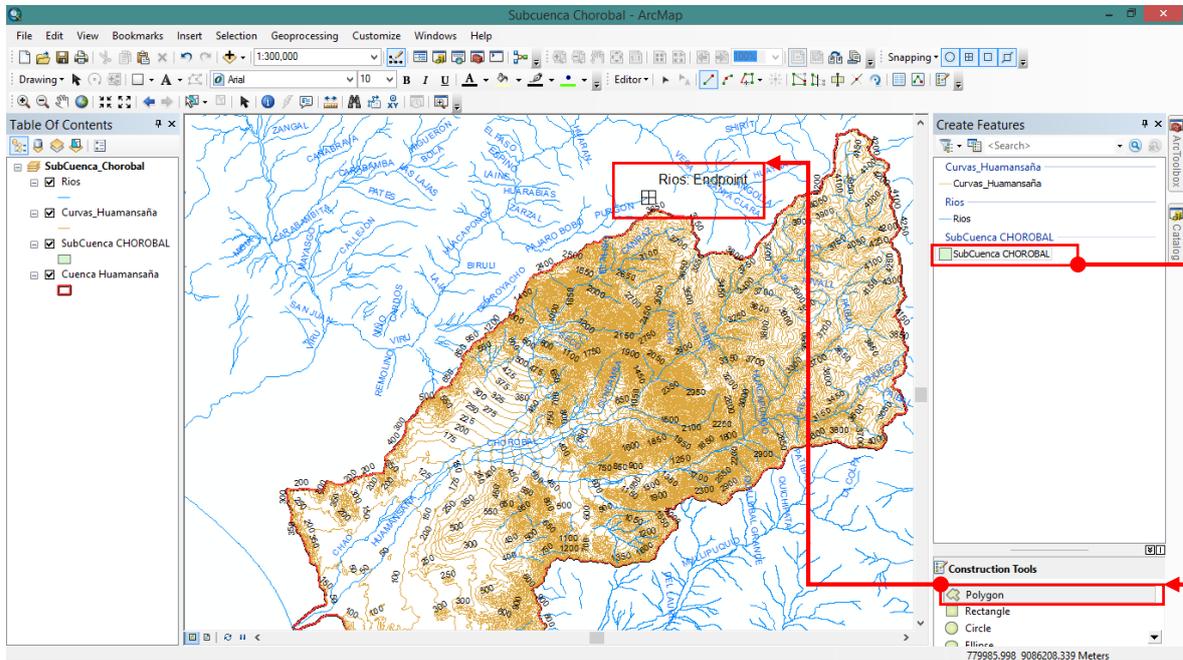
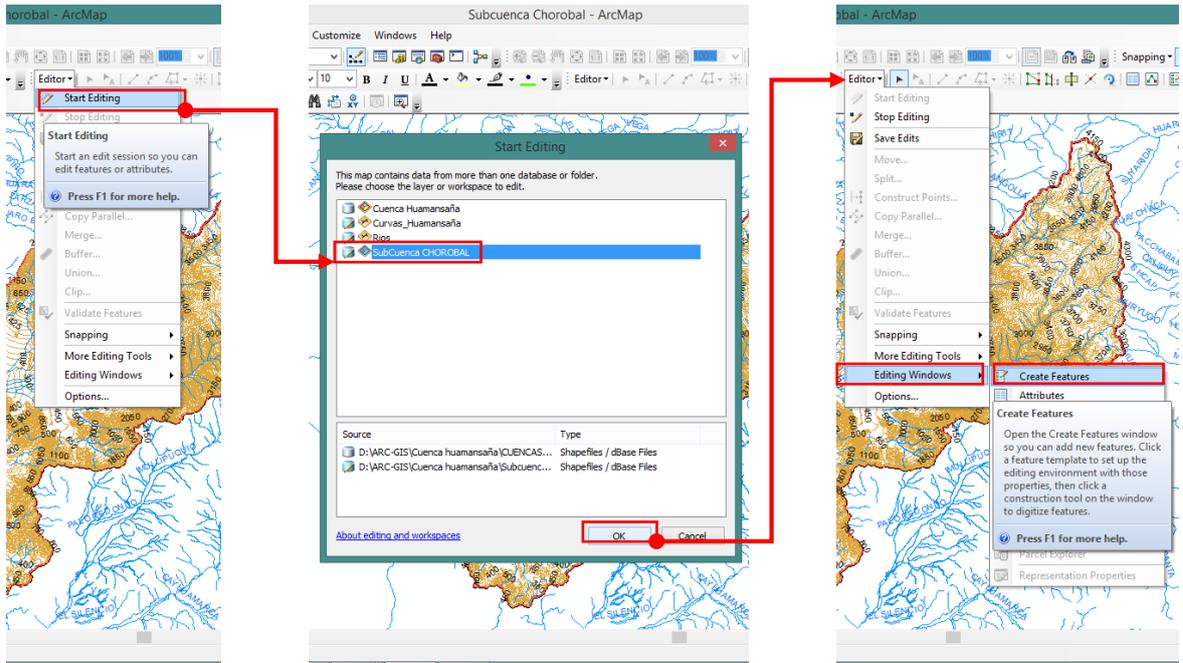


El archivo creado aparecerá en la tabla de contenido.

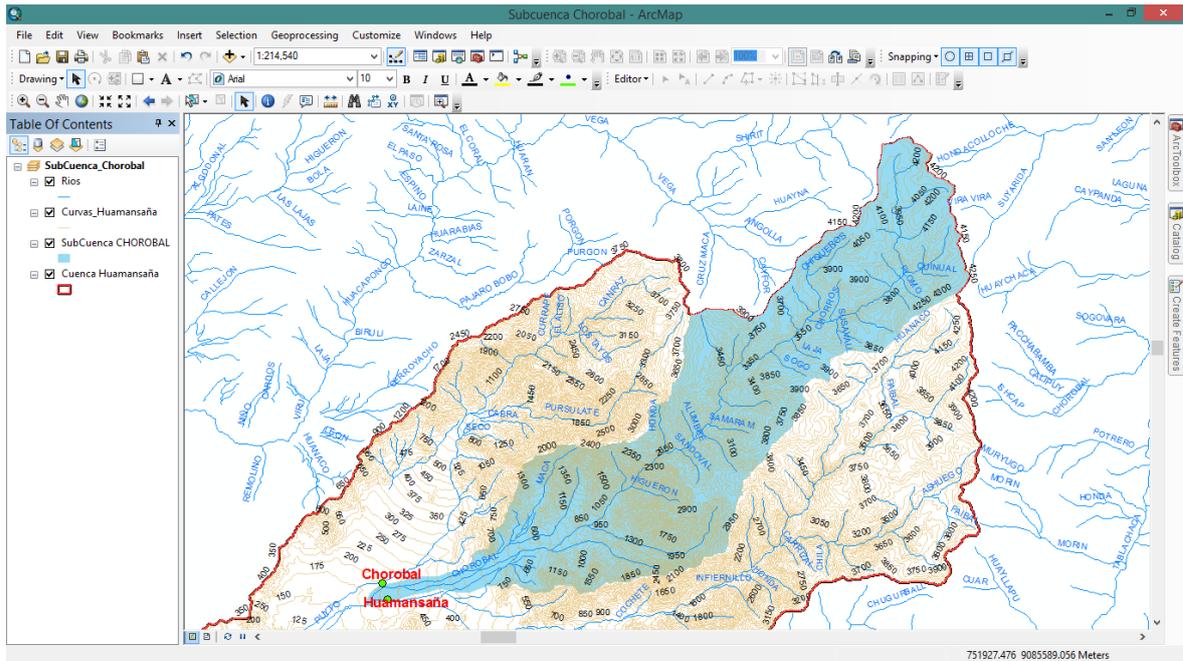
- Activamos el editor, presionando click derecho en la parte superior, y seleccionamos “Editor”.



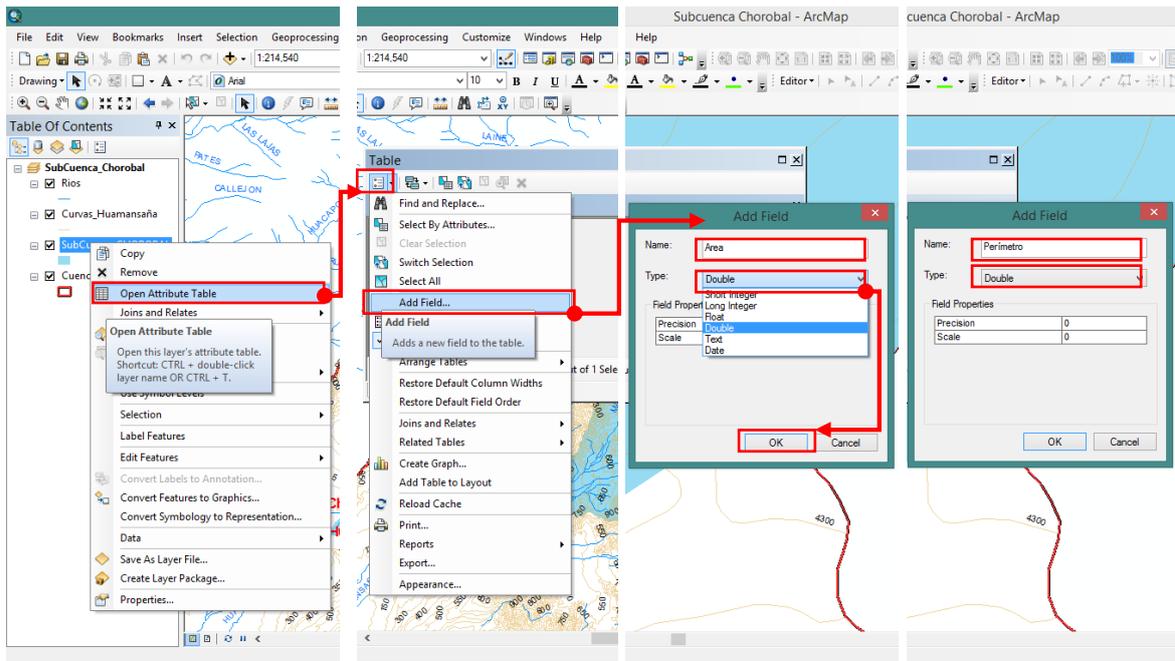
- Comenzamos a delimitar la Subcuenca, desplegamos en “Editor” y seleccionamos “Start Editing”, asignamos la “Subcuenca Chorobal”, abrimos “Create Features”, seleccionamos la “Subcuenca Chorobal”, luego “Polygon” y así comenzamos a delimitar la subcuenca Chorobal, según los criterios aprendidos en pregrado.

