

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



CUANTIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE LA EROSIÓN Y  
SOCAVACIÓN EN LA ESTRUCTURA DE PUENTES Y SU  
APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RÍO MOTUPE DEL  
DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

JOSÉ MARTÍN RIVAS PARRAGUEZ

Chiclayo 07 Setiembre de 2018

CUANTIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE LA EROSIÓN Y  
SOCAVACIÓN EN LA ESTRUCTURA DE PUENTES Y SU  
APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RÍO MOTUPE DEL  
DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

POR:

JOSÉ MARTÍN RIVAS PARRAGUEZ

Presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad  
Católica Santo Toribio de Mogrovejo para optar el título de  
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR EL JURADO INTEGRADO POR

---

Ing° Aníbal Teodoro Díaz Orrego  
PRESIDENTE

---

Ing° Hector Augusto Gamarra Uceda  
SECRETARIO

---

Ing° Juan Ignacio Luna Mera  
ASESOR

## DEDICATORIA

A Dios y a la Virgen, por darme la oportunidad de seguir adelante con mis proyectos trazados, así como también a mis padres y hermana, Hugo Edilberto Rivas Verástegui, María Isabel Parraguez Carrasco y Silvia Marcela Rivas Parraguez, por todo el apoyo brindado para poder culminar mi carrera profesional

## EPÍGRAFE

Cuida tus pensamientos, porque se convertirán en tus palabras. Cuida tus palabras, porque se convertirán en tus actos. Cuida tus actos, porque se convertirán en tus hábitos. Cuida tus hábitos, porque se convertirán en tu destino (Gandhi)

Nuestra recompensa se encuentra en el esfuerzo y no en el resultado. Un esfuerzo total es una victoria completa (Gandhi)

## AGRADECIMIENTO

Me es casi imposible agradecer a todas las personas que de una u otra manera han colaborado para que esta tesis pueda culminarse. Desde luego no puedo comenzar sin agradecer el apoyo incondicional de mis padres Hugo Edilberto Rivas Verástegui y María Isabel Parraguez Carrasco que con todo el esfuerzo que han hecho me es muy grato entregarles a ellos el producto final, mi Título como Ingeniero Civil Ambiental; sin dejar de lado a mi hermana Silvia Marcela Rivas Parraguez que no me dejó solo en los momentos de sufrimiento, así como también a mi verdaderas amistades por demostrarme su apoyo incondicional.

Del mismo modo quisiera agradecer a todos los ingenieros que me han brindado alguna información y asesorías correspondientes, como es el caso del Ingeniero Damián Vásquez Bernal, Ingeniero Eduardo Larrea Wong.

Agradecer también a mi asesor, Ingeniero Juan Ignacio Luna Mera ya que con sus conocimientos y experiencia referido al tema en desarrollo, pudo guiarme en cada uno de los pasos para elaborar esta tesis.

Mucho más importante, agradecer a nuestro Padre celestial y Virgen por darme la fortaleza, paciencia y guiarme en cada uno de mis objetivos.

# ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN .....	20
II.	MARCO TEÓRICO .....	23
2.1.	Antecedentes .....	23
2.2.	Bases Teóricas – Científicas.....	27
2.3.	Cuantificación de los efectos de la erosión y socavación en la estructura de puentes y su aplicación en el puente del río Motupe del Departamento de Lambayeque.....	30
2.3.1.	La erosión hidráulica (Caminati, 2003).....	30
2.3.2.	Tipos de erosión (Caminati, 2003).....	31
2.3.2.1.	Clasificación temporal (Caminati, 2003) .....	31
2.3.2.2.	Clasificación espacial.....	32
2.3.3.	Erosión local (Caminati, 2003) .....	34
2.3.3.1.	Fosos de socavación .....	34
2.3.3.2.	Tipos de obstáculos .....	35
2.3.3.3.	La erosión local y el arrastre generalizado de sedimentos .....	37
2.3.4.	Erosión local en pilares de puentes .....	40
2.3.4.1.	Mecanismo .....	41
2.3.4.2.	Influencia de la erosión general en la fosa de socavación .....	44
2.3.5.	Métodos para el cálculo de la erosión local en pilares.....	46
2.3.5.1.	Estado actual del cálculo de la erosión local en pilares .....	46
2.3.5.2.	Características de los métodos disponibles .....	47
2.3.5.3.	Métodos analizados.....	49
2.3.6.	Fundamentos de la socavación.....	67
2.3.6.1.	Componentes de la socavación .....	67
2.3.6.2.	Socavación en estribos de puentes .....	71
2.3.6.3.	Sistemas de control de la socavación .....	82

2.3.7.	Procedimiento para el diseño de puentes contra socavación.....	86
2.3.8.	Datos generales del puente Motupe.....	89
2.3.8.1.	Ubicación .....	89
2.3.8.2.	Características del puente Motupe .....	89
2.3.9.	Medidas de protección contra la socavación .....	93
2.3.9.1.	Enrocado .....	95
2.3.9.2.	Extensiones de la cimentación .....	100
2.3.9.3.	Revestimiento del lecho con bloques .....	101
<b>III.</b>	<b>MATERIALES Y MÉTODOS. ....</b>	<b>103</b>
3.1.	Diseño de la investigación.....	103
3.1.1.	Tipo de investigación .....	103
3.1.2.	Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	103
3.1.2.1.	Método.....	103
3.1.2.2.	Técnicas .....	103
3.1.2.3.	Fuentes .....	103
3.1.2.4.	Instrumentos .....	103
3.2.	Metodología .....	104
3.2.1.	Plan de procesamiento para análisis de datos.....	104
<b>IV.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>107</b>
4.1.	Descripción general del área de estudio .....	107
4.1.1.	Ubicación.....	107
4.1.2.	Topografía .....	107
4.1.3.	Clima .....	107
4.1.4.	Vientos .....	107
4.1.5.	Vías de acceso .....	107
4.2.	Estudios básicos del proyecto.....	108
4.2.1.	Estudio topográfico .....	108

4.2.2.	Estudio de mecánica de suelos .....	119
4.2.3.	Estudio hidrológico .....	120
4.3.	Resultados de los métodos para el cálculo de erosión .....	126
4.3.1.	Métodos de erosión en pilares de puentes.....	126
4.3.1.1.	Método de Laursen Y Touch .....	126
4.3.1.2.	Método de Yaroslavtziev.....	126
4.3.1.3.	Método de la FHWA (HEC-18).....	126
4.3.1.4.	Método de Larras.....	126
4.3.1.5.	Método de Froehlich .....	126
4.3.1.6.	Método de La Universidad Estatal de Colorado (CSU) .....	126
4.3.1.7.	Resumen de Métodos de Erosión en Pilares de Puentes.....	127
4.4.	Métodos de Erosión en estribos de puentes .....	127
4.4.1.	Método de Liu, Chang Y Skinner .....	127
4.4.1.1.	Método de Froehlich .....	127
4.4.1.2.	Método Hire .....	127
4.4.1.3.	Resumen de métodos de erosión en estribos de puentes.....	128
4.5.	Cálculo mediante el Software HEC RAS .....	129
4.6.	Calculo de la medida de protección en pilares .....	130
<b>V.</b>	<b>DISCUSIÓN .....</b>	<b>131</b>
5.1.	Análisis crítico de los métodos actuales.....	131
5.1.1.	Comparativa de los métodos.....	131
5.1.2.	Puntos débiles de los métodos.....	133
5.2.	Símil entre diferentes tipos de diámetros de partículas de suelos ..	137
5.3.	Análisis comparativo del modelamiento hidráulica HEC RAS con la parte teórica .....	145
5.4.	Análisis de las medidas de protección en pilares .....	146
<b>VI.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>147</b>

VII. RECOMENDACIONES .....	149
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	150
IX. ANEXOS .....	151

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla N° 2. 1:</b> Coeficiente de forma $K_s$ .....	50
<b>Tabla N° 2. 2:</b> Valores del coeficiente de forma. ....	53
<b>Tabla N° 2. 3:</b> Coeficiente de corrección. ....	54
<b>Tabla N° 2. 4:</b> Diámetros equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos. 55	
<b>Tabla N° 2. 5:</b> Factor de forma del pilar $k_1$ .....	56
<b>Tabla N° 2. 7:</b> Factor de corrección por rugosidad general del cauce. ....	58
<b>Tabla N° 2. 8:</b> Factor de corrección $K_f$ por forma de la pila. Métodos de Larras y Melville y Sutherland. Adaptada de Higuera C. y Pérez G., 1989 y Melville B. W., 1988. ....	60
<b>Tabla N° 2. 9</b> Factor de corrección $K_\phi$ por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.....	61
<b>Tabla N° 2. 10:</b> Factor de corrección $K_f$ .....	63
<b>Tabla N° 2. 11:</b> Factor de corrección por la forma de la pila $K_f$ Método CSU. HEC-18. 1993. ....	64
<b>Tabla N° 2. 12:</b> Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo $K_\phi$ . Método CSU. HEC-18. 1993. ....	65
<b>Tabla N° 2. 13:</b> Factor de corrección por la forma del lecho $K_c$ . Método CSU. HEC-18. 1993. ....	65
<b>Tabla N° 2. 14:</b> Criterios para adoptar $K_a$ (HEC-18, 2001).....	66
<b>Tabla N° 2. 17:</b> Coeficiente por la forma del estribo $K_r$ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993. ....	79
<b>Tabla N° 2. 18:</b> Listado de datos básicos para el diseño de sitios de cruce de puentes (Adaptado de Neill, 1975). ....	86
<b>Tabla N° 4. 1:</b> Recorrido de Viaje a la Zona del Proyecto. ....	108
<b>Tabla N° 4. 2:</b> Coordenadas UTM – WGS 84 obtenidas en el área de estudio. ....	109
<b>Tabla N° 4. 3:</b> Ubicación de Calicatas realizadas en el área de estudio. ....	119
<b>Tabla N° 4. 4:</b> Resumen General de Todos los Ensayos Realizados. ....	120
<b>Tabla N° 4. 5:</b> Caudales máximos en distintos periodos de retorno. ....	124
<b>Tabla N° 4. 6:</b> Caudales máximos en distintos periodos de retorno. ....	124
<b>Tabla N° 4. 7:</b> Caudales máximos en distintos periodos de retorno. ....	125

<b>Tabla N° 4. 8:</b> Caudales máximos en distintos periodos de retorno. ....	125
<b>Tabla 5. 1:</b> Tabla comparativa de los métodos estudiados .....	131
<b>Tabla 5. 2:</b> Parámetros usados por cada método .....	134
<b>Tabla 5. 3:</b> Granulometría en un suelo arena limosa con grava.....	137
<b>Tabla 5. 4:</b> Erosión en un suelo arena arcillosa .....	138
<b>Tabla 5. 5:</b> Erosión en un suelo grava limosa.....	139
<b>Tabla 5. 6:</b> Erosión en un suelo arena limo arcillosa .....	140
<b>Tabla 5. 7:</b> Erosión en un suelo arena arcillosa con grava .....	141
<b>Tabla 5. 8:</b> Erosión en un suelo grava arcillosa con arena .....	142
<b>Tabla 5. 9:</b> Erosión en un suelo grava arcillosa.....	143
<b>Tabla 5. 10:</b> Análisis de resultados de diámetros de partículas de diferentes tipos de suelos.....	145

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

<b>Gráfica N° 2. 1:</b> Comportamiento en el tiempo de la erosión local en el caso de aguas claras. ....	38
<b>Gráfica N° 2. 2:</b> Comportamiento en el tiempo de la erosión local con arrastre generalizado de sedimento.....	39
<b>Gráfica N° 2. 3:</b> Profundidad de socavación en función del tiempo y la velocidad de la corriente. ....	40
<b>Gráfica N° 2. 4:</b> Desarrollo del foso de socavación alrededor de pilares en función de la erosión general del lecho. ....	46
<b>Gráfica N° 2. 5:</b> Curva básica de Diseño para el Cálculo de la Profundidad de socavación.....	50
<b>Gráfica N° 2. 6:</b> Coeficiente de correlación para los pilares no alineados con el flujo. ....	51
<b>Gráfica 5. 1:</b> Calculo de la erosión para un suelo SM - Con los tres métodos.....	138
<b>Gráfica 5. 2:</b> Calculo de la erosión para un suelo SC - Con los tres métodos.....	139
<b>Gráfica 5. 3:</b> Calculo de la erosión para un suelo GM - Con los tres métodos .....	140
<b>Gráfica 5. 4:</b> Calculo de la erosión para un suelo SC-SM - Con los tres métodos	141
<b>Gráfica 5. 5:</b> Calculo de la erosión para un suelo SC - Con los tres métodos.....	142
<b>Gráfica 5. 6:</b> Calculo de la erosión para un suelo SC - Con los tres métodos.....	143
<b>Gráfica 5. 7:</b> Calculo de la erosión para un suelo GC - Con los tres métodos.....	144
<b>Gráfica 5. 8:</b> Análisis de resultados de diámetros de partículas de diferentes tipos de suelos.....	144
<b>Gráfica 5. 9:</b> Análisis comparativo del modelamiento hidráulico HEC RAS con la parte teórica .....	145

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura N° 2. 1:</b> Erosión general y erosión local. ....	33
<b>Figura N° 2. 2:</b> Erosión local alrededor de un obstáculo. ....	34
<b>Figura N° 2. 3:</b> Formas de fosos de erosión. ....	35
<b>Figura N° 2. 4:</b> Detalle del Estrato duro denominado “Peñita”. ....	36
<b>Figura N° 2. 5:</b> Vista del colapsado Puente Bolognesi. ....	37
<b>Figura N° 2. 6:</b> Hidrodinámica y morfología de un foso de erosión local alrededor de un pilar. ....	41
<b>Figura N° 2. 7:</b> Características principales del flujo alrededor de pilares de puentes. ....	43
<b>Figura N° 2. 8:</b> Pilar de la bocatoma Chavimochic.....	44
<b>Figura N° 2. 9:</b> Formas del pilar para cálculo de socavación por el método del FWHA.....	57
<b>Figura N° 2. 10:</b> Formas usuales de pilas. Método de Larras. Higuera C. y Pérez G., 1989. ....	62
<b>Figura N° 2. 11:</b> Formas típicas de pilas. HEC-18. 1993.....	64
<b>Figura N° 2. 12:</b> Esquema del flujo junto a estribos de puentes. ....	71
<b>Figura N° 2. 13:</b> Método para determinar la socavación en estribos de puentes (Breusers y Raudkivi, 1991). (EROS 4-16) B.....	71
<b>Figura N° 2. 14:</b> Localización de los vórtices principales en la contracción del cauce por un puente.....	72
<b>Figura N° 2. 15:</b> Tipos de estribo para cálculo de socavación. ....	73
<b>Figura N° 2. 16:</b> Algunos casos de obstrucción de estribos.....	76
<b>Figura N° 2. 17:</b> Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993. ....	77
<b>Figura N° 2. 18:</b> Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993. ....	80
<b>Figura N° 2. 19:</b> Factor de corrección $K_{\theta}$ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.....	80
<b>Figura N° 2. 20:</b> Área que requiere protección en enrocado alrededor de la pila de un puente. (TRRL, 1992). ....	83
<b>Figura N° 2. 21:</b> Sistema de diques guía para disminuir los efectos de socavación localizada en los estribos de un puente.....	84

<b>Figura N° 2. 22:</b> Detalle de un dique guía. ....	85
<b>Figura N° 2. 23:</b> Plano De Ubicación del Puente Motupe.....	91
<b>Figura N° 2. 24:</b> Plano Vista General – Estabilización De Suelos.....	92
<b>Figura N° 2. 25:</b> Ensayos de Gupta "Ala Delta" (Plata, Nalluri, y otros).....	93
<b>Figura N° 2. 26:</b> Protección de un pilar (Confederation Bridge) .....	94
<b>Figura N° 2. 27:</b> Desarrollo de la socavación alrededor de un pilar protegido Alix T. Moncada M., Julián Aguirre Pe y otros).....	94
<b>Figura N° 2. 28:</b> Comportamiento del enrocado como protección de pilas de puentes.....	96
<b>Figura N° 2. 29:</b> Enrocado como protección de pilas de puentes.....	96
<b>Figura N° 2. 30:</b> Enrocado colocado en excavación previamente hecha. ....	98
<b>Figura N° 2. 31:</b> Enrocado colocado en excavación previamente hecha ( $\varphi \geq 15^\circ$ ). SAFL, 1998.....	99
<b>Figura N° 2. 32:</b> Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ( $\varphi = 0^\circ$ ). SAFL, 1998.....	100
<b>Figura N° 2. 33:</b> Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ( $\varphi \geq 15^\circ$ ). SAFL, 1998.....	100
<b>Figura N° 2. 34:</b> Revestimiento del lecho con bloques de protección.....	102
<b>Figura N° 4. 1:</b> Curva Hipsométrica Y De Frecuencia De Altitudes. ....	121
<b>Figura N° 4. 2:</b> Rectángulo equivalente .....	122
<b>Figura N° 4. 3:</b> Perfil longitudinal del curso de agua del cauce principal.....	123
<b>Figura N° 4. 4:</b> Caudales máximos por métodos estadísticos .....	125
<b>Figura N° 4. 5:</b> Caudales máximos por método de creager .....	125
<b>Figura N° 4. 6:</b> Caudales máximos por modelamiento en HEC HMS.....	126
<b>Figura N° 4. 7:</b> Resumen de métodos de erosión en pilares de puentes .....	127
<b>Figura N° 4. 8:</b> Resumen de métodos de erosión en estribos de puentes .....	128
<b>Figura N° 4. 9:</b> Datos obtenidos de la socavación en el pilar.....	129
<b>Figura N° 4. 10:</b> Vista en planta de la medida de protección .....	130

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo N° 1: Estudios básicos del proyecto

Anexo N° 1.1: Estudio de mecánica de suelos

Anexo N° 1.2: Estudio hidrológico

Anexo N° 2: Cálculos de la erosión en puentes

Anexo N° 3: Panel fotográfico

Fotografía N° 1: Vista lateral del Puente Motupe.

Fotografía N° 2: Vista del Estribo N°1 y del Pilar N° 1.

Fotografía N° 3: Vista del Pilar N° 2 y del Estribo N° 2.

Fotografía N° 4: Cartel de información del Puente Motupe.

Fotografía N° 5: Muro de contención al Costado del Estribo N° 1.

Fotografía N° 6: Vista de la Plataforma del Puente Motupe.

Fotografía N° 7: Brigada de Trabajo Para la Topografía de la zona de estudio.

Fotografía N° 8: Toma de puntos y Coordenadas de los cambios de estación, con ayuda del GPS.

Fotografía N° 9: Puntos Topográficos en el cauce principal del río 1.

Fotografía N° 10 : Puntos Topográficos en el cauce principal del río 2.

Fotografía N° 11 : Puntos Topográficos en el cauce principal del río 3.

Fotografía N° 12: Excavación de calicatas.

Fotografía N° 13: Muestras obtenidas, para ser analizadas.

Fotografía N° 14: Realización del ensayo de Contenido de Humedad.

Fotografía N° 15: Realización del ensayo de Granulometría.

Fotografía N° 16: Preparación de la muestra para ser analizada en la máquina de corte directo.

Fotografía N° 17: Realización de ensayo de Corte Directo.

Anexo N° 4: Hec – Ras

Anexo N° 5: Planos

PLANOS 5.1: Topografía – superficie del tramo de río en estudio. (TP – 01)

PLANOS 5.2: Topografía – secciones transversales (TS-01)

PLANOS 5.3: Topografía – secciones **transversales** (TS-02)

PLANOS 5.4: Hidrología – delimitación de cuenca (H – 01)

**PLANOS 5.5:** Hidrología – Orden de las corrientes (H – 02)

**PLANOS 5.6:** Hidrología – área entre curvas (H – 03)

**PLANOS 5.7:** Puente Motupe – MTC (P-01)

**PLANOS 5.8:** Plano medidas de protección

## RESUMEN

La presente investigación es realizada con la finalidad de calcular los efectos de erosión y socavación que se dan en los pilares de puentes, y así demostrar que tanto la parte estructural, geotécnica, geológica, así como la parte hidráulica van de la mano para evitar fallas en un puente. La metodología escogida, permitirá a través de los resultados dar una solución acorde a la magnitud del problema. La tesis será realizada en cuatro fases programadas.

**FASE I:** Recolección de información

**FASE II:** Desarrollo de estudios

**FASE III:** Desarrollo del proyecto: cálculo, modelamiento hidráulico y posibles alternativas de solución

**FASE IV:** Análisis de resultados: conclusiones, ventajas y desventajas

Para el análisis y diseño del proyecto se tomará como principal referencia la normativa nacional vigente contenida en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), tomando en cuenta su ámbito de aplicación, asimismo se utilizarán manuales y leyes nacionales vigentes.

**PALABRAS CLAVES:** Erosión, socavación, cálculo, pilares, puente.

## ABSTRACT

This research is performed in order to calculate the effects of erosion and scour occurring in the pillars, and demonstrate that both the structural part as hydraulics go together to prevent bridge failures. The methodology chosen will allow through the results give a solution according to the magnitude of the problem. The thesis will be conducted in four phases scheduled.

**PHASE I:** Data Collection

**PHASE II:** Development of studies

**PHASE III:** Project development: calculation, hydraulic modeling and possible solution alternatives

**PHASE IV:** Analysis of results: conclusions, advantages and disadvantages

For the analysis and design of the project will be taken as the main reference current national regulations contained in the National Building Regulations (RNE), taking into account its scope, also will be used manuals and applicable national laws.

**KEYWORDS:** Erosion, scour, calculus, pillars, bridge.

## I. INTRODUCCIÓN

Según estudios de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) publicados en 1994 “La mayor parte de los puentes que han fallado, en Estados Unidos y en todo el mundo, se debió a la socavación.”

Shirole y Holt en 1991 estudiaron 1000, de los 600 000 puentes existentes en Estados Unidos, que habían fallado a lo largo de un periodo de 30 años y encontraron que el 60% de las fallas se originó por problemas de socavación.

Wardhana y Hadipriono estudiaron 500 fallas ocurridas entre 1989 y el 2000 en 500 puentes de los Estados Unidos y encontraron que el 53% se debió a las avenidas y a la socavación. (ICG 2010).

Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica. Este hecho ha llevado a muchos países a desarrollar manuales de diseño hidráulico para puentes. El primer manual de puentes fue *Guide to Bridge Hydraulics* (Guía de Hidráulica de Puentes) editado por Charlie Neill en 1973 en Canadá; y en nuestro idioma el libro *Hidráulica Fluvial* del profesor español Juan Pedro Martín Vide.

En el Perú, las fallas de puentes por razones hidráulicas son probablemente aún más altas que en otros lugares del mundo, por la ocurrencia del Fenómeno del Niño. Esto haría pensar que en nuestro país se debe prestar mucha atención al diseño hidráulico de puentes; sin embargo, este no es el caso.

Los dos últimos fenómenos de El Niño (1982-83 y 1997-98) causaron daños considerables a la infraestructura vial, especialmente a los puentes. El Colegio de Ingenieros del Perú preparó un informe en el cual señala que el Mega niño 1982-83, se caracterizó por presentar fuertes crecidas fluviales especialmente en la costa norte, resultando afectados o destruidos por lo menos 55 puentes y debido al otro fenómeno: Mega niño 1997-98, de similares características al antes mencionado, hubo 58 puentes destruidos y 28 afectados.

Prácticamente, la totalidad de las fallas ocurridas en ambos Mega niños tuvo su origen en problemas de Hidráulica Fluvial. Un gran ejemplo que se presentó en el departamento de Lambayeque fue la caída del puente ubicado sobre el río Reque.

Es indudable que la experiencia tanto nacional como mundial indica que la acción del agua es causa principal de las fallas que ocurren en los puentes que interactúan con ríos; en consecuencia, los estudios hidráulicos resultan sumamente importantes para prevenir fallas en puentes en el Perú y el mundo.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones publicó en el 2016 el Manual de Diseño de Puentes, que, si bien trata en detalle los aspectos estructurales del puente, solo hace una muy breve mención a los factores hidráulicos. En comparación con los manuales de otros países, el manual peruano no define claramente como establecer el caudal de diseño (su periodo de retorno), como calcular las profundidades de erosión, cuales son los requisitos topográficos para el cálculo hidráulico, ni mucho menos cuales deben ser las dimensiones hidráulicas (longitud, altura) del puente. Solo se mencionan sugerencias muy generales y puramente cualitativas que son de poca ayuda práctica.

El objetivo general considerado fue: Cuantificar los efectos de la erosión y socavación en la estructura de puentes y su aplicación en el puente del Río Motupe del departamento de Lambayeque; Así mismo los objetivos específicos que han sido contemplados son: Calcular mediante métodos empíricos los niveles de erosión y socavación en pilares de puente, Demostrar que los diferentes puentes con pilares intermedios sufrirán fallas por erosión local, Proponer las posibles alternativas de solución a los problemas de erosión en pilares de un puente en el departamento de Lambayeque, y Realizar el modelamiento hidráulico de los pilares del puente del Río Motupe del departamento de Lambayeque

La justificación del desarrollo de esta tesis se basó en varios aspectos como:

**Científico.** - Este proyecto es importante porque aportará con conocimientos en el campo hidráulico, indicando que la vulnerabilidad existe, por lo que se debe poner el mismo énfasis en el diseño hidráulico como estructural.

**Tecnológico.** - El desarrollo de este proyecto aportará a la investigación de mejores propuestas para la construcción de puentes en zonas que serán afectadas por un futuro fenómeno hidrológico, como lo fue El Niño (1983 y 1988).

En el ámbito Social, debido a que si cuantificamos la erosión que se dará en la estructura del puente, se podrá dar la mejor propuesta de solución y evitar el

colapso del puente, el cual es de gran importancia debido a que este es un medio de comunicación entre más de 2 ciudades.

**Económico.** - Ya que gracias a la cuantificación que se realizará se podrá dar solución al efecto de erosión en el puente, y que esta solución será mucho más económica que esperar que la que el puente colapse y sea reconstruirlo.

## II. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes

Entre los diversos estudios y bibliografía relacionada con el tema “Cuantificación de los efectos de la erosión y socavación en pilares de puentes y su aplicación en el puente del Rio Motupe del Departamento de Lambayeque” se han considerado las siguientes.

**Seaurz, Alisson. (2006).** “Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes”. Tesis de grado: Universidad de Piura.

El autor hace mención de que el aumento del nivel de agua puede causar inundación aguas arriba del puente y hasta el vertido de agua por encima del mismo, lo que causa la destrucción del terraplén. Por otro lado, la erosión socava la cimentación de los pilares y estribos del puente, pudiendo causar su falla. Es evidente que uno de los aspectos más importantes del diseño de un puente con terraplenes que estrechen un cauce, es precisamente el dimensionamiento hidráulico de su longitud y elevación para minimizar los riesgos de falla.

**Instituto de la Construcción y Gerencia. (2010).** “Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales”. Perú.

En un puente se distingue la superestructura, constituida por el tablero, y la infraestructura formada por los pilares, los estribos y la cimentación. Los pilares, conocidos en casi todas partes con el nombre de pilas, aunque no en el Perú, son los apoyos intermedios cuando el puente tiene más de un tramo. Los estribos se ubican en los extremos y empalman con los terraplenes de aproximación al puente. Los cimientos transmiten al lecho fluvial el peso de la estructura. Los pilares y estribos, son elementos extraños dentro de la corriente. El choque del flujo contra ellos produce corrientes vorticosas que causan la erosión local.

**Caminati Briceño, Mariélla Carmen. 2003.** *El Método Del Índice De Erodabilidad En El Cálculo De La Erosión Local En Pilares De Puentes, Piura, Perú.*

El presente trabajo de tesis muestra un método alternativo a los métodos actuales, método con una metodología diferente, que permite un cálculo de la erosión alrededor de los pilares más aproximado, acorde con las características de los suelos de nuestro medio. Esta metodología considera necesario, para la predicción de la profundidad de erosión, la integración de un equipo multidisciplinario conformado por ingenieros hidráulicos, geotécnicos y geólogos.

Este proyecto se encuentra dividido en cinco partes: La primera, una revisión general de la erosión y una específica sobre la erosión local. La segunda parte incluye un análisis de los métodos disponibles para el cálculo de la erosión alrededor de los pilares. La tercera, define el método propuesto, el método del índice de erodabilidad, en donde se describe detalladamente su desarrollo. La cuarta parte comprende la aplicación del método desarrollado, haciendo un análisis del comportamiento del mismo en los suelos característicos de la localidad de Piura, específicamente del cauce del río Piura.

Finalmente, las conclusiones, como su nombre lo indica, finalizan este trabajo, resumiendo las ventajas y desventajas del método propuesto.

**Martín Vide, Juan Pedro. (1997). "Ingeniería de ríos". Ediciones UPC**

El autor nos habla sobre: Un río mantiene un flujo bifásico de agua y sedimento (procedente del cauce o de la cuenca), en el cual si no existen cambios espaciales o temporales, simplemente el río aporta una cierta cantidad de ambas fases. La hidráulica fluvial intenta ser una herramienta para el ingeniero en la cuantificación de los cambios en la fase sedimento, que le permitan dar solución a problemas tales como la acumulación de sedimentos y pérdida de capacidad en embalses, explotación de áridos admisibles, o variaciones en la cota de fondo. Estas últimas suelen ser las más graves para obras cimentadas en el río o cerca del mismo (puentes, acueductos, etc.) y también para obras subfluviales (túneles).

**Delgado, David y José Jiménez. (2010). "Efecto de la sobrecarga en puentes con problemas de socavación en las pilas de soporte", Noviembre .México.**

El en análisis estos autores hacen referencia que: Un puente es una estructura sostenida por soportes, construida sobre una depresión, que sirve para salvar obstrucciones tales como ríos y fosos. Dentro de los tipos existentes de puentes, se pueden mencionar los vehiculares, que a través de una pista o carretera permiten el tráfico de vehículos que transportan pasajeros y cargas. Debido a que forman parte de sus redes de comunicación, estas obras representan un elemento muy importante de la infraestructura de un país. En consecuencia, independientemente de la causa, cuando un puente llega a fallar se generan pérdidas económicas que afectan a pequeñas y grandes comunidades, y en escenarios más graves pueden presentarse incluso fatalidades.

En lo que se refiere a indicios de falla, estos pueden ir desde la presencia de agrietamientos y fisuras que limitan la funcionalidad de la obra, hasta el posible colapso total de la estructura.

**Grupo de investigación en transporte de sedimentos. (2006).Nociones sobre erosión local en pilas de puentes y espigones, Barcelona.**

Este grupo hace mención que: La gran dificultad en la erosión local reside en el desconocimiento de muchos de los parámetros que la gobiernan. El hecho de no disponer de una geometría constante ni en el espacio ni en el tiempo impide que el cálculo sea todo lo preciso que se desearía. Sin embargo, se dispone de herramientas suficientes para predecir, en líneas generales, el comportamiento de la misma.

La erosión local en pilas de puentes es sólo una parte de la erosión que hay que tener en cuenta cuando se analiza la influencia de un puente en un curso fluvial. Además se debe considerar la erosión general a largo plazo, la erosión transitoria y la erosión por estrechamiento, debida ésta última al estrechamiento localizado que produce la presencia del puente.

**Vargas, Humberto et al. 2012. XXII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA: Ajuste del Factor de Erodabilidad, K, del suelo en una cuenca, noviembre. México.**

Se discute cómo obtener el ajuste del factor de erodabilidad, del suelo en una cuenca en función del tipo de suelo. El ajuste se apoya en mediciones en parcelas experimentales. Esto permite un cálculo más confiable del aporte de sedimentos en una cuenca, obtenido por ejemplo mediante la aplicación del modelo SWAT (Soil and Water Assessment Tool).

**Suárez Díaz, Jaime. 2001. Control De Erosión En Zonas Tropicales, Bucaramanga, Colombia.**

El autor en el libro intenta resumir el estado del arte actual en el análisis de los procesos erosivos y la tecnología de control de erosión. El primer capítulo presenta algunos conceptos básicos necesarios para entender los mecanismos de la erosión hídrica.

Como una regla general las regiones con suelos muy erosionables, pendiente alta, clima seco y fuertes vientos pero con lluvias intensas ocasionales, sufren las mayores pérdidas por erosión.

Las actividades humanas frecuentemente intensifican o aceleran las ratas de erosión, especialmente por la deforestación o la remoción de la capa vegetal, así como por la concentración de la escorrentía en forma artificial. De los totales de erosión que se producen en el mundo cerca de 1/4 a 1/3 de los sedimentos se transportan hasta el mar y los demás se depositan en los planos de inundación, los canales de los ríos, los lagos y los embalses.

La erosión es tal vez el factor más importante de contaminación del agua en cuanto a volúmenes de contaminantes se refiere.

**Jaque, Edilia Y Pedro Manzanarez. 2005. Geografía Norte Grande: Evaluación de la erodabilidad hídrica en la cuenca hidrográfica de la laguna Quiñenco, VIII Región del Biobío, Chile.**

Se evalúa la erodabilidad hídrica de la cuenca hidrográfica de la Laguna Quiñenco, a través del modelo, desarrollado por Cicacci y Palmieri (1987),

que relaciona la erodabilidad de los suelos de la cuenca con la densidad de la red de drenaje (D) y la pendiente media (P) de las subcuencas. Los resultados muestran que el parámetro morfométrico más altamente correlacionado con la susceptibilidad a la erosión hídrica de la cuenca ( $r^2 = 0,8271$ ), expresada como pérdida de sólidos suspendidos en las aguas de los drenes (TU), es la pendiente media de las subcuencas (P). Por el contrario, la densidad de la red de drenaje (D) mostró una correlación muy baja con la erodabilidad. A pesar de esto último, se considera que el modelo empleado refleja razonablemente la erodabilidad de una cuenca pequeña. El modelo permitió, también, elaborar la cartografía de erodabilidad hídrica, necesaria para generar propuestas de manejo de la cuenca objeto de este estudio.

## **2.2. Bases Teóricas – Científicas**

Las bases teórico-científicas que se emplearon para el desarrollo de esta tesis se basaron en leyes, normas y reglamentos, se tiene:

NORMA E 050 SUELOS Y CIMENTACIONES 2009. Perú: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.

Esta norma establece los requisitos, desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

Se aplica a los EMS para la cimentación de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Su obligatoriedad se reglamenta en esta misma Norma y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional.

NTP 339.090 PREPARACIÓN EN SECO DE MUESTRAS PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO Y DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES DEL SUELO.

Esta norma establece el procedimiento para la preparación en aseo de las muestras tal como se reciben del campo y que utilizan para el ensayo de análisis granulométrico y determinación de las constantes del suelo.

NTP 339.127 (ASTM D2216) MÉTODO DE ENSAYO DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

Esta norma establece la relación en porcentaje “%” del peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. El problema es ¿cuál es el peso del agua? Para tal efecto se determinará señalar que existen varias formas de agua en el suelo, y unas requieren más temperatura y tiempo de secado que otras para ser eliminadas.

NTP 339.128 (ASTM D422) MÉTODO DE ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

Esta norma establece la granulometría de suelo en porcentaje contenido en cada tamaño de tamiz; por otro lado, clasifica los suelos de acuerdo con el tamaño de las partículas más comunes.

Debido a su gran heterogeneidad y variabilidad intrínseca, el suelo presenta problemas muy serios que comúnmente no se encuentran en otros materiales de construcción. Con el objeto de minimizar esto problemas y obtener una economía adecuada en el diseño y utilización de los suelos estabilizados, es necesario tener un conocimiento teórico práctico de los principales tipos de suelos y sus propiedades.

NTP 339.129 (ASTM D4318) MÉTODO DE ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO.

Esta norma hace mención a los límites de Atterberg; se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Los ensayos se realizan en el laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad, para ello se forman pequeños cilindros de 3mm de espesor con el suelo. Siguiendo estos procedimientos se definen tres límites: Líquido, Plástico, Contracción.

NTP 339.131 (ASTM D854) MÉTODO DE ENSAYO DE PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS.

Esta norma hace referencia a la densidad de sólidos, definiéndola como la relación que existe entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua desalojado por los mismos.

NTP 339.134 (ASTM D2487). MÉTODO PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELOS CON PROPÓSITOS DE INGENIERÍA (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS SUCS).

Esta norma sirve para clasificar los diferentes tipos de suelo según su granulometría, con propósitos ingenieriles. Su obligatoriedad se reglamenta en esta misma Norma y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional. Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

NTP 339.141 (ASTM D1557). MÉTODO DE ENSAYO PARA LA COMPACTACIÓN DEL SUELO EN LABORATORIO UTILIZANDO UNA ENERGÍA MODIFICADA, 2,700 KN-M/M<sup>3</sup>.

Esta norma abarca los procedimientos de compactación usados en laboratorio, para determinar la relación entre el contenido de agua y peso unitario seco de los suelos (curva de compactación) compactados en un molde de 4 ó 6 pulgadas (101,6 ó 152,4 mm) de diámetro con un pisón de 10 lbf (44,5 N) que cae de una altura de 18 pulgadas (457 mm), produciendo una energía de compactación de 56 000 lb-pie/pie<sup>3</sup> (2 700 kn-m/m<sup>3</sup>).

NTP 339.142 (ASTM D0698). MÉTODO DE ENSAYO PARA LA COMPACTACIÓN DEL SUELO EN LABORATORIO UTILIZANDO UNA ENERGÍA ESTÁNDAR, 600 KN-M/M<sup>3</sup> DETERMINAR.

Esta norma abarca los procedimientos de compactación usados en laboratorio, para determinar la relación entre el Contenido de Agua y Peso Unitario Seco del suelo en estudio, esta prueba es recomendada para suelos arcillosos que pasan la malla N° 4.

NTP 339.145 (ASTM D1883) MÉTODO DE ENSAYO DE CBR (RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA) DE SUELOS COMPACTADOS EN EL LABORATORIO.

Esta norma hace referencia al valor de C. B. R. de los suelos, cuando son compactados y ensayados en el laboratorio, mediante la comparación entre la carga de penetración en el suelo y aquella de un material normalizado o "standard".

La resistencia al corte (esfuerzo cortante) de un suelo se da bajo condiciones de humedad y densidad controladas.

NTP 339.151 (ASTM D4220) MUESTRA ALTERADA EN BOLSA DE PLÁSTICO (MAB).

Esta norma hace mención de las formas de obtener y transportar las muestras es a través de bolsas de plástico, en un estado alterado. Debe mantenerse inalterada la granulometría del suelo natural al momento del muestreo.

NTP 339.162 (ASTM D 420) GUÍA NORMALIZADA PARA CARACTERIZACIÓN DE CAMPO CON FINES DE DISEÑO DE INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN.

Esta norma hace mención a las formas diversas excavaciones que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento.

### **2.3. Cuantificación de los efectos de la erosión y socavación en la estructura de puentes y su aplicación en el puente del río Motupe del Departamento de Lambayeque**

#### **2.3.1. La erosión hidráulica (Caminati, 2003)**

Es el fenómeno definido por la remoción de las partículas del fondo del cauce de un río. Se da porque los materiales que constituyen el fondo no siempre son capaces de resistir la fuerza de arrastre generada por el movimiento de las aguas. El agua, al fluir sobre el material del fondo produce fuerzas hidráulicas que, de tener suficiente magnitud, superan la resistencia ofrecida por los materiales, causando así su desprendimiento. Por consiguiente, la erosión hidráulica resulta

de una interacción entre las fuerzas impuestas por el poder erosivo del agua y la resistencia ofrecida por el esfuerzo inherente del suelo a resistir la erosión.

### **2.3.2. Tipos de erosión (Caminati, 2003)**

Los tipos de erosión se clasifican en dos diferentes grupos según la naturaleza de su alcance. Esta naturaleza puede ser espacial o temporal. La clasificación temporal basa su distinción en el desarrollo del fenómeno a lo largo del tiempo, mientras que la espacial distingue los tipos de erosión según su alcance en el espacio. La distinción espacial es esencial para un buen análisis y diseño, pero se requiere de un análisis temporal para lograr un diseño completo y satisfactorio.

#### **2.3.2.1. Clasificación temporal (Caminati, 2003)**

La clasificación temporal permite tener en cuenta aspectos que en la distinción espacial podrían pasar desapercibidos, induciendo a un análisis erróneo. En el tiempo, la erosión producida en el fondo de un río puede ser permanente o momentánea. La erosión momentánea se da gracias a la sedimentación, que vuelve a rellenar el foso socavado. Por consiguiente, se pueden producir en el lecho grandes profundidades de erosión que pueden ser ignoradas por su corta duración, originando varias malinterpretaciones. Debido a esto, se recomienda que la erosión espacial se calcule en base a la temporal.

##### **2.3.2.1.1. Erosión permanente**

Es una erosión a largo plazo que se mantiene en el tiempo. Esta profundización del nivel del fondo del cauce ocurre en longitudes importantes de la corriente, en un proceso que obedece a fenómenos geomorfológicos, los cuales pueden ser acelerados por la intervención antrópica del cauce. A este tipo de erosión también se le llama erosión no recuperable, que en ocasiones es ignorada en los cálculos de erosión porque no es detectada o se asume que es insignificante. Sin embargo, el conocimiento de esta puede permitir detectar grandes profundizaciones del cauce durante la vida útil de una estructura. La obra humana que más señaladamente causa una erosión permanente a largo plazo es la construcción de una presa, que causa una erosión progresiva que avanza aguas abajo.

##### **2.3.2.1.2. Erosión transitoria**

Es una erosión momentánea. Normalmente se da durante la fase ascendente de una avenida. Se dispone de suficientes indicios para suponer que el fondo de un

río se erosiona durante la fase ascendente de la avenida (incremento de la energía con el consiguiente aumento su capacidad erosiva) y vuelve a rellenarse durante la fase descendente (proceso inverso). Esto ocasiona que tras la avenida el fondo del cauce se pueda encontrar en la misma cota que antes, como si nada hubiera pasado, originando varias mal interpretaciones. El fenómeno de la erosión transitoria es aún debatido y no es claro en ríos de gran pendiente.

#### **2.3.2.2. Clasificación espacial**

Los tipos de erosión agrupados en esta clasificación son los más conocidos e investigados dentro del campo la ingeniería civil. El conocimiento de estos tipos de erosión permite tener en cuenta aspectos que, para el diseño y construcción de obras hidráulicas, tales como puentes y represas, tienen una gran trascendencia. Existen dos tipos de erosión considerando su alcance en el espacio.

##### **2.3.2.2.1. Erosión general**

Este tipo de erosión afecta a tramos largos del cauce y está relacionada con la energía que adquiere el agua al aumentar su velocidad. Al aumentar la velocidad de la corriente aumenta también su capacidad erosiva, superando la resistencia al movimiento de las partículas del suelo causando su desprendimiento. Ocurre independientemente de la presencia de estructuras impuestas por el hombre y sería el único o primordial tipo de erosión en un cauce recto y sin ninguna singularidad. La erosión general guarda relación con la erosión permanente, ya que normalmente se dan al mismo tiempo. Es un fenómeno que ocurre sobre un amplio rango de escalas de espacio y de tiempo, aun cuando eventos catastróficos puedan acelerarlo. Pueden inducir a una erosión general significativa los cambios del uso de la tierra, como la deforestación y la urbanización.

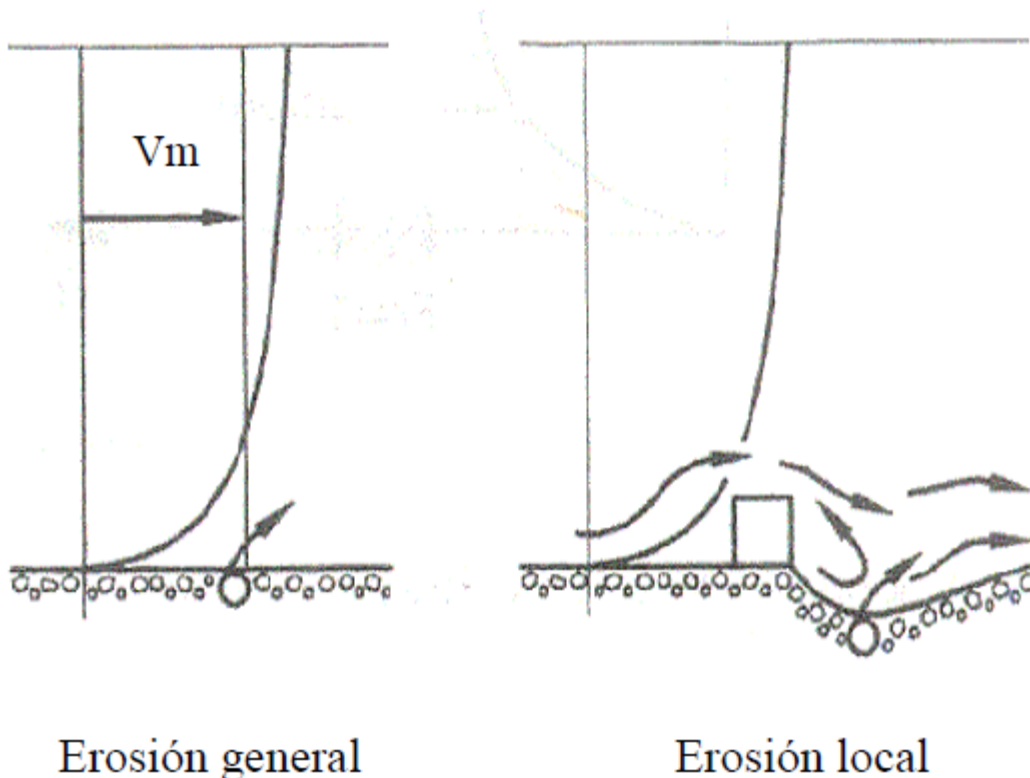
##### **2.3.2.2.2. Erosión local**

La erosión local afecta a una pequeña extensión del cauce y se origina por la acción de un flujo más complejo que el que se presenta en la erosión general. El flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla remolinos o vórtices, que son los principales causantes del fenómeno. Se presenta en sitios particulares de la corriente, como tramos curvos o en las vecindades de los obstáculos, los cuales generan un cambio en el patrón del flujo. Las estructuras hidráulicas como presas,

puentes con pilares o estribos dentro del cauce, obras de encauzamiento, entre otros producen este tipo de erosión.

En la Figura N° 2.1 se aprecia un esquema de las dos formas de erosión según la clasificación espacial.

**Figura N° 2. 1:** Erosión general y erosión local.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

En un tramo de una corriente natural, los dos tipos de erosión mencionados se pueden dar al mismo tiempo. Esto se debe a que cada uno se origina de manera independiente. Por ejemplo, la presencia de un obstáculo en un tramo donde existe una tendencia a la erosión general, causaría los dos tipos de erosión: la local y la general. La erosión total sería la suma de las componentes asociadas.

A continuación, se abordará con mayor detalle la erosión local, por ser el tipo de erosión que concentra el interés de este trabajo de tesis.

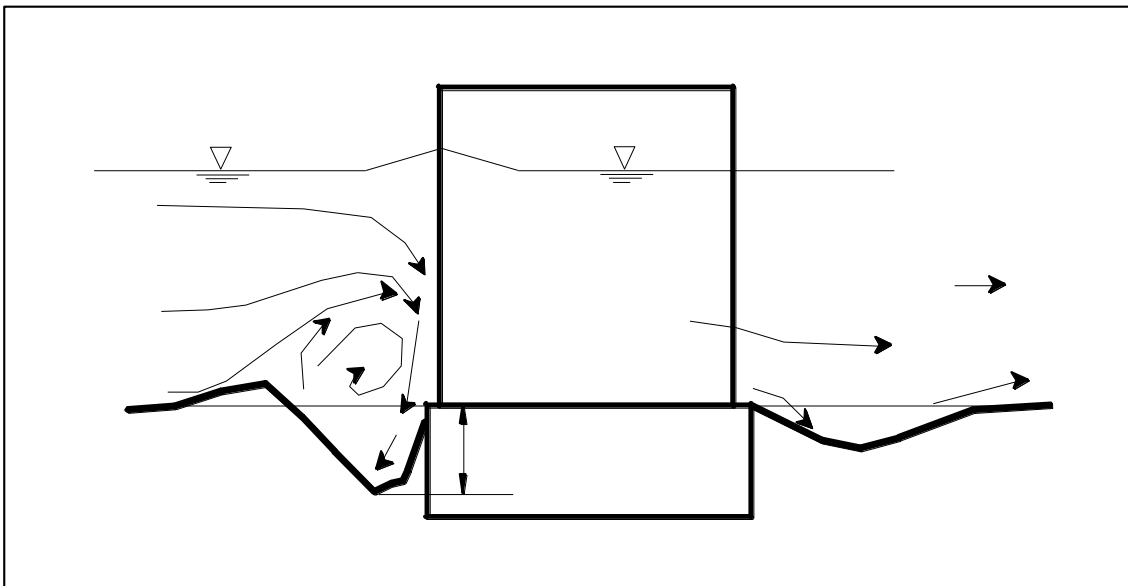
### 2.3.3. Erosión local (Caminatti, 2003)

La erosión local está asociada a singularidades como obstáculos o cambios bruscos de la dirección del flujo que generan remolinos o vórtices, los que causan una gran turbulencia. En este tipo de erosión los vórtices son los principales causantes del fenómeno. Por este motivo, no es necesario grandes caudales para originar la erosión local ya que pueden ocurrir aguas abajo de cauces tranquilos.

#### 2.3.3.1. Fosos de socavación

Los llamados fosos son el resultado de la acción de la erosión local sobre una pequeña extensión del cauce. Estos fosos se pueden presentar aguas arriba o aguas abajo del obstáculo. En la figura 1.2 se muestra un pequeño esquema de la erosión local alrededor de un obstáculo. El término profundidad de socavación ( $y_s$ ) define la profundidad del foso socavado.

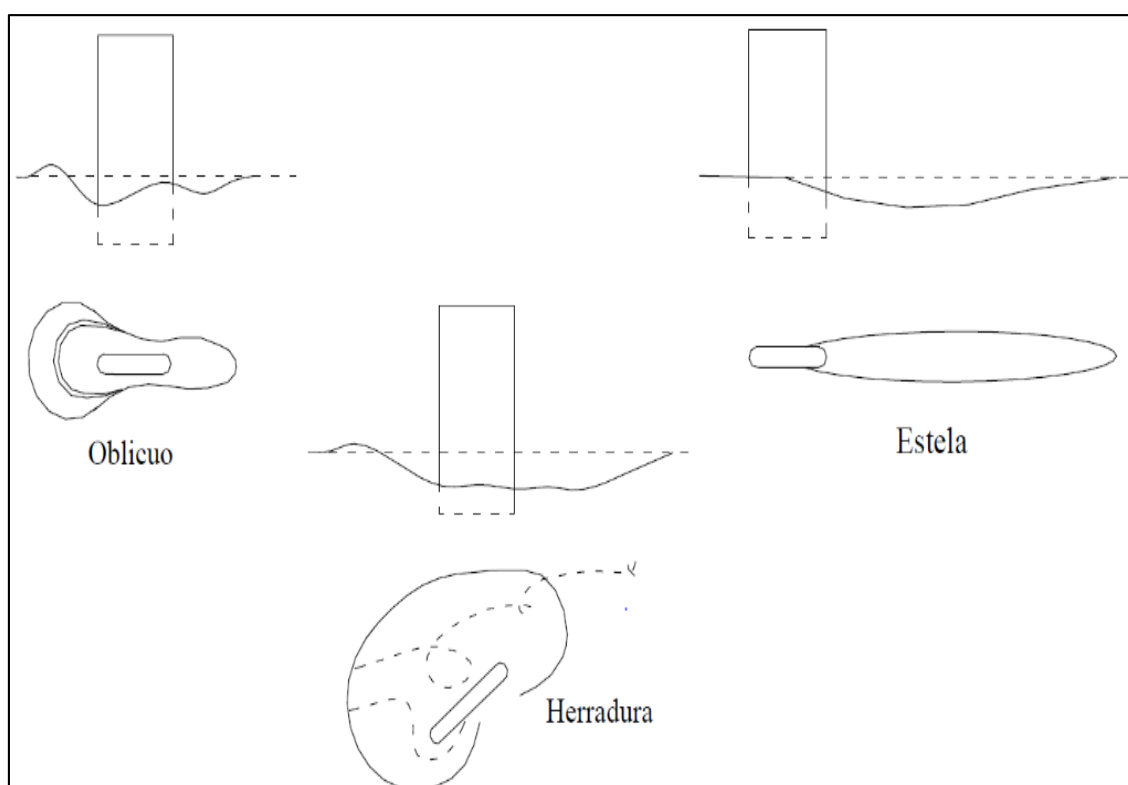
Figura N° 2. Erosión local alrededor de un obstáculo.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

Los fosos de socavación pueden adquirir distintas formas según sea la localización y la extensión de estos sobre el cauce del río. La erosión puede ser localizada en el frente de un obstáculo o puede extenderse continuamente alrededor del elemento. La figura 2.3 resume distintas formas de fosos socavados.

**Figura N° 2. 3:** Formas de fosos de erosión.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

### **2.3.3.2. Tipos de obstáculos**

La presencia de obstáculos en un cauce puede ser por producto del hombre o de la misma naturaleza. Por lo tanto, existen dos tipos de obstáculos: los naturales y los artificiales.

#### **2.3.3.2.1. Obstáculo natural**

Obstáculo natural es el nombre que se aplica a cualquier obstáculo cuya presencia en el cauce se deba a razones puramente naturales, es decir, independientemente de la acción humana.

Un ejemplo de un obstáculo natural en nuestro medio, fue el caso de un estrato duro denominado “La Peñita” (fig 2.4); que en el cauce del río Piura causó una profundidad de erosión de 7 metros. Actualmente, ha sido retirado, ya que ponía en riesgo la seguridad de las obras de infraestructura en su área de influencia (Puente Bolognesi). Esta obstrucción natural causaba grandes turbulencias que se manifestaban en erosiones de fondo muy fuertes. “La Peñita” se extendía en la

margen izquierda del cauce en la zona de aguas arriba del puente Bolognesi, sobresaliendo cerca de 1m

**Figura N° 2. 4:** Detalle del Estrato duro denominado “Peñita”.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

#### **2.3.3.2.2. Obstáculo artificial**

Se les denomina así a todos aquellos obstáculos cuya presencia en el cauce se deben a obras generadas por el hombre. Por ejemplo, obras hidráulicas que obstaculizan el libre flujo de la corriente del agua. Los casos de erosión local de mayor repercusión social se deben a este tipo de obstáculos; ya que, al colapsar, causan grandes pérdidas y daños en las comunidades aledañas.

Los puentes son un ejemplo de este tipo de obstáculo. Los efectos de socavación causados por la presencia de estas obras de infraestructura, pueden ocasionar el colapso de estas mismas, provocando cuantiosas pérdidas económicas e incluso humanas.

Los pilares de los puentes son las estructuras hidráulicas más vulnerables a la erosión. El primer puente Bolognesi de Piura, puente donde se aplicará el método, colapsó debido a una fuerte erosión en los cimientos de sus apoyos, llevándose consigo varias vidas humanas.

**Figura N° 2. 5:** Vista del colapsado Puente Bolognesi.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

### **2.3.3.3. La erosión local y el arrastre generalizado de sedimentos**

La posibilidad de arrastre generalizado de los materiales de fondo se considera dependiente de la relación que existe entre dos tipos de velocidades:

- La velocidad media del flujo ( $V$ ) que es la velocidad promedio de las aguas, la cual depende de las características hidráulicas del río y,
- Velocidad crítica o velocidad de arrastre incipiente ( $V_c$ ), velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo del río.

Según estas definiciones se pueden encontrar tres condiciones de arrastre general en el cauce:

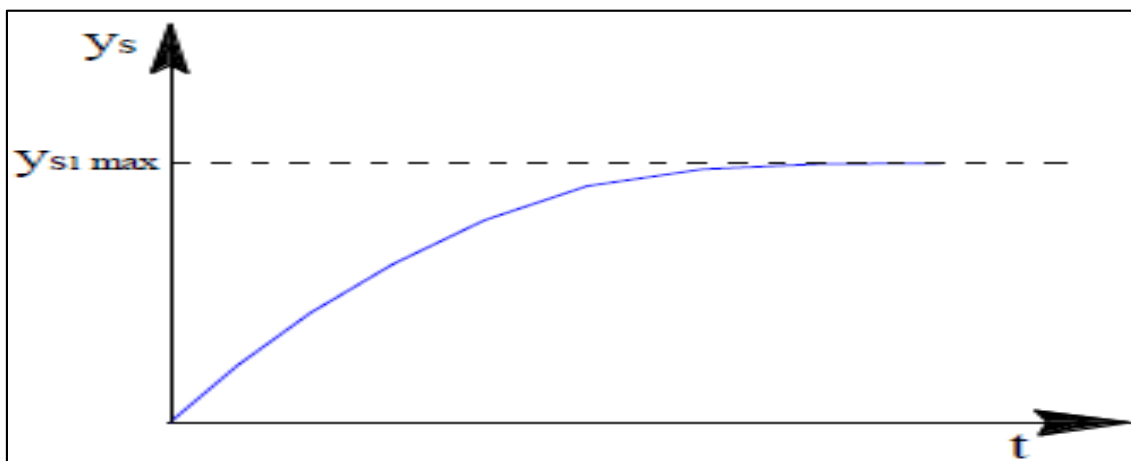
- Cuando  $V > V_c$ , es decir, cuando la velocidad media del flujo no es capaz de remover las partículas del fondo, por lo que no hay un arrastre generalizado del material.
- Cuando  $V < V_c$ , en donde la velocidad es capaz de desprender las partículas y arrastrarlas río abajo.
- Cuando  $V = V_c$ , la velocidad media de la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo y el de movimiento general del lecho.

Estas condiciones de arrastre generalizado dan origen a tres tipos respectivos de erosión local:

#### 2.3.3.3.1. Erosión local sin arrastre generalizado de sedimentos

También llamada socavación en aguas claras. Se da cuando  $V < V_c$ , por lo que no hay un aporte de sedimentos al foso socavado. En esta situación, la erosión local en el foso es continua y su profundidad incrementa con el tiempo hasta alcanzar el equilibrio. Se tiende a un comportamiento asintótico con respecto a un máximo de profundidad de socavación (Gráfica N°. 2.1). Este tipo de socavación ocurre cuando no hay una erosión general en el lecho o en cauces acorazados.

**Gráfica N° 2. 1:** Comportamiento en el tiempo de la erosión local en el caso de aguas claras.



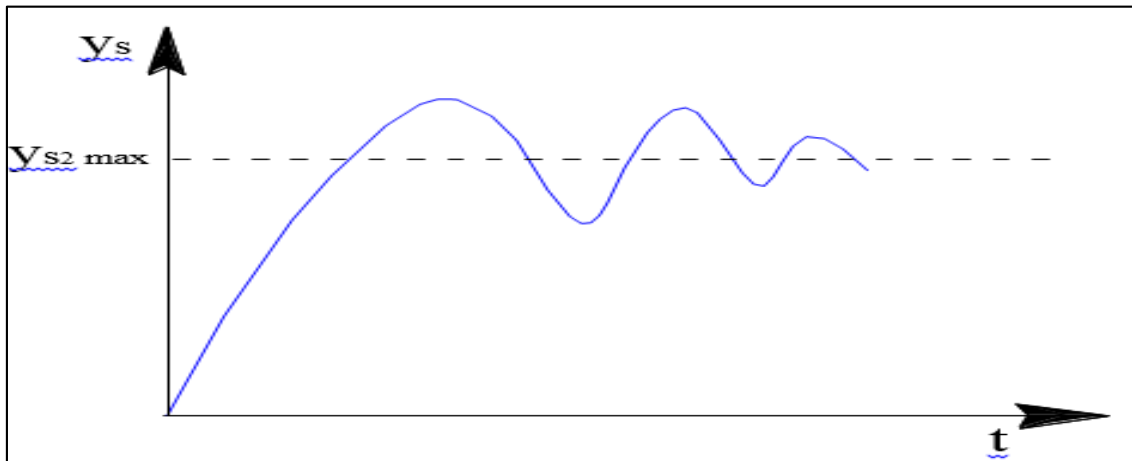
Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

#### 2.3.3.3.2. Erosión local con arrastre generalizado de sedimentos

Esta socavación se da cuando  $V > V_c$ . Estudios empíricos han encontrado que a medida que  $V$  crece por sobre  $V_c$  la profundidad de socavación tiende a un valor

de arrastre medio máximo en torno al cual su comportamiento es del tipo periódico. (Gráfica N°. 2.2).

**Gráfica N° 2. 2:** Comportamiento en el tiempo de la erosión local con arrastre generalizado de sedimento.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

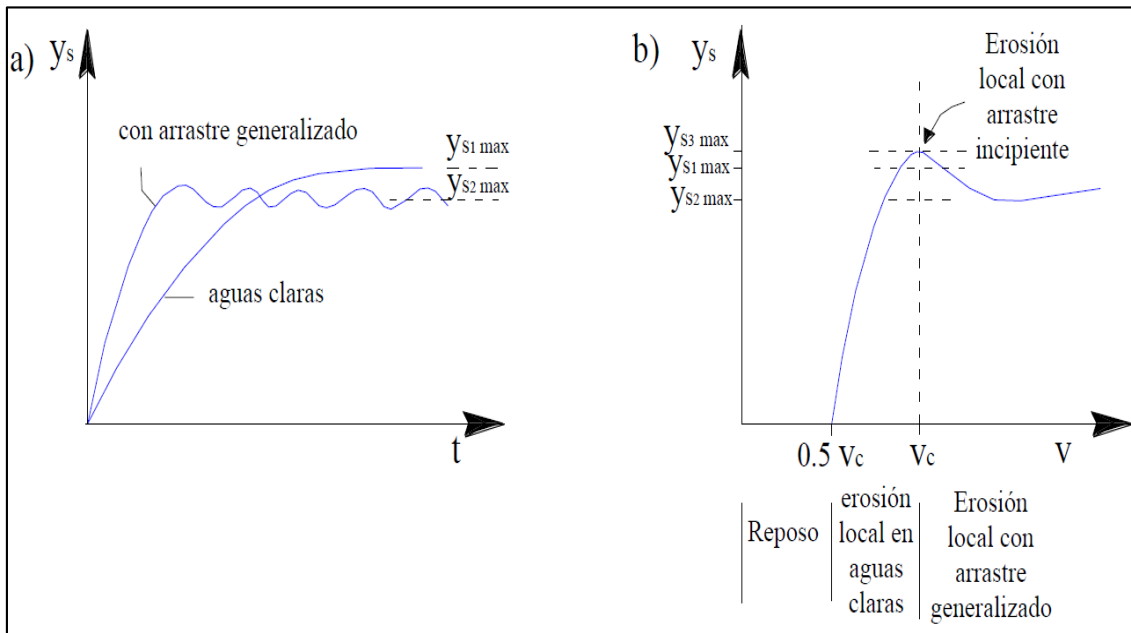
### 2.3.3.3. Erosión local con arrastre incipiente de sedimento

Este caso corresponde al momento donde  $V = V_c$ , momento límite donde el fondo está en el límite entre el estado de reposo y el de movimiento general del lecho, este momento es llamado umbral de erosión Este caso es el más desfavorable desde el punto de vista de la magnitud de la profundidad de socavación. Así mismo, este caso no se puede graficar en el tiempo ya no se encontró suficiente información sobre cuál es el comportamiento de la profundidad de socavación en el instante donde  $V = V_c$ . A través de los gráficos 2.3.a) y 2.3.b) se puede realizar una comparación entre las profundidades de socavación que se dan en cada caso. Estas figuras muestran el comportamiento de la profundidad de socavación tanto en función del tiempo como en función de la velocidad media de la corriente.

Según el gráfico 2.3 b), la situación más crítica es la tercera, la erosión local con arrastre incipiente de sedimento. Esto se debe a que durante el umbral de erosión todavía no existe un aporte de sedimentos al foso socavado, ya que el fondo del lecho en general está en el límite entre un estado de reposo y de movimiento, mientras que en el foso de socavación sigue ocurriendo una erosión continua. En el gráfico 2.3a se puede observar que la profundidad del foso socavado ( $y_{s1}$ ) en el

caso de aguas claras, es mayor que la profundidad de socavación ( $y_{s2}$ ) en el caso de arrastre generalizado de sedimento. Esto se debe a que en el caso de aguas claras, al no existir un aporte de sedimentos al foso socavado, la erosión es continua e incrementa constantemente en el tiempo; mientras que en el caso de arrastre generalizado de sedimentos, debido a la erosión general del lecho, además de la erosión existe una sedimentación o relleno constante.

**Gráfica N° 2. 3:** Profundidad de socavación en función del tiempo y la velocidad de la corriente.

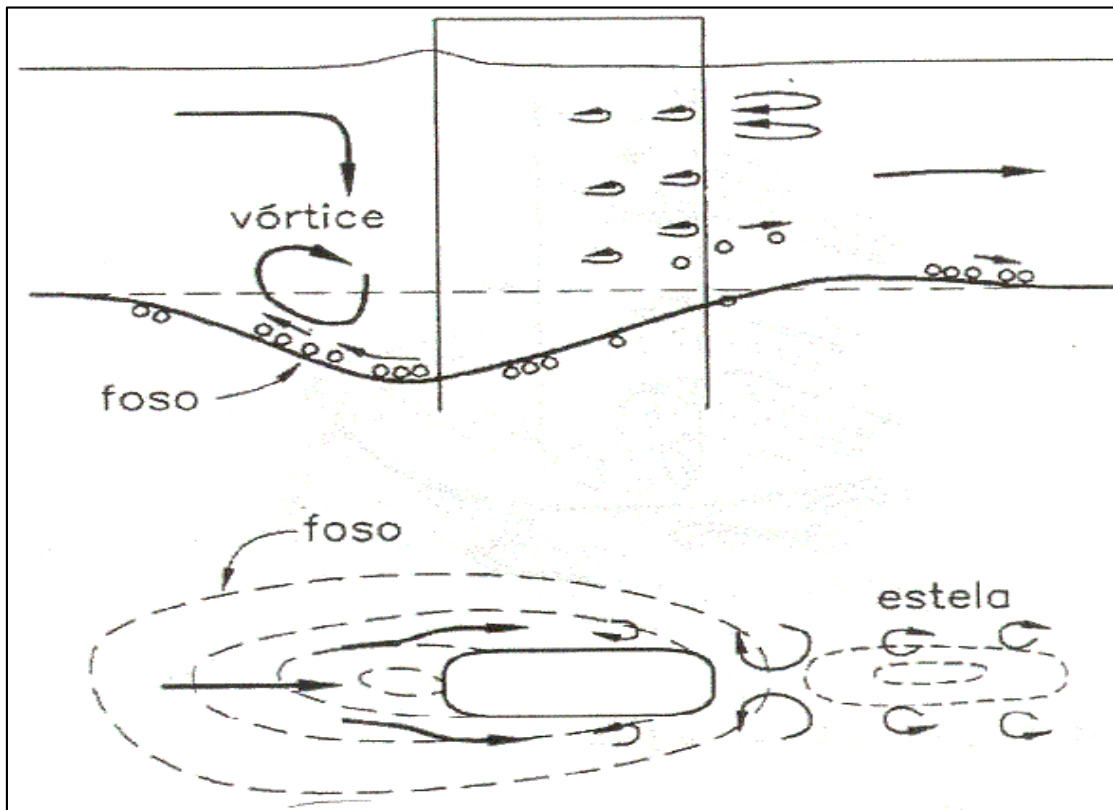


Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

#### 2.3.4. Erosión local en pilares de puentes

Los pilares de los puentes son las estructuras hidráulicas más vulnerables con respecto a la erosión. La erosión local en los pilares de puentes resulta de una triple interacción entre el suelo, la estructura y el agua. Físicamente el fenómeno se genera debido a que alrededor de los pilares se dan velocidades mayores que las velocidades medias de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás del pilar. Este sistema de vórtices en la base del pilar es el principal responsable de la erosión. En la figura 2.6 se ilustra el sistema de vórtices desarrollado alrededor de un pilar.

Figura N° 2. 6: Hidrodinámica y morfología de un foso de erosión local alrededor de un pilar.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

#### 2.3.4.1. Mecanismo

La presencia de los pilares, genera significativos cambios en el patrón del flujo de un río. Dichos cambios son los principales causantes del fenómeno de la erosión local. Los distintos investigadores coinciden en que los principales cambios del patrón del flujo son:

- El aumento de la velocidad del escurrimiento en las cercanías del pilar;
- Origen de un sistema de vórtices muy complejo.

Ambos procesos dan origen a una erosión local en la base y en el frente de los pilares, que como su nombre lo indica ocurre en un espacio y lugar determinado dentro del lecho.

##### 2.3.4.1.1. Aumento de la velocidad

El aumento de la velocidad en las cercanías del pilar se debe a una disminución de la sección del flujo, generada por la presencia de los pilares y terraplenes dentro

del cauce. Al introducir los pilares y terraplenes en la sección del puente se reduce el ancho efectivo del cauce, causando un incremento en la energía cinética de la corriente, el cual produce grandes aceleraciones y una gran turbulencia. Esto se debe al principio de la conservación del caudal, que dice: que, si la sección que atraviesa disminuye, la velocidad del fluido debe aumentar para que el volumen transportado sea constante. Este aumento de velocidad en la vecindad de la pila genera un aumento del poder erosivo del agua en dicha zona, superando la resistencia ofrecida por los materiales, causando así su erosión.

#### **2.3.4.1.2. Sistema de vórtices**

El segundo factor que influye en este fenómeno es la generación de un conjunto de vórtices en torno a las estructuras. De acuerdo a la evidencia experimental, la socavación comienza cuando la velocidad media de escurrimiento ( $V$ ) es igual a la mitad de la velocidad crítica de arrastre ( $V_c$ ).

El proceso de erosión lo origina inicialmente un flujo descendente denominado "downflow" considerado uno de los principales agentes erosivos. Éste actúa como un chorro vertical que al fluir hacia abajo impacta con el fondo, cavando un agujero delante del pilar.

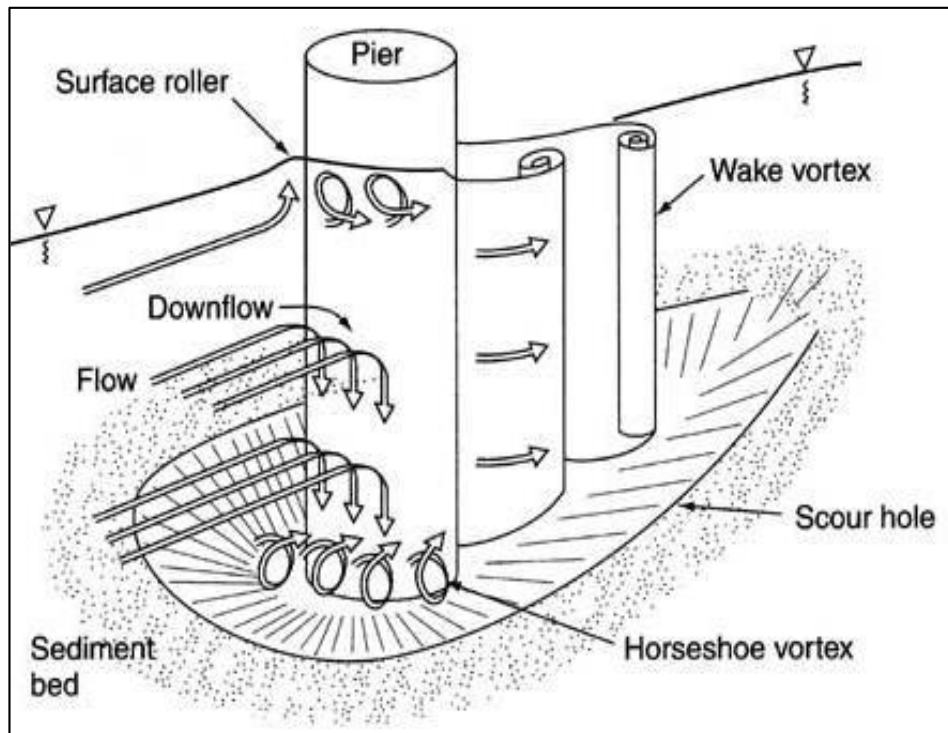
Este flujo vertical es causado por dos razones:

- La corriente del agua va desacelerando a medida que se acerca al obstáculo, deteniéndose en la cara aguas arriba del pilar, lo que genera una región de estancamiento. Las presiones asociadas al estancamiento son mayores cerca de la superficie del pilar, donde la desaceleración es mayor. Por Bernouilli, la velocidad y la presión son dependientes, de manera que si en un punto la velocidad del fluido disminuye, la presión debe aumentar. Esto genera un gradiente horizontal de presiones, el cual aumenta de forma significativa a medida que se acerca al obstáculo.
- La segunda razón, es por una disminución vertical de la velocidad. Por Mecánica de Fluidos se sabe que la velocidad del flujo disminuye de la superficie al fondo. En respuesta a esta disminución de la velocidad, la presión dinámica, es decir, la presión de impacto o de choque en la cara

del pilar, también disminuye, produciéndose de esta manera un gradiente vertical de presiones.

Los gradientes de presiones generados en la cara del pilar conducen al flujo hacia abajo, generando el chorro vertical. Ver Figura N° 2.7.

**Figura N° 2. 7:** Características principales del flujo alrededor de pilares de puentes.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

Al chocar con el fondo el flujo descendente forma un agujero al frente del pilar. Este agujero induce a que el chorro cambie su dirección hacia arriba adquiriendo un movimiento giratorio, formándose de esta manera un sistema complejo de vórtice (Figura N° 2.7).

Este vórtice se extiende río abajo y pasa por los lados del obstáculo, hasta formar parte de la turbulencia general donde pierde su identidad. Debido a su semejanza a una herradura, este vórtice es llamado vórtice de herradura.

La remoción del sedimento del lecho en torno a la pila se debe primordialmente al vórtice tipo herradura. A medida que el foso de socavación crece también lo hace el vórtice, pero a una tasa decreciente, hasta que eventualmente se alcanza un

equilibrio. La condición de equilibrio corresponde a la situación en la cual el poder erosivo del agua es incapaz de seguir erosionando el material del fondo. En la Figura N° 2.8 se muestra el resultado del fenómeno del vórtice tipo herradura producido en la zona aledaña a un pilar de la bocatoma Chavimochic, bocatoma localizada en Perú.

**Figura N° 2. 8:** Pilar de la bocatoma Chavimochic.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

Otro tipo de vórtices generados por la presencia del pilar son los llamados vórtices de estela, que resultan de la separación del flujo al bordear el obstáculo. Los vórtices de estela son muy inestables, estos vórtices actúan como pequeños tornados que levantan el sedimento del fondo y forman su propio foso de socavación. Foso en el cual los granos son literalmente “aspirados” del lecho por los vórtices, el fondo del foso parece hervir por en movimiento de los granos.

#### **2.3.4.2. Influencia de la erosión general en la fosa de socavación**

A pesar que el sistema de vórtices en la base del pilar es el principal responsable de la erosión local en pilares, la existencia o carencia de una erosión general en el lecho influye en el desarrollo del foso de socavación. Es por esto que existen dos

tipos de fosos de socavación, el generado por el efecto exclusivo de la erosión local y el generado por el efecto combinado de la erosión general con la local.

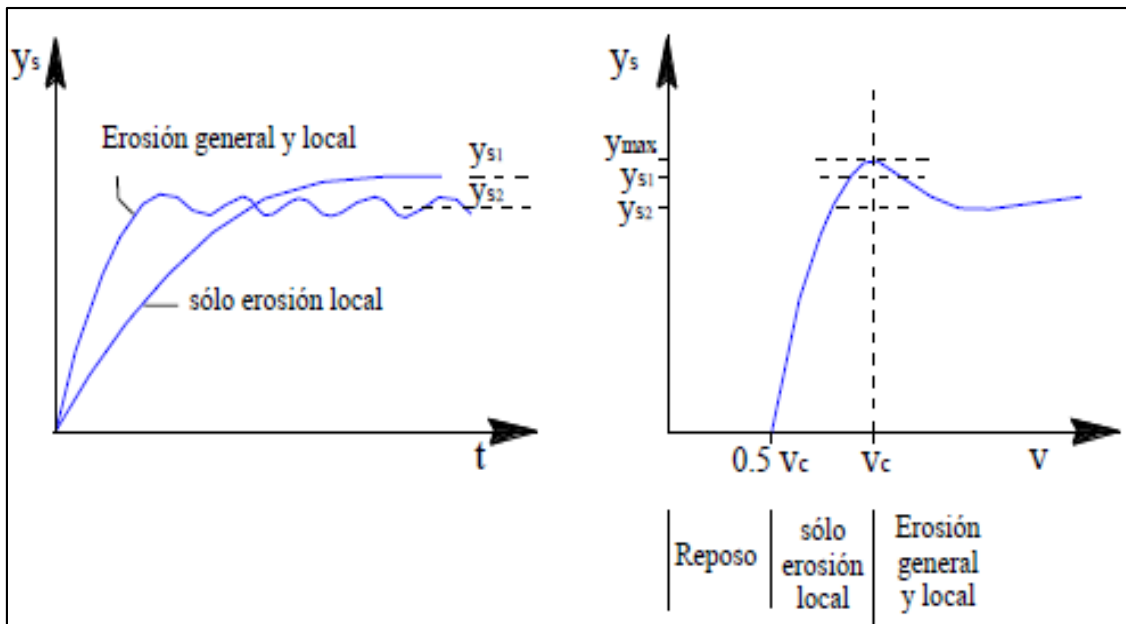
#### **2.3.4.2.1. Foso generado por efecto exclusivo de la erosión local**

Esta situación se da cuando el efecto de la corriente sobre el lecho del río no es capaz de poner en movimiento el material que lo conforma, pese a esto los vórtices sí son capaces de socavarlo. La erosión local empieza con una velocidad que es aproximadamente la mitad de la velocidad crítica, velocidad necesaria para dar inicio a la erosión general del lecho (Gráfica N° 2.4). Por esta razón no se requieren grandes caudales para que se forme el foso de socavación. En el tiempo la erosión en el foso de socavación es continua hasta alcanzar un equilibrio. Dicho equilibrio se consigue cuando el material de fondo es capaz de resistir el poder erosivo del agua, generado por los vórtices, por lo tanto, ya no hay socavación. Este caso coincide con la erosión local sin arrastre generalizado de sedimentos.