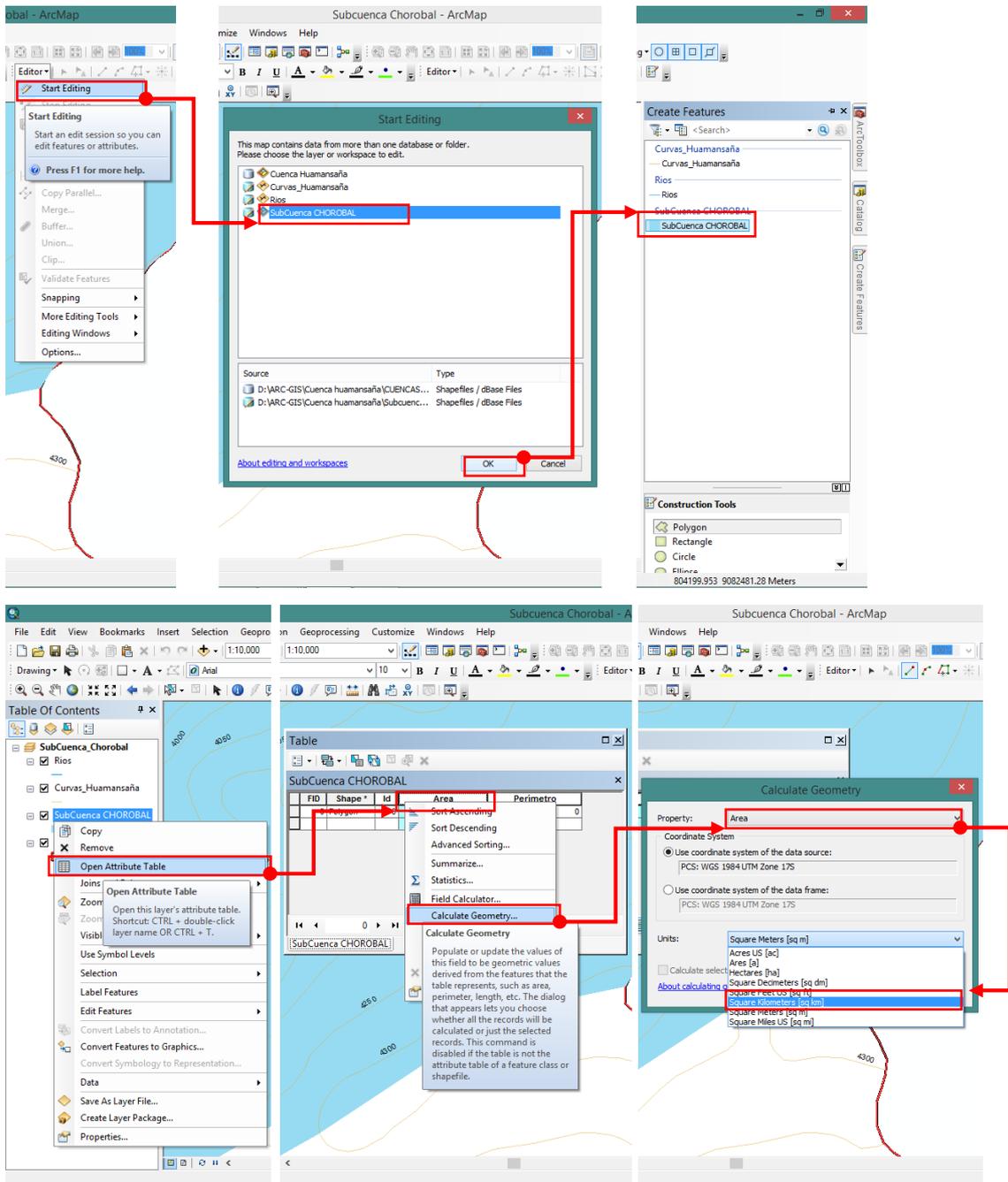


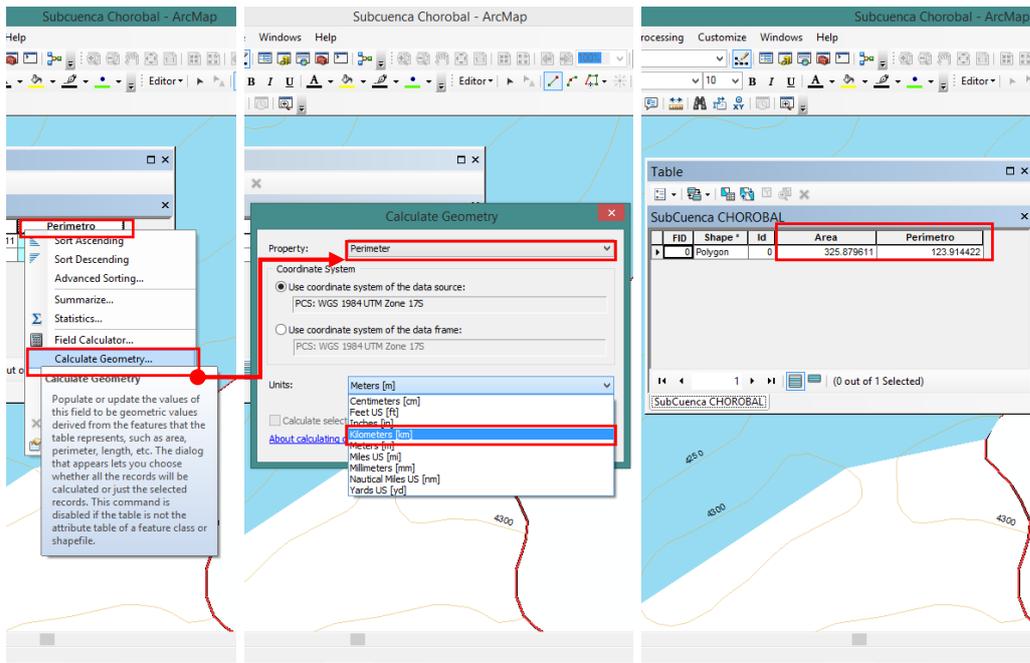
- Subcuenca Chorobal



- Comenzamos a calcular los parámetros de forma de la cuenca, abrimos “Properties” - > “Add Field”-> “Area” , aceptamos y del mismo modo añadimos el perímetro.





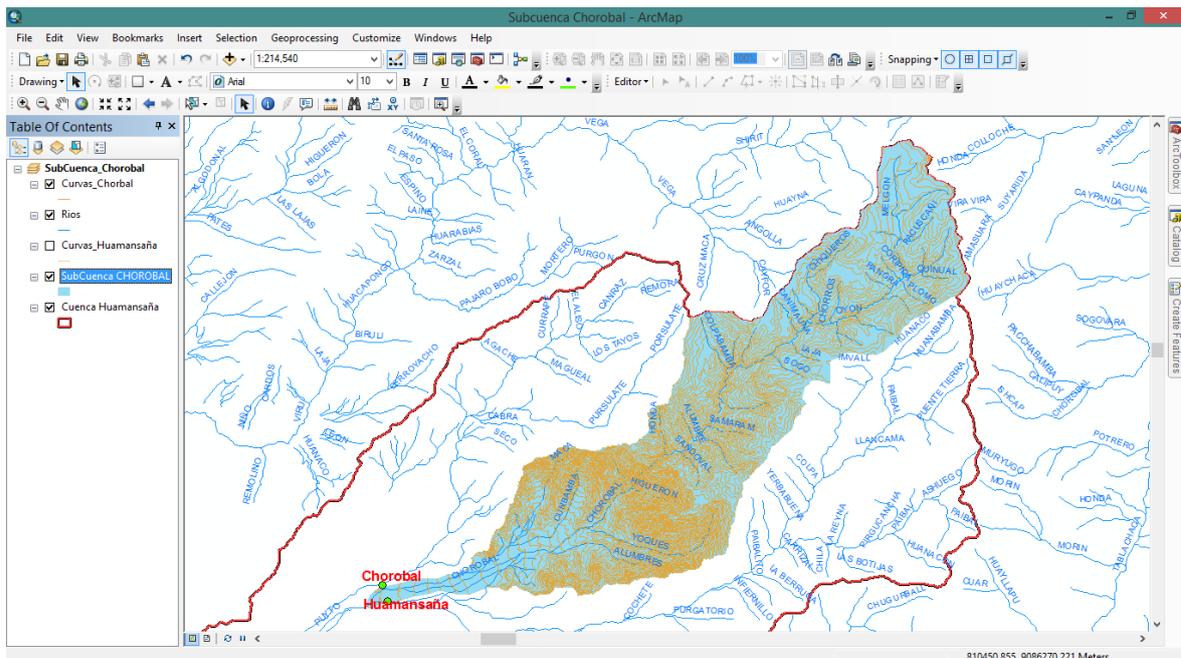


Obtuvimos los siguientes valores:

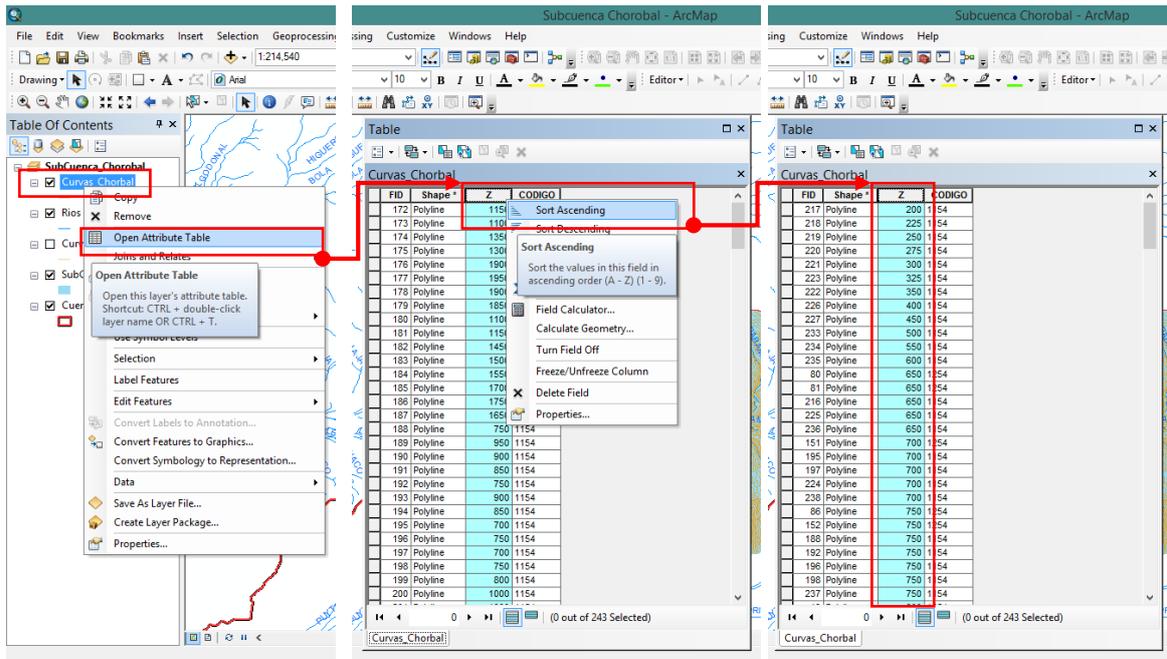
$$A = 325.874611 \text{ Km}^2$$

$$P = 123.914422 \text{ Km}$$

- Continuamos con la cota máxima y mínima, para esto extraemos las curvas de la subcuenca Chorobal, mediante la herramienta "Clip", la cual ya ha sido explicada.



- Luego vamos a “Open Attribute Table”, presionamos click derecho en “Z” y seleccionamos “Sort Ascending”, para ordenar de forma ascendente.

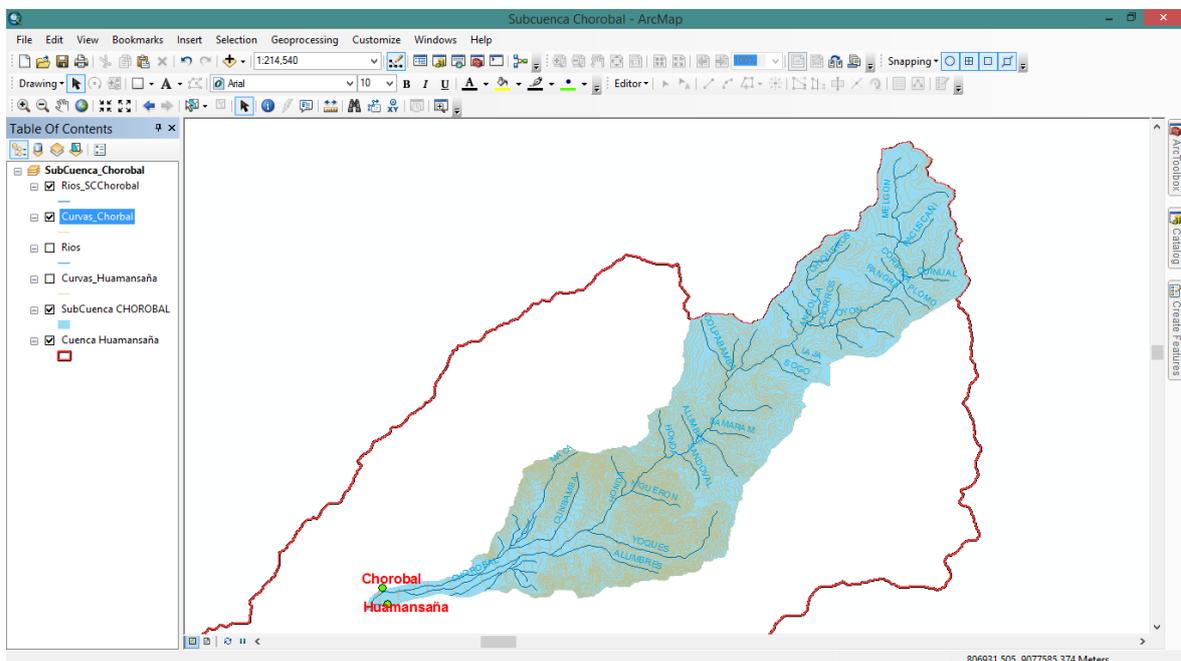


La cota máxima y mínima es:

*Cota Máxima = 4350 m*

*Cota Mínima = 200 m*

- Continuamos con la longitud del cauce principal, para esto extraemos los ríos de la subcuenca Chorobal, mediante la herramienta “Clip”.



- Continuamos añadiendo una nueva fila, abrimos “Open Attribute Table”, y

The screenshot shows the ArcMap interface with the 'Open Attribute Table' context menu open for the 'Rios\_SCChorobal' layer. The 'Add Field...' option is highlighted. The 'Add Field' dialog box is open, showing the following details:

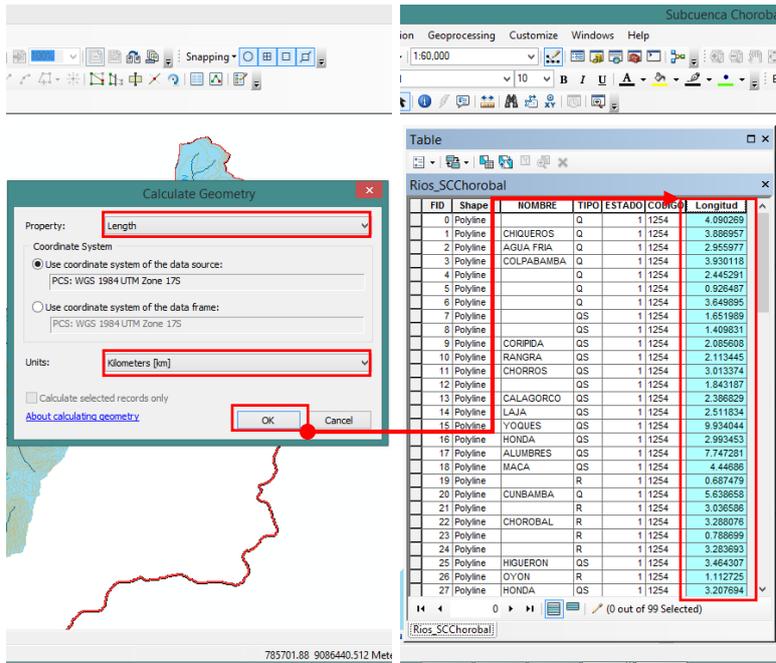
- Name: Longitud
- Type: Double
- Field Properties: Precision 0, Scale 0

The attribute table for 'Rios\_SCChorobal' is visible in the background, showing columns: FID, Shape, NOMBRE, TIPO, ESTADO, CODIGO, and Longitud. The table contains 27 rows of data.

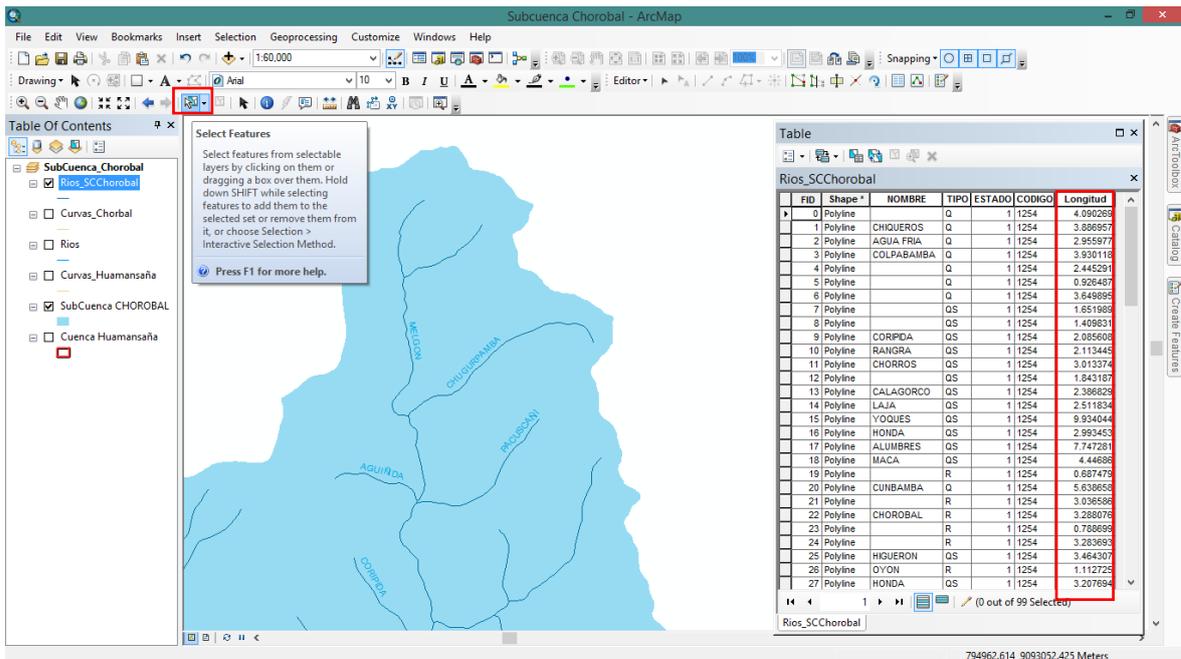
FID	Shape	NOMBRE	TIPO	ESTADO	CODIGO	Longitud
0	Polyline		Q		1 1254	0
1	Polyline	CHIUQUEROS	Q		1 1254	0
2	Polyline	AGUA FRIA	Q		1 1254	0
3	Polyline	COLPABAMBA	Q		1 1254	0
4	Polyline		Q		1 1254	0
5	Polyline		Q		1 1254	0
6	Polyline		Q		1 1254	0
7	Polyline		QS		1 1254	0
8	Polyline		QS		1 1254	0
9	Polyline	CORIPDA	QS		1 1254	0
10	Polyline	RANGRA	QS		1 1254	0
11	Polyline	CHORROS	QS		1 1254	0
12	Polyline		QS		1 1254	0
13	Polyline	CALAGORCO	QS		1 1254	0
14	Polyline	LAJA	QS		1 1254	0
15	Polyline	YOQUES	QS		1 1254	0
16	Polyline	HONDA	QS		1 1254	0
17	Polyline	ALUMBRES	QS		1 1254	0
18	Polyline	MACA	QS		1 1254	0
19	Polyline		R		1 1254	0
20	Polyline	CUNBAMBA	Q		1 1254	0
21	Polyline		R		1 1254	0
22	Polyline	CHOROBAL	R		1 1254	0
23	Polyline		R		1 1254	0
24	Polyline		R		1 1254	0
25	Polyline	HIGUERON	QS		1 1254	0
26	Polyline	OYON	R		1 1254	0
27	Polyline	HONDA	QS		1 1254	0

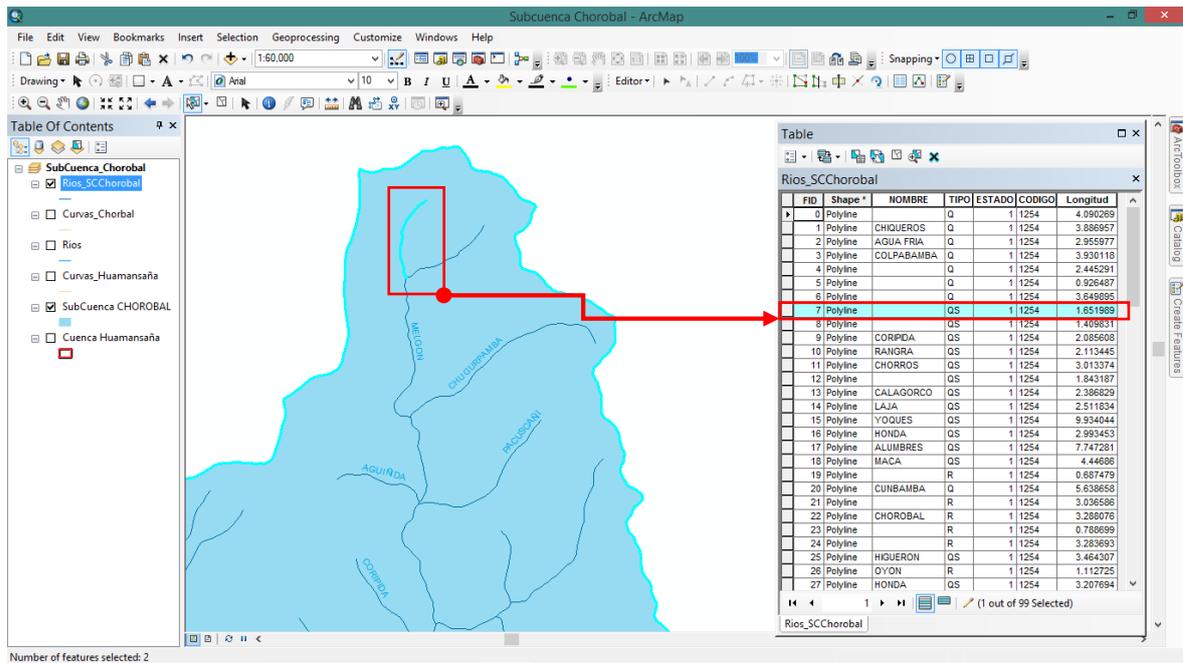
The screenshot shows the ArcMap interface with the 'Open Attribute Table' context menu open for the 'Rios\_SCChorobal' layer. The 'Start Editing' and 'Calculate Geometry...' options are highlighted. The attribute table for 'Rios\_SCChorobal' is visible in the background, showing columns: FID, Shape, NOMBRE, TIPO, ESTADO, CODIGO, and Longitud. The table contains 27 rows of data.