#### **2.3.4.2.2. Foso generado por efecto combinado de la erosión general y la local**

A diferencia del caso anterior, la corriente del agua si es capaz de poner en movimiento el material del fondo del río, por lo que existe una erosión general del lecho, requiriéndose para esto grandes caudales. Debido a esto, se da un transporte general de sedimentos al mismo tiempo que ocurre la erosión local. Por esta razón, el equilibrio en el foso se alcanza por una compensación entre la cantidad de material transportado por la corriente que entra y la cantidad que sale. Este caso coincide con la erosión local con arrastre generalizado de sedimentos.

**Gráfica N° 2. 4:** Desarrollo del foso de socavación alrededor de pilares en función de la erosión general del lecho.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

### 2.3.5. Métodos para el cálculo de la erosión local en pilares

#### 2.3.5.1. Estado actual del cálculo de la erosión local en pilares

La erosión local alrededor de pilares de puentes es un tema que ha merecido la atención de numerosos investigadores durante muchos años. Esto se debe a que la erosión resultante de la interacción entre el suelo, la estructura y el agua, es un problema aún no resuelto en la ingeniería, que no sólo afecta a la infraestructura misma, sino que pone en peligro la vida humana, la propiedad y el desarrollo económico y social de las comunidades colindantes. Tal es el caso del colapso del puente Bolognesi - Piura, cuya caída no sólo implicó una pérdida económica sino también de vidas humanas, ya que colapsó en el momento que circulaban peatones y vehículos con un saldo trágico de 20 muertos.

Al realizar el estado del arte del tema, se encontraron diversos métodos para el cálculo de la erosión local alrededor de pilares, los cuales estiman principalmente la profundidad máxima del foso de socavación. Estas numerosas contribuciones podrían dar la impresión que este tema de investigación se encuentra agotado. Sin embargo, esta primera impresión dista mucho de la realidad, debido a que aún no

ha sido posible obtener una relación de diseño, que unifique satisfactoriamente los diferentes resultados experimentales.

El principal problema de los métodos disponibles, a excepción del método desarrollado en esta tesis, se deriva de que sus autores han centrado principalmente su atención en torno a un estudio eminentemente hidráulico. A pesar que la hidráulica influye de manera significativa en el fenómeno, no es la única rama de la ingeniería que se necesita para un análisis satisfactorio.

La predicción de la erosión requiere una integración de los conocimientos y las experiencias en ingeniería geológica, geotécnica, hidráulica e hidrológica. La ingeniería geológica y geotécnica se requieren para determinar la habilidad relativa del material a resistir la erosión y la hidráulica e hidrológica para determinar la magnitud del poder erosivo del agua.

A pesar de la simplificación hecha por los autores, es decir, el centrarse en la parte hidráulica del fenómeno, el estudio de la erosión local requiere de muchas simplificaciones adicionales. Esto se debe a la gran gama de variables que inciden en el proceso de la erosión local y a la imposibilidad de conocer su grado de incidencia. Por esta razón la mayoría de las investigaciones se han realizado bajo condiciones muy idealizadas, llevando a resultados muy diferentes dependiendo de la metodología utilizada.

#### **2.3.5.2. Características de los métodos disponibles**

A continuación, se analizarán las características primordiales de los métodos disponibles

##### **2.3.5.2.1. Metodología de estudio**

La metodología de estudio más usada por los investigadores consiste en formular la ley matemática que rige al fenómeno, utilizando un análisis dimensional para así derivar relaciones en términos de variables apropiadas. Debido a la complejidad del fenómeno resulta casi imposible abordarlo en forma teórica exacta, por lo que se recurre a un enfoque empírico. Aun así, para hacer factible su estudio es necesario introducir diversas simplificaciones, las que permiten obtener algunas soluciones al problema. Una vez conseguida la relación que defina el fenómeno será imprescindible validarla con datos tomados en terreno.

Por este motivo, al utilizar cualquier relación de cálculo es necesario previamente saber bajo qué condiciones y supuestos ha sido deducida, para así aplicarla dentro de su respectivo rango de validez. Sin embargo, muchas veces no está claro cómo determinar la relación a utilizar, cuál es su rango de validez, bajo qué condiciones físicas es posible utilizarla o cuál es el significado de cada una de las variables presentes en ella. Debido a esto, los diversos tipos de fórmulas y relaciones dados, representan en muchas ocasiones, desde el punto de vista de ingeniería Civil, una gran dificultad de interpretación.

Todo esto dificulta el proceso de comparación de una fórmula con otra. Además los resultados de cada método difieren de uno a otro en gran magnitud, lo que dificulta la interpretación de estos. Es por esto, que en este análisis no se pretende comparar los métodos, sino decir cuáles son sus deficiencias.

#### **2.3.5.2.2. Parámetros utilizados**

La mayoría de los métodos disponibles coinciden en que las variables determinantes en el proceso de socavación son las siguientes:

##### **2.3.5.2.2.1. Parámetros hidráulicos**

- La profundidad  $y_n$  del flujo de aproximación (aguas arriba).
- La velocidad media  $V$  del flujo no alterado.
- La pendiente  $S$  del canal.
- El peso específico  $\gamma$  y la viscosidad cinemática  $\nu$ , del agua.

##### **2.3.5.2.2.2. Parámetros geométricos**

- El ancho  $b$  y largo  $l$  del pilar.
- Su forma.
- El ángulo  $\alpha$  de incidencia.

##### **2.3.5.2.2.3. Parámetros sedimentológicos**

- El peso específico del sedimento  $\gamma_s$ .
- Un cierto diámetro representativo  $d$ .

### **2.3.5.3. Métodos analizados**

Existe una gran cantidad de métodos para estimar la erosión local en pilares de puentes.

Entre los analizados en este trabajo de tesis se encuentran los siguientes:

- Método de Laursen y Toch (1956).
- Método de Yaroslavtziev (1969).
- Método de la FHWA (HEC-18) (1995).
- Método de Larras (1963).
- Método de Froehlich (1991)
- Método de la Universidad Estatal De Colorado (CSU)

De estos métodos los más utilizados son:

#### **2.3.5.3.1. Método de Laursen y Toch (1956)**

Estableció uno de los primeros criterios sobre el tema.

##### **2.3.5.3.1.1. Variables que utiliza**

- Tirante o profundidad del flujo aguas arriba del pilar ( $y_n$ )
- el ancho del pilar  $b$
- el ángulo de incidencia
- la forma del pilar

##### **2.3.5.3.1.2. Parámetros adimensionales**

- la relación entre la profundidad de flujo y el ancho del pilar:  $y_n/b$

##### **2.3.5.3.1.3. Ecuación general**

Cuando el ángulo de incidencia  $\alpha$  es igual a cero:

$$Y_s = K * K_s * b$$

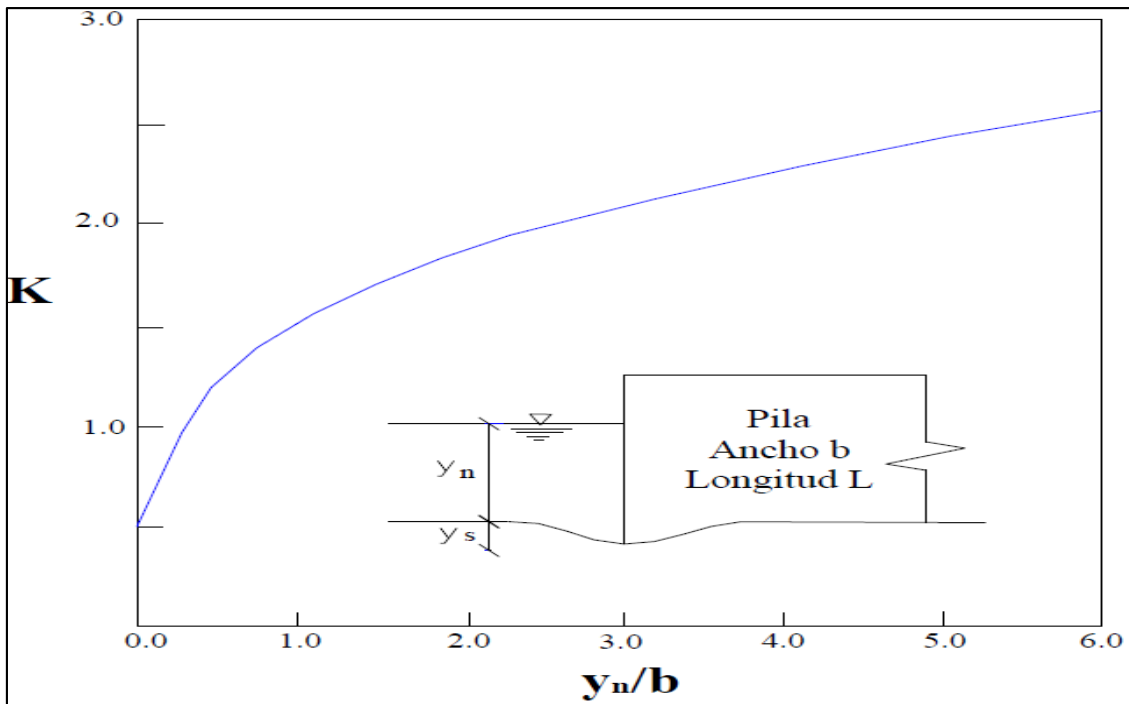
Donde:

$y_s$ : Profundidad de equilibrio de socavación medida desde el nivel inicial del lecho (m)

$K_s$ : Coeficiente que depende de la forma del pilar (tabla 2.1)

K: Gráfica N° 2.5

**Gráfica N° 2. 5:** Curva básica de Diseño para el Cálculo de la Profundidad de socavación



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

**Tabla N° 2. 1:** Coeficiente de forma  $K_s$

Forma de la nariz del pilar	L / b	$K_s$
Rectangular		1.00
Semicircular		0.90
Elíptica	2:1	0.80
	3:1	0.75
Lenticular	2:1	0.80
	3:1	0.70

Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

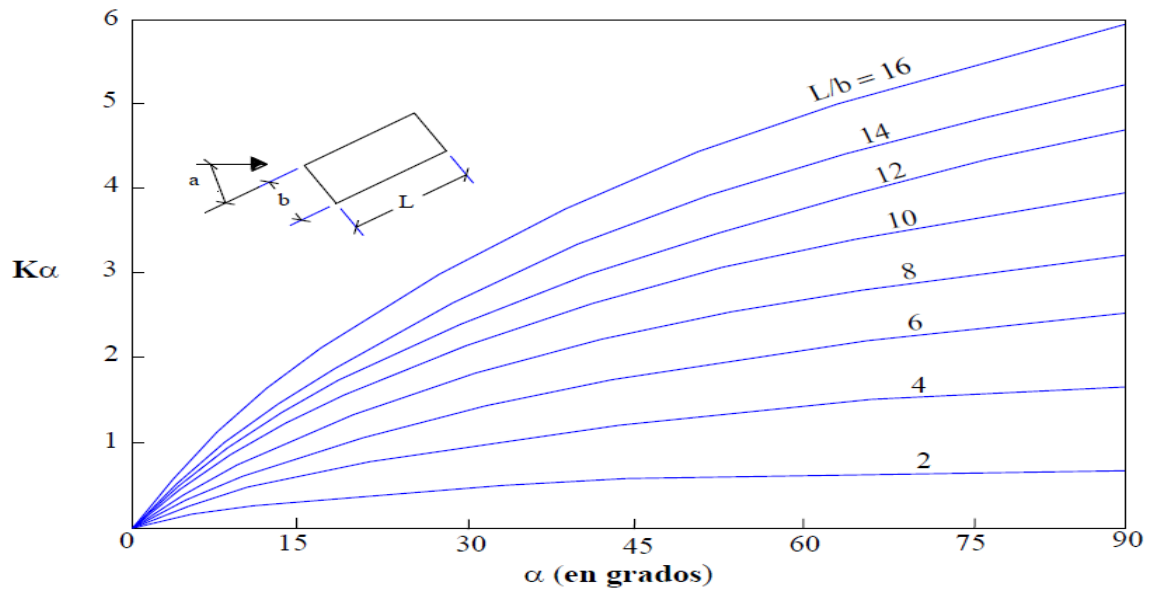
Cuando la corriente incide oblicuamente formando un cierto ángulo  $\alpha$  con el eje de la pila:

$$Y_s = K * K_\alpha * b$$

Donde:

$K_\alpha$ : Coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  y la relación L/ b, siendo L y b las dimensiones mayor y menor del pilar, respectivamente (Graf 2.6).

**Gráfica N° 2. 6:** Coeficiente de correlación para los pilares no alineados con el flujo.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

#### 2.3.5.3.1.4. Limitaciones del método

- Todos los ensayos realizados para la deducción de este método fueron hechos en condiciones de flujo subcrítico, para números de Froude menores que 0.5.
- Aplicable sólo cuando existe un arrastre generalizado de sedimentos, es decir, un aporte de sedimentos al foso socavado.
- El método sólo es válido para arenas. Para fondos de sedimentos sueltos más finos, el método debería utilizarse con reservas, siendo inaplicable para sedimentos muy finos de gran cohesión.
- No toma en cuenta la velocidad media de la corriente. Para este método dicha velocidad es inexistente, ya que si varía la velocidad se mantiene el equilibrio entre suministro y capacidad de extracción de los sedimentos.
- No toma en cuenta ningún parámetro geológico, sus desarrolladores analizaron la influencia del diámetro sobre la profundidad de socavación del foso pero llegaron a la misma conclusión que con la velocidad

- No hay concordancia entre el gráfico 2.5 utilizado para hallar el parámetro  $K$ , y la fórmula dada para hallar la profundidad de socavación cuando el ángulo de incidencia es igual a cero. Según la fórmula  $y_s = K K_s b$  y según el gráfico  $y_s = K.b$ .

Esta situación sucede solamente cuando el pilar tiene forma rectangular, ya que  $K_s$  en pilares rectangulares es igual a la unidad. Sin embargo, en la figura no especifican la forma del pilar.

#### **2.3.5.3.1.5. Comentario**

- Al analizar la forma del pilar Laursen y Toch llegaron a la conclusión de que si bien las formas aerodinámicas tienden a reducir la socavación, este efecto se pierde cuando dichos pilares no están alineados con la corriente.
- El método analiza la socavación general del cauce como fenómeno independiente y simultáneo a la local. Por lo tanto, debe agregarse a esta última el efecto provocado por la primera.

#### **2.3.5.3.2. Método de Yaroslavtziev (1969)**

El criterio de Yaroslavtziev es el resultado de las mediciones realizadas en la Unión Soviética, (Juárez y Rico, 1969).

##### **2.3.5.3.2.1. Variables que utiliza**

- La velocidad media de la corriente aguas arriba del pilar ( $V$ )
- La profundidad de la corriente aguas arriba del pilar ( $y_n$ ), luego de la socavación general del cauce
- El ángulo de incidencia de la corriente ( $\alpha$ )
- La forma del pilar
- El diámetro de los granos del sedimento, ( $d_{85}$ )
- El tipo de suelo.

##### **2.3.5.3.2.2. Ecuación general**

Este investigador distingue dos casos: uno cuando el fondo del río está formado por materiales no cohesivos, y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

- **Suelos granulares sin cohesión**

$$y_s = K_f K_V (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

Donde:

$y_s$ : Profundidad de socavación a partir del lecho (m)

$V$ : Velocidad media de la corriente aguas arriba del pilar, después de producirse la erosión general del cauce (m/s)

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

$d_{85}$ : Diámetro característico que indica que el 85% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas de diámetros menores a él, en metros.

Cuando el material de fondo tiene un diámetro inferior a 0.5 cm., Yaroslavtziev recomienda suprimir el segundo término de la fórmula.

Si dos estratos adyacentes tuviesen granulometrías muy diferentes, se debe tomar el mayor  $d_{85}$  de ambas granulometrías, ya que al ser afectados conjuntamente por la socavación los sedimentos se mezclarán.

$k_f$ : Coeficiente de forma.

Este coeficiente depende de la geometría del pilar y del ángulo de incidencia  $\alpha$  de la corriente (tabla 2.2).

**Tabla N° 2. 2:** Valores del coeficiente de forma.

<b>Forma del pilar</b>	<b><math>k_f</math></b>
Rectangulares con aristas rectas	12.4
Circulares	10
Pilares rectangulares con aristas redondeadas	$k_f = 8.5 + 1.5 \text{sen} \alpha$ *

Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

\*hasta  $\alpha = 30^\circ$ , sufriendo variaciones cuando existen zapatas y pilotes protuberantes en el fondo.

$k_v$ : Coeficiente del ángulo de incidencia

$$\text{Log}K_v = -0.28 \left( V^2 / gb_1 \right)^{1/3}$$

Donde  $b_1$ : Proyección del ancho del pilar sobre un plano perpendicular a la dirección de la corriente ( $b$ ). ( $b_1 = b \cos \alpha - L \sin \alpha$ )

$e$ : Coeficiente de corrección.

Depende del sitio en donde están colocados los pilares.

**Tabla N° 2. 3:** Coeficiente de corrección.

<b>Localización del pilar</b>	<b>e</b>
Cauce principal	0.6
Cauce de avenidas	1.0

Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

$k_H$ : El coeficiente  $k_H$  toma en cuenta la profundidad de la corriente  $y_n$  aguas arriba del pilar, luego de la socavación general del cauce. Utiliza la siguiente expresión:

$$\text{Log}K_H = 0.17 - 0.35 \frac{y_n}{b_1}$$

### Suelos cohesivos

Para el caso de suelos cohesivos, el método utiliza la misma ecuación que para los suelos granulares, con la salvedad de que en lugar del diámetro  $d_{85}$  utiliza un diámetro equivalente ( $d_{e85}$ ), que en un material granular producirá la misma socavación. Ver tabla 2.4.

$$y_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

**Tabla N° 2. 4:** Diámetros equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos.

Peso volumétrico de material seco en ton/m <sup>3</sup>	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares $d_{e85}$ (cm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
1.2	1.0	0.5	0.5
1.2 – 1.6	4	2	2.0
1.6 – 2.0	8	8	3.0
2.0 – 2.5	10	10	6.0

Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

#### **2.3.5.3.2.3. Limitaciones del método**

- Yaroslavtziev advierte que su fórmula para suelos granulares puede conducir a errores cuando:
- $y_n / b_1$  sea menor de 2 y el pilar está desviado respecto a la corriente, y
- $y_n / b_1$  sea menor de 1.5 este o no desviado, según Maza (1967).
- En suelos cohesivos es muy probable que durante el tiempo que dura una avenida no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo puesto que la degradación del fondo en un suelo cohesivo es más lenta que en un suelo arenoso.

#### **2.3.5.3.2.4. Comentario**

- Yaroslavtziev es, (1966), uno de los pocos autores que analizaron la importancia del diámetro del sedimento de fondo.

#### **2.3.5.3.3. Método de la FHWA (HEC-18) (1995)**

Este método fue desarrollado por Richardson y Davis y presentado como norma de diseño por la Federal Highway Administration de los EE.UU.

##### **2.3.5.3.3.1. Variables que utiliza**

- Velocidad del flujo aguas arriba del pilar ( $V$ )

- Profundidad del flujo aguas arriba del pilar ( $y_n$ )
- Ángulo de incidencia de la corriente ( $\alpha$ )
- Forma del pilar
- Ancho del pilar (b)
- Diámetro del sedimento ( $d_{50}$ )

**2.3.5.3.3.2. Parámetros adimensionales**

$$\frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_n}} = F \text{ (número de Froude de la corriente)}$$

**2.3.5.3.3.3. Ecuación general**

$$y_{Smax} = 2K_1 K_2 K_3 K_4 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$$

Donde:

$k_1$ : Factor de forma del pilar

$k_2$ : Factor del ángulo de ataque

$k_3$ : Factor de corrección por rugosidad del fondo

$k_4$ : Factor de corrección por gradación de materiales (acorzamiento)

$k_1$ : Factor de forma

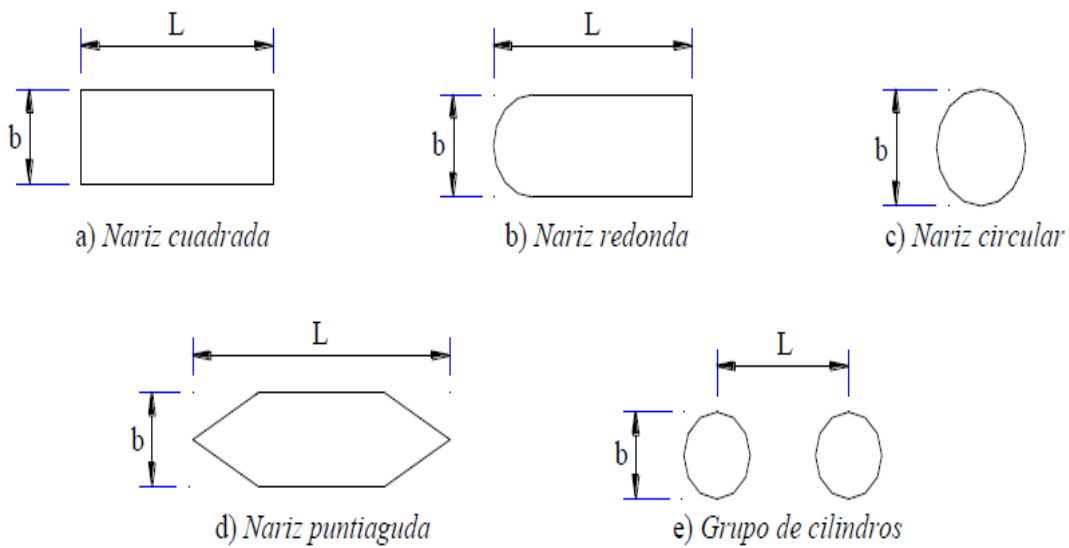
El factor  $k_1$  depende de la forma del pilar y se obtiene de la tabla 2.5 (figura 2.9)

**Tabla N° 2. 5:** Factor de forma del pilar  $k_1$

<b>Forma del pilar</b>	<b><math>K_1</math></b>
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Nariz circular	1.0

Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

**Figura N° 2. 9:** Formas del pilar para cálculo de socavación por el método del FWHA.



Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

**k<sub>2</sub>:** Factor del ángulo de ataque o de orientación.

k<sub>2</sub> depende del ángulo de ataque del flujo (tabla 2.6) y puede calcularse por medio de la ecuación siguiente:

$$K_2 = (\cos\alpha + L / b \cdot \text{sen}\alpha )^{0.65}$$

Ángulo	k <sub>2</sub>		
	L/b = 4	L/b = 8	L/b = 12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

Si L/b > 12 se debe utilizar L/b = 12 como valor máximo de k<sub>2</sub>

**k<sub>3</sub>:** Factor de corrección por rugosidad del fondo.

El coeficiente k<sub>3</sub> depende de la rugosidad general del cauce y se obtiene de acuerdo a la tabla 2.7

**Tabla N° 2. 6:** Factor de corrección por rugosidad general del cauce.

Características del fondo del cauce	Altura de dunas (m)	K <sub>3</sub>
Aguas limpias	-	1.1
Fondo plano y antidunas	-	1.1
Dunas pequeñas	3 > h > 0.6	1.1
Dunas medianas	9 > h > 3	1.1 1.2
Dunas grandes	h > 9	1.3

Fuente: Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.

**k<sub>4</sub>:** Factor de corrección por gradación de los materiales.

El coeficiente k<sub>4</sub> tiene por objeto disminuir el valor calculado de socavación para tener en cuenta que las partículas grandes de material disminuyen la socavación, se obtiene de la siguiente expresión:

$$k_4 = \left[ 1 - 0.89 \left( \frac{V_0 - V_i}{V_{c90} - V_i} \right)^2 \right]^{0.5}$$

$$V_i = 0.645 \left( \frac{d_{50}}{b} \right)^{0.053} \cdot V_{c50}$$

$$V_{c50} = 6.19 y_n^{1/6} \cdot d_{50}^{1/3}$$

Donde:

V<sub>0</sub>: Velocidad de acercamiento (m/s)

V<sub>i</sub>: Velocidad de acercamiento a la cual se inicia erosión en la pila, en granos de tamaño d<sub>50</sub> (m/s)

V<sub>c90</sub>: Velocidad crítica para movimiento incipiente de material de tamaño d<sub>90</sub> (m/s)

V<sub>c50</sub>: Velocidad crítica para movimiento incipiente de material de tamaño d<sub>50</sub> (m/s)

d<sub>50</sub>: diámetro característico que indica que el 50% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas de diámetro menores a él (m).

#### 2.3.5.3.3.4. Limitaciones del método

- Las ecuaciones generales tienen los siguientes límites:

$$y_s \leq 2.4 b \text{ para } F < 0.8$$

$$y_s \leq 3.0 b \text{ para } F > 0.8$$

- La FHWA estableció las siguientes limitaciones para la aplicación del coeficiente  $k_4$ 
  - El coeficiente  $k_4$  se aplica sólo cuando  $d_{50} > 60 \text{ mm}$
  - $k_4 = 1.0$  para  $(V_o - V_i) / (V_{c90} - V_i) > 1.0$
  - Valor mínimo de  $k_4 = 0.7$

A pesar que la introducción del coeficiente  $k_4$  en la fórmula

- Estos límites fueron confirmados por Richardson y Richardson en 1999.
- La experiencia ha demostrado que para pilares muy anchos la fórmula del FHWA da valores muy superiores a los reales. Igual situación ocurre cuando se calcula la socavación para cimientos anchos. Sin embargo, este método es el más utilizado especialmente por su carácter de norma obligatoria en los EE. UU.

#### 2.3.5.3.3.5. Comentarios

- Este método se basa en una curva envolvente de eventos de máxima socavación, lo que conlleva a que los resultados obtenidos sean conservadores.
- El valor de  $b$  que se utiliza en la fórmula, debe ser el valor del ancho del pilar cerca al fondo del cauce después de tener en cuenta tanto la degradación a largo plazo como la socavación por contracción del cauce.
- Es uno de los pocos métodos, junto con el de Nueva Zelanda que analiza la importancia del acorazamiento en la socavación en torno a pilares. Para este autor el acorazamiento, engrosamiento de las capas superficiales, tiende a reducir la socavación.

### 2.3.5.3.4. Método de Larras (1963)

Larras propone una ecuación teórico-práctica deducida de medidas de socavación tomadas en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos. (Guevara, 2016)

$$d_s = 1.05Ka^{0.75} \text{-----}(1)$$

a = ancho de la pila (m)

$$K = K_f K_\phi \text{-----}(2)$$

$$d_s = 1.05K_f K_\phi a^{0.75} \text{-----}(3)$$

$K_f$  = factor de corrección por la forma de la pila Tabla N° 2.8.

$K_\phi$  = factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente Tabla N° 2.9.

En forma aproximada  $K = 1.0$  para pilas cilíndricas y  $K = 1.4$  para pilas rectangulares.

La siguiente es la forma adimensional de la Ecuación N° 1.

$$\frac{d_s}{h_1} = \left( \frac{1.05K}{a^{0.25}} \right) \left( \frac{a}{h_1} \right) \text{-----}(4)$$

**Tabla N° 2. 7:** Factor de corrección  $K_f$  por forma de la pila. Métodos de Larras y Melville y Sutherland. Adaptada de Higuera C. y Pérez G., 1989 y Melville B. W., 1988.

En planta	Largo/ancho de la pila	$K_f$				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1	1	1	1	1	
Lenticular	2		0.97			
	3	0.73	0.76			
	4			0.67		
	7			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4		0.86			
Elíptica	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
	2		0.91			
Ojival	3		0.83			
	4	0.92		0.86		
Circular doble	4	0.95				
Oblonga	1		1			
	1.5		1			
	2		1			
	3		1			
Rectangular chaflanada	4			1		
	4			1.01		
Rectangular	0.25		1.3			

	4			1.4		
	4.5				1.25	
	5.3			1.4		
	9.3			1.4		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

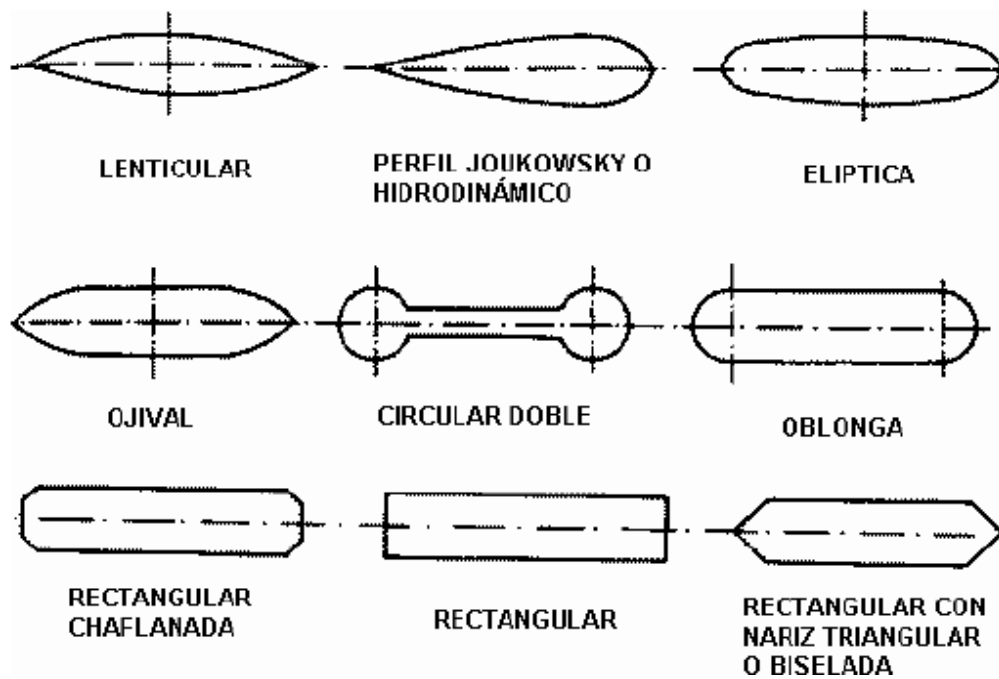
Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

**Tabla N° 2. 8** 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: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

Figura N° 2. 10: Formas usuales de pilas. Método de Larras. Higuera C. y Pérez G., 1989.



Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

### 2.3.5.3.5. 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 que se presenta en el Numeral 2.2.5.3.6. (Guevara, 2016)

$$d_s = 0.32K_f(a')^{0.75} h^{0.47} F_r^{0.47} D_{50}^{-0.09} + a \text{-----}(5)$$

$d_s$  = profundidad de socavación local. (m)

$K_f$  = factor de corrección por la forma de la pila. Tabla N° 2.10.

$a'$  = ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo. (m)

$a$  = ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad. (m)

$h$  = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila. (m)

$F_r$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila.

$D_{50}$  = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor. (m)

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } F_r \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } F_r > 0.8$$

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 (1998) siempre adiciona este factor de corrección. (Guevara, 2016).

**Tabla N° 2. 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: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

### 2.3.5.3.6. Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Existe una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilas tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998). (Guevara, 2016)

$$\frac{d_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} F_r^{0.43} \text{-----}(6)$$

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene, al igual que en el método de Froehlich:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } F_r \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } F_r > 0.8$$

$d_s$ = profundidad de socavación local. (m)

$h$ = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila. (m)

$K_f = K_1$ = factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (Tabla N°2.11).

$K_\phi = K_2$ = factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (Tabla N°2.12 o ecuación 8).

$K_c = K_3 =$  factor de corrección por la forma del lecho (Tabla N° 2.13) Usualmente igual a 1.1

$K_a = K_4 =$  factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho (Ecuación 9 y Tabla N° 2.14). Este factor fue introducido en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.

$a =$  ancho de la pila (m)

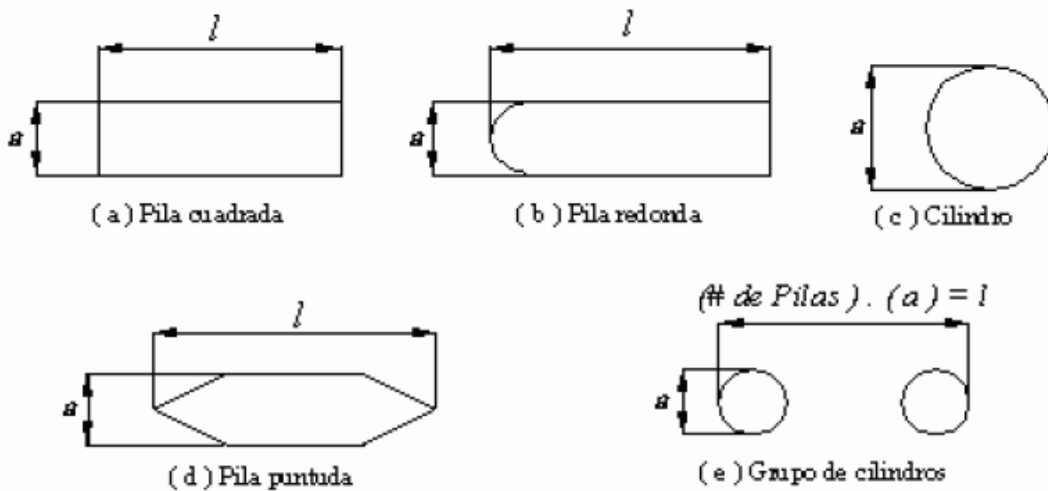
$l =$  longitud de la pila (m)

$F_r =$  número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \text{-----(7)}$$

$V =$  velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila. (m/s)

Figura N° 2. 11: Formas típicas de pilas. HEC-18. 1993.



Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

Tabla N° 2. 10: Factor de corrección por la forma de la pila  $K_f$  Método CSU. HEC-18. 1993.

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: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

El factor de corrección  $K_f$  se determina usando la anterior tabla cuando el ángulo de ataque es menor que  $5^\circ$ . En otro caso,  $K_\phi$  domina para ángulos mayores por lo que  $K_f$  debe ser tomado igual que 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. (Guevara, 2016)

**Tabla N° 2. 11:** Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo  $K_\phi$ . Método CSU. HEC-18. 1993.

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

Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

Si  $l/a$  es mayor que 12, se usan los valores correspondientes a  $l/a = 12$  como máximos.

$$K_\phi = \left( \cos\phi + \frac{l}{a} \operatorname{sen}\phi \right)^{0.65} \text{-----(8)}$$

**Tabla N° 2. 12:** Factor de corrección por la forma del lecho  $K_c$ . Método CSU. HEC-18. 1993.

Condición del lecho	Altura de la duna H (pies)	$K_c$
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

Se recomienda usar un valor de  $K_c$  de 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 hueco de socavación para materiales del lecho con  $D_{50}$  mayor o igual que 2 mm o  $D_{95}$  mayor o igual que 20 mm ( $D_{50} \geq 0.002$  m o  $D_{95} \geq 0.02$  m). (Guevara, 2016)

**Tabla N° 2. 13:** Criterios para adoptar Ka (HEC-18, 2001).

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

Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016).  
Socavación en puentes.

$$K_a = 0.4(V_R)^{0.15} \text{-----}(9)$$

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} \right] > 0 \text{-----}(10)$$

$$V_{icDx} = 0.645 \left( \frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cDx} > 0 \text{-----}(11)$$

$V_R$  = relación de velocidad

$V_1$  = velocidad de aproximación justo aguas arriba de la pila. (m/s)

$V_{icDx}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_x$  de las partículas de sedimento. (m/s)

$V_{icD95}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_{95}$  del material de lecho. (m/s)

$V_{icD50}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_{50}$  del material de lecho. (m/s)

$V_{cDx}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $D_x$  del material de lecho. (m/s)

$V_{cD50}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $D_{50}$  del material de lecho. (m/s)

$a$  = ancho de la pila. (m)

$$V_{cDx} = 6.19h^{1/6} D_x^{1/3} \text{-----}(12)$$

$D_x$  = tamaño de la partícula para la que el x por ciento del material del lecho es más fino. (m)

$h$  = profundidad del agua aguas arriba de la pila sin incluir socavación local. (m)

El valor mínimo de  $K_a$  es 0.4.

## **2.3.6. Fundamentos de la socavación**

### **2.3.6.1. Componentes de la socavación**

Al evaluar la socavación en el sitio de un puente se deben tener en cuenta seis componentes:

#### **2.3.6.1.1. Socavación no recuperable**

Es el cambio en el nivel del fondo del cauce con el tiempo, a 10, 50, 100 o 500 años. Esta profundización o agradación del cauce ocurre en longitudes importantes de la corriente en un proceso que obedece a fenómenos geomorfológicos, los cuales pueden ser acelerados por la intervención antrópica de la cuenca o el cauce. La evaluación de esta erosión o agradación requiere de una investigación de la hidrología, geología, geomorfología e historia de la corriente y de la cuenca de drenaje y establecer modelos para predecir la evolución futura. Se conoce de ríos que en menos de 30 años se han profundizado más de diez metros (Richardson y Lagasse, 1999).

La degradación no recuperable en ocasiones es ignorada en los cálculos de socavación porque los ajustes del fondo del canal a lo largo de todo su sistema no son detectados o se asume que son insignificantes. Sin embargo, el conocimiento de esta degradación puede permitir detectar grandes profundizaciones del cauce durante la vida útil de una estructura. Los ríos y corrientes son detalles dinámicos del paisaje que se ajustan naturalmente al alterarse sus condiciones ambientales. Esta habilidad para ajustarse implica que cualquier cambio natural o antrópico necesariamente causa un ajuste en la morfología del canal, en las cargas de sedimentos, y en las características hidráulicas aguas arriba y aguas abajo en un intento del río por adaptarse a la alteración. Si el balance equivale a que la energía del flujo aumenta, el canal se ajustará a buscar un nivel menor de energía degradándose aguas arriba, ampliándose y sedimentando aguas abajo. La degradación puede ocurrir sobre un periodo grande de años y puede afectar longitudes grandes del canal, ríos completos o sistemas completos de cuencas. Por ejemplo, la degradación de largo plazo en el río Mississippi varía de acuerdo al sitio entre 1.6 y 9.1 metros (Wilson, 1999).

#### **2.3.6.1.1.1. Análisis de la socavación no recuperable**

La evaluación de la erosión a largo plazo requiere del análisis de los cambios tanto naturales como inducidos por el hombre, incluyendo los siguientes:

- Alteraciones del canal de la corriente por dragado, canalización, y otras.
- Minería de arena y grava en la corriente, la cual genera un desequilibrio de sedimentos.
- Construcción de represas que cambian las características del flujo y retienen el suministro de sedimentos.
- Cambios en el uso del suelo como quemas, sobrepastoreo y urbanización.
- Cambios naturales por sismos, actividades volcánicas, cambios climáticos, deslizamientos de tierra, etc.

Analizando estos factores se puede realizar una evaluación cualitativa de su efecto sobre el fondo del cauce. Adicionalmente se pueden realizar cálculos extrapolando información usando criterios de Ingeniería. Con este objeto existen programas de computador para analizar la socavación y la sedimentación, tales como BRI-STAR de la FHWA (Molinas, 1993), HEC-6 del U.S. Army Corps of Engineers (1991), y CAESAR (Palmer y otros, 1999).

Los problemas de degradación de los ríos por minería son muy difíciles de resolver (Crossett, 1993). La degradación de algunos ríos en California por la explotación de arenas es del orden de cinco metros. La estabilización de las orillas y estructuras de puentes en una situación como esta, es prácticamente imposible.

#### **2.3.6.1.2. Socavación por aumento del caudal**

Al aumentar el caudal la velocidad aumenta y se produce erosión en el fondo de la corriente. Al bajar nuevamente el nivel de la corriente, comúnmente esta socavación se recupera nuevamente por sedimentación. La socavación ocurre en periodos de horas o días, afectando prácticamente todo el cauce. Al pasar la avenida nuevamente se produce sedimentación y generalmente el cauce recupera, al menos parcialmente, el material socavado durante el paso de la creciente.

#### **2.3.6.1.3. Socavación por contracción del cauce**

La construcción de un puente puede disminuir el ancho del cauce para el paso de grandes caudales y al presentarse los caudales, se produce un aumento

extraordinario de las velocidades en la contracción, produciéndose socavación del fondo del cauce en el sector contraído.

La socavación por contracción del cauce puede ser muy grande. Richardson y Lagasse (1999) describen casos de socavación de más de seis metros en la contracción de un puente durante avenidas de corta duración. Existen ecuaciones y modelos de computador que permiten calcular la socavación en las contracciones de los puentes con bastante precisión. Algunos de los programas utilizados para calcular la socavación en contracciones de puentes son: WSPRO, HEC-RAS, BRI-STARS, UNET, FESWMS y RMA-2V.

#### **2.3.6.1.4. Socavación local en los estribos**

Junto a los estribos del puente se genera turbulencia, la cual produce erosión adicional y disminuye localmente el nivel del fondo del cauce junto al estribo. Los vórtices junto a los estribos forman fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo junto al sitio de estrechamiento del cauce. Esta socavación debe adicionarse a la profundidad de socavación producto de la contracción de la sección del cauce.

#### **2.3.6.1.5. Socavación local en las pilas**

En las pilas dentro del cauce se producen remolinos de turbulencia, los cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente junto a estas estructuras. Alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo.

#### **2.3.6.1.6. Inestabilidad geomorfológica de la corriente**

La movilidad lateral de la corriente modifica necesariamente los niveles del fondo del cauce en sitios específicos.

La precisión de los modelos de socavación depende fuertemente de la disponibilidad de información para calibración y verificación de las fórmulas empleadas. Es difícil que un modelo de socavación pueda repetirse fácilmente en el campo, debido a la gran diversidad de variables topográficas, hidráulicas, hidrológicas, sedimentológicas y geológicas que intervienen en el proceso de socavación, las cuales no es posible modelar con exactitud.

#### **2.3.6.1.6.1. Caudal para el cálculo de socavación**

Laursen (1970) recomienda que la socavación en un puente debe diseñarse para el caudal máximo probable y no para un caudal de retorno específico, debido a que la posibilidad de que ocurra la precipitación máxima probable durante la vida útil del puente es muy alta y en el caso de que esta ocurra, si el puente no está diseñado para este caudal, la socavación destruye totalmente el puente y los daños tanto económicos como sociales son muy superiores a los costos de construir el puente para este caudal. La FHWA de los EE.UU. recomienda utilizar periodos de retorno de 500 años para puentes importantes, cuya destrucción pueda generar daños sociales o económicos importantes.

#### **2.3.6.1.6.2. El factor tiempo**

Butch (1999) en mediciones de campo encontró que la socavación depende del tiempo de las avenidas. Entre mayor es el tiempo de la creciente mayor es la socavación.

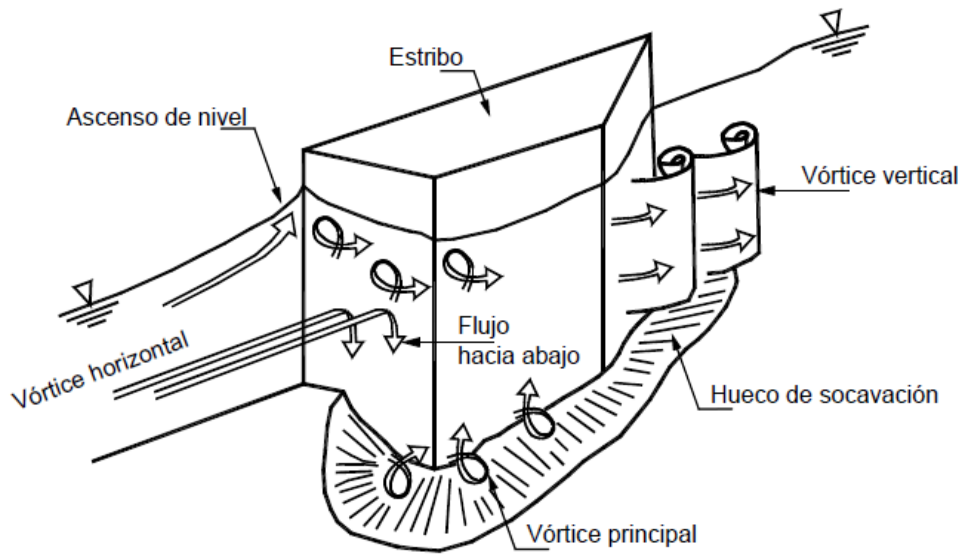
La forma del hidrograma de creciente y el tiempo base son factores que determinan el valor de la socavación. Sin embargo, la mayoría de métodos de análisis no tienen en cuenta estos factores.

#### **2.3.6.1.6.3. Factores de seguridad en los cálculos de socavación**

Algunos de los métodos de cálculo de la socavación como el HEC-18 de la FHWA, obtienen valores que en concepto de algunos autores son conservadores y no se requiere la utilización de factores de seguridad. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que para determinados caudales se puede producir acorazamiento del fondo del cauce, disminuyéndose aparentemente la socavación, pero estos acorazamientos pueden desaparecer al presentarse caudales mayores y la socavación puede ser muy cercana a la calculada por medio de las fórmulas (Richardson y Richardson, 1999). En todos los casos existe una incertidumbre involucrada en los modelos y se requiere utilizar criterios prudentemente generosos.

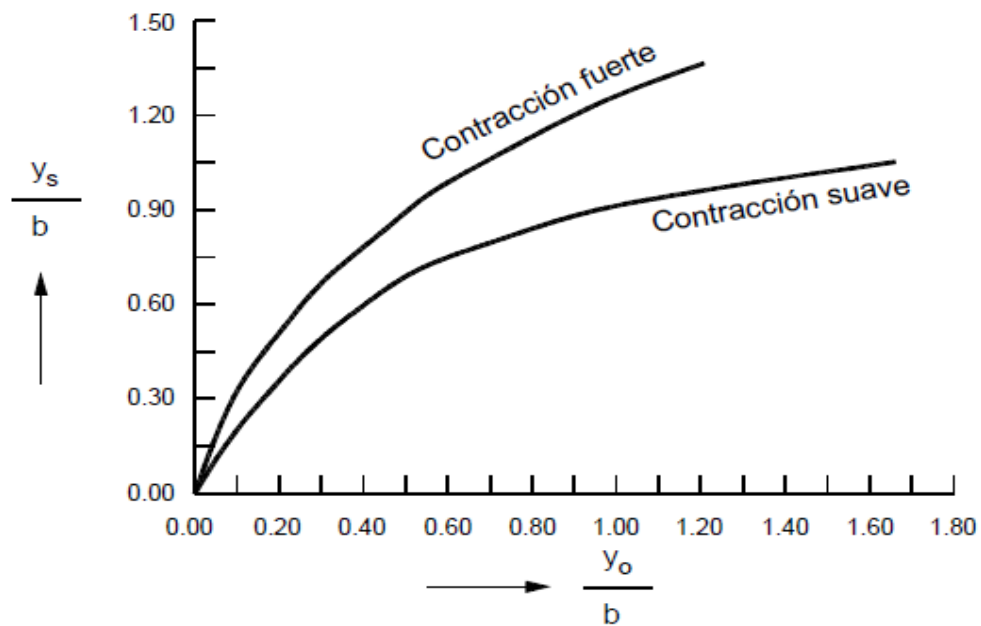
### 2.3.6.2. Socavación en estribos de puentes

Figura N° 2. 12: Esquema del flujo junto a estribos de puentes.



Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

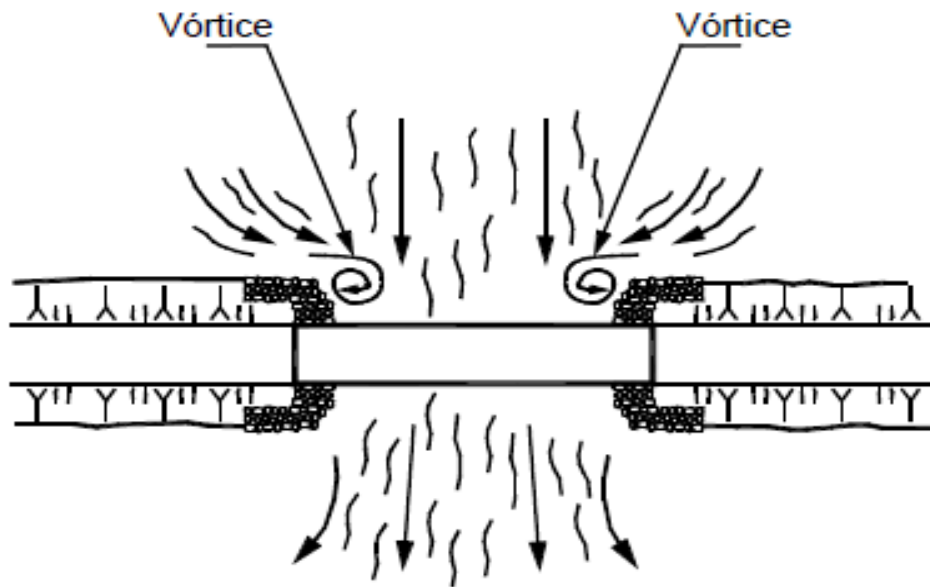
Figura N° 2. 13: Método para determinar la socavación en estribos de puentes (Breusers y Raudkivi, 1991). (EROS 4-16) B



Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

Los estribos de los puentes representan generalmente puntos de cambio brusco de la sección del río generándose turbulencias, las cuales a su vez producen socavación (Figura N° 2.14)

**Figura N° 2. 14:** Localización de los vórtices principales en la contracción del cauce por un puente.



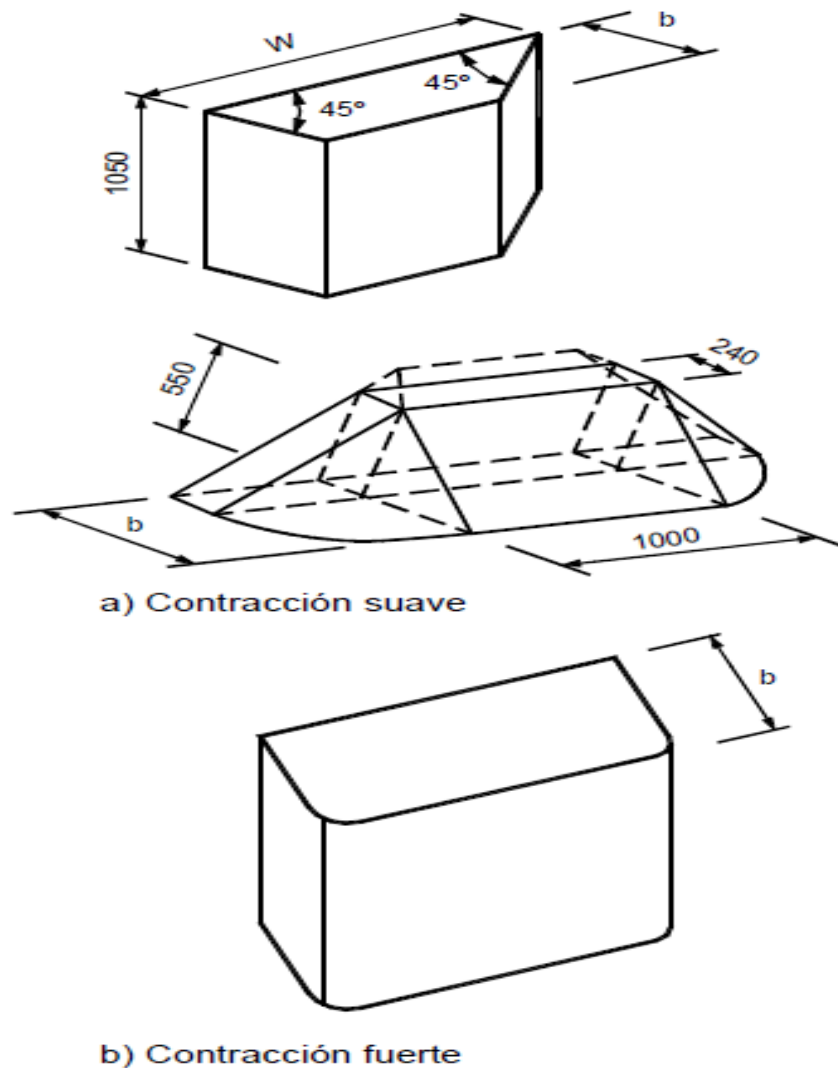
Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

La socavación local en el estribo de un puente ocurre en dos sitios del estribo. Puede ocurrir una gran fosa de socavación en el pie del estribo, causado por un remolino horizontal y otra fosa aguas abajo del estribo causado por un remolino vertical. La fosa formada por el remolino horizontal se forma generalmente en la punta aguas arriba del estribo. El resultado es una socavación de hasta 2.6 veces la socavación debida a la contracción, si el cambio de sección es brusco y de hasta 1.5 veces para cambios de sección gradual (utilizando diques guía).

La mayoría de las fórmulas desarrolladas para calcular la socavación en el estribo se refieren a la estimación de la fosa, producida por el remolino horizontal. La totalidad de estas ecuaciones se basan en experimentos de laboratorio y no han sido verificadas en campo (Richardson y Lagasse, 1999), por lo tanto se requiere criterios de ingeniería para diseñar las cimentaciones de los estribos.

Para la protección contra la socavación causada por el remolino vertical se puede utilizar riprap o en su defecto un muro o dique para guiar la corriente aguas abajo del estribo. Estas estructuras también deben protegerse con revestimientos para evitar la erosión.

Figura N° 2. 15: Tipos de estribo para cálculo de socavación.



Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

#### 2.3.6.2.1. Cálculo de la socavación local en estribos

Algunos métodos existen para la determinación de la socavación local en estribos: 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 pilas.

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 en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca

información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y a que asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo que es raro que ocurra en la realidad. El ingeniero diseñador debe determinar la ecuación que se ajusta mejor a las condiciones de un puente dado.

La socavación en los estribos depende 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 laderas del estribo, 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 en estribos puede ser en agua clara o en echo móvil (vivo), dependiendo en muchos casos de si el estribo está en las laderas o sobre bancas o si está metido en el cauce principal.

En muchos casos, los estribos pueden diseñarse a criterio del ingeniero con profundidades de cimentación menores que las dadas por las ecuaciones si van a estar protegidos con enrocado colocado hasta el lecho, o si se construyen diques encauzadores aguas arriba del estribo, u otro tipo de protección. Factores económicos deben considerarse para tomar la decisión final sobre la profundidad de socavación en estribos y su forma de protección.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el aproche de la vía 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 socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las laderas es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la abertura del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las laderas regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

Un método simplístico 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 qué 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 en el 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 lo que de verdad el estribo está obstaculizándolo. Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal, o sea el que lleva agua durante crecientes de cierta frecuencia. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios de color en el suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones.

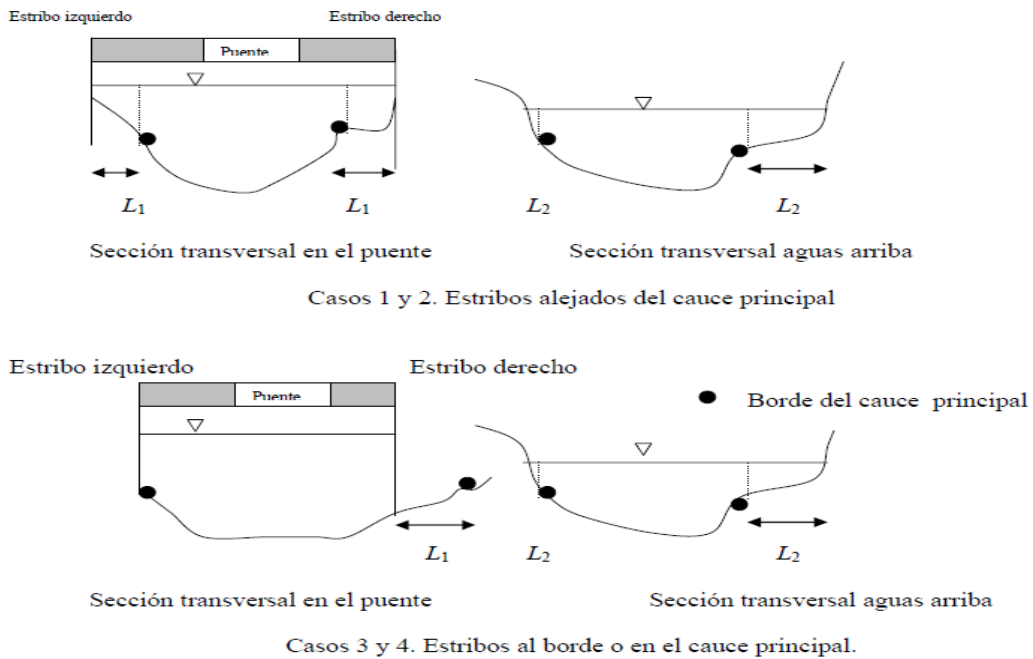
La Figura N° 2.16 ilustra algunas de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

$L_1$  = longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho).

$L_2$  = longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intercepción del agua con la ladera.

$L$  = longitud del estribo que se opone al paso del agua.

Figura N° 2. 16: Algunos casos de obstrucción de estribos.



Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

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

▷ Caso 1. Estribo izquierdo,  $L_1 > L_2$

$L = L_2 - L_1$ ;  $L =$  negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua.

$L = 0$

▷ Caso 2. Estribo derecho,  $L_2 > L_1$

$L = L_2 - L_1$

▷ Caso 3. Estribo izquierdo,  $L_1 = 0$

$L = L_2 - L_1$ ;

$L = L_2$

▷ Caso 4. Estribo derecho,  $L_1 =$  negativo

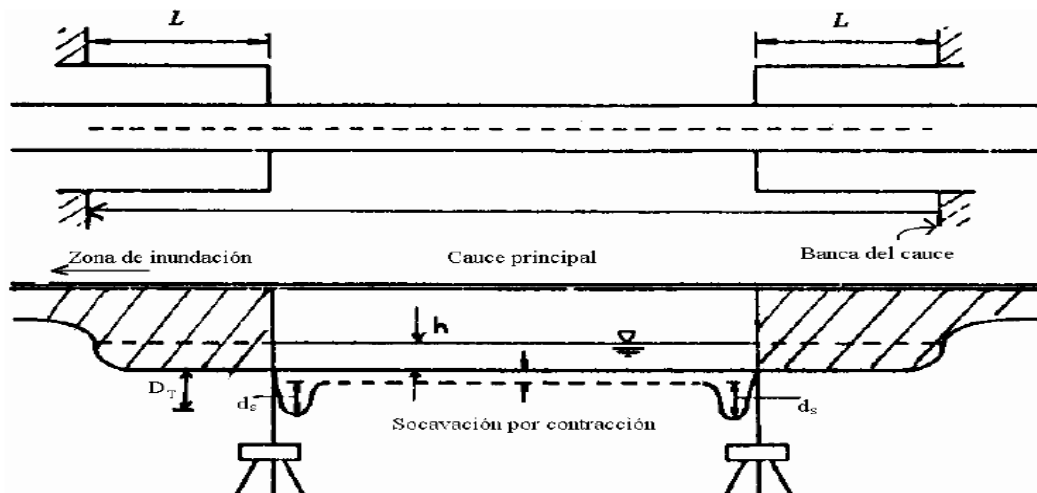
$L = L_2 - (-L_1)$

$L = L_2 + L_1$

### 2.3.6.2.2. Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensionales realizados en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones que se ilustran en la Figura 2.17.

Figura N° 2. 17: Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993.



Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

- Socavación en lecho móvil
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce 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 deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_\theta$  para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ver Numeral 2.2.6.2.3 Ecuación 15)
- 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%.

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} F_r^{0.33} \text{-----}(13)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \text{-----}(7)$$

$d_s$  = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de 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. (m/s)

$K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo.

$K_f = 1.1$  para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

$K_f = 2.15$  para estribos con pared vertical.

### 2.3.6.2.3. Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos 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.

- o Socavación en agua clara y en lecho móvil.

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

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1 \text{-----}(14)$$

$d_s$  = 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. Tabla N° 2.17. Figura N° 2.18

$K_\theta$  = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Ecuación 15 o Figura N° 2.19.

$L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo. (m)

$F_{re}$  = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

**Tabla N° 2. 14:** Coeficiente por la forma del estribo  $K_f$ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.

Descripción	$K_f$
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

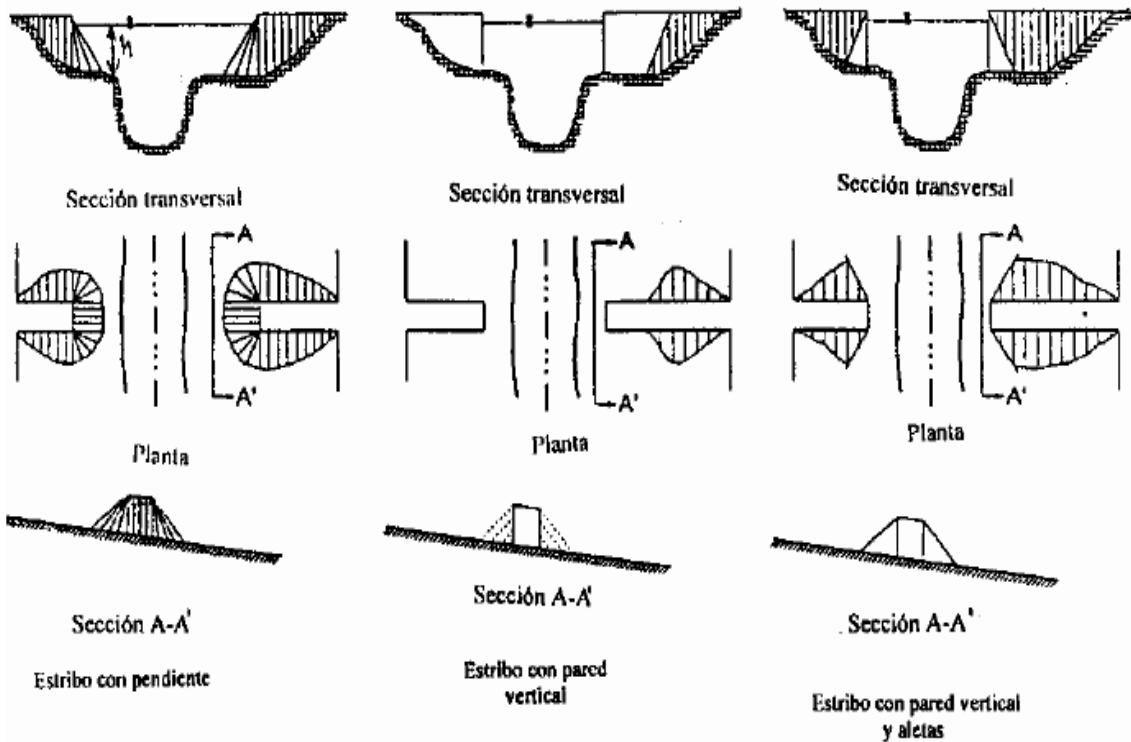
$$K_\theta = (\theta/90)^{0.15} \text{-----}(15)$$

$K_\theta$  = ángulo ° de inclinación del estribo. Figura N° 3.31.

$\theta < 90^\circ$  si el estribo está inclinado hacia aguas abajo.

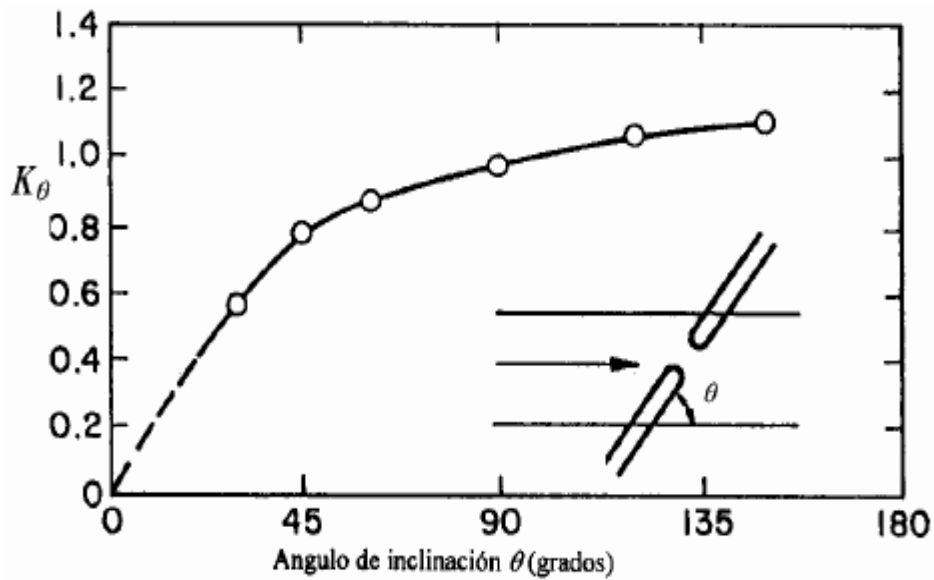
$\theta > 90^\circ$  si el estribo está inclinado hacia aguas arriba.

Figura N° 2. 18: Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993.



Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

Figura N° 2. 19: Factor de corrección  $K_\theta$ . Método de Froehlich. HEC-18, 1993.



Fuente: Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes.

$$h_e = A_e/L \text{-----}(16)$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \text{-----}(17)$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \text{-----}(18)$$

$V_e$  = 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 los accesos medido aguas arriba del puente. (m<sup>3</sup>/s)

$A_e$  = área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos. (m<sup>2</sup>)

#### 2.3.6.2.4. 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 en la punta de espolones construidos en el Río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra el cauce principal.

$$d_s = 4h \left( \frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33} \text{-----}(19)$$

$d_s$  = profundidad de socavación. (m)

$h$  = profundidad media del flujo al pie del estribo en la sobrerbanca o 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 y justo aguas arriba del estribo.

$K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo. Tabla N° 2.17.

$K_\theta$  = coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo, Ecuación 15

#### 2.3.6.2.5. Ancho de las fosas de socavación en pilas de puentes

La mayoría de las ecuaciones para el cálculo de la socavación están orientadas a calcular los valores verticales de la socavación, sin embargo, en muchos casos es importante determinar el ancho de las fosas de socavación, especialmente cuando existe el riesgo de que las socavaciones de dos elementos de la estructura se

traslapan. Butch (1999) realizó mediciones de socavación en los puentes de la ciudad de Nueva York y encontró que las fosas de las pilas atravesadas al flujo son de menor ancho aguas arriba de la pila y de mayor ancho aguas abajo de esta.

El ancho máximo de la fosa de socavación para una pila orientada con el flujo, de acuerdo a Richardson (1999) se puede obtener por medio de la expresión:

$$W_s = y_s(1.36\cot\phi + 0.44) + 0.10$$

Donde:

$y_s$  = Profundidad de socavación

$\phi$  = Ángulo de fricción del material granular

### **2.3.6.3. Sistemas de control de la socavación**

La socavación puede controlarse de varias formas así:

- a. Construcción de estructuras para manejar el flujo disminuir la profundidad de socavación, tales como estructuras de caída para proteger el fondo aguas abajo de la estructura o revestimientos de la zona expuesta a socavación. Unas de las estructuras más populares son las estructuras guía para la protección de estribos de puentes.
- b. Recubrimiento del cauce.

El enrocado es el método más común y mejor documentado para el control de socavación en pilas de puentes. Las alternativas de enrocado varían en cuanto al tamaño, forma y masa, como también en su flexibilidad del diseño.

La profundidad de socavación puede reducirse colocando enrocado alrededor de la pila, en un ancho de ocho veces el ancho de la pila (Ruff y Nickelson, 1993).

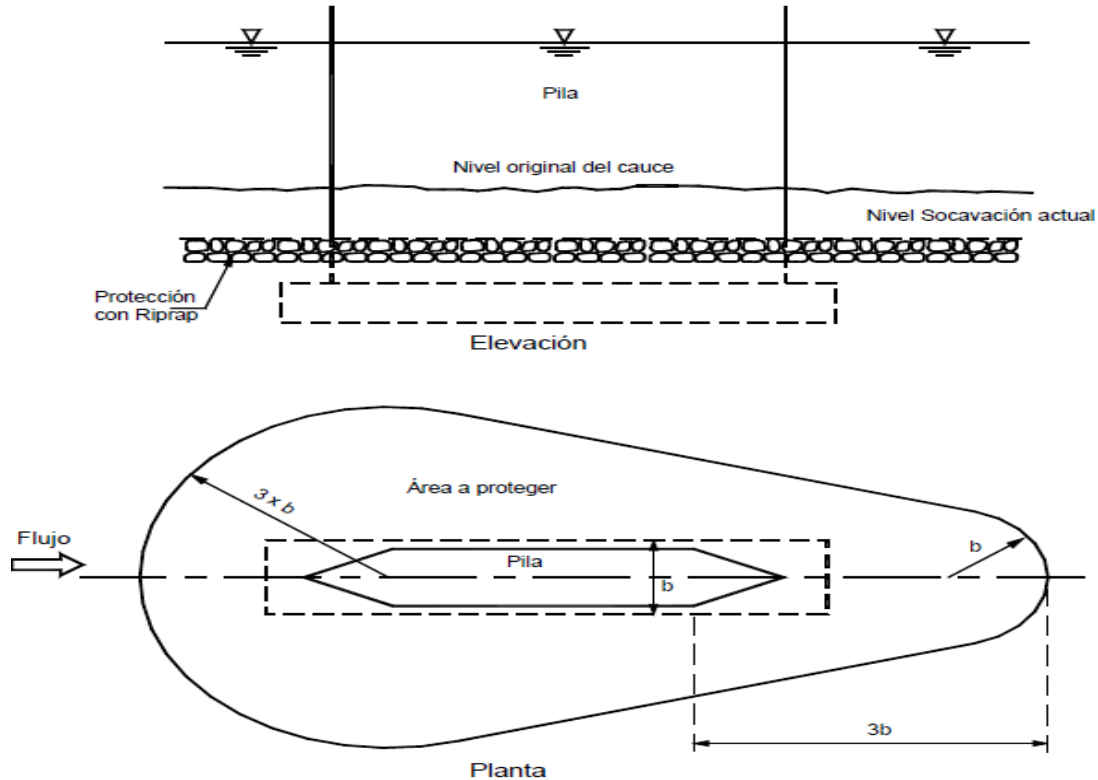
Otros sistemas alternativos incluyen los tetrápodos, hexápodos, gaviones, bolsacreto, adoquines unidos por cables y estructuras ancladas.

- c. Construcción de cimentaciones profundas muy por debajo del nivel de socavación esperada.

La mayoría de los estudios realizados sobre los métodos para el control de la socavación se refieren a la protección de los puentes, sin embargo, los mismos sistemas se han utilizado para la protección de cruces de oleoductos y similares.

d. Construcción de estructuras flexibles que se adapten a la socavación. Un ejemplo son las estructuras en gaviones o en enrocado.

**Figura N° 2. 20:** Área que requiere protección en enrocado alrededor de la pila de un puente. (TRRL, 1992).



Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

### 2.3.6.3.1. Estructuras guía para la protección de estribos de puentes

La Federal Highway administration (FHWA) recomienda la utilización de diques laterales para conducir las aguas al acceso de un puente y disminuir en esta forma la socavación por la contracción junto a los estribos del puente (Figura N°2.21). Este sistema fue presentado en forma detallada por Lagasse y otros (1999).

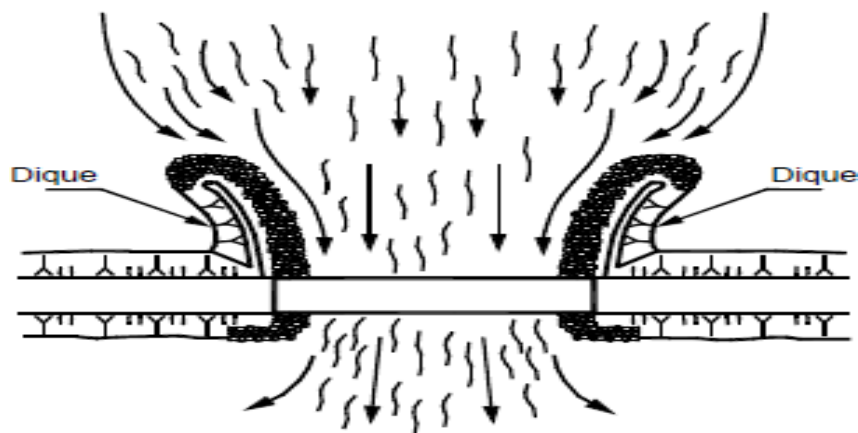
Al construirse un puente generalmente ocurre una contracción del flujo. El ancho de la corriente es menor en el sitio del puente. Esta contracción genera una socavación local concentrada junto a los estribos. La obstrucción genera un remolino horizontal junto al estribo aguas arriba y un remolino vertical aguas abajo. Entre más marcada y fuerte es la contracción, los remolinos son más fuertes y se produce una socavación mayor.

La construcción de diques que faciliten el flujo y hagan más suave la contracción ayudan a disminuir la socavación y la alejan del estribo, mejorando su estabilidad. Los niveles de turbulencia son menores cuando se construyen diques guía para el flujo.

Los diques guía pueden construirse en enrocado, concreto, gaviones, bolsacreto, tierra revestida o cualquier otro material utilizado para la construcción de muros o diques.

Los diques guía se inician junto al estribo y se van separando del centro de la corriente hacia aguas arriba. Los mejores resultados se obtienen con una forma en planta del cuarto de una elipse, con una relación entre el eje mayor  $L_s$  y el eje menor de 2.5: 1 (Lagasse y otros, 1999). En esta forma se logra un cambio gradual del flujo. El final del dique debe tener una forma redondeada y una pendiente suave (2H: 1V o menor). Debe tenerse en cuenta que se trata de presentar una socavación importante al final del dique.

**Figura N° 2. 21:** Sistema de diques guía para disminuir los efectos de socavación localizada en los estribos de un puente.



Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

La forma del dique puede ser determinada mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{X^2}{L_s^2} + \frac{Y^2}{(0.4L_s)^2} = 1$$

La longitud del dique puede obtenerse mediante el nomograma de Bradley.

Donde:

Q = caudal total de la corriente en m<sup>3</sup>/seg.

$Q_f$  = Caudal lateral interceptado por el estribo y el terraplén.

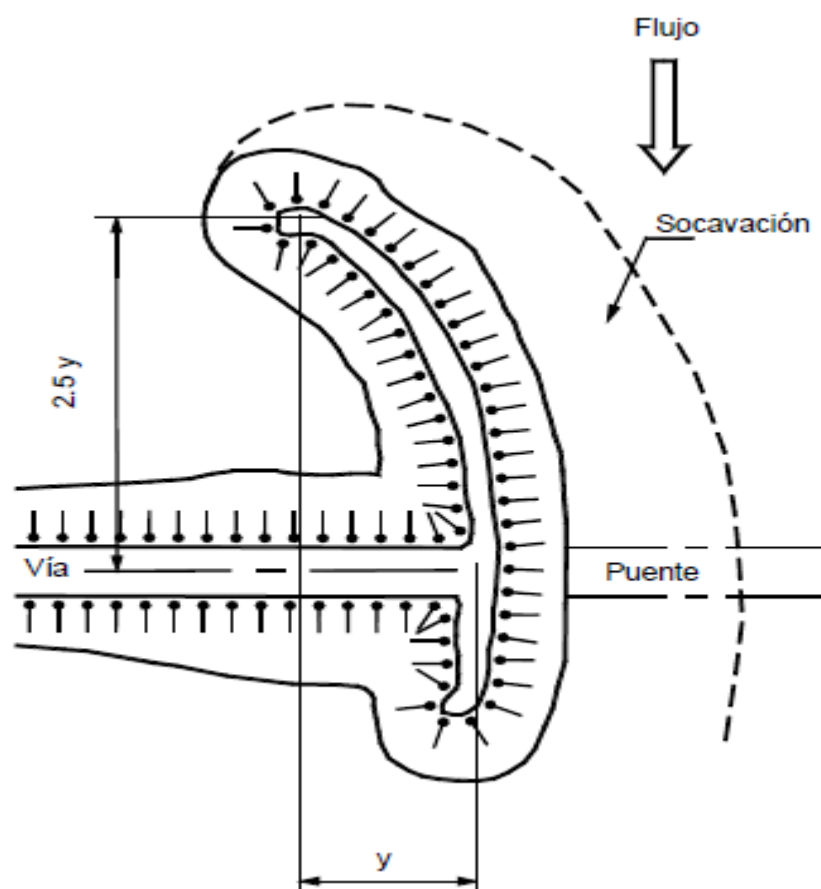
$Q_{30m}$  = Caudal por debajo del puente en los 30 metros más cercanos al estribo.

$V = Q/A$  = Velocidad promedio por debajo del puente.

$L_s$  = Longitud requerida del dique.

La altura del dique debe diseñarse para que no sea sobrepasada por el nivel máximo del agua. Se exige mínimo 0.6 metros de borde libre.

Figura N° 2. 22: Detalle de un dique guía.



Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

La forma de la sección del dique depende principalmente de la calidad y características de los materiales que se empleen para su construcción.

### 2.3.7. Procedimiento para el diseño de puentes contra socavación

No existen recetas sencillas para el análisis de los sitios de puentes y se recomienda en todos los casos realizar estudios completos incluyendo todos los factores geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos y geotécnicos, que afectan el comportamiento de los sitios de cruce.

Neill (1975) presentó una lista de recomendaciones para el análisis y diseño, la cual se presenta en la tabla N°2.18.

**Tabla N° 2. 15:** Listado de datos básicos para el diseño de sitios de cruce de puentes (Adaptado de Neill, 1975).

Naturaleza de la información	Lista de Elementos a estudiar	Investigaciones a realizar
Mapas Planos Fotografías	Planos topográficos Planos geológicos Cartas de cauces navegables Fotografías antiguas y recientes	Identificar topografía, geología, profundidades de navegación y morfología del río en el sitio, comparándolos con la información obtenida.
Puentes y otras estructuras existentes en el río	Dimensiones de luz, galibo, etc. Fechas de construcción Reparaciones que se han realizado Alteración daño, falla, etc. Perfil de la vía en el valle de inundación Niveles de cimentación Niveles históricos de inundación Sondeos antiguos Levantamientos topográficos de socavación	Analizar el comportamiento que han tenido las estructuras y cimientos, buscar evidencias de daños e investigar las razones de las reparaciones. Chequear si la carretera o la superestructura del puente fue alguna vez levantado. Buscar evidencias de socavación y chequear las medidas de protección.