FID	Shape	NOMBRE	TIPO	ESTADO	CODIGO	Longitud
0	Polyline		Q		1 1254	0
1	Polyline	CHIUQUEROS	Q		1 1254	0
2	Polyline	AGUA FRIA	Q		1 1254	0
3	Polyline	COLPABAMBA	Q		1 1254	0
4	Polyline		Q		1 1254	0
5	Polyline		Q		1 1254	0
6	Polyline		Q		1 1254	0
7	Polyline		QS		1 1254	0
8	Polyline		QS		1 1254	0
9	Polyline	CORIPDA	QS		1 1254	0
10	Polyline	RANGRA	QS		1 1254	0
11	Polyline	CHORROS	QS		1 1254	0
12	Polyline		QS		1 1254	0
13	Polyline	CALAGORCO	QS		1 1254	0
14	Polyline	LAJA	QS		1 1254	0
15	Polyline	YOQUES	QS		1 1254	0
16	Polyline	HONDA	QS		1 1254	0
17	Polyline	ALUMBRES	QS		1 1254	0
18	Polyline	MACA	QS		1 1254	0
19	Polyline		R		1 1254	0
20	Polyline	CUNBAMBA	Q		1 1254	0
21	Polyline		R		1 1254	0
22	Polyline	CHOROBAL	R		1 1254	0
23	Polyline		R		1 1254	0
24	Polyline		R		1 1254	0
25	Polyline	HIGUERON	QS		1 1254	0
26	Polyline	OYON	R		1 1254	0
27	Polyline	HONDA	QS		1 1254	0



- Calculamos la longitud de todos los tramos del rio que comprenden el cauce principal, mediante “Select Features” seleccionamos un tramo del rio, y en la tabla se va seleccionar automáticamente, extraemos su longitud; continuamos así para todos los tramos, para luego sumar y llegar a una longitud total.





Longitud del cauce principal:

1.65198858391433	Km	2.36127077758053	Km
2.96504313664692	Km	1.06422228984854	Km
1.68138516876679	Km	2.03477785957368	Km
2.50275749602002	Km	2.09601014058607	Km
0.51711687024478	Km	0.79455737723422	Km
0.10307149938489	Km	0.86351570650748	Km
0.84796430468137	Km	1.26747926932472	Km
0.89409754108550	Km	1.11272546191344	Km
2.26348669952568	Km	3.28369252302644	Km
1.44571498336649	Km	0.78869858030973	Km
0.45141416536683	Km	3.28807643415183	Km
1.85150994475335	Km	3.03658584126397	Km
1.03991227513719	Km	0.68747917867167	Km
0.85222069317286	Km	1.42941938296879	Km
1.61930123038915	Km	8.38919347407036	Km
		<u>2.58400734202923</u>	Km
		55.76869623151680	Km

$$L = 55.77 \text{ km}$$

- Pendiente del cauce Principal:

$$Cota\ Máxima = 4350\ m$$

$$Cota\ Mínima = 200\ m$$

$$L = 55768.70\ m$$

$$S = \frac{4350 - 200}{55768.70} = 0.0744\ m/m$$

$$S = 7.44\ \%$$

- Índice de compacidad:

$$I_c = 0.282 \times \left( \frac{P}{\sqrt{A}} \right) = 0.282 \times \left( \frac{123.91}{\sqrt{325.88}} \right) = 1.922$$

- Factor de forma:

$$F_f = \frac{A}{L^2} = \frac{325.88}{55.77^2} = 0.105$$

- Resumen de los parámetros geomorfológicos.

- $A = 325.874611\ \text{Km}^2$

- $P = 123.914422\ \text{Km}$

- $Cota\ Máxima = 4350\ m$

- $Cota\ Mínima = 200\ m$

- $L = 55.77\ \text{km}$

- $S = 7.44\ \%$

- $I_c = 1.922$

- $F_f = 0.11$

## d) Estudio hidráulico

### d.1. Calculo del caudal máximo extraordinario.

Se estimo el caudal de diseño mediante métodos estadísticos, empíricos y caudal instantáneo, así como también dado los pocos años de información histórica de caudales, se optó también por estimarlo mediante la fórmula regional de la envolvente de Creager.

#### d.1.1. Solicitamos la información Hidrométrica

La información para los cálculos de los caudales máximos fueron los datos históricos de caudales máximos diarios (Promedios diarios), de las estaciones hidrométricas de Chorobal y Huamansaña.

Los datos son los siguientes:

#### Descargas Máxima Diaria (m3/s)

Estacion CHOROBAL

Norte: 9,063,001 m

Rio: CHOROBAL

Este: 764,844 m

Periodo: 1998-2017

Distrito: CHAO

Altitud: 268 msnm

AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	MAX
1998	6.25	140.00	40.00	4.52	1.02	0.41	0.38	0.17	0.16	0.08	0.07	0.07	140.00
1999	0.02	51.67	5.57	0.91	0.10	0.09	0.07	0.06	0.06	0.03	0.01	-	51.67
2000	-	6.02	5.86	1.11	0.13	0.08	0.08	0.06	0.06	-	-	-	6.02
2001	6.41	4.71	10.62	6.84	0.12	0.06	0.05	0.02	-	-	-	-	10.62
2002	-	4.34	7.73	4.05	0.25	0.05	0.03	-	-	-	-	0.57	7.73
2003	-	-	-	2.03	-	-	-	-	-	-	-	-	2.03
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.05	0.35	0.35
2005	0.06	1.25	0.67	0.06	-	-	-	-	-	-	-	-	1.25
2006	-	1.50	5.60	4.10	-	-	-	-	-	-	-	-	5.60
2007	1.10	6.70	4.87	5.18	1.00	0.08	0.03	-	-	-	-	-	6.70
2008	2.07	3.32	3.90	2.75	0.20	0.15	0.10	-	-	-	-	-	3.90
2009	3.09	3.56	4.68	7.37	0.30	0.20	0.10	0.10	-	-	-	-	7.37
2010	0.47	5.90	0.45	1.83	2.07	0.10	0.10	-	-	-	-	-	5.90
2011	-	-	-	2.90	-	-	-	-	-	-	-	-	2.90
2012	-	2.20	2.27	0.47	0.30	0.15	0.10	-	-	-	-	-	2.27
2013	-	0.25	9.63	1.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	-	-	-	9.63
2014	-	12.17	17.87	0.83	5.60	0.10	0.10	0.10	-	-	-	-	17.87
2015	2.23	2.13	7.00	0.93	2.07	0.30	0.08	0.05	-	-	-	-	7.00
2016	0.50	1.67	0.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.67
2017	0.00	5.13	39.00	18.67	1.00	0.30	0.30	0.30	0.20	0.10			39.00

**Descargas Máxima Diaria (m3/s)**

**Estacion** SIFON HUMANSAÑA  
**Rio:** HUAMANSANA  
**Distrito:** CHAO

**Norte:** 9,061,909 m  
**Este:** 765,183 m  
**Altitud:** 267 msnm

**Periodo:** 1998-2017

AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	MAX
1998	15.00	115.00	36.00	4.17	1.50	0.28	0.17	0.04	0.07	0.01	0.01	-	115.00
1999	-	82.00	6.43	1.04	0.07	0.07	0.05	0.03	0.03	0.03	0.01	-	82.00
2000	-	4.83	7.91	0.80	0.19	0.03	0.03	0.02	-	-	-	-	7.91
2001	8.52	4.52	15.72	13.71	0.06	0.04	0.02	0.01	-	-	-	-	15.72
2002	-	1.71	7.51	0.97	0.07	-	-	-	-	-	-	0.76	7.51
2003	-	-	-	1.22	-	-	-	-	-	-	-	-	1.22
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.05	0.05
2005	-	-	0.54	0.04	-	-	-	-	-	-	-	-	0.54
2006	-	-	0.54	0.04	-	-	-	-	-	-	-	-	0.54
2007	0.97	4.73	2.80	2.58	0.50	0.01	-	-	-	-	-	-	4.73
2008	0.08	-	0.92	1.13	0.05	0.05	-	-	-	-	-	-	1.13
2009	0.25	1.46	5.27	2.72	0.05	0.05	0.02	-	-	-	-	-	5.27
2010	0.37	3.36	0.45	1.74	-	-	-	-	-	-	-	-	3.36
2011	-	-	-	1.17	-	-	-	-	-	-	-	-	1.17
2012	-	1.23	1.40	0.52	-	-	-	-	-	-	-	-	1.40
2013	-	0.30	7.00	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	7.00
2014	-	2.33	1.80	-	1.03	0.05	0.02	-	-	-	-	-	2.33
2015	0.15	2.57	7.23	0.90	1.40	0.30	-	-	-	-	-	-	7.23
2016	0.00	1.15	0.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.15
2017	-	3.67	32.33	7.33	0.43	0.20	0.20	0.10	0.10	0.05			32.33

**d.1.2. Procesamiento de datos mediante el software River.**

Abrimos el programa “River”.



**d.1.2.1. Método Estadístico:** Presionamos “Caudal de Diseño” y nos brindara los tres métodos, seleccionamos “Método Estadístico”.



- Se abrió una ventana, en la cual se tenía que completar 5 datos básicos, empezando con “Nombre del Proyecto”, una vez terminado de digitar, presionamos “Enter” para acceder al siguiente dato, “Estación”, bajo el mismo procedimiento se completan los demás, como “Tiempo Retorno” -> “Registro – Año Inicio” -> “Registro – Años Final”, periodo de retorno = 10 años.



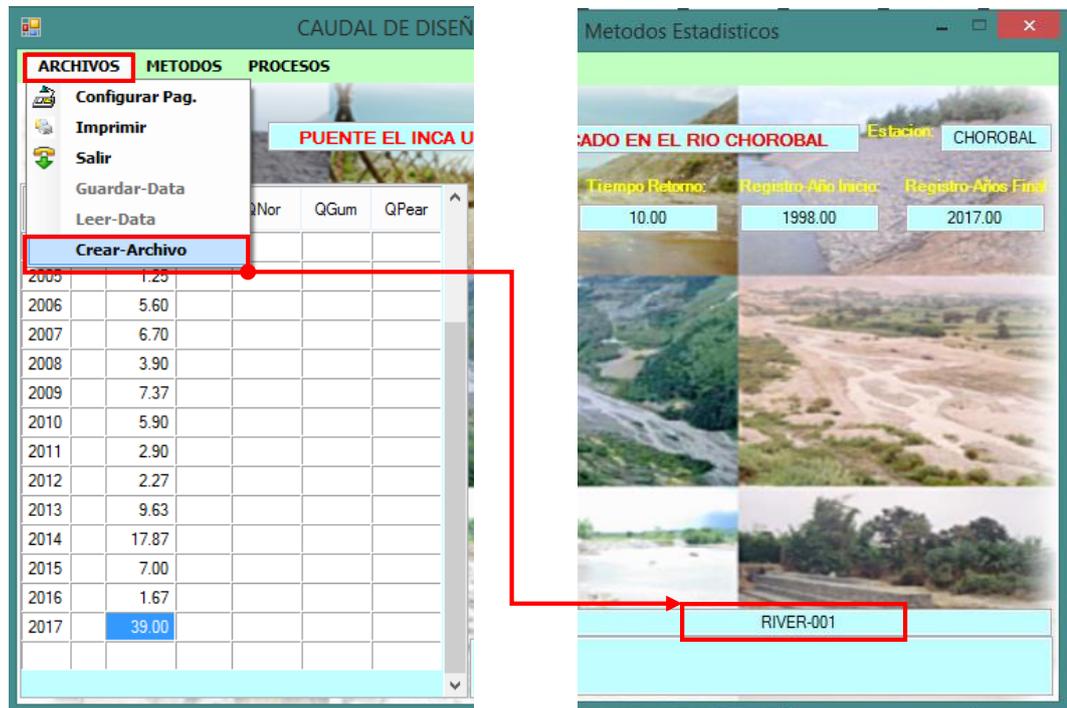
- Al presionar “Enter” en el último dato, nos abrió un cuadro, en el cual se digito los caudales máximos diarios en m<sup>3</sup>/s.