		Chequear por evidencia local de inundación o rompimiento de los terraplenes.
Información hidrológica	<p>Caudales medidos en las estaciones hidrométricas más cercanas.</p> <p>Curvas de frecuencia de inundaciones. Hidrogramas anuales y curvas de duración de inundaciones.</p> <p>Información de lluvias, intensidad y distribución de las precipitaciones; intensidad y duración de las tormentas máximas. Información no publicada o extraoficial y datos de periódicos antiguos.</p> <p>Información de tormentas, huracanes, avalanchas, etc.</p> <p>Inundaciones de diseño utilizadas para el diseño de otros puentes, presas, etc.</p> <p>Tipos de suelo y permeabilidad en la cuenca Tamaño y características de la cuenca.</p>	<p>Chequear la credibilidad de la información. Buscar evidencias locales para confirmar la información.</p> <p>Investigar velocidades y direcciones de las corrientes máximas.</p>
Hidráulica y capacidad del canal	<p>Levantamientos batimétricos.</p> <p>Pendiente de acuerdo a los mapas topográficos.</p> <p>Cálculo de caudales.</p>	<p>Medir las dimensiones del canal y del valle de inundación.</p>

	<p>Volúmenes de sedimentos. Empalizadas.</p>	<p>Tomar fotografías del canal y de las áreas adyacentes.</p> <p>Medir la pendiente del canal.</p> <p>Determinar la rugosidad del canal y de los planos de inundación.</p>
<p>Información geotécnica</p>	<p>Datos de estudios de suelos.</p> <p>Información de excavaciones y/o pilotes de estructuras existentes.</p>	<p>Tomar muestras del suelo del lecho.</p> <p>Buscar evidencias de los tamaños máximos de partículas transportados por las inundaciones.</p> <p>Buscar evidencias de afloramientos de roca.</p> <p>Realizar sondeos a profundidades por debajo del posible nivel de socavación.</p> <p>Describir y tomar fotografías de los bancos de materiales.</p>
<p>Morfología de la corriente</p>	<p>Comparar mapas y fotografías aéreas de diferentes años para buscar evidencias de movimientos laterales de los canales, barras y erosión de los bancos, etc.</p>	<p>Medir la socavación máxima presente en las curvas, contracciones, farallones y estructuras existentes.</p> <p>Buscar evidencias de movimiento de los</p>

		canales, erosiones y deslizamientos.  Buscar información sobre fenómenos de agradación o degradación.  Observar los movimientos de las corrientes y sedimentos en el campo.
Intervención antrópica	Presencia de represas, canales de riego o drenaje, canalizaciones y otras intervenciones de la corriente.	Buscar evidencias sobre el efecto que han tenido las intervenciones antrópicas.
Función de la estructura	Características de la navegación. Necesidades viales.	Analizar en campo la funcionalidad de las diversas alternativas de cruce.

Fuente: Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales.

### **2.3.8. Datos generales del puente Motupe**

#### **2.3.8.1. Ubicación**

El puente Motupe se encuentra localizado en la región Nor - Occidental del Perú, sobre la carretera Lambayeque - Olmos km 63 + 200 (Ruta IB), y cruza el río del mismo nombre; se ubica el puente en la jurisdicción del departamento de Lambayeque, Provincia de Lambayeque, distrito de Motupe. (MTC, 2002)

#### **2.3.8.2. Características del puente Motupe**

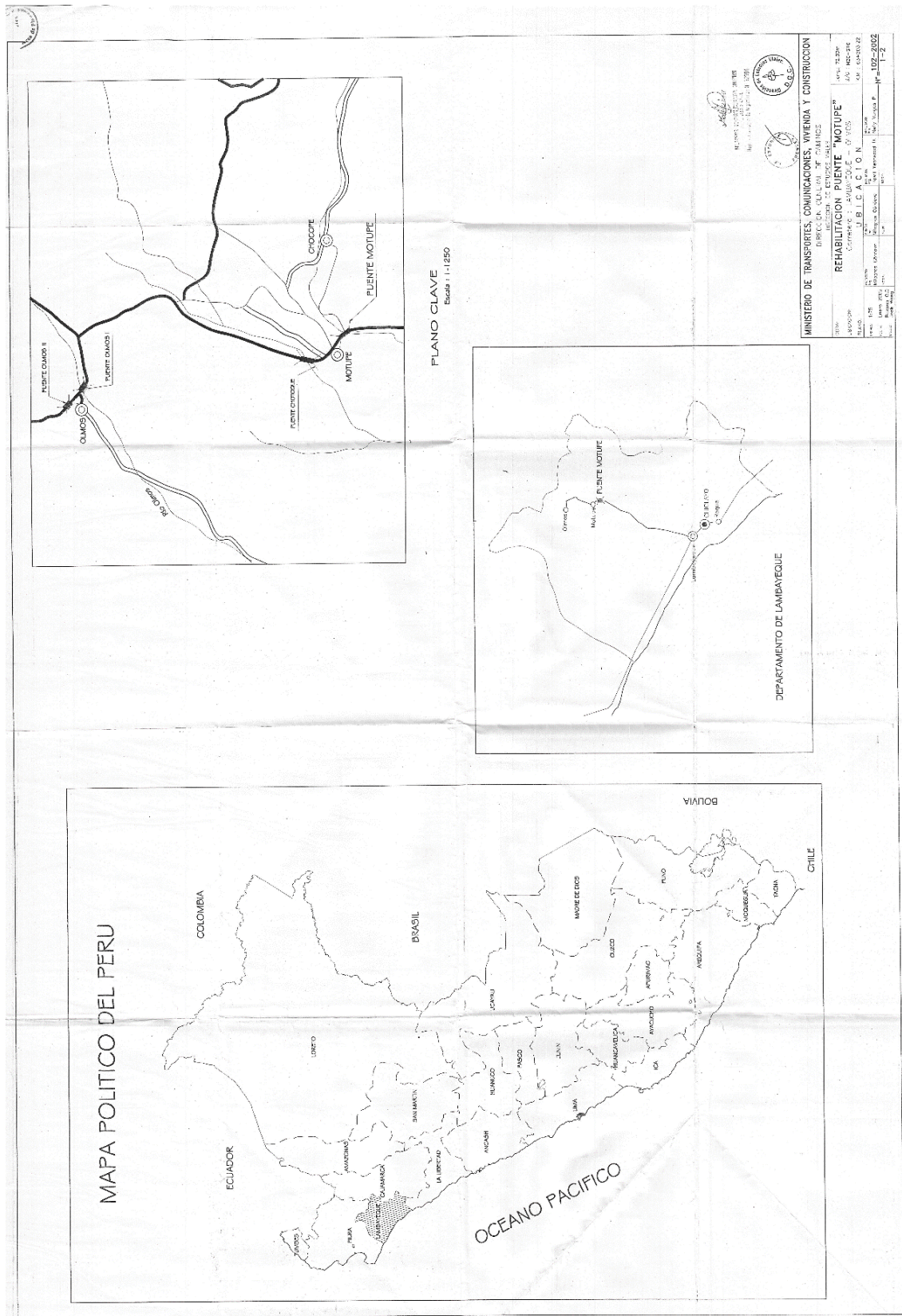
El Puente Motupe fue diseñado en 1953, con una longitud total de 72.80 m. distribuidos en tres tramos, los extremos de 22.40 m. y el tramo central de 28.00 m., en el cual se ubica un tramo (tipo Gerber) suspendido de 17.95 m. La superestructura y los pilares son de concreto armado, los estribos son de gravedad. (MTC, 2002)

El puente originalmente fue diseñado para una sola vía, posteriormente se ampliaron los estribos para soportar una superestructura nueva de dos vías; ante el asentamiento notorio sufrido por el pilar izquierdo (por segunda vez) por efectos del Fenómeno de El NIÑO de 1997-1998, la rasante en la zona del puente presentaba deformación (1.20 m. aprox), para mantener el tránsito vehicular en la ruta se construyó un vado sobre el río Motupe ubicado aguas arriba del puente y se colocó una estructura provisional Mabey Compací de 51.85 metros de longitud (17 paneles modulares de 3.05 m. cada uno) con tablero de madera, para el paso de vehículos ligeros. (MTC, 2002)

Ante la situación presentada la Dirección de Puentes de la Dirección General De Caminos D.G.C. proyectó la Rehabilitación del puente (primera etapa), considerando la utilización de las estructuras existentes construidas (04 columnas ubicadas al costado del pilar izquierdo) para el levantamiento de la superestructura, la estabilización del suelo debajo de la cimentación de ambos pilares y la construcción de un barraje aguas abajo para evitar continúe la degradación del cauce del río. (MTC, 2002)

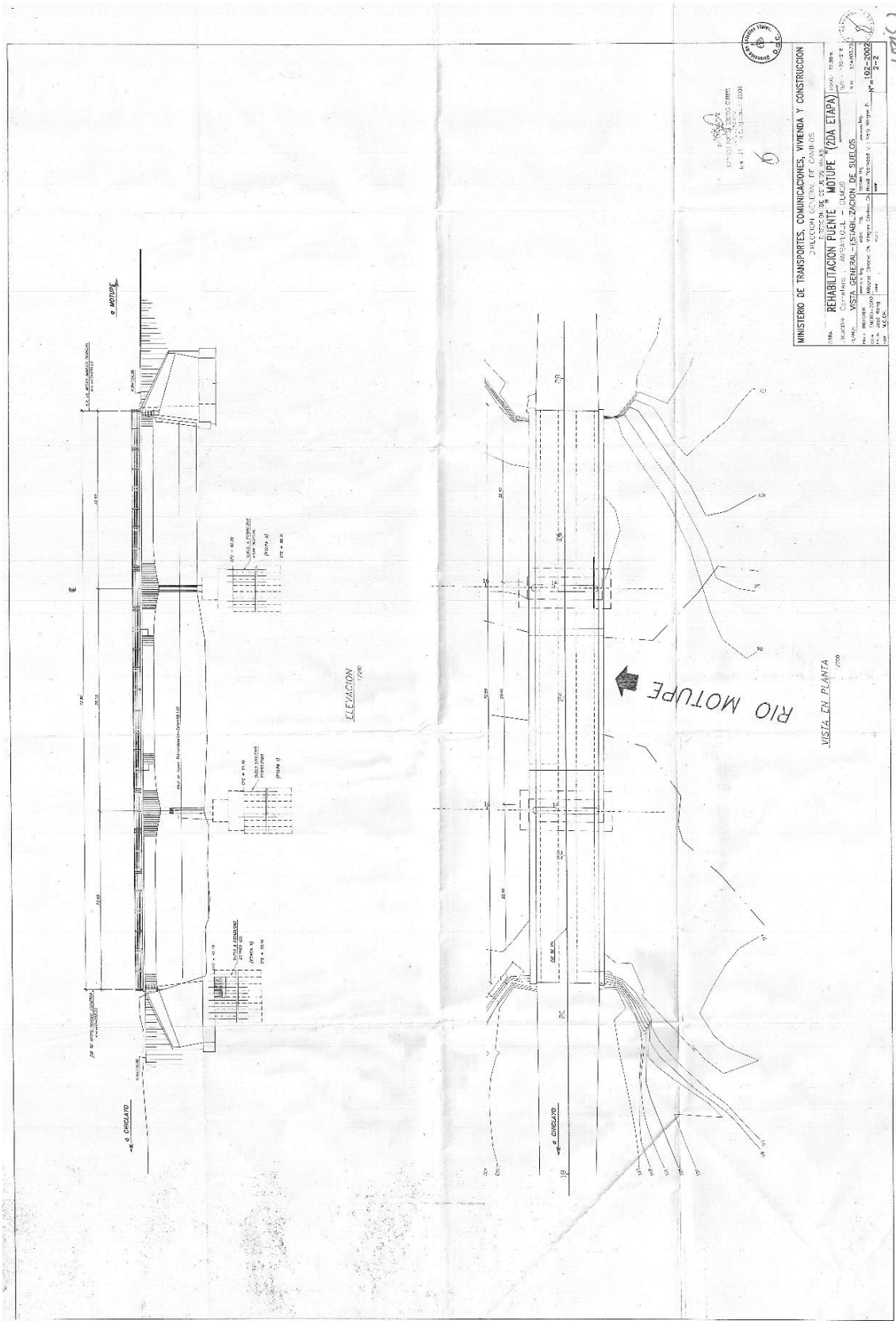
Para asegurar la estabilidad del pilar derecho y el estribo izquierdo ante la socavación que produce el río, se recomienda la consolidación del terreno bajo dichas cimentaciones, de modo que al confinar el material crear una corteza en el suelo que es capaz de impedir el desplazamiento del suelo anterior y a la vez transmite las cargas a un nivel más profundo. (MTC, 2002)

Figura N° 2. 23: Plano De Ubicación del Puente Motupe.



Fuente: Ministerio De Transportes, Comunicaciones Vivienda Y Construcción. (2002). Rehabilitación Del Puente Motupe - Segunda Etapa.

Figura N° 2. 24: Plano Vista General – Estabilización De Suelos.



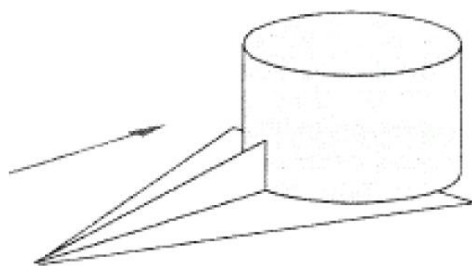
Fuente: Ministerio De Transportes, Comunicaciones Vivienda Y Construcción. (2002). Rehabilitación Del Puente Motupe - Segunda Etapa.

### 2.3.9. Medidas de protección contra la socavación

Las medidas de protección contra la socavación en pilares y estribos, que solo se tratan en este capítulo, corresponden tanto a la fase de planeamiento y diseño del puente como a la de su operación y mantenimiento. Dado que, en los estudios, como se ha visto, es difícil prever con exactitud la socavación que se producirá como consecuencia de la profunda interacción entre las estructuras y el río, es necesario considerar los indispensables coeficientes de seguridad. A lo anterior debe añadirse que como consecuencia de la gran movilidad fluvial las condiciones de diseño pueden cambiar, por lo que se hace indispensable las inspecciones y medidas de control periódicas y eventuales, luego de eventos hidrometeorológicos extraordinarios. Todo ello es de vital importancia para la vida del puente.

Conceptualmente, y en general, hay varios tipos de medidas de protección que pueden considerarse contra la socavación. Una de ellas podría ser impedir o disminuir el desarrollo de vórtices, que son la causa de la erosión local. Para ello se puede recurrir al tratamiento de aspectos hidrodinámicos, puesto que en la medida en la que el pilar tenga una sección transversal más adecuada y una menor dimensión transversal a la corriente, la socavación será menor. Se debe disminuir la presencia de todo aquello que cause vórtices o corrientes secundarias. En algunos proyectos también se ha intentado disminuir la erosión mediante la colocación de barreras aguas arriba del pilar. Solo como ejemplo podría mencionarse las investigaciones de A. K. Gupta que consisten en colocar delante del pilar al nivel del lecho fluvial un elemento hidrodinámico tipo "Ala Delta" con el objeto de disminuir la acción ejercida por los vórtices de herradura sobre el lecho, como se aprecia en la Figura 2.25

**Figura N° 2. 25:** Ensayos de Gupta "Ala Delta" (Plata, Nalluri, y otros)



Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

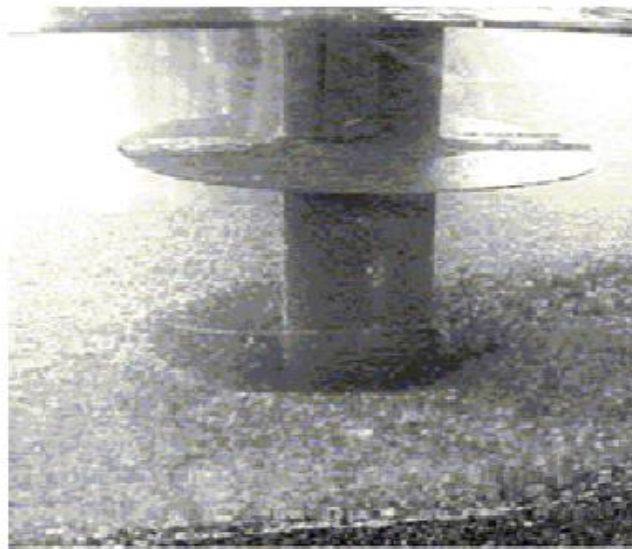
Otra forma de disminuir o controlar la socavación es buscar la protección del lecho, para lo cual puede recurrirse a la colocación sobre él de un rip-rap de material grueso, tal como se observa en la Figura N° 2.26. Se ha ensayado también la colocación de “repisas” en el pilar, tal como se observa en la Figura N° 2.27.

**Figura N° 2. 26** Protección de un pilar (Confederation Bridge)



Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

**Figura N° 2. 27** Desarrollo de la socavación alrededor de un pilar protegido (Alix T. Moncada M., Julián Aguirre Pe y otros).



Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

A pesar de que se han investigado diversos dispositivos para controlar la socavación, la forma más segura de contrarrestar sus efectos es la profundización

de la fundación de pilares y estribos mediante un adecuado balance de los aspectos económicos y de aceptación de riesgos.

En lo que respecta a la Operación y Mantenimiento son muy importantes las inspecciones de campo. La observación del río, de las alteraciones fluviomorfológicas (erosión y sedimentación) que puedan haber ocurrido, los niveles alcanzados y las variaciones de las condiciones de aproximación, son fundamentales para evaluar el riesgo de falla del puente y para realizar oportunamente las medidas correctivas.

### 2.3.9.1. Enrocado

La forma más simple de proteger una pila o estribo es por medio de enrocado. El enrocado a usarse es de tamaño mayor que el que se requiere para proteger cauces con flujo sin obstrucciones.

El enrocado debe tener un mínimo de tres capas de roca en contacto con la estructura. Menos capas pueden inducir a que la arena entre la roca sea removida por los vórtices y la turbulencia.

Para no reducir el área hidráulica de la corriente, es conveniente desplantar el enrocado hasta la elevación que alcanza la socavación a largo plazo y por contracción. Como esto no siempre es posible, conviene al menos, rellenar con enrocado el hueco dejado por la socavación.

#### A. Método de Maza Álvarez

La siguiente expresión puede ser usada para encontrar el tamaño del enrocado (Maza J. A., 1989).

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

$D_m$  = diámetro medio de la roca m

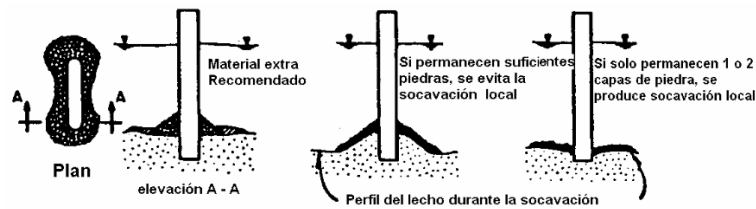
$V$  = velocidad media del flujo ( $V < 4.5$  m/s) m/s

$h$  = profundidad del flujo m

$\gamma_s$  = peso específico del material de protección  $Kg/m^3$

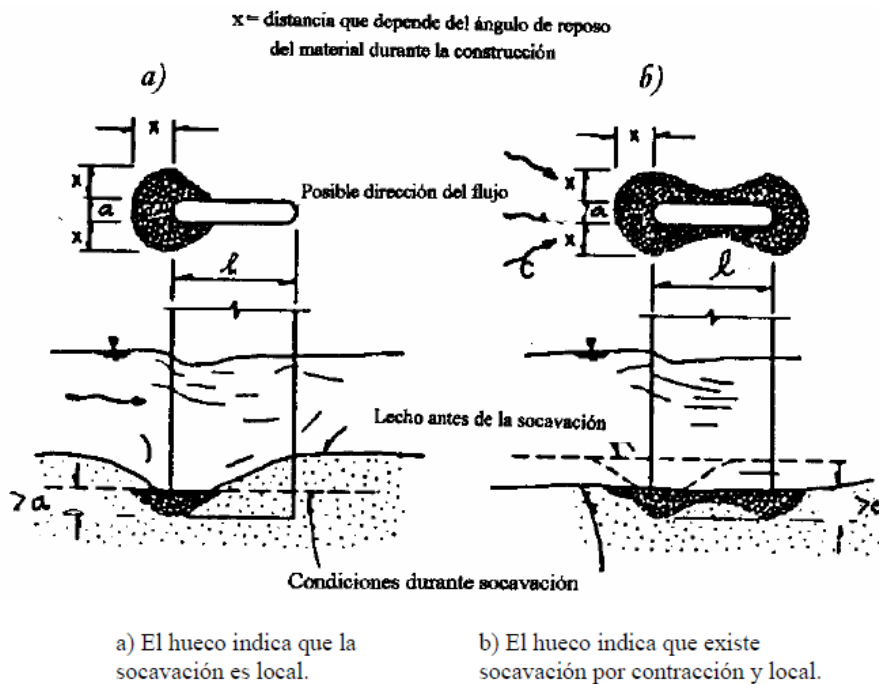
La roca debe rodear las pilas excepto cuando se tenga la certeza de que van a estar alineadas con la corriente durante toda la vida útil de la obra, caso en el cual, el enrocado puede colocarse solamente en el extremo aguas arriba de cada pila (Figuras N° 7.28 y N° 7.29).

Figura N° 2. 28 Comportamiento del enrocado como protección de pilas de puentes.



Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

Figura N° 2. 29 Enrocado como protección de pilas de puentes.



Nota: a) Ángulo de ataque nulo. b) Ángulo de ataque variable. Maza, J. A., 1989.

Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

## B. Método propuesto en HEC-18 (1993)

Según HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilas 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:

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

$D_{50}$  = diámetro medio de la roca m

$K$  = coeficiente de forma de la pila

$K = 1.5$  para pila con nariz redonda

$K = 1.7$  para pila con nariz rectangular

$V$  = velocidad del flujo sobre la pila

$g$  = aceleración de la gravedad m/s

$G_s$  = densidad relativa de la roca, usualmente 2.65. m/s

Para determinar la velocidad sobre la pila 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 pilas cerca a las bancas en un cauce recto hasta 1.7 para pilas próximas a la curvatura externa del río.

HEC-18 (1993), recomienda los siguientes criterios de construcción:

- Extender el ancho del enrocado al menos dos veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila. La protección debe ser más larga que ancha y las rocas deben reponerse si se presenta socavación. Si el río es angosto se puede colocar el enrocado a través de toda la sección transversal.
- La parte superior del enrocado debe coincidir con la superficie del lecho del cauce y entre más profundo se coloque menos probabilidad existe de que sea movido, pero más difícil será su colocación e inspección.
- El espesor mínimo del enrocado debe ser tres veces el diámetro  $D_{50}$  de la roca.
- En algunos casos, el enrocado se debe colocar sobre un filtro. El filtro no se necesita si el enrocado es bien gradado o si se entierra por debajo del nivel del lecho.

· El tamaño máximo de la roca no debe exceder a dos veces el tamaño medio  $D_{50}$  del material.

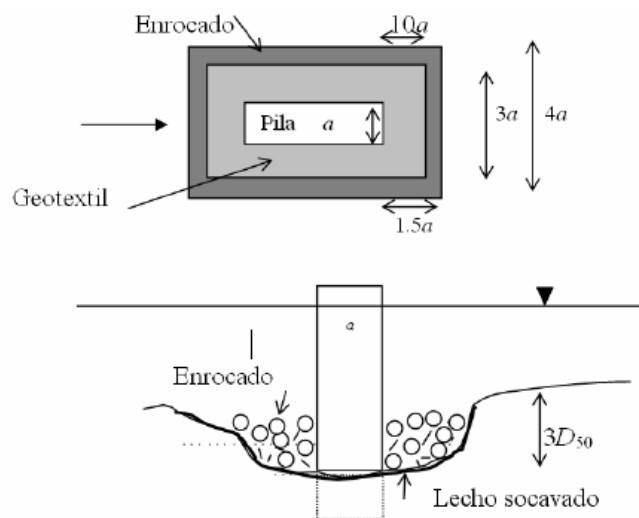
### C. Recomendaciones dadas por el Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL)

Experimentos hechos en el SAFL (Minnesota, EUA) llevan a considerar que el enrocado es la mejor forma de protección local de pilas y distingue dos casos, según sea colocado en una excavación previamente hecha o no. En cualquier caso, se recomienda el uso de un filtro como material de transición ya sea en geotextil o en material granular.

#### a) Enrocado colocado en excavación previamente hecha

El enrocado debe extenderse al menos una distancia de 1.5 veces el ancho de la pila a partir de cada cara, Figura N° 7.30. Si el ángulo de ataque del flujo excede de  $15^\circ$ , debe considerarse el ancho proyectado de la pila, Figura N° 7.31. El espesor del enrocado debe ser al menos de  $2 D_{50}$ , e instalado de forma que la parte superior quede a ras con el lecho del río.

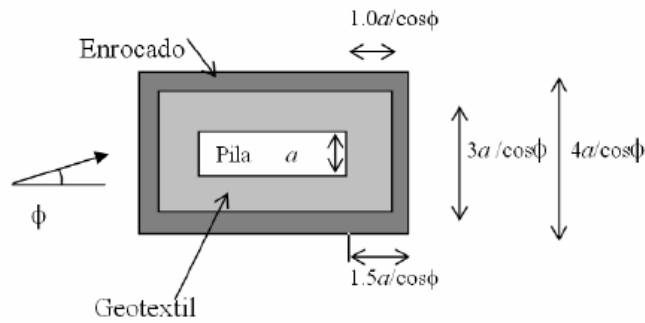
Figura N° 2. 30 Enrocado colocado en excavación previamente hecha.



Nota: a) Planta ( $\varphi = 0^\circ$ ). b) Sección transversal. SAFL, 1998.

Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

**Figura N° 2. 31** Enrocado colocado en excavación previamente hecha ( $\phi \geq 15^\circ$ ). SAFL, 1998.



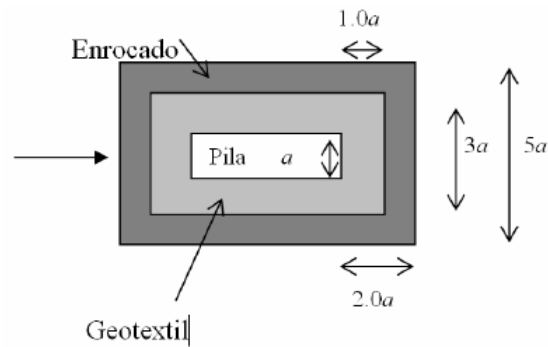
Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

SAFL sugiere que no se deben usar geotextiles como transición entre enrocado y suelo en ríos de lecho pedregoso, pero, su uso sí es factible en ríos de lecho arenoso. SAFL prefiere el uso de geotextiles al de filtros granulares como transición entre el material del enrocado y el material del lecho del río, los que deben colocarse en una extensión algo menor que el enrocado para que queden protegidos por las capas de piedra. El geotextil debe colocarse haciendo perfecto contacto con la pila lo cual puede resultar muy complicado en la práctica. También recomienda que el espesor de la capa de enrocado sea de 4 veces  $D_{50}$  con una extensión de 2 veces el ancho de la pila a cada lado si no se puede colocar filtro.

#### **b) Enrocado colocado sin excavación previamente hecha**

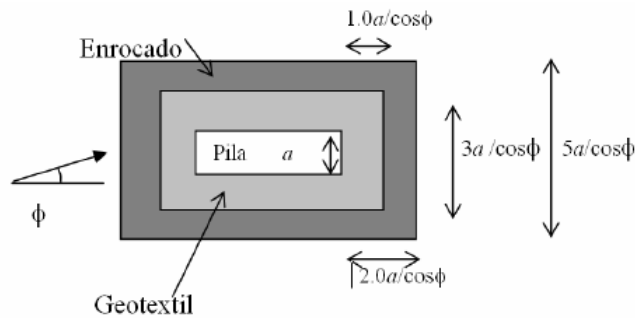
El enrocado debe extenderse al menos una distancia de 2.0 veces el ancho de la pila a partir de cada cara, Figura N° 7.32. Si el ángulo de ataque del flujo excede de  $15^\circ$ , debe considerarse el ancho proyectado de la pila, Figura N° 7.33. El espesor del enrocado debe ser al menos de 3  $D_{50}$ , de forma que la parte superior quede a ras con el lecho del río. Si el espesor resultante es mayor que 0.25 la profundidad del agua, debe realizarse excavación previa.

**Figura N° 2. 32** Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ( $\varphi = 0^\circ$ ). SAFL, 1998.



Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

**Figura N° 2. 33** Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ( $\varphi \geq 15^\circ$ ). SAFL, 1998.



Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

SAFL sugiere que el filtro debe ser granular en ríos de lecho pedregoso y que el enrocado debe colocarse sobre filtros de geotextil o material granular si el lecho es arenoso. SAFL prefiere el uso de geotextiles que el de filtros granulares como transición entre el material del enrocado y el material del lecho del río, los que deben colocarse en una extensión algo menor que el enrocado para que queden protegidos por las capas de piedra. También recomienda que el espesor de la capa de enrocado se incremente si no se puede colocar filtro.

### 2.3.9.2. Extensiones de la cimentación

La cimentación de la pila tiende a brindar protección contra los factores causantes de la socavación. El grado de la protección depende de la longitud de la extensión hacia aguas arriba y de su posición con relación al lecho del cauce.

Algunas investigaciones han mostrado el efecto reductor de la socavación si la cimentación se sitúa a nivel del lecho del cauce y si su longitud se extiende al menos dos veces el ancho de la pila hacia aguas arriba, (Parola A. C., Mahavadi S. K., Brown B. M., y Khoury A. El., 1996). Sin embargo, es muy riesgoso confiarse en este efecto reductor ya que el cauce puede sufrir un descenso general dejando expuesta la cimentación lo cual implica un efecto contraproducente sobre la socavación local en la pila, (Ver Capítulo 1 de la Parte IV sobre Conceptos Básicos de Socavación).

### **2.3.9.3. Revestimiento del lecho con bloques**

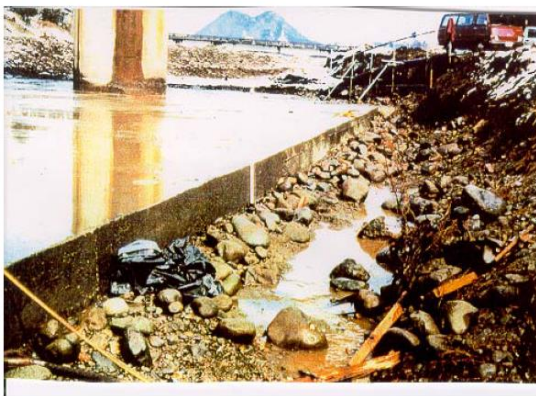
Este método de protección consiste en cubrir el lecho del río alrededor de las pilas con bloques ya sean únicos o formados por varias unidades que se colocan como un revestimiento continuo.

Se suelen colocar los bloques como protección del lecho alrededor de pilas o en toda la extensión de la sección transversal del cauce. Diversos materiales se usan para construir los bloques como son: gaviones, bolsas rellenas articuladas, concreto prefabricado o concreto fundido in situ. Los bloques individuales puede que no sean estables por sí mismos, pero si se articulan, el conjunto es capaz de resistir fuerzas erosivas mayores. Sin embargo, hay muy poca investigación sobre el uso de bloques individuales articulados o amarrados con cables para el caso de protección de puentes, siendo su aplicación más extensiva en el caso de revestimientos de taludes de ríos y canales. Bloques únicos de concreto son usados en muy pocos casos en que no hay otras alternativas posibles pues siempre resulta más conveniente el uso de varias unidades ya que se pueden prefabricar y tienen funcionamiento más flexible. Además, de requerirse geotextil, se facilita su colocación directamente durante la construcción de los bloques individuales.

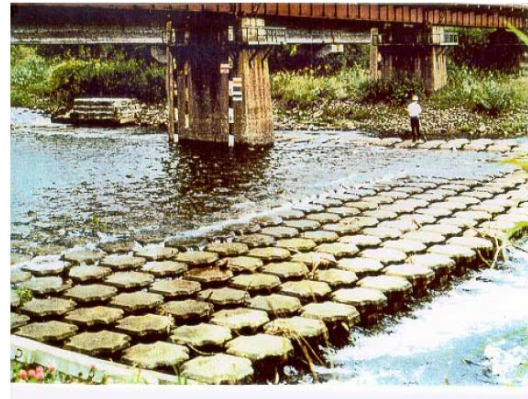
El uso de bloques de concreto prefabricado es una opción cuando no se puede encontrar piedra del tamaño recomendado, y si resultan más económicos que otras alternativas. El revestimiento con bloques debe extenderse aguas arriba y aguas abajo del puente para protegerlo contra socavación por contracción, a largo plazo y local. Los bloques se construyen siguiendo un diseño empírico dependiendo de las condiciones y materiales disponibles en el lugar. Deben ser suficientemente pesados para que resistan fuerzas de empuje y subpresión y se

deben colocar o diseñar de forma que queden espacios entre ellos para atrapar sedimentos. Este tipo de protección es de las más usadas en ríos del Japón que se caracterizan por tener recorrido corto, lecho de grava, pendientes fuertes (1/200) y crecientes grandes y súbitas. K. Okada y H. Muraishi (1990) han propuesto un método que permite el dimensionamiento de la zona a proteger, Guevara, A. M. E., 1998.

**Figura N° 2. 34** Revestimiento del lecho con bloques de protección.



a)



b) Puente Uchigawa # 2. Japón.

Nota: a) Bloque único fundido in situ. b) Bloque formado por varias unidades. Guevara A., M. E., 1998. JR East, (1998).

Fuente: Universidad del Cauca, Socavación en Puentes

### III. MATERIALES Y MÉTODOS.

#### 3.1. Diseño de la investigación

##### 3.1.1. Tipo de investigación

De acuerdo al diseño de investigación es **descriptiva**, es decir requiere de una descripción y comprensión profunda de las condiciones actuales, mediante recolección de datos.

De acuerdo al fin que se persigue es **aplicada**. Se sustenta en los resultados de investigaciones y a partir de ellos se aplica para obtener los objetivos planteados.

##### 3.1.2. Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos

###### 3.1.2.1. Método

En el presente trabajo se tomará información recopilada de la zona de aplicación del proyecto, con la finalidad de calcular la erosión y socavación presentes en el puente sometido a estudio, mediante cálculos y software de ingeniería.

###### 3.1.2.2. Técnicas

1. Observación directa: Mediante las visitas a la zona, recolectaremos la información necesaria que permitan la elaboración pertinente del proyecto.
2. Análisis de contenido: sistematizando e interpretando la información obtenida en las diferentes fuentes bibliográficas.
3. Estudio topográfico.
4. Estudio de suelos. Estudios básicos del suelo.
5. Estudios hidrológicos

###### 3.1.2.3. Fuentes

1. Se realizará la recopilación de información documental de los antecedentes encontrados y publicaciones del tema.
2. Manual de Diseño de Puentes.
3. Reglamento Nacional de edificaciones.
4. Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.

###### 3.1.2.4. Instrumentos

- A. Programas de Cómputo.

1. AutoCAD 2014.
2. Civil 3D.
3. Google Earth.
4. ArcGis 10.5.
5. QGIS 2.18.12.
6. HEC – RAS.

B. Instrumentos Topográficos.

1. Estudios de Campo: Curvas de nivel, secciones transversales, perfil, longitudinal, ubicación en planta.
2. Equipos: Estación total, nivel, prisma, trípode, GPS.

C. Laboratorio de Mecánica de Suelos.

### 3.2. Metodología

#### 3.2.1. Plan de procesamiento para análisis de datos

##### FASE I: Recolección de información

Esta fase consistió en la búsqueda de bibliografía (libros, manuales, normas, etc.) referente a erosión y socavación que se dan en pilares de puentes; también se recopilara información (mapas, planos, datos, etc.), además de visitar a la zona de estudio para su reconocimiento de acceso para realizar posteriormente los estudios respectivos para la recolección de datos.

##### FASE II: Desarrollo de estudios

La fase II consideró la recopilación de datos en la zona de estudio y en distintas instituciones tales: MTC, SENAMH y otros.

#### 1. Metodología para levantamiento topográfico (Según NTP-IA-000)

Los trabajos de nivelación se realizaron partiendo de una placa o hito de control vertical conocidos como **BM** (Bench Mark), el cual se tomó un punto de referencia dentro de la zona del proyecto; para dicho procedimiento me fui a la zona de estudio un día antes de llevar a toda la cuadrilla de trabajo, con la finalidad de hacer un recorrido por la zona para ver los posibles cambios de estación y así ganar tiempo en el día del trabajo real.

Se hizo el levantamiento topográfico del área del proyecto, ayudados de equipos topográficos como es la estación total, tuvimos que comprar huayaquiles en el

distrito de Motupe con la finalidad de amarrarlos a los jalones de los primas, ya que, por la vegetación dentro del río, se hacía casi imposible hacer una lectura correcta; con los datos obtenidos se procedió a graficar la superficie, las curvas de nivel y sus secciones transversales que representan el relieve de la zona.

### **FASE III: Desarrollo del proyecto:**

#### **1. Metodología para la ejecución de ensayos de mecánica de suelos**

Se hizo una visita a la zona de estudio con el fin de realizar las excavaciones que permitieron una observación directa del terreno, toma de muestras y la realización de ensayos en laboratorio. Las calicatas y trincheras fueron realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420).

#### **2. Metodología para la hidrología**

Primero, se identificó a que cartas nacionales pertenece la zona de estudio, obteniendo como resultado las cartas 12d, 12e, 13d y 13e.

Segundo, se empezó con la delimitación de la cuenca, teniendo como punto de salida al puente del río Motupe y referenciándose a las cotas más altas y a los ríos Chóchope y Chiniama.

Tercero, una vez que se obtuvo la delimitación real, se empezó hacer las características de la cuenca.

Cuarto, se recopiló información de las máximas caudales, los cuales se obtuvo de SENAMHI y del ANA, entidades encargadas de proporcionar dicha información, para proceder a calcular los caudales máximos por medio de los métodos estadísticos.

#### **3. Modelamiento Hidráulico Unidimensional usando El Programa Hec Ras 5.0.3**

HEC-RAS es un sistema integrado de software, diseñado para uso interactivo en un entorno multitarea. El sistema está compuesto por una interfaz gráfica de usuario (GUI), componentes de análisis por separado, capacidades de almacenamiento y administración de datos, gráficos e instalaciones de informes.

El sistema HEC-RAS contiene los siguientes componentes de análisis fluvial para: (1) cálculos de perfil de superficie de agua de flujo constante; (2) simulación de flujo inestable unidimensional y / o bidimensional; (3) Cálculos de transporte de

sedimentos límite de flujo casi inestable o completamente no estacionario; y (4) análisis de calidad del agua. Un elemento clave es que los cuatro componentes utilizan una representación de datos geométricos comunes y rutinas de cálculo geométricas e hidráulicas comunes. Además de los cuatro componentes de análisis fluvial, el sistema contiene varias características de diseño hidráulico que se pueden invocar una vez que se computan los perfiles de la superficie del agua.

Las principales características del modelado unidimensional del río Motupe son:

- Análisis del comportamiento hidráulico del río Motupe en un tramo de 880 m.
- Incorporación del puente Motupe.
- Utilización de una topografía detallada en las proximidades del puente y el cauce comprendido entre la progresiva 0+000 hasta la progresiva 0+880.
- La rugosidad del río se estableció a partir de un número de Manning de 0,087 para el cauce principal,
- El caudal de simulación se estableció para un periodo de retorno de 200 años
- El caudal fue de 822.80 m<sup>3</sup>/s.

#### **FASE IV: Análisis de resultados**

##### **1. Conclusiones y Recomendaciones**

Se presentan los aspectos más relevantes obtenidos a través de la realización de este proyecto de investigación.

## IV. RESULTADOS

### 4.1. Descripción general del área de estudio

#### 4.1.1. Ubicación

El Proyecto se ubica en el distrito de Motupe, Provincia de Lambayeque, Departamento de Lambayeque.

- **Por el Norte** : con el distrito de Olmos y Salas.
- **Por el Sur** : con el distrito de Jayanca.
- **Por el Este** : con el distrito de Salas y Chochope.
- **Por el Oeste** : con el distrito de Olmos.

Geográficamente la zona en estudio se encuentra ubicada entre las coordenadas en UTM son las siguientes:

- Inicio del puente: 643757.89 E – 9319041.32 N.
- Fin del puente: 643695.69 E – 9319086.82 N; de la zonal 17.

#### 4.1.2. Topografía

La zona del proyecto presenta una topografía no accidentada con pendientes suaves, mayormente constituidas por valles, del que sobresale el Cerro Chalpón.

#### 4.1.3. Clima

El clima de la zona del proyecto es seco, caluroso, con una temperatura promedio de 25°C.

#### 4.1.4. Vientos

El viento en la zona es variable, aunque alcanzan altas velocidades sobre todo en verano.

#### 4.1.5. Vías de acceso

Para llegar a la zona del proyecto desde la ciudad de Chiclayo se hace a través de la vía asfaltada Carretera hasta el distrito de Motupe, desde este punto se toma la carretera Fernando Belaunde Terry, hasta la ubicación del Puente Motupe.

**Tabla N° 4. 1:** Recorrido de Viaje a la Zona del Proyecto.

<b>DE-A</b>	<b>DISTANCIA (Km)</b>	<b>TIEMPO</b>	<b>VIA</b>	<b>MEDIO TRANSPORTE</b>
Chiclayo - Motupe	79 km	1 h 20min	Asfaltada	Vehículo Motorizado
Motupe – Puente Motupe	2 km	5 min	Asfaltada	Vehículo Motorizado

Fuente: Elaboración propia.

## **4.2. Estudios básicos del proyecto**

### **4.2.1. Estudio topográfico**

El estudio topográfico se realiza con el fin de tener una representación de todos los accidentes del terreno.

Con respecto al proyecto, se realizó un levantamiento topográfico de la zona de estudio, para ello se hizo uso de una estación total **Topcon OS 105** como se muestran en el panel fotográfico.

#### **Descripción del trabajo:**

El procedimiento para desarrollar el levantamiento topográfico fue el siguiente:

#### **1. Reconocimiento del terreno**

- Se hizo el reconocimiento del terreno donde está ubicado el proyecto; las actividades se realizaron desde las primeras horas de la mañana hasta las últimas horas de iluminación natural.

#### **2. Levantamiento topográfico (trabajo de campo)**

- Se empezó a trabajar en las primeras horas del día, (7 am aproximadamente) para aprovechar trabajar sin el calor intenso que llega por el medio día.
- Como primer paso se tomó la medida de altura de referencia de un **BM** ya establecido (Ubicado en el Estribo N°1).
- Una vez conocida la altura de referencia de la estación total, se a realizar con el levantamiento de los puntos del área de estudio, posteriormente se fueron ubicando dichos puntos con el prisma para las lecturas respectivas;

luego se tomaron las lecturas en los demás puntos dentro del área que comprende el proyecto.

### 3. Trabajo de gabinete

Se descargó los puntos de coordenadas de la libreta electrónica de la estación total a la computadora para luego ser procesadas en el programa Civil 3D; los puntos tomados sumaron un total de 536.

Los puntos de coordenadas obtenidos se muestran a continuación:

**Tabla N° 4. 2:** Coordenadas UTM – WGS 84 obtenidas en el área de estudio.

Punto	Coordenada UTM		Altura	Descripción
	Norte (Y)	Norte (X)		
1	9319670.96	643751.012	121.004	E1
2	9319730.42	643797.543	121.162	AT
3	9319757.23	643839.05	118.087	RIO
4	9319755.04	643835.9	118.132	RIO
5	9319733.34	643850.63	116.989	RIO
6	9319753.53	643832.246	118.344	RIO
7	9319752.28	643828.711	118.314	RIO
8	9319705.24	643840.049	116.96	RIO
9	9319738.99	643856.108	117.104	RIO
10	9319689.47	643902.753	116.418	RIO
11	9319706.38	643883.365	116.534	RIO
12	9319705.06	643840.005	116.96	RIO
13	9319677.56	643896.188	116.187	RIO
14	9319704.87	643839.611	116.929	RIO
15	9319735.27	643852.292	117.043	RIO
16	9319754.23	643833.785	118.116	RIO
17	9319752.81	643827.818	118.503	RIO
18	9319726.34	643834.25	116.82	RIO
19	9319700.83	643838.158	116.324	RIO
20	9319691.32	643858.518	117.091	RIO
21	9319658.9	643888.441	117.102	RIO
22	9319682.05	643849.416	116.75	RIO
23	9319646.52	643882.134	117.086	RIO
24	9319671.4	643858.942	116.092	RIO
25	9319695.33	643833.153	116.55	RIO
26	9319711.3	643817.904	117.496	RIO
27	9319726.01	643802.766	118.126	RIO
28	9319637.88	643876.701	116.375	RIO
29	9319634.96	643875.18	117.153	RIO
30	9319632.32	643870.206	117.136	RIO
31	9319666.58	643842.314	116.641	RIO

32	9319688.27	643827.473	116.449	RIO
33	9319704.81	643806.023	117.002	RIO
34	9319714.57	643793.827	117.92	RIO
35	9319700.9	643782.024	117.972	RIO
36	9319695.93	643799.257	116.95	RIO
37	9319680.42	643822.901	116.576	RIO
38	9319650.69	643834.041	116.459	RIO
39	9319622.65	643863.961	117.187	RIO
40	9319606.57	643855.112	116.829	RIO
41	9319688.13	643792.965	117.104	RIO
42	9319672.38	643816.471	116.153	RIO
43	9319642.37	643821.675	116.701	RIO
44	9319610.45	643851.137	115.982	RIO
45	9319695.88	643777.652	118.553	RIO
46	9319610.27	643846.76	116.078	RIO
47	9319604.46	643841.545	115.982	RIO
48	9319598.64	643844.569	116.283	RIO
49	9319595.68	643850.223	116.506	RIO
50	9319626.99	643824.32	116.211	RIO
51	9319628.06	643820.325	117.1	RIO
52	9319660.47	643812.197	116.669	RIO
53	9319682.04	643788.667	117.247	RIO
54	9319690.09	643773.08	117.841	RIO
55	9319585.58	643848.693	116.593	RIO
56	9319586.51	643844.584	116.599	RIO
57	9319588.35	643841.817	116.02	RIO
58	9319589.88	643838.267	116.341	RIO
59	9319612.13	643820.28	116.046	RIO
60	9319591.08	643834.717	115.835	RIO
61	9319653.45	643808.673	117.347	RIO
62	9319595	643830.533	116.334	RIO
63	9319675.98	643784.323	117.113	RIO
64	9319684.93	643769.05	117.841	RIO
65	9319665.28	643808.044	116.35	RIO
66	9319666.13	643771.64	118.048	RIO
67	9319611.99	643820.112	116.036	RIO
68	9319667.61	643803.571	116.341	RIO
69	9319675.23	643763.852	117.797	RIO
70	9319665.25	643756.854	117.844	RIO
71	9319658.36	643766.921	118.026	RIO
72	9319637.18	643838.149	116.559	RIO
73	9319626.96	643837.247	116.438	RIO
74	9319609.12	643831.253	116.221	RIO
75	9319591.85	643825.802	116.131	RIO
76	9319600.46	643816.059	115.966	RIO
77	9319645.56	643763.551	117.684	RIO
78	9319650.67	643749.771	117.669	RIO
79	9319631.31	643761.943	117.643	RIO
80	9319637.92	643744.349	117.583	RIO

81	9319630.93	643761.688	117.625	RIO
82	9319621.62	643742.733	117.649	RIO
83	9319606.26	643742.244	117.606	RIO
84	9319610.74	643757.631	117.736	RIO
85	9319563.99	643794.462	116.983	RIO
86	9319600.12	643816.224	115.943	RIO
87	9319591.95	643827.066	116.14	RIO
88	9319563.52	643794.657	116.954	RIO
89	9319594.15	643755.805	117.504	RIO
90	9319594.23	643741.618	117.307	RIO
91	9319563.77	643794.356	116.984	RIO
92	9319593.96	643808.074	116.482	RIO
93	9319587.58	643832.905	115.841	RIO
94	9319571.77	643789.973	116.724	RIO
95	9319560.77	643787.058	115.903	RIO
96	9319587.93	643835.75	116.031	RIO
97	9319583.39	643754.413	117.33	RIO
98	9319584.43	643833.423	115.898	RIO
99	9319580.37	643834.63	116.369	RIO
100	9319577.82	643835.769	116.12	RIO
101	9319577.72	643740.153	117.478	RIO
102	9319574.08	643839.145	116.311	RIO
103	9319575.89	643818.743	115.924	RIO
104	9319570.24	643753.753	117.26	RIO
105	9319565.27	643741.096	117.675	RIO
106	9319555.83	643754.147	117.18	RIO
107	9319568.36	643840.296	116.277	RIO
108	9319568.97	643837.083	115.886	RIO
109	9319570.39	643834.862	115.657	RIO
110	9319571.01	643832.524	116.057	RIO
111	9319573.09	643826.499	115.813	RIO
112	9319552.54	643813.785	115.83	RIO
113	9319561.23	643808.396	116.143	RIO
114	9319556.92	643742.295	117.583	RIO
115	9319556.05	643754.575	117.178	RIO
116	9319547.39	643753.795	116.995	RIO
117	9319561.99	643793.942	116.963	RIO
118	9319562.43	643787.773	115.826	RIO
119	9319562.89	643830.717	115.214	RIO
120	9319548.6	643823.558	115.996	RIO
121	9319542.24	643758.147	116.991	RIO
122	9319551.25	643783.524	116.161	RIO
123	9319537.71	643818.756	115.997	RIO
124	9319545.87	643790.807	115.51	RIO
125	9319535.7	643832.049	115.899	RIO
126	9319538.19	643818.403	116.009	RIO
127	9319530.17	643760.341	116.858	RIO
128	9319535.33	643795.241	115.341	RIO
129	9319511.28	643831.812	115.906	RIO

130	9319511.73	643831.277	115.949	RIO
131	9319533.08	643786.74	116.097	RIO
132	9319533.04	643786.805	116.098	RIO
133	9319525.84	643767.107	116.626	RIO
134	9319521.34	643789.274	114.814	RIO
135	9319524.42	643807.593	115.927	RIO
136	9319499.66	643833.854	115.647	RIO
137	9319498.86	643840.521	115.534	RIO
138	9319501.95	643842.59	116.097	RIO
139	9319504.46	643845.986	116.796	RIO
140	9319508.59	643775.476	117.288	RIO
141	9319513.33	643793.837	115.476	RIO
142	9319510.27	643815.229	115.749	RIO
143	9319492.5	643835.978	115.629	RIO
144	9319507.16	643776.472	117.395	RIO
145	9319506.83	643787.136	115.098	RIO
146	9319498.29	643817.906	115.721	RIO
147	9319473.47	643845.64	116.258	RIO
148	9319473.78	643851.573	116.608	RIO
149	9319473.66	643859.195	116.142	RIO
150	9319480.28	643855.041	115.984	RIO
151	9319479.49	643864.054	116.37	RIO
152	9319470.85	643874.798	116.611	RIO
153	9319464.71	643879.118	116.752	RIO
154	9319458.22	643875.561	117.133	RIO
155	9319457.48	643870.213	116.308	RIO
156	9319459.6	643864.027	116.176	RIO
157	9319450.63	643864.058	115.975	RIO
158	9319497.37	643776.704	117.357	RIO
159	9319492.71	643792.248	115.293	RIO
160	9319490.35	643809.614	115.61	RIO
161	9319447.47	643861.275	115.888	RIO
162	9319448.86	643858.638	115.954	RIO
163	9319474.49	643784.788	116.793	RIO
164	9319476.29	643798.238	115.228	RIO
165	9319479.05	643809.162	115.593	RIO
166	9319462.68	643787.213	116.582	RIO
167	9319455.83	643835.141	115.36	RIO
168	9319462.84	643787.21	116.561	RIO
169	9319456.79	643808.92	115.176	RIO
170	9319470.8	643820.546	115.533	RIO
171	9319452.75	643791.367	116.686	RIO
172	9319443.19	643816.587	114.896	RIO
174	9319442.97	643816.785	114.88	RIO
175	9319447.26	643792.65	116.692	RIO
176	9319429.92	643823.093	114.78	RIO
177	9319763.96	643820.39	121.373	ACC
178	9319760.91	643822.314	121.328	ACC
179	9319746.16	643803.859	121.229	ACC

180	9319740.89	643806.132	121.266	ACC
181	9319725.08	643785.05	120.873	ACC
182	9319720.63	643788.943	120.978	ACC
183	9319702.21	643766.135	120.924	ACC
184	9319698.03	643770.142	120.959	ACC
185	9319680.34	643751.62	120.991	ACC
186	9319677.3	643754.766	121.003	ACC
187	9319649.37	643734.364	120.967	ACC
188	9319647.59	643738.559	120.892	ACC
189	9319622.31	643726.21	120.985	ACC
190	9319622.41	643729.945	120.859	ACC
191	9319594.6	643726.234	120.534	ACC
192	9319594.7	643730.887	120.393	ACC
193	9319566.42	643728.743	120.478	ACC
194	9319566.41	643733.68	120.81	ACC
195	9319536.49	643737.264	120.044	ACC
196	9319538.36	643740.687	120.008	ACC
197	9319511.3	643747.588	119.714	ACC
198	9319513.49	643750.136	119.713	ACC
199	9319487.69	643758.158	119.78	ACC
200	9319489.3	643761.619	119.313	ACC
201	9319464.97	643775.631	119.484	ACC
202	9319438.77	643788.364	120.014	ACC
203	9319440.64	643791.06	119.973	ACC
204	9319417.38	643804.335	119.607	ACC
205	9319419.01	643807.663	119.805	ACC
206	9319397.54	643817.157	119.324	ACC
207	9319399.45	643820.046	119.266	ACC
208	9319370.4	643828.255	119.09	ACC
209	9319371.61	643832.923	119.088	ACC
210	9319370.39	643833.184	119.158	E2
211	9319374.95	643831.187	119.068	ACC
212	9319373.49	643826.622	119.122	ACC
213	9319447.32	643797.297	116.7	RIO
214	9319447.93	643798.619	115.816	RIO
215	9319446.01	643804.534	115.367	RIO
216	9319431.2	643822.594	114.823	RIO
217	9319420.59	643830.909	114.938	RIO
218	9319437.53	643807.977	115.106	RIO
219	9319428.99	643811.196	114.975	RIO
220	9319412.59	643835.758	115.033	RIO
221	9319426.89	643815.949	114.575	RIO
222	9319420.47	643821.693	114.648	RIO
223	9319416.93	643829.429	115.219	RIO
224	9319411.66	643832.012	114.293	RIO
225	9319392.93	643854.737	115.199	RIO
226	9319396.33	643829.656	115.156	RIO
227	9319374.78	643853.765	114.891	RIO
228	9319393.69	643831.599	115.301	RIO

229	9319387.72	643834.592	115.397	RIO
230	9319362.34	643857.442	114.749	RIO
231	9319381.45	643835.399	115.682	RIO
232	9319452.32	643843.747	115.557	RIO
233	9319453.82	643839.97	115.644	RIO
234	9319449.89	643845.63	115.116	RIO
235	9319447.91	643841.686	115.724	RIO
236	9319441.41	643843.275	115.642	RIO
237	9319443.15	643847.653	114.785	RIO
238	9319443.74	643850.818	114.623	RIO
239	9319435.6	643843.883	115.575	RIO
240	9319441.57	643853.997	115.022	RIO
241	9319432.28	643856.092	115.594	RIO
242	9319428.97	643845.223	114.869	RIO
243	9319419.61	643853.45	115.018	RIO
244	9319421.56	643846.824	114.547	RIO
245	9319411.43	643855.888	115.288	RIO
246	9319416.16	643851.729	115.382	RIO
247	9319404.04	643856.852	114.662	RIO
248	9319431.47	643911.028	116.541	RIO
249	9319411.92	643852.299	114.834	RIO
250	9319400.1	643857.258	115.359	RIO
251	9319407.53	643849.996	114.902	RIO
252	9319418.45	643919.682	116.384	RIO
253	9319402.43	643850.177	114.974	RIO
254	9319408.37	643916.468	116.627	RIO
255	9319396.29	643849.346	115.071	RIO
256	9319405.1	643922.401	116.207	RIO
257	9319390.82	643857.755	115.505	RIO
258	9319397.81	643920.22	116.787	RIO
259	9319386.71	643866.116	115.506	RIO
260	9319369.11	643843.254	115.005	RIO
261	9319379.42	643873.747	115.587	RIO
262	9319387.44	643940.871	115.968	RIO
263	9319365.16	643843.189	115.36	RIO
264	9319368.61	643876.49	115.796	RIO
265	9319375.72	643926.479	116.771	RIO
266	9319366.75	643850.842	114.723	RIO
267	9319362.33	643878.92	115.987	RIO
268	9319360.43	643857.818	114.826	RIO
269	9319371.33	643941.345	116.276	RIO
270	9319352.87	643884.616	116.104	RIO
271	9319351.6	643858.589	114.541	RIO
272	9319362.96	643958.623	116.682	RIO
273	9319347.88	643847.549	115.624	RIO
274	9319343.34	643889.129	115.901	RIO
275	9319352.59	643947.365	116.543	RIO
276	9319344.42	643856.947	114.488	RIO
277	9319333.34	643894.15	116.219	RIO

278	9319346.9	643934.57	116.612	RIO
279	9319331.87	643860.635	114.388	RIO
280	9319326.92	643852.414	115.651	RIO
281	9319328.22	643850.195	116.346	RIO
282	9319320.43	643902.155	116.065	RIO
283	9319323.2	643863.901	114.414	RIO
284	9319327.96	643947.471	116.57	RIO
285	9319308.79	643870.033	114.445	RIO
286	9319307.26	643862.354	114.513	RIO
287	9319308.32	643907.769	116.012	RIO
288	9319320.02	643968.782	115.876	RIO
289	9319295.05	643911.403	115.714	RIO
290	9319305.24	643854.019	116.336	RIO
291	9319294.67	643912.186	115.736	RIO
292	9319305.5	643957.545	116.377	RIO
293	9319300.36	643876.285	114.668	RIO
294	9319280.01	643915.892	115.433	RIO
295	9319276.67	643885.587	114.829	RIO
296	9319273.06	643875.334	114.231	RIO
297	9319267.3	643916.238	115.345	RIO
298	9319285.42	643968.296	116.099	RIO
299	9319254.12	643883.125	114.037	RIO
300	9319254.28	643914.686	115.27	RIO
301	9319246.14	643886.759	113.976	RIO
302	9319267.63	643985.072	116.139	RIO
303	9319236.76	643907.902	115.315	RIO
304	9319255.02	643979.423	116.107	RIO
305	9319356.42	643836.59	119.052	ACC
306	9319356.00	643831.011	119.062	ACC
307	9319333.57	643840.908	119.217	ACC
308	9319333.15	643836.483	119.059	ACC
309	9319310.61	643845.638	118.939	ACC
310	9319309.72	643840.565	118.822	ACC
311	9319286.56	643850.118	118.814	ACC
312	9319286.35	643845.168	118.733	ACC
313	9319261.97	643853.996	118.735	ACC
314	9319261.74	643849.854	118.657	ACC
315	9319226.66	643858.57	118.788	E3
316	9319368.93	643829.228	119.154	ACC
317	9319344.57	643838.945	119.169	ACC
318	9319342.85	643834.695	119.1	ACC
319	9319315.02	643846.431	118.989	ACC
320	9319313.57	643839.692	118.83	ACC
321	9319286.17	643850.937	118.929	ACC
322	9319284.78	643844.302	118.934	ACC
323	9319255.27	643855.839	118.782	ACC
324	9319254.38	643850.259	118.687	ACC
325	9319236.69	643859.53	119.045	ACC
326	9319236.45	643852.485	118.792	ACC

327	9319223.48	643851.454	118.695	ACC
328	9319219.53	643856.779	118.69	ACC
329	9319195.69	643852.325	118.83	ACC
330	9319197.17	643847.116	118.679	ACC
331	9319174.28	643839.215	118.517	ACC
332	9319184.70	643847.354	118.513	ACC
333	9319191.79	643851.787	118.54	ACC
334	9319219.89	643958.887	115.61	RIO
335	9319207.18	643965.063	115.663	RIO
336	9319211.31	643948.53	115.893	RIO
337	9319193.98	643955.447	115.543	RIO
338	9319194.3	643945.856	115.538	RIO
339	9319233.08	643888.128	114.115	RIO
340	9319231.81	643880.761	113.847	RIO
342	9319173.31	643944.008	115.106	RIO
343	9319221.57	643867.331	116.01	RIO
344	9319160.62	643938.438	114.992	RIO
345	9319168.63	643930.142	115.917	RIO
346	9319212.37	643880.097	114.721	RIO
347	9319206.78	643877.371	114.844	RIO
348	9319162.44	643918.428	115.173	RIO
349	9319153.68	643906.298	115.169	RIO
350	9319219.84	643901.889	115.408	RIO
351	9319196.29	643883.025	114.48	RIO
352	9319204.26	643897.338	115.218	RIO
353	9319139.53	643924.148	114.984	RIO
354	9319179.78	643889.525	114.429	RIO
355	9319184.51	643895.932	115.168	RIO
356	9319178.85	643886.004	113.534	RIO
357	9319132.85	643907.558	115.03	RIO
358	9319167.93	643895.003	115.068	RIO
359	9319136.4	643896.334	115	RIO
360	9319164.38	643870.652	114.809	RIO
361	9319155.58	643888.904	114.633	RIO
362	9319166.57	643862.705	115.407	RIO
363	9319121.00	643899.18	115.158	RIO
364	9319138.25	643878.577	114.524	RIO
365	9319155.64	643859.956	115.342	RIO
366	9319123.86	643884.927	114.752	RIO
367	9319126.65	643867.166	114.547	RIO
368	9319162.20	643853.455	115.8	RIO
369	9319114.74	643883.591	115.052	RIO
370	9319126.74	643867.14	114.527	RIO
371	9319103.54	643877.866	114.87	RIO
372	9319164.68	643845.709	115.679	RIO
373	9319162.52	643838.563	115.915	RIO
374	9319120.88	643850.495	114.636	RIO
375	9319097.28	643867.347	114.814	RIO
376	9319143.17	643850.567	115.537	RIO

377	9319120.05	643838.323	115.136	RIO
378	9319107.1	643862.682	113.687	RIO
379	9319136.89	643844.495	115.563	RIO
380	9319120.4	643827.477	115.245	RIO
381	9319136.61	643838.853	116.002	RIO
382	9319091.69	643847.432	114.258	RIO
383	9319084.51	643836.557	114.077	RIO
384	9319126.12	643834.948	115.774	RIO
385	9319111.53	643826.007	115.413	RIO
386	9319073.73	643824.398	114.312	RIO
387	9319097.65	643823.329	114.762	RIO
388	9319093.01	643819.665	114.879	RIO
389	9319067.16	643828.978	113.799	RIO
390	9319087.71	643819.943	114.143	RIO
391	9319065.24	643818.158	114.161	RIO
392	9319081.92	643815.01	114.365	RIO
393	9319586.96	643786.156	116.8278	RIO
394	9319081.84	643805.937	114.544	RIO
395	9319062.76	643796.831	113.657	RIO
396	9319074.43	643802.038	114.541	RIO
397	9319224.62	643851.873	118.628	ACC
398	9319205.35	643853.238	118.91	ACC
399	9319207.2	643848.282	118.967	ACC
401	9319041.8	643790.296	113.998	E4
402	9319091.52	643671.137	117.857	CAR2
403	9319000.87	643592.353	113.511	ESTR1
404	9319019.14	643609.781	113.798	PIL1
405	9319043.68	643633.964	114.218	PIL2
406	9319065.6	643655.925	115.683	ESTR2
407	9318992.29	643729.623	114.104	BD
408	9319067.29	643694.003	113.794	CAUCE
409	9319077.28	643686.751	114.867	CAUCE
410	9319600.57	643789.273	116.9317	RIO
411	9319007.32	643739.257	115.046	BD
412	9318949.99	643697.114	113.004	CAUCE
413	9319039.66	643727.918	112.913	CAUCE
414	9319042.81	643646.14	113.988	CAUCE
415	9318965.95	643689.926	112.351	CAUCE
416	9319054.15	643670.292	113.882	BD
417	9318967.21	643675.272	112.62	CAUCE
418	9318989.53	643618.14	112.761	CAUCE
419	9318999.9	643700.502	111.813	CAUCE
420	9319063.09	643682.198	113.709	BD
421	9318976.7	643649.291	112.709	CAUCE
422	9318994.94	643711.628	112.35	CAUCE
423	9318958.87	643705.415	112.915	CAUCE
424	9318976.5	643717.598	112.858	CAUCE
425	9319026.16	643747.584	114.946	BD
426	9319079.45	643677.539	117.73	BD

428	9319033.09	643747.983	113.289	BD
430	9319027.52	643773.638	117.695	CART
431	9319614.18	643793.965	117.0355	RIO
432	9319627.8	643797.082	117.1393	RIO
433	9319639.83	643805.556	117.2432	RIO
434	9319442.18	643874.54	116.1054	RIO
435	9319433.73	643885.022	116.2358	RIO
436	9319066.19	643763.76	112.571	CAUCE
437	9319073.71	643779.769	112.891	CAUCE
438	9319095.3	643796.289	112.928	CAUCE
439	9319103.11	643816.88	113.335	BI
440	9319083.05	643752.01	112.144	CAUCE
441	9319080.11	643777.423	112.865	CAUCE
442	9319112.03	643808.486	112.73	BI
443	9319096.16	643748.94	112.01	CAUCE
444	9319082.29	643714.533	110.304	CAUCE
445	9319084.34	643739.576	112.255	CAUCE
446	9319098.63	643762.783	112.347	CAUCE
447	9319095.3	643729.701	111.608	CAUCE
448	9319049.7	643768.425	111.724	BI
449	9319109.71	643777.487	110.609	CAUCE
450	9319425.28	643895.504	116.3662	RIO
451	9319416.82	643905.986	116.4966	RIO
452	9319404.28	643870.006	115.5846	RIO
453	9319397.14	643884.124	115.8812	RIO
454	9319390	643898.243	116.1778	RIO
455	9319382.86	643912.361	116.4744	RIO
456	9319229.84	643953.472	115.9445	RIO
457	9319248.36	643958.413	115.996	RIO
458	9319266.89	643963.355	116.0475	RIO
480	9319365.8	643845.982	115.034	BD
486	9319309.39	643869.226	114.624	BD
488	9319295.51	643874.136	114.722	BD
490	9319272.87	643881.779	114.847	BD
493	9319246.84	643884.429	114.953	BD
496	9319218.26	643885.465	115.149	BD
500	9319113.86	643786.291	114.247	BD
501	9319052.76	643793.904	111.895	BD
503	9319113.8	643778.324	111.913	BD
504	9319102.46	643778.493	111.577	BD
505	9319093.64	643796.56	111.787	BD
506	9319065.87	643805.944	112.263	BD
507	9319053.17	643792.179	112.746	BD
509	9319035.33	643769.75	114.861	BD
510	9319037.55	643743.259	112.421	BD
511	9319028.97	643700.268	112.345	BD
512	9318979.97	643733.205	112.93	BD
513	9319023.81	643711.064	112.266	BD
514	9319011.79	643741.173	112.769	BD

515	9319033.23	643665.778	112.894	BD
516	9318981.62	643726.502	111.364	BD
517	9319012.62	643641.57	112.592	BD
518	9319003.19	643625.269	112.746	BD
519	9319007.74	643664.982	112.356	CAUCE
520	9319026.66	643686.382	112.082	CAUCE
521	9319016.46	643642.577	111.356	CAUCE
522	9319021.81	643654.078	111.443	CAUCE
523	9319019.62	643706.748	112.437	CAUCE
524	9319028.28	643688.562	111.031	CAUCE
525	9319040.67	643700.86	111.806	CAUCE
526	9319073.16	643699.929	111.609	CAUCE
527	9319048.06	643711.927	111.373	CAUCE
528	9319088.28	643717.792	110.752	CAUCE
529	9319060.57	643728.689	111.927	CAUCE
531	9319069.31	643760.884	112.922	CAUCE
536	9319106.29	643746.441	112.169	CAUCE

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.2.2. Estudio de mecánica de suelos

Para la realización del Estudio De Mecánica De Suelos se realizaron 04 calicatas a cielo abierto ubicadas en la zona del Proyecto.

**Tabla N° 4. 3:** Ubicación de Calicatas realizadas en el área de estudio.

Calicata	Profundidad de Calicata (m)	Coordenada UTM Este (X)	Coordenada UTM Norte (Y)
C - 1	1.90	643755.045	9319046.986
C - 2	2.00	643738.663	9319062.437
C - 3	2.20	643720.785	9319076.558
C - 4	2.50	643699.957	9319087.966

Fuente: Elaboración propia.

El trabajo de gabinete determinó lo siguiente:

- La zona en estudio presenta una configuración estratigráfica bien definida donde el suelo está constituido principalmente por arenas, dentro de los cuales destacan: Arena Pobrementemente Graduada con grava, Grava Pobrementemente Graduada, Grava Pobrementemente Graduada Con Limo Y Arena, Arena Limosa Con Grava.

- El contenido de humedad para el suelo fue de 8.56%.
- El contenido de sales en todas las muestras del suelo varía entre 0.10 y 0.35 %, lo que muestra que el terreno tiene un grado de afectación por sales en el rango de Clase 1: Ligeramente Afectada.
- La capacidad portante del terreno dio resultados > a 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla N° 4. 4:** Resumen General de Todos los Ensayos Realizados.

N° CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD	GRANULOMETRIA						S	U	C	S	Humedad W (%)	Sales (%)	Capacidad Portante (kg/cm <sup>2</sup> )
			PASANDO LOS TAMICES												
			N° 04	N° 10	N° 20	N° 50	N° 100	N° 200							
C1	M-1	0.00 - 1.90	61.40	51.40	39.70	16.90	3.70	0.30	SP	8.56	0.10	1.86			
C2	M-1	0.00 - 2.00	12.60	12.00	10.70	6.70	5.00	4.60	GP	8.56	0.25	-			
C3	M-1	0.00 - 2.20	27.90	18.50	16.20	12.70	10.10	8.40	GP-GM	8.56	0.25	-			
C4	M-1	0.00 - 2.50	60.40	60.00	57.10	30.20	21.20	20.10	SM	8.56	0.35	1.81			

**Nota:** Para mayor detalle sobre los ensayos y cálculos realizados a las muestras obtenidas in situ, revisar **Anexos N°1.1: Estudio De Mecánica De Suelos.**

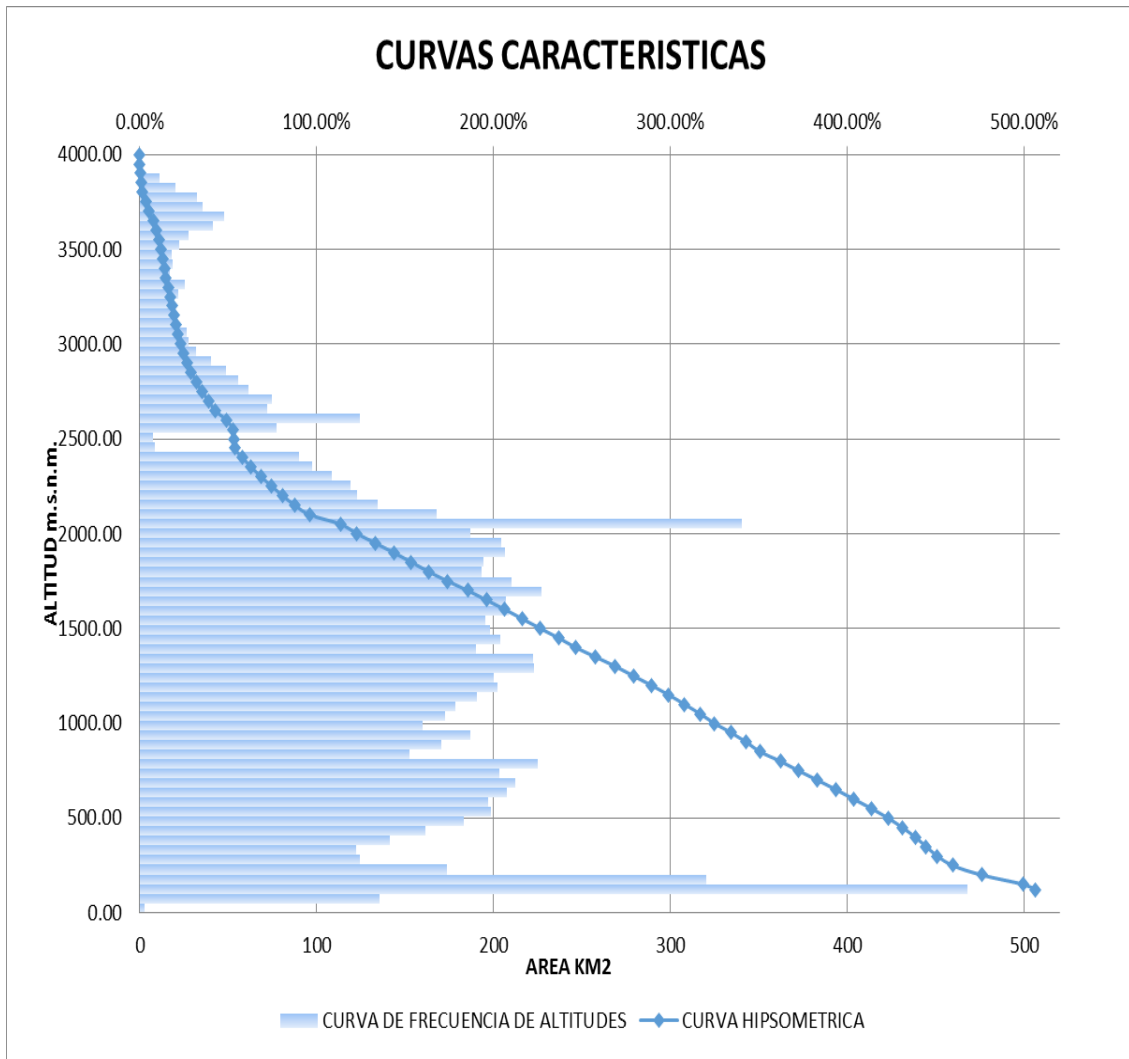
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.2.3. Estudio hidrológico

Dentro del estudio Hidrológico se realizaron los siguientes cálculos:

1. Curva Hipsométrica y Curva De Frecuencia De Altitudes.

Figura N° 4. 1: Curva Hipsométrica Y De Frecuencia De Altitudes.



Fuente: Elaboración Propia.

2. Índices Representativos.

A. Índice O Factor De Forma De Una Cuenca.

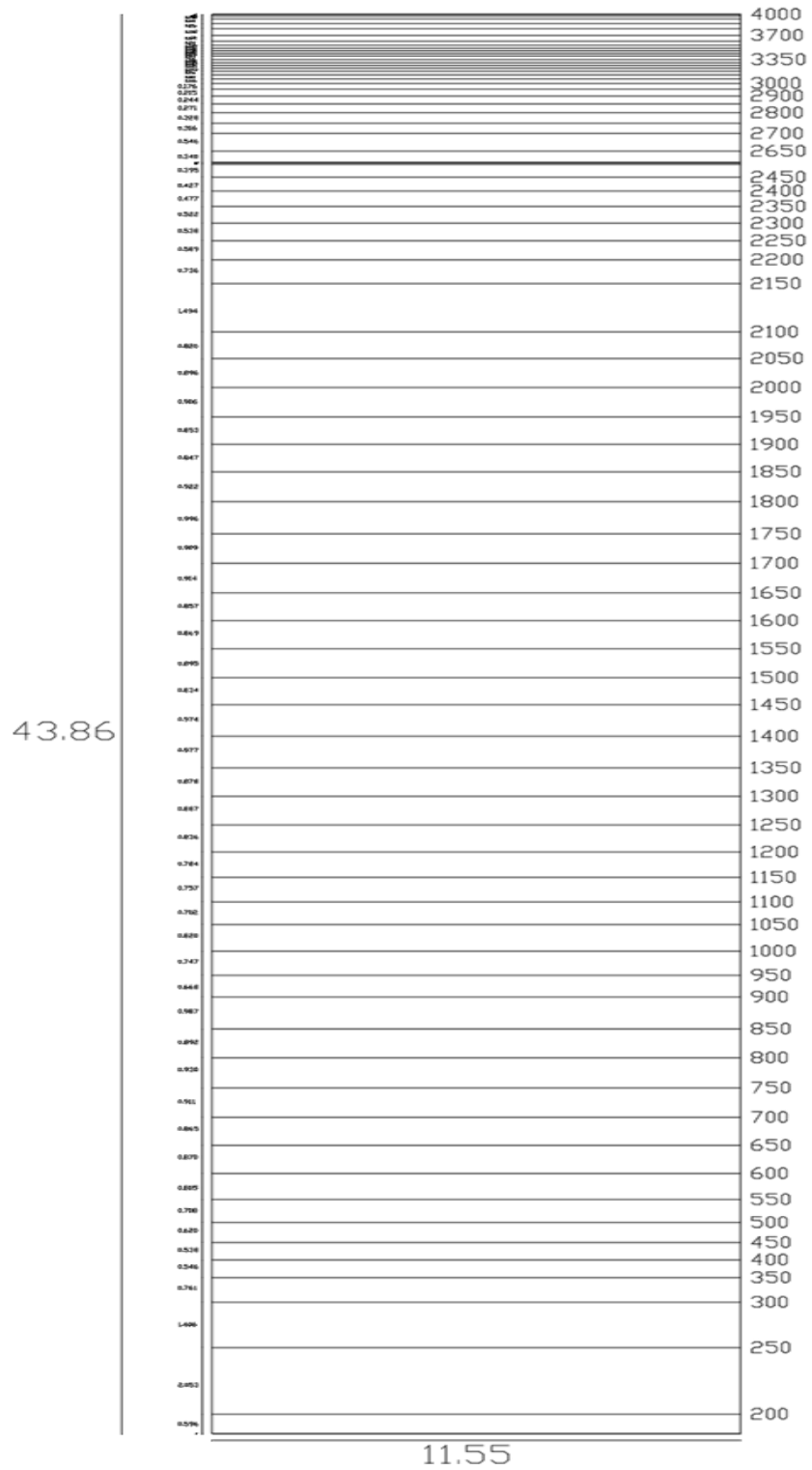
$$F = \frac{B}{L} = \frac{26511}{33778} = 0.785$$

B. Índice De Compacidad.

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} = 0.28 \frac{110830}{\sqrt{506673571}} = 1.379$$

3. Rectángulo Equivalente.

Figura N° 4. 2 Rectángulo equivalente



Fuente: Elaboración Propia.