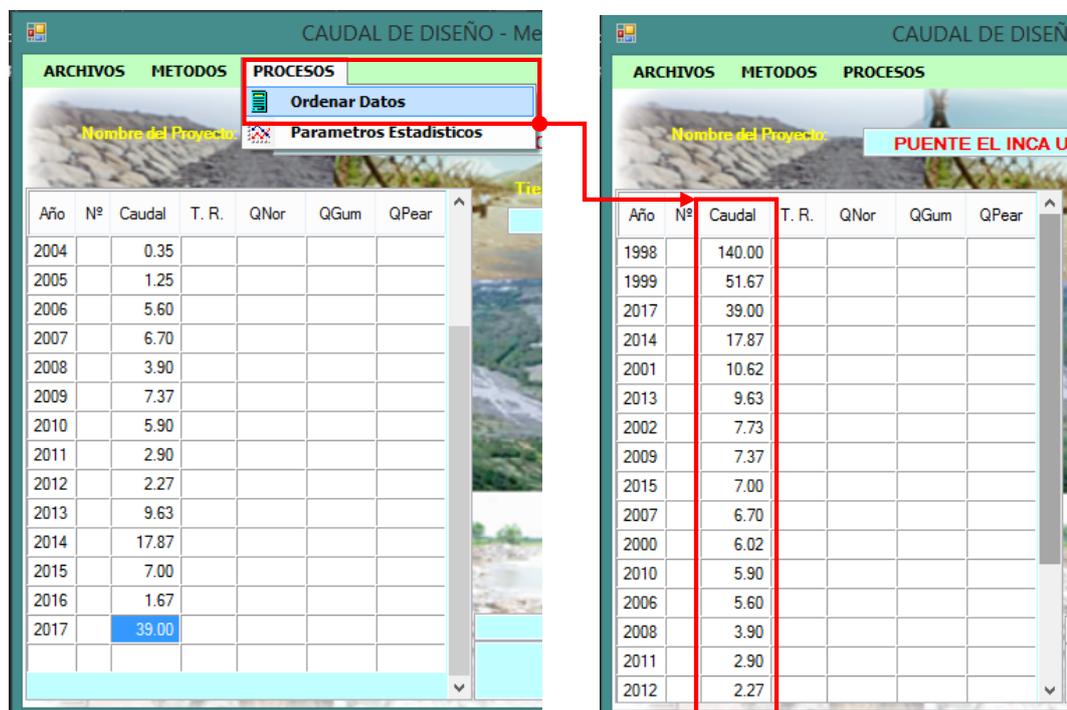
Año	Nº	Caudal	T. R.	QNor	QGum	QPear
1998		140.00				
1999		51.67				
2000		6.02				
2001		10.62				
2002		7.73				
2003		2.03				
2004		0.35				
2005		1.25				
2006		5.60				
2007		6.70				
2008		3.90				
2009		7.37				
2010		5.90				
2011		2.90				
2012		2.27				
2013		9.63				

Año	Nº	Caudal	T. R.	QNor	QGum	QPear
2004		0.35				
2005		1.25				
2006		5.60				
2007		6.70				
2008		3.90				
2009		7.37				
2010		5.90				
2011		2.90				
2012		2.27				
2013		9.63				
2014		17.87				
2015		7.00				
2016		1.67				
2017		39.00				

- Guardamos el archivo, presionando “ARCHIVOS” y seleccionando “Crear-Archivo”, se creará un archivo con el nombre “River 0001”, conforme vayamos guardando se irán creando sucesivamente.



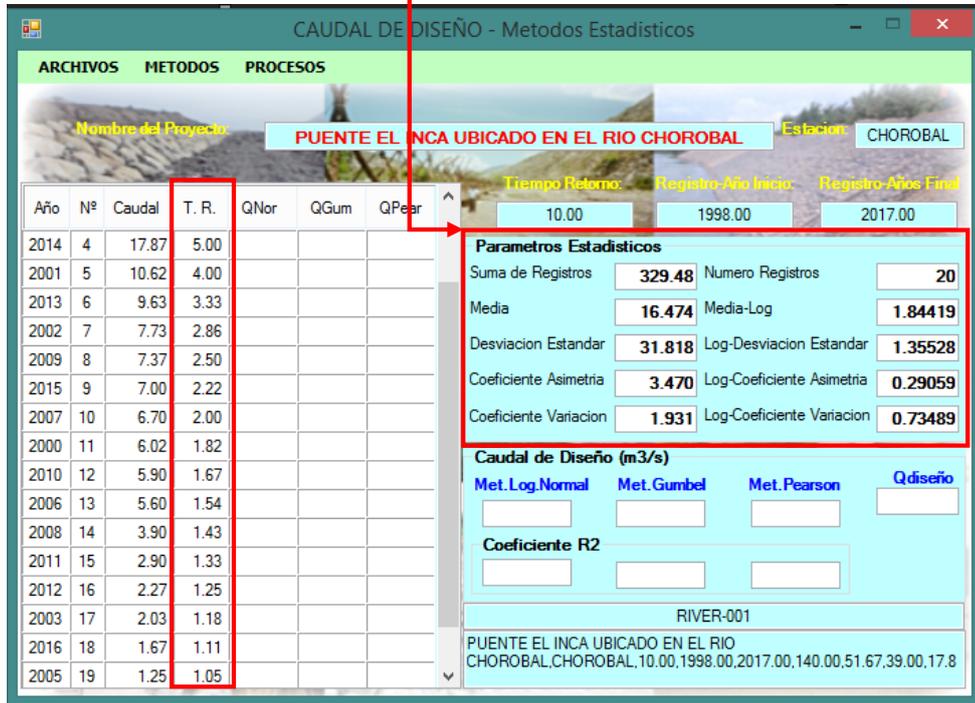
- Ordenamos los datos, la cual se hará de forma descendente para luego obtener los parámetros estadísticos, presionamos “Procesos” y seleccionamos “Ordenar Datos”.



- Luego guardamos el archivo, presionamos “Archivos”, y seleccionamos “Guardar Data”, al presionar aparecerán los datos del proyecto en la parte inferior derecha, una vez guardado se podrá abrir luego con la opción “Leer-Data”.

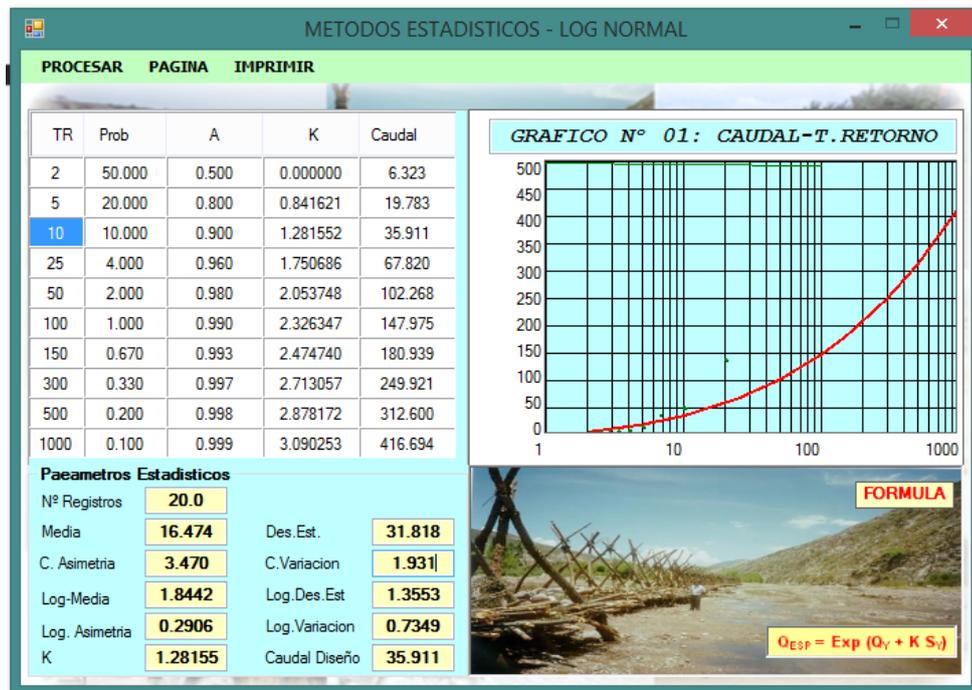
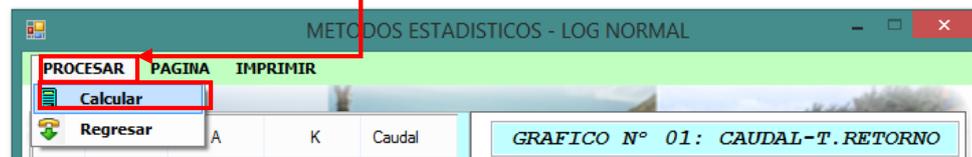


- Procedemos a obtener los parámetros estadísticos, los cuales son: Suma de registros, Media, Desviación Estándar, Coeficiente de Asimetría, Coeficiente de Variación, Número de Registros, Media-Log, Log-Desviación Estándar, Log Coeficiente de Asimetría y Log-Coeficiente de Variación; presionamos “Procesos” y seleccionamos “Parámetros Estadísticos”, se calcularon los parámetros antes mencionados y el “T.R.”.

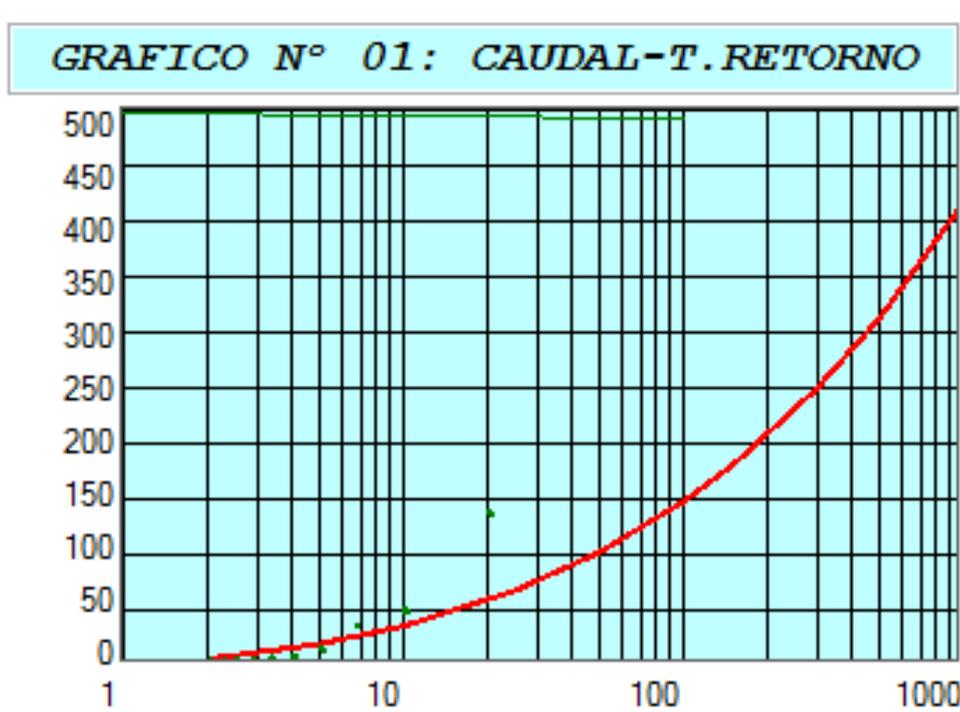


Una vez calculado, procedemos a calcular el caudal de diseño.