4. Índice De Pendiente.

$$I_p = 27.34 \%$$

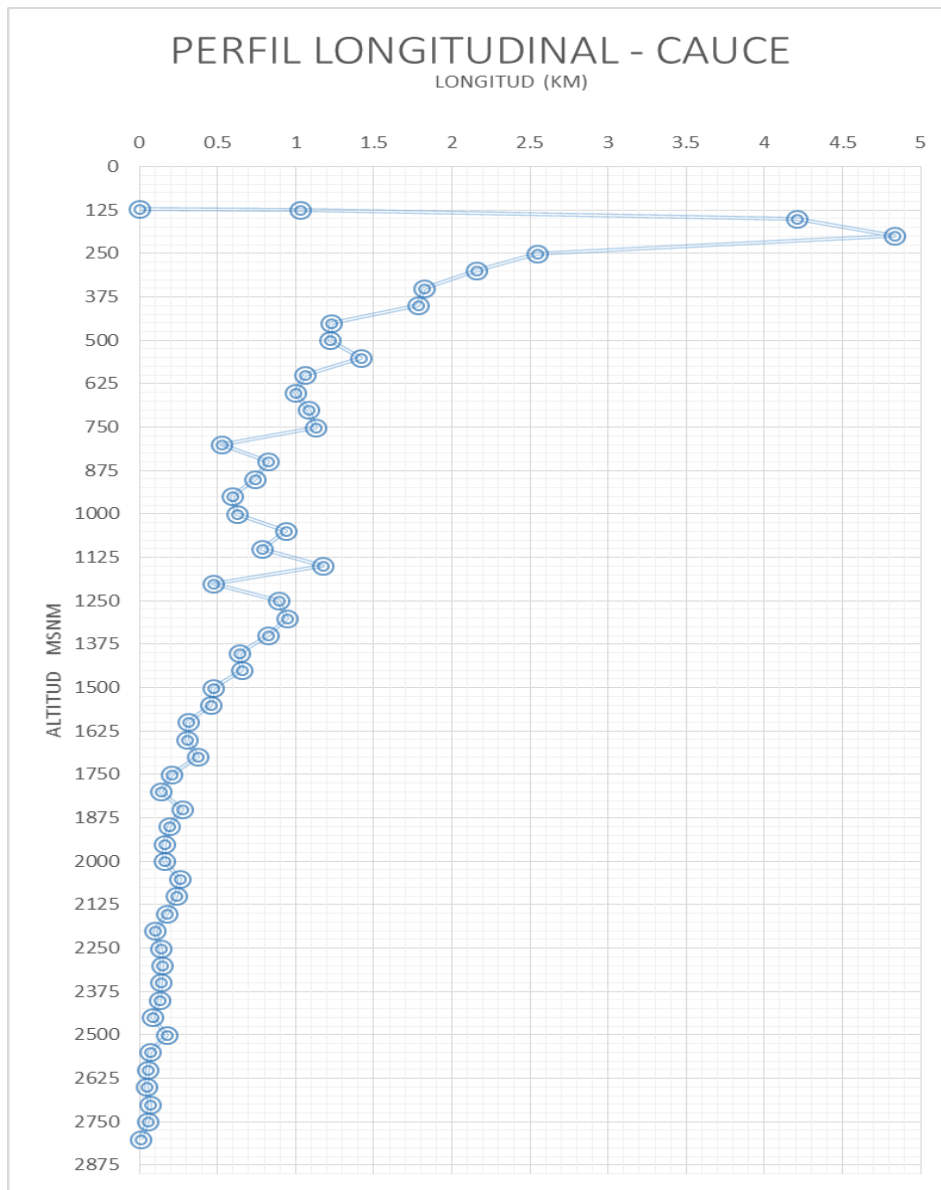
5. Pendiente De La Cuenca.

A. Criterio Del Rectángulo Equivalente.

$$S = \frac{\text{cota en la parte más alta} - \text{cota en la estación de aforo}}{\text{Lado mayor del rectángulo equivalente.}} = 8.25\%$$

6. Perfil Longitudinal Del Curso De Agua.

Figura N° 4. 3 Perfil longitudinal del curso de agua del cauce principal



Fuente: Elaboración Propia.

7. Pendiente Del Cauce.

A. Pendiente Uniforme.

$$S = \frac{H}{L} = 6.37\%$$

B. Ecuación de Taylor – Schwarz.

$$S = 6.22 \%$$

8. Red de Drenaje.

A. Densidad de Corriente.

$$D_c = 0.60$$

B. Densidad de Drenaje.

$$D_d = 0.85$$

9. Caudales Máximos.

A. Método De Gumbel.

**Tabla N° 4. 5:** Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
<b>Q<sub>máx</sub> =</b>	25.68 m <sup>3</sup> /s	30.15 m <sup>3</sup> /s	34.62 m <sup>3</sup> /s	40.53 m <sup>3</sup> /s
<b>Q<sub>d</sub> =</b>	33.03 m <sup>3</sup> /s	37.50 m <sup>3</sup> /s	41.97 m <sup>3</sup> /s	47.88 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

B. Método De Nash.

**Tabla N° 4. 6:** Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
<b>Q<sub>máx</sub> =</b>	2.44 m <sup>3</sup> /s	2.13 m <sup>3</sup> /s	1.82 m <sup>3</sup> /s	1.42 m <sup>3</sup> /s
<b>Q<sub>d</sub> =</b>	10.90 m <sup>3</sup> /s	12.19 m <sup>3</sup> /s	13.50 m <sup>3</sup> /s	15.24 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

C. Método De Lebediev.

Tabla N° 4. 7: Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
$Q_{m\acute{a}x.} =$	27.40 m <sup>3</sup> /s	36.29 m <sup>3</sup> /s	46.37 m <sup>3</sup> /s	58.50 m <sup>3</sup> /s
$Q_d =$	39.22 m <sup>3</sup> /s	51.32 m <sup>3</sup> /s	67.02 m <sup>3</sup> /s	85.46 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

D. Método de la Envolvente de Creager.

Tabla N° 4. 8: Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
$Q_{m\acute{a}x.} =$	380.07 m <sup>3</sup> /s	447.41 m <sup>3</sup> /s	514.76 m <sup>3</sup> /s	60.78 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

Figura N° 4. 4 Caudales máximos por métodos estadísticos

**RESUMEN - MÉTODOS**

	GUMBEL		NASH		LOG PEARSON III	
	$Q_{m\acute{a}x}$	$Q_{dise\tilde{n}o}$	$Q_{m\acute{a}x}$	$Q_{dise\tilde{n}o}$	$Q_{m\acute{a}x}$	$Q_{dise\tilde{n}o}$
50 años	25.68 m <sup>3</sup> /s	33.03 m <sup>3</sup> /s	2.44 m <sup>3</sup> /s	10.90 m <sup>3</sup> /s	27.40 m <sup>3</sup> /s	39.22 m <sup>3</sup> /s
100 años	30.15 m <sup>3</sup> /s	37.50 m <sup>3</sup> /s	2.13 m <sup>3</sup> /s	12.19 m <sup>3</sup> /s	36.29 m <sup>3</sup> /s	51.32 m <sup>3</sup> /s
200 años	34.62 m <sup>3</sup> /s	41.97 m <sup>3</sup> /s	1.82 m <sup>3</sup> /s	13.50 m <sup>3</sup> /s	46.37 m <sup>3</sup> /s	67.02 m <sup>3</sup> /s
500 años	40.53 m <sup>3</sup> /s	47.88 m <sup>3</sup> /s	1.42 m <sup>3</sup> /s	15.24 m <sup>3</sup> /s	58.50 m <sup>3</sup> /s	85.46 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

Figura N° 4. 5 Caudales máximos por método de creager

	MÉTODO DE CREAGER		
	ALTO MOTUPE	MOTUPE 2	$\Sigma$
<b>ÁREA</b>	<b>243.840 Km<sup>2</sup></b>	<b>257.01 Km<sup>2</sup></b>	<b>500.850 Km<sup>2</sup></b>
<b>50 años</b>	<b>211.03 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>223.47 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>434.50 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>75 años</b>	<b>232.90 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>246.63 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>479.53 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>100 años</b>	<b>248.42 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>263.07 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>511.49 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>200 años</b>	<b>285.81 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>302.66 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>588.47 m<sup>3</sup>/s</b>

Fuente: Elaboración Propia ESTUDIO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN LAS CUENCAS DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO - CUENCAS DE LA COSTA NORTE ESTUDIO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN LAS CUENCAS DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO - CUENCAS DE LA COSTA NORTE DE RECURSOS HÍDRICOS, Lima, diciembre del 2010

Figura N° 4. 6 Caudales máximos por modelamiento en HEC HMS

	MODELAMIENTO EN HEC HMS		
	ALTO MOTUPE	MOTUPE 2	Σ
<b>ÁREA</b>	<b>243.840 Km<sup>2</sup></b>	<b>257.010 Km<sup>2</sup></b>	<b>500.850 Km<sup>2</sup></b>
<b>50 años</b>	<b>287.00 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>206.80 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>493.80 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>75 años</b>	<b>342.00 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>240.00 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>582.00 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>100 años</b>	<b>384.50 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>265.30 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>649.80 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>200 años</b>	<b>494.00 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>328.80 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>822.80 m<sup>3</sup>/s</b>

Fuente: Elaboración Propia ESTUDIO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN LAS CUENCAS DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO - CUENCAS DE LA COSTA NORTE ESTUDIO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN LAS CUENCAS DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO - CUENCAS DE LA COSTA NORTE DE RECURSOS HÍDRICOS , Lima, Diciembre del 2010

### 4.3. Resultados de los métodos para el cálculo de erosión

#### 4.3.1. Métodos de erosión en pilares de puentes

##### 4.3.1.1. Método de Laursen Y Touch

Calculo De La Erosión Local:

$$Y_s = 1.613 \text{ m}$$

##### 4.3.1.2. Método de Yaroslavtziev

Calculo De La Erosión Local:

$$Y_s = 0.945 \text{ m}$$

##### 4.3.1.3. Método de la FHWA (HEC-18)

Calculo De La Erosión Local:

$$Y_s = 1.95 \text{ m}$$

##### 4.3.1.4. Método de Larras

Calculo De  $d_s$ :

$$d_s = 0.915 \text{ m}$$

##### 4.3.1.5. Método de Froehlich

Calculo De  $d_s$ :

$$d_s = 1.481 \text{ m}$$

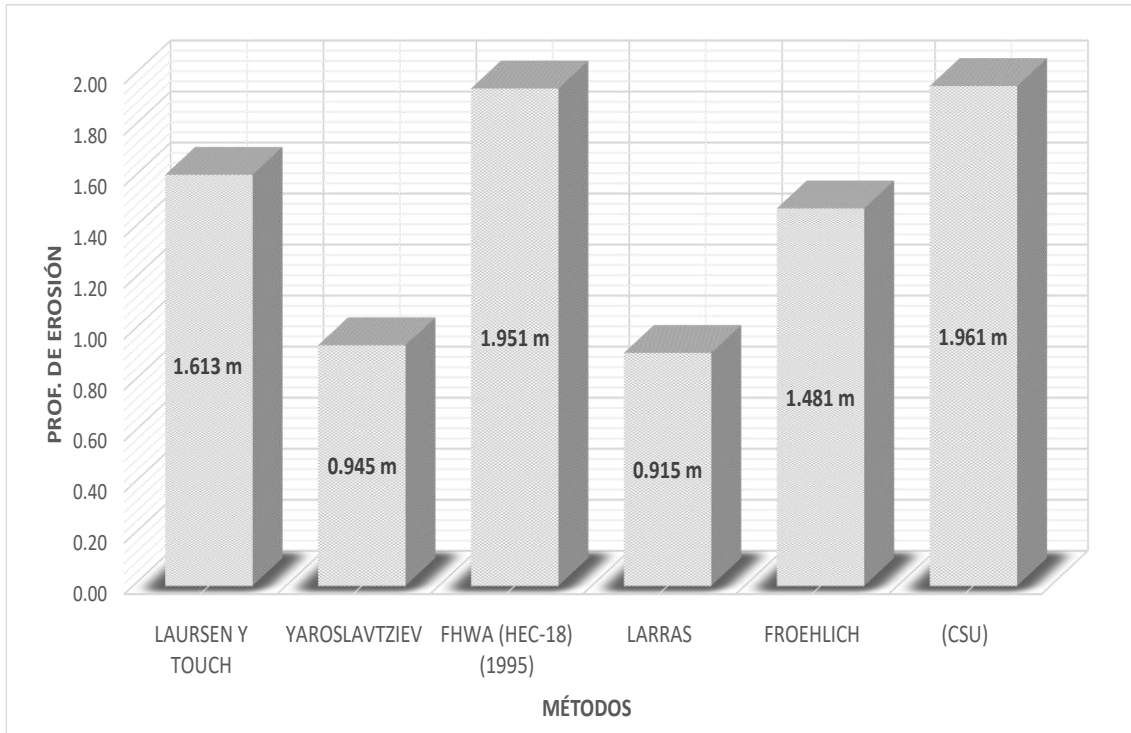
##### 4.3.1.6. Método de La Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Calculo De  $d_s$ :

$$d_s = 1.96 \text{ m}$$

#### 4.3.1.7. Resumen de Métodos de Erosión en Pilares de Puentes

Figura N° 4. 7 Resumen de métodos de erosión en pilares de puentes



Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.4. Métodos de Erosión en estribos de puentes

##### 4.4.1. Método de Liu, Chang Y Skinner

Calculo De  $d_s$ :

$$d_s = 3.818 \text{ m}$$

##### 4.4.1.1. Método de Froehlich

Calculo De  $d_s$ :

$$d_s = 8.090 \text{ m}$$

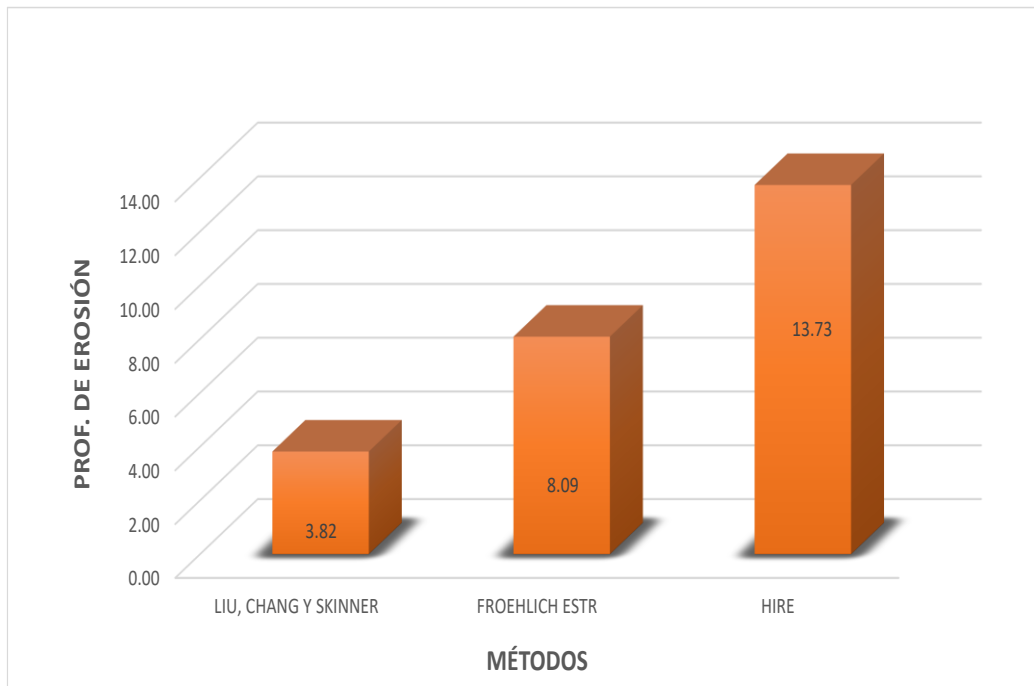
##### 4.4.1.2. Método Hire

Calculo De  $d_s$ :

$$d_s = 13.730 \text{ m}$$

#### 4.4.1.3. Resumen de métodos de erosión en estribos de puentes

Figura N° 4. 8 Resumen de métodos de erosión en estribos de puentes



**Nota:** Para mayor detalle sobre los cálculos realizados de los métodos antes mencionados, revisar **Anexos N° 2: Cálculos De La Erosión En Puentes.**

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.5. Cálculo mediante el Software HEC RAS

A continuación, se presenta las evaluaciones hidráulicas hechas con el HEC RAS y los resultados obtenidos.

Figura N° 4. 9 Datos obtenidos de la socavación en el pilar

The image shows two screenshots from the HEC RAS software. The top screenshot displays the input parameters for a pier scour calculation. The bottom screenshot shows the resulting hydraulic design data for a different pier.

**Input Data (Top Screenshot):**

- Contraction: Pier | Abutment
- Method:  Maximum V1 Y1  Local V1 Y1
- Pier #: #1 (CL = 22.5)
- Shape: Round nose
- a: 0.80 D50: 0.0018
- Y1: 6.03 V1: 2.07 Fr1: 0.149
- Method: CSU equation
- CSU's Eqn. Specific Data:
  - K1: 1.00
  - Angle: 10 L: 9.80
  - K2: 2.07
  - K3: 1.1 - Medium Dunes 10-30
  - D95: 0.0454 K4: 1.00
- Froelich's Eqn. Specific Data:
  - a':  Phi: 1.00

**Hydraulic Design Data (Bottom Screenshot):**

Pier: #2 (CL = 50.5)

Input Data	
Pier Shape:	Round nose
Pier Width (m):	0.80
Grain Size D50 (mm):	0.00180
Depth Upstream (m):	4.55
Velocity Upstream (m/s):	2.07
K1 Nose Shape:	1.00
Pier Angle:	10.00
Pier Length (m):	9.80
K2 Angle Coef:	2.07
K3 Bed Cond Coef:	1.10
Grain Size D90 (mm):	0.04540
K4 Armouring Coef:	1.00
Set K1 value to 1.0 because angle > 5 degrees	
Results	
Scour Depth Ys (m):	4.04
Froude #:	0.31
Equation:	CSU equation

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.6. Cálculo de la medida de protección en pilares

Considerando la teoría antes mencionada se presenta el cálculo correspondiente al método HEC – 18, considerando colocar enrocado con excavación previamente hecha.

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

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

1.5 para pila con nariz

k= redonda

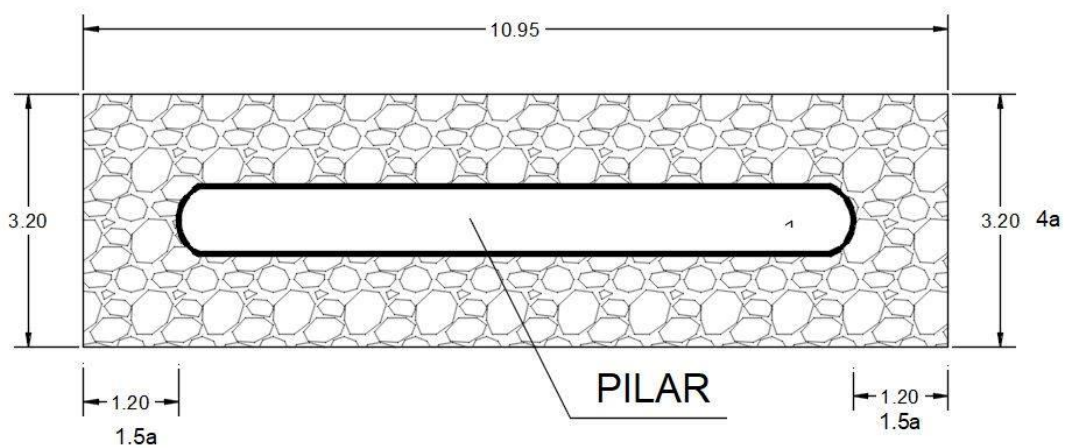
V= 2.40 m/s

G= 2.65 m/s

g= 9.81 m/s<sup>2</sup>

<b>D<sub>50</sub>=</b>	<b>0.28 m</b>
------------------------	---------------

Figura N° 4. 10 Vista en planta de la medida de protección



Fuente: Elaboración Propia.

## 7. DISCUSIÓN

### 5.1. Análisis crítico de los métodos actuales

#### 5.1.1. Comparativa de los métodos

Tabla N°2.15 es una tabla comparativa de los métodos analizados, la cual muestra las ventajas y desventajas que aportan cada uno de ellos.

**Tabla N° 5. 1:** Tabla comparativa de los métodos estudiados

Autor	Desventajas	Ventajas
Laursen y Toch	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Para condiciones de flujo subcrítico</li> <li>- Para números de Froude muy pequeños <math>&lt; 0.5</math></li> <li>- Válido únicamente para el caso de erosión local con arrastre generalizado de sedimento</li> <li>- Sólo para arenas</li> <li>- Inaplicable para sedimentos muy finos, de gran cohesión</li> <li>- Concluyen que la influencia de la velocidad media del flujo y del diámetro de los sedimentos es inexistente.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es uno de los primeros métodos que considera la influencia de la geometría de la sección y su orientación con respecto al flujo.</li> <li>- Además considera otras formas de pilar además de la Circular, como la rectangular, semicircular, elíptica y lenticular.</li> </ul>
Método de Yaroslavtzi ev	<ul style="list-style-type: none"> <li>- A pesar que distingue dos casos, uno para materiales no cohesivos y otro para materiales cohesivos, es muy probable que en la realidad no se llegue a obtener el resultado para suelos cohesivos (muy conservador)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es uno de los pocos autores que considera las diferencias entre un suelo cohesivo y otro no cohesivo, realizando dos fórmulas distintas para cada caso.</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Niega la existencia de la profundidad de equilibrio de socavación sugerida por Laursen y Toch</li> <li>- Posibilidad de errores cuando <math>\bar{y}_n/b_1 &lt; 2</math> y el pilar está desviado respecto a la corriente, y cuando la relación <math>\bar{y}_n/b_1 &lt; 1.5</math> en cualquier caso.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Considera el diámetro <math>d_{85}</math> de los granos del sedimento</li> </ul>
<p><b>Método de la FHWA (HEC-18)</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La ecuación general tiene los siguientes límites:  <math>\bar{y}_s \leq 2.4 b</math> para <math>F &lt; 0.8</math>  <math>\bar{y}_s \leq 3.0 b</math> para <math>F &gt; 0.8</math></li> <li>- El coeficiente <math>k_4</math> toma en cuenta el acorazamiento, pero se aplica sólo cuando <math>d_{50} &gt; 60</math> mm. Además para su cálculo se requieren velocidades difíciles de determinar en campo.</li> <li>- Para pilares muy anchos la fórmula del FHWA da valores muy superiores a los reales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Introduce un nuevo factor, en donde considera la rugosidad general del cauce.</li> <li>- Considera el acorazamiento introduciendo el diámetro <math>d</math></li> <li>- Es uno de los más completos</li> </ul>
<p><b>Fórmula de Larras</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El máximo absoluto de la profundidad de socavación es distinto al del equilibrio.</li> <li>- Es independiente del tirante y del diámetro del sedimento.</li> <li>- Solución excesivamente simple del problema, la profundidad de socavación sólo está en</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La fórmula de Larras permite un cálculo rápido, sencillo y con resultados conservadores.</li> <li>- Es de uso práctico</li> </ul>

	<p>función de las características del pilar (resultados conservadores).</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Aplicable sólo en el caso general de alturas de agua superiores a 30 o 40 veces del diámetro del sedimento y de secciones con menos del 10% de contracción</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Al considerar sólo las características del pilar, es uno de los pocos autores que realiza estudios con variadas formas de los pilares</li> </ul>
<b>Método de Froehlich</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Su ecuación es usada por el software HEC – RAS.</li> <li>- Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene: <math>d_s \leq 2.4a</math> para <math>F_r \leq 0.8</math> <math>d_s \leq 3.0a</math> para <math>F_r &gt; 0.8</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Considera un factor de corrección <math>K_f</math>, el cual está en función de la forma del pilar.</li> </ul>
<b>Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene, al igual que en el método de Froehlich. <math>d_s \leq 2.4a</math> para <math>F_r \leq 0.8</math> <math>d_s \leq 3.0a</math> para <math>F_r &gt; 0.8</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Considera 4 factores de corrección <math>K_1</math>, <math>K_2</math>, <math>K_3</math>, <math>K_4</math>.</li> </ul>

Fuente: Elaboración Propia.

### 5.1.2. Puntos débiles de los métodos

A continuación, se presenta una tabla que ayuda a ver con más claridad cuáles son los parámetros utilizados por los diferentes métodos y con qué frecuencia:

**Tabla 5. 2:** Parámetros usados por cada método

Parámetros Métodos	Hidráulicos			Geométricos			Geotécnicos		
	$\nabla$	$\gamma_n$	$\gamma$	$b$	Forma	$\alpha$	$d$	$\gamma_s$	$\phi$
Laursen y Touch				x	x	x			
Yaroslavtziev	x	x		x	x	x	x		
FHWA (HEC-18)	x	x		x	x	x	x		
Larras				x	x	x			
Froehlich	x				x		x		
CSU	x				x		x		x

Fuente: Elaboración Propia.

- Claramente, se puede observar que los parámetros más utilizados son: los geométricos, le siguen los hidráulicos y a continuación los geotécnicos. La mayoría de los autores coinciden en que las variables que influyen en el fenómeno en orden de importancia parecen ser:
  - La dimensión transversal del pilar (su anchura frente a la corriente, teniendo en cuenta por tanto el ángulo con que incide el agua).
  - La velocidad de la corriente (o bien el número de Froude)
  - La granulometría del material del fondo (no tanto el tamaño medio del sedimento como su desviación típica)
  - El tirante aguas arriba.

Además, cabe recalcar, que existe una gran diferencia entre qué tipo de parámetros se utilizan en cada caso; mientras que los parámetros hidráulicos y geométricos representan la mayoría de las propiedades hidráulicas del agua y las propiedades geométricas del pilar, los geotécnicos no. En la tabla N° 2.16 se puede observar que los parámetros hidráulicos que más se utilizan son: la velocidad de la corriente aguas arriba del pilar ( $\nabla$ ) y el tirante frente al pilar ( $\gamma_n$ ), los cuales representan en su mayoría las situaciones hidráulicas. Sin embargo, los parámetros geotécnicos de mayor importancia son  $d$ ,  $\gamma_s$ , que si bien es cierto son propiedades importantes del suelo, no son suficientes para representar el comportamiento del mismo.

- No se puede decir que  $d$  representa al suelo, porque es demasiado genérico. En el cauce se pueden encontrar distintos tipos de materiales, con sus respectivas

propiedades de acuerdo a su estructura, y  $d$  no es un buen parámetro para representarlos. Por esta razón, se puede decir que las fórmulas de estos métodos no representan la estructura del tipo de suelo que se encuentra en el fondo del cauce.

La erosión causada por fuerzas hidráulicas ocurre cuando el poder erosivo del agua es mayor que la habilidad relativa del suelo a resistir la erosión. Esta habilidad es distinta según el tipo de material que encontremos en el lecho del río. Por ejemplo, la degradación del fondo en un suelo arcilloso es más lenta que en un suelo arenoso, esto se debe a que el suelo cohesivo ofrece mayor resistencia que el arenoso, a pesar que su diámetro representativo es menor.

Las arenas, junto con las gravas, forman parte de los sedimentos no cohesivos, también denominados materiales granulares, los cuales están formados por granos relativamente gruesos o partículas sueltas, en donde la fuerza de gravedad predomina fuertemente sobre las otras fuerzas. Esto significa que el peso de las partículas es la fuerza principal que ofrece resistencia ante las fuerzas de arrastre y de sustentación.

Por lo tanto, en el caso de arenas, a mayor diámetro mayor resistencia. Sin embargo, las arcillas forman parte de los sedimentos cohesivos, formadas por granos finos, las cuales se mantienen unidas entre sí por la fuerza de cohesión, la cual se opone a que las partículas individuales sean separadas o arrancadas del conjunto del que forman parte.

Esta fuerza de unión es considerablemente mayor que el peso de cada grano, y es la que resiste a las fuerzas de arrastre.

Por esta razón, el diámetro  $d$  no puede representar todas las propiedades del material de fondo, no sólo porque las fuerzas que actúan en cada material son distintas (cohesión para arcillas, y fricción para arenas) sino porque los materiales tienen distintos diámetros, lo que puede llevar a confusiones. En el caso de arcillas y arenas, las arcillas tienen menor diámetro, pero eso no significa que tenga menor resistencia que una arena con mayor diámetro.

- Sólo uno de todos los métodos mencionados, Yaroslavtziev, considera las diferencias entre un suelo cohesivo y otro no cohesivo, realizando dos fórmulas

distintas para cada caso. Sin embargo, Yaroslavtziev hace hincapié que para suelos cohesivos es muy probable que durante el tiempo que dura una avenida no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo, debido a que un suelo cohesivo se demora más en erosionar que un suelo arenoso.

- Los métodos existentes no consideran la estratigrafía del suelo, es decir, no toman en cuenta los diferentes estratos que pueden existir bajo el fondo del cauce de un río. Generalmente, se considera como si sólo existiera un manto de la misma granulometría y resistencia. Por esto, en ocasiones cuando se tiene un estrato de material no cohesivo (arenas) y este es seguido por un estrato de material cohesivo (generalmente arcillas) no se considera el primero, debido a que ofrece poca resistencia a la erosión. Por lo tanto, en el cálculo de la erosión máxima, se calcula como si en la superficie se encontrara el estrato cohesivo como si fuera todo un manto de las mismas características y propiedades, obteniéndose resultados conservadores.
- Los experimentos efectuados para elaborar las fórmulas de los distintos métodos se adecuan a un conjunto de condiciones que en ocasiones simplifican mucho el fenómeno, por lo que rara vez ocurren en la realidad.
- La variabilidad de los resultados entre un método y otro es muy grande, lo que dificulta la interpretación de estos, ya que en muchas ocasiones no está claro como determinar la relación a ocupar, o cual es el rango de validez de esa relación, o bajo qué condiciones físicas es posible utilizarla.
- Existen discrepancias entre la existencia o no de una profundidad de equilibrio de socavación, y en cuanto a si ésta es la profundidad máxima. La mayoría de los autores considera que la profundidad de socavación aumenta en forma continua hasta alcanzar el equilibrio, que corresponde al valor máximo de esta profundidad (Larsen y Toch). Sin embargo, otros (Larras) estiman que luego de alcanzar el máximo, la socavación disminuye hasta la profundidad de equilibrio, ya que las corrientes fuertes tenderían a nivelar el fondo más bien que socavarlo. Existen otras teorías en donde simplemente niegan la existencia de una profundidad de equilibrio como Yaroslavtziev.

En resumen

- Las fórmulas no representan la estructura del tipo de suelo que se encuentra en el fondo del cauce.
- Son fórmulas elaboradas con modelos que se adecuan a un conjunto de condiciones que rara vez ocurren en la realidad.
- Se tienen resultados exageradamente conservadores y existe mucha variabilidad entre ellos.

### 5.2. Símil entre diferentes tipos de diámetros de partículas de suelos

Se analizaran los resultados obtenidos con los diferentes tipos de diámetros de partículas de suelos, primero se trabajara con el análisis granulométrico del tipo de suelo de la exploración de 04 calicatas en la zona de estudio, encontrándose un suelos de tipo SM (arena limosa con grava), y después se comparara con otros tipos de suelos: SC arena arcillosa, GM grava limosa, SC-SM arena limo arcillosa, SC arena arcillosa con grava, GC grava arcillosa con arean y GC grava arcillosa; se emplearan los métodos de socavación de YAROSLAVTZIEV, FHWA (HEC-18), FROEHLICH, para determinar la altura de erosión en cada uno de ellos.

**Tabla 5. 3:** Granulometría en un suelo arena limosa con grava

SM		ARENA LIMOSA CON GRAVA						
MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO								
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422 / CALICATA 04								
TAMICES	PESO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE		Log		
(Pul)	(mm)	RETENIDO	PARCIAL	ACUMULADO	PASA	(mm)	(mm)	
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00	75.00	1.875	
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00	63.00	1.799	
2"	50.00	0.00	0.00	0.00	100.00	50.00	1.699	
1 1/2"	37.50	150.00	6.30	6.30	93.70	37.50	1.574	
1"	25.00	230.00	9.70	16.00	84.00	25.00	1.398	
3/4"	19.00	180.00	7.60	23.60	76.40	19.00	1.279	
1/2"	12.50	100.00	4.20	27.80	72.20	12.50	1.097	
3/8"	9.50	78.00	3.30	31.10	68.90	9.50	0.978	
1/4"	6.30	120.00	5.10	36.20	63.80	6.30	0.799	
Nº4	4.75	80.00	3.40	39.60	60.40	4.75	0.677	
Nº8	2.36	0.00	0.00	39.60	60.40	2.36	0.373	
Nº10	2.00	4.00	0.44	40.04	59.96	2.00	0.301	
Nº20	0.85	25.60	2.81	42.85	57.15	0.85	-0.071	
Nº40	0.42	150.00	16.47	59.32	40.68	0.42	-0.377	
Nº50	0.30	95.00	10.43	69.76	30.24	0.30	-0.523	
Nº80	0.18	56.80	6.24	75.99	24.01	0.18	-0.745	
Nº100	0.15	25.60	2.81	78.81	21.19	0.15	-0.824	
Nº200	0.08	9.80	1.08	79.88	20.12	0.08	-1.125	
< Nº 200		183.20	20.12	100.00	0.00	0.00		

$$d_{50} = 0.0006m$$

$$d_{84} = 0.025m$$

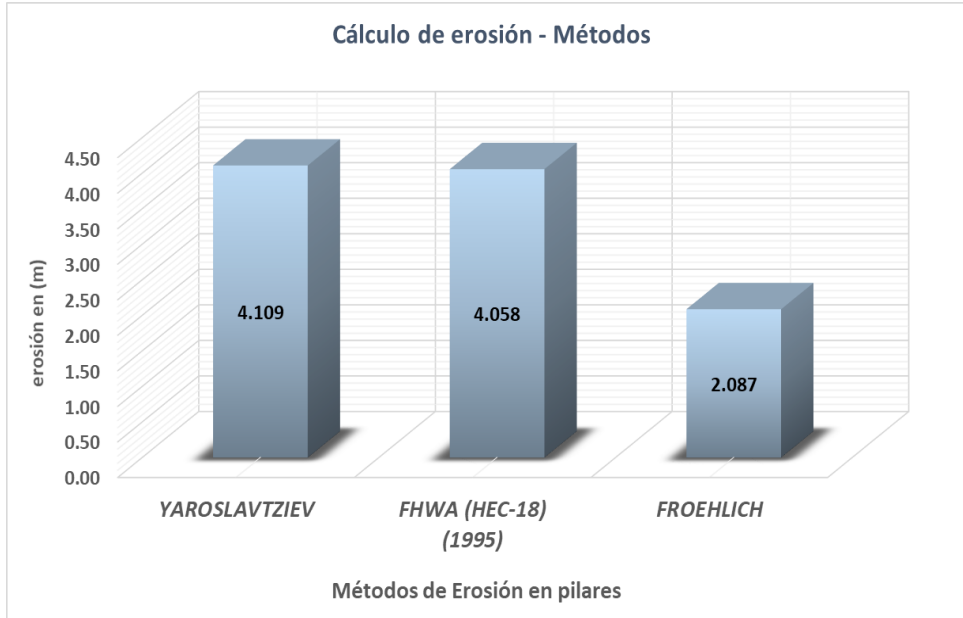
$$d_{90} = 0.0321m$$

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 5. 1 Cálculo de la erosión para un suelo SM - Con los tres métodos

Tipo de Suelo: SM ARENA LIMOSA CON GRAVA

$d_{50}$ =	0.630mm	$d_{84}$ =	25.000mm	$d_{90}$ =	32.130mm
------------	---------	------------	----------	------------	----------



Fuente: Elaboración Propia.

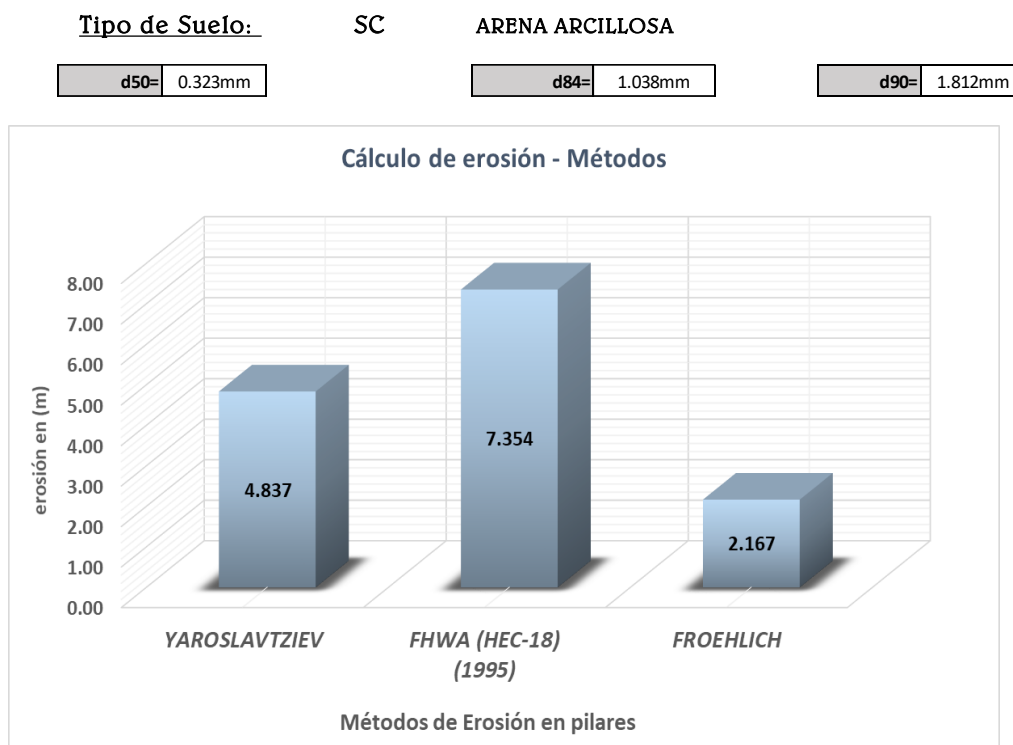
Tabla 5. 4: Erosión en un suelo arena arcillosa

SC		Arena arcillosa					
MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO							
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422							
TAMICES (Pul)	(mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	(mm)	Log (mm)
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00	75.00	1.88
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00	63.00	1.80
2"	50.00	0.00	0.00	0.00	100.00	50.00	1.70
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00	37.50	1.57
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00	25.00	1.40
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00	19.00	1.28
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00	12.50	1.10
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00	9.50	0.98
1/4"	6.30	0.00	0.00	0.00	100.00	6.30	0.80
Nº4	4.75	2.40	0.80	0.80	99.20	4.75	0.68
Nº8	2.36	0.00	0.00	0.80	99.20	2.36	0.37
Nº10	2.00	24.10	8.14	8.94	91.06	2.00	0.30
Nº20	0.85	27.30	9.22	18.15	81.85	0.85	-0.07
Nº40	0.42	70.20	23.70	41.86	58.14	0.42	-0.38
Nº50	0.30	30.90	10.43	52.29	47.71	0.30	-0.52
Nº80	0.18	37.70	12.73	65.02	34.98	0.18	-0.74
Nº100	0.15	0.30	0.10	65.12	34.88	0.15	-0.82
Nº200	0.08	59.10	19.95	85.08	14.92	0.08	-1.12
< Nº 200		44.20	14.92	100.00	0.00	0.00	

$d_{50}$ =	0.3230mm	$d_{84}$ =	1.0382mm	$d_{90}$ =	1.8121mm
------------	----------	------------	----------	------------	----------

Fuente: Elaboración Propia.

**Gráfica 5. 2** Cálculo de la erosión para un suelo SC - Con los tres métodos



Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 5. 5:** Erosión en un suelo grava limosa

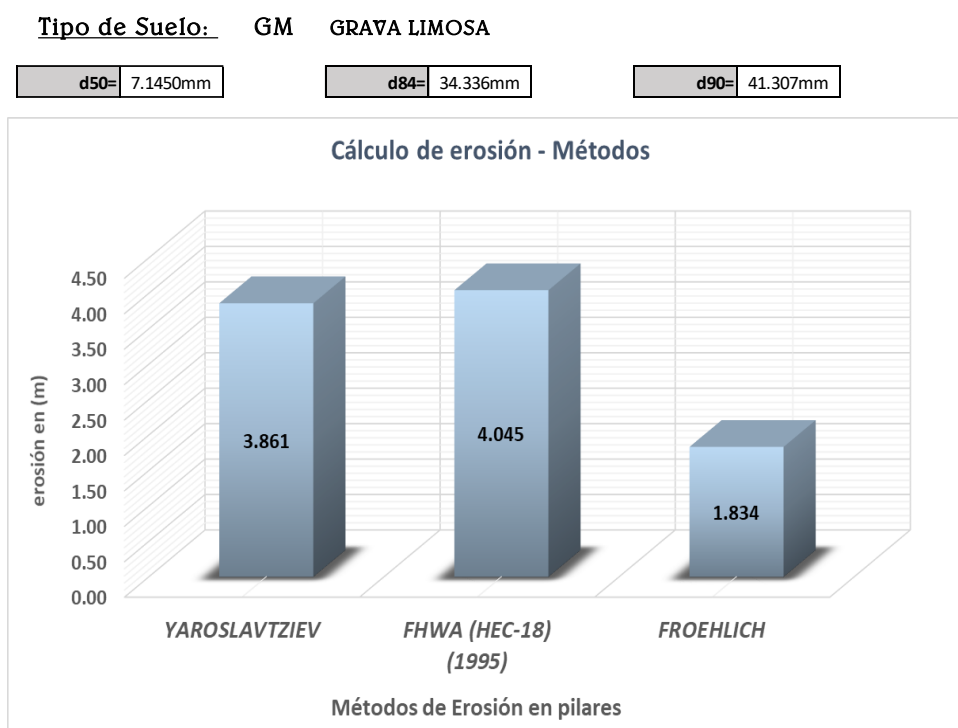
**GM GRAVA LIMOSA**  
**MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**  
**N.T.P. 339.128 ASTM D - 422**

TAMICES (Pul)	(mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	(mm)	Log (mm)
3"	75.00	0	0	0	100.0	75.00	1.88
2 1/2"	63.00	0	0	0	100.0	63.00	1.80
2"	50.00	85.1	2.1	2.1	97.9	50.00	1.70
1 1/2"	37.50	470.3	11.9	14	86.0	37.50	1.57
1"	25.00	365.4	9.2	23.2	76.8	25.00	1.40
3/4"	19.00	140.2	3.5	26.7	73.3	19.00	1.28
1/2"	12.50	235.56	5.9	32.6	67.4	12.50	1.10
3/8"	9.50	350.48	8.8	41.4	58.6	9.50	0.98
1/4"	6.30	490.15	12.4	53.8	46.2	6.30	0.80
Nº4	4.75	351.59	8.9	62.7	37.3	4.75	0.68
Nº8	2.36	0	0	62.7	37.3	2.36	0.37
Nº10	2.00	151.47	1.5	64.2	35.8	2.00	0.30
Nº20	0.85	96.25	0.9	65.1	34.9	0.85	-0.07
Nº40	0.42	49.11	0.5	65.6	34.4	0.42	-0.38
Nº50	0.30	95.36	0.9	66.6	33.4	0.30	-0.52
Nº80	0.18	109.33	1.1	67.6	32.4	0.18	-0.74
Nº100	0.15	113.59	1.1	68.8	31.2	0.15	-0.82
Nº200	0.08	149.5	1.5	70.2	29.8	0.08	-1.12
< Nº 200		3025.39	29.8	100.0	0.0	0.00	

**d<sub>50</sub>**= 7.1450mm      **d<sub>84</sub>**= 34.336mm      **d<sub>90</sub>**= 41.307mm

Fuente: Elaboración Propia.

**Gráfica 5. 3** Cálculo de la erosión para un suelo GM - Con los tres métodos



Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 5. 6:** Erosión en un suelo arena limo arcillosa

**SC-SM ARENA LIMO ARCILLOSA**  
MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO  
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422

TAMICES (Pul)	(mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	(mm)	Log (mm)
3"	75.0	0	0	0	100.0	75.0	1.88
2 1/2"	63.0	0	0	0	100.0	63.0	1.80
2"	50.0	0	0	0	100.0	50.0	1.70
1 1/2"	37.5	0	0	0	100.0	37.5	1.57
1"	25.0	0	0	0	100.0	25.0	1.40
3/4"	19.0	0	0	0	100.0	19.0	1.28
1/2"	12.5	0	0	0	100.0	12.5	1.10
3/8"	9.5	0	0	0	100.0	9.5	0.98
1/4"	6.3	0	0	0	100.0	6.3	0.80
Nº4	4.8	5.3	1.8	1.8	98.2	4.8	0.68
Nº8	2.4	4.8	1.6	3.4	96.6	2.4	0.37
Nº10	2.0	8.2	2.8	6.2	93.8	2.0	0.30
Nº20	0.850	19.1	6.4	12.6	87.4	0.850	-0.07
Nº40	0.420	13.1	4.4	17.0	83.0	0.420	-0.38
Nº50	0.300	92.2	31.0	48.0	52.0	0.300	-0.52
Nº80	0.180	0.2	0.1	48.1	51.9	0.180	-0.74
Nº100	0.150	66.7	22.4	70.5	29.5	0.150	-0.82
Nº200	0.075	3	1.0	71.5	28.5	0.075	-1.12
< Nº 200		84.7	28.5	100.0	0.0	0.00	

d<sub>50</sub>= 0.1772mm      d<sub>84</sub>= 0.493mm      d<sub>90</sub>= 1.201mm

Fuente: Elaboración Propia.

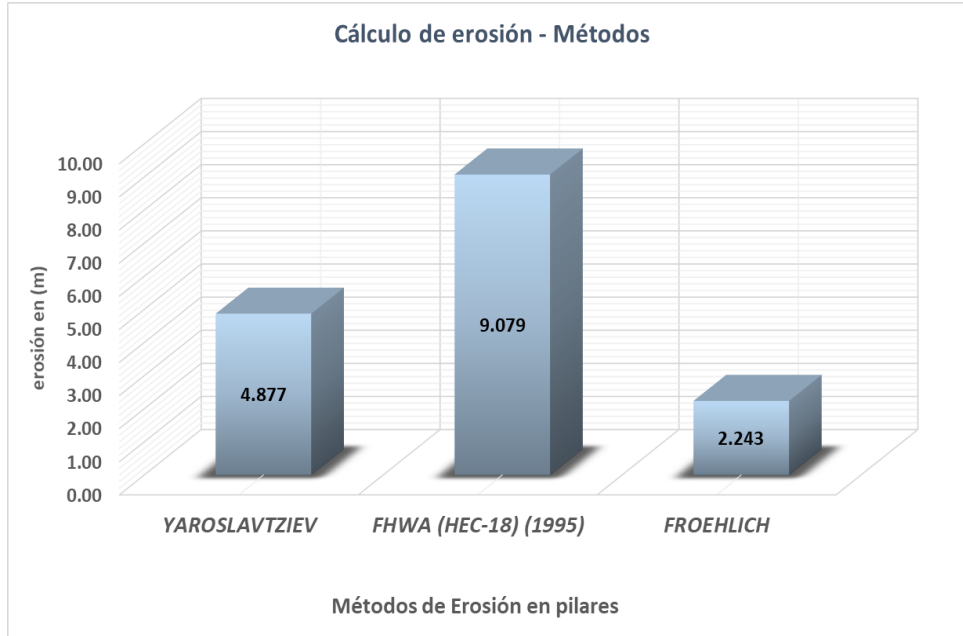
Gráfica 5. 4 Cálculo de la erosión para un suelo SC-SM - Con los tres métodos

Tipo de Suelo: SC-SM ARENA LIMO ARCILLOSA

$d_{50}$ = 0.177mm

$d_{84}$ = 0.493mm

$d_{90}$ = 1.201mm



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5. 7: Erosión en un suelo arena arcillosa con grava

**SC ARENA ARCILLOSA CON GRAVA**  
MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO  
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422

TAMICES (Pul)	(mm)	PESO RETENIDO	RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	(mm)	Log (mm)
3"	75.0	0	0	0	100.0	75.0	1.88
2 1/2"	63.0	0	0	0	100.0	63.0	1.80
2"	50.0	83.9	11.7	11.7	88.3	50.0	1.70
1 1/2"	37.5	11.43	1.6	13.3	86.7	37.5	1.57
1"	25.0	0	0	13.3	86.7	25.0	1.40
3/4"	19.0	0	0	13.3	86.7	19.0	1.28
1/2"	12.5	2.6	0.4	13.7	86.3	12.5	1.10
3/8"	9.5	2.48	0.3	14	86.0	9.5	0.98
1/4"	6.3	0	0	14	86.0	6.3	0.80
Nº4	4.8	10.97	1.5	15.5	84.5	4.8	0.68
Nº8	2.4	0	0.0	15.5	84.5	2.4	0.37
Nº10	2.0	30.79	3.8	19.3	80.7	2.0	0.30
Nº20	0.850	45.98	5.7	25.1	74.9	0.850	-0.07
Nº40	0.420	53.6	6.7	31.7	68.3	0.420	-0.38
Nº50	0.300	0	0.0	31.7	68.3	0.300	-0.52
Nº60	0.250	50.8	6.3	38.0	62.0	0.250	-0.60
Nº140	0.110	59.17	7.4	45.4	54.6	0.110	-0.96
Nº200	0.075	110.71	13.8	59.2	40.8	0.075	-1.12
< Nº 200		328.19	40.8	100.0	0.0		

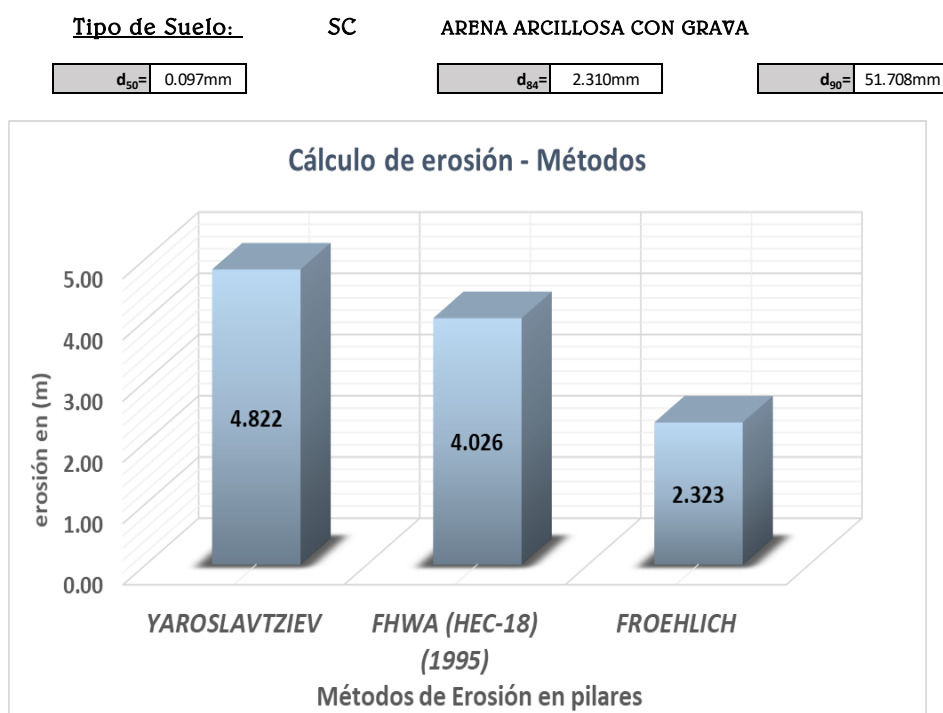
$d_{50}$ = 0.0968mm

$d_{84}$ = 2.310mm

$d_{90}$ = 51.708mm

Fuente: Elaboración Propia.

**Gráfica 5. 5** Cálculo de la erosión para un suelo SC - Con los tres métodos



Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 5. 8:** Erosión en un suelo grava arcillosa con arena

**GC GRAVA ARCILLOSA CON ARENA**  
**MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**  
**N.T.P. 339.128 ASTM D - 422**

TAMICES (Pul)	PESO (mm)	% RETENIDO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	Log (mm)	Log (mm)
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00	75.00	1.88
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00	63.00	1.80
2"	50.00	0.00	0.00	0.00	100.00	50.00	1.70
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00	37.50	1.57
1"	25.00	30.50	8.90	8.90	91.10	25.00	1.40
3/4"	19.00	33.40	9.70	18.60	81.40	19.00	1.28
1/2"	12.50	32.80	9.60	28.20	71.80	12.50	1.10
3/8"	9.50	17.10	5.00	33.20	66.80	9.50	0.98
1/4"	6.30	7.50	2.20	35.40	64.60	6.30	0.80
Nº4	4.75	5.50	1.60	37.00	63.00	4.75	0.68
Nº8	2.36	0.00	0.00	37.00	63.00	2.36	0.37
Nº10	2.00	12.90	2.44	39.44	60.56	2.00	0.30
Nº20	0.85	12.00	2.27	41.70	58.30	0.85	-0.07
Nº40	0.42	14.00	2.64	44.35	55.65	0.42	-0.38
Nº50	0.30	9.60	1.81	46.16	53.84	0.30	-0.52
Nº80	0.18	11.80	2.23	48.39	51.61	0.18	-0.74
Nº100	0.15	5.90	1.11	49.50	50.50	0.15	-0.82
Nº200	0.08	16.10	3.04	52.54	47.46	0.08	-1.12
< Nº 200		251.30	47.46	100.00	0.00	0.00	

$d_{50} = 0.1340\text{mm}$        $d_{84} = 20.450\text{mm}$        $d_{90} = 24.234\text{mm}$

Fuente: Elaboración Propia.

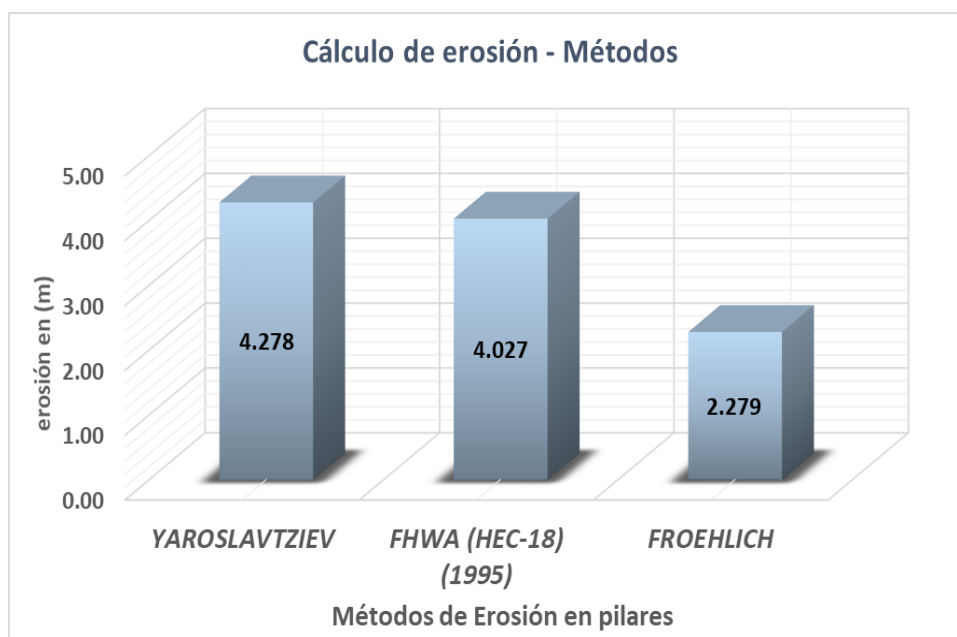
**Gráfica 5. 6** Calculo de la erosión para un suelo SC - Con los tres métodos

**Tipo de Suelo:** SC GRAVA ARCILLOSA CON ARENA

$d_{50} = 0.134\text{mm}$

$d_{84} = 20.450\text{mm}$

$d_{90} = 24.234\text{mm}$



Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 5. 9:** Erosión en un suelo grava arcillosa

GC		GRAVA ARCILLOSA					
MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO							
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422							
TAMICES (Pul)	PESO (mm)	% RETENIDO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	Log (mm)	Log (mm)
3"	75.0	0	0	0	100.0	75.0	1.88
2 1/2"	63.0	0	0	0	100.0	63.0	1.80
2"	50.0	0	0	0	100.0	50.0	1.70
1 1/2"	37.5	0	0	0	100.0	37.5	1.57
1"	25.0	84.1	23.9	23.9	76.1	25.0	1.40
3/4"	19.0	46	13.1	37	63.0	19.0	1.28
1/2"	12.5	67.3	19.1	56.1	43.9	12.5	1.10
3/8"	9.5	25.8	7.3	63.4	36.6	9.50	0.98
1/4"	6.3	21.4	6.1	69.5	30.5	6.30	0.80
Nº4	4.8	7.6	2.2	71.7	28.3	4.75	0.68
Nº8	2.4	0	0	71.7	28.3	2.36	0.37
Nº10	2.0	17.2	1.5	73.2	26.8	2.00	0.30
Nº20	0.9	13	1.1	74.3	25.7	0.85	-0.07
Nº40	0.4	8.3	0.7	75.0	25.0	0.42	-0.38
Nº50	0.3	4.3	0.4	75.3	24.7	0.30	-0.52
Nº80	0.2	3.4	0.3	75.6	24.4	0.18	-0.74
Nº100	0.2	1.9	0.2	75.8	24.2	0.15	-0.82
Nº200	0.075	6.1	0.5	76.3	23.7	0.075	-1.12
< Nº 200		280.3	23.7	100.0	0.0		

$d_{50} = 14.290\text{mm}$

$d_{84} = 28.590\text{mm}$

$d_{90} = 31.650\text{mm}$

Fuente: Elaboración Propia.

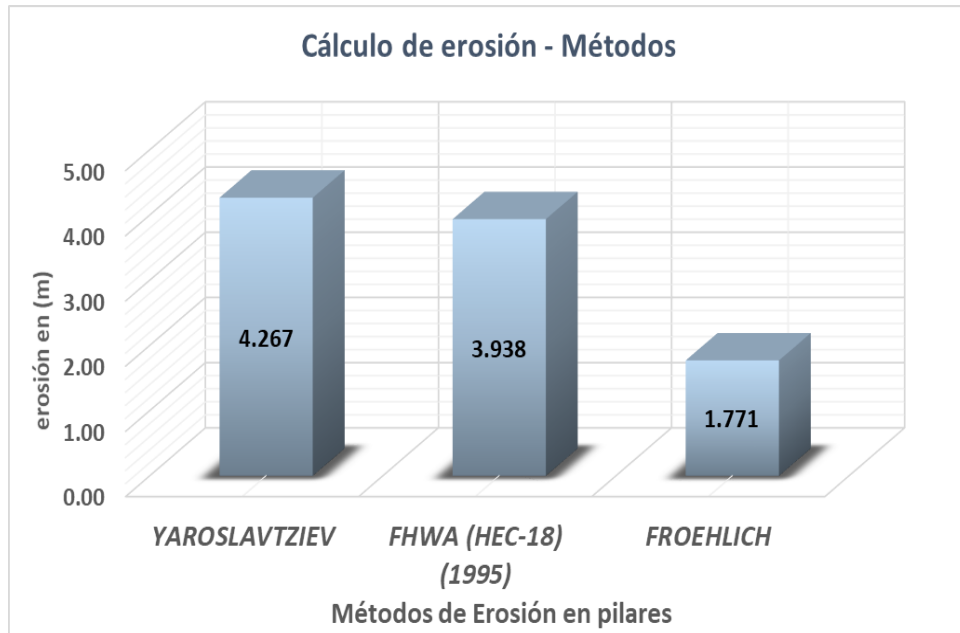
Gráfica 5. 7 Cálculo de la erosión para un suelo GC - Con los tres métodos

**Tipo de Suelo:** GC GRAVA ARCILLOSA

$d_{50}$ = 14.290mm

$d_{84}$ = 28.590mm

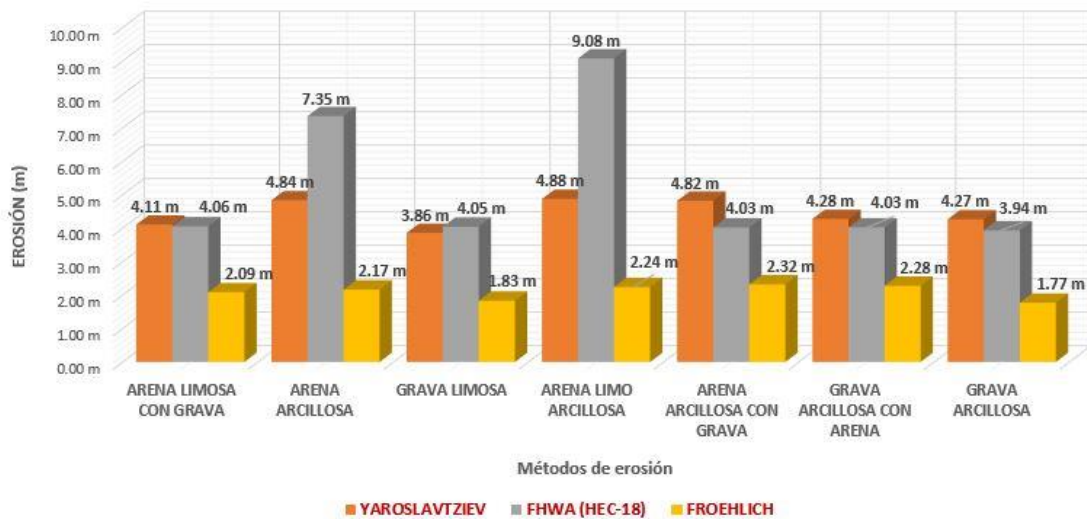
$d_{90}$ = 31.650mm



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 5. 8 Análisis de resultados de diámetros de partículas de diferentes tipos de suelos

**Análisis de resultados de diámetros de partículas de diferentes tipos de suelos**



Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 5. 10:** Análisis de resultados de diámetros de partículas de diferentes tipos de suelos

RESUMEN DE CÁLCULO DE EROSIÓN CON DIFERENTES TIPOS DE SUELO			
TIPO DE SUELO	YAROSLAVTZIEV	FHWA (HEC-18)	FROEHLICH
ARENA LIMOSA CON GRAVA	4.11 m	4.06 m	2.09 m
ARENA ARCILLOSA	4.84 m	7.35 m	2.17 m
GRAVA LIMOSA	3.86 m	4.05 m	1.83 m
ARENA LIMO ARCILLOSA	4.88 m	9.08 m	2.24 m
ARENA ARCILLOSA CON GRAVA	4.82 m	4.03 m	2.32 m
GRAVA ARCILLOSA CON ARENA	4.28 m	4.03 m	2.28 m
GRAVA ARCILLOSA	4.27 m	3.94 m	1.77 m

Fuente: Elaboración Propia.

### 5.3. Análisis comparativo del modelamiento hidráulica HEC RAS con la parte teórica

De los métodos empleados para el cálculo de erosión, el FHWA (HEC18) es el único método que introduce más parámetros del suelo como son el  $d_{90}$ ,  $d_{84}$ ,  $d_{50}$ ; es por ello que se utilizó este método para compararlo con el modelamiento hidráulico realizado en el software HEC RAS 5.0.3, obteniendo como resultado en el gráfico 5.9, existiendo una desigualdad de 0.02 centésimas en el valor de la erosión en pilares.

**Gráfica 5. 9** Análisis comparativo del modelamiento hidráulico HEC RAS con la parte teórica



Fuente: Elaboración Propia.

#### **5.4. Análisis de las medidas de protección en pilares**

De los métodos de protección en pilares considerados en el apartado 2.3.9. Se estableció que el mejor método que se adapta a la zona de estudio es el método de enrocado, ya que a diferencia de los otros métodos este se aplica a pilares de puentes que ya están construidos, lo mismo que se refleja en el ejemplo de aplicación de la presente investigación.

El detalle de las dimensiones del sistema de protección de aprecia en el anexo N° 6 Planos.

## VI. CONCLUSIONES

La calidad y confiabilidad pluviométrica, hidrométrica, topográfica y cartográfica disponible y recopilada para el estudio es de vital importancia para la obtención de resultados que ofrezcan más confianza, debido a que son el punto de partida para el análisis y determinación de información para su utilización en un diseño, en este caso de un puente. Una mala data inicial llevará a obtener resultados sin precisión y en muchos casos lejanos a la realidad.

Así como información recopilada es de vital importancia para el proyecto, los datos obtenidos en el reconocimiento de campo también lo son, debido a que nos dan una idea de las características cinemáticas de las descargas, corrientes, efectos de curva y geomorfológicas del tramo del cauce del río en estudio. Debido al cambio contante del lecho del río es necesario tener información de campo lo más actualizada posible y estudiar su evolución.

La mayoría de los métodos disponibles no toman en cuenta adecuadamente la habilidad de los materiales de tierra a resistir la erosión, estos calculan la profundidad de socavación considerando únicamente las condiciones hidráulicas del río.

No se puede decir que  $d$  representa al suelo, porque es demasiado genérico. En el cauce se pueden encontrar distintos tipos de materiales, con sus respectivas propiedades de acuerdo a su estructura, y  $d$  no es un buen parámetro para representarlos. Por esta razón, se puede decir que las fórmulas de estos métodos no representan la estructura del tipo de suelo que se encuentra en el fondo del cauce.

Los métodos existentes no consideran la estratigrafía del suelo, es decir, no toman en cuenta los diferentes estratos que pueden existir bajo el fondo del cauce de un río. Generalmente, se considera como si sólo existiera un manto de la misma granulometría y resistencia. Por esto, en ocasiones cuando se tiene un estrato de material no cohesivo (arenas) y este es seguido por un estrato de material cohesivo (generalmente arcillas) no se considera el primero, debido a que ofrece poca resistencia a la erosión.

La predicción de la erosión requiere una integración de los conocimientos y las experiencias en ingeniería geológica, geotécnica, hidráulica e hidrológica. La ingeniería geológica y geotécnica se requieren para determinar la habilidad relativa del material a resistir la erosión y la hidráulica e hidrológica para determinar la magnitud del poder erosivo del agua

A pesar de la simplificación hecha por los autores, es decir, el centrarse en la parte hidráulica del fenómeno, el estudio de la erosión local requiere de muchas simplificaciones adicionales. Esto se debe a la gran gama de variables que inciden en el proceso de la erosión local y a la imposibilidad

de conocer su grado de incidencia. Por esta razón la mayoría de las investigaciones se han realizado bajo condiciones muy idealizadas, llevando a resultados muy diferentes dependiendo de la metodología utilizada.

De las cuatro calicatas realizadas en la zona de estudio, se tomó como muestra representativa a la calicata número cuatro, debido a que el diámetro de partículas de su curva granulométrica me da los valores más altos de erosión, con una variación de 0.98%.

Los caudales máximos estimados por métodos estadísticos, al estar dependiendo de la información existente, pueden arrojar resultados, muchas veces subestimados.

Los modelos hidrológicos permiten mejorar la aproximación de los valores máximos y además se puede contar con el hidrograma completo de avenidas.

De los seis métodos empleados en éste trabajo de investigación los únicos que consideran de una forma más general al tipo de suelo o diámetro de partícula de éste son estos tres métodos (Yaroslavtziev, Fhwa (hec-18) y Froehlich), de los cuales el método FHWA ( HEC-18) introduce no solo un diámetro de partícula del suelo, si no, tres diámetros de partículas como son el  $d_{90}$ ,  $d_{84}$ ,  $d_{50}$ ; el cual se deduce que nos arrojaría un valor más cercano de erosión ya que considera muchos más parámetros que otros.

La erosión local en pilares calculada con los métodos teóricos es de 4.06m, comprobando este valor con un software de modelamiento hidráulico (HEC RAS 5.0.3) se obtuvo un valor de erosión de 4.04m, concluyendo que los procedimientos y los datos que se utilizaron son los correctos.

El método de protección contra la erosión en pilares de puentes para el ejemplo de este proyecto de investigación es el enrocado, consiste en disponer alrededor de los pilares roca con diámetros de 28 – 30 cm, su ancho de 3.20m y una distancia de 10.95m.

## VII. RECOMENDACIONES

Para el reconocimiento de campo es recomendable llevar todos los implementos necesarios para sacar el máximo provecho a la salida. Para esto se debe hacer una programación detallada de las actividades que se van a realizar en el lugar, para asegurar que no falten elementos, materiales y otros objetos que impidan realizar una adecuada inspección de campo y si es el caso, una toma de muestras correcta.

Para el cálculo de erosión, se tiene que tener como datos puntuales la velocidad media del cauce, los diámetros característicos de los diferentes tipos de suelos que se muestreen, el caudal máximo histórico, el manning predominante en el cauce principal, la huella máxima registrada, etc.; estos datos son de suma importancia para que el valor de erosión calculado sea más próximo a la realidad, por ese motivo se recomienda obtener la mayor cantidad de datos, que las fuentes sean confiables.

El uso del programa HEC-RAS es muy útil en el análisis de las condiciones hidráulicas del río, por lo que es recomendado su uso principalmente en tramos relativamente rectos, pero se debe tener en cuenta que el programa dará resultados de acuerdo a los datos que se inserten, por lo que se tiene que tener especial cuidado en la calidad y precisión de datos que se tomen en cuenta. Esto garantizará que se obtengan resultados reales.

La granulometría obtenida de las muestras de campo debe ser lo más confiable posible, por ello se recomienda visualizar todo el lecho del río, lo que dará una idea macro del diámetro medio de las partículas del río y se verificará luego del análisis granulométrico.

De los diferentes tipos de suelos ensayados el que menos se erosiona es el de una Grava Arcillosa, teniendo como resultado 3.94 m; es por ello que se recomienda que sería de gran beneficio mejorar o cambiar el tipo de suelo existente por este.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones público en el 2016 el Manual de Diseño de Puentes, que, si bien trata en detalle los aspectos estructurales del puente, solo hace una muy breve mención a los factores hidráulicos. En comparación con los manuales de otros países, el manual peruano no define claramente como establecer el caudal de diseño (su periodo de retorno), como calcular las profundidades de erosión, cuales son los requisitos topográficos para el cálculo hidráulico, ni mucho menos cuales deben ser las dimensiones hidráulicas (longitud, altura) del puente. Solo se mencionan sugerencias muy generales y puramente cualitativas que son de poca ayuda práctica.

## VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Caminati Briceño, Mariella Carmen. (2003). El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes. Tesis de grado Ingeniería Civil: Universidad de Piura.
- Suárez Díaz, Jaime. (2001). Control De Erosión En Zonas Tropicales, Bucaramanga, Colombia: División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander.
- Guevara Álvarez, María Elvira (2016). Socavación en puentes. Popayán, Colombia: Lemoine Editores y Editorial Universidad del Cauca.
- Ministerio De Transportes, Comunicaciones. (2002). Rehabilitación Del Puente Motupe - Segunda Etapa.
- Ministerio De Transportes, Comunicaciones. (2016). Manual De Ensayo De Materiales. Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Aguirre Nuñez, M; Torres, H; Ruiz, R. 2003. Manual de procedimientos para la delimitación y codificación de cuencas hidrográficas del Perú.
- Villón Béjar, Máximo. (2002). Hidrología. Cartago, Costa Rica: Maxsoft.

## IX. ANEXOS

Anexo N° 1: Estudios básicos del proyecto.

Anexo N° 1.1: Estudio de mecánica de suelos.

### TESIS:

CUANTIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE LA EROSIÓN Y SOCAVACIÓN EN LA ESTRUCTURA DE PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RÍO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

# ÍNDICE

1. Generalidades
  - 1.1.Introducción
  - 1.2.Problemas
  - 1.3.Objetivos
    - 1.3.1. Objetivos generales
    - 1.3.2. Objetivos específicos
2. Normativa
  - 2.1.Propiedades físicas
    - 2.1.1. Análisis granulométrico por tamizado (MTC E 107 - NTP 339.128 – ASTM D 422)
    - 2.1.2. Contenido de humedad natural (MTC E 108)
    - 2.1.3. Contenido de sales totales (NTP 339.152 - USBR E - 8)
    - 2.1.4. Clasificación de suelos por el método SUCS (ASTM D-2487).
  - 2.2.Propiedades mecánicas
    - 2.2.1. Corte directo (ASTM D 3080)
3. Área de estudio
  - 3.1.Ubicación
  - 3.2.Condiciones climáticas
  - 3.3.Características geológicas
    - 3.3.1. Generalidades
    - 3.3.2. Geomorfología
    - 3.3.3. Geología
4. Actividades realizadas
  - 4.1.Exploraciones de campo
  - 4.2.Obtención de muestras

- 4.3.Trabajos de laboratorio
- 4.4.Resumen de ensayos de laboratorio
- 4.5.Perfil estratigráfico
- 4.6.Descripción del perfil
5. Conclusiones
6. Anexos.

## **1. Generalidades**

### **1.1.Introducción**

Se ha realizado la exploración y el muestreo, para determinar las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del suelo subyacente al proyecto: “CUANTIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE LA EROSIÓN Y SOCAVACIÓN EN LA ESTRUCTURA DE PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RÍO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE”. Se han realizado los trabajos de campo y laboratorio, luego se han analizado e interpretado los resultados de los ensayos de laboratorio para determinar las características físicas y mecánicas de este.

### **1.2.Problemas**

La construcción de estructuras sin estudios de suelos previos trae consigo la aparición posterior de problemas estructurales (asentamientos, rajaduras en muros y losas, etc.). Para garantizar la seguridad y estabilidad del proyecto “CUANTIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE LA EROSIÓN Y SOCAVACIÓN EN LA ESTRUCTURA DE PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RÍO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE”, se ha contado con el análisis de las investigaciones de campo y laboratorio, no detectándose la presencia de agua subterránea, ya que la presencia de ésta mantiene húmedos los suelos a nivel de desplante de las estructuras, condición que afecta las propiedades físico-mecánicas de dichos suelos.

### **1.3.Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivos generales**

- Establecer las características físicas, su clasificación SUCS y las propiedades mecánicas del suelo subyacente para la fundación del Proyecto.
- Cálculo de los diámetros  $d_{85}$ ,  $d_{50}$ , y  $d_{90}$  requeridos para fórmulas de erosión y socavación.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Clasificar el suelo y establecer sus propiedades.
- Determinar la capacidad portante del terreno.

- Definir el perfil estratigráfico de toda el área.

## 2. Normativa

### 2.1. Propiedades físicas

#### 2.1.1. Análisis Granulométrico Por Tamizado (MTC E 107 - NTP 339.128 – ASTM D 422)

##### 1.0 Objeto.

1.1 Determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de partículas de suelo.

##### 2.0 Finalidad Y Alcance

2.1 Este Modo Operativo describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el de 74 mm (N° 200)

2.2 Este Modo Operativo no propone los requisitos concernientes a seguridad. Es responsabilidad del usuario establecer las cláusulas de seguridad y salubridad correspondientes, y determinar además las obligaciones de su uso e interpretación

##### 3.0 Referencias Normativas

3.1 ASTM D 422: Standard Test Method for Particle-size Analysis of Soils

##### 4.0 Equipos Y Materiales

##### 4.1 Equipos

4.1.1 Dos balanzas. Una con sensibilidad de 0,01 g para pesar material que pase el tamiz de 4,760 mm (N° 4). Otra con sensibilidad de 0,1% del peso de la muestra, para pesar los materiales retenidos en el tamiz de 4,760 mm (N° 4).

4.1.2 Estufa. Capaz de mantener temperaturas uniformes y constantes hasta de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .

## 4.2 Materiales

### 4.2.2 Tamices de malla cuadrada. Incluyen los siguientes:

TAMICES	ABERTURA (mm)
3"	75,000
2"	50,800
1 1/2"	38,100
1"	25,400
3/4"	19,000
3/8"	9,500
N° 4	4,760
N° 10	2,000
N° 20	0,840
N° 40	0,425
N° 60	0,260
N° 140	0,106
N° 200	0,075

Se puede usar, como alternativa, una serie de tamices que, al dibujar la gradación, dé una separación uniforme entre los puntos del gráfico; esta serie estará integrada por los siguientes tamices de malla cuadrada:

TAMICES	ABERTURA (mm)
3"	75,000
1 1/2"	38,100
3/4"	19,000
3/8"	9,500

N° 4	4,760
N° 8	2,360
N° 16	1,100
N° 30	0,590
N° 50	0,297
N° 100	0,149
N° 200	0,075

4.2.3 Envases. Adecuados para el manejo y secado de las muestras

4.2.4 Cepillo y brocha. Para limpiar las mallas de los tamices

## 5.0 Muestra

5.1 Según sean las características de los materiales finos de la muestra, el análisis con tamices se hace, bien con la muestra entera, o bien con parte de ella después de separar los finos por lavado. Si la necesidad del lavado no se puede determinar por examen visual, se seca en el horno una pequeña porción húmeda del material y luego se examina su resistencia en seco rompiéndola entre los dedos. Si se puede romper fácilmente y el material fino se pulveriza bajo la presión de aquellos, entonces el análisis con tamices se puede efectuar sin previo lavado

5.2 Prepárese una muestra para el ensayo como se describe en la preparación de muestras para análisis granulométrico (MTC E 106), la cual estará constituida por dos fracciones: una retenida sobre el tamiz de 4,760 mm (N° 4) y otra que pasa dicho tamiz. Ambas fracciones se ensayaran por separado

5.3 El peso del suelo secado al aire y seleccionado para el ensayo, como se indica en el modo operativo MTC E 106, será

suficiente para las cantidades requeridas para el análisis mecánico, como sigue:

5.3.1 Para la porción de muestra retenida en el tamiz de 4,760 mm (N° 4) el peso dependerá del tamaño máximo de las partículas de acuerdo con la Tabla 1:

5.3.2

**Tabla N° 1:** Peso mínimo por diámetro nominal.

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

Fuente: Elaboración Propia.

5.3.3 El tamaño de la porción que pasa tamiz de 4,76° mm (N° 4) será aproximadamente de 115 g para suelos arenosos y de 65 g para suelos arcillosos y limosos

5.4 En el modo operativo MTC E 106 se dan indicaciones para la pesada del suelo secado al aire y seleccionado para el ensayo, así como para la separación del suelo sobre el tamiz de 4,760 mm (N° 4) por medio del tamizado en seco, y para el lavado y pesado de las fracciones lavadas y secadas retenidas en dicho tamiz. De estos dos pesos, los porcentajes, retenido y que pasa el tamiz de 4,760 mm (N° 4), pueden calcularse de acuerdo con el numeral 4.1.1

5.4.1 Se puede tener una comprobación de los pesos, así como de la completa pulverización de los terrones, pesando

la porción de muestra que pasa el tamiz de 4,760 mm (N° 4) y agregándole este valor al peso de la porción de muestra lavada y secada en el horno, retenida en el tamiz de 4,760 mm (N° 4)

## 6.0 Procedimiento

### 6.1 Análisis Por Medio De Tamizado De La Fracción Retenida En El Tamiz De 4,760 mm (n° 4)

6.1.1 Sepárese la porción de muestra retenida en el tamiz de 4,760 mm (N° 4) en una serie de fracciones usando los tamices de:

TAMICES	ABERTURA (mm)
3"	75,000
2"	50,800
1 ½"	38,100
1"	25,400
¾"	19,000
⅜"	9,500
N° 4	4,760

O los que sean necesarios dependiendo del tipo de muestra, o de las especificaciones para el material que se ensaya.

6.1.2 En la operación de tamizado manual se mueve el tamiz o tamices de un lado a otro y recorriendo circunferencias de forma que la muestra se mantenga en movimiento sobre la malla. Debe comprobarse al desmontar los tamices que la operación está terminada; esto se sabe cuándo no pasa más del 1 % de la parte retenida al tamizar durante un minuto, operando cada tamiz individualmente. Si quedan partículas apesadas en la malla, deben separarse con un pincel o cepillo y reunir las con lo retenido en el tamiz.

Cuando se utilice una tamizadora mecánica, se pondrá a funcionar por diez minutos aproximadamente, el resultado se puede verificar usando el método manual

6.1.3 Se determina el peso de cada fracción en una balanza con una sensibilidad de 0,1 %. La suma de los pesos de todas las fracciones y el peso, inicial de la muestra no debe diferir en más de 1 %

## 6.2 Análisis Granulométrico De La Fracción Fina

6.2.1 El análisis granulométrico de la fracción que pasa el tamiz de 4,760 mm (N° 4), se hará por tamizado y/o sedimentación según las características de la muestra y según la información requerida.

6.2.2 Los materiales arenosos que contengan muy poco limo y arcilla, cuyos terrones en estado seco se desintegren con facilidad, se podrán tamizar en seco.

6.2.3 Los materiales limo-arcillosos, cuyos terrones en estado seco no rompan con facilidad, se procesarán por la vía húmeda

6.2.4 Si se requiere la curva granulométrica completa incluyendo la fracción de tamaño menor que el tamiz de 0,074 mm (N° 200), la gradación de ésta se determinará por sedimentación, utilizando el hidrómetro para obtener los datos necesarios

6.2.5 Se puede utilizar procedimientos simplificados para la determinación del contenido de partículas menores de un cierto tamaño, según se requiera

6.2.6 La fracción de tamaño mayor que el tamiz de 0,074 mm (N° 200), se analizará por tamizado en seco, lavando la muestra previamente sobre el tamiz de 0,074 mm (N° 200)

6.2.7 Procedimiento para el análisis granulométrico por lavado sobre el tamiz de 0,074 mm (N° 200)

6.2.8 Se separan mediante cuarteo, 115 g para suelos arenosos y 65 g para suelos arcillosos y limosos, pesándolos con exactitud de 0,01 g

6.2.9 Humedad higroscópica. Se pesa una porción de 10 a 15 g de los cuarteos anteriores y se seca en el horno a una temperatura de  $110 \pm 5$  °C. Se pesan de nuevo y se anotan los pesos

6.2.10 Se coloca la muestra en un recipiente apropiado, cubriéndola con agua y se deja en remojo hasta que todos los terrones se ablanden

6.2.11 Se lava a continuación la muestra sobre el tamiz de 0,074 mm (N° 200), con abundante agua, evitando frotarla contra el tamiz y teniendo mucho cuidado de que no se pierda ninguna partícula de las retenidas en él

Se recoge lo retenido en un recipiente, se seca en el horno a una temperatura de  $110 \pm 5$  °C y se pesa

Se tamiza en seco siguiendo el procedimiento indicado en las secciones 6.1.2 y 6.1.3

## 7.0 Cálculos E Informe

### 7.1 Cálculos

7.1.1 Valores de análisis de tamizado para la porción retenida en el tamiz de 4,760 mm (N°4):

7.1.1.1 Se calcula el porcentaje que pasa el tamiz de 4,760 mm (N° 4), dividiendo el peso que pasa dicho tamiz por el del suelo originalmente tomado y se multiplica el resultado por 100. Para obtener el peso de la porción retenida en el mismo tamiz, réstese del peso original, el peso del pasante por el tamiz de 4,760 mm (N° 4)

7.1.1.2 Para comprobar el material que pasa por el tamiz de 9,52 mm (3/8"), se agrega al peso total del suelo que pasa por el tamiz de 4,760 mm (N°4), el peso de la fracción que pasa el tamiz de 9,52 mm (3/8") y que queda retenida en el de 4,760 mm (N°4). Para los demás tamices continúese el cálculo de la misma manera

7.1.1.3 Para determinar el porcentaje total que pasa por cada tamiz, se divide el peso total que pasa entre el peso total de la muestra y se multiplica el resultado por 100

7.1.2 Valores del análisis por tamizado para la porción que pasa el tamiz de 4,760 mm (N° 4):

7.1.2.1 Se calcula el porcentaje de material que pasa por el tamiz de 0,074 mm (N° 200) de la siguiente forma:

$$\%Pasa_{0,074} = \frac{\text{Peso Total} - \text{Peso retenido en el Tamiz de 0,074}}{\text{Peso Total}} \times 100$$

7.1.2.2 Se calcula el porcentaje retenido sobre cada tamiz en la siguiente forma:

$$\%Retenido = \frac{\text{Peso Retenido en etl Tamiz}}{\text{Peso Total}} \times 100$$

7.1.2.3 Se calcula el porcentaje más fino. Restando en forma acumulativa de 100 % los porcentajes retenidos sobre cada tamiz

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

7.1.2.4 Porcentaje de humedad higroscópica

La humedad higroscópica como la pérdida de peso de una muestra secada al aire cuando se seca posteriormente al horno, expresada como un porcentaje del peso de la muestra secada al horno. Se determina de la manera siguiente:

$$\%Humedad \text{ Higroscópica} = \frac{W - W_1}{W_1} \times 100$$

Donde:

$W$  = Peso de suelo secado al aire.

$W_1$  = Peso de suelo secado en el horno.

## 7.2 Informe.

### 7.2.1 El informe deberá incluir lo siguiente:

- a) El tamaño máximo de las partículas contenidas en la muestra.
- b) Los porcentajes retenidos y los que pasan, para cada uno de los tamices utilizados.
- c) Toda información que se juzgue de interés.

Los resultados se presentarán: (1) en forma tabulada, o (2) en forma gráfica, siendo esta última forma la indicada cada vez que el análisis comprende un ensayo completo de sedimentación

Las pequeñas diferencias resultantes en el empate de las curvas obtenidas por tamizado y por sedimento, respectivamente, se corregirán en forma gráfica.

### 7.2.2 Los siguientes errores posibles producirán determinaciones imprecisas en un análisis granulométrico por tamizado

- a) Aglomeraciones de partículas que no han sido completamente disgregadas. Si el material contiene partículas finas plásticas, la muestra debe ser disgregada antes del tamizado.
- b) Tamices sobrecargados. Este es el error más común y más serio asociado con el análisis por tamizado y tenderá a indicar que el material ensayado es más grueso de lo que en realidad es. Para evitar eso, las muestras muy grandes deben ser tamizadas en varias

porciones y las porciones retenidas en cada tamiz se juntarán luego para realizar la pesada.

c) Los tamices han sido agitados por un período demasiado corto o con movimientos horizontales o rotacionales inadecuados. Los tamices deben agitarse de manera que las partículas sean expuestas a las aberturas del tamiz con varias orientaciones y así tengan mayor oportunidad de pasar a través de él.

d) La malla de los tamices está rota o deformada; los tamices deben ser frecuentemente inspeccionados para asegurar que no tienen aberturas más grandes que la especificada.

e) Pérdidas de material al sacar el retenido de cada tamiz.

f) Errores en las pesadas y en los cálculos.

### **2.1.1. Contenido De Humedad Natural (MTC E 108)**

#### 1.0 Objeto

1.1 Establecer el método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo

#### 2.0 Finalidad Y Alcance.

2.1 La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas

2.2 Este Modo Operativo determina el peso de agua eliminada, secando el suelo húmedo hasta un peso constante en un horno controlado a  $110 \pm 5$  °C\*. El peso del suelo que permanece del secado en horno es usado como el peso de las partículas sólidas. La pérdida de peso debido al secado es considerado como el peso del agua

Nota 1. (\*) El secado en horno siguiendo en método (a 110 ° C) no da resultados confiables cuando el suelo contiene yeso u otros minerales que contienen gran cantidad de agua de hidratación o cuando el suelos contiene cantidades significativas de material orgánico. Se pueden obtener valores confiables del contenido de humedad para los suelos, secándose en un horno a una temperatura de 60 °C o en un desecador a temperatura ambiente.

### 3.0 Referencias Normativas

3.1 ASTM D 2216: Standard Test Method of Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock

### 4.0 Equipos Y Materiales

#### 4.1 Equipos

4.1.1 Horno de secado. - Horno de secado termostáticamente controlado, de preferencia uno del tipo tiro forzado, capaz de mantener una temperatura de  $110 \pm 5$  °C.

4.1.2 Balanzas. - De capacidad conveniente y con las siguientes aproximaciones:

De 0,01 g para muestras de menos de 200 g

De 0,1 g para muestras de más de 200 g.

#### 4.2 Materiales

4.2.1 Recipientes. - Recipientes apropiados fabricados de material resistente a la corrosión, y al cambio de peso cuando es sometido a enfriamiento o calentamiento continuo, exposición a materiales de pH variable, y a limpieza

Nota 2. Los recipientes y sus tapas deben ser herméticos a fin de evitar pérdida de humedad de las muestras antes de la pesada inicial y para prevenir la absorción de humedad de

la atmósfera después del secado y antes de la pesada final. Se usa un recipiente para cada determinación.

4.2.2 Desecador (opcional).- Un desecador de tamaño apropiado que contenga sílica gel o fosfato de calcio anhidro. Es preferible usar un desecante cuyos cambios de color indiquen la necesidad de su restitución (Ver Sección 6.3.5 del presente ensayo)

Nota 3. El sulfato de calcio anhidro se vende bajo el nombre comercial Drier hite

4.2.3 Utensilios para manipulación de recipientes. - Se requiere el uso de guantes, tenazas, o un sujetador apropiado para mover y manipular los recipientes calientes después de que se hayan secado

4.2.4 Otros utensilios. - Se requieren el empleo de cuchillos, espátulas, cucharas, lona para cuarteo, divisores de muestras, etc

## 5.0 Muestra

5.1. Las muestras serán preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM D 4220-89 (Practices for Preserving and Transporting Soil Sample), Grupos de suelos B, C ó D. Las muestras que se almacenen antes de ser ensayadas se mantendrán en contenedores herméticos no corrosibles a una temperatura entre aproximadamente 3 y 30 °C y en un área que prevenga el contacto directo con la luz solar. Las muestras alteradas se almacenarán en recipientes de tal manera que se prevenga ó minimice la condensación de humedad en el interior del contenedor

5.2. La determinación del contenido de humedad se realizará tan pronto como sea posible después del muestreo, especialmente si se utilizan contenedores corrosibles: (tales

como: tubos de acero de pared delgada, latas de pintura, etc.) ó bolsas plásticas

## 6.0 Procedimiento

### 6.1 Espécimen Del Ensayo

6.1.1 Para los contenidos de humedad que se determinan en conjunción con algún otro método ASTM, se empleará la cantidad especificada en dicho método si alguna fuera proporcionada

6.1.2 La cantidad mínima de espécimen de material húmedo seleccionado como representativo de la muestra total, si no se toma la muestra total, será de acuerdo a lo siguiente:

Máximo tamaño de partícula (pasa el 100%)	Tamaño de malla estándar	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados	
		a ± 0,1%	a ± 1%
2 mm o menos	2,00 mm (N° 10)	20 g	20 g *
4,75 mm	4,760 mm (N° 4)	100 g	20 g *
9,5 mm	9,525 mm (3/8")	500 g	50 g
19,0 mm	19,050 mm (3/4")	2,5 kg	250 g
37,5 mm	38,1 mm (1 /")	10 kg	1 kg
75,0 mm	76,200 mm (3")	50 kg	5 kg

Nota.2 (\*) Se usará no menos de 20 g para que sea representativa.

Si se usa toda la muestra, ésta no tiene que cumplir los requisitos mínimos dados en la tabla anterior. En el reporte se indicará que se usó la muestra completa.

6.1.3 El uso de un espécimen de ensayo menor que el mínimo indicado en 6.1.2 requiere discreción aunque pudiera ser adecuado para los propósitos del ensayo. En el reporte de resultados deberá anotarse algún espécimen usado que no haya cumplido con estos requisitos.

6.1.4 Cuando se trabaje con una muestra pequeña (menos de 200 g) que contenga partículas de grava relativamente grandes no es apropiado incluirlas en la muestra de ensayo.

Sin embargo, en el reporte de resultados se mencionará y anotará el material descartado.

6.1.5 Para aquellas muestras que consistan íntegramente de roca intacta, el espécimen mínimo tendrá un peso de 500 g. Porciones de muestra representativas pueden partirse en partículas más pequeñas, dependiendo del tamaño de la muestra, del contenedor y la balanza utilizada y para facilitar el secado a peso constante.

## 6.2 Selección Del Espécimen De Ensayo

6.2.1 Cuando el espécimen de ensayo es una porción de una mayor cantidad de material, el espécimen seleccionado será representativo de la condición de humedad de la cantidad total de material. La forma en que se seleccione el espécimen de ensayo depende del propósito y aplicación del ensayo, el tipo de material que se ensaya, la condición de humedad, y el tipo de muestra (de otro ensayo, en bolsa, en bloque, y las demás)

6.2.2 Para muestras alteradas tales como las desbastadas, en bolsa, y otras, el espécimen de ensayo se obtiene por uno de los siguientes métodos (listados en orden de preferencia):

a) Si el material puede ser manipulado sin pérdida significativa de humedad, el material debe mezclarse y luego reducirse al tamaño requerido por cuarteo o por división

b) Si el material no puede ser mezclado y/o dividido, deberá formarse una pila de material, mezclándolo tanto como sea posible. Tomar por lo menos cinco porciones de material en ubicaciones aleatorias usando un tubo de muestreo, lampa, cuchara, frotacho ó alguna herramienta similar apropiada para el tamaño de partícula máxima presente en el material. Todas las porciones se combinarán para formar el espécimen de ensayo

c) Si no es posible apilar el material, se tomarán tantas porciones como sea posible en ubicaciones aleatorias que representarán mejor la condición de humedad. Todas las porciones se combinarán para formar el espécimen de ensayo

6.2.3 En muestras intactas tales como: bloques, tubos, muestreadores divididos y otros, el espécimen de ensayo se obtendrá por uno de los siguientes métodos dependiendo del propósito y potencial uso de la muestra

a) Se desbastará cuidadosamente por lo menos 3 mm de material de la superficie exterior de la muestra para ver si el material está estratificado y para remover el material que esté más seco o más húmedo que la porción principal de la muestra. Luego se desbastará por lo menos 5 mm., o un espesor igual al tamaño máximo de partícula presente, de toda la superficie expuesta o del intervalo que esté siendo ensayado.

b) Se cortará la muestra por la mitad. Si el material está estratificado se procederá de acuerdo a lo indicado en 6.2.3.c. Luego se desbastará cuidadosamente por lo menos 5 mm, o un espesor igual del tamaño máximo de partícula presente, de la superficie expuesta de una mitad o el intervalo ensayado. Deberá evitarse el material de los bordes que pueda encontrarse más húmedo o más seco que la porción principal de la muestra.

Nota 4. (\*) El cambio de humedad en suelos sin cohesión puede requerir que se muestre la sección completa. Si el material está estratificado (o se encuentra más de un tipo de material), se seleccionará un espécimen promedio, o especímenes individuales, o ambos. Los especímenes deben ser identificados apropiadamente en formatos, en cuanto a su ubicación, o lo que ellos representen.

### 6.3 Procedimiento

6.3.1 Determinar y registrar la masa de un contenedor limpio y seco (y su tapa si es usada)

6.3.2 Seleccionar especímenes de ensayo representativos de acuerdo a la sección 6.2 de este ensayo

6.3.3 Colocar el espécimen de ensayo húmedo en el contenedor y, si se usa, colocar la tapa asegurada en su posición. Determinar el peso del contenedor y material húmedo usando una balanza (véase de este ensayo) seleccionada de acuerdo al peso del espécimen. Registrar este valor

Nota 5. Para prevenir la mezcla de especímenes y la obtención de resultados incorrectos, todos los contenedores, y tapas si se usan, deberían ser enumerados y deberían registrarse los números de los contenedores en los formatos del laboratorio. Los números de las tapas deberán ser consistentes con los de los contenedores para evitar confusiones

Nota 6. Para acelerar el secado en horno de grandes especímenes de ensayo, ellos deberían ser colocados en contenedores que tengan una gran área superficial (tales como ollas) y el material debería ser fragmentado en agregados más pequeños

6.3.4 Remover la tapa (si se usó) y colocar el contenedor con material húmedo en el horno. Secar el material hasta alcanzar una masa constante. Mantener el secado en el horno a  $110 \pm 5$  °C a menos que se especifique otra temperatura. El tiempo requerido para mantener peso constante variará dependiendo del tipo de material, tamaño de espécimen, tipo de horno y capacidad, y otros factores. La influencia de estos factores generalmente puede ser

establecida por un buen juicio, y experiencia con los materiales que sean ensayados y los aparatos que sean empleados

Nota 7. En la mayoría de los casos, el secado de un espécimen de ensayo durante toda la noche (de 12 a 16 horas) es suficiente. En los casos en los que hay duda sobre lo adecuado de un método de secado, deberá continuarse con el secado hasta que el cambio de peso después de dos períodos sucesivos (mayores de 1 hora) de secado sea insignificante (menos del 0,1 %). Los especímenes de arena pueden ser secados a peso constante en un período de 4 horas, cuando se use un horno de tiro forzado

Nota 8. Desde que algunos materiales secos pueden absorber humedad de especímenes húmedos, deberán retirarse los especímenes secos antes de colocar especímenes húmedos en el mismo horno. Sin embargo, esto no sería aplicable si los especímenes secados previamente permanecieran en el horno por un período de tiempo adicional de 16 horas.

6.3.5. Luego que el material se haya secado a peso constante, se removerá el contenedor del horno (y se le colocará la tapa si se usó). Se permitirá el enfriamiento del material y del contenedor a temperatura ambiente o hasta que el contenedor pueda ser manipulado cómodamente con las manos y la operación del balance no se afecte por corrientes de convección y/o esté siendo calentado. Determinar el peso del contenedor y el material secado al horno usando la misma balanza usada en 6.3.3 de este ensayo. Registrar este valor. Las tapas de los contenedores se usarán si se presume que el espécimen está absorbiendo humedad del aire antes de la determinación de su peso seco

Nota 9. Colocar las muestras en un desecador es más aceptable en lugar de usar las tapas herméticas ya que

reduce considerablemente la absorción de la humedad de la atmósfera durante el enfriamiento especialmente en los contenedores sin tapa.

## 7.0 Cálculos E Informe

### 7.1 Cálculos.

7.1.1 Se calcula el contenido de humedad de la muestra, mediante la siguiente fórmula:

$$W = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

$$W = \frac{M_{CWS} - M_{CS}}{M_{CS} - M_C} \times 100 = \frac{M_W}{M_S} \times 100$$

Donde:

W = es el contenido de humedad, (%)

$M_{CWS}$  = es el peso del contenedor más el suelo húmedo, en gramos

$M_{CS}$  = es el peso del contenedor más el suelo secado en horno, en gramos

$M_C$  = es el peso del contenedor, en gramos

$M_W$  = es el peso del agua, en gramos

$M_S$  = es el peso de las partículas sólidas, en gramos

### 7.2 Informe.

7.3.1 El informe deberá incluir lo siguiente:

a) La identificación de la muestra (material) ensayada, tal como el número de la perforación, número de muestra, número de ensayo, número de contenedor, etc.

b) El contenido de agua del espécimen con aproximación al 1 % ó al 0,1 %, como sea apropiado dependiendo de la mínima muestra usada. Si se usa este

método conjuntamente con algún otro método, el contenido de agua del espécimen deberá reportarse al valor requerido por el método de ensayo para el cual se determinó el contenido de humedad.

c) Indicar si el espécimen de ensayo tenía un peso menor que el indicado en 6.1.2 de este ensayo.

d) Indicar si el espécimen de ensayo contenía más de un tipo de material (estratificado, etc.).

e) Indicar el método de secado si es diferente del secado en horno a  $110 \pm 5$  °C.

f) Indicar si se excluyó algún material del espécimen de ensayo.

#### 8.0 Precisión Y Dispersión

8.1 Repetibilidad: El coeficiente de variación de un operador simple se encontró en 2,7 %. Por consiguiente, los resultados de dos ensayos conducidos apropiadamente por el mismo operador con el mismo equipo, no deberían ser considerados con sospecha si difieren en menos del 7,8 % de su media.

8.2 Reproducibilidad: El coeficiente de variación multilaboratorio se encontró en 5,0 %. Por consiguiente, los resultados de dos ensayos conducidos por diferentes operadores usando equipos diferentes no deberán ser considerados con sospecha a menos que difieran en más del 14 ,0 % de su media

#### **2.1.2. Contenido De Sales Totales (NTP 339.152 - USBR E - 8).**

Este ensayo se realiza con la finalidad de determinar la cantidad de sales solubles que se encuentran en el suelo.

Este ensayo relaciona el peso de la sal, respecto al agua expresada en porcentaje y permite determinar la cantidad de sales solubles que se encuentran en el suelo de nuestra zona.

Para nuestro caso, lo hemos considerado necesario, ya que es de especial interés para precisar la cantidad de sales y sulfatos ya que al estar en contacto con los colectores y si se tuviera en alto porcentaje cómo se comportará ante este ataque.

El US. Department of Agriculture, clasifica los suelos en clases:

**Tabla N° 2:** Clases de Suelos según su porcentaje de Sal.

CLASE	PORCENTAJE DE SAL
Clase 0: Libre	0.00 a 0.15
Clase 1: Ligeramente Afectada	0.15 a 0.35
Clase 2: Moderadamente Afectada	0.35 a 0.65
Clase 3: Fuertemente Afectada	Mayor a 0.65

Fuente: US. Department of Agriculture.

### **2.1.3. Clasificación De Suelos Por El Método SUCS (ASTM D-2487).**

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS (UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM) tiene por objetivo proveer una clasificación cualitativa de los suelos de origen mineral u orgánico-mineral con fines ingenieriles, a partir de ensayos de laboratorio que determinan sus propiedades granulométricas y de plasticidad. Dicho sistema no clasifica cuantitativamente a los suelos, razón por la cual, no debe ser utilizado para la determinación de propiedades ingenieriles (resistencia al corte, etc.) ni para la estimación del comportamiento carga vs. deformación del suelo o del sistema suelo-estructura.

Los diferentes tipos de suelos son definidos por el tamaño de las partículas. Son frecuentemente encontrados en combinación de dos o más tipos de suelos diferentes, como, por ejemplo: arenas, gravas, limo,

arcillas y limo arcilloso, etc. La determinación del rango de tamaño de las partículas (gradación) es según la estabilidad del tipo de ensayos para la determinación de los límites de consistencia. Uno de los más usuales sistemas de clasificación de suelos es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el cual clasifica al suelo en 15 grupos identificados por nombre y por términos simbólicos.

Teniendo en cuenta los resultados del laboratorio, se resumen los valores de humedad que presentan los suelos. El cuadro anterior "Contenidos de Humedad" asocia la ubicación, la profundidad, las humedades por estrato y la humedad representativa para la calicata evaluada

**Tabla N° 3:** Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ASTM 2487.

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio			Clasificación de suelos					
			Símbolo de grupo	Nombre del grupo				
Suelos de partículas gruesas más del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas Más del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada			
			$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada			
	Gravas con finos Más del 12% pasa la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa				
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa				
	Gravas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo				
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla				
		Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo				
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla				
	Arenas El 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada			
			$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada			
		Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa			
			IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa			
		Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo			
			Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla			
Cumple los criterios para SP y SM			SP-SM	Arena mal graduada con limo				
Cumple los criterios para SP y SC			SP-SC	Arena mal graduada con arcilla				
Suelos de partículas finas El 50% o más pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Limite Líquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad			
			IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad			
		Orgánicos	Limite líquido - secado al horno	OL	Arcilla orgánica			
			limite líquido - no secado < 0.75		Limo orgánico			
	Limos y arcillas Limite Líquido mayor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad			
			IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad			
		Orgánicos	Limite líquido - secado al horno	OH	Arcilla orgánica			
			limite líquido - no secado < 0.75		Limo orgánica			
			Suelos altamente orgánicos		Principalmente materia orgánica de color oscuro	PT	Turba	

Fuente: Manual de Clasificación de Suelos (SUCS) por Ing. Iván Matus Lazo y Ing. Marvin Blanco Rodríguez.

▷ Suelos Finos.

Son aquellos materiales que pasan en más de 50% por la malla N° 200 en estos casos para definir la calidad del suelo se tendrá el limite líquido y limite plástico.

El sistema unificado agrupa a los suelos finos en las siguientes divisiones:

-Limo inorgánico o arena muy fina (M)

-Arcilla inorgánica (C)

-Limos arcillas y mezclas limo arcilloso con alto contenido de materia orgánica. (O)

Cada uno de estos grupos se sub- dividen según su límite líquido en dos grupos:

Cuando el LL es menor de 50%, es decir suelos de compresibilidad baja o media, se agrega al símbolo genérico la letra L, obteniéndose por esta combinación los suelos: ML, CL > OL.

Cuando el LL es mayor de 50%, es decir suelos de compresibilidad alta, se añade al símbolo genérico la letra H, teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

A continuación detallamos los grupos de los suelos finos:

Grupos CL y CH: Están compuestos por las arcillas inorgánicas el grupo CL comprende a la zona sobre la línea "A" definida por  $LL < 50\%$  e  $IP > 7$ . El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea "A" definida por  $LL > 50\%$ .

Grupos ML y MH: El grupo ML comprende la zona bajo la línea "A" definida por  $LL < 50\%$  y la porción sobre la línea "A" con  $IP < 4$ .

El grupo MH comprende a la zona bajo la línea "A" definida por  $LL > 50\%$

Se puede presentar casos de frontera, obteniéndose los suelos ML - CL dada su proximidad con dicha línea.

#### ▷ Suelos Orgánicos.

Son suelos constituidos por materiales orgánicos y los identifica en el lugar de los sondajes por su desagradable olor y su color turbio.

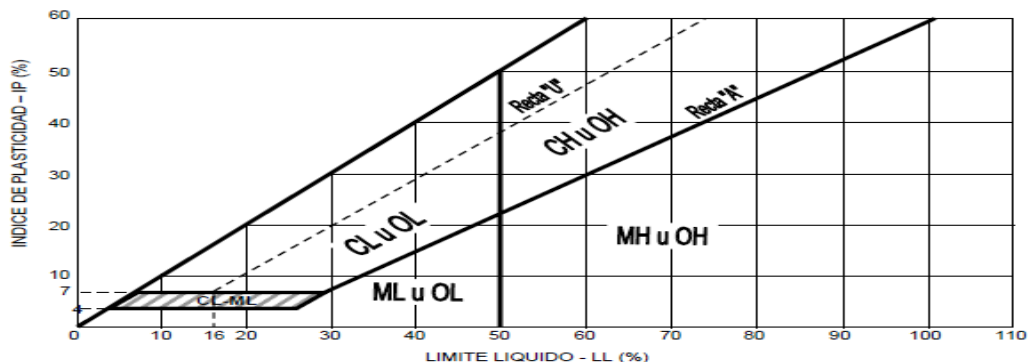
Grupos OL y OH: Las zonas correspondientes a estos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH respectivamente, pero

las orgánicas se encuentran siempre en lugares próximos a la línea “A”.

Grupos PT: En los grupos están comprendidos los suelos turbosos que después de un completo remoldeo, pueden ejecutarse en ensayos de límites. El límite líquido de estos suelos está comprendido entre 300 y 500% quedando su posición en la carta de plasticidad netamente debajo de la línea “A” el índice de la plasticidad varía entre 100 y 200%

Teniendo en cuenta los límites de consistencia y haciendo uso de la Carta de Plasticidad podemos hacer la clasificación SUCS. Esta clasificación se encuentra detallada en las hojas de Propiedades Físicas del suelo.

Gráfica N° 1: Carta de plasticidad.



Fuente: Manual de Mecánica de Suelos e Ingeniería, José Márquez, 2006.

▷ Suelos Gruesos.

Son aquellos materiales retenidos en más de 50% en la malla N° 200. Este a su vez se sub-divide en gravas y arenas, las cuales se separan con la malla N° 4.

Grava (G): Cuando más del 50% de la fracción gruesa (retenida en la malla N° 200) no pasa la malla N° 4.

Arena (S): Cuando más del 50% de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4.

Las gravas y las arenas se subdividen a su vez en los siguientes grupos, según la cantidad de partículas finas que contengan.

Cuando el suelo grueso tiene menos del 5% de finos.-

En este suelo la presencia de los finos que puede contener no produce cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa

La calidad de gradación del suelo se define mediante los valores de coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) de la curva granulométrica

a.1 Grava bien gradada (GW).- Material compuesto con mezclas gravosas, limpias de finos. Cumple con las condiciones de:

$C_u = > 4$  y  $1 \leq C_c \leq 3$ , simultáneamente.

a.2 Grava pobremente gradada (GP).- Material limpio de fino, mal graduado. Comprende las gravas uniformes que presentan predominio de un tamaño, tales como las gravas que se depositan en los lechos de los ríos o provenientes de estratos diferentes obtenidos durante un proceso de excavación. Estos suelos no deben cumplir con la condición de una grava bien gradada.

a.3 Arena bien gradada (SW).- Estas arenas contienen pocos finos o están limpias por completo. Deben de cumplir con la condición siguiente

$C_u = > 6$  y  $1 \leq C_c \leq 3$  simultáneamente.

a.4 Arena bien gradada (SP).- A este grupo pertenecen las arenas uniformes de médanos y playa. No deben de cumplir con la condición de la arena bien gradada.

Cuando el suelo tiene más del 12% de finos.-

Cuando los porcentajes de finos son superiores a 12% en peso; este contenido de finos afecta la característica de resistencia y esfuerzo de deformación y la capacidad de drenaje libre de la de la fracción gruesa.

b.1 Grupo GM.- Conformada por gravas limosas. Con la condición de que el límite líquido e índice plástico en la carta de plasticidad

deberá interceptarse por debajo de la línea "A". También puede estar encima de la línea "A" pero con la condición de que su índice de plasticidad debe ser menor que 4.

b.2 Grupo GC.- Conformada por gravas arcillosas con la condición de que el límite líquido e índice plástico en la carta de plasticidad deberá interceptarse sobre la línea "A" teniendo además que el índice plástico sea mayor que 7.

b.3 Grupo SM.- Conformada por arenas limosas. Tienen las mismas condiciones del grupo GM pero considerando la condición de arena.

b.4 Grupo SC.- Conformada por arenas arcillosas. Tienen las mismas condiciones de grupo GC, pero considerando la condición de arena.

Cuando el suelo tiene entre 5 y 12% de finos.-

A estos suelos el sistema unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble donde el primer símbolo indica la gradación del suelo y el segundo símbolo indica la calidad de los finos.

Por ejemplo un suelo cuyo símbolo doble sea SP - SC indica una arena mal gradada, con un contenido de finos entre 5 y 12% (arcilloso).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo deberá usarse también símbolos dobles correspondientes a casos de frontera, por ejemplo: el símbolo GW - SW, material bien gradada con menos del 5 % de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena. A continuación presentamos los diferentes tipos de suelos:

GW - GC		GW - GM		SW - SM		SW - SC
GP - GC		GP - GM		SP - SW		SP - SC

## 2.2. Propiedades Mecánicas.

### 2.2.1. Corte Directo (ASTM D 3080).

Una masa de suelo siempre rompe por una combinación de tensiones normales y tangenciales que actúa sobre una superficie de rotura. Cuando estas tensiones son mayores que la resistencia al corte se produce la falla. Por ello, la evaluación de la resistencia al corte del suelo es necesaria en la mayoría de los problemas que se plantean en Mecánica de Suelos tales como:

Determinación de los taludes adecuados para presas o excavaciones.

Cálculo de la capacidad de carga que un suelo puede soportar, necesaria en el análisis de cimentaciones.

Obtención de los empujes que produce un terreno sobre diversas estructuras.

Uno de los puntos fundamentales de la mecánica de suelos es la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Es imprescindible contar con este concepto al tratar de aplicar la mecánica de suelos al análisis de estabilidad de obras civiles.

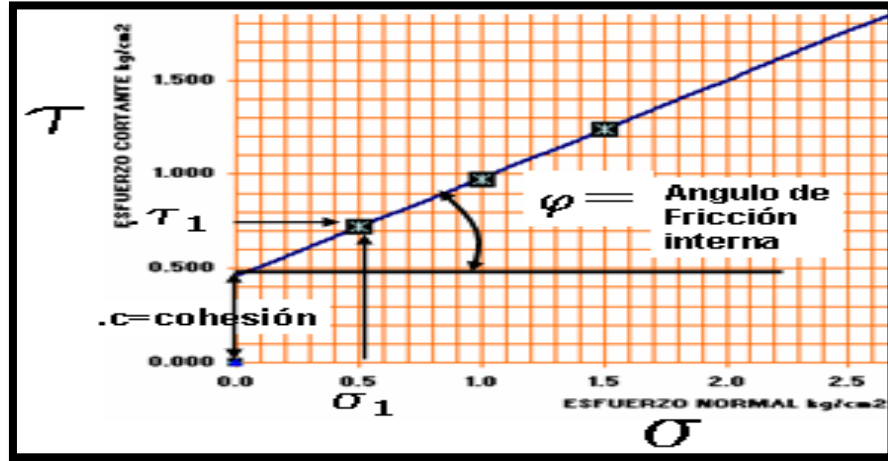
En teoría la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos está dada por el ángulo de fricción interna  $\phi$  en los materiales 100% granulares y por la cohesión  $c$ , en los suelos puramente cohesivos (arcillas homogéneas), la cual depende de la humedad del suelo, sin embargo, en la mayoría de los suelos la resistencia al esfuerzo cortante está dada por la combinación de ambos parámetros.

Existen principalmente dos métodos experimentales para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, las pruebas de compresión (triaxial y simple) y de corte directo.

Es un ensayo de cortante. Consiste en aplicar esfuerzos verticales y horizontales, a tres muestras de suelo, y determinar el instante de falla a cortante. Cuando se aplica un esfuerzo vertical fijo de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ , la primera muestra falla con un esfuerzo horizontal o cortante  $\tau_1$ , la segunda muestra es sometida a un esfuerzo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ , y falla con un esfuerzo cortante  $\tau_2$ . La tercera es sometida a un esfuerzo de compresión de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , y falla con un cortante  $\tau_3$ . Con estos tres pares ordenados se grafica el diagrama de ruptura de Mohr. También, se hace uso del

análisis de regresión lineal, para obtener el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.

Gráfica N° 2: Gráfica del Ensayo de Corte Directo.



Fuente: Manual Mecánica de Suelos e Ingeniería, Jose Marquez

La envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para estos suelos es semejante a la representada en la siguiente figura, en la que se observa que no existe término debido a la cohesión. Por tanto dicha envolvente tendrá por ecuación:

$$\tau = c + \sigma (\operatorname{tg} \phi)$$

Siendo:

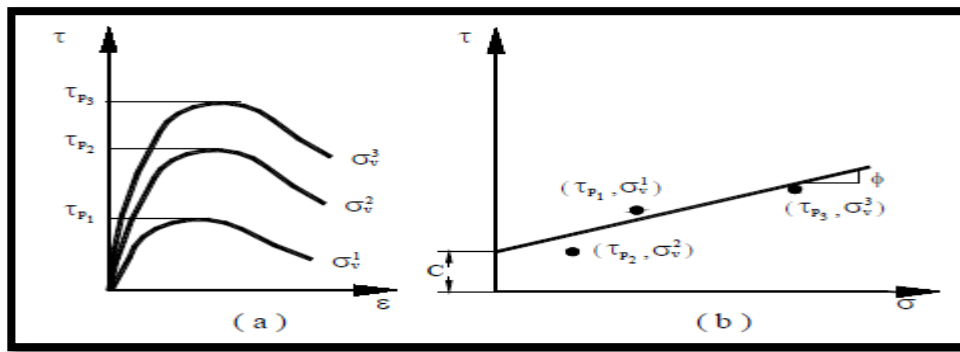
C: Cohesión

$\tau$ : Resistencia al corte máxima.

$\sigma$ : Tensión normal efectiva que en estos suelos es igual a la total.

$\phi$ : Ángulo de rozamiento interno efectivo, igual al total. Se obtiene mediante ensayo consolidado drenado.

**Gráfica N° 3:** Gráfica del Ensayo de Corte Directo.



Fuente: Manual Mecánica de Suelos e Ingeniería, Jose Marquez

### 3. Área de estudio.

#### 3.1. Ubicación.

El Proyecto se ubica en el distrito de Motupe, Provincia de Lambayeque, Departamento de Lambayeque.

#### ACCESOS.

Para llegar a la zona del proyecto desde la ciudad de Chiclayo se hace a través de la vía asfaltada Carretera hasta el distrito de Motupe, desde este punto se toma la carretera Fernando Belaunde Terry, hasta la ubicación del Puente Motupe.

**Tabla N° 4:** Recorrido de Viaje a la Zona del Proyecto.

DE-A	DISTANCIA (Km)	TIEMPO	VIA	MEDIO TRANSPORTE
Chiclayo - Motupe	79 km	1 h 20min	Asfaltada	Vehículo Motorizado
Motupe - Puente Motupe	2 km	5 min	Asfaltada	Vehículo Motorizado

Fuente: Elaboración propia.

#### 3.2. Condiciones climáticas.

El clima de la zona del proyecto es seco, caluroso, con una temperatura promedio de 25°C.

### **3.3. Características geológicas.**

#### **3.3.1. Generalidades.**

En los últimos años en el Distrito de Motupe no se han presentado fallas geológicas que afecten la infraestructura existente, se aprecia que existe estabilidad del suelo en toda la zona del proyecto, por consiguiente no existe riesgos potenciales que afecte las estructuras.

#### **3.3.2. Geomorfología**

La geomorfología de la zona del proyecto, está determinado por un valle con pocas elevaciones en el terreno, de los que sobre salen el Cerro Chalpón.

Su formación ecológica predominante es el matorral desértico tropical

#### **3.3.3. Geología.**

Se observa que existe estabilidad en las laderas, no existe deslizamientos y derrumbes que ponga en riesgo la vida de los pobladores.

Debido a que la topografía del terreno es poco accidentado, algunas zonas tiene pendientes no muy pronunciadas y se encuentren estables, hasta en épocas de lluvia no se produce deslizamientos y/o asentamientos que suelen interrumpir el tránsito.

## **4. Actividades realizadas**

### **4.1. Exploraciones de campo.**

Las exploraciones de campo se orientaron a la observación e identificación de los suelos, dentro de la profundidad Promedio estudiada es de (2.00m), obteniéndose muestras representativas para su análisis en laboratorio, las mismas que han sido procesadas de acuerdo a la metodología y normatividad vigente. Para el área de estudio se han excavado un total de 4 calicatas de las cuales:

- 1 calicata "C-1" está ubicada a 5 metros del estribo N°1, el cual se encuentra en el margen izquierdo del río; aguas arriba del puente con una profundidad de 1.90m.

- 1 calicata "C-2" está ubicada a 8 metros del pilar N°1, aguas arriba del puente con una profundidad de 2.00m.
- 1 calicata "C-3" está ubicada a 6 metros del estribo N°2, el cual se encuentra en el margen derecho del río; aguas arriba del puente con una profundidad de 2.20m.
- 1 calicata "C-4" está ubicada a 9 metros del pilar N°2, aguas arriba del puente con una profundidad de 2.50m.

Con estos resultados nos permite investigar las características físicas y mecánicas del suelo y así mismo confeccionar su perfil estratigráfico, correspondiente al sondeo practicado, para luego identificarlos y clasificarlos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS", que es el más descriptivo basado en el reconocimiento del tipo y predominio de sus componentes.

#### **4.2. Obtención De Muestras.**

El programa de actividades para desarrollar el presente estudio, tiene como base los trabajos de campo; realizados para la obtención de muestras en los estratos identificados en la inspección in situ, observación de la estratigrafía y clasificación se suelos representativos.

Estos trabajos han consistido en la excavación de las calicatas a lo largo del área a cielo abierto, ubicadas estratégicamente, las mismas que han sido codificadas en forma secuencial mediante la letra "C" y un número correlativo en cada tramo, a fin de identificarlas en la apreciación visual de la estratigrafía, consistencia natural.

Muestras Alteradas. Son aquellas en las que no se conservan las condiciones naturales o la estructura misma del suelo.

En el presente estudio se han obtenido 4 muestras alteradas, resultantes de las 4 calicatas realizadas, las cuales fueron llevados al Laboratorio de Concreto, Mecánica de Suelos y Pavimentos - USAT, las mismas que han servido para determinar las propiedades físicas del suelo, así como su respectiva clasificación y definición de su estratigrafía.

Muestras Inalteradas. Son aquellas que cuando son extraídas se trata de conservar sus características naturales; lo más simple es cortar un trozo de suelo del tamaño

deseado (generalmente de 30 x 30 x 30 cm) cubriéndolo con parafina para evitar la pérdida de humedad y empacándolo debidamente para su envío al laboratorio.

Otra de las formas para la obtención de muestras inalteradas, es introduciendo un pedazo de tubo de PVC de 4 pulg. de diámetro y de 30 cms. de longitud (en nuestro estudio, se ha usado ésta forma de obtención).

Para el presente estudio se obtuvo 2 muestras inalteradas, resultantes de 2 calicata, ubicadas: (1) en el estribo N°1, (1) en el pilar N°2.

Las muestras obtenidas han sido acondicionadas en forma adecuada para su transporte al laboratorio, a fin de efectuar los ensayos correspondientes.

#### **4.3. Trabajos de laboratorio.**

Ensayos realizados:

ENSAYO DE LABORATORIO	NORMA APLICABLE
Propiedades Físicas	
Análisis Granulométrico por tamizado	N.T.P. 339.128 / ASTM D - 422
Contenido de Humedad	N.T.P. 339.127 / ASTM D-2216
Contenido de Sales	N.T.P 339.152 / USBR E - 8
Clasificación de Suelos por el Método SUCS	ASTM D-2487
Propiedades Mecánicas	
Corte Directo	ASTM D 3080

Resultados:

▷ Calicata C-1.



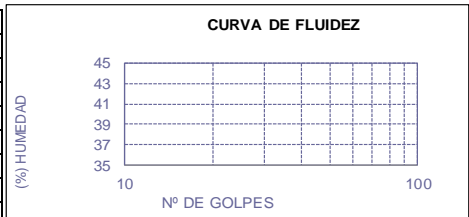
**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT**

- ENSAYO<sub>1</sub> : SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico por tamizado.  
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422
- ENSAYO<sub>2</sub> : SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido. Límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.  
N.T.P. 339.129 ASTM D - 4318
- ENSAYO<sub>3</sub>: Método de ensayo para Determinar el contenido de humedad de un suelo  
N.T.P. 339.127
- ENSAYO<sub>4</sub>: SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.  
NTP 339.152 / USBR E - 8

ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TESISTAS JOSÉ MARTÍN RIVAS PARRAGUEZ  
 TESIS CUANTIFICACION DE LOS EFECTOS DE LA EROSION Y SOCAVACION EN PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RIO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE  
 UBICACIÓN DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, PROVINCIA DE LAMBAYEQUE, DISTRITO DE MOTUPE

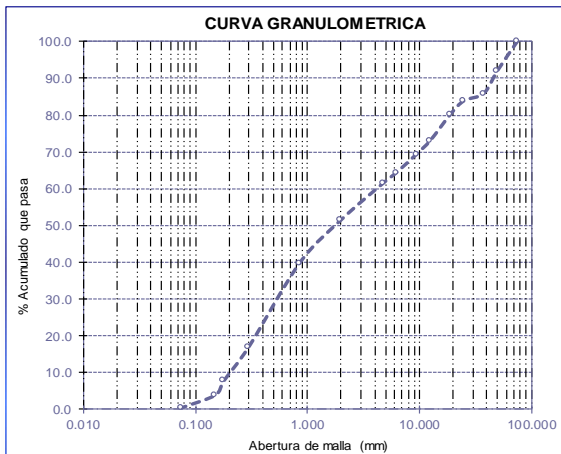
CALICATA 1  
 MUESTRA : M - 1 PROFUNDIDAD 0.0 m - 1.90 m

Mallas		% Acumulado	
Pulgadas	Milímetros	Retenido	Que Pasa
3"	75.00	0.0	100.0
2"	50.00	7.9	92.1
1 1/2"	37.50	14.2	85.8
1"	25.00	16.2	83.8
3/4"	19.00	19.8	80.2
1/2"	12.50	27.0	73.0
3/8"	9.50	30.6	69.4
1/4"	6.30	35.6	64.4
Nº4	4.75	38.6	61.4
Nº10	2.00	48.6	51.4
Nº20	0.850	60.3	39.7
Nº50	0.3	83.1	16.9
Nº80	0.180	92.3	7.7
Nº100	0.150	96.3	3.7
Nº200	0.075	99.7	0.3



Límite líquido	%	NP
Límite plástico	%	NP
Índice de plasticidad	%	NP
Clasificación SUCS		SP
Clasificación AASHTO		A-1-b ( ) 0

Denominación :  
 Arena pobremente graduada con grava



Determinar el contenido de humedad de un suelo

**Humedad 8.56**

**contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.**

**Sales 0.10**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE  
MOGROVEJO ESCUELA PROFESIONAL DE  
INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL LABORATORIO DE  
CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT**

**Tesista** : JOSÉ MARTÍN RIVAS PARRAGUEZ  
**Tesis** : CUANTIFICACION DE LOS EFECTOS DE LA EROSION Y  
SOCAVACION EN LA ESTRUCTURA DE PUENTES Y SU  
APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RIO MOTUPE DEL  
DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE  
**Ubicación** : DISTRITO DE MOTUPE

**CAPACIDAD PORTANTE**  
**(FALLA LOCAL)**

$$q_d = (2/3)C \cdot N'_c + Y \cdot D_f \cdot N'_q + 0.5 Y \cdot B \cdot N'_y$$

Donde:

$q_d$  = Capacidad de Carga límite en  $Tm/m^2$

$C$  = Cohesión del suelo en  $Tm/m^2$

$Y$  = Peso volumétrico del suelo en  $Tm/m^3$

$D_f$  = Profundidad de desplante de la cimentación en metros

$B$  = Ancho de la zapata, en metros

$N'_c$   $N'_q$ ,  $N'_y$  = Factores de carga obtenidas del gráfico

**DATOS:**

$\phi =$	20.8°
$C =$	0.161
$Y =$	1.96
$D_f =$	5
$B =$	1.80
$N_c =$	12.26
$N_q =$	4.11
$N_y =$	1.32

$$q_d = 55.71 \text{ Tm/m}^2$$

$$q_d = 5.57 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Factor de seguridad (FS=3)

**PRESION ADMISIBLE**

$$q_a = 1.86 \text{ Kg/cm}^2$$

▷ Calicata C-2.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT**

genera, genera que genera

ENSAYO<sub>1</sub> : SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico por tamizado.  
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422

ENSAYO<sub>2</sub> : SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido. Límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.  
N.T.P. 339.129 ASTM D - 4318

ENSAYO<sub>3</sub>: Método de ensayo para Determinar el contenido de humedad de un suelo  
N.T.P. 339.127

ENSAYO<sub>4</sub>: SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.  
NTP 339.152 / USBR E - 8

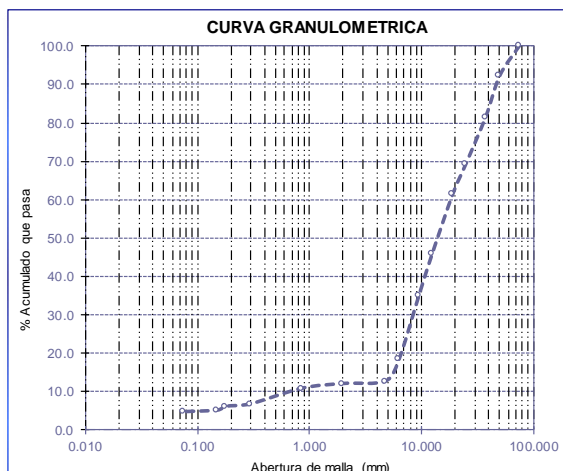
ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL  
TESISTAS JOSÉ MARTÍN RIVAS PARRAGUEZ

TESIS CUANTIFICACION DE LOS EFECTOS DE LA EROSION Y SOCAVACION EN PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RIO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

UBICACIÓN DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, PROVINCIA DE LAMBAYEQUE, DISTRITO DE MOTUPE

CALICATA C-2  
MUESTRA : M - 1 PROFUNDIDAD 0.00 m - 2.00 m

Mallas		% Acumulado		CURVA DE FLUIDEZ		
Pulgadas	Milímetros	Retenido	Que Pasa	Nº DE GOLPES	(% ) HUMEDAD	
3"	75.00	0.0	100.0			
2"	50.00	7.8	92.2		43	
1 1/2"	37.50	18.5	81.5		41	
1"	25.00	30.7	69.3		39	
3/4"	19.00	38.7	61.3		37	
1/2"	12.50	54.1	45.9		35	
3/8"	9.50	65.0	35.0			
1/4"	6.30	81.7	18.3			Límite líquido % NP
Nº4	4.75	87.4	12.6			Límite plástico % NP
Nº10	2.00	88.0	12.0			Índice de plasticidad % NP
Nº20	0.850	89.3	10.7			Clasificación SUCS GP
Nº50	0.3	93.3	6.7			Clasificación AASHTO A-1-a ( ) 0
Nº80	0.180	93.9	6.1			Denominación :
Nº100	0.150	95.0	5.0			
Nº200	0.075	95.4	4.6			Grava pobremente graduada



Determinar el contenido de humedad de un suelo

**Humedad 8.56**

**contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.**

**Sales 0.25**

▷ Calicata C-3.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT**

gestión profesional por excelencia

ENSAYO<sub>1</sub> : SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico por tamizado.  
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422

ENSAYO<sub>2</sub> : SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido. Límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.  
N.T.P. 339.129 ASTM D - 4318

ENSAYO<sub>3</sub>: Método de ensayo para Determinar el contenido de humedad de un suelo  
N.T.P. 339.127

ENSAYO<sub>4</sub>: SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.  
NTP 339.152 / USBR E - 8

ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL  
TESISTAS JOSÉ MARTÍN RIVAS PARRAGUEZ

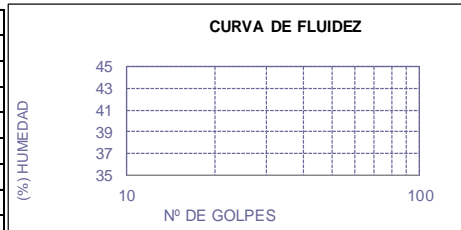
TESIS CUANTIFICACION DE LOS EFECTOS DE LA EROSION Y SOCAVACION EN PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RIO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

UBICACIÓN DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, PROVINCIA DE LAMBAYEQUE, DISTRITO DE MOTUPE

CALICATA C-3  
MUESTRA : M - 1

PROFUNDIDAD 0.00 m - 2.20 m

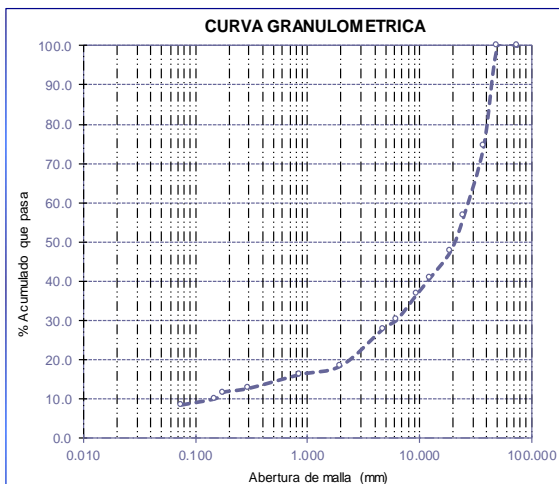
Mallas		% Acumulado	
Pulgadas	Milímetros	Retenido	Que Pasa
3"	75.00	0.0	100.0
2"	50.00	0.0	100.0
1 1/2"	37.50	25.5	74.5
1"	25.00	43.2	56.8
3/4"	19.00	52.3	47.7
1/2"	12.50	59.1	40.9
3/8"	9.50	63.3	36.7
1/4"	6.30	69.8	30.2
Nº4	4.75	72.1	27.9
Nº10	2.00	81.5	18.5
Nº20	0.850	83.8	16.2
Nº50	0.3	87.3	12.7
Nº80	0.180	88.3	11.7
Nº100	0.150	89.9	10.1
Nº200	0.075	91.6	8.4



Límite líquido	%	NP
Límite plástico	%	NP
Índice de plasticidad	%	NP
Clasificación SUCS		GP-GM
Clasificación AASHTO		A-1-a ( ) 0

Denominación :

Grava pobremente graduada con limo y arena



Determinar el contenido de humedad de un suelo

**Humedad 8.56**

**contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.**

**Sales 0.25**

▷ Calicata C-4.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT**

generar grupos que garanticen

ENSAYO<sub>1</sub>: SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico por tamizado.  
N.T.P. 339.128 ASTM D - 422

ENSAYO<sub>2</sub>: SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, Límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.  
N.T.P. 339.129 ASTM D - 4318

ENSAYO<sub>3</sub>: Método de ensayo para Determinar el contenido de humedad de un suelo  
N.T.P. 339.127

ENSAYO<sub>4</sub>: SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.  
NTP 339.152 / USBR E - 8

ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL  
TESISTAS: JOSÉ MARTÍN RIVAS PARRAGUEZ

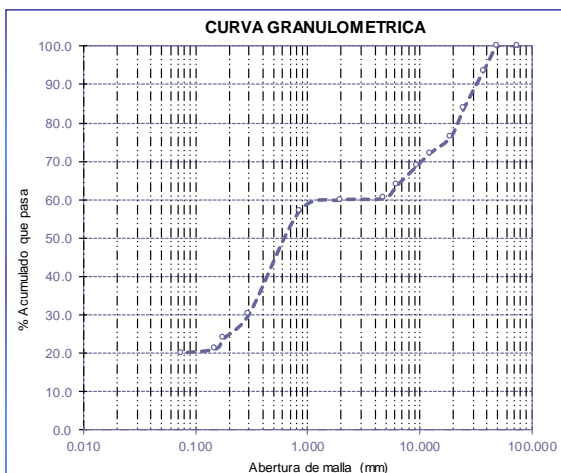
TESIS: CUANTIFICACION DE LOS EFECTOS DE LA EROSION Y SOCAVACION EN PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RIO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

UBICACIÓN: DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, PROVINCIA DE LAMBAYEQUE, DISTRITO DE MOTUPE

CALICATA C-4  
MUESTRA : M - 1

PROFUNDIDAD 0.00 m - 2.50 m

Mallas		% Acumulado		CURVA DE FLUIDEZ		
Pulgadas	Milímetros	Retenido	Que Pasa	Nº DE GOLPES	(% HUMEDAD)	
3"	75.00	0.0	100.0			
2"	50.00	0.0	100.0		37	
1 1/2"	37.50	6.3	93.7		39	
1"	25.00	16.0	84.0		41	
3/4"	19.00	23.6	76.4		43	
1/2"	12.50	27.8	72.2		45	
3/8"	9.50	31.1	68.9			
1/4"	6.30	36.2	63.8			Límite líquido % NP
Nº4	4.75	39.6	60.4			Límite plástico % NP
Nº10	2.00	40.0	60.0			Índice de plasticidad % NP
Nº20	0.850	42.9	57.1			Clasificación SUCS SM
Nº50	0.3	69.8	30.2			Clasificación AASHTO A-1-b ( ) 0
Nº80	0.180	76.0	24.0			Denominación :
Nº100	0.150	78.8	21.2			
Nº200	0.075	79.9	20.1			Arena limosa con grava



Determinar el contenido de humedad de un suelo

**Humedad 8.56**

**contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.**

**Sales 0.35**

#### 4.4. de ensayos de laboratorio.

Tabla N° 5: Resumen General de Todos los Ensayos Realizados.

N° CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD	GRANULOMETRIA						S	Humedad W (%)	Sales (%)	Capacidad Portante (kg/cm <sup>2</sup> )	
			PASANDO LOS TAMICES										U
			N° 04	N° 10	N° 20	N° 50	N° 100	N° 200					
									S				
C1	M-1	0.00-1.90	61.40	51.40	39.70	16.90	3.70	0.30	SP	8.56	0.10	1.86	
C2	M-1	0.00-2.00	12.60	12.00	10.70	6.70	5.00	4.60	GP	8.56	0.25	-	
C3	M-1	0.00-2.20	27.90	18.50	16.20	12.70	10.10	8.40	GP-GM	8.56	0.25	-	
C4	M-1	0.00-2.50	60.40	60.00	57.10	30.20	21.20	20.10	SM	8.56	0.35	1.81	

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.5. Perfil Estratigráfico.

La elaboración del perfil estratigráfico requiere de una clasificación de materiales que se obtiene mediante análisis y ensayos en laboratorio sobre las muestras extraídas en el campo. La interpretación de los resultados obtenidos ha permitido clasificar los suelos, definir los horizontes de material homogéneo y establecer el Perfil Estratigráfico.

#### 4.6. Descripción Del Perfil.

La información obtenida de los trabajos de campo y de laboratorio, permiten determinar las características de los suelos de la sub rasante, los cuales se grafican en los perfiles correspondientes en las que se visualizan las características de los materiales.

#### Calicata 01 de 1.90m de profundidad.

Muestra N° 01 de 0.00 - 1.90 m.

Entre los niveles de 0.00 – 1.90 m de profundidad, Arena pobremente graduada con grava de color gris con gravas de mayor tamaño de 2 pulgadas (50.00 mm).

SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de suelos) como un suelo SP Con una humedad natural de 8.56 %.

El porcentaje de sales de 0.10%.

Nivel Freático se encontró a 1.80 m de profundidad.

## 5. Conclusiones.

- El programa de exploración de campo consistió en la ejecución de 4 sondajes mediante el sistema de calicatas hasta los 2.00m de profundidad promedio.
- El presente estudio se ha desarrollado con la finalidad de investigar las características del suelo, factores que permiten establecer las actividades del presente estudio
- Las muestras obtenidas en las exploraciones de campo fueron analizadas en Laboratorio de Concreto, Suelos y Pavimentos USAT, lo que permitió conocer la estratigrafía dentro de la profundidad investigada.
- El suelo de la zona ha sido terreno no explorado. El perfil del suelo está formado por estratos variables entre ellos están: Arena Pobrementemente Graduada con grava, Grava Pobrementemente Graduada, Grava Pobrementemente Graduada Con Limo Y Arena, Arena Limosa Con Grava.
- Dado los valores obtenidos del Ensayo de Contenido de Sales, valores entre el 0.10% y el 0.35%; se concluye que basándonos en los límites a tener en cuenta (Tabla N° 2), el terreno muestra un grado de afectación por sales en el rango de Clase 1: Ligeramente Afectada.
- De las muestras analizadas para calcular su capacidad admisible, los resultados fueron menores de 2, debido a que en las muestras predominan los finos.

## 6. Anexos.

Calculo de  $D_{50}$ ,  $D_{85}$ ,  $D_{90}$  Por El Ensayo De Análisis Granulométrico Por Tamizado (N.T.P. 339.128 - ASTM D – 422).

**Tabla N° 6:** Resultados del Ensayo Analisis Granulometrico por tamizado.

TAMICES		PESO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE		Log
(Pul)	(mm)	Retenido	Parcial	Acumulado	Pasa	(mm)	(mm)
3"	75	0.00	0.00	0.00	100.00	75.00	1.88
2 1/2"	63	0.00	0.00	0.00	100.00	63.00	1.80
2"	50	282.40	7.90	7.90	92.10	50.00	1.70
1 1/2"	37.5	224.90	6.30	14.20	85.80	37.50	1.57
1"	25	70.00	2.00	16.20	83.80	25.00	1.40
3/4"	19	130.00	3.60	19.80	80.20	19.00	1.28
1/2"	12.5	258.40	7.20	27.00	73.00	12.50	1.10
3/8"	9.5	127.50	3.60	30.60	69.40	9.50	0.98
1/4"	6.3	180.30	5.00	35.60	64.40	6.30	0.80
N°4	4.75	105.90	3.00	38.60	61.40	4.75	0.68
N°8	2.36	0.00	0.00	38.60	61.40	2.36	0.37
N°10	2	78.90	9.97	48.57	51.43	2.00	0.30
N°20	0.85	93.20	11.78	60.35	39.65	0.85	-0.07
N°40	0.42	123.20	15.57	75.92	24.08	0.42	-0.38
N°50	0.3	56.60	7.15	83.07	16.93	0.30	-0.52
N°80	0.18	73.00	9.22	92.29	7.71	0.18	-0.74
N°100	0.15	31.60	3.99	96.28	3.72	0.15	-0.82
N°200	0.08	27.40	3.46	99.75	0.25	0.08	-1.12
<N° 200		2.00	0.25	100.00	0.00		

Fuente: Elaboración Propia.

Arena pobremente graduada con grava

$$D_x = \frac{D_2 - D_1}{\log\%_2 - \log\%_1} * \log\%_x - \log\%_1 + D_1$$

<b>d<sub>50</sub>=</b>	0.0018m
------------------------	---------

<b>d<sub>85</sub>=</b>	0.0319m
------------------------	---------

<b>d<sub>90</sub>=</b>	0.045m
------------------------	--------

Descripción Del Suelo:

Anexo N° 1.2: Estudio hidrológico.

**TESIS:**

CUANTIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE LA EROSIÓN Y SOCAVACIÓN EN LA ESTRUCTURA DE PUENTES Y SU APLICACIÓN EN EL PUENTE DEL RÍO MOTUPE DEL DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

## ÍNDICE.

1. Aspectos generales
  - 1.1.Introducción
  - 1.2.Importancia
  - 1.3.Instituciones compiladoras de datos
2. Características principales de la zona
  - 2.1.Ubicación
  - 2.2.Condiciones climáticas
  - 2.3.Flora
  - 2.4.Fauna
3. La Cuenca hidrológica
  - 3.1.Definición
  - 3.2.Delimitación
    - 3.2.1. Cálculo del área de una cuenca
    - 3.2.2. Cálculo del perímetro de una cuenca
  - 3.3.Curvas Características de una cuenca
    - 3.3.1. Curva hipsométrica
    - 3.3.2. Curva de frecuencia de altitudes
  - 3.4.Índices representativos
    - 3.4.1. Índice o factor de forma de una cuenca
    - 3.4.2. Índice de compacidad
  - 3.5.Rectángulo equivalente
  - 3.6.Índice de pendiente
  - 3.7.Pendiente de la cuenca
    - 3.7.1. Criterio del rectángulo equivalente
  - 3.8.Perfil longitudinal del curso de agua

- 3.9. Pendiente del cauce
- 3.10. Red de drenaje
- 4. Caudales máximos
  - 4.1. Introducción
  - 4.2. Métodos estadísticos
    - 4.2.1. Método de Gumbel
    - 4.2.2. Método de Nash
    - 4.2.3. Método de Lebediev
  - 4.3. Métodos empíricos
    - 4.3.1. Método de la envolvente de Creager
- 5. Resultados
  - 5.1. Datos de la cuenca Motupe
  - 5.2. Curva hipsométrica y curva de frecuencia de altitudes
  - 5.3. Índices representativos
    - 5.3.1. Índice o factor de forma de una cuenca
    - 5.3.2. Índice de compacidad
  - 5.4. Rectángulo equivalente
  - 5.5. Índice de pendiente
  - 5.6. Pendiente de la cuenca
    - 5.6.1. Criterio del rectángulo equivalente
  - 5.7. Perfil longitudinal del curso de agua
  - 5.8. Pendiente del cauce
  - 5.9. Red de drenaje
  - 5.10. Caudales máximos
    - 5.10.1. Método de Gumbel
    - 5.10.2. Método de Nash

5.10.3. Método de Lebediev

5.10.4. Método de la envolvente de Creager

6. Conclusiones y recomendaciones

## 1. Aspectos Generales

### 1.1.Introducción

La hidrología es una materia de gran importancia para el ser humano y su habitad. Las aplicaciones prácticas de la hidrología se encuentran en labores diversos como diseño y operación de estructura hidráulicas, obras de abastecimiento de agua, tratamiento y disposición de aguas residuales, riego, drenaje, generación hidroeléctrica, control de inundaciones, navegación, erosión y control de sedimentos, control de salinidad, disminución de la contaminación, uso recreacional del agua, y protección de la vida terrestre y acuática.

El papel de la hidrología es ayudar a analizar los problemas relacionados con estas labores y proveer una guía para el planeamiento y el manejo de los recursos hidráulicos.

### 1.2.Importancia

La hidrología proporciona al ingeniero o hidrólogo, los métodos para resolver los problemas prácticos que se presentan en el diseño, la planeación y la operación de estructuras hidráulicas. (Villón, 2002)

(Villón, 2002) Menciona algunos problemas:

- Determinar si el volumen aportado por una cierta corriente es suficiente para:
  - El abastecimiento de agua potable a una población.
  - El abastecimiento de agua potable a una industria.
  - Satisfacer la demanda de un proyecto de irrigación.
  - Satisfacer la demanda de un proyecto de generación de energía eléctrica.
  - Permitir la navegación.
- Definir la capacidad de diseño de obras como:
  - Alcantarillas.
  - Puentes.
  - Estructuras para el control de avenidas.

- Presas.
- Vertedores.
- Sistemas de drenaje.
  - ❖ Agrícola.
  - ❖ Poblaciones.
  - ❖ Carreteras.
  - ❖ Aeropuertos.

Estos diseños requieren del análisis hidrológico cuantitativos para la selección del evento de diseño necesario. (Villón, 2002)

El objetivo de la hidrología aplicada es la determinación de esos eventos. Los resultados son normalmente solo estimaciones, en muchos casos, con aproximaciones limitadas. (Villón, 2002)

### 1.3. Instituciones Compiladoras De Datos

Los estudios hidrológicos requieren de gran cantidad de información, la cual, puede ser obtenida a diferentes grados de detalle, de acuerdo a su utilización e importancia en los procesos hidrológicos. (Villón, 2002)

Es importante que el hidrólogo, conozca la forma en que los datos hidrológicos son compilados, y que instituciones son las encargadas de hacerlo. En Perú la principal fuente de información sobre los datos hidrológicos de la cuenca es Servicio Nacional De Meteorología E Hidrología Del Perú (SENAMHI).

## 2. Características Principales De La Zona

### 2.1. Ubicación

El Proyecto se ubica en el distrito de Motupe, Provincia de Lambayeque, Departamento de Lambayeque.

### **ACCESOS**

Para llegar a la zona del proyecto desde la ciudad de Chiclayo se hace a través de la vía asfaltada Carretera hasta el distrito de Motupe, desde este punto se toma la carretera Fernando Belaunde Terry, hasta la ubicación del Puente Motupe.

**Tabla N° 7:** Recorrido de Viaje a la Zona del Proyecto.

DE-A	DISTANCIA (Km)	TIEMPO	VIA	MEDIO TRANSPORTE
Chiclayo - Motupe	79 km	1 h 20min	Asfaltada	Vehículo Motorizado
Motupe – Puente Motupe	2 km	5 min	Asfaltada	Vehículo Motorizado

Fuente: Elaboración propia.

### 2.2. Condiciones climáticas

El clima de la zona del proyecto es seco, caluroso, con una temperatura promedio de 25°C.

### 2.3. Flora

Los principales recursos en flora con las que cuenta el Distrito de Motupe son:

- Algarrobo.
- Guayacán.
- Faique.
- Hualtaco.
- Sauce.
- Zapote.
- Palo Santo.
- Espino.
- Jacarandá.
- Cuncuno.
- Overo.
- Ficus.

- Caña de Guayaquil.
- Caña Brava.

#### 2.4.Fauna.

Los principales recursos en fauna con las que cuenta el Distrito de Motupe son:

- Gallina.
- Pavo real.
- Pavo criollo.
- Pato.
- Ganso.
- Gallareta.
- Hüerequeque.
- Loro.
- Torcaza.
- Cuculá.
- Tórtola.
- Chiroque.
- Gorrión.
- Chilala.
- Tordo
- Carpintero.
- Jilguero.
- Peche.
- Arrocero.
- Urraca.
- Pato De Monte.
- Gallinazo.

- Gavilán.
- Búho.
- Lechuza.
- Buitre.
- Iguana.
- Lagartiga.
- Distintas especies de vacunos.
- Camarón.
- Mojarra.
- Bagre.
- Grillo.
- Abeja.
- Avispa.
- Chicharra.
- Libélula.
- Luciérnaga.
- Ardilla.
- Zorro.
- Conejo Silvestre.

### 3. La Cuenca Hidrológica

#### 3.1. Definición

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua.- Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido. (Villón, 2002)

#### 3.2. Delimitación

La delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel, siguiendo las líneas del divortium acuorum (parteaguas). La cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo. (Villón, 2002)

En la figura N° se muestra la delimitación de una cuenca.

**Figura N° 1:** Delimitación de una cuenca.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

La frontera de una cuenca topográfica y su correspondiente cuenca de agua subterránea, no necesariamente tienen la misma proyección horizontal, por lo que se puede realizar una delimitación topográfica (como se explicó anteriormente), o una delimitación real, que corresponde a la delimitación considerando el aporte de las aguas subterráneas. (Villón, 2002)

Una cuenca se puede clasificar atendiendo a su tamaño, en cuenca grande y cuenca pequeña. (Villón, 2002)

**Cuenca grande**, es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área, cauce). Una cuenca, para fines prácticos, se considera grande, cuando el área es mayor de 250 Km<sup>2</sup>. (Villón, 2002)

**Cuenca pequeña**, es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varíe desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos, se considera 250 Km<sup>2</sup>. (Villón, 2002)

No necesariamente se analiza con el mismo criterio una cuenca pequeña que una grande. Para una cuenca pequeña, la forma y la cantidad de escurrimiento están influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma, para una cuenca muy grande el efecto de almacenaje del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele también atención a las características de éste último. (Villón, 2002)

(Villón, 2002) Con el fin de establecer grupos de cuencas hidrológicamente semejantes, se estudian una serie de características físicas en cada cuenca, entre las que se tienen:

- Superficie De La Cuenca.

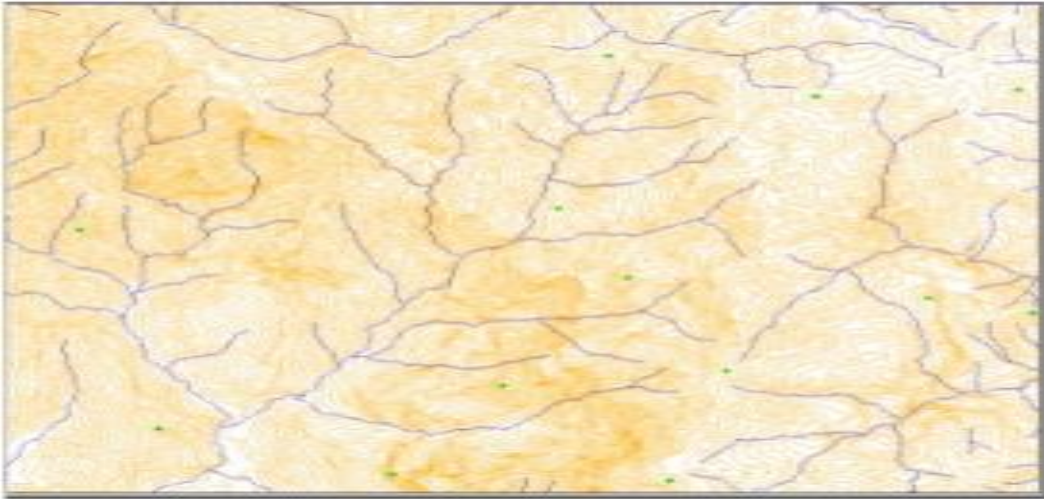
Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

- Topografía
- Altitudes Características
- Geología Y Suelos
- Cobertura

Pasos para la correcta delimitación de la cuenca (Aguirre, 2003):

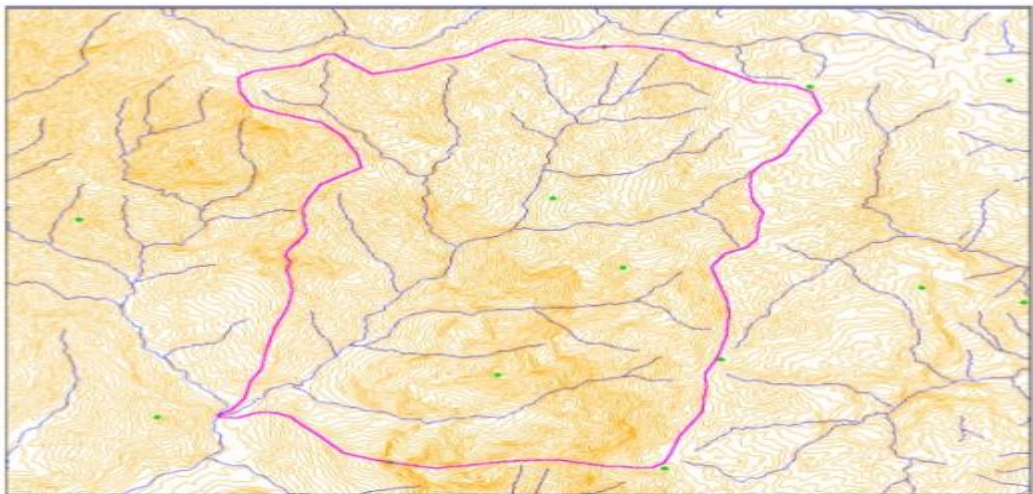
- 1) Se identifica la red de drenaje o corrientes superficiales, y se realiza un esbozo muy general de la delimitación.

**Figura N° 2:** identificación de la red de drenaje o corrientes superficiales.



Fuente: Aguirre Nuñez, M; Torres, H; Ruiz, R. 2003. Manual de procedimientos para la delimitación y codificación de cuencas hidrográficas del Perú.

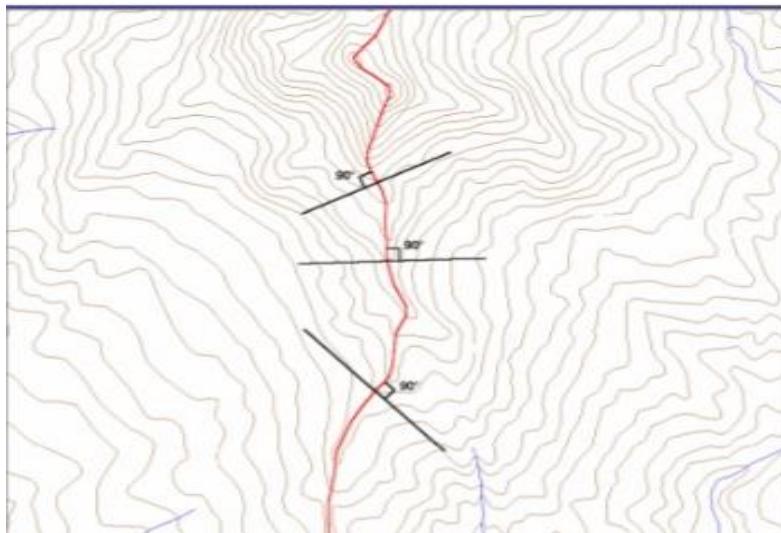
**Figura N° 3:** Se realiza un esbozo muy general de la posible delimitación



Fuente: Aguirre Nuñez, M; Torres, H; Ruiz, R. 2003. Manual de procedimientos para la delimitación y codificación de cuencas hidrográficas del Perú.

- 2) Invariablemente, la divisoria corta perpendicularmente a las curvas de nivel y pasa, estrictamente, por los puntos de mayor nivel topográfico.

**Figura N° 4:** La divisoria corta perpendicularmente a las curvas de nivel.



Fuente: Aguirre Nuñez, M; Torres, H; Ruiz, R. 2003. Manual de procedimientos para la delimitación y codificación de cuencas hidrográficas del Perú.

- 3) Cuando la divisoria va aumentando su altitud, corta a las curvas de nivel por su parte convexa

**Figura N° 5:** La divisoria corta a las curvas de nivel por su parte convexa, tal como muestran las flechas negras.



Fuente: Aguirre Nuñez, M; Torres, H; Ruiz, R. 2003. Manual de procedimientos para la delimitación y codificación de cuencas hidrográficas del Perú.