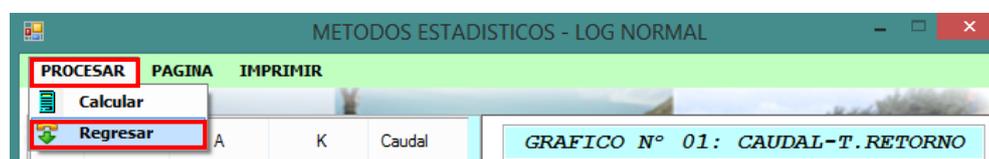
- Método Log Normal, presionamos “METODOS” y seleccionamos “Log. Normal”, abrirá una ventana en la cual presionamos “Calcular”, en la cual tendremos una tabla con los CAUDALES para distintos periodos de retorno, grafica del CAUDAL vs T. RETORNO, los parámetros estadísticos y la fórmula empleada.



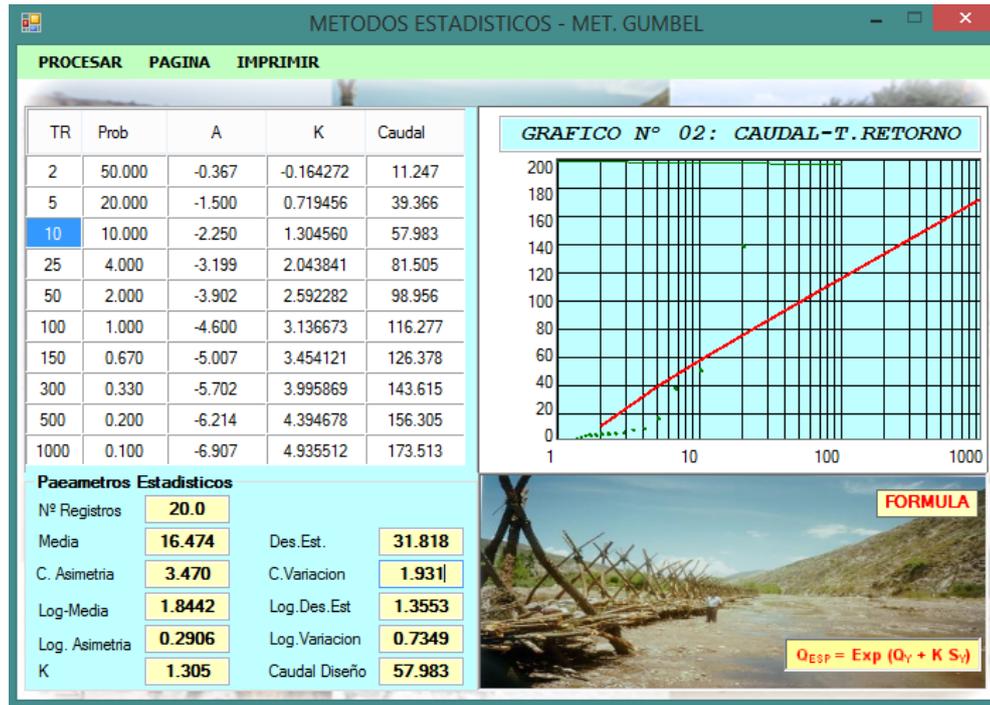
TR	Prob	A	K	Caudal
2	50.000	0.500	0.000000	6.323
5	20.000	0.800	0.841621	19.783
10	10.000	0.900	1.281552	35.911
25	4.000	0.960	1.750686	67.820
50	2.000	0.980	2.053748	102.268
100	1.000	0.990	2.326347	147.975
150	0.670	0.993	2.474740	180.939
300	0.330	0.997	2.713057	249.921
500	0.200	0.998	2.878172	312.600
1000	0.100	0.999	3.090253	416.694



- Luego para volver a calcular por el siguiente método, presionamos “Procesos” y seleccionamos “Regresar”.



- Método Gumbel, mediante lo antes descrito realizamos el mismo procedimiento.



- Conforme fuimos calculando los caudales mediante lo métodos, los caudales según el periodo de retorno, van apareciendo en la parte inferior, junto al coeficiente de correlación.



**Caudal de Diseño (m3/s)**

<b>Met. Log.Normal</b>	<b>Met. Gumbel</b>	<b>Met. Pearson</b>	<b>Q<sub>diseño</sub></b>
35.911	57.983		

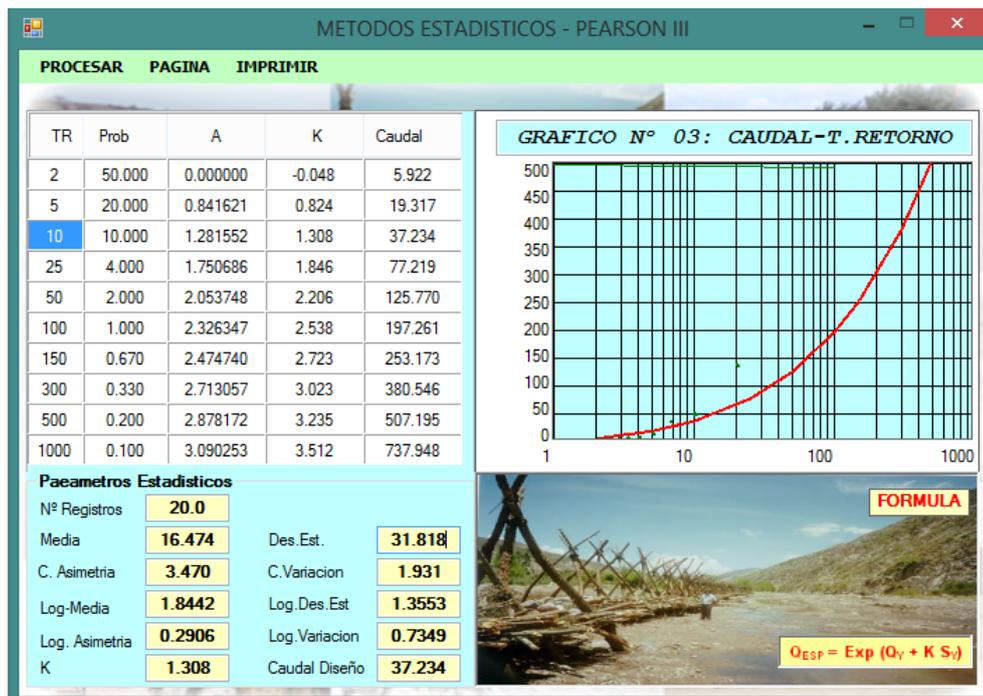
**Coficiente R2**

0.89864	0.63177	
---------	---------	--

RIVER-001

PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO  
 CHOROBAL, CHOROBAL, 10.00, 1998.00, 2017.00, 140.00, 51.67, 39.00, 17.8

- Método Pearson III.



- Elección de caudal de diseño para 10 años, River selecciona el caudal que tenga el mayor coeficiente de correlación.

CAUDAL DE DISEÑO - Metodos Estadisticos

ARCHIVOS METODOS PROCESOS

Nombre del Proyecto: **PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL** Estacion: CHOROBAL

Tempo Retorno: 10.00 Registro/Año Inicio: 1998.00 Registro/Años Final: 2017.00

Año	Nº	Caudal	T. R.	QNor	QGum	QPear
1998	1	140.00	20.00	58.76	75.84	65.33
1999	2	51.67	10.00	35.91	57.98	37.23
2017	3	39.00	6.67	25.76	47.23	25.75
2014	4	17.87	5.00	19.78	39.37	19.32
2001	5	10.62	4.00	15.77	33.06	15.16
2013	6	9.63	3.33	12.87	27.73	12.23
2002	7	7.73	2.86	10.66	23.05	10.06
2009	8	7.37	2.50	8.91	18.82	8.37
2015	9	7.00	2.22	7.50	14.92	7.02
2007	10	6.70	2.00	6.32	11.25	5.92
2000	11	6.02	1.82	5.33	7.74	5.00
2010	12	5.90	1.67	4.49	4.32	4.23
2006	13	5.60	1.54	3.75	0.95	3.56
2008	14	3.90	1.43	3.11	31.82	2.97
2011	15	2.90	1.33	2.54	31.82	2.46
2012	16	2.27	1.25	2.03	31.82	2.00

**Parametros Estadisticos**

Suma de Registros: 329.48 Numero Registros: 20  
 Media: 16.474 Media-Log: 1.84419  
 Desviacion Estandar: 31.818 Log-Desviacion Estandar: 1.35528  
 Coeficiente Asimetria: 3.470 Log-Coficiente Asimetria: 0.29059  
 Coeficiente Variacion: 1.931 Log-Coficiente Variacion: 0.73489

**Caudal de Diseño (m3/s)**

Met. Log.Normal: 35.911 Met. Gumbel: 57.983 Met. Pearson: 37.234 Qdiseño:

Coeficiente R2: 0.89864 0.63177 0.92981 Q. Diseño:

RIVER-001  
 PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL, CHOROBAL, 10.00, 1998.00, 2017.00, 140.00, 51.67, 39.00, 17.8

**Caudal de Diseño (m3/s)**

Met. Log.Normal: 35.911 Met. Gumbel: 57.983 Met. Pearson: 37.234 Qdiseño:

Coeficiente R2: 0.89864 0.63177 0.92981 Q. Diseño:

**Caudal de Diseño (m3/s)**

Met. Log.Normal: 35.911 Met. Gumbel: 57.983 Met. Pearson: 37.234 Qdiseño: 37.23

Coeficiente R2: 0.89864 0.63177 0.92981 Q. Diseño:

- Resumen de caudales de diseño para diferentes periodos de retorno, considerando el **caudal máximo** para la estación Chorobal.

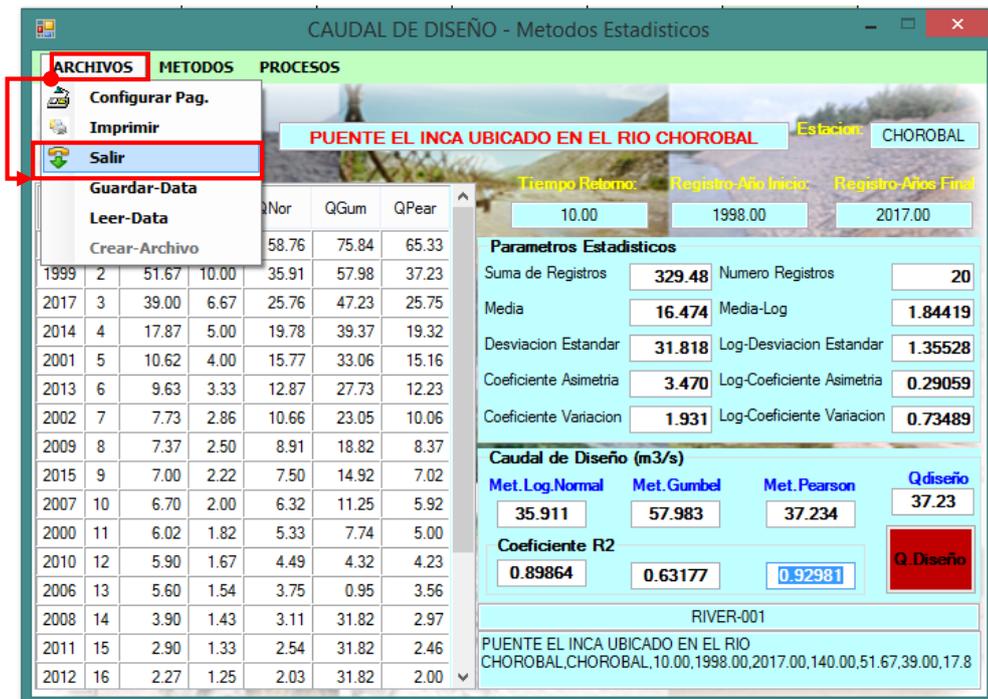
T.R.	Método Estadístico (m3/s)			Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III	
2	6.323	11.247	5.922	11.247
5	19.783	39.366	19.317	39.366
10	35.911	57.983	37.234	57.983
25	67.820	81.505	77.219	81.505
50	102.268	98.956	125.770	125.770
100	147.975	116.277	197.261	197.261
150	180.939	126.378	253.173	253.173
300	249.921	143.615	380.546	380.546
500	312.600	156.305	507.195	507.195
1000	416.694	173.513	737.948	737.948
Coef. R2	0.899	0.632	0.930	

- Elección de caudal de diseño para 10 años para la estación Huamansaña.