- 4) Cuando la altitud de la divisoria va decreciendo, corta a las curvas de nivel por la parte cóncava

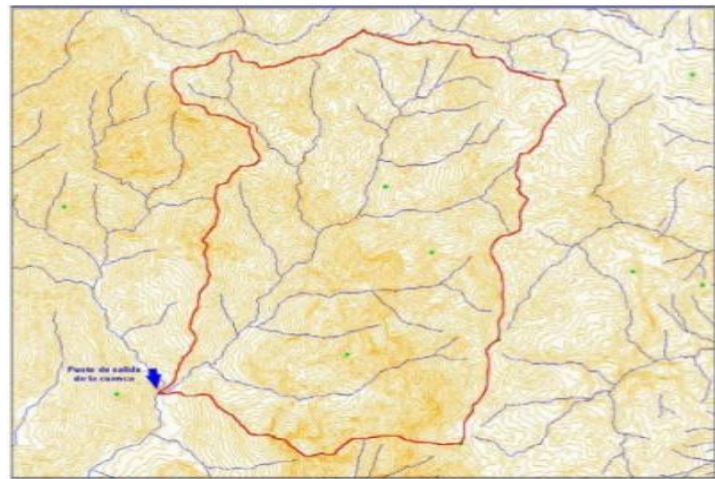
**Figura N° 6:** La divisoria corta a las curvas de nivel por su parte cóncava, tal como muestran las flechas negras.



Fuente: Aguirre Nuñez, M; Torres, H; Ruiz, R. 2003. Manual de procedimientos para la delimitación y codificación de cuencas hidrográficas del Perú.

- 5) Como comprobación, la divisoria nunca corta una quebrada o río, sea que este haya sido graficado o no en el mapa, excepto en el punto de interés de la cuenca (Salida)

**Figura N° 7:** La divisoria no debe cortar ningún flujo de agua natural, excepto en el punto de salida de la cuenca.



Fuente: Aguirre Nuñez, M; Torres, H; Ruiz, R. 2003. Manual de procedimientos para la delimitación y codificación de cuencas hidrográficas del Perú.

## 6) Consideraciones Adicionales

- Se debe tener presente que toda línea divisoria de una unidad hidrográfica, se desplaza siempre entre dos curvas con igual valor de cota.
- La divisoria debe pasar, en lo estrictamente posible, por los puntos de mayor nivel topográfico; en otras palabras, la línea divisoria debe unir los puntos con mayores valores de altitud, excepto en aquellos casos que obliguen a realizar trazos poco prácticos, complejos y “forzados”, que de cierto modo, desnaturalicen la forma de la unidad hidrográfica.

### 3.2.1. Cálculo Del Área De Una Cuenca

Debido a que la forma de la cuenca es muy irregular, el cálculo del área de la cuenca no se puede realizar por fórmulas geométricas. Por lo que se procede a realizarla de la siguiente manera:

- Una vez obtenida la delimitación de la cuenta se procede a la utilización de algún Software de ingeniería tales como: Autocad o ArcGis, para el cálculo del área de la cuenca.

### 3.2.2. Cálculo Del Perímetro De Una Cuenca

Debido a que la forma de la cuenca es muy irregular, el cálculo del perímetro de la cuenca no se puede realizar por fórmulas geométricas.

Sin embargo se puede realizar de la siguiente manera:

- Una vez obtenida la delimitación de la cuenta se procede a la utilización de algún Software de ingeniería tales como: Autocad o ArcGis, para el cálculo del perímetro de la cuenca.

## 3.3. Curvas Características De Una Cuenca

### 3.3.1. Curva Hipsométrica

Es la curva que puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud. (Villón, 2002)

Para construir la curva hipsométrica, se utiliza un mapa con curvas de nivel, el proceso es como sigue (Villón, 2002):

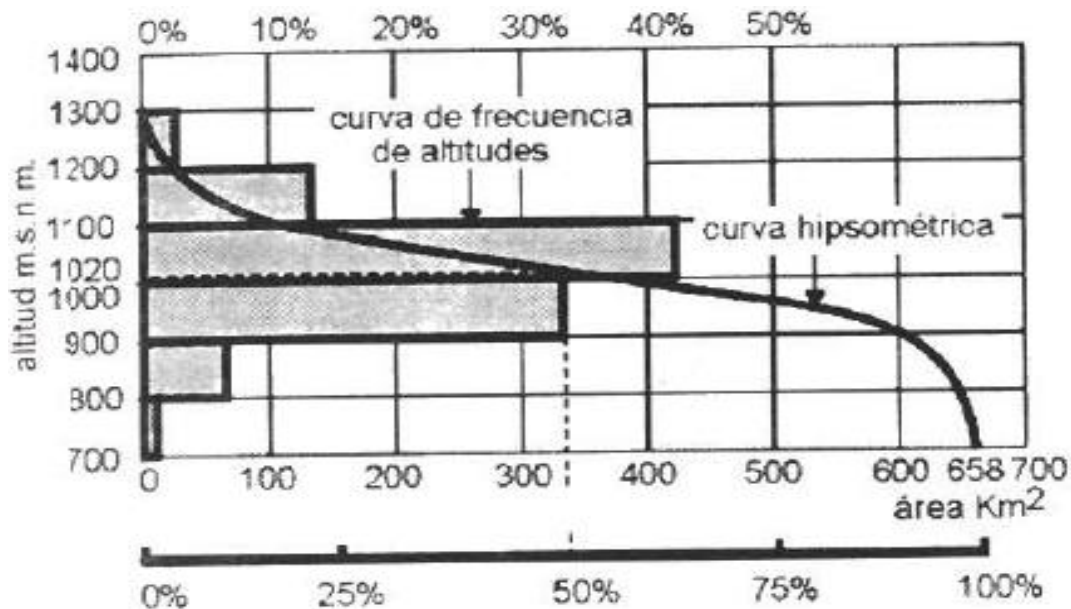
- Se marcan subáreas de la cuenca siguiendo las curvas de nivel, por ejemplo de 100 en 100 m.
- Se determinan las áreas parciales de esos contornos.
- Se determinan las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca.
- Se determina el área acumulada que queda sobre cada altitud del contorno.
- Se plotean las altitudes, versus las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre esas altitudes.

### 3.3.2. Curva De Frecuencia De Altitudes

Es la representación gráfica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes. (Villón, 2002)

Es un complemento de la curva hipsométrica. La curva de frecuencia de altitudes se muestra en la figura N° 8, ésta se obtiene ploteando las columnas (5) vs (1) de la tabla N° 2. (Villón, 2002).

**Figura N° 8** Ejemplo de la Curva hipsométrica y de frecuencia de altitudes.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

**Tabla N° 8:** Ejemplo de los cálculos para la obtención de la curva hipsométrica.

Altitud (msnm) (1)	Áreas parciales (Km²) (2)	Áreas Acumuladas (Km²) (3)	Áreas que quedan sobre las altitudes (Km²) (4)	% del total (5) = [(2)/658]x100	% del total que queda sobre la altitud (6) = [(4)/658]x100
Pto más bajo 700	0	0	658	0	100
800	6.13	6.13	651.87	0.9	99.1
900	4562	51.75	606.25	6.9	92.1
1000	215.00	266.75	391.25	32.8	59.8
1100	281.38	548	110.00	42.7	16.7
1200	89.38	637.38	20.62	13.6	3.1
Pto más alto 1300	2062	658	0	3.1	0
	658			100.0	

Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

Con las curvas anteriores se puede determinar las siguientes altitudes características (Villón, 2002):

- 1) **Altitud media:** es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% está situado por debajo de ella.
- 2) **Altitud más frecuente:** es el máximo valor en porcentaje de la curva de frecuencia de altitudes.
- 3) **Altitud de frecuencia 1/2:** es la altitud correspondiente al punto de abscisa ½ de la curva de frecuencia de altitudes.

Numéricamente la elevación media de la cuenca se obtiene con la siguiente ecuación:

$$E_m = \frac{\sum a.e}{A} \text{-----(1)}$$

Donde:

$E_m$  = elevación media.

a = área entre dos contornos.

e=elevación media entre dos contornos.

A = área total de la cuenca.

Gráficamente la elevación media de la cuenca se obtiene, entrando con el 50 % del área en el eje x, trazando una perpendicular por este punto hasta interceptar a la curva hipsométrica. Luego por éste punto trazar una horizontal hasta cortar el eje. (Villón, 2002)

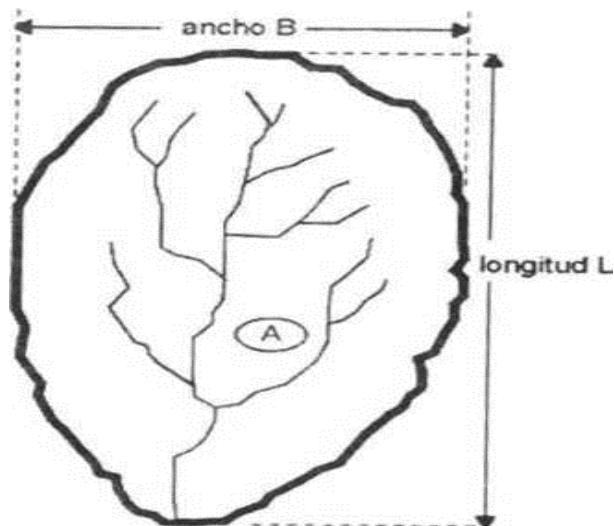
### 3.4. Índices Representativos.

#### 3.4.1. Índice O Factor De Forma De Una Cuenca (F).

Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud, es decir (Villón, 2002):

$$F = \frac{\text{ancho}}{\text{longitud}} = \frac{B}{L}$$

**Figura N° 9:** Relación entre el ancho promedio y la longitud de la cuenca.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

Suponiendo la cuenca de forma rectangular (Villón, 2002):

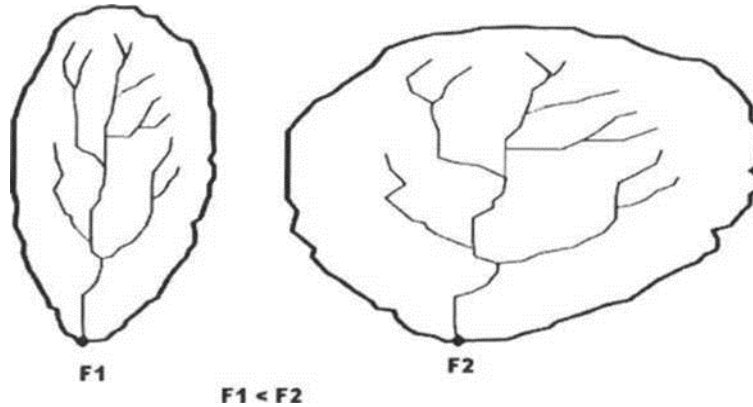
$$F = \frac{B \times L}{L \times L} = \frac{A}{L^2}$$

$$F = \frac{A}{L^2}$$

Si una cuenca tiene un F mayor que otra (tal es el caso de F2 en la figura 10), existe mayor posibilidad de tener una tormenta intensa simultánea, sobre toda la extensión de la cuenca.

Por el contrario, si la cuenca tiene un F menor, tiene menos tendencia a concentrar las intensidades de lluvias, que una cuenca de igual área pero con un F mayor.

**Figura N° 10:** Factor de forma para dos cuencas.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

### 3.4.2. Índice De Compacidad (Índice De Gravelious).

El índice de compacidad de una cuenca, definida por Gravelious, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca, es decir (Villón, 2002):

$$K = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{perímetro de un círculo de igual área}}$$

$$K = \frac{P}{P_0} \text{-----(2)}$$

$$K = \frac{P}{2r\pi} \text{-----(3)}$$

$$A = r^2\pi \rightarrow r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \text{-----(4)}$$

Sustituyendo (4) en (3), se tiene:

$$K = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

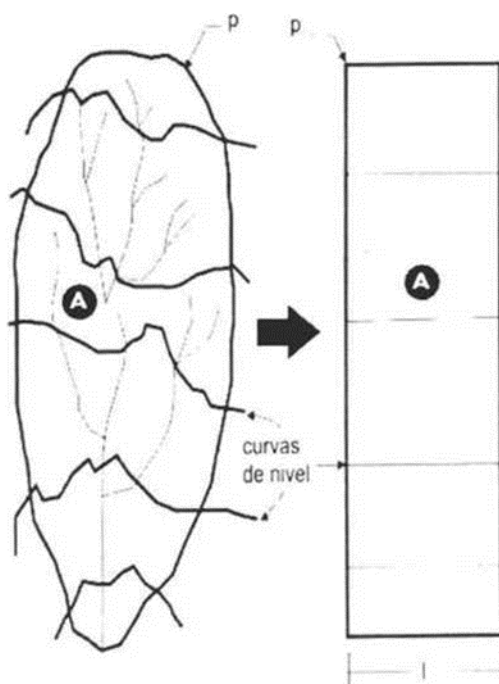
$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \text{-----(5)}$$

El Índice de compacidad, trata de expresar la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma. Si  $K = 1$ , la cuenca será de forma circular; por lo general, para cuencas alargadas se espera que  $K > 1$ . Las cuencas de forma alargada, reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río. (Villón, 2002)

### 3.5. Rectángulo Equivalente.

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad ó índice de Gravelious), igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. En este rectángulo, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curvas de nivel (figura N° 11). (Villón, 2002).

**Figura N° 11:** Transformación de una cuenca en un rectángulo.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

**Cálculos de los lados l y L del rectángulo.**

Si l y L son las dimensiones del rectángulo equivalente, se cumple (Villón, 2002):

$$\text{Area: } A = l \times L \text{-----(6)}$$

$$\text{Perímetro: } P = 2(l + L) \text{-----(7)}$$

El índice de Gravelious es (Villón, 2002):

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \text{-----(5)}$$

Sustituyendo (7) en (5), se tiene:

$$K = 0.28 \times 2 \frac{(l + L)}{\sqrt{A}}$$

$$K = 0.56 \frac{(l+L)}{\sqrt{A}} \rightarrow \frac{K\sqrt{A}}{0.56} = l + L \text{-----(8)}$$

De (6) se tiene:

$$l = \frac{A}{L} \text{-----(9)}$$

Sustituyendo (9) en (8), resulta:

$$\frac{K\sqrt{A}}{0.56} = \frac{A}{L} + L = \frac{A + L^2}{L}$$

$$\frac{K\sqrt{A}}{0.56} L = A + L^2$$

$$L^2 - \frac{K\sqrt{A}}{0.56} L + A = 0$$

De donde, aplicando la fórmula de la ecuación de segundo grado resulta:

$$L = \frac{\frac{K\sqrt{A}}{0.56} \pm \sqrt{\frac{K^2 A}{0.56^2} - 4A}}{2}$$

$$L = \frac{1}{2} \left( \frac{K\sqrt{A}}{0.56} \pm \sqrt{\frac{K^2 A}{0.56^2} \left( 1 - \frac{4A}{K^2 A} \times 0.56^2 \right)} \right)$$

$$L = \frac{1}{2} \left( \frac{K\sqrt{A}}{0.56} \pm \frac{K\sqrt{A}}{0.56} \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left( 1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

Si se trata del lado mayor L, se toma el signo (+):

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right) \text{-----(10)}$$

Analogamente, para el lado menor l, se toma el signo (-)

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right) \text{-----(11)}$$

Donde:

L= longitud del lado mayor del rectángulo.

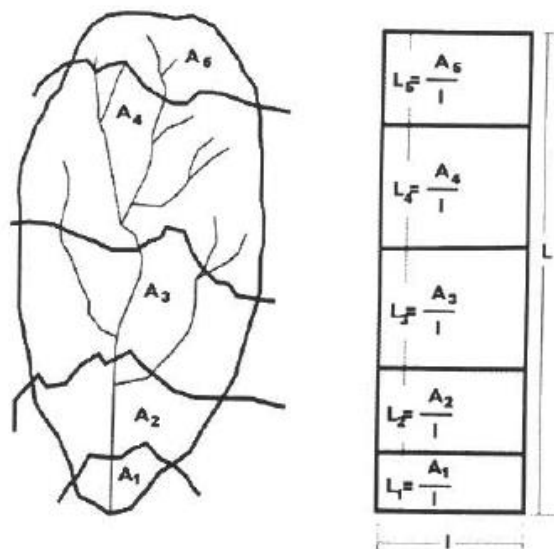
l= longitud del lado menor del rectángulo.

K= índice de Gravelious.

A= área de la cuenca.

Con los resultados de las ecuaciones (10) y (11) se dibuja un rectángulo de base l y de altura L, después se halan las cocientes,  $L_1 = \frac{A_1}{l}$ ,  $L_2 = \frac{A_2}{l}$ ,  $L_3 = \frac{A_3}{l}$ ,  $L_4 = \frac{A_4}{l}$ ,  $L_5 = \frac{A_5}{l}$ , éstas magnitudes se llevan en el lado mayor del rectángulo (figura N°)

**Figura N° 12:** Longitudes parciales del rectángulo equivalente.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

### 3.6. Índice De Pendiente.

El índice de pendiente, es una ponderación que se establece entre las pendientes y el tramo recorrido por el río. Con este valor se puede establecer el tipo de granulometría que se encuentra en el cauce. Además, expresa en cierto modo, el relieve de la cuenca. Se obtiene utilizando el rectángulo equivalente, con la siguiente ecuación (Villón, 2002):

$$I_p = \sum_{i=2}^n \sqrt{\beta_t(a_i - a_{i-1})} \cdot \frac{1}{\sqrt{L}}$$

Donde:

$I_p$  = índice de pendiente

$n$  = número de curvas de nivel existente en el rectángulo equivalente, incluido los extremos.

$a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ , cotas de las  $n$  curvas de nivel consideradas (Km).

$\beta_i$  = fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas  $a_i - a_{i-1}$

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_T}$$

$L$  = longitud del lado mayor del rectángulo equivalente (Km).

### 3.7. Pendiente De La Cuenca.

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas. (Villón, 2002)

Existen diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca, entre las que se pueden citar (Villón, 2002):

- Criterio de Alvord.
- Criterio de Horton.
- Criterio de Nash.

- Criterio del rectángulo equivalente.

### 3.7.1. Criterio Del Rectángulo Equivalente.

Con este criterio, para hallar la pendiente de la cuenca, se toma la pendiente media del rectángulo equivalente, es decir (Villón, 2002):

$$S = \frac{H}{L}$$

Donde:

S = pendiente de la cuenca.

H = desnivel total (cota en la parte más alta - cota en la estación de aforo), en Km.

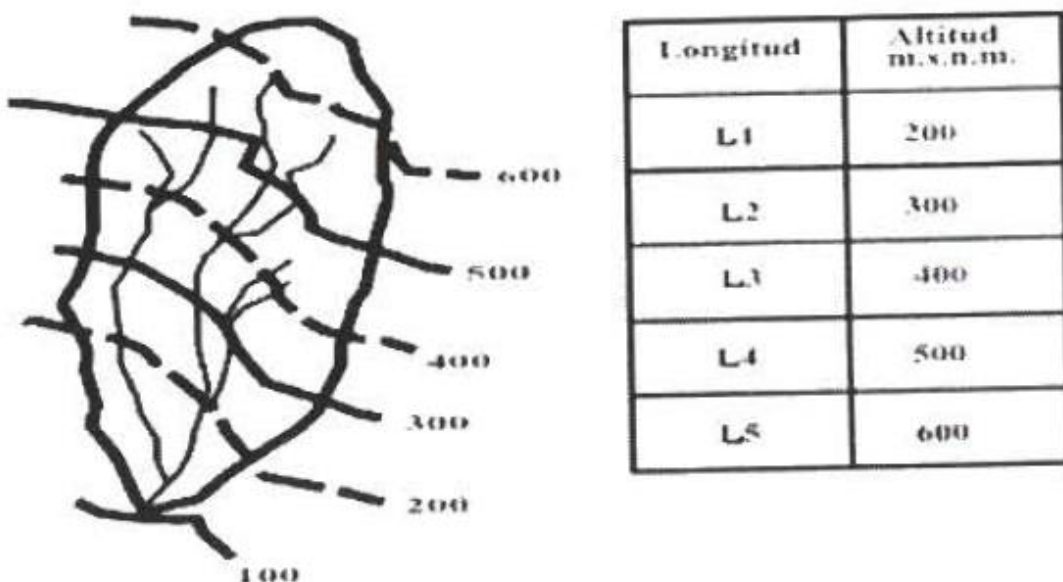
L = lado mayor del rectángulo equivalente, en Km.

Este criterio, no proporciona un valor significativo de la pendiente de la cuenca, pero puede tomarse como una aproximación.

### 3.8. Perfil Longitudinal Del Curso De Agua.

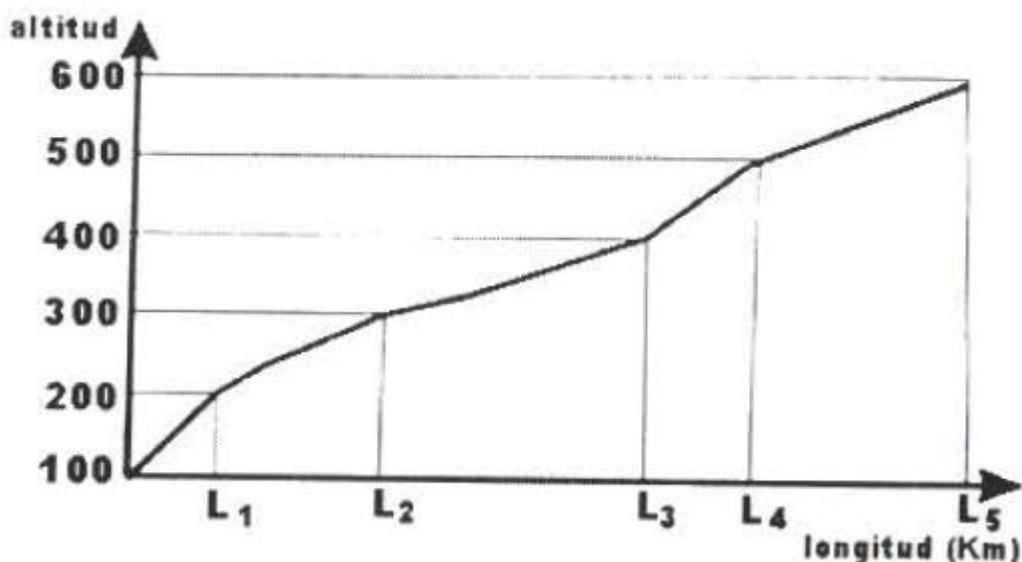
Si se plotea la proyección horizontal de la longitud de un cauce versus su altitud (figura N° 13) se obtiene el perfil longitudinal del curso de agua (figura N° 14).

**Figura N° 13:** Longitud y altitud de un cauce.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

Figura N° 14: Perfil longitudinal del cauce.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

La importancia de conocer el perfil longitudinal del curso principal, radica en que nos proporciona una idea de las pendientes que tiene el cauce, en diferentes tramos de su recorrido, y que es un factor de importancia para ciertos trabajos, como control de las aguas, puntos de captación y ubicación de posibles centrales hidroeléctricas. (Villón, 2002)

### 3.9. Pendiente Del Cauce.

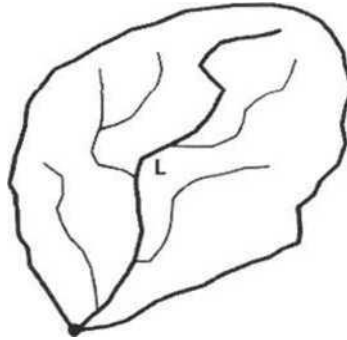
El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones. (Villón, 2002)

En general, la pendiente de un tramo de un cauce de un río, se puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo. (Villón, 2002)

#### Método I. Pendiente uniforme.

Este método considera la pendiente del cauce, como la relación entre el desnivel que hay entre los extremos del cauce y la proyección horizontal de su longitud, es decir (Villón, 2002):

$$S = \frac{H}{L} \text{-----(12)}$$



Donde:

S = pendiente.

H = diferencia de cotas entre los extremos del cauce, en Km.

L = longitud del cauce, en Km.

Este método se puede utilizar en tramos cortos.

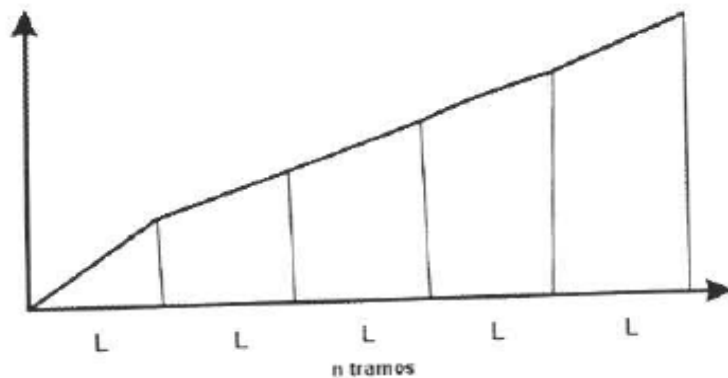
**Método II. Ecuación de Taylor y Schwarz.**

Este método, considera que un río está formado por n tramos de igual longitud (figura N° 15), cada uno de ellos con pendiente uniforme.

La ecuación de Taylor y Schwarz, para este caso es

$$S = \left[ \frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2 \text{-----(13)}$$

**Figura N° 15:** N tramos de la longitud de un cauce.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

n = número de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil

$S_1, S_2, \dots, S_n$  = pendiente de cada tramo, según  $S = \frac{H}{L}$

S = pendiente media del cauce.

La ecuación (13), tiene una mejor aproximación, cuanto más grande sea el número de tramos, en los cuales se subdivide el perfil longitudinal del río a analizar.

Por lo general, se espera en la práctica, de que los tramos sean de diferentes longitudes, en este caso, Taylor y Schwarz recomiendan utilizar la siguiente ecuación:

$$S = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^2}} \right]^2 \text{-----(14)}$$

Donde:

S = pendiente media del cauce.

$L_i$  = longitud del tramo i.

$S_i$  = pendiente del tramo i.

### 3.10. Red De Drenaje.

La red de drenaje de una cuenca, se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante, es decir, la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca. (Villón, 2002)

Las características de una red de drenaje, pueden describirse principalmente de acuerdo con (Villón, 2002):

- El orden de las corrientes.
- Longitud de los tributarios
- Densidad de corriente

- Densidad de drenaje

### **Orden de las corrientes.**

Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasificación. Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento. El cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca. (Villón, 2002)

Así, una corriente puede ser efímera, intermitente o perenne. (Villón, 2002)

- **Una corriente efímera**, es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.

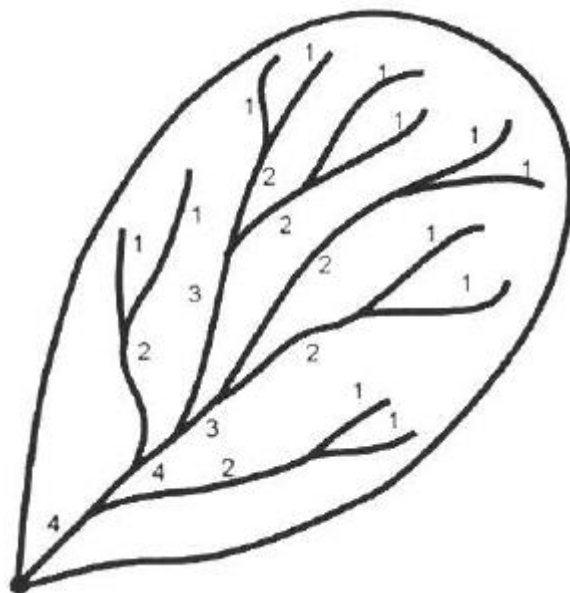
- **Una corriente intermitente**, lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

- **La corriente perenne**, contiene agua todo el tiempo, ya que aún en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

El orden de las corrientes, es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. Para hacer esta clasificación, se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corrientes perennes como intermitentes. El procedimiento más común para esta clasificación, es considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos, a las que solo tienen tributarios de orden uno; de orden tres, aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos. etc (figura N°16).

Así, el orden de la principal, indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. (Villón, 2002)

**Figura N° 16:** Orden de las corrientes de una cuenca.



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

#### **Longitud de los tributarios.**

La longitud de los tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como del grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas, usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.

La longitud de los tributarios se incrementa como una función de su orden. Este arreglo es también aproximadamente una ley de progresión geométrica. La relación no es válida para corrientes individuales. (Villón, 2002)

La medición de las corrientes, se realiza dividiendo la corriente en una serie de segmentos lineales, trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes. (Villón, 2002)

#### **Densidad de corriente.**

Es la relación entre el número de corrientes y el área drenada, es decir (Villón, 2002):

$$D_c = \frac{N_c}{A}$$

Donde:

$D_c$  = densidad de corriente.

$N_c$  = número de corrientes perennes e intermitentes.

$A$  = área total de la cuenca, en Km<sup>2</sup>

Para determinar el número de corrientes, solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se cuenta como una desde su nacimiento hasta su desembocadura. Después se tendrán todos los tributarios de orden inferior, desde su nacimiento hasta la unión con la corriente principal, y así sucesivamente, hasta llegar a los tributarios de orden uno. (Villón, 2002)

Esta relación entre el número de corrientes y el área drenada no proporciona una medida real de la eficiencia de drenaje, pues puede suceder, que se tengan dos cuencas con la misma densidad de corriente, y estén drenadas en muy diferente forma, dependiendo de la longitud de sus corrientes. (Villón, 2002)

#### **Densidad de drenaje.**

Esta característica proporciona una información más real que la anterior, ya que se expresa como la longitud de las corrientes, por unidad de área, es decir (Villón, 2002):

$$D_d = \frac{L}{A}$$

Donde:

$D_d$  = densidad de drenaje

$L$  = longitud total de las corrientes perennes o intermitentes en Km

$A$  = área total de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos, representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, valores bajos, indican suelos duros, poco erosionables o muy permeables y coberturas vegetales densas. (Villón, 2002)

#### 4. Caudales Máximos.

##### 4.1.Introducción.

Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos, para diseñar (Villón, 2002):

- Las dimensiones de un cauce.
- Sistemas de drenaje.
  - Agrícola.
  - Aeropuerto.
  - Ciudad.
  - Carretera.
- Muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones.
- Alcantarillas.
- Vertedores de demasías.
- Luz en puentes.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del período de retomo que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

##### 4.2.Métodos Estadísticos.

Los métodos estadísticos, se basan en considerar que el caudal máximo anual, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Para utilizarlos se requiere tener como datos, el registro de caudales máximos anuales, cuanto mayor sea el tamaño del registro, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño, el cual se calcula para un determinado período de retomo. (Villón, 2002)

Por lo general, en los proyectos donde se desea determinar el caudal de diseño, se cuenta con pocos años de registro, por lo que, la curva de distribución de probabilidades de los caudales máximos, se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un caudal con un período de retorno mayor al tamaño del registro. El problema se origina, en que existen muchos tipos de distribuciones que se

apegan a los datos, y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos, dependiendo del tipo de distribución que se considere. (Villón, 2002)

Los métodos usados son (Villón, 2002):

- Gumbel
- Nash
- Levediev

Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia, que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Levediev considera una distribución Pearson tipo III. En forma práctica, se recomienda escoger varias distribuciones y ver cual se ajusta mejor; esto requiere que se tengan los datos necesarios para poder aplicar alguna prueba estadística, como la prueba de bondad de ajuste. (Villón, 2002)

#### 4.2.1. Método De Gumbel.

Para calcular el caudal máximo para un período de retorno determinado se usa la ecuación (Villón, 2002):

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T) \text{-----(15)}$$

Siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}} \text{-----(16)}$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$  = caudal máximo para un período de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s

N= número de años de registro

$Q_i$  = caudales máximos anuales registrados, en m<sup>3</sup>/s

$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$  caudal promedio, en m<sup>3</sup>/s

T = período de retorno.

$\sigma_N \bar{Y}_N =$  constantes función de N, tabla N° 3 (variables reducidas).

$\sigma_Q =$  desviación estándar de los caudales.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar  $Q_{m\acute{a}x}$  dependiendo del registro disponible se hace lo siguiente:

1. Si  $\phi = 1 - 1/T$  varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \text{-----(17)}$$

Donde:

N = número de años de registro

$\sqrt{N \alpha \sigma_m} =$  constante en función de  $\phi$ , tabla N°4

$\sigma_N =$  constante en función de N, tabla N°3

$\sigma_Q =$  desviación estándar de los caudales, ecuación (16)

**Tabla N° 9:** Valores de  $\bar{Y}_N$  y  $\sigma_N$  en función de N.

N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$	N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.02057	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.1047	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.55688	1.19382

30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.1436	200	0.56715	1.23598
42	0.5448	1.1458	250	0.56878	1.24292
43	0.5453	1.1480	300	0.56993	1.24786
44	0.5458	1.1499	400	0.57144	1.25450
45	0.5463	1.15185	500	0.57240	1.25880
46	0.5468	1.1538	750	0.57377	1.26506
47	0.5473	1.1557	1000	0.57450	1.26851
48	0.5477	1.1574		0.57722	1.28255

Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

**Tabla N° 10:** Valores de  $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$  en función de  $\phi$ .

$\phi$	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
0.01	(2.1607)
0.02	(1.7894)
0.05	(1.4550)
0.10	(1.3028)
0.15	1.2548
0.20	1.2427
0.25	1.2494
0.30	1.2687
0.35	1.2981
0.40	1.3366
0.45	1.3845
0.50	1.4427
0.55	1.5130
0.60	1.5984
0.65	1.7034
0.70	1.8355
0.75	2.0069
0.80	2.2408
0.85	2.5849
0.90	(3.1639)
0.95	(4.4721)
0.98	(7.0710)
0.99	(10.000)

Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

2. Si  $\phi > 0.90$ , el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N} \text{-----(18)}$$

La zona de  $\phi$  comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde  $\Delta Q$  es proporcional al calculado con las ecuaciones (17) y (18) dependiendo del valor de  $\phi$

El caudal máximo de diseño para un cierto período de retorno será igual al caudal máximo con la ecuación (15), más el intervalo de confianza, calculado con (17) ó (18).

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta Q \text{-----(19)}$$

#### 4.2.2. Método De Nash.

Nash considera que el valor del caudal para un determinado período de retorno se puede calcular con la ecuación (Villón, 2002):

$$Q_{m\acute{a}x} = a + b \log \log \frac{T}{T-1} \text{-----(20)}$$

Donde:

a, b = constantes en función del registro de caudales máximos anuales.

$Q_{m\acute{a}x}$  = caudal máximo para un período de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s.

T = período de retorno, en años.

Los parámetros a y b se estiman utilizando el método de mínimos cuadrados, con la ecuación lineal:  $Q = a + bX$ , utilizando las siguientes ecuaciones:

$$a = Q_m - bX_m \text{-----(21)}$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \text{-----(22)}$$

Siendo:

$$X_i = \log \log \frac{T}{T-1} \text{-----(23)}$$

Donde:

N = número de años de registro.

$Q_i$  = caudales máximos anuales registrados, en m<sup>3</sup>/s.

$Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$  caudal medio, en m<sup>3</sup>/s.

$X_i$  = constante para cada caudal  $Q$  registrado, en función de su período de retorno correspondiente

$X_m = \sum_{i=1}^N X_i / N$ , valor medio de las  $X_s$ .

Para calcular los valores de  $X_i$  correspondientes a los  $Q_i$  se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden  $m_i$  al  $Q_i$  máximo le corresponderá el valor 1, al inmediato siguiente 2, etc. Entonces, el valor del período de retorno para  $Q_i$  se calculará utilizando la fórmula de Weibull con la ecuación:

$$T = \frac{N+1}{m_i} \text{-----(24)}$$

Finalmente, el valor de cada  $X_i$  se obtiene sustituyendo el valor de (24) en (23).

El intervalo dentro del cual puede variar el  $Q_{max}$  calculado por la ecuación (20), se obtiene como:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \text{-----(25)}$$

Siendo:

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - \left( \sum x_i \right)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - \left( \sum Q_i \right)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i x_i - \left( \sum Q_i \right) \left( \sum x_i \right)$$

De la ecuación (25) se ve que  $\Delta Q$  sólo varía con  $X_i$  la cual se calcula de la ecuación (23) sustituyendo el valor del período de retorno para el cual se calculó el  $Q_{m\acute{a}x}$ . Todos los demás términos que intervienen en la ecuación (25) se obtienen de los datos. (Villón, 2002)

El caudal máximo de diseño correspondiente a un determinado período de retorno será igual al caudal máximo obtenido de la ecuación (20), más el intervalo de confianza calculado según la ecuación (25), es decir (Villón, 2002):

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q$$

#### 4.2.3. Método De Lebediev.

Este método está basado en suponer que los caudales máximos anuales son variables aleatorias Pearson tipo III. El caudal de diseño se obtiene a partir de la fórmula:

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q \text{-----}(26)$$

Donde:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m(KC_v + 1) \text{-----}(27)$$

Y

$$\Delta Q = \pm \frac{AE_r Q_{m\acute{a}x}}{\sqrt{N}} \text{-----}(28)$$

Los términos que aparecen en las ecuaciones anteriores tienen el siguiente significado:

A = coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años del registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7.

C<sub>s</sub> = coeficiente de asimetría, se calcula como:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^3}{NC_v^3} \text{-----}(29)$$

Por otra parte, Lebediev recomienda tomar los siguientes valores:

C<sub>s</sub> = 2C<sub>v</sub> para avenidas producidas por deshielo

C<sub>s</sub> = 3 C<sub>v</sub> para avenidas producidas por tormentas

C<sub>s</sub> = 5 C<sub>v</sub> para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas

Entre estos valores y el que se obtiene de la ecuación (29), se escoge el mayor.

C<sub>v</sub> = coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2}{N}} \text{-----}(30)$$

E<sub>r</sub> = coeficiente que depende de los valores de C<sub>v</sub> (ecuación 30) y de la probabilidad P=1/T, su valor se encuentra de la figura N°17

K = coeficiente que depende de la probabilidad  $P = 1/T$ , expresada en porcentaje de que se repita el caudal de diseño y del coeficiente de asimetría  $C_s$  (tabla N° 5)

N = años de observación.

$\Delta Q$  = intervalo de confianza, en  $m^3/s$

$Q_d$  = caudal de diseño, en  $m^3/s$

$Q_i$  = caudales máximos anuales observados, en  $m^3/s$

$Q_m$  = caudal promedio, en  $m^3/s$ , el cual se obtiene de

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \text{-----(31)}$$

$Q_{\text{máx}}$  = caudal máximo probable obtenido para un período de retorno determinado, en  $m^3/s$

**Tabla N° 11: Valores K.**

$C_s$	Probabilidad P en %								
	0.010	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20
0.00	3.720	3.090	2.580	2.330	2.020	1.880	1.640	1.280	0.840
0.05	3.830	3.160	2.620	2.360	2.060	1.900	1.650	1.280	0.840
0.10	3.940	3.230	2.670	2.400	2.110	1.920	1.670	1.290	0.840
0.15	4.050	3.310	2.710	2.440	2.130	1.940	1.680	1.300	0.840
0.20	4.160	3.380	2.760	2.470	2.160	1.960	1.700	1.300	0.830
0.25	4.270	3.450	2.810	2.500	2.180	1.980	1.710	1.300	0.820
0.30	4.380	3.520	2.860	2.540	2.210	2.000	1.720	1.310	0.820
0.35	4.500	3.590	2.900	2.580	2.230	2.020	1.730	1.320	0.820
0.40	4.610	3.660	2.950	2.610	2.260	2.040	1.750	1.320	0.820
0.45	4.720	3.740	2.990	2.640	2.280	2.060	1.760	1.320	0.820
0.50	4.830	3.810	3.040	2.680	2.310	2.080	1.770	1.320	0.810
0.55	4.940	3.880	3.080	2.720	2.330	2.100	1.780	1.320	0.800

0.60	5.050	3.960	3.130	2.750	2.350	2.120	1.800	1.330	0.800
0.65	5.160	4.030	3.170	2.780	2.370	2.150	1.810	1.330	0.790
0.70	5.280	4.100	3.220	2.820	2.400	2.140	1.820	1.330	0.790
0.75	5.390	4.170	3.260	2.860	2.420	2.160	1.830	1.340	0.780
0.80	5.500	4.240	3.310	2.890	2.450	2.180	1.840	1.340	0.780
0.85	5.620	4.310	3.350	2.920	2.470	2.200	1.850	1.340	0.780
0.90	5.730	4.380	3.400	2.960	2.500	2.220	1.860	1.340	0.770
0.95	5.840	4.460	3.440	2.990	2.520	2.240	1.870	1.340	0.760
1.00	5.960	4.530	3.490	3.020	2.540	2.250	1.880	1.340	0.760
1.05	6.070	4.600	3.530	3.060	2.560	2.260	1.880	1.340	0.750
1.10	6.180	4.670	3.580	3.090	2.580	2.280	1.890	1.340	0.740
1.15	6.300	4.740	3.620	3.120	2.600	2.300	1.900	1.340	0.740
1.20	6.410	4.810	3.660	3.150	2.620	2.310	1.920	1.340	0.730
1.25	6.520	4.880	3.700	3.180	2.640	2.320	1.930	1.340	0.720
1.30	6.640	4.950	3.740	3.210	2.670	2.340	1.940	1.340	0.720
1.35	6.740	5.020	3.760	3.240	2.690	2.360	1.940	1.340	0.720
1.40	6.870	5.090	3.830	3.270	2.710	2.370	1.950	1.340	0.710
1.45	6.980	5.190	3.870	3.300	2.720	2.380	1.950	1.330	0.700
1.50	7.090	5.280	3.910	3.330	2.740	2.390	1.960	1.330	0.690
1.55	7.200	5.320	3.950	3.360	2.760	2.400	1.960	1.330	0.680
1.60	7.310	5.370	3.990	3.390	2.780	2.420	1.970	1.330	0.680
1.65	7.420	5.440	4.030	3.420	2.800	2.430	1.970	1.320	0.670
1.70	7.540	5.500	4.070	3.440	2.820	2.440	1.980	1.320	0.660
1.75	7.650	5.570	4.110	3.470	2.830	2.450	1.980	1.320	0.650
1.80	7.760	5.640	4.150	3.500	2.850	2.460	1.990	1.320	0.640

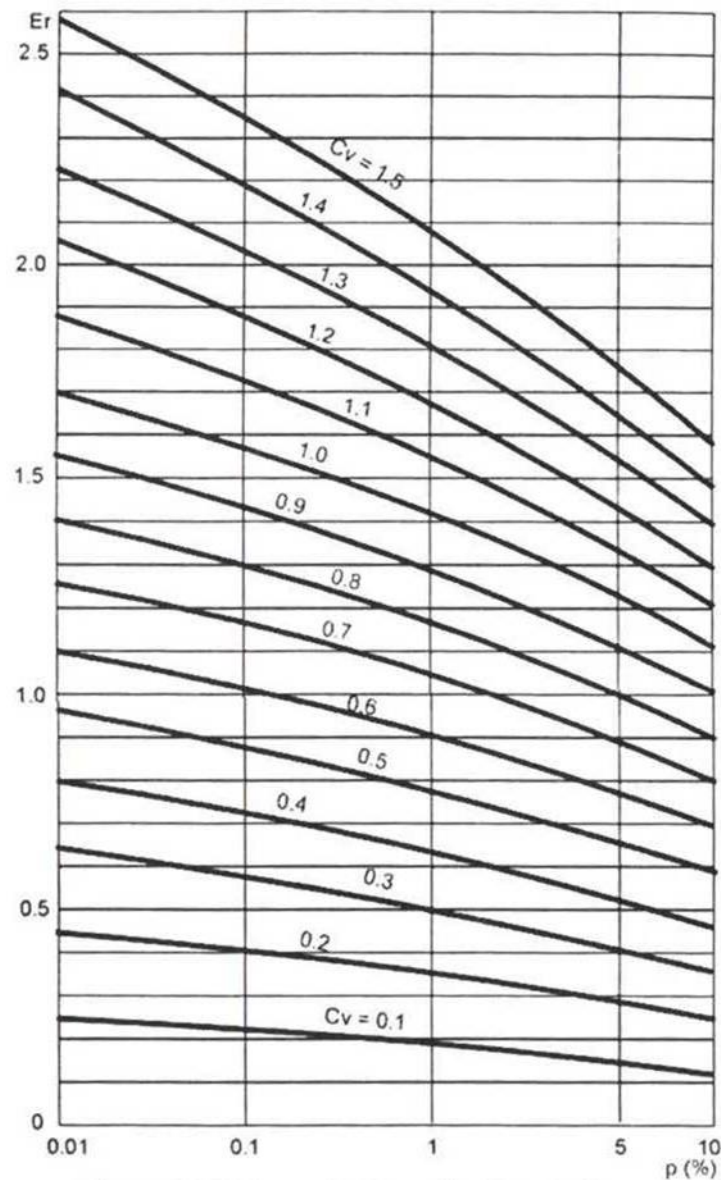
1.85	7.670	5.700	4.190	3.520	2.860	2.480	1.990	1.320	0.640
1.90	7.980	5.770	4.230	3.550	2.880	2.490	2.000	1.310	0.630
1.95	8.100	5.840	4.260	3.580	2.890	2.500	2.000	1.300	0.620
2.00	8.210	5.910	4.300	3.600	2.910	2.510	2.000	1.300	0.610
2.05		5.970	4.340	3.630	2.920	2.520	2.000	1.300	0.600
2.10		6.040	4.380	3.650	2.940	2.530	2.010	1.290	0.590
2.15		6.090	4.420	3.660	2.940	2.530	2.010	1.280	0.590
2.20		6.140	4.460	3.680	2.950	2.540	2.020	1.270	0.570
2.25		6.200	4.490	3.700	2.960	2.540	2.020	1.260	0.560
2.30		6.260	4.520	3.730	2.980	2.540	2.010	1.260	0.550
2.35		6.310	4.550	3.750	3.000	2.570	2.010	1.250	0.530
2.40		6.370	4.590	3.780	3.020	2.600	2.000	1.250	0.520
2.45		6.430	4.620	3.800	3.030	2.610	2.000	1.240	0.510
2.50		6.500	4.660	3.820	3.050	2.620	2.000	1.230	0.500
2.55		6.520	4.680	3.840	3.060	2.630	2.000	1.220	0.490
2.60		6.540	4.710	3.860	3.080	2.630	2.000	1.210	0.480
2.65		6.640	4.750	3.890	3.090	2.630	2.000	1.200	0.470
2.70		6.750	4.800	3.920	3.100	2.640	2.000	1.100	0.460
2.75		6.800	4.830	3.940	3.110	2.640	2.000	1.180	0.450
2.80		6.860	4.860	3.960	3.120	2.650	2.000	1.180	0.440
2.85		6.930	4.880	3.980	3.120	2.650	2.000	1.160	0.420
2.90		7.000	4.910	4.010	3.120	2.660	1.990	1.150	0.410
2.95		7.050	4.930	4.030	3.130	2.660	1.980	1.140	0.400
3.00		7.100	4.950	4.050	3.140	2.660	1.970	1.130	0.390
3.05		7.160	4.980	4.070	3.140	2.660	1.970	1.120	0.380

3.10		7.230	5.010	4.090	3.140	2.660	1.970	1.110	0.370
3.15		7.290	5.040	4.100	3.140	2.660	1.960	1.100	0.360
3.20		7.350	5.080	4.110	3.140	2.660	1.960	1.090	0.350
3.25		7.390	5.110	4.130	3.140	2.660	1.950	1.060	0.340
3.30		7.440	5.140	4.150	3.140	2.660	1.950	1.080	0.330
3.35		7.490	5.160	4.160	3.140	2.660	1.940	1.070	0.320
3.40		7.540	5.190	4.180	3.150	2.660	1.940	1.060	0.310
3.45		7.590	5.220	4.190	3.150	2.660	1.930	1.050	0.300
3.50		7.600	5.250	4.210	3.160	2.660	1.930	1.040	0.290
3.55		7.680	5.270	4.220	3.160	2.660	1.930	1.030	0.280
3.60		7.720	5.300	4.240	3.170	2.660	1.930	1.030	0.280
3.65		7.790	5.320	4.250	3.170	2.660	1.920	1.020	0.270
3.70		7.860	5.350	4.260	3.180	2.660	1.910	1.010	0.260
3.75		7.910	5.370	4.270	3.180	2.660	1.900	1.000	0.250
3.80		7.970	5.400	4.290	3.180	2.650	1.900	1.000	0.240
3.85		8.020	5.420	4.310	3.190	2.650	1.900	0.990	0.230
3.90		8.080	5.450	4.320	3.200	2.650	1.900	0.980	0.230
3.95		8.120	5.470	4.330	3.200	2.650	1.900	0.970	0.220
4.00		8.170	5.500	4.340	3.200	2.650	1.900	0.960	0.210
4.05		8.230	5.520	4.350	3.210	2.650	1.890	0.950	0.200
4.10		8.290	5.550	4.360	3.220	2.650	1.890	0.950	0.200
4.15		8.330	5.570	4.370	3.230	2.650	1.880	0.940	0.190
4.20		8.380	5.600	4.390	3.240	2.640	1.880	0.930	0.190
4.25		8.430	5.620	4.390	3.240	2.640	1.870	0.920	0.180
4.30		8.490	5.650	4.400	3.240	2.640	1.870	0.920	0.170

4.35		8.540	5.670	4.410	3.240	2.640	1.860	0.910	0.160
4.40		8.600	5.690	4.420	3.250	2.630	1.860	0.910	0.150
4.45		8.640	5.710	4.430	3.250	2.630	1.850	0.900	0.140
4.50		8.690	5.740	4.440	3.260	2.620	1.850	0.890	0.140
4.55		8.470	5.760	4.450	3.260	2.620	1.840	0.880	0.130
4.60		8.790	5.790	4.460	3.270	2.620	1.840	0.870	0.130
4.65		8.840	5.810	4.470	3.270	2.610	1.830	0.860	0.120
4.70		8.890	5.840	4.490	3.280	2.610	1.830	0.850	0.110
4.75		8.920	5.860	4.490	3.280	2.600	1.820	0.830	0.100
4.80		8.960	5.890	4.500	3.290	2.600	1.810	0.820	0.100
4.85		9.000	5.890	4.500	3.290	2.600	1.800	0.810	0.092
4.90		9.040	5.900	4.510	3.300	2.600	1.800	0.800	0.084
4.95		9.080	5.920	4.520	3.310	2.600	1.790	0.790	0.076
5.00		9.120	5.940	4.540	3.320	2.600	1.780	0.780	0.068
5.05		9.160	5.960	4.550	3.320	2.600	1.770	0.770	0.059
5.10		9.200	5.980	4.570	3.320	2.600	1.760	0.760	0.051
5.15		9.230	6.000	4.580	3.230	2.600	1.750	0.740	0.043
5.20		9.270	6.020	4.590	3.330	2.600	1.740	0.730	0.035

Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología.

Figura N° 17: Valores de  $E_r$  en función de  $C_v$  y  $p$



Fuente: Villón Béjar, Máximo. 2002. Hidrología

#### 4.3. Métodos Empíricos.

##### 4.3.1. La envolvente de Creager.

La ecuación de la envolvente de Creager, incorpora el periodo de retorno, el área y coeficientes que depende de la zona del país, en este caso para el contexto hidrológico de la Costa Peruana. (Trau y Gutierrez, 1979)

La envolvente Creager de descargas máximas se calcula en función del área de cuenca y el periodo de retorno, mediante la expresión (Trau y Gutierrez, 1979):

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

Dónde:

$Q_{m\acute{a}x}$  = Caudal máximo.

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 en la tabla N°6. En el Mapa de regionalización de las Avenidas del Perú, Figura 23, podemos observar la clasificación de regiones. (Trau y Gutierrez, 1979)

**Tabla N° 12:** Constantes regionales del Perú para el método de Creager.

Región	$C_1$	$C_2$	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.45	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

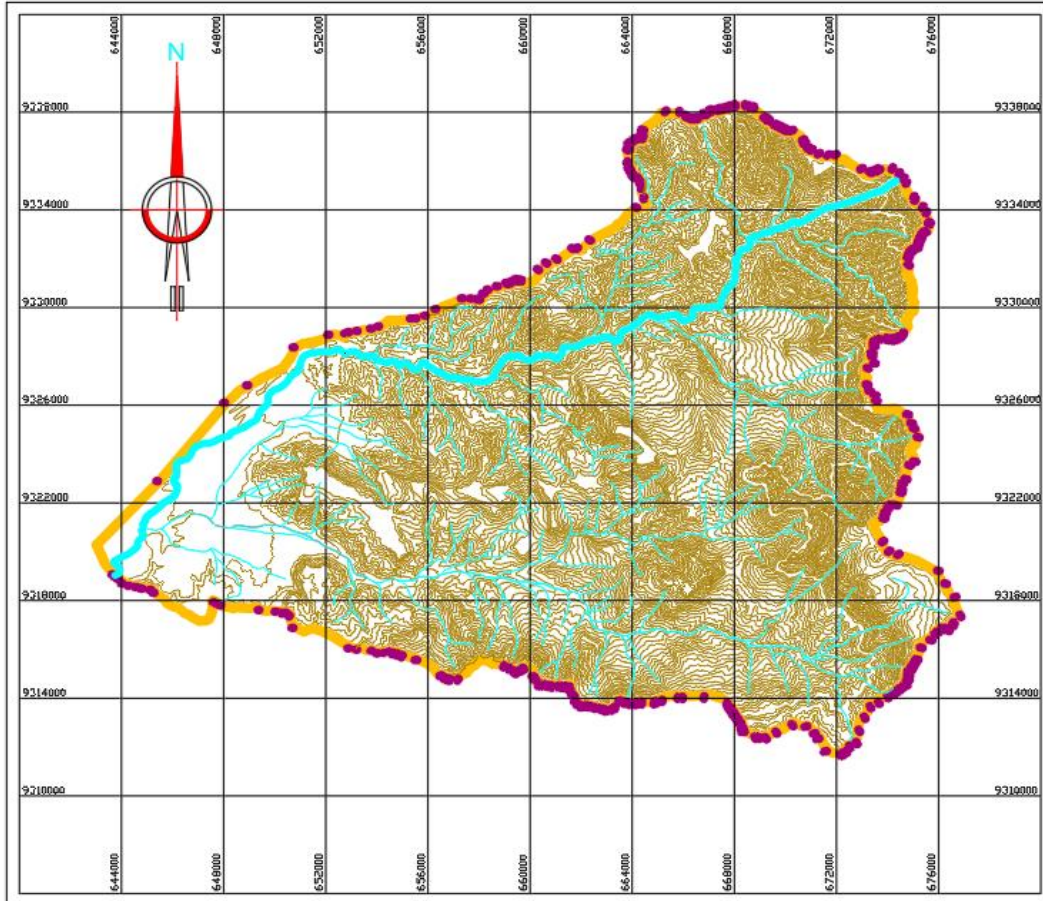
Fuente: Trau W. y Gutierrez R. 1979. Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú.



## 5. Resultados.

### 5.1. Datos De La Cuenca Motupe.

**Figura N° 19:** Delimitación de la cuenca Motupe.

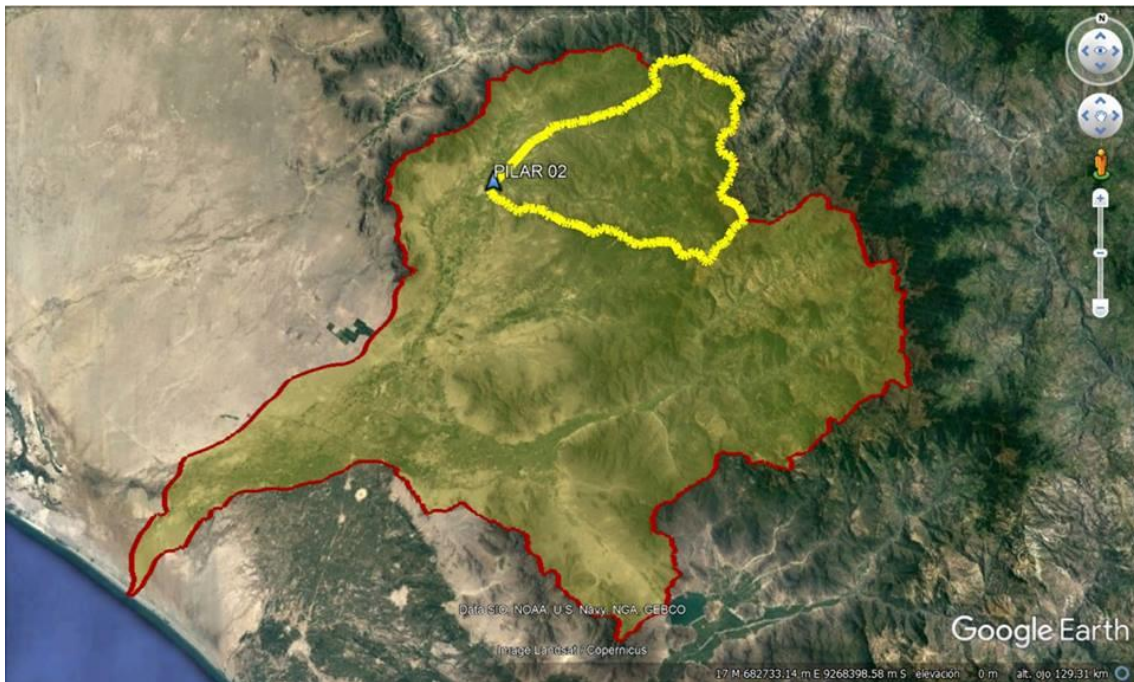


Fuente: Elaboración Propia.

#### Información De La Cuenca.

Área de la cuenca	: 506,503,128.76 m <sup>2</sup>
Área de la cuenca	: 50,650.31 ha
Área de la cuenca	: 506.67 km <sup>2</sup>
Perímetro de la cuenca	: 110.83 km
Cota más baja	: 122.915 msnm
Cota más alta	: 4000.000 msnm
Tipo de cuenca	: Exorreica

**Figura N° 20:** Superposición de la Cuenca en Estudio (Línea amarilla) sobre Cuenca Motupe (Línea roja)



Fuente: Elaboración Propia.

#### Información Del Cauce Principal.

Longitud : 42.04 km  
 Cota más baja : 122.915 msnm  
 Cota más alta : 3742.680 msnm

#### 5.2. Curva Hipsométrica y Curva De Frecuencia De Altitudes.

**Tabla N° 13:** Cálculos para la obtención de la curva hipsométrica.

Altitud (msnm)	Áreas Parciales (Km²)	Áreas Acumuladas (Km²)	Áreas Restantes - Altitudes (Km²)	% del Total	% del Total Restantes - Altitudes
122.92	0.143	0.143	506.530	0.03	99.97
150	6.881	7.024	499.649	1.36	98.61
200	23.712	30.737	475.937	4.68	93.93
250	16.235	46.972	459.702	3.20	90.73
300	8.792	55.764	450.910	1.74	88.99
350	6.307	62.071	444.603	1.24	87.75

400	6.210	68.281	438.392	1.23	86.52
450	7.165	75.446	431.228	1.41	85.11
500	8.179	83.625	423.049	1.61	83.50
550	9.294	92.918	413.755	1.83	81.66
600	10.055	102.974	403.700	1.98	79.68
650	9.989	112.962	393.711	1.97	77.71
700	10.518	123.480	383.194	2.08	75.63
750	10.747	134.227	372.447	2.12	73.51
800	10.304	144.531	362.143	2.03	71.47
850	11.406	155.936	350.737	2.25	69.22
900	7.719	163.655	343.018	1.52	67.70
950	8.628	172.283	334.390	1.70	66.00
1000	9.475	181.758	324.915	1.87	64.13
1050	8.108	189.867	316.807	1.60	62.53
1100	8.748	198.615	308.059	1.73	60.80
1150	9.051	207.666	299.007	1.79	59.01
1200	9.655	217.321	289.353	1.91	57.11
1250	10.243	227.564	279.109	2.02	55.09
1300	10.146	237.710	268.964	2.00	53.08
1350	11.286	248.996	257.677	2.23	50.86
1400	11.255	260.251	246.423	2.22	48.64
1450	9.639	269.889	236.784	1.90	46.73
1500	10.340	280.229	226.444	2.04	44.69
1550	10.039	290.268	216.405	1.98	42.71
1600	9.902	300.170	206.503	1.95	40.76
1650	10.563	310.733	195.941	2.08	38.67
1700	10.497	321.229	185.444	2.07	36.60
1750	11.502	332.732	173.942	2.27	34.33
1800	10.653	343.384	163.289	2.10	32.23
1850	9.781	353.166	153.508	1.93	30.30
1900	9.851	363.016	143.657	1.94	28.35
1950	10.471	373.487	133.186	2.07	26.29
2000	10.346	383.833	122.841	2.04	24.24
2050	9.477	393.310	113.364	1.87	22.37
2100	17.252	410.562	96.111	3.41	18.97
2150	8.503	419.066	87.608	1.68	17.29
2200	6.808	425.874	80.799	1.34	15.95
2250	6.216	432.091	74.583	1.23	14.72
2300	6.026	438.117	68.557	1.19	13.53

2350	5.507	443.623	63.050	1.09	12.44
2400	4.928	448.552	58.122	0.97	11.47
2450	4.567	453.119	53.555	0.90	10.57
2500	0.431	453.550	53.124	0.08	10.48
2550	0.369	453.918	52.755	0.07	10.41
2600	3.922	457.840	48.833	0.77	9.64
2650	6.307	464.147	42.527	1.24	8.39
2700	3.645	467.792	38.881	0.72	7.67
2750	3.787	471.579	35.094	0.75	6.93
2800	3.126	474.705	31.968	0.62	6.31
2850	2.815	477.520	29.153	0.56	5.75
2900	2.483	480.004	26.670	0.49	5.26
2950	2.031	482.034	24.639	0.40	4.86
3000	1.616	483.651	23.023	0.32	4.54
3050	1.398	485.049	21.625	0.28	4.27
3100	1.341	486.390	20.284	0.26	4.00
3150	1.069	487.459	19.214	0.21	3.79
3200	1.003	488.462	18.212	0.20	3.59
3250	0.944	489.406	17.267	0.19	3.41
3300	1.111	490.517	16.156	0.22	3.19
3350	1.298	491.815	14.859	0.26	2.93
3400	0.873	492.688	13.985	0.17	2.76
3450	0.945	493.633	13.041	0.19	2.57
3500	0.924	494.557	12.116	0.18	2.39
3550	1.121	495.679	10.995	0.22	2.17
3600	1.397	497.075	9.598	0.28	1.89
3650	2.100	499.175	7.498	0.41	1.48
3700	2.406	501.582	5.092	0.47	1.00
3750	1.805	503.387	3.287	0.36	0.65
3800	1.632	505.019	1.654	0.32	0.33
3850	1.017	506.036	0.637	0.20	0.13
3900	0.555	506.592	0.082	0.11	0.02
3950	0.056	506.647	0.026	0.01	0.01
4000	0.026	506.674	0.000	0.01	0.00
$\Sigma$	<b>506.674</b>			100.00	

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla N° 14:** Cálculos para la obtención de la curva de frecuencia de altitudes.

Altitudes (msnm)		Área entre dos contornos (Km²)	Elevación Media entre dos contornos	A x E
122.92	150	0.143	137.5	19.714
150	200	6.881	175	1204.181
200	250	23.712	225	5335.226
250	300	16.235	275	4464.736
300	350	8.792	325	2857.368
350	400	6.307	375	2365.157
400	450	6.210	425	2639.327
450	500	7.165	475	3403.279
500	550	8.179	525	4293.919
550	600	9.294	575	5343.839
600	650	10.055	625	6284.442
650	700	9.989	675	6742.497
700	750	10.518	725	7625.248
750	800	10.747	775	8328.565
800	850	10.304	825	8500.920
850	900	11.406	875	9980.022
900	950	7.719	925	7140.070
950	1000	8.628	975	8412.024
1000	1050	9.475	1025	9712.097
1050	1100	8.108	1075	8716.312
1100	1150	8.748	1125	9841.755
1150	1200	9.051	1175	10635.295
1200	1250	9.655	1225	11827.281
1250	1300	10.243	1275	13060.150
1300	1350	10.146	1325	13442.931
1350	1400	11.286	1375	15518.601
1400	1450	11.255	1425	16037.910
1450	1500	9.639	1475	14216.826
1500	1550	10.340	1525	15768.434
1550	1600	10.039	1575	15811.647
1600	1650	9.902	1625	16090.350
1650	1700	10.563	1675	17692.638
1700	1750	10.497	1725	18106.523

1750	1800	11.502	1775	20416.330
1800	1850	10.653	1825	19441.389
1850	1900	9.781	1875	18339.504
1900	1950	9.851	1925	18963.119
1950	2000	10.471	1975	20679.832
2000	2050	10.346	2025	20950.083
2050	2100	9.477	2075	19664.810
2100	2150	17.252	2125	36661.359
2150	2200	8.503	2175	18494.978
2200	2250	6.808	2225	15148.428
2250	2300	6.216	2275	14142.396
2300	2350	6.026	2325	14010.841
2350	2400	5.507	2375	13078.479
2400	2450	4.928	2425	11951.353
2450	2500	4.567	2475	11303.785
2500	2550	0.431	2525	1087.086
2550	2600	0.369	2575	949.312
2600	2650	3.922	2625	10295.515
2650	2700	6.307	2675	16870.406
2700	2750	3.645	2725	9933.829
2750	2800	3.787	2775	10507.976
2800	2850	3.126	2825	8831.377
2850	2900	2.815	2875	8092.829
2900	2950	2.483	2925	7264.039
2950	3000	2.031	2975	6041.410
3000	3050	1.616	3025	4889.861
3050	3100	1.398	3075	4298.192
3100	3150	1.341	3125	4191.681
3150	3200	1.069	3175	3395.120
3200	3250	1.003	3225	3233.695
3250	3300	0.944	3275	3092.835
3300	3350	1.111	3325	3694.348
3350	3400	1.298	3375	4379.464
3400	3450	0.873	3425	2990.809
3450	3500	0.945	3475	3282.714
3500	3550	0.924	3525	3258.295
3550	3600	1.121	3575	4008.526
3600	3650	1.397	3625	5063.190
3650	3700	2.100	3675	7716.710

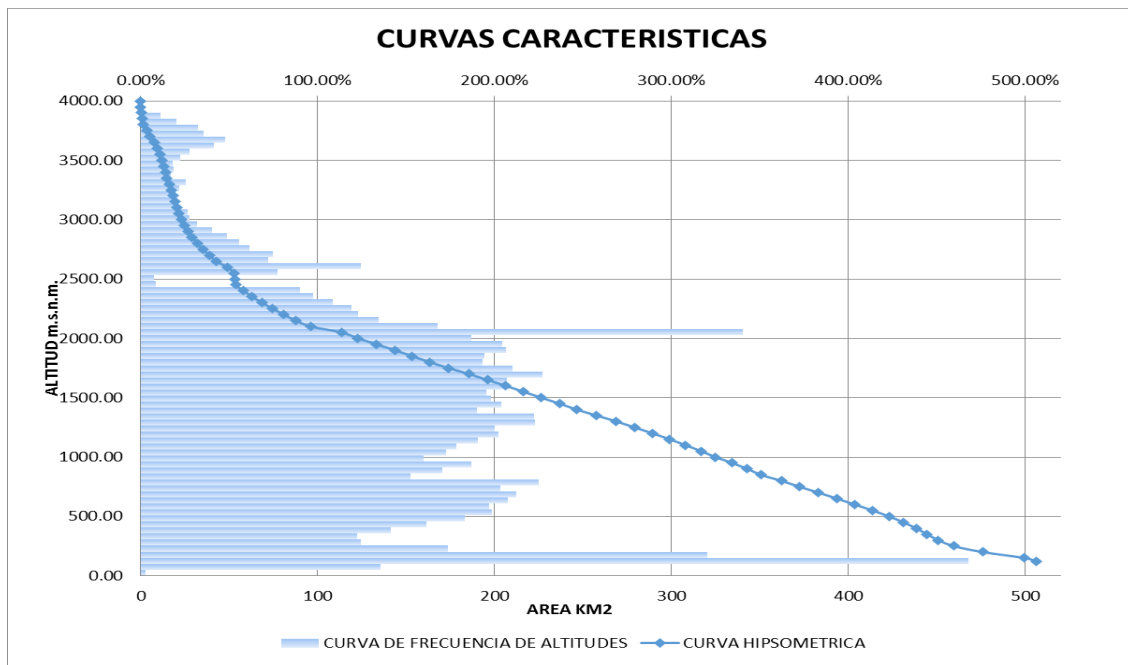
3700	3750	2.406	3725	8964.138
3750	3800	1.805	3775	6815.355
3800	3850	1.632	3825	6243.063
3850	3900	1.017	3875	3940.716
3900	3950	0.555	3925	2180.243
3950	4000	0.056	3975	221.038
4000	4050	0.026	4025	106.204
	$\Sigma$	506.67	$\Sigma$	740505.95

Fuente: Elaboración Propia.

Elevación Media.

$E_m = 1461.50$  msnm.

Figura N° 21: Curva Hipsométrica Y De Frecuencia De Altitudes.

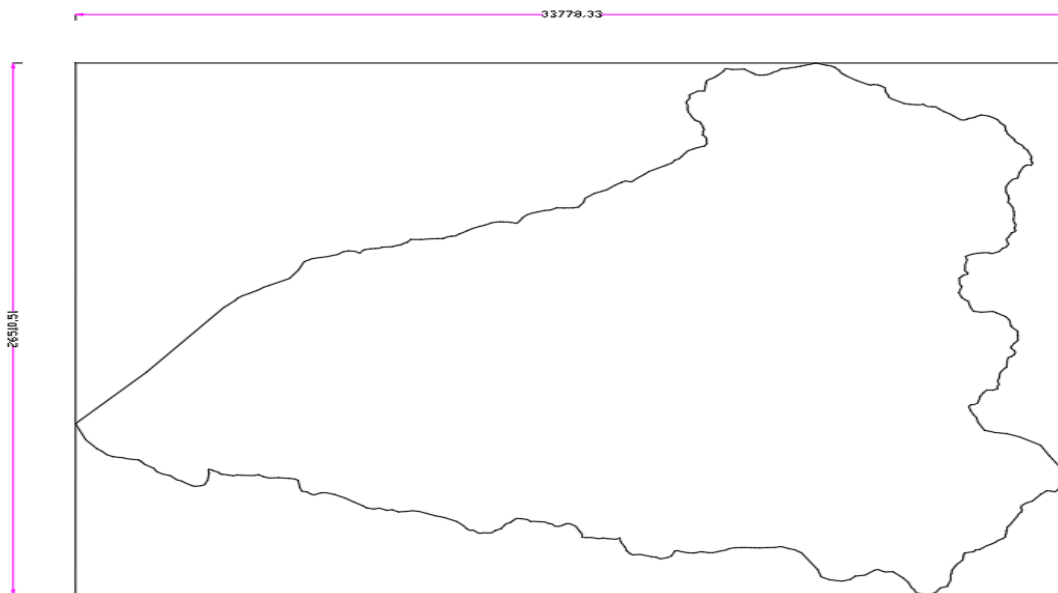


Fuente: Elaboración Propia.

### 5.3. Índices Representativos.

#### 5.3.1. Índice O Factor De Forma De Una Cuenca.

**Figura N° 22:** Relacion ancho promedio y la longitud de la cuenca.



Fuente: Elaboración Propia.

$$F = \frac{\text{ancho}}{\text{largo}} = \frac{B}{L}$$

$$B = 26511 \text{ m}$$

$$L = 33778 \text{ m}$$

$$F = \frac{26511}{33778} = \mathbf{0.785}$$

### 5.3.2. Índice De Compacidad.

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$P = 110830 \text{ m}$$

$$A = 506673571 \text{ m}^2$$

$$K = 0.28 \frac{110830}{\sqrt{506673571}} = \mathbf{1.379}$$

Al ser  $K > 1$ , la cuenca es de una forma alargada, reduciendo las probabilidades, de que sea cubierta en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río.

### 5.4. Rectángulo Equivalente.

1. Cálculo del lado mayor (L) y menor (l) del rectángulo.

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

$$L = \frac{1.379\sqrt{506673571}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.379}\right)^2} \right) = \mathbf{43.86 \text{ km}}$$

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

$$l = \frac{1.379\sqrt{506673571}}{1.12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.379}\right)^2} \right) = \mathbf{11.55 \text{ km}}$$

2. Cálculo de los cocientes - Lado Mayor

L <sub>1</sub>	= 0.012 Km	L <sub>28</sub>	= 0.834 Km	L <sub>55</sub>	= 0.271 km
L <sub>2</sub>	= 0.596 Km	L <sub>29</sub>	= 0.895 Km	L <sub>56</sub>	= 0.244 km
L <sub>3</sub>	= 2.053 Km	L <sub>30</sub>	= 0.869 Km	L <sub>57</sub>	= 0.215 km
L <sub>4</sub>	= 1.406 Km	L <sub>31</sub>	= 0.857 Km	L <sub>58</sub>	= 0.176 km
L <sub>5</sub>	= 0.761 Km	L <sub>32</sub>	= 0.914 Km	L <sub>59</sub>	= 0.140 km
L <sub>6</sub>	= 0.546 Km	L <sub>33</sub>	= 0.909 Km	L <sub>60</sub>	= 0.121 km
L <sub>7</sub>	= 0.538 Km	L <sub>34</sub>	= 0.996 Km	L <sub>61</sub>	= 0.116 km
L <sub>8</sub>	= 0.620 Km	L <sub>35</sub>	= 0.922 Km	L <sub>62</sub>	= 0.093 km
L <sub>9</sub>	= 0.708 Km	L <sub>36</sub>	= 0.847 Km	L <sub>63</sub>	= 0.087 km
L <sub>10</sub>	= 0.805 Km	L <sub>37</sub>	= 0.853 Km	L <sub>64</sub>	= 0.082 km
L <sub>11</sub>	= 0.870 Km	L <sub>38</sub>	= 0.906 Km	L <sub>65</sub>	= 0.096 km
L <sub>12</sub>	= 0.865 Km	L <sub>39</sub>	= 0.896 Km	L <sub>66</sub>	= 0.112 km
L <sub>13</sub>	= 0.911 Km	L <sub>40</sub>	= 0.820 Km	L <sub>67</sub>	= 0.076 km
L <sub>14</sub>	= 0.930 Km	L <sub>41</sub>	= 1.494 Km	L <sub>68</sub>	= 0.082 km
L <sub>15</sub>	= 0.892 Km	L <sub>42</sub>	= 0.736 Km	L <sub>69</sub>	= 0.080 km
L <sub>16</sub>	= 0.987 Km	L <sub>43</sub>	= 0.589 Km	L <sub>70</sub>	= 0.097 km
L <sub>17</sub>	= 0.668 Km	L <sub>44</sub>	= 0.538 Km	L <sub>71</sub>	= 0.121 km

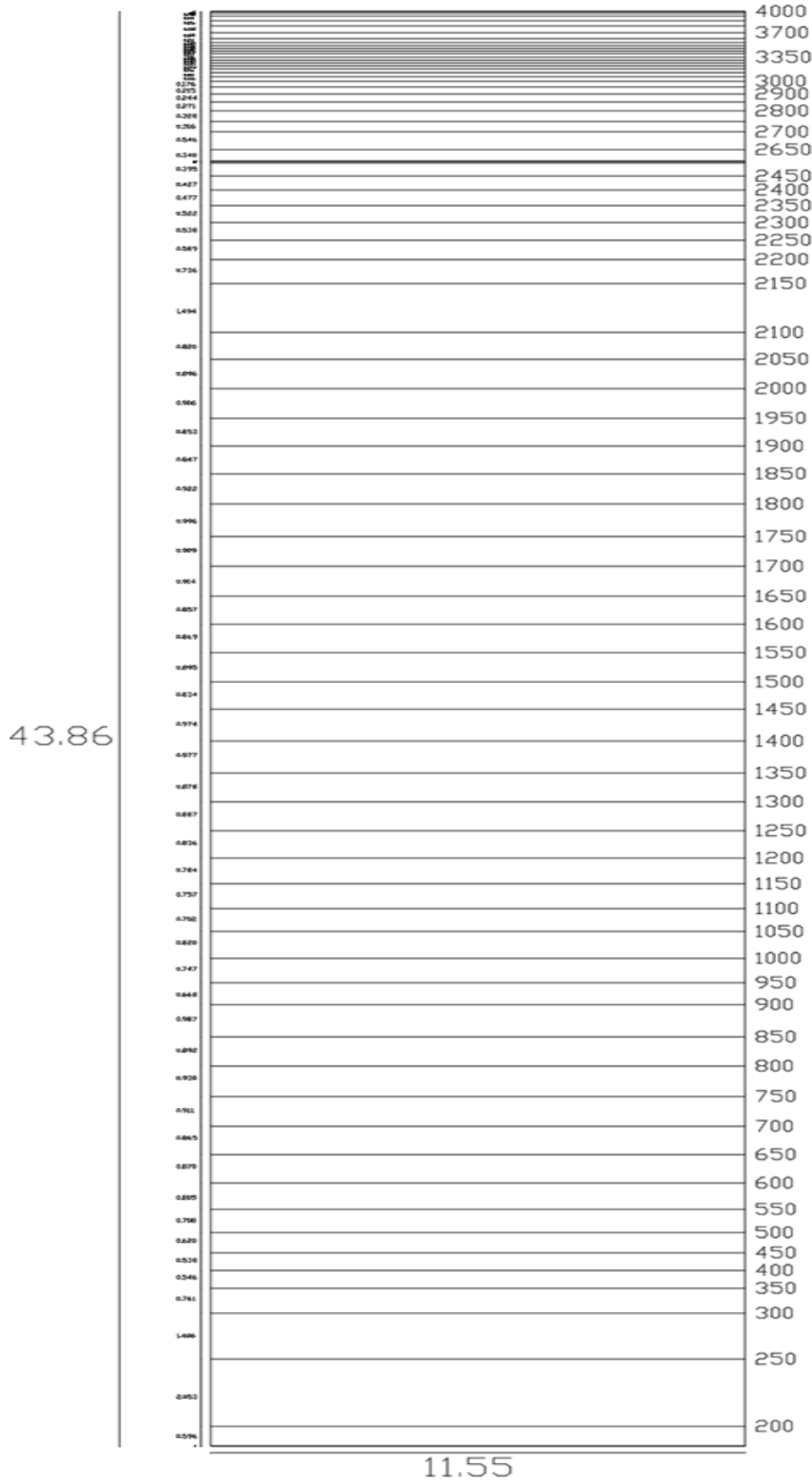
L <sub>18</sub>	= 0.747 Km	L <sub>45</sub>	= 0.522 Km	L <sub>72</sub>	= 0.182 km
L <sub>19</sub>	= 0.820 Km	L <sub>46</sub>	= 0.477 Km	L <sub>73</sub>	= 0.208 km
L <sub>20</sub>	= 0.702 Km	L <sub>47</sub>	= 0.427 Km	L <sub>74</sub>	= 0.156 km
L <sub>21</sub>	= 0.757 Km	L <sub>48</sub>	= 0.395 Km	L <sub>75</sub>	= 0.141 km
L <sub>22</sub>	= 0.784 Km	L <sub>49</sub>	= 0.037 Km	L <sub>76</sub>	= 0.088 km
L <sub>23</sub>	= 0.836 Km	L <sub>50</sub>	= 0.032 Km	L <sub>77</sub>	= 0.048 km
L <sub>24</sub>	= 0.887 Km	L <sub>51</sub>	= 0.340 Km	L <sub>78</sub>	= 0.005 km
L <sub>25</sub>	= 0.878 Km	L <sub>52</sub>	= 0.546 Km	L <sub>79</sub>	= 0.002 km
L <sub>26</sub>	= 0.977 Km	L <sub>55</sub>	= 0.316 Km		
L <sub>27</sub>	= 0.974 Km	L <sub>54</sub>	= 0.328 Km		

Fuente: Elaboración Propia.



SC

# RECTANGULO EQUIVALENTE



Fuente: Elaboración Propia.

### 5.5. Índice De Pendiente.

Altitud (msnm)	Áreas Parciales (Km <sup>2</sup> )	$\beta_i$	$(a_i - a_{i-1})$	$\sqrt{\beta_i(a_i - a_{i-1})}$	$\frac{1}{\sqrt{L}}$	Ip
122.92	0.143	0.000283	0.027085	0.002768	0.150989	0.000418
150	6.881	0.013581	0.05	0.026058	0.150989	0.003935
200	23.712	0.046800	0.05	0.048373	0.150989	0.007304
250	16.235	0.032043	0.05	0.040027	0.150989	0.006044
300	8.792	0.017352	0.05	0.029455	0.150989	0.004447
350	6.307	0.012448	0.05	0.024948	0.150989	0.003767
400	6.210	0.012257	0.05	0.024756	0.150989	0.003738
450	7.165	0.014141	0.05	0.026590	0.150989	0.004015
500	8.179	0.016142	0.05	0.028410	0.150989	0.004290
550	9.294	0.018342	0.05	0.030284	0.150989	0.004573
600	10.055	0.019845	0.05	0.031500	0.150989	0.004756
650	9.989	0.019715	0.05	0.031396	0.150989	0.004741
700	10.518	0.020758	0.05	0.032217	0.150989	0.004864
750	10.747	0.021210	0.05	0.032565	0.150989	0.004917
800	10.304	0.020337	0.05	0.031888	0.150989	0.004815
850	11.406	0.022511	0.05	0.033549	0.150989	0.005066
900	7.719	0.015235	0.05	0.027600	0.150989	0.004167
950	8.628	0.017028	0.05	0.029179	0.150989	0.004406
1000	9.475	0.018701	0.05	0.030578	0.150989	0.004617
1050	8.108	0.016003	0.05	0.028287	0.150989	0.004271
1100	8.748	0.017266	0.05	0.029382	0.150989	0.004436
1150	9.051	0.017864	0.05	0.029887	0.150989	0.004513
1200	9.655	0.019056	0.05	0.030867	0.150989	0.004661
1250	10.243	0.020217	0.05	0.031794	0.150989	0.004801
1300	10.146	0.020024	0.05	0.031642	0.150989	0.004778
1350	11.286	0.022275	0.05	0.033373	0.150989	0.005039
1400	11.255	0.022213	0.05	0.033326	0.150989	0.005032
1450	9.639	0.019023	0.05	0.030841	0.150989	0.004657
1500	10.340	0.020408	0.05	0.031943	0.150989	0.004823
1550	10.039	0.019814	0.05	0.031475	0.150989	0.004752
1600	9.902	0.019543	0.05	0.031259	0.150989	0.004720
1650	10.563	0.020847	0.05	0.032286	0.150989	0.004875
1700	10.497	0.020717	0.05	0.032184	0.150989	0.004859
1750	11.502	0.022701	0.05	0.033691	0.150989	0.005087

1800	10.653	0.021025	0.05	0.032423	0.150989	0.004896
1850	9.781	0.019304	0.05	0.031068	0.150989	0.004691
1900	9.851	0.019442	0.05	0.031179	0.150989	0.004708
1950	10.471	0.020666	0.05	0.032145	0.150989	0.004854
2000	10.346	0.020419	0.05	0.031952	0.150989	0.004824
2050	9.477	0.018704	0.05	0.030581	0.150989	0.004617
2100	17.252	0.034050	0.05	0.041262	0.150989	0.006230
2150	8.503	0.016783	0.05	0.028968	0.150989	0.004374
2200	6.808	0.013437	0.05	0.025920	0.150989	0.003914
2250	6.216	0.012269	0.05	0.024768	0.150989	0.003740
2300	6.026	0.011894	0.05	0.024386	0.150989	0.003682
2350	5.507	0.010868	0.05	0.023311	0.150989	0.003520
2400	4.928	0.009727	0.05	0.022053	0.150989	0.003330
2450	4.567	0.009014	0.05	0.021230	0.150989	0.003205
2500	0.431	0.000850	0.05	0.006518	0.150989	0.000984
2550	0.369	0.000728	0.05	0.006032	0.150989	0.000911
2600	3.922	0.007741	0.05	0.019673	0.150989	0.002970
2650	6.307	0.012447	0.05	0.024947	0.150989	0.003767
2700	3.645	0.007195	0.05	0.018967	0.150989	0.002864
2750	3.787	0.007474	0.05	0.019331	0.150989	0.002919
2800	3.126	0.006170	0.05	0.017564	0.150989	0.002652
2850	2.815	0.005556	0.05	0.016667	0.150989	0.002517
2900	2.483	0.004901	0.05	0.015655	0.150989	0.002364
2950	2.031	0.004008	0.05	0.014156	0.150989	0.002137
3000	1.616	0.003190	0.05	0.012630	0.150989	0.001907
3050	1.398	0.002759	0.05	0.011745	0.150989	0.001773
3100	1.341	0.002647	0.05	0.011505	0.150989	0.001737
3150	1.069	0.002110	0.05	0.010273	0.150989	0.001551
3200	1.003	0.001979	0.05	0.009947	0.150989	0.001502
3250	0.944	0.001864	0.05	0.009654	0.150989	0.001458
3300	1.111	0.002193	0.05	0.010471	0.150989	0.001581
3350	1.298	0.002561	0.05	0.011316	0.150989	0.001709
3400	0.873	0.001723	0.05	0.009283	0.150989	0.001402
3450	0.945	0.001864	0.05	0.009655	0.150989	0.001458
3500	0.924	0.001824	0.05	0.009551	0.150989	0.001442
3550	1.121	0.002213	0.05	0.010519	0.150989	0.001588
3600	1.397	0.002757	0.05	0.011740	0.150989	0.001773
3650	2.100	0.004144	0.05	0.014395	0.150989	0.002173
3700	2.406	0.004750	0.05	0.015410	0.150989	0.002327

3750	1.805	0.003563	0.05	0.013348	0.150989	0.002015
3800	1.632	0.003221	0.05	0.012691	0.150989	0.001916
3850	1.017	0.002007	0.05	0.010018	0.150989	0.001513
3900	0.555	0.001096	0.05	0.007404	0.150989	0.001118
3950	0.056	0.000110	0.05	0.002343	0.150989	0.000354
4000	0.026	0.000052	0.05	0.001614	0.150989	0.000244
$\Sigma$	<b>506.674</b>				$\Sigma$	<b>27.34%</b>

Fuente: Elaboración Propia.

## 5.6. Pendiente De La Cuenca.

### 5.6.1. Criterio Del Rectángulo Equivalente.

$$S = \frac{H}{L}$$

$$S = \frac{\text{cota en la parte más alta} - \text{cota en la estación de aforo}}{\text{Lado mayor del rectángulo equivalente}} = 8.25\%$$

## 5.7. Perfil Longitudinal Del Curso De Agua.

Tabla N° 15: Cálculos de los datos para el perfil del cauce principal.

Altitud (m.s.n.m)	Longitud (km)	Longitud Acumulada (km)	Altitud (m.s.n.m)	Longitud (km)	Longitud Acumulada (km)
122.915	0	0	1500	0.4731	37.610409
125	1.0275	1.027483	1550	0.4583	38.068725
150	4.2073	5.234744	1600	0.3134	38.382124
200	4.8337	10.068406	1650	0.3020	38.684082
250	2.5467	12.615094	1700	0.3722	39.056305
300	2.1593	14.774353	1750	0.2017	39.257969
350	1.8236	16.597930	1800	0.1387	39.396678
400	1.7791	18.376980	1850	0.2708	39.667446
450	1.2266	19.603542	1900	0.1927	39.860124
500	1.2172	20.820723	1950	0.1630	40.023096

550	1.4193	22.239994	2000	0.1578	40.180863
600	1.0590	23.299031	2050	0.2594	40.440296
650	0.9956	24.294625	2100	0.2337	40.673987
700	1.0818	25.376467	2150	0.1749	40.848850
750	1.1285	26.504958	2200	0.0977	40.946528
800	0.5274	27.032362	2250	0.1380	41.084518
850	0.8211	27.853443	2300	0.1476	41.232107
900	0.7349	28.588339	2350	0.1332	41.365327
950	0.5912	29.179544	2400	0.1259	41.491208
1000	0.6272	29.806784	2450	0.0834	41.574601
1050	0.9404	30.747194	2500	0.1740	41.748602
1100	0.7861	31.533285	2550	0.0708	41.819446
1150	1.1764	32.709667	2600	0.0548	41.874252
1200	0.4737	33.183323	2650	0.0417	41.915955
1250	0.8883	34.071608	2700	0.0687	41.984621
1300	0.9447	35.016276	2750	0.0487	42.033352
1350	0.8251	35.841381	2800	0.0087	42.042097
1400	0.6393	36.480689	2850	42.0421	
1450	0.6567	37.137347			

Fuente: Elaboración Propia.



2. Ecuación de Taylor – Schwarz.

Li (m)	H (m)	S	L/√S
12.41	27.09	2.18	8.40
595.71	50.00	0.08	2056.19
2052.81	50.00	0.02	13153.38
1405.53	50.00	0.04	7452.06
761.13	50.00	0.07	2969.66
546.02	50.00	0.09	1804.37
537.63	50.00	0.09	1762.94
620.27	50.00	0.08	2184.68
708.06	50.00	0.07	2664.55
804.57	50.00	0.06	3227.45
870.49	50.00	0.06	3632.13
864.76	50.00	0.06	3596.31
910.53	50.00	0.05	3885.58
930.35	50.00	0.05	4013.14
892.05	50.00	0.06	3767.90
987.42	50.00	0.05	4388.00
668.25	50.00	0.07	2443.00
746.92	50.00	0.07	2886.86
820.29	50.00	0.06	3322.50
701.94	50.00	0.07	2630.08
757.35	50.00	0.07	2947.56
783.59	50.00	0.06	3102.05
835.85	50.00	0.06	3417.47

886.78	50.00	0.06	3734.56
878.33	50.00	0.06	3681.28
977.07	50.00	0.05	4319.23
974.34	50.00	0.05	4301.12
834.43	50.00	0.06	3408.77
895.15	50.00	0.06	3787.56
869.11	50.00	0.06	3623.49
857.22	50.00	0.06	3549.36
914.44	50.00	0.05	3910.65
908.71	50.00	0.06	3873.92
995.77	50.00	0.05	4443.76
922.24	50.00	0.05	3960.76
846.77	50.00	0.06	3484.67
852.82	50.00	0.06	3522.09
906.48	50.00	0.06	3859.68
895.65	50.00	0.06	3790.73
820.45	50.00	0.06	3323.45
1493.58	50.00	0.03	8163.12
736.16	50.00	0.07	2824.71
589.41	50.00	0.08	2023.66
538.17	50.00	0.09	1765.61
521.70	50.00	0.10	1685.17
476.73	50.00	0.10	1472.05
426.66	50.00	0.12	1246.35
395.39	50.00	0.13	1111.87

37.27	50.00	1.34	32.18
31.92	50.00	1.57	25.50
339.54	50.00	0.15	884.83
545.98	50.00	0.09	1804.20
315.59	50.00	0.16	792.88
327.82	50.00	0.15	839.39
270.64	50.00	0.18	629.65
243.69	50.00	0.21	537.99
215.00	50.00	0.23	445.82
175.80	50.00	0.28	329.65
139.94	50.00	0.36	234.12
121.01	50.00	0.41	188.25
116.12	50.00	0.43	176.97
92.57	50.00	0.54	125.96
86.81	50.00	0.58	114.38
81.76	50.00	0.61	104.54
96.19	50.00	0.52	133.41
112.34	50.00	0.45	168.38
75.60	50.00	0.66	92.96
81.78	50.00	0.61	104.59
80.02	50.00	0.62	101.23
97.07	50.00	0.52	135.25
120.92	50.00	0.41	188.04
181.78	50.00	0.28	346.61
208.33	50.00	0.24	425.26

156.30	50.00	0.32	276.34
141.30	50.00	0.35	237.54
88.04	50.00	0.57	116.83
48.09	50.00	1.04	47.16
4.81	50.00	10.39	1.49
2.28	50.00	21.89	0.49
43863.79			175825.82

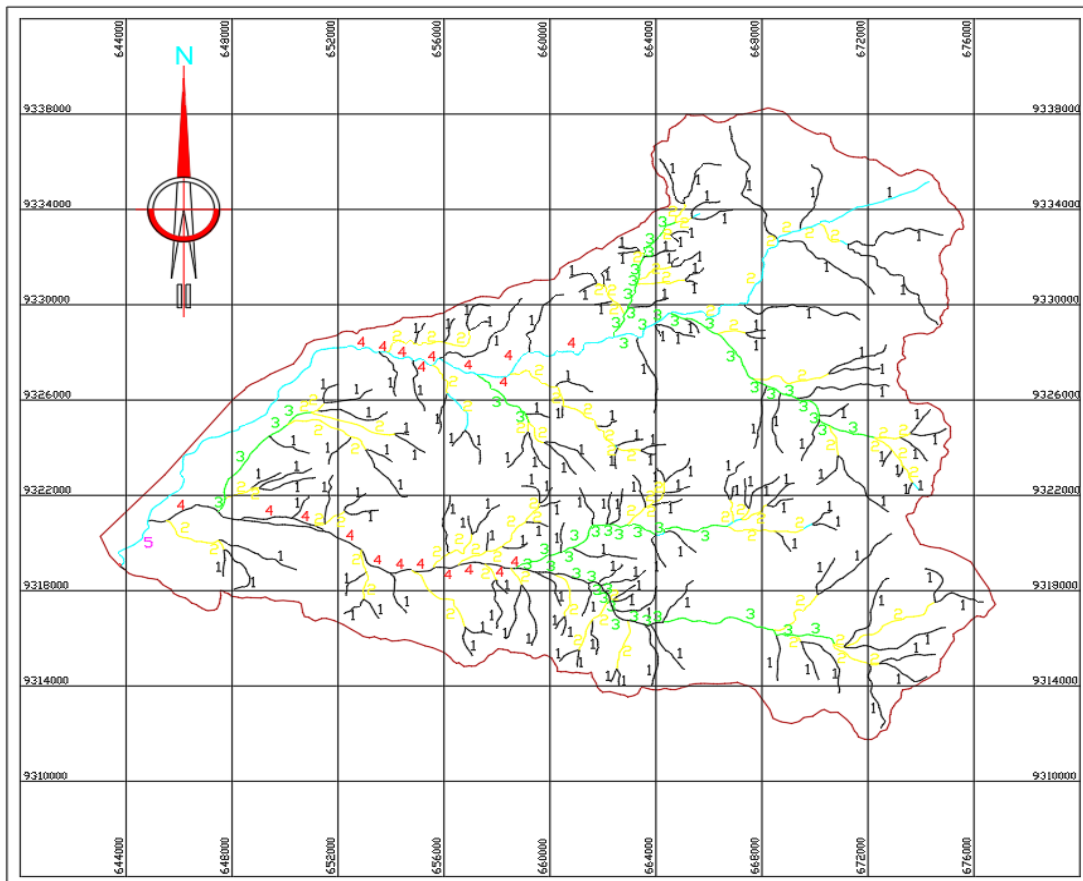
Fuente: Elaboración Propia.

$$S = 6.22 \%$$

### 5.9.Red de Drenaje.

1. Densidad de Corriente.

**Figura N° 23:** Orden de las corrientes de la cuenca.



Fuente: Elaboración Propia.

Orden	N°	Longitud (Km)
1	156	269.05
2	70	83.59
3	56	34.00
4	21	39.16
5	1	2.63
	304	428.43

$A = 506.67 \text{ Km}^2$

$D_c = 0.60$

2. Densidad de Drenaje.

$L = 428.43 \text{ Km}$

$A = 506.67 \text{ Km}^2$

$D_d = 0.85$

Al ser  $D_d$  un valor bajo, esto indica suelos duros, poco erosionables o muy permeables y coberturas vegetales densas.

5.10. Caudales Máximos.

5.10.1. Método De Gumbel.

**Tabla N° 16:** Caudales máximos.

AÑOS	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sup>2</sup>
1954	1.03	1.06
1955	1.53	2.34
1956	2.74	7.51
1957	7.07	49.98

<b>1958</b>	1.88	3.53
<b>1959</b>	4.63	21.44
<b>1960</b>	1.74	3.03
<b>1972</b>	0.72	0.52
<b>1973</b>	3.29	10.82
<b>1974</b>	2.10	4.41
<b>1975</b>	2.37	5.62
<b>1981</b>	0.59	0.35
<b>1982</b>	1.24	1.54
<b>1983</b>	40.06	1604.80
<b>1984</b>	1.56	2.43
<b>1985</b>	2.68	7.18
<b>1986</b>	2.37	5.62
<b>1987</b>	2.80	7.84
<b>1988</b>	1.68	2.82
<b>1989</b>	4.21	17.72
<b>1990</b>	1.35	1.82
<b>1991</b>	0.54	0.29
<b>1992</b>	2.29	5.24
<b>2011</b>	0.99	0.98
<b>2012</b>	4.30	18.49
<b>2013</b>	1.47	2.16
<b>2014</b>	1.52	2.31
<b>2015</b>	4.55	20.70
<b>2016</b>	2.74	7.51

2017	11.50	132.25
<b>TOTAL</b>	<b>117.54</b>	<b>1952.33</b>

Fuente: Elaboración Propia.

N	30	N° de años
T	100 AÑOS	PR

### 1) CAUDAL DEL PROMEDIO DE CAUDALES (Q<sub>m</sub>)

$$Q_m = \frac{\sum Q}{\# \text{ de años}}$$

Q <sub>m</sub> =	3.92 m <sup>3</sup> /s
------------------	------------------------

### 2) DESVIACION ESTANDAR DE LOS CAUDALES

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$$

σ <sub>Q</sub> =	7.17 m <sup>3</sup> /s
------------------	------------------------

### 3) EL VALOR DEL $\bar{Y}_N$ σ<sub>N</sub> (DATOS DE TABLA)

$\bar{Y}_N$ =	0.536220
σ <sub>N</sub> =	1.112380

4) CAUDAL MAXIMO (Qmax)

$$Q_{m\acute{a}x.} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T)$$

$Q_{m\acute{a}x.} =$	30.15 m <sup>3</sup> /s
----------------------	-------------------------

5) CALCULO DE  $\phi$  (Qmax)

$$\phi = 1 - \frac{1}{T}$$

$\phi =$	0.99
----------	------

6) CALCULO DEL INTERVALO DE CONFIANZA

Si  $\phi > 0.90$ , el intervalo de confianza se calcula:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N}$$

$\Delta Q = \pm$	7.35 m <sup>3</sup> /s
------------------	------------------------

7) CAUDAL DE DISEÑO (Qd)

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x.} \pm \Delta Q$$

$Q_d =$	37.50 m <sup>3</sup> /s
---------	-------------------------

**Tabla N° 17:** Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
$Q_{m\acute{a}x} =$	25.68 m <sup>3</sup> /s	30.15 m <sup>3</sup> /s	34.62 m <sup>3</sup> /s	40.53 m <sup>3</sup> /s
$Q_d =$	33.03 m <sup>3</sup> /s	37.50 m <sup>3</sup> /s	41.97 m <sup>3</sup> /s	47.88 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

#### 5.10.2. Método De Nash.

**Tabla N° 18:** Organización de caudales para el cálculo con el método de Nash.

m	Q	T	T/(T-1)	X	Q*X	Q <sup>2</sup>	X <sup>2</sup>
1	1.03	31.00	1.03333	-1.846	-1.902	1.061	3.409
2	1.53	15.50	1.06897	-1.538	-2.353	2.341	2.366
3	2.74	10.33	1.10714	-1.355	-3.711	7.508	1.835
4	7.07	7.75	1.14815	-1.222	-8.639	49.985	1.493
5	1.88	6.20	1.19231	-1.117	-2.100	3.534	1.248
6	4.63	5.17	1.24000	-1.030	-4.767	21.437	1.060
7	1.74	4.43	1.29167	-0.954	-1.660	3.028	0.910
8	0.72	3.88	1.34783	-0.887	-0.639	0.518	0.787
9	3.29	3.44	1.40909	-0.827	-2.721	10.824	0.684
10	2.10	3.10	1.47619	-0.772	-1.621	4.410	0.596
11	2.37	2.82	1.55000	-0.720	-1.708	5.617	0.519
12	0.59	2.58	1.63158	-0.672	-0.397	0.348	0.452
13	1.24	2.38	1.72222	-0.627	-0.777	1.538	0.393
14	40.06	2.21	1.82353	-0.584	-23.375	1604.804	0.340
15	1.56	2.07	1.93750	-0.542	-0.845	2.434	0.293

16	2.68	1.94	2.06667	-0.501	-1.344	7.182	0.251
17	2.37	1.82	2.21429	-0.462	-1.095	5.617	0.213
18	2.80	1.72	2.38462	-0.423	-1.185	7.840	0.179
19	1.68	1.63	2.58333	-0.385	-0.647	2.822	0.148
20	4.21	1.55	2.81818	-0.347	-1.460	17.724	0.120
21	1.35	1.48	3.10000	-0.309	-0.417	1.823	0.095
22	0.54	1.41	3.44444	-0.270	-0.146	0.292	0.073
23	2.29	1.35	3.87500	-0.230	-0.528	5.244	0.053
24	0.99	1.29	4.42857	-0.190	-0.188	0.980	0.036
25	4.30	1.24	5.16667	-0.147	-0.631	18.490	0.022
26	1.47	1.19	6.20000	-0.101	-0.149	2.161	0.010
27	1.52	1.15	7.75000	-0.051	-0.077	2.310	0.003
28	4.55	1.11	10.33333	0.006	0.028	20.703	0.000
29	2.74	1.07	15.50000	0.076	0.207	7.508	0.006
30	11.50	1.03	31.00000	0.174	1.996	132.250	0.030
<b>Σ</b>	<b>117.540</b>			<b>-17.853</b>	<b>-62.848</b>	<b>1952.331</b>	<b>17.626</b>

Fuente: Elaboración Propia.

N =	30
-----	----

1) Caudal medio:

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{N}$$

Q <sub>m</sub> =	3.92 m <sup>3</sup> /s
------------------	------------------------

2) Valor medio:

$$X_m = \frac{\sum X_i}{N}$$

Xm =	-0.595
------	--------

3) Constantes en función del registro de caudales máx. anuales:

$$a = Q_m - bX_m$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2}$$

a=	4.521
----	-------

b=	1.014
----	-------

4) Cálculo del caudal Máximo:

$$Q_{max} = a + b * \text{Log}(\text{Log}(\frac{T}{T-1}))$$

T=	100 Años
Q max =	2.13 m³/s

5) Cálculo de las desviaciones estándar y confianza:

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

Sxx=	210.0451
------	----------

Sqq=	44754.28
------	----------

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i)(\sum X_i)$$

$$X_i = \log(\log(\frac{T}{T-1}))$$

Sxq=	212.99
------	--------

X=	-2.36
----	-------

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N - 2S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)}$$

$\Delta Q =$	10.06 m <sup>3</sup> /s
--------------	-------------------------

5) Cálculo del caudal de diseño:

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

$Q_d =$	12.19 m <sup>3</sup> /s
---------	-------------------------

Tabla N° 19: Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
$Q_{m\acute{a}x.} =$	2.44 m <sup>3</sup> /s	2.13 m <sup>3</sup> /s	1.82 m <sup>3</sup> /s	1.42 m <sup>3</sup> /s
$Q_d =$	10.90 m <sup>3</sup> /s	12.19 m <sup>3</sup> /s	13.50 m <sup>3</sup> /s	15.24 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

### 5.10.3. Método De Lebediev.

Tabla N° 20: Calculos para el método.

AÑO	$Q_{m\acute{a}x.}$	$\frac{Q}{Q_m} - 1$	$\left(\frac{Q}{Q_m} - 1\right)^2$	$\left(\frac{Q}{Q_m} - 1\right)^3$
1954	1.03	-0.737	0.543	-0.400
1955	1.53	-0.609	0.371	-0.226

<b>1956</b>	2.74	-0.301	0.090	-0.027
<b>1957</b>	7.07	0.804	0.647	0.521
<b>1958</b>	1.88	-0.520	0.271	-0.141
<b>1959</b>	4.63	0.182	0.033	0.006
<b>1960</b>	1.74	-0.556	0.309	-0.172
<b>1972</b>	0.72	-0.816	0.666	-0.544
<b>1973</b>	3.29	-0.160	0.026	-0.004
<b>1974</b>	2.10	-0.464	0.215	-0.100
<b>1975</b>	2.37	-0.395	0.156	-0.062
<b>1981</b>	0.59	-0.849	0.722	-0.613
<b>1982</b>	1.24	-0.684	0.467	-0.319
<b>1983</b>	40.06	9.225	85.093	784.952
<b>1984</b>	1.56	-0.602	0.362	-0.218
<b>1985</b>	2.68	-0.316	0.100	-0.032
<b>1986</b>	2.37	-0.395	0.156	-0.062
<b>1987</b>	2.80	-0.285	0.081	-0.023
<b>1988</b>	1.68	-0.571	0.326	-0.186
<b>1989</b>	4.21	0.075	0.006	0.000
<b>1990</b>	1.35	-0.655	0.430	-0.282
<b>1991</b>	0.54	-0.862	0.743	-0.641
<b>1992</b>	2.29	-0.416	0.173	-0.072
<b>2011</b>	0.99	-0.747	0.558	-0.417
<b>2012</b>	4.30	0.097	0.010	0.001
<b>2013</b>	1.47	-0.625	0.390	-0.244
<b>2014</b>	1.52	-0.612	0.375	-0.229

2015	4.55	0.161	0.026	0.004
2016	2.74	-0.301	0.090	-0.027
2017	11.50	1.935	3.745	7.247
$\Sigma$	117.540		97.182	787.690

Prom. 3.918

Fuente: Elaboración Propia.

N =	30
-----	----

1) Obtención del caudal medio

$$Q_m = \Sigma Q_i / N$$

Qm =	3.9 m <sup>3</sup> /s
------	-----------------------

2) Cálculos previos

$$= 97.182$$

$$\Sigma \left( \frac{Q}{Q_m} - 1 \right)^2$$

$$\Sigma \left( \frac{Q}{Q_m} - 1 \right)^3 = 787.690$$

3) Cálculos del coeficiente de variación  $C_v$

$$C_v = \sqrt{\frac{\Sigma \left( \frac{Q}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}}$$

$C_v =$	1.80
---------	------

4) Cálculo del coeficiente de asimetría  $C_s$

$$C_s = \frac{\sum \left( \frac{Q}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3}$$

$C_s =$	4.50
---------	------

\*Considerando que la avenida es producida por una tormenta, se tiene

$C_s =$	5.40
---------	------

5) Obtención del coeficiente K

4.1) Para un PR de *100 años*, el valor de P

P =	1.00 %
-----	--------

4.2) Con P = 1.00 % y  $C_s = 5.40$  (Valor de tabla N°5)

K =	4.59
-----	------

6) Cálculo de  $E_r$

4.2) Con P = 1.00 % y  $C_s = 5.40$  (Valor de figura N°17)

$E_r =$	2.67
---------	------

7) Cálculo del caudal máximo

$$Q_{m\acute{a}x.} = Q_m * (k * C_v + 1)$$

Q max =	36.29 m <sup>3</sup> /s
---------	-------------------------

8) Cálculo del intervalo de confianza

$$\Delta Q = \pm \frac{A * E_r * Q_{m\acute{a}x.}}{\sqrt{N}}$$

$\Delta Q =$	15.03 m <sup>3</sup> /s
--------------	-------------------------

9) Cálculo del caudal de diseño

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x.} + \Delta Q$$

Qd =	51.32 m <sup>3</sup> /s
------	-------------------------

**Tabla N° 21:** Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
$Q_{m\acute{a}x.} =$	27.40 m <sup>3</sup> /s	36.29 m <sup>3</sup> /s	46.37 m <sup>3</sup> /s	58.50 m <sup>3</sup> /s
$Q_d =$	39.22 m <sup>3</sup> /s	51.32 m <sup>3</sup> /s	67.02 m <sup>3</sup> /s	85.46 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

5.10.4. Método de la Envolvente de Creager.

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

donde:

$Q_{\text{máx.}}$  = Caudal máximo

T= Periodo de retorno

A= Área de la cuenca

$C_1, C_2, m, n$

= Constantes para las diferentes regiones del Perú

$C_1 = 0.27 \quad 1.75 \quad 0.778873357$

$C_2 = 1.48 \quad 2.00$

$m = 1.02 \quad 127.8324346$

$n = 0.04$

T= 100 AÑOS

A= 506.674

$Q_{\text{máx.}} =$	447.41 m <sup>3</sup> /s
---------------------	--------------------------

**Tabla N° 22:** Caudales máximos en distintos periodos de retorno.

	50 años	100 años	200 años	500 años
$Q_{\text{máx.}} =$	380.07 m <sup>3</sup> /s	447.41 m <sup>3</sup> /s	514.76 m <sup>3</sup> /s	60.78 m <sup>3</sup> /s

Fuente: Elaboración Propia.

6. Conclusiones Y Recomendaciones.

A. Conclusiones.

- ▷ Al ver que los registros de información de caudales máximos recolectados en Senamhi y Ana, son solo de 30 años y siendo estos

años no consecutivos, el caudal con el que se está trabajando en las fórmulas de erosión y socavación en pilares y puentes es de 822.80 m<sup>3</sup>/s el cual fue deducido de un informe de Estudios de máximas avenidas en las cuencas de la vertiente del pacífico – cuencas de la costa norte, realizado por el Ministerio de Agricultura y la Autoridad Nacional del Agua realizado en el 2010, en el cual realiza cálculos de caudales máximos de forma estadística y por modelos hidrológicos; tomando como criterio que por métodos estadísticos, al estar dependiendo de la información existente, pueden arrojar resultados, muchas veces subestimados, sin embargo los modelos hidrológicos tomados en tal informe permite mejorar la aproximación de los valores máximos.

## Anexo N° 2: Cálculos de la erosión en puentes.

### 1. Cálculos De Los Métodos De Erosión En Pilares De Puentes.

#### 1. Método De Laursen Y Touchl.

##### Ecuación General:

$$Y_s = K \cdot K_s \cdot b$$

donde:

$Y_s$  = Coeficiente de equilibrio de socavación desde el nivel inicial del lecho (m)

$k$  = Gráfico N° 2.5

$K_s$  = Coeficiente que depende de la forma del pilar (Tabla 2.1)

$b$  = Ancho del pilar

##### Desarrollo:

###### 1) Cálculo De K:

$Y_n$  = 2.90 m

$b$  = 0.80 m

$Y_n/b$  = 3.63 m

$K$  = **2.24** de gráfico N°2.5

###### 2) Cálculo De $K_s$ : cuando el ángulo de incidencia ( $\alpha$ ) es igual a cero

Forma del pilar = Semicircular

Longitud del Pilar (L) = 6.50 m

Ancho del Pilar (b) = 0.80 m

$L/b$  = 8.13 m

$K_s$  = **0.90** de tabla N° 2.1

### 3) Cálculo De $K_\alpha$ :

cuando el ángulo de incidencia ( $\alpha$ ) no es igual a cero

$$L/b = 8.13 \text{ m}$$

$$\alpha = 11^\circ$$

$$K_\alpha = 0.80$$

de gráfico N° 2.6

### 4) cálculo de la erosión local:

$Y_s =$	1.613 m
---------	---------

## 2. Método De Yaroslavtziev

Ecuación General: 
$$Y_s = K_f \cdot K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

donde:

$Y_s =$  Profundidad de socavación a partir del lecho (m)

$V =$  Velocidad media de la corriente aguas arriba del pilar, después de producirse la erosión general del cauce (m/s)

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

$d_{85} =$  Diámetro característico que indica que el 85% del peso del material del cauce en estudio lo constituyen partículas de diámetros menores a él (m).

(Ver Anexos, del Anexo N° 1.1: Estudio De Mecánica De Suelos.)

$K_f =$  Coeficiente de forma (Tabla N°2.2)

$K_v =$  Coeficiente del ángulo de incidencia

$e =$  Coeficiente de corrección (Tabla N°2.3)

Desarrollo:

1) Cálculo De  $K_f$ :

$$K_f = 8.5 + 1.5 \operatorname{sen} \alpha$$

$$\alpha = 0^\circ \quad 3.14159265$$

$$K_f = 8.50$$

2) Cálculo De  $K_v$ :

$$\mathbf{LogK_v = -0.28 \left( \frac{V^2}{gb_1} \right)^{1/3}}$$

Proyección del ancho del pilar sobre un plano perpendicular a la dirección de la corriente (b). ( $b_1 = b$

$$b_1 = b \cos \alpha - L \operatorname{sen} \alpha$$

$$\mathbf{(b_1 = b \cos \alpha - L \operatorname{sen} \alpha)}$$

$$b = 0.80 \text{ m}$$

$$L = 6.50 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ \quad Q_{\text{máx.}} = 822.80 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b_1 = 0.80 \quad A = 342.29 \text{ m}^2$$

$$V = 2.40 \text{ m/s}$$

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

$$K_v = 0.56$$

3) Cálculo De e:

Localización del pilar: Cauce principal

$$e = 0.6$$

4) Cálculo De  $K_H$ :

$$\mathbf{LogK_H = 0.17 - 0.35 \frac{y_n}{b_1}}$$

$$Y_n = 2.90 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.80$$

$$K_H = 0.08$$

$$d_{85} = 0.03 \text{ m}$$

### 5) Cálculo De La Erosión Local:

$$Y_S = K_f \cdot K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

$Y_S =$	0.945 m
---------	---------

### 3. Método De La FHWA (HEC-18).

#### Ecuación General:

donde:

$$Y_{smax} = 2K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * b^{0.65} * Y_n^{0.35} * F^{0.43}$$

$K_1 =$  Factor de forma del pilar

$K_2 =$  Factor del ángulo de ataque

$K_3 =$  Factor de corrección por rugosidad del fondo

$K_4 =$  Factor de corrección por gradación de materiales

#### Desarrollo:

##### 1) Cálculo De $K_1$ :

$$K_1 = 1.00$$

##### 2) Cálculo De $K_2$ :

$$K_2 = (\cos \alpha + L/b \sin \alpha)^{0.65}$$

$$L = 6.50 \text{ m}$$

$$b = 0.80 \text{ m}$$

$$L/b = 8.13 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ \quad 3.14159265$$

$$K_2 = 1.00$$

3) Cálculo De  $K_3$ :

$$K_3 = 1.10$$

4) Cálculo De  $K_4$ :

$$V_i = 0.645 \left( \frac{d_{50}}{b} \right)^{0.053} * V_{c50}$$

$$d_{50} = 0.0018 \quad \text{(Ver Anexos, del Anexo N° 1.1: Estudio De Mecánica De Suelos.)}$$

$$d_{90} = 0.0454 \quad \text{(Ver Anexos, del Anexo N° 1.1: Estudio De Mecánica De Suelos.)}$$

$$b = 0.80 \text{ m}$$

$$V_{c50} = 6.19 Y_n^{1/6} \cdot d_{50}^{1/3}$$

$$Y_n = 2.90 \text{ m}$$

$$V_{c50} = 0.90 \text{ m/s}$$

$$V_i = 0.42 \text{ m/s}$$

$$V_{c90} = 2.64 \text{ m/s}$$

$$V_0 = 2.40 \text{ m/s}$$

$$K_4 = \left[ 1 - 0.89 \left( 1 - \frac{V_0 - V_i}{V_{c90} - V_i} \right)^2 \right]^{0.5}$$

$$K_4 = 1.00$$

4) Cálculo De Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_n}}$$

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

$$F = 0.45$$

5) Cálculo De La Erosión Local:

$Y_S =$	1.95 m
---------	--------

#### 4. Método De Larras.

##### Ecuación General:

donde:  $d_s = 1.05 * k * a^{0.75}$

a= ancho de la pila (m)

$$K = K_f * K_{\phi}$$
$$d_s = 1.05 * K_f * K_{\phi} * a^{0.75}$$

donde:

$K_f$ = Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente. Tabla 2.8

$K_{\phi}$ = Factor de corrección por la forma de la pila. Tabla 2.9

##### Desarrollo:

##### 1) Cálculo De $K_f$ :

$$b = 0.80 \text{ m}$$

$$L = 6.50 \text{ m}$$

$$K_f = 1.03$$

##### 2) Cálculo De $K_{\phi}$ :

$$K_{\phi} = 1.00$$

##### 3) Cálculo De $d_s$ :

$d_s =$	0.915 m
---------	---------

## 5. Método de Froehlich.

### Ecuación General:

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

donde:

$d_s$  = Profundidad de socavación local (m)

$K_f$  = Factor de corrección por la forma de la pila. Tabla 2.10

$a'$  = ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo (m)

$a$  = ancho de la pila, adicionado como factor de seguridad (m)

$h$  = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m)

$F_r$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

$D_{50}$  =

(Ver Anexos, del Anexo N° 1.1: Estudio De Mecánica De Suelos.)

Desarrollo:

1) Cálculo De  $K_f$ :

$$K_f = 1.00$$

2) Cálculo De  $a'$ :

$$a' = a \cos \alpha - L \operatorname{sen} \alpha$$

$$a = 0.80 \text{ m}$$

$$L = 6.50 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ \quad 3.14159265$$

$$a' = 0.80 \text{ m}$$

$$h = 2.90 \text{ m}$$

3) Cálculo De Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_n}}$$

$$V = 2.40 \text{ m/s}$$

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

$$F = 0.45$$

$$d_{50} = 0.0018 \text{ m}$$

4) Cálculo De  $d_s$ :

$d_s =$	1.481 m
---------	---------

## 6. Método De La Universidad Estatal De Colorado (CSU).

### Ecuación General:

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

donde:

$d_s$  = Profundidad de socavación local (m)

$h$  = Profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m)

$K_f$  =  $K_1$  = factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (tabla 2.11)

$K_{\emptyset}$  =  $K_2$  = factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (tabla 2.12)

$K_c$  =  $K_3$  = factor de corrección por la forma del lecho (tabla 2.13)

$K_a$  =  $K_4$  = factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho (tabla 2.14)

$a$  = ancho de la pila

$l$  = Longitud de la pila

$F_r$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

$V$  = velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila (m/s)

**Desarrollo:**

1) Cálculo De  $K_f$ :

$$K_f = 1.00$$

2) Cálculo De  $K_{\emptyset}$ :

$$\alpha = 0^\circ$$

$$a = 0.80 \text{ m}$$

$$l = 6.50 \text{ m}$$

$$l/a = 8.13 \text{ m}$$

$$K_{\phi} = 1.00$$

3) Cálculo De  $K_C$ :

$$K_C = 1.10$$

4) Cálculo De  $K_a$ :

$$K_a = 1.00$$

3) Cálculo De Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_n}}$$

$$V = 2.40 \text{ m/s}$$

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

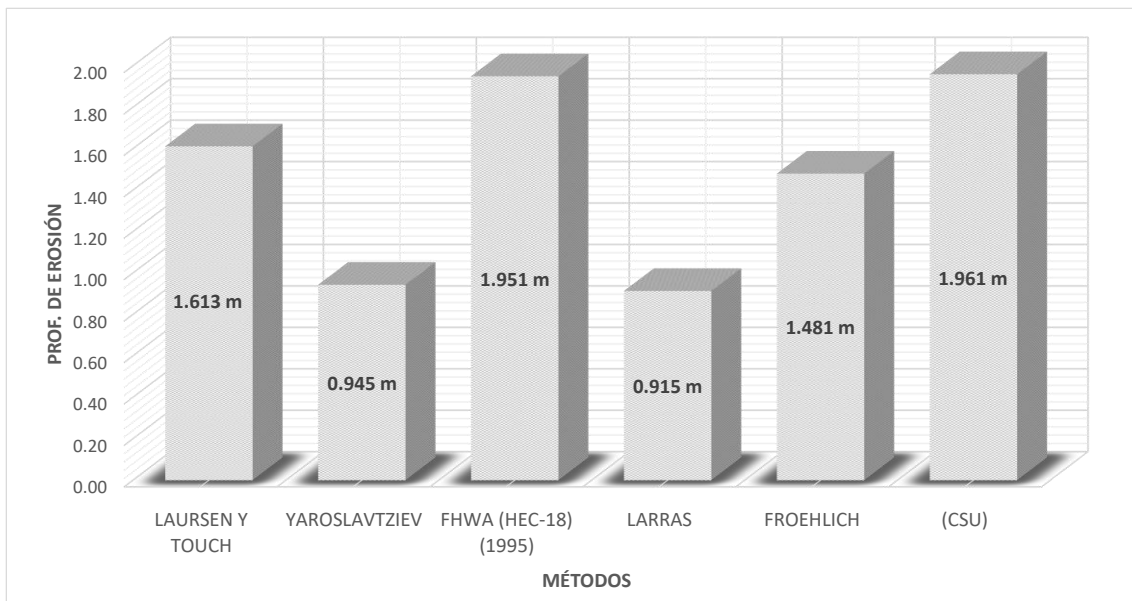
$$h = 2.90 \text{ m}$$

$$F = 0.45$$

4) Cálculo De  $d_s$ :

$d_s =$	1.96 m
---------	--------

## 7. Resumen De Los Métodos De Erosión En Pilares De Puentes



Fuente: Elaboración Propia.

## 2. Cálculos De Los Métodos De Erosión En Estribos De Puentes.

### 1. Método De Liu, Chang Y Skinner.

#### Ecuación General:

$$\frac{d_s}{h} = K_f * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * F_R^{0.33}$$

donde:

$d_s$  = Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación (m)

$h$  = profundidad media del flujo aguas arriba del 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 (m/s)

$K_f$  = Coeficiente de corrección por la forma del estribo

$K_f$  = 1.1 para estribos con pared inclinada hacia el cauce

$K_f$  = 2.15 para estribos con pared vertical

Desarrollo:

#### 1) Cálculo De $K_f$ :

$$K_f = 1.10$$

$$h = 4.86 \text{ m}$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

#### 2) Cálculo De Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

$$V = 2.40 \text{ m/s}$$

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

$$F = 0.35$$

### 3) Cálculo De $d_s$ :

$d_s =$	3.818 m
---------	---------

## 2. MÉTODO DE FROEHLICH.

### Ecuación General:

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27 * K_f * K_{\theta} * \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} * F_{re}^{0.61} + 1$$

donde:

$d_s =$  Profundidad de socavación

$h_e =$  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. Tabla 2.17

$K_{\theta} =$  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)

$F_r =$  número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo

Desarrollo:

#### 1) Cálculo De $K_f$ :

$$K_f = 0.55$$

822.8

70.39

$$h_e = 4.86 \text{ m}$$

2.40380964

$$L = 5.00 \text{ m}$$

4.8627646

2) Cálculo De Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_e}}$$

V= 2.40 m/s

g= 9.81 m/s<sup>2</sup>

F= 0.35

3) Cálculo De d<sub>s</sub>:

ds=	8.090 m
-----	---------

3. Método Hire.

Ecuación General:

$$d_s = 4h * \left( \frac{K_f}{0.55} \right) * K_{\phi} * F_r^{0.33}$$

donde:

d<sub>s</sub> = Profundidad de socavación (m)

h= Profundidad media del flujo al pie del estribo en la sobrebanca o en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente

F<sub>r</sub>= número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie y justo aguas arriba del estribo

K<sub>f</sub> = Coeficiente de corrección por la forma del estribo. Tabla 2.17

K<sub>φ</sub> = Coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo

Desarrollo:

1) Cálculo De K<sub>f</sub>:

$$K_f = 0.55$$

$$h_e = 4.86 \text{ m}$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

2) Cálculo De Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_e}}$$

$$V = 2.40 \text{ m/s}$$

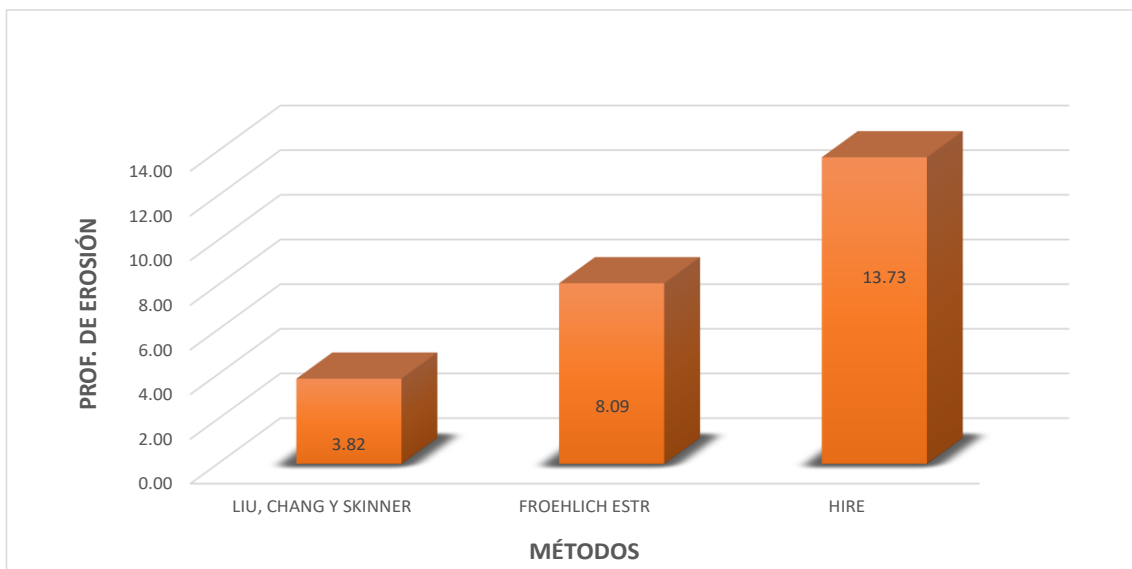
$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$F = 0.35$$

3) Cálculo De  $d_s$ :

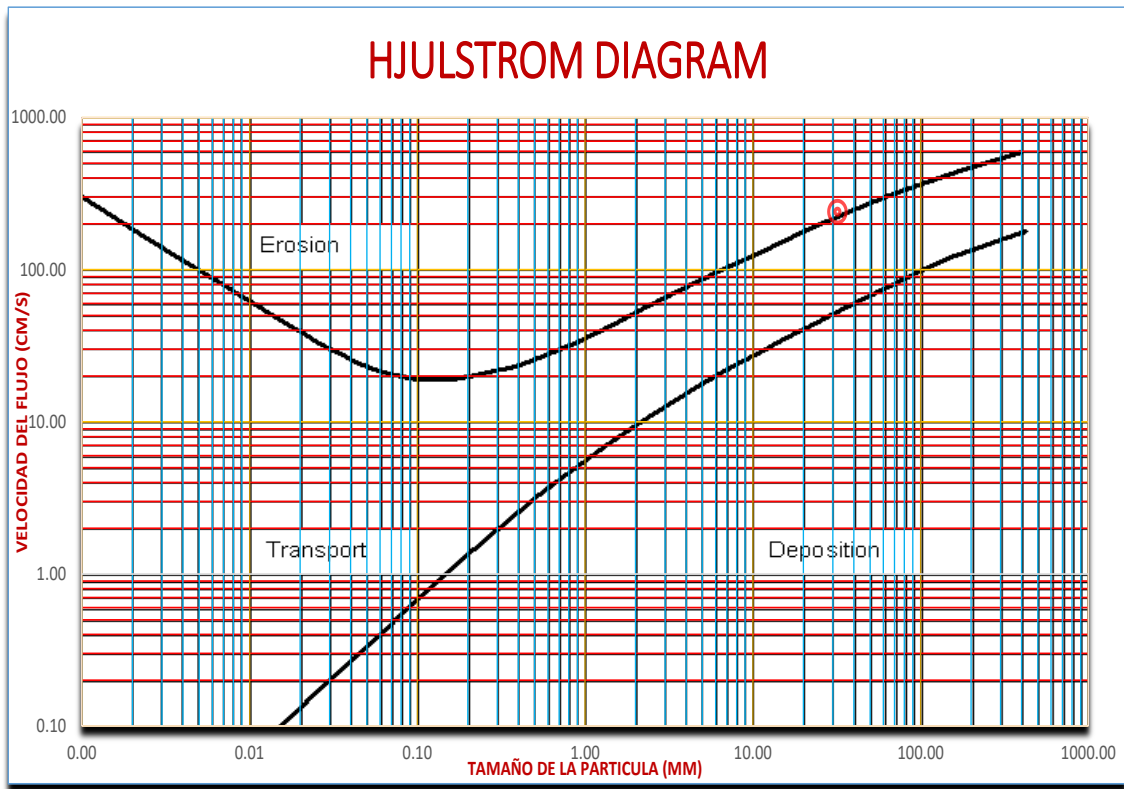
$d_s =$	<b>13.730</b>
---------	---------------

### 1. Resumen De Los Métodos De Erosión En Pilares De Puentes.



Fuente: Elaboración Propia.

### 3. Diagrama de Hjulstrom.



Fuente: Elaboración Propia.

DATOS	
Tamaño (mm)	Velocidad (cm/s)
31.89	240.38

### Anexo N° 3: Panel fotográfico.

Fotografía N° 1: Vista lateral del Puente Motupe.



Fuente: Elaboración Propia.

Fotografía N° 2: Vista del Estribo N° 1 y del Pilar N° 1.



Fuente: Elaboración Propia.

Fotografía N° 3: Vista del Pilar N° 2 y del Estribo N° 2.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 4:** Cartel de información del Puente Motupe.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 5:** Muro de contención al Costado del Estribo N° 1.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 6:** Vista de la Plataforma del Puente Motupe.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 7:** Brigada de Trabajo Para la Topografía de la zona de estudio.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 8:** Toma de puntos y Coordenadas de los cambios de estación, con ayuda del GPS.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 9:** Puntos Topográficos en el cauce principal del río 1.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 10** : Puntos Topográficos en el cauce principal del río 2.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 11** : Puntos Topográficos en el cauce principal del río 3



Fuente: Elaboración Propia.

Fotografía N° 12: Excavación de calicatas.



Fuente: Elaboración Propia.

Fotografía N° 13: Muestras obtenidas, para ser analizadas.



Fuente: Elaboración Propia.

Fotografía N° 14: Realización del ensayo de Contenido de Humedad.



Fuente: Elaboración Propia.

Fotografía N° 15: Realización del ensayo de Granulometría.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 16:** Preparación de la muestra para ser analizada en la máquina de corte directo.



Fuente: Elaboración Propia.

**Fotografía N° 17:** Realización de ensayo de Corte Directo.



Fuente: Elaboración Propia.

## Anexo N° 4: Hec – Ras.

### EVALUACIÓN HIDRÁULICA – HEC RAS 5.0.3

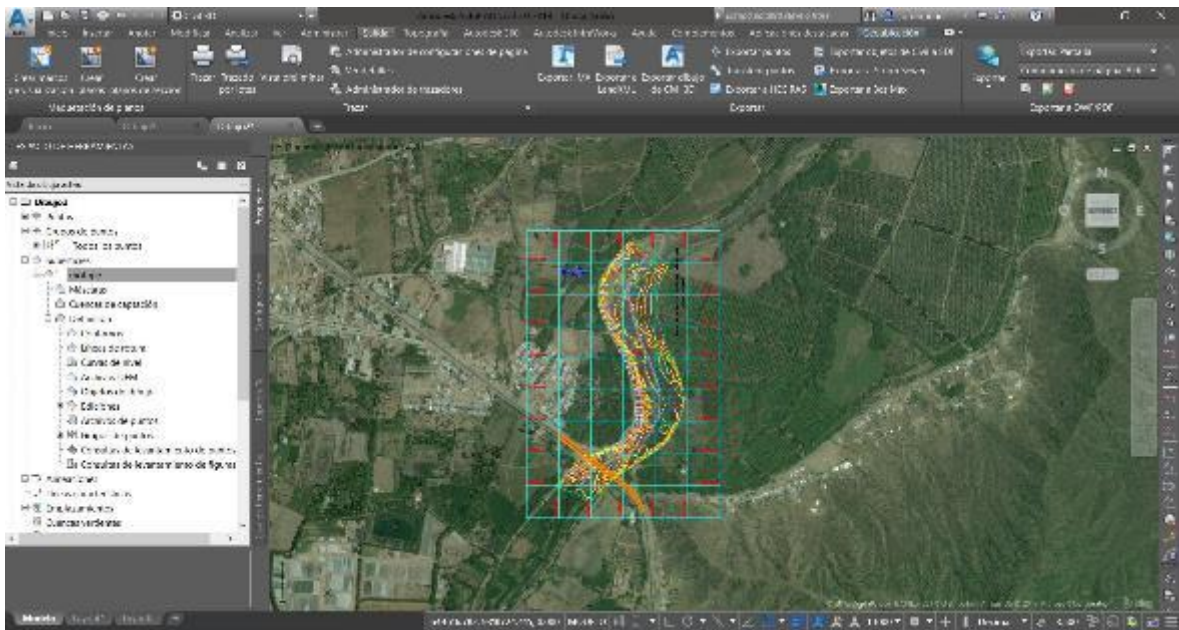


Figura N° 4 – 1: Creación de Superficie y curvas de nivel de un tramo del río Motupe en el programa Civil 3D, para ser exportado al HEC – RAS 5.0.3

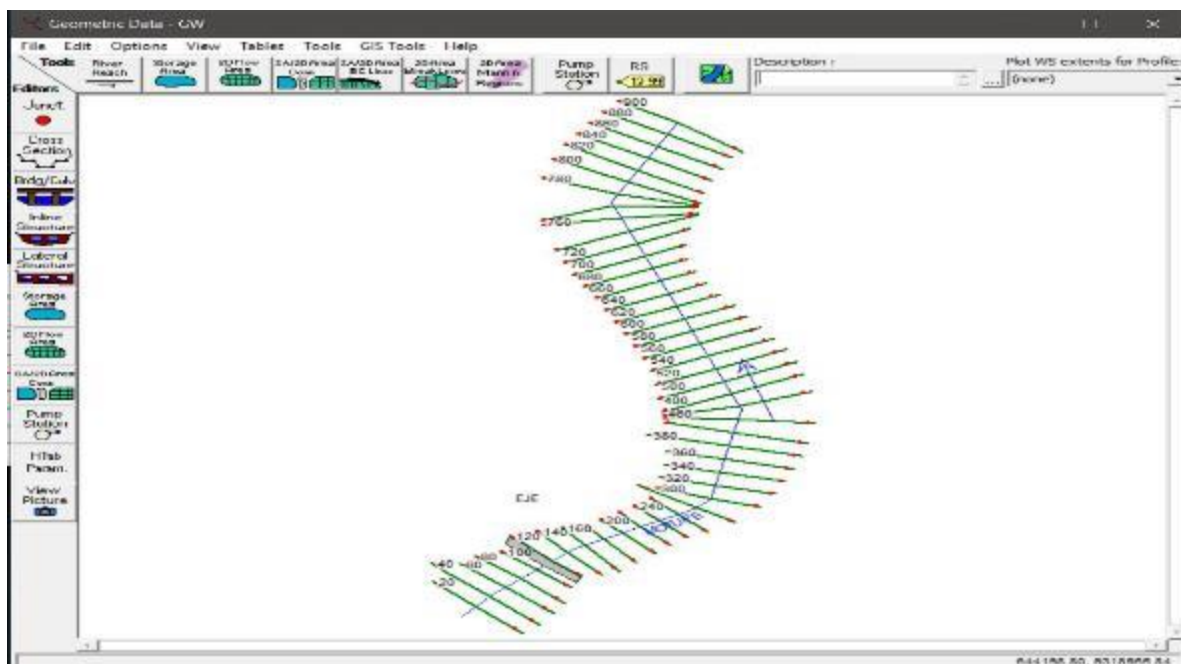


Figura N° 4 – 2: Secciones importadas del civil 3D y visualización del puente Motupe

Deck/Roadway Data Editor

Distance	Width	Weir Coef
1.04	9.8	1.44

Clear Del Row Ins Row Copy US to DS

Upstream				Downstream		
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	5.	117.7	116.25	5.	117.7	116.25
2	19.173	117.7	116.25	19.173	117.7	116.25
3	19.796	117.7	116.179	19.796	117.7	116.179
4	20.554	117.7	116.052	20.554	117.7	116.052
5	21.317	117.7	115.918	21.317	117.7	115.918
6	22.1	117.7	115.776	22.1	117.7	115.776
7	22.871	117.7	115.773	22.871	117.7	115.773
8	23.81	117.7	116.003	23.81	117.7	116.003

U.S Embankment SS  D.S Embankment SS

Weir Data  
 Max Submergence:  Min Weir Flow El:

Weir Crest Shape  
 Broad Crested  
 Ogee

OK Cancel

Figura N° 4 – 3: Ingresando datos del tablero del puente motupe

Pier Data Editor

Add Copy Delete Pier #  ↓ ↑

Del Row Centerline Station Upstream

Ins Row Centerline Station Downstream

Floating Pier Debris  
   Apply floating debris to this pier  
 Debris Width:   
 Debris Height:

Upstream		Downstream		
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation
1	0.8	110.	0.8	110.
2	0.8	115.78	0.8	115.78
3				
4				
5				

OK Cancel Help Copy Up to Down

Pier Data Editor

Add Copy Delete Pier # 2

Del Row Centerline Station Upstream 50.5

Ins Row Centerline Station Downstream 50.5

Floating Pier Debris

All On ... All Off ...  Apply floating debris to this pier

Set Wd/Ht for all ... Debris Width: Debris Height:

	Upstream		Downstream	
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation
1	0.8	108.79	0.8	108.79
2	0.8	115.773	0.8	115.773
3				
4				
5				

OK Cancel Help Copy Up to Down

Figura N° 4 – 4: Ingresando datos de los pilares intermedios 1 y 2 respectivamente

Sloping Abutment Data Editor

Add Copy Delete Abutment # 2

Del Row Ins Row

	Upstream		Downstream	
	Station	Elevation	Station	Elevation
1	72.8	117.7	72.8	117.7
2	80.7	117.7	80.7	117.7
3				
4				
5				
6				
7				

OK Cancel Help Copy Up to Down

Sloping Abutment Data Editor

Add Copy Delete Abutment # 1

Del Row Ins Row

	Upstream		Downstream	
	Station	Elevation	Station	Elevation
1	-2.9	117.7	-2.9	117.7
2	5.	117.7	5.	117.7
3				
4				
5				
6				
7				

OK Cancel Help Copy Up to Down

Figura N° 4 – 5: Ingresando datos de los estribos del puente Motupe 1 y 2 respectivamente

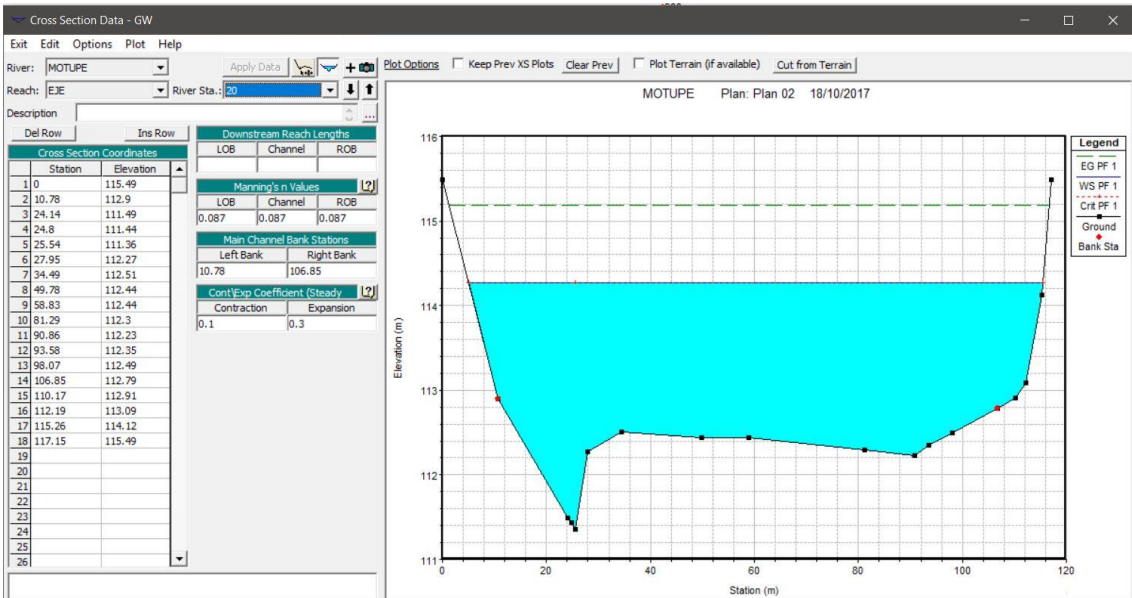


Figura N° 4 – 6: Sección 0+020 aguas arriba

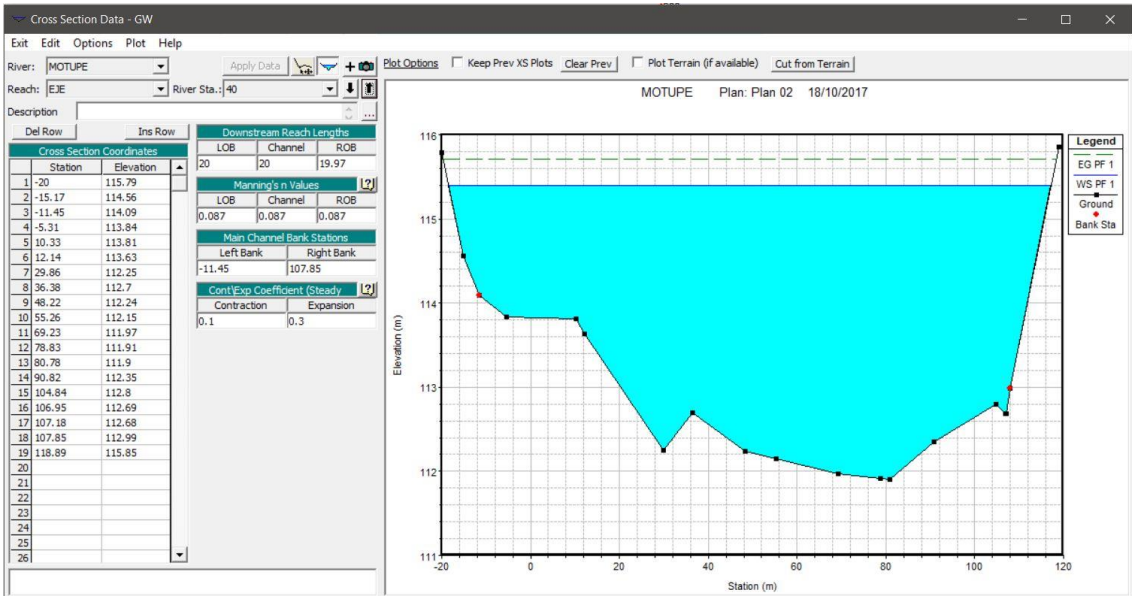


Figura N° 4 – 7: Sección 0+040 aguas arriba

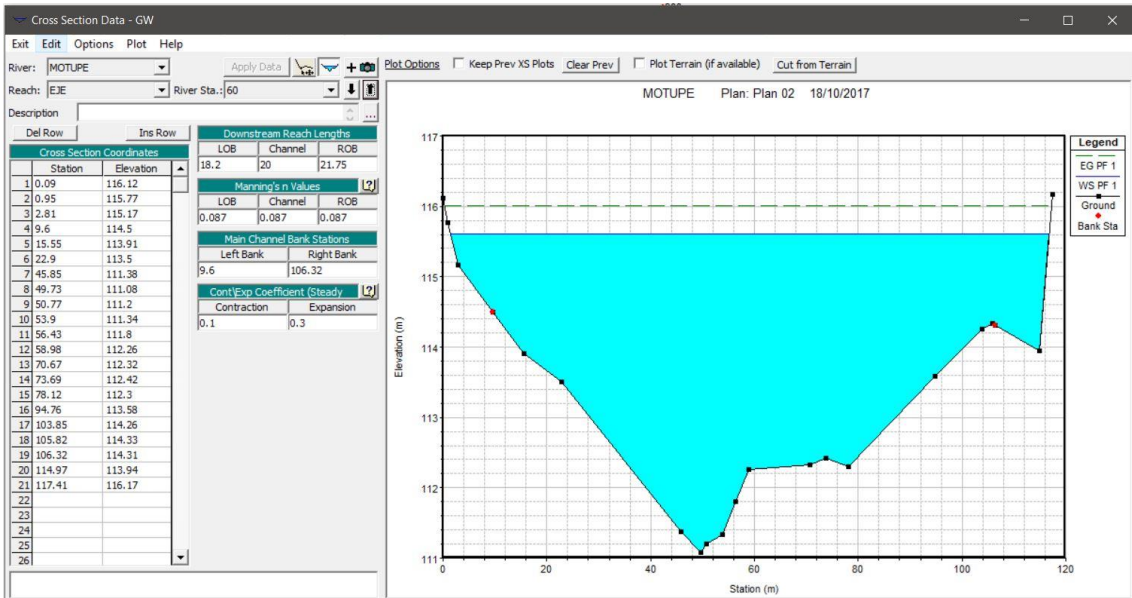


Figura N° 4 – 8: Sección 0+060 aguas arriba

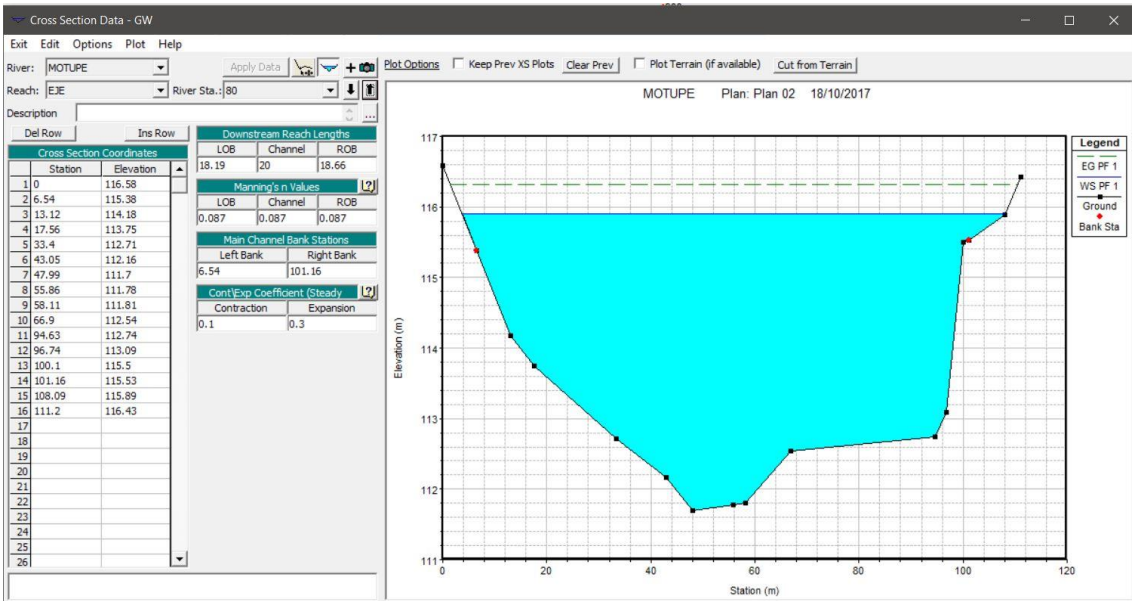


Figura N° 4 – 9: Sección 0+080 aguas arriba

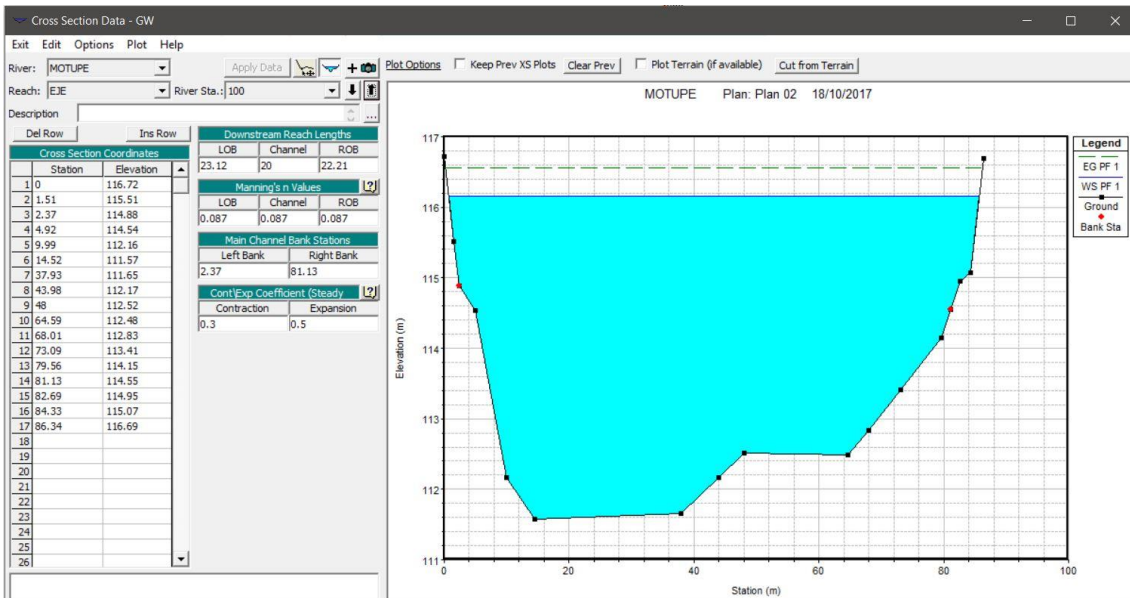


Figura N° 4 – 10: Sección 0+100 aguas arriba

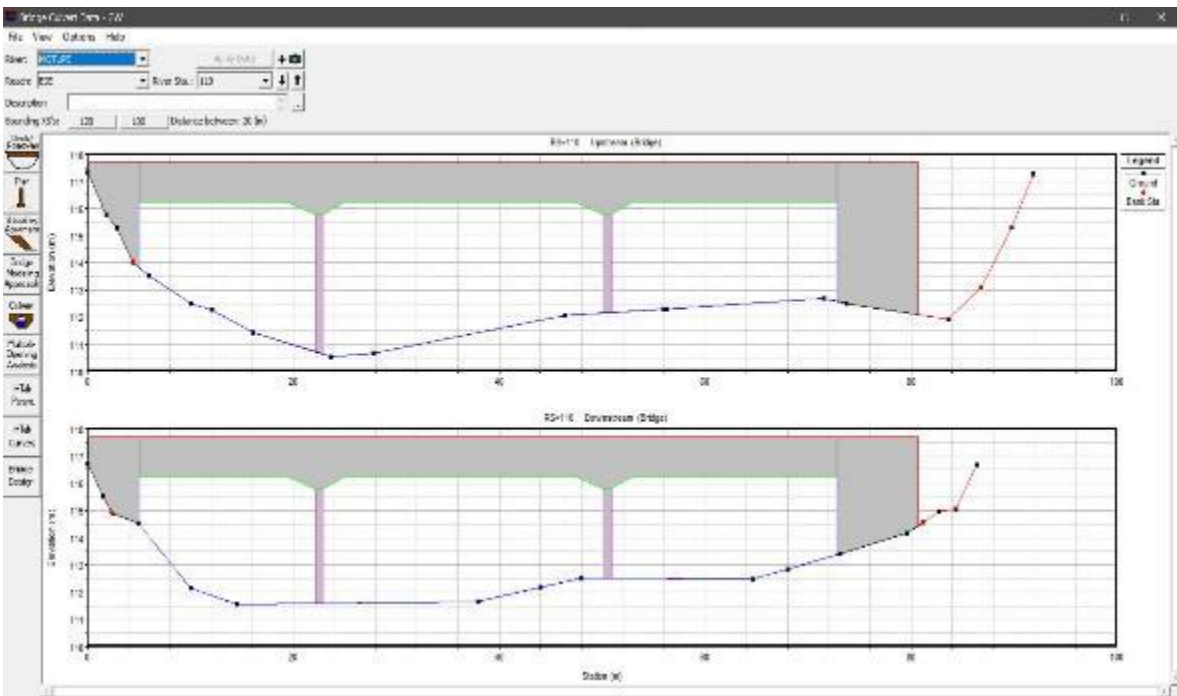


Figura N° 4 – 11: Sección 0+110 aguas arriba y aguas abajo creadas por el programa, cada una de ellas mostrando la sección del puente Motupe.