- Resumen de caudales de diseño para diferentes periodos de retorno, considerando el **caudal máximo** para la estación Huamansaña.

T.R.	Método Estadístico (m <sup>3</sup> /s)			Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III	
2	3.559	9.950	3.654	9.950
5	16.423	36.464	16.540	36.464
10	36.524	54.026	35.887	54.026
25	85.655	76.210	81.075	85.655
50	148.556	92.667	136.438	148.556
100	243.773	109.003	217.032	243.773
150	319.211	118.529	278.978	319.211
300	492.180	134.785	416.565	492.180
500	664.369	146.752	549.014	664.369
1000	976.683	162.982	781.113	976.683
Coef. R2	0.959	0.645	0.956	

d.1.2.2. Método Empírico: presionamos “ARCHIVOS” y seleccionamos “Salir”



- Nos volverá a la pantalla principal, en la cual presionamos “Caudal de Diseño” y seleccionamos “Método Empírico”.



- Nos abrió una ventana, en la cual se tenía que completar con el “Nombre del Proyecto”, una vez terminado, presionamos “Enter” para acceder al digitar los datos de la cuenca, “Longitud de Cauce Principal (Km)”, bajo el mismo procedimiento se completan los demás, como “Pendiente del Cauce del Rio (Manning)”, la cual estará en m/m -> “Diferencia de Cotas (m)” -> “Área de la Cuenca Húmeda (Km)” -> “Periodo de Retorno (años)” -> “Coeficiente de Escorrentía (C)”, empezamos con un periodo de retorno = 2 años.

**PROYECTO: PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

**Información de la cuenca**

Longitud de Cauce Principal (Km)

Pendiente del Cauce del Rio (Manning)

Diferencia de Cotas (m)

Area de la Cuenca Humeda (Km)

Periodo de Retorno (años)

Coeficiente de Escorrentia (C)

**Soil Conservation Service of California**

$T_c = (0.871(L^3/H))^{0.385}$

Diferencia de cotas extremas (m)

Longitud del cauce principal (Km)

Tiempo de Concentracion (Horas)

**Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)**

Selección Tc (Horas)

**Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad**

$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$

Periodo de Retomo (Años)

Tiempo de Concentracion (Minutos)

Intensidad (mm/hora)

**Formula de R. Temez**

$T_c = 0.3(L/S_j^{0.25})^{0.75}$

Longitud del cauce principal (Km)

Pendiente media del Tramo

Tiempo de Concentracion (Horas)

**Formula de Kirpich**

$T_c = 0.06628(L^{0.77})(S_k^{-0.385})$

Longitud del Cauce Principal (Km)

Diferencia de Cotas Extremas (m)

Pendiente cauce principal (Manning)

Tiempo de Concentracion (Horas)

**Caudal Maximo - Metodo de Mac Math**

$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$

Coeficiente de Escorrentia (C)

Area de la Cuenca Humeda (Ha)

Pendiente (0/00)

Intensidad (mm/hora)

Caudal Maximo (m3/s)

- El coeficiente de escorrentía (C), está en función al tipo de superficie y del periodo de retorno, bajo la siguiente tabla:

<b>COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"</b>							
<b>Características de la Superficie</b>	<b>Periode de retorno en años</b>						
	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>500</b>
<b>Áreas desarrolladas</b>							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto, tejados	0.75	0.80	0.83	0.86	0.92	0.97	1.00
<b>Zonas Verdes (jardines, parques, etc)</b>							
<b>Condición pobre (cubierta de pasto &lt;50 % del área)</b>							
Plano (0 - 2) %	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.95	0.58
Promedio (2 - 7) %	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.97	0.97
Superior al 7 %	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	
<b>Condición prom. (cubierta de pasto 50 - 75 % del área)</b>							
Plano (0 - 2) %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.95	0.95
Promedio (2 - 7) %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.97	0.97
Superior al 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.53
<b>Condición alta (cubierta de pasto &gt; 75 % del área)</b>							
Plano (0 - 2) %	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.36
Promedio (2 - 7) %	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.46
Superior al 7 %	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.51
<b>Zonas Rurales</b>							
<b>Campos de Cultivo</b>							
Plano (0 - 2) %	0.30	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio (2 - 7) %	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Superior al 7 %	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales, prados y dehesas</b>							
Plano (0 - 2) %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2 - 7) %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Superior al 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Bosques, montes arbolados</b>							
Plano (0 - 2) %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio (2 - 7) %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Superior al 7 %	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

- Completamos los datos y presionamos “Enter”.

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO

Información de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	<b><math>T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}</math></b>	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	
Periodo de Retomo (años)	2.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.39	<b><math>T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})</math></b>	
Soil Conservation Service of California		Longitud del Cauce Principal (Km)	
<b><math>T_c = (0.871 (L^3 / H))^{0.385}</math></b>		Diferencia de Cotas Extremas (m)	
Diferencia de cotas extremas (m)		Pendiente cauce principal (Manning)	
Longitud del cauce principal (Km)		Tiempo de Concentracion (Horas)	
Tiempo de Concentracion (Horas)		Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)		<b><math>Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}</math></b>	
Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad		Coefficiente de Escorrentia (C)	
<b><math>I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}</math></b>		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	
Periodo de Retomo (Años)		Pendiente (0/00)	
Tiempo de Concentracion (Minutos)		Intensidad (mm/hora)	
Intensidad (mm/hora)		Caudal Maximo (m3/s)	

- Calculo del Tiempo de concentración, mediante los tres métodos de Soil Conservation Service of California, R. Temez y Kirpich, presionando encima de cada formula.

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO

Información de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	<b><math>T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}</math></b>	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	0.0744
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	
Periodo de Retomo (años)	2.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.3900	<b><math>T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})</math></b>	
Soil Conservation Service of California		Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
<b><math>T_c = (0.871 (L^3 / H))^{0.385}</math></b>		Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00	Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Longitud del cauce principal (Km)	55.77	Tiempo de Concentracion (Horas)	
Tiempo de Concentracion (Horas)		Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)		<b><math>Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}</math></b>	
Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad		Coefficiente de Escorrentia (C)	0.39
<b><math>I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}</math></b>		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
Periodo de Retomo (Años)	0.00	Pendiente (0/00)	74.40
Tiempo de Concentracion (Minutos)	0.00	Intensidad (mm/hora)	
Intensidad (mm/hora)		Caudal Maximo (m3/s)	

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO

Información de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	0.0744
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715
Periodo de Retomo (años)	2.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.3900	$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
<b>Soil Conservation Service of California</b>		Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
$T_c = (0.871(L^3/H))^{0.385}$		Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00	Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Longitud del cauce principal (Km)	55.77	Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907	Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
<b>Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)</b>	4.8161	$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
Seleccion Tc (Horas)		Coefficiente de Escorrentia (C)	0.39
<b>Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad</b>		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$		Pendiente (0/00)	74.40
Periodo de Retomo (Años)	0.00	Intensidad (mm/hora)	
Tiempo de Concentracion (Minutos)	0.00	Caudal Maximo (m3/s)	
Intensidad (mm/hora)			

Tenemos la opción de escribir el tiempo de concentración manualmente, ya que River sugiere utilizar el promedio de los 3 métodos, para nuestro caso la que más se asemeja es mediante la fórmula de “R. Temez”, luego presionamos “Enter”.

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO

Información de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	0.0744
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715
Periodo de Retomo (años)	2.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.3900	$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
<b>Soil Conservation Service of California</b>		Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
$T_c = (0.871(L^3/H))^{0.385}$		Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00	Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Longitud del cauce principal (Km)	55.77	Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907	Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
<b>Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)</b>	4.8161	$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
Seleccion Tc (Horas)	6.47	Coefficiente de Escorrentia (C)	0.39
<b>Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad</b>		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$		Pendiente (0/00)	74.40
Periodo de Retomo (Años)	2.00	Intensidad (mm/hora)	0.0000
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29	Caudal Maximo (m3/s)	
Intensidad (mm/hora)			

- Calculamos la intensidad, presionando encima de la formula.

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Informacion de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	$T_c = 0.3 (L / S_i)^{0.25} S^{0.75}$	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	0.0744
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715
Periodo de Retomo (años)	2.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.3900	$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Soil Conservation Service of California		Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
$T_c = (0.871 (L^3 / H))^{0.385}$		Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00	Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Longitud del cauce principal (Km)	55.77	Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907	Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)		$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47	Coefficiente de Escorrentia (C)	0.39
Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$		Pendiente (0/00)	74.40
Periodo de Retomo (Años)	2.00	Intensidad (mm/hora)	29.2109
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29	Caudal Maximo (m3/s)	
Intensidad (mm/hora)	29.2109		

- Calculamos el caudal máximo, presionando de igual manera sobre ella.

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Informacion de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	$T_c = 0.3 (L / S_i)^{0.25} S^{0.75}$	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	0.0744
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715
Periodo de Retomo (años)	2.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.3900	$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Soil Conservation Service of California		Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
$T_c = (0.871 (L^3 / H))^{0.385}$		Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00	Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Longitud del cauce principal (Km)	55.77	Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907	Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)		$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47	Coefficiente de Escorrentia (C)	0.39
Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$		Pendiente (0/00)	74.40
Periodo de Retomo (Años)	2.00	Intensidad (mm/hora)	29.2109
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29	Caudal Maximo (m3/s)	33.00
Intensidad (mm/hora)	29.2109		

- Calculamos para 5 años, bajo el mismo procedimiento, cambiando el coeficiente de escorrentía, el cual está en función del periodo de retorno.

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Información de la cuenca	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744
Diferencia de Cotas (m)	4150.00
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88
Periodo de Retomo (años)	5.00
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.4200

Formula de R. Temez	
$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Pendiente media del Tramo	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715

Formula de Kirpich	
$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862

Soil Conservation Service of California	
$T_c = (0.871(L^3/H))^{0.385}$	
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907

Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47

Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad	
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$	
Periodo de Retomo (Años)	5.00
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29
Intensidad (mm/hora)	37.5715

Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.42
Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
Pendiente (0/00)	74.40
Intensidad (mm/hora)	37.5715
Caudal Maximo (m3/s)	45.00

- Calculamos para 10 años.

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Información de la cuenca	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744
Diferencia de Cotas (m)	4150.00
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88
Periodo de Retomo (años)	10.00
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.4400

Formula de R. Temez	
$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Pendiente media del Tramo	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715

Formula de Kirpich	
$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862

Soil Conservation Service of California	
$T_c = (0.871(L^3/H))^{0.385}$	
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907

Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47

Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad	
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$	
Periodo de Retomo (Años)	10.00
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29
Intensidad (mm/hora)	45.4518

Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.44
Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
Pendiente (0/00)	74.40
Intensidad (mm/hora)	45.4518
Caudal Maximo (m3/s)	58.00

- Calculamos para 25 años

**CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO**

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Información de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	0.0744
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715
Periodo de Retomo (años)	25.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.4800	$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Soil Conservation Service of California		Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
$T_c = (0.871(L^3/H))^{0.385}$		Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Diferencia de cortas extremas (m)	4150.00	Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Longitud del cauce principal (Km)	55.77	Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907	Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)		$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47	Coefficiente de Escorrentia (C)	0.48
Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$		Pendiente (0/00)	74.40
Periodo de Retomo (Años)	25.00	Intensidad (mm/hora)	58.4609
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29	Caudal Maximo (m3/s)	81.00
Intensidad (mm/hora)	58.4609		

- Calculamos para 50 años

**CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO**

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUEBLO EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Información de la cuenca		Formula de R. Temez	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77	$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744	Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas (m)	4150.00	Pendiente media del Tramo	0.0744
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88	Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715
Periodo de Retomo (años)	50.00	Formula de Kirpich	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.5100	$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Soil Conservation Service of California		Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
$T_c = (0.871(L^3/H))^{0.385}$		Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Diferencia de cortas extremas (m)	4150.00	Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Longitud del cauce principal (Km)	55.77	Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907	Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)		$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47	Coefficiente de Escorrentia (C)	0.51
Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad		Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$		Pendiente (0/00)	74.40
Periodo de Retomo (Años)	50.00	Intensidad (mm/hora)	70.7226
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29	Caudal Maximo (m3/s)	104.00
Intensidad (mm/hora)	70.7226		

- Calculamos para 100 años

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Informacion de la cuenca	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744
Diferencia de Cotas (m)	4150.00
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88
Periodo de Retomo (años)	100.00
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.5400

Formula de R. Temez	
$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Pendiente media del Tramo	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715

Formula de Kirpich	
$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862

Soil Conservation Service of California	
$T_c = (0.871 (L^3 / H))^{0.385}$	
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907

Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47

Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad	
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$	
Periodo de Retomo (Años)	100.00
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29
Intensidad (mm/hora)	85.5562

Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.54
Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
Pendiente (0/00)	74.40
Intensidad (mm/hora)	85.5562
Caudal Maximo (m3/s)	133.00

- Calculamos para 500 años

CALCULO CAUDAL - METODO EMPIRICO

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO: PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL EN EL DISTRITO DE CHAO**

Informacion de la cuenca	
Longitud de Cauce Principal (Km)	55.77
Pendiente del Cauce del Rio (Manning)	0.0744
Diferencia de Cotas (m)	4150.00
Area de la Cuenca Humeda (Km)	325.88
Periodo de Retomo (años)	500.00
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.6100

Formula de R. Temez	
$T_c = 0.3 (L / S_j^{0.25})^{0.75}$	
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Pendiente media del Tramo	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	6.4715

Formula de Kirpich	
$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_k^{-0.385})$	
Longitud del Cauce Principal (Km)	55.77
Diferencia de Cotas Extremas (m)	4150.00
Pendiente cauce principal (Manning)	0.0744
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9862

Soil Conservation Service of California	
$T_c = (0.871 (L^3 / H))^{0.385}$	
Diferencia de cotas extremas (m)	4150.00
Longitud del cauce principal (Km)	55.77
Tiempo de Concentracion (Horas)	3.9907

Promedio de Tiempo de Concentracion (Tc)	
4.8161	Seleccion Tc (Horas) 6.47

Formula de Mac Math - Calculo de Intensidad	
$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$	
Periodo de Retomo (Años)	500.00
Tiempo de Concentracion (Minutos)	388.29
Intensidad (mm/hora)	133.1247

Caudal Maximo - Metodo de Mac Math	
$Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.45}$	
Coefficiente de Escorrentia (C)	0.61
Area de la Cuenca Humeda (Ha)	32587.50
Pendiente (0/00)	74.40
Intensidad (mm/hora)	133.1247
Caudal Maximo (m3/s)	234.00

- Resumen de caudales de diseño para diferentes periodos de retorno mediante el método empírico el cual es el mismo para ambas estaciones.

T.R.	Método Empírico	Caudal de Diseño (m <sup>3</sup> /s)
2	33.00	33.00
5	45.00	45.00
10	58.00	58.00
25	81.00	81.00
50	104.00	104.00
100	133.00	133.00
500	234.00	234.00

#### d.1.2.3. Procesamiento de datos mediante caudal instantáneo.

River considera el método de Fuller para calcular

- Vamos la página de inicio, presionamos en “Caudal de Diseño” y seleccionamos “Caudal Instantáneo”.

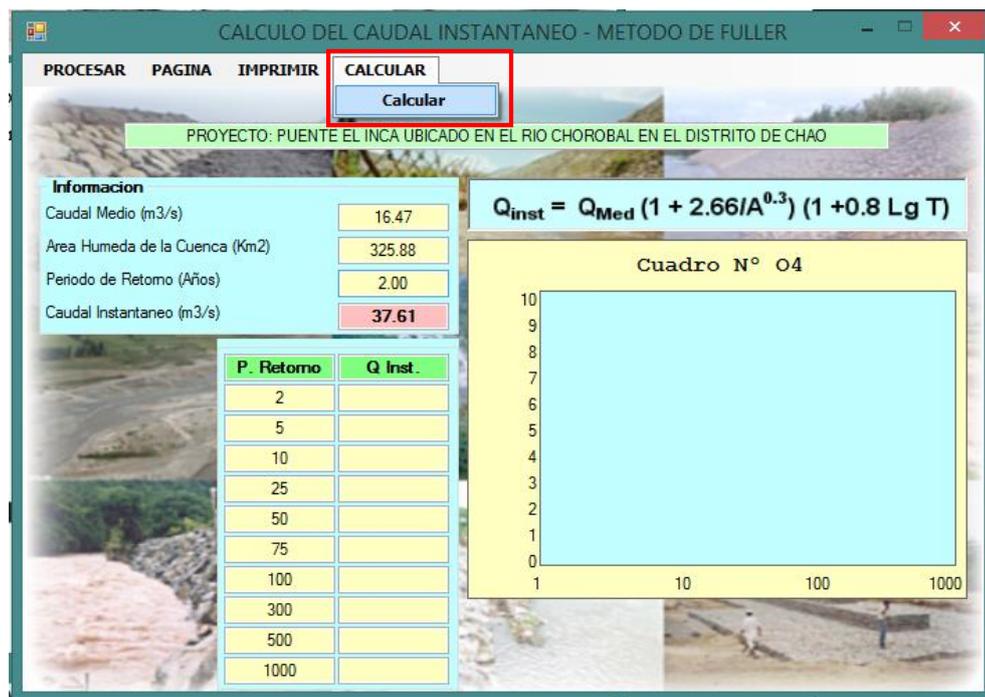


- Nos abrió una ventana, en la cual se tenía que completar con el “Nombre del Proyecto”, una vez terminado, presionamos “Enter” para acceder a digitar los datos solicitados, tales como, “Caudal Medio (m3/s)”, el cual hace mención al promedio, bajo el mismo procedimiento se completan los demás, como “Área de la Cuenca Húmeda (Km)” -> “Periodo de Retorno (años)”, empezamos con un periodo de retorno = 2 años.

- Al presionar “Enter” calculamos el caudal instantáneo para dicho periodo de retorno.



- Luego calculamos los caudales instantáneos para los demás periodos de retorno, presionamos “Calcular” y seleccionamos “Calcular”.





- Resumen del Caudal Instantáneo para la estación Chorobal.

T.R.	Q. Instantáneo
2	37.61
5	55.35
10	68.77
25	86.51
50	99.92
100	113.34
300	134.34
500	144.49
1000	157.91

- Caudal Instantáneo para la estación Huamansaña.



- Resumen del Caudal Instantáneo para la estación Huamansaña.

T.R.	Q. Instantáneo
2	33.97
5	50.00
10	62.11
25	78.14
50	90.25
100	102.37
300	121.58
500	130.51
1000	142.63

#### d.1.2.4. Procesamiento de datos mediante la envolvente regional de Creager.

La envolvente Creager de descargas máximas se calcula en función del área de cuenca, el periodo de retorno y cuatro coeficientes que dependen de la zona del país, en este caso para el contexto hidrológico de la Costa Peruana, mediante la expresión:

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) \times \text{Log}(T) \times A^{(m A^{-n})}$$

- **Calculo de caudal mediante el método regional de Creager.**

Descripcion	Valor
Region	2.00
Area (Km2)	325.88
C1	0.10
C2	1.28
m	1.02
n	0.04
C1+C2	1.38

T	Log (T)	$A^{m(A^{-n})}$	Q. max
2.00	0.30	108.06	44.89
5.00	0.70	108.06	104.23
10.00	1.00	108.06	149.12
25.00	1.40	108.06	208.46
50.00	1.70	108.06	253.36
100.00	2.00	108.06	298.25
150.00	2.18	108.06	324.50
300.00	2.48	108.06	369.40
500.00	2.70	108.06	402.48
1000.00	3.00	108.06	447.37

#### d.1.2.5. Elección del caudal máximo extraordinario.

ESTACION CHOROBAL (m3/s)							
T.R.	Método Estadístico			Método Empírico	Q. Instantáneo	Regional Creager	Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III				
2	6.323	11.247	5.922	33.00	37.61	44.89	5.922
5	19.783	39.366	19.317	45.00	55.35	104.23	19.317
10	35.911	57.983	37.234	58.00	68.77	149.12	37.234
25	67.820	81.505	77.219	81.00	86.51	208.46	77.219
50	102.268	98.956	125.770	104.00	99.92	253.36	125.770
100	147.975	116.277	197.261	133.00	113.34	298.25	197.261
150	180.939	126.378	253.173	-	-	324.50	253.173
300	249.921	143.615	380.546	-	134.34	369.40	380.546
500	312.600	156.305	507.195	-	144.49	402.48	507.195
1000	416.694	173.513	737.948	234.00	157.91	447.37	737.948
Coef. R2	0.899	0.632	0.930				

ESTACION HUAMANSAÑA (m3/s)							
T.R.	Método Estadístico			Método Empírico	Q. Instantáneo	Regional Creager	Caudal de Diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III				
2	3.559	9.950	3.654	33.00	33.97	44.89	3.559
5	16.423	36.464	16.540	45.00	50.00	104.23	16.423
10	36.524	54.026	35.887	58.00	62.11	149.12	36.524
25	85.655	76.210	81.075	81.00	78.14	208.46	85.655
50	148.556	92.667	136.438	104.00	90.25	253.36	148.556
100	243.773	109.003	217.032	133.00	102.37	298.25	243.773
150	319.211	118.529	278.978	-	-	324.50	319.211
300	492.180	134.785	416.565	-	121.58	369.40	492.180
500	664.369	146.752	549.014	-	130.51	402.48	664.369
1000	976.683	162.982	781.113	234.00	142.63	447.37	976.683
Coef. R2	0.959	0.645	0.956				

Se eligió el caudal máximo de diseño bajo el método estadístico por Log. Normal de la estación Huamansaña, por tener el mayor coeficiente de correlación el cual para un periodo de retorno de 100 años es de 243.773 m3/s.