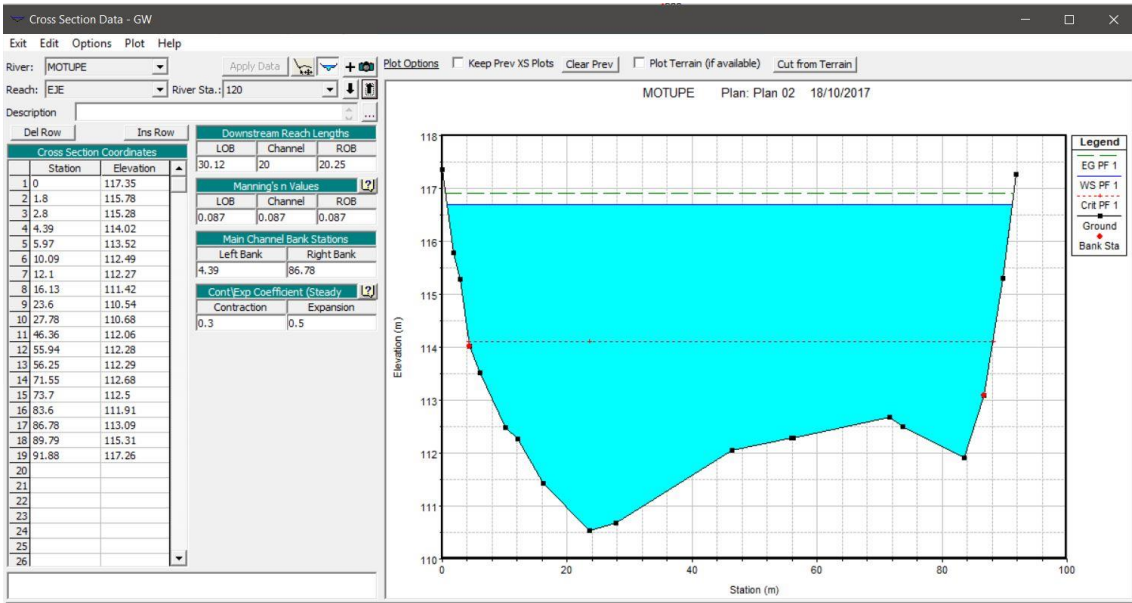


Figura N° 4 – 12: Sección 0+120 aguas arriba

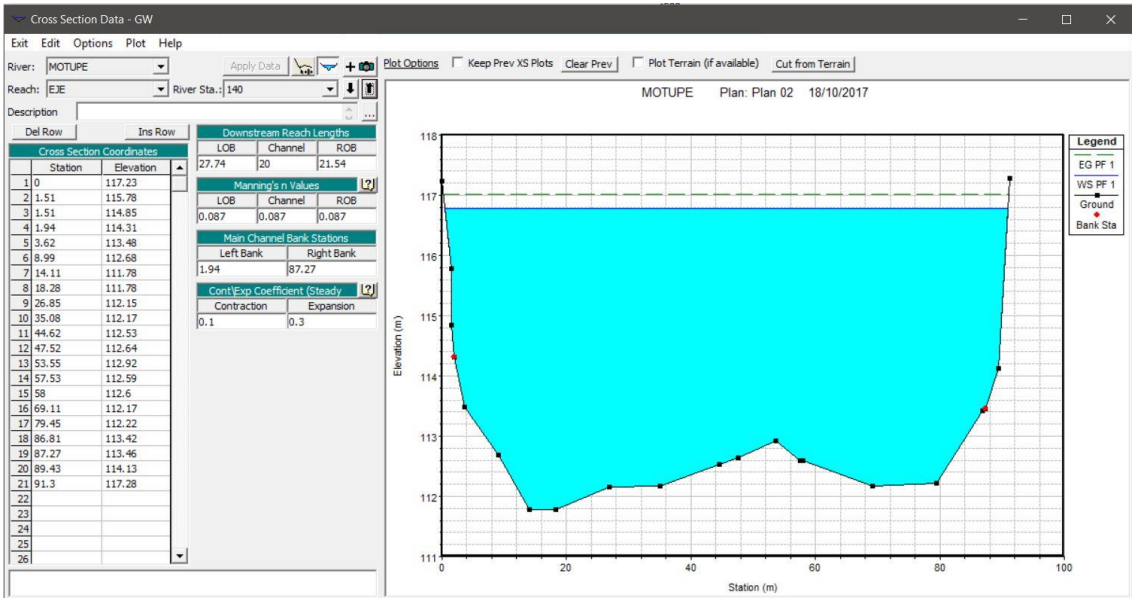


Figura N° 4 – 13: Sección 0+140 aguas arriba

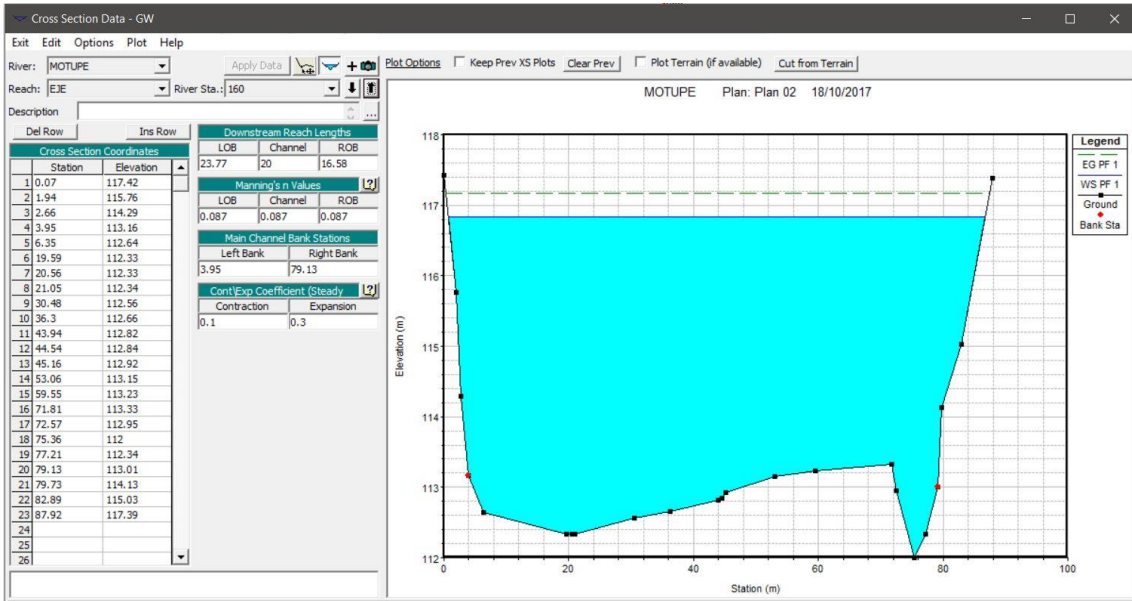


Figura N° 4 – 14: Sección 0+160 aguas arriba

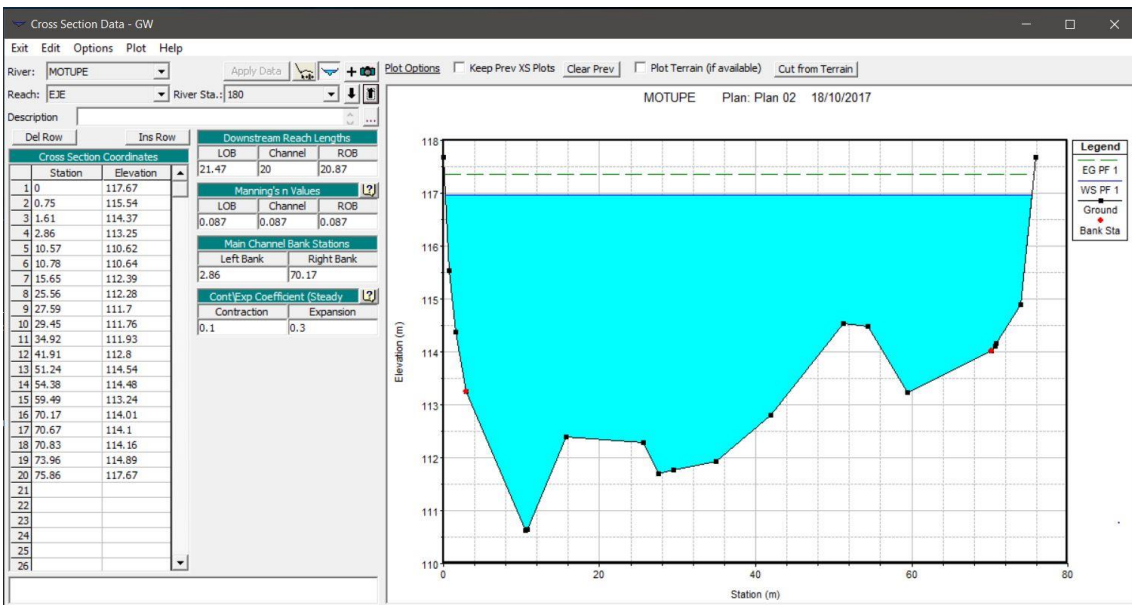


Figura N° 4 – 15: Sección 0+180 aguas arriba

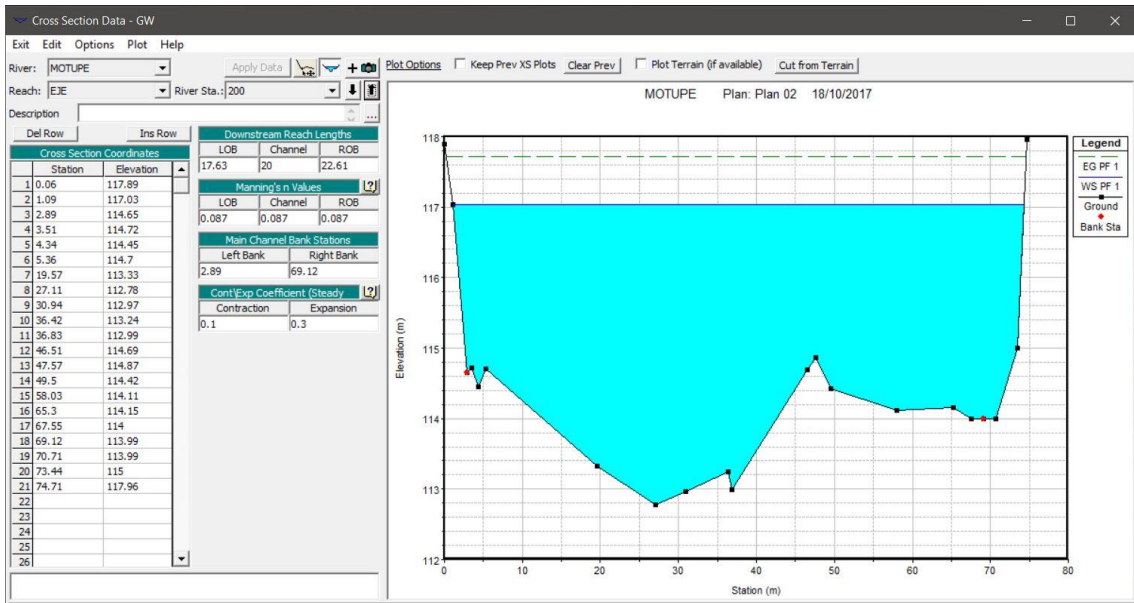


Figura N° 4 – 16:: Sección 0+200 aguas arriba

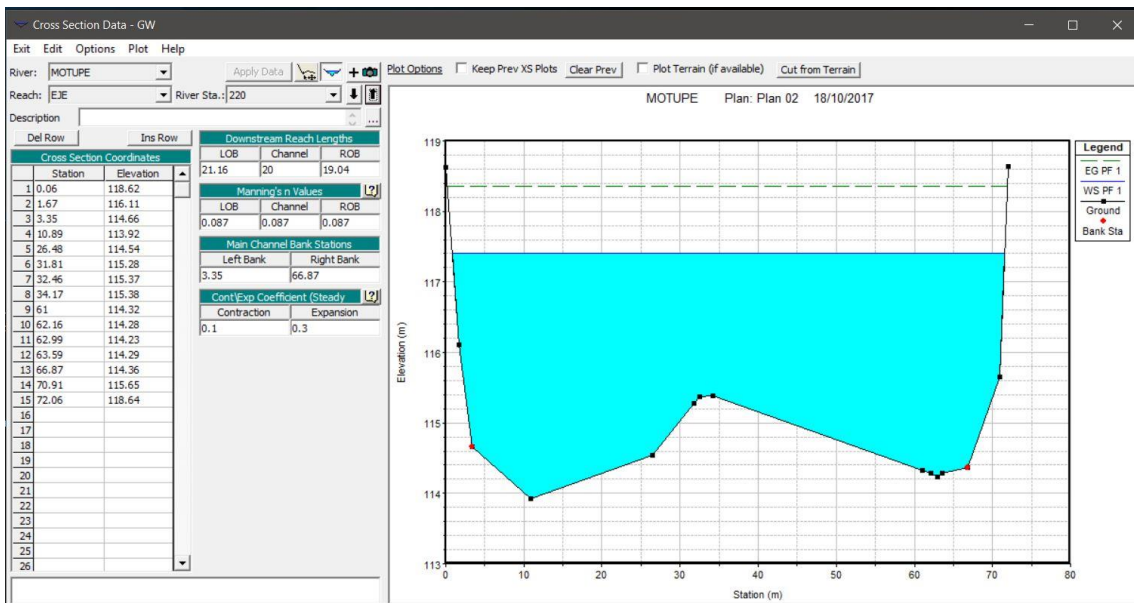


Figura N° 4 – 17: Sección 0+220 aguas arriba

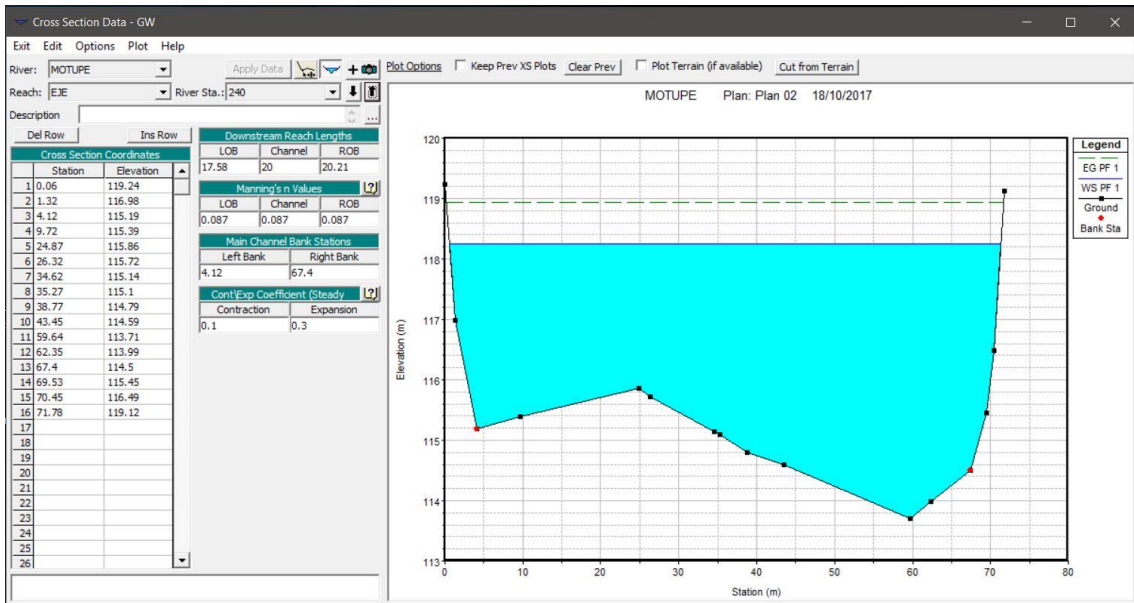


Figura N° 4 – 18: Sección 0+240 aguas arriba

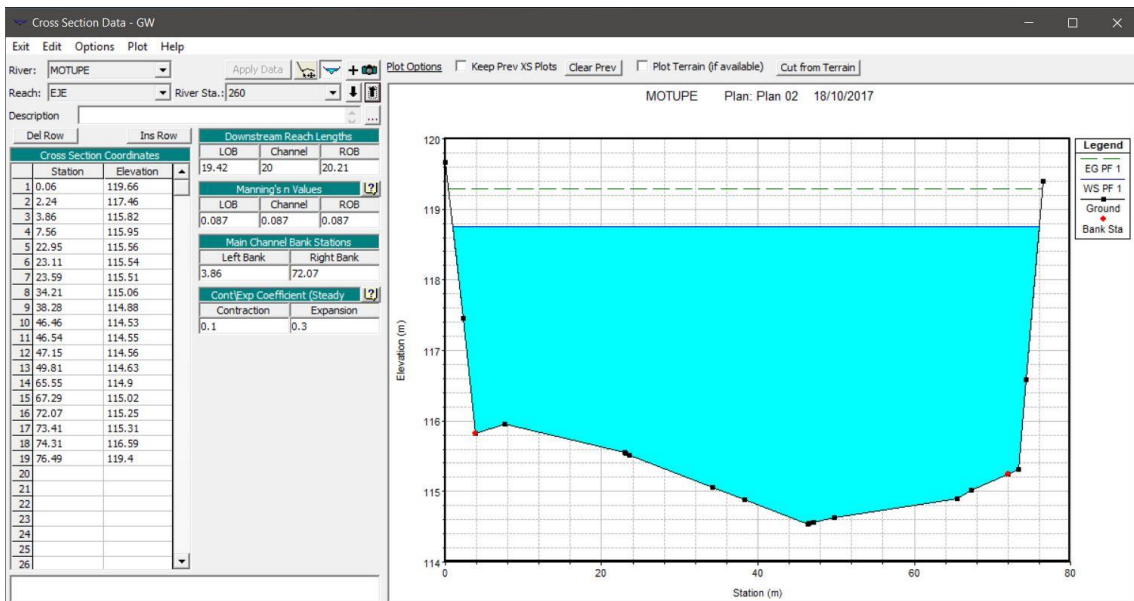


Figura N° 4 – 19: Sección 0+260 aguas arriba

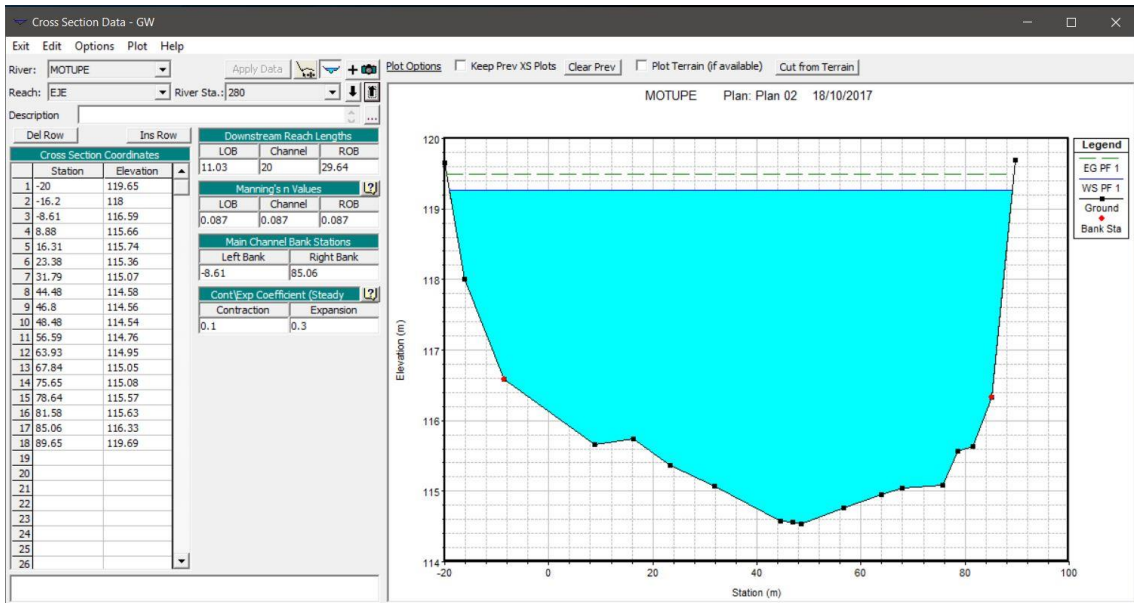


Figura N° 4 –20:: Sección 0+280 aguas arriba

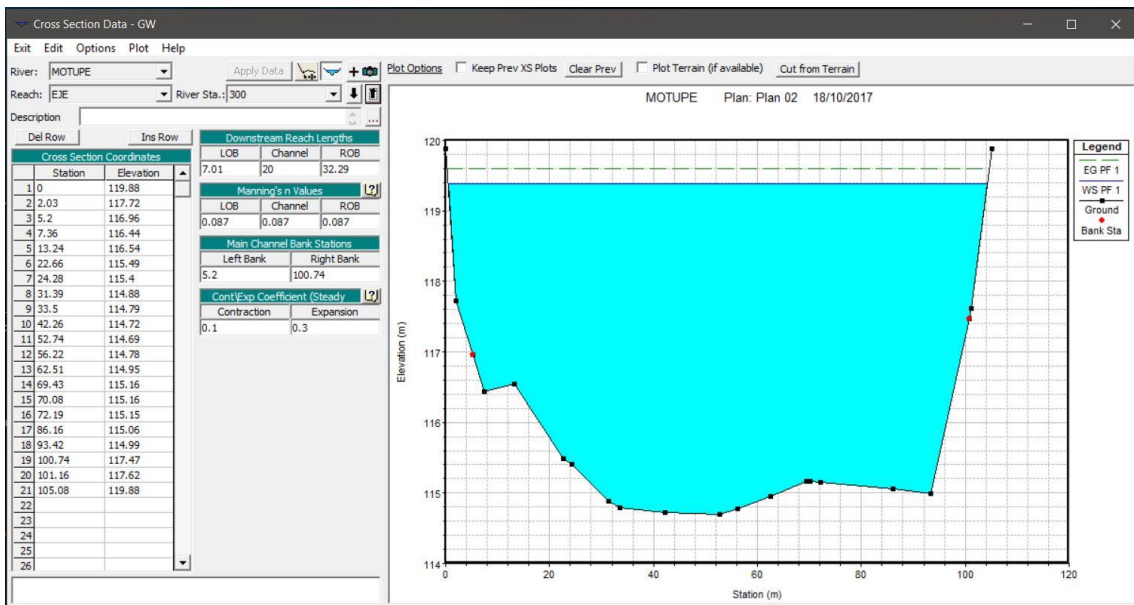


Figura N° 4 – 21:: Sección 0+300 aguas arriba

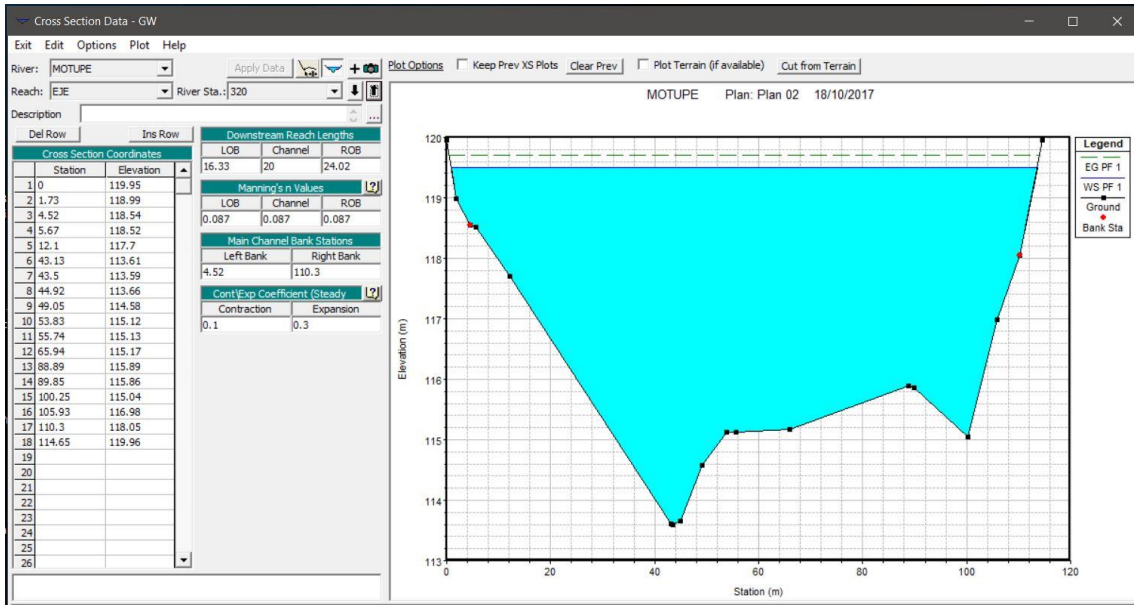


Figura N° 4 – 22:: Sección 0+320 aguas arriba

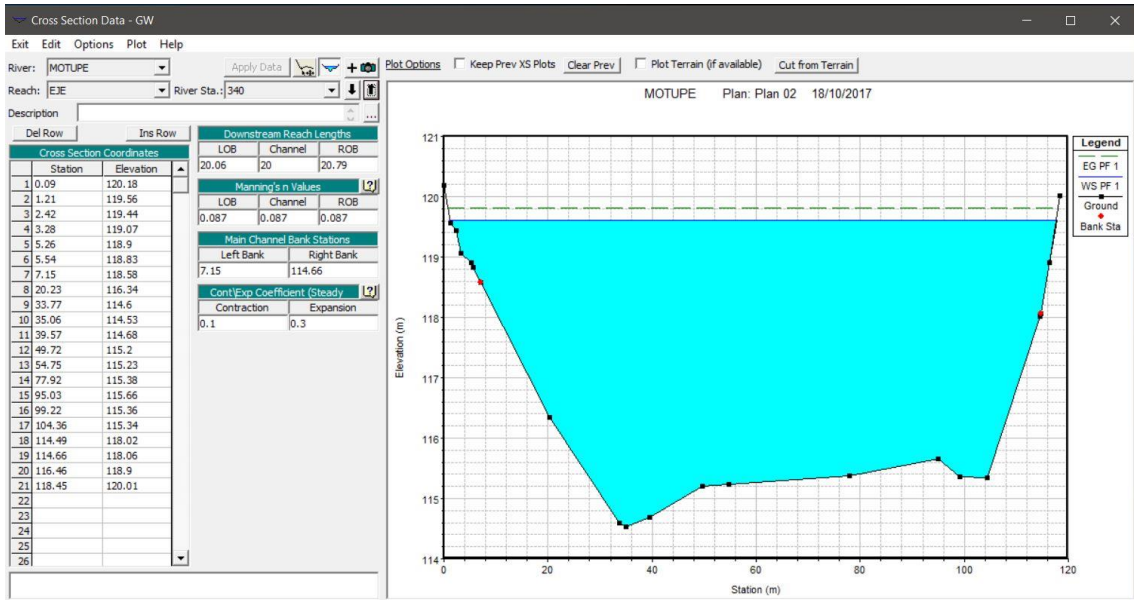


Figura N° 4 – 23: Sección 0+340 aguas arriba

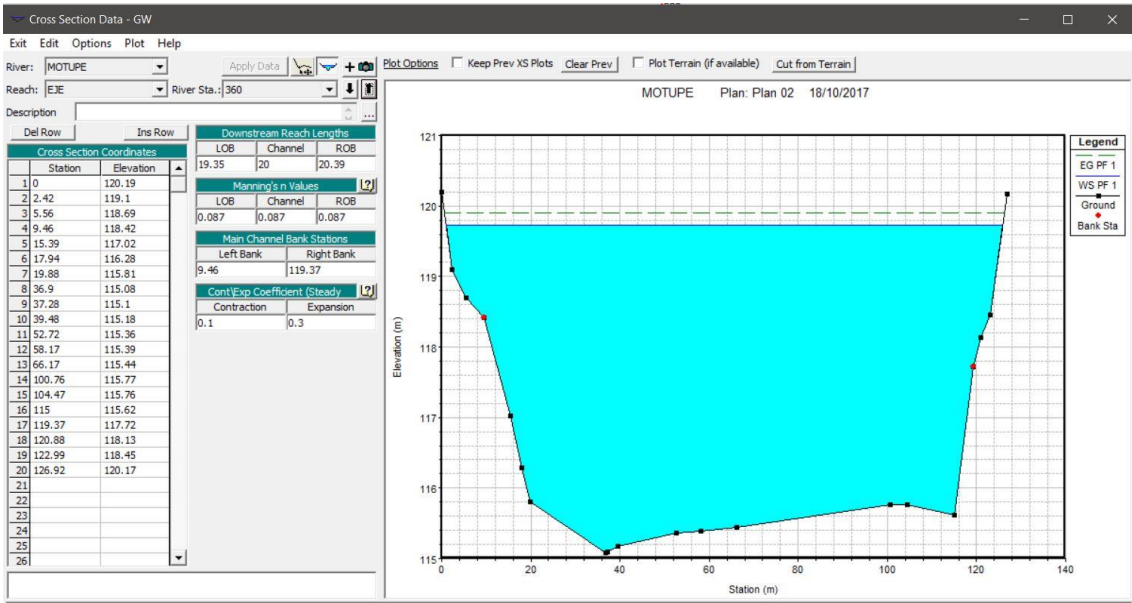


Figura N° 4 – 24: Sección 0+360 aguas arriba

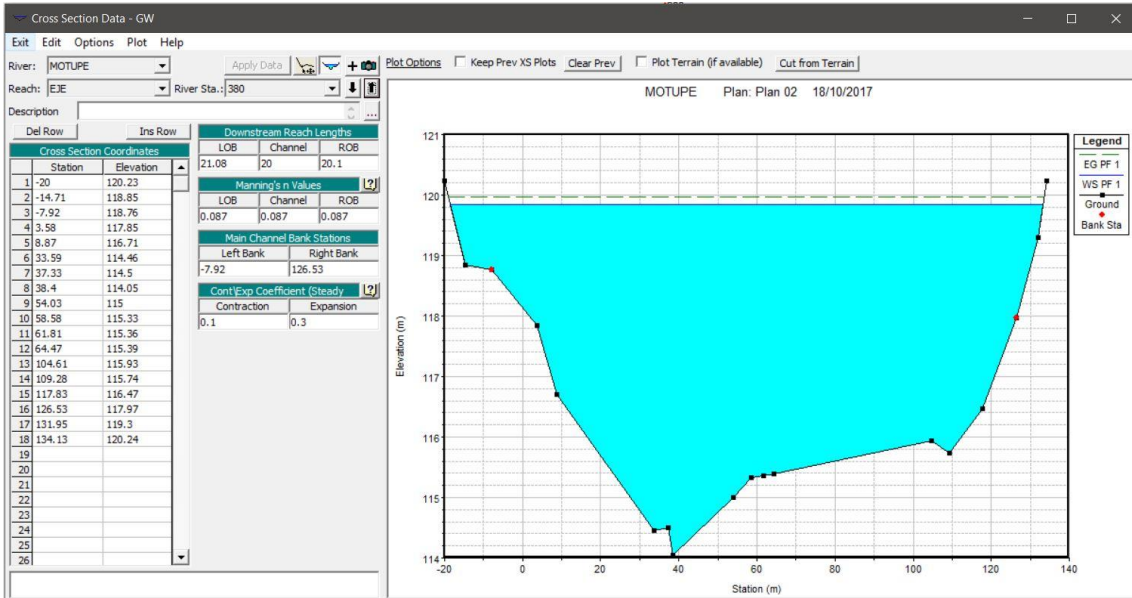


Figura N° 4 – 25: Sección 0+380 aguas arriba

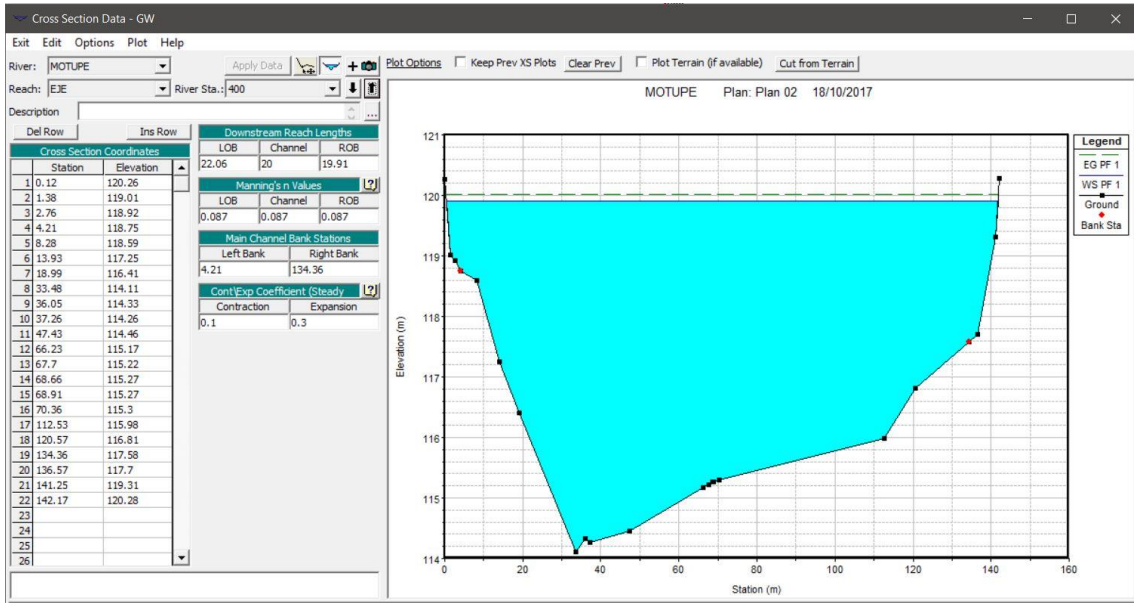


Figura N° 4 – 26: Sección 0+400 aguas arriba

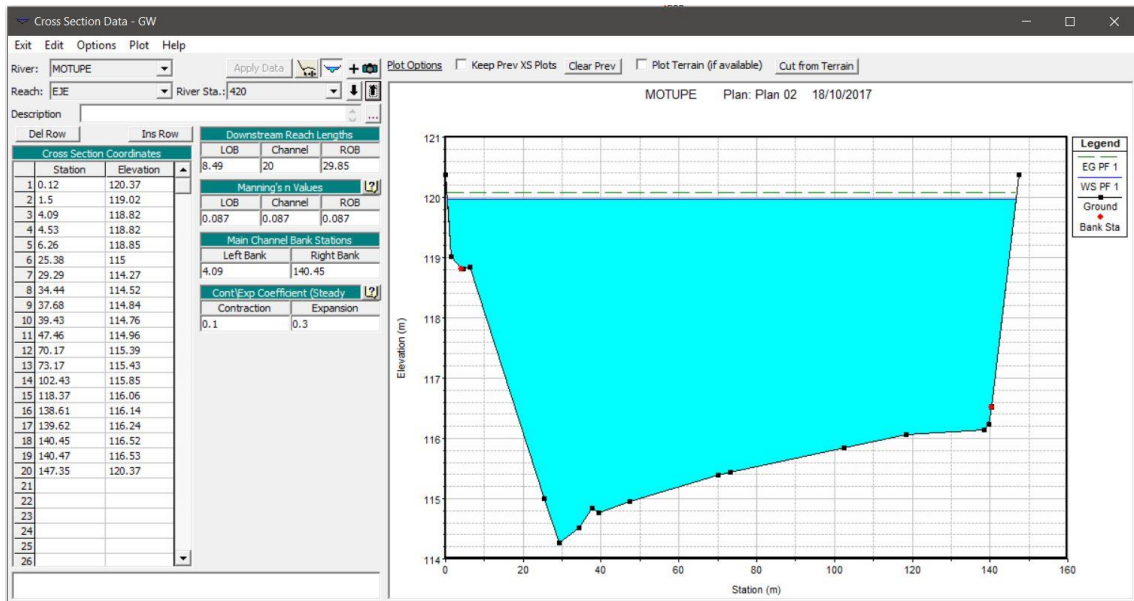


Figura N° 4 – 27: Sección 0+420 aguas arriba

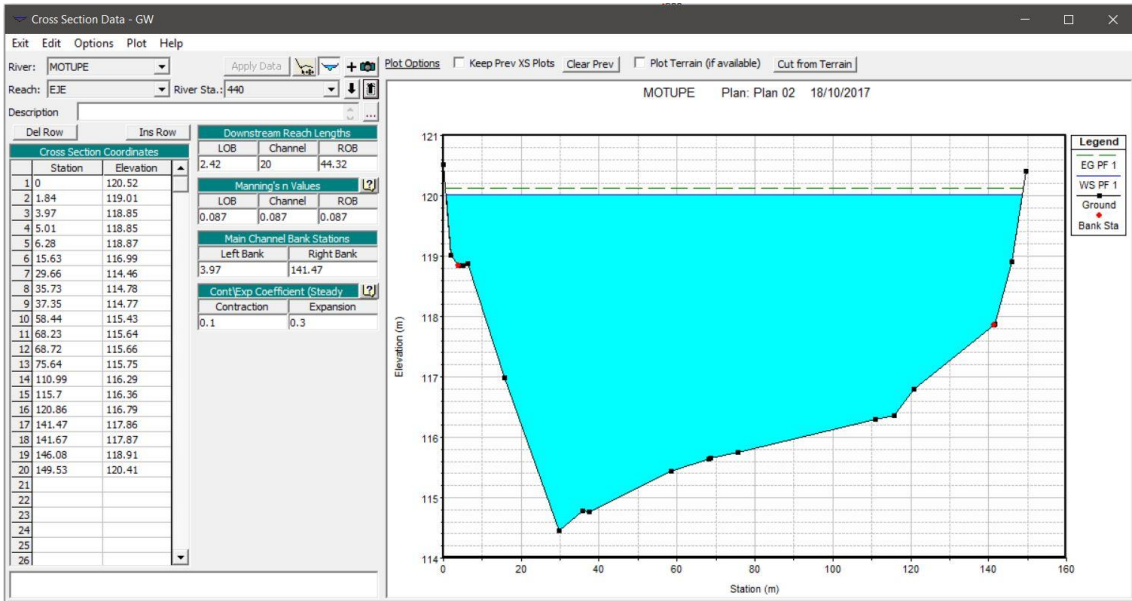


Figura N° 4 – 28: Sección 0+440 aguas arriba

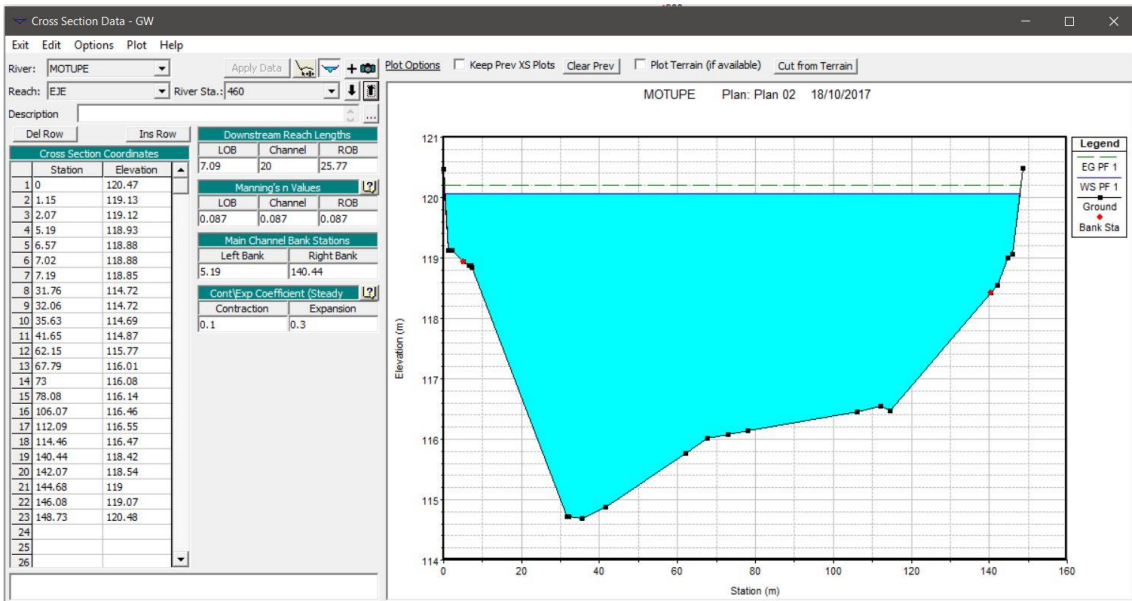


Figura N° 4 – 29: Sección 0+460 aguas arriba

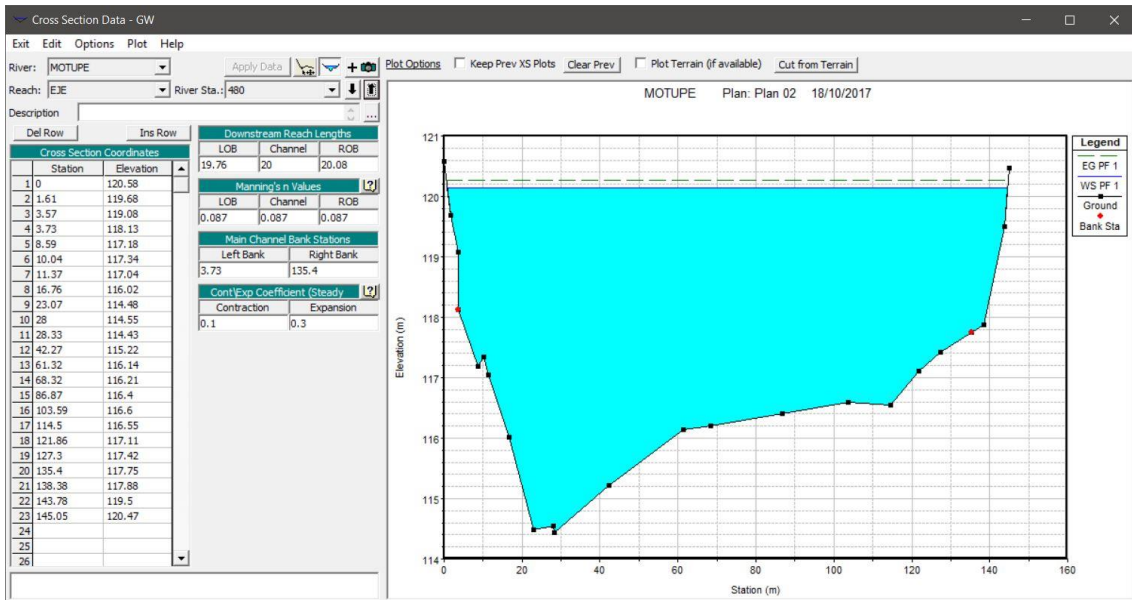


Figura N° 4 – 30: Sección 0+480 aguas arriba

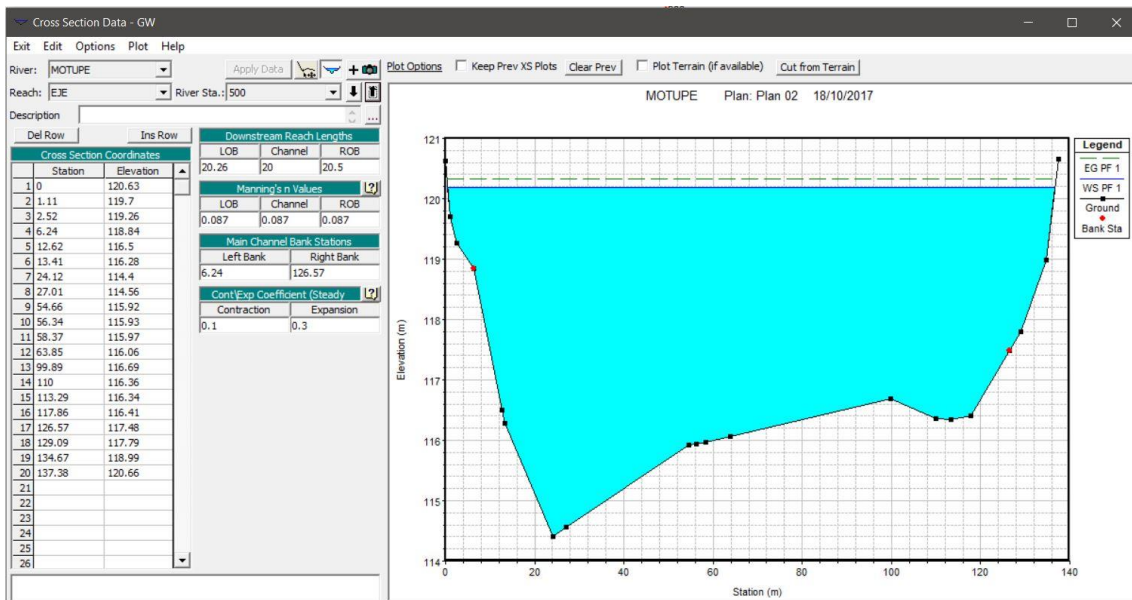


Figura N° 4 – 31: Sección 0+500 aguas arriba

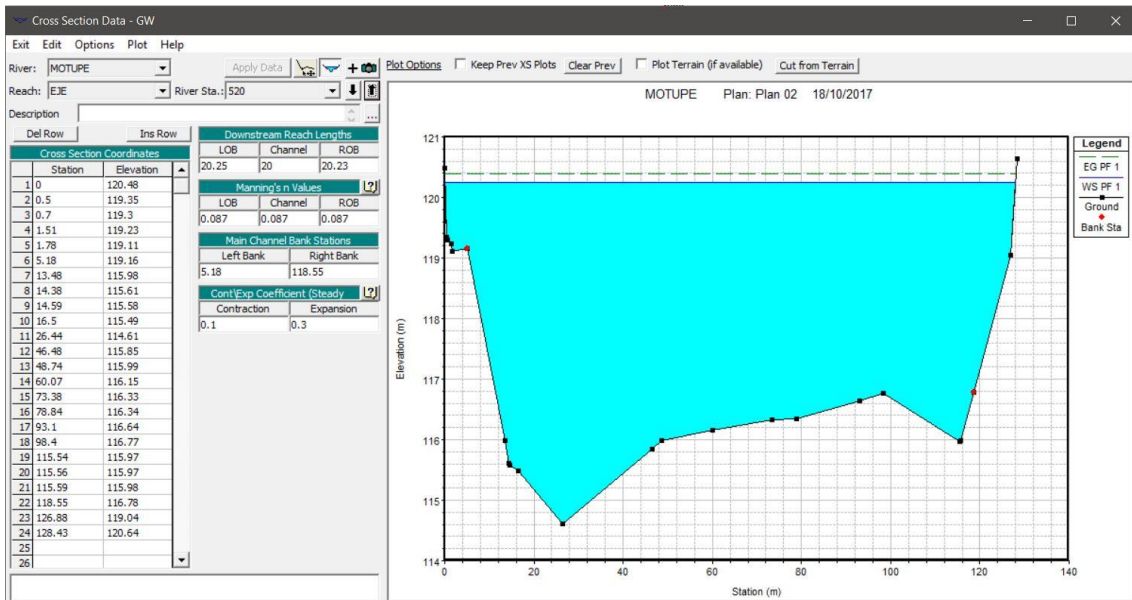


Figura N° 4 – 32: Sección 0+520 aguas arriba

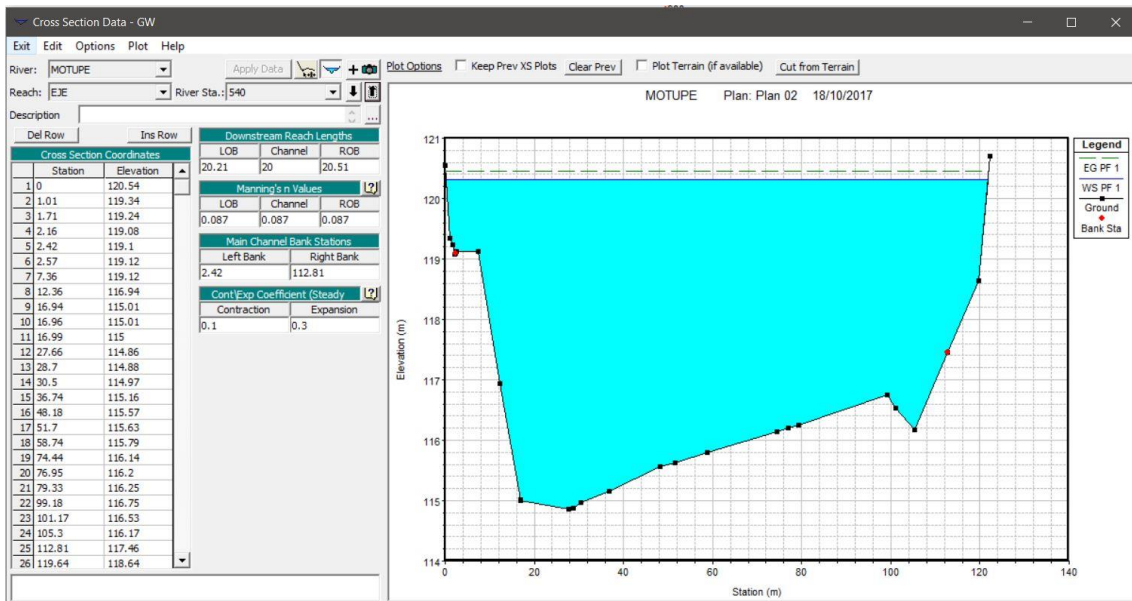


Figura N° 4 – 33: Sección 0+540 aguas arriba

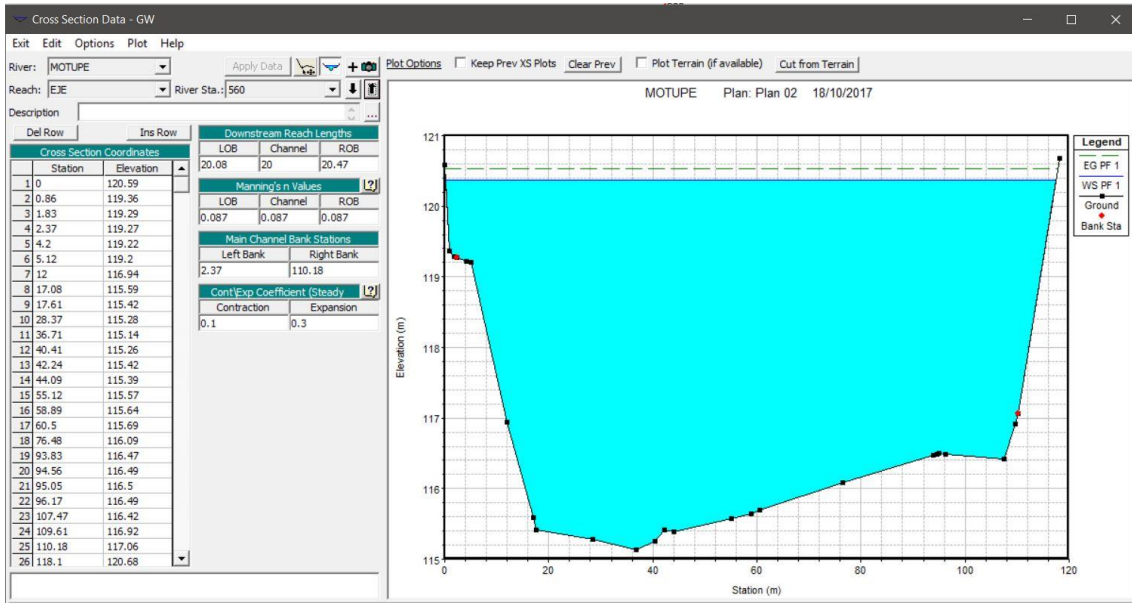


Figura N° 4 – 34: Sección 0+560 aguas arriba

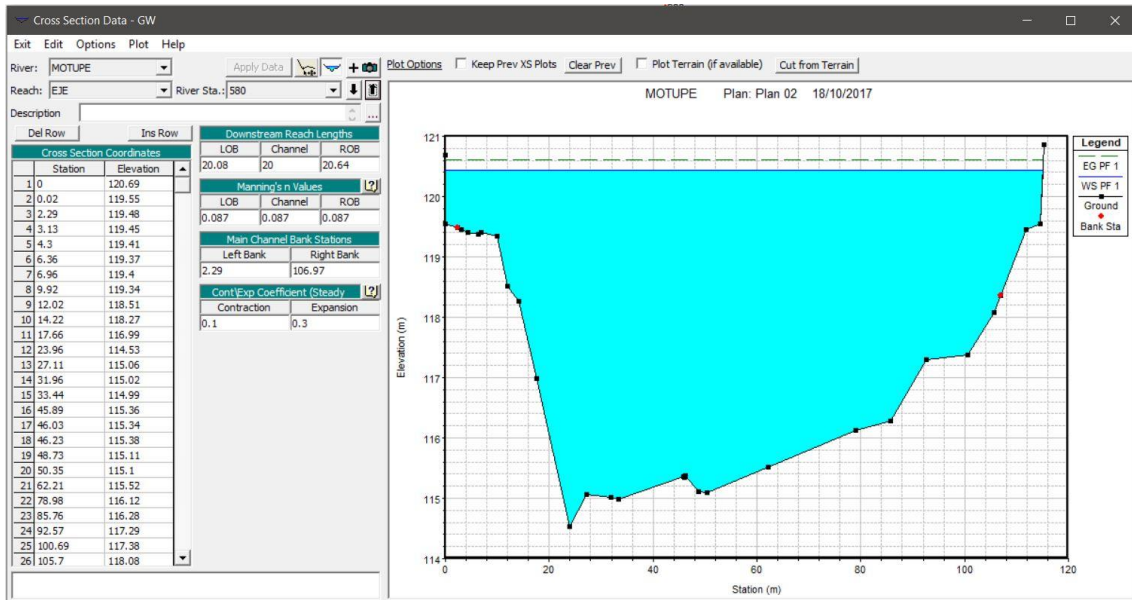


Figura N° 4 – 35: Sección 0+580 aguas arriba

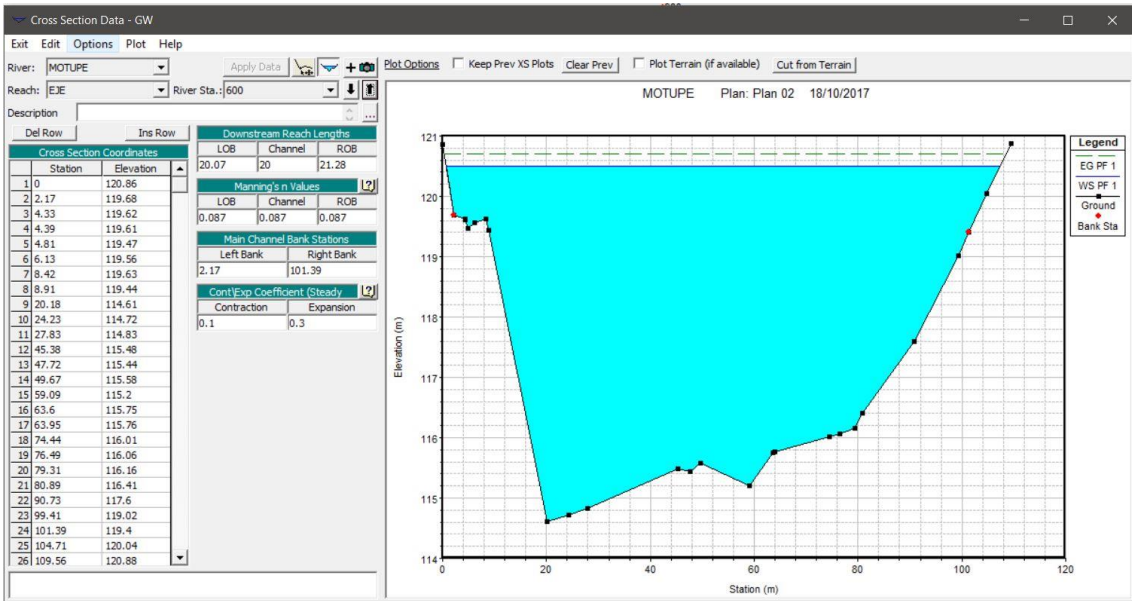


Figura N° 4 – 36: Sección 0+600 aguas arriba

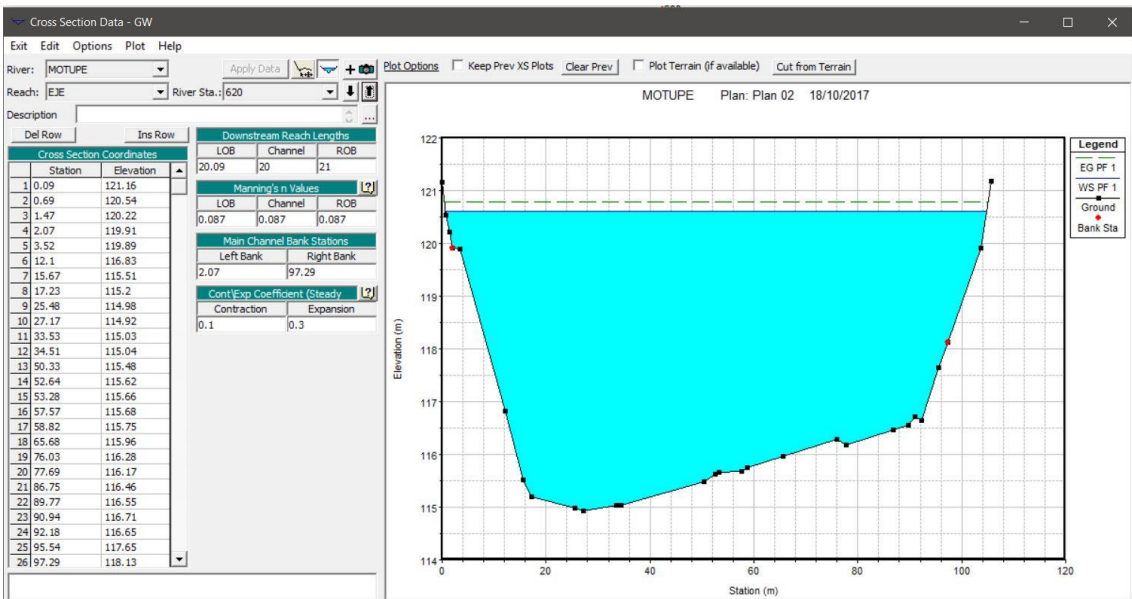


Figura N° 4 – 37: Sección 0+620 aguas arriba

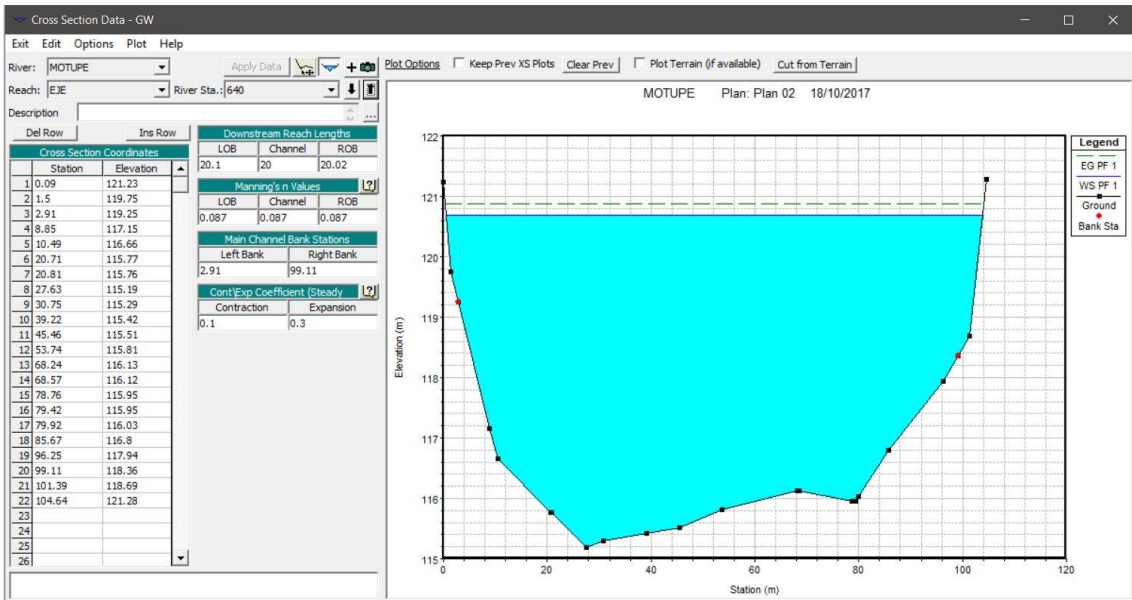


Figura N° 4 – 38: Sección 0+640 aguas arriba

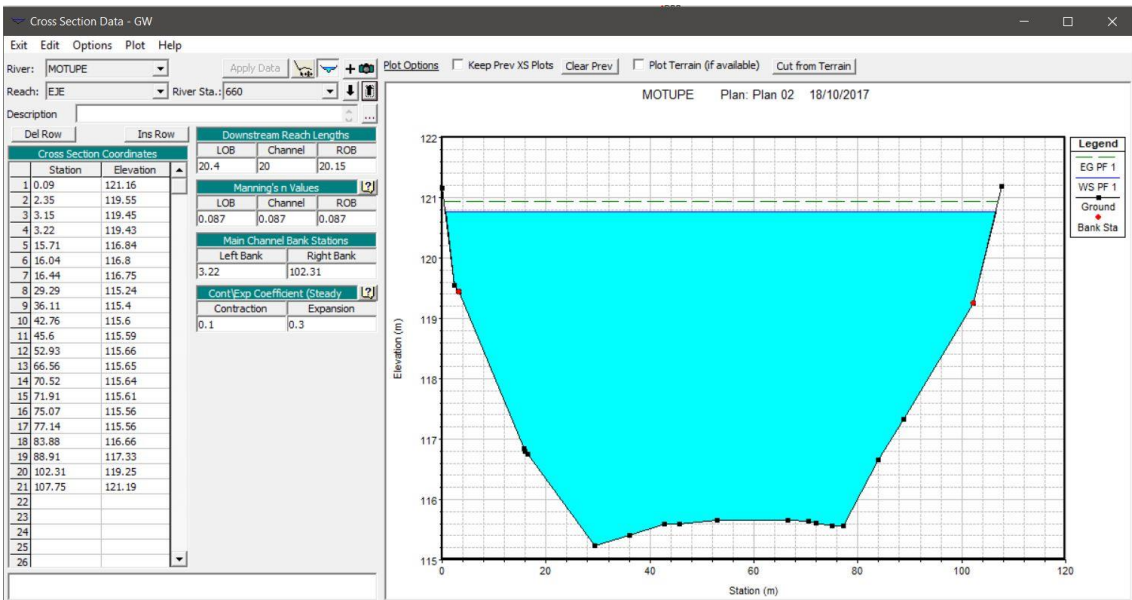


Figura N° 4 – 39: Sección 0+660 aguas arriba

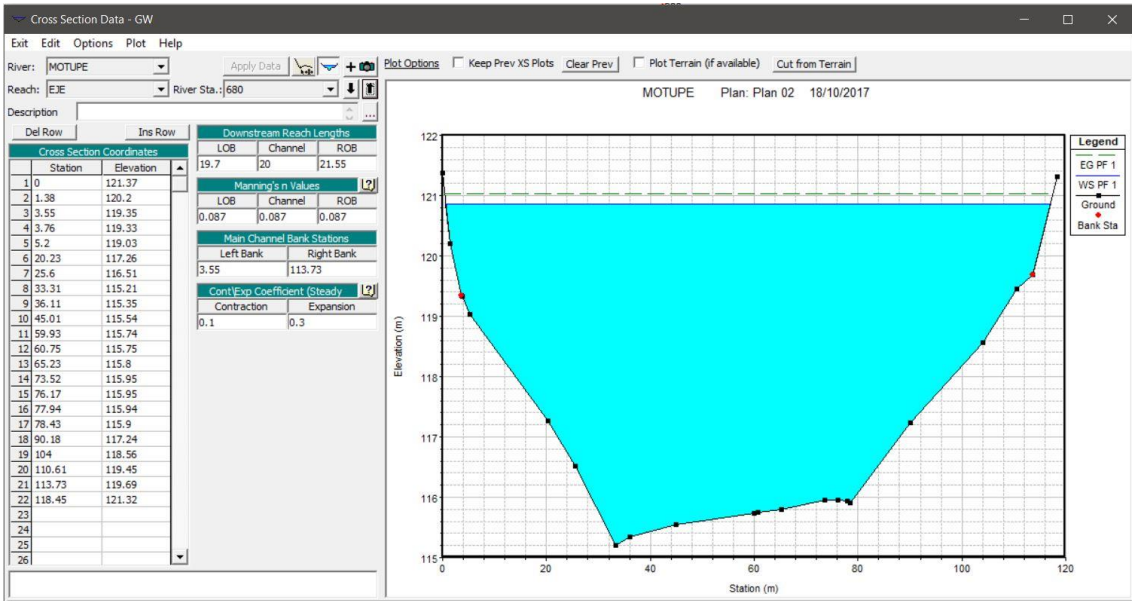


Figura N° 4 – 40: Sección 0+680 aguas arriba

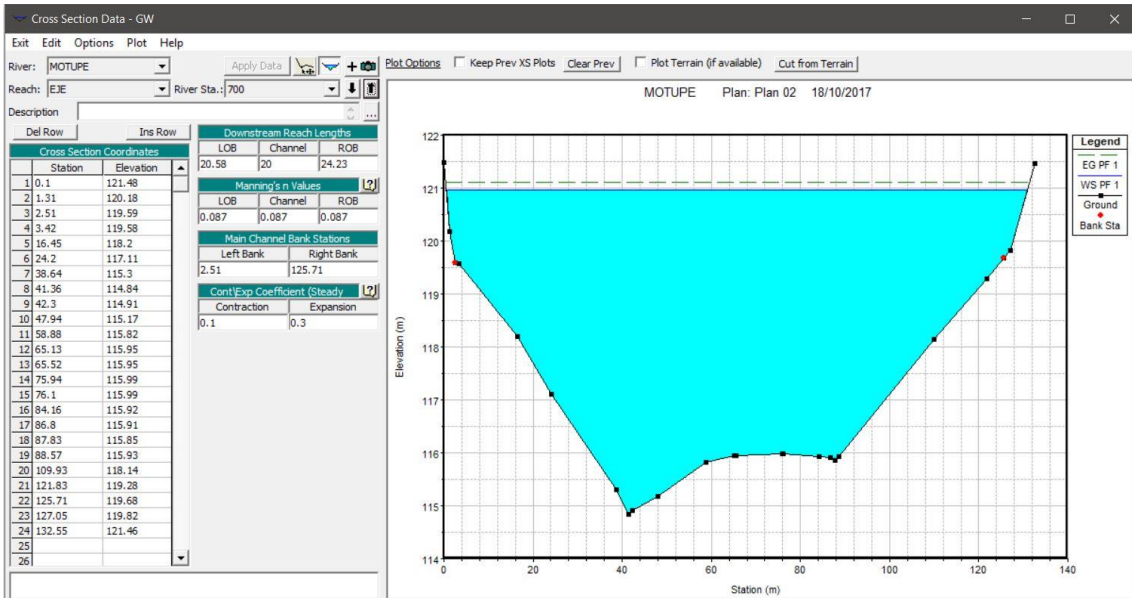


Figura N° 4 – 41: Sección 0+700 aguas arriba

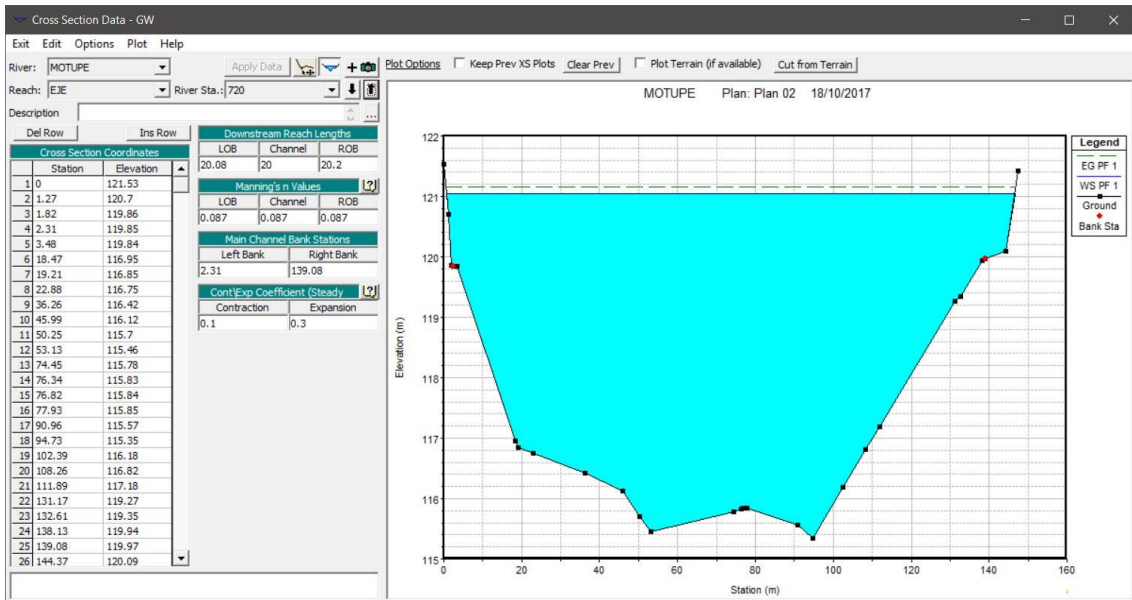


Figura N° 4 – 42 Sección 0+720 aguas arriba

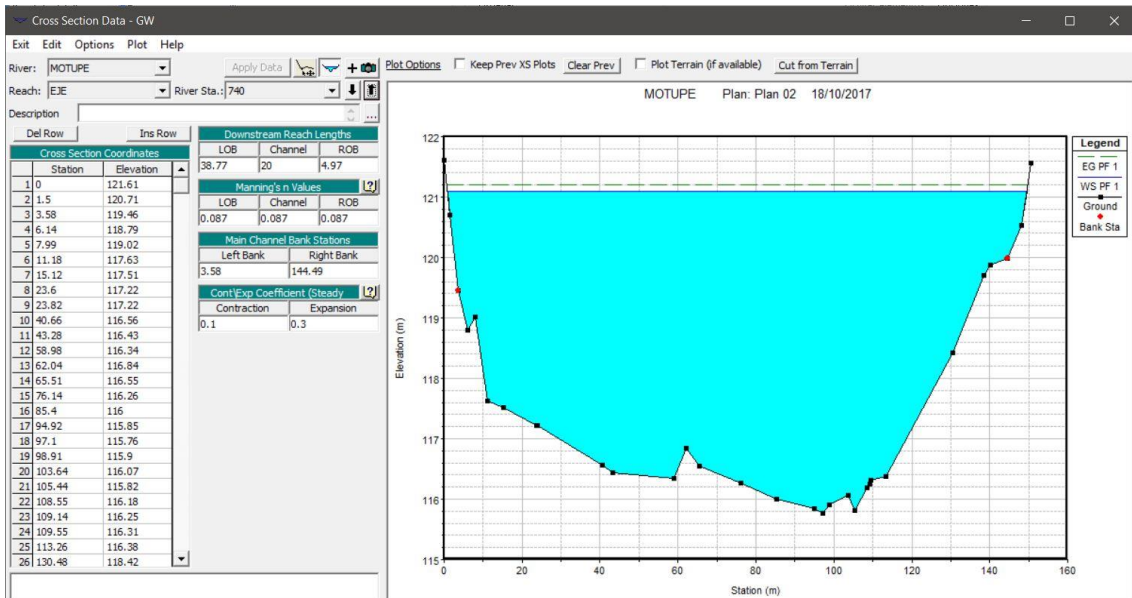


Figura N° 4 – 43: Sección 0+740 aguas arriba

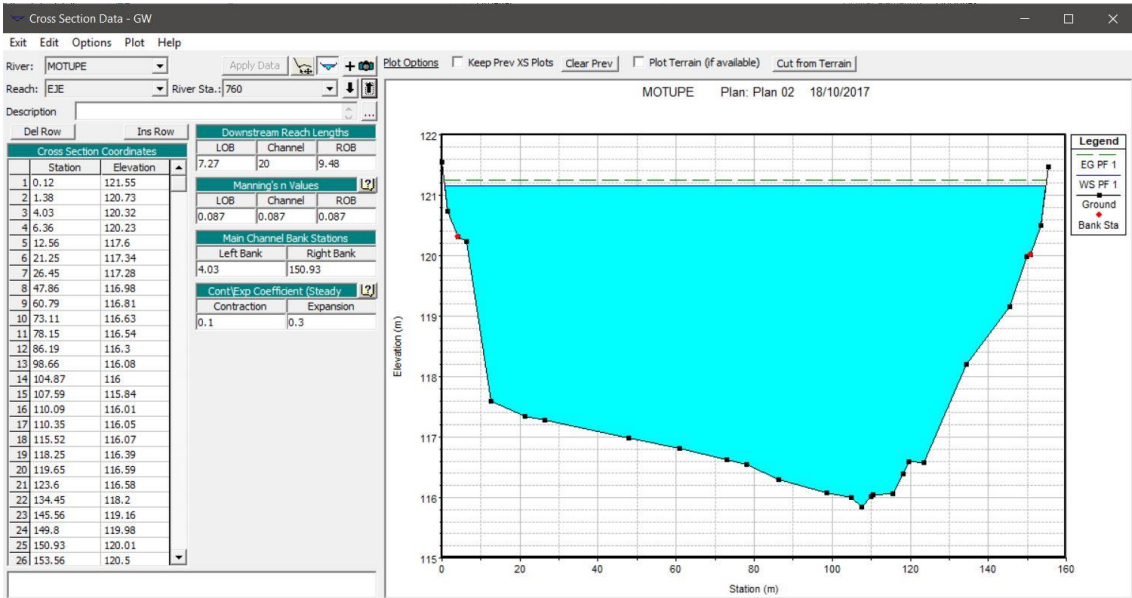


Figura N° 4 – 44: Sección 0+760 aguas arriba

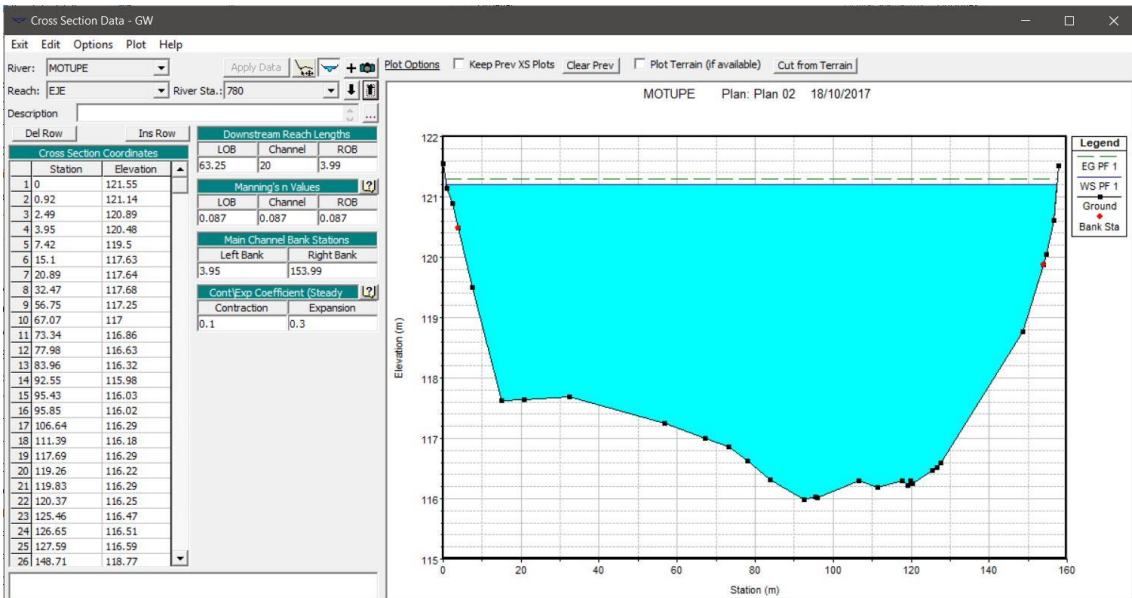


Figura N° 4 – 45: Sección 0+780 aguas arriba

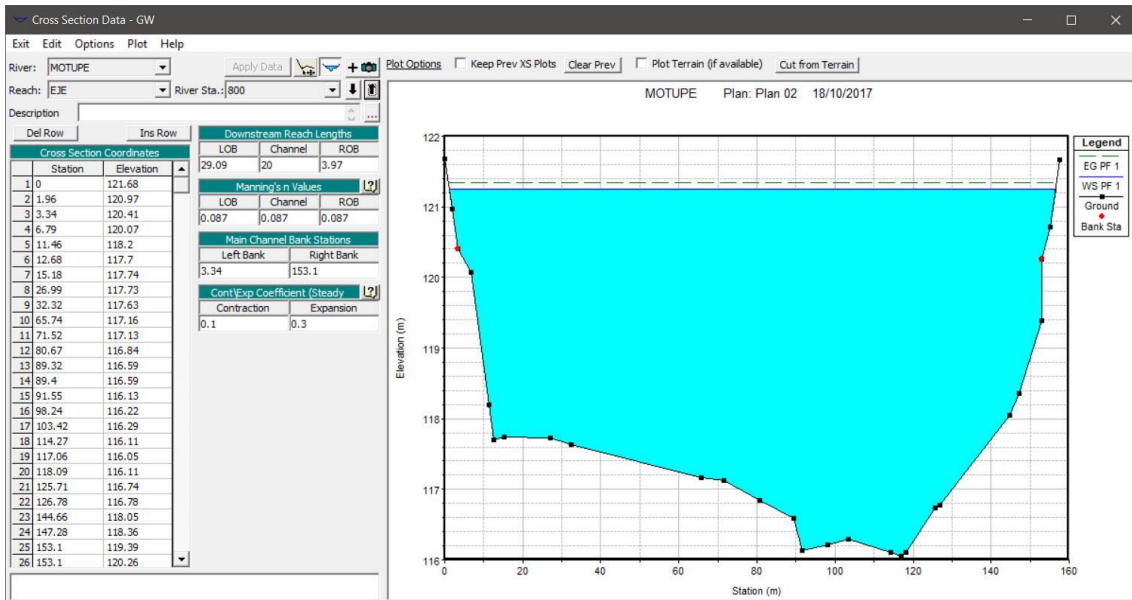


Figura N° 4 –46: Sección 0+800 aguas arriba

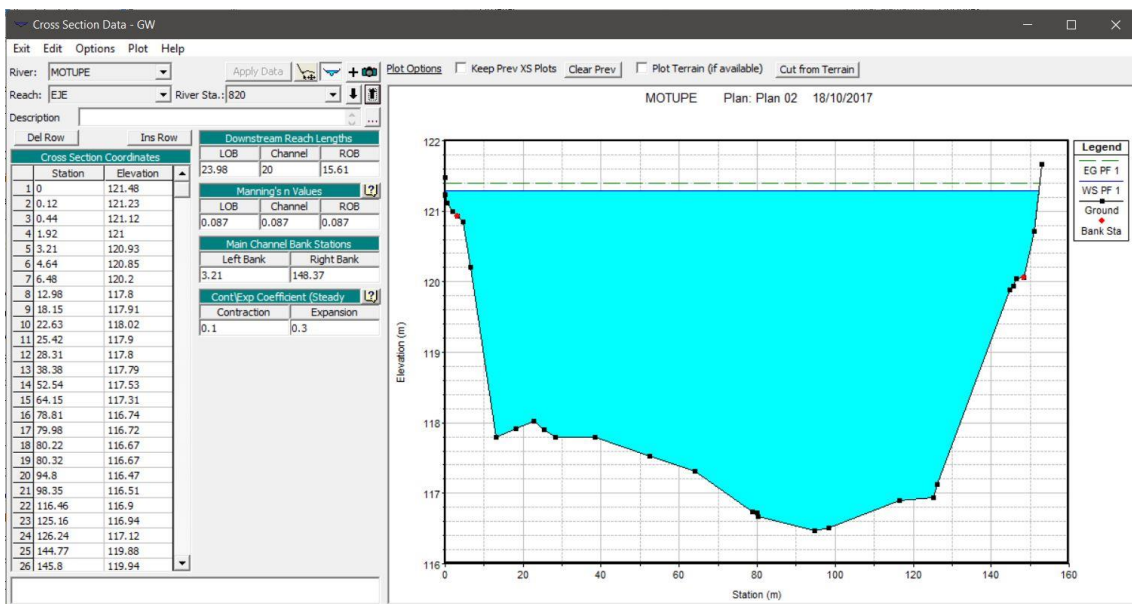


Figura N° 4 – 47: Sección 0+820 aguas arriba

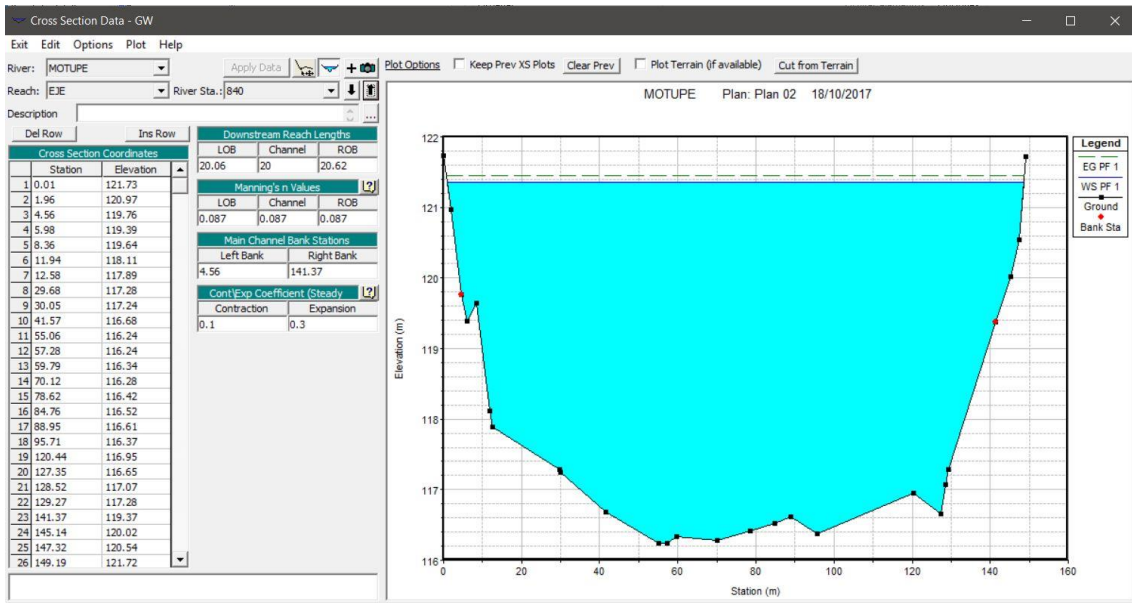


Figura N° 4 – 48: Sección 0+840 aguas arriba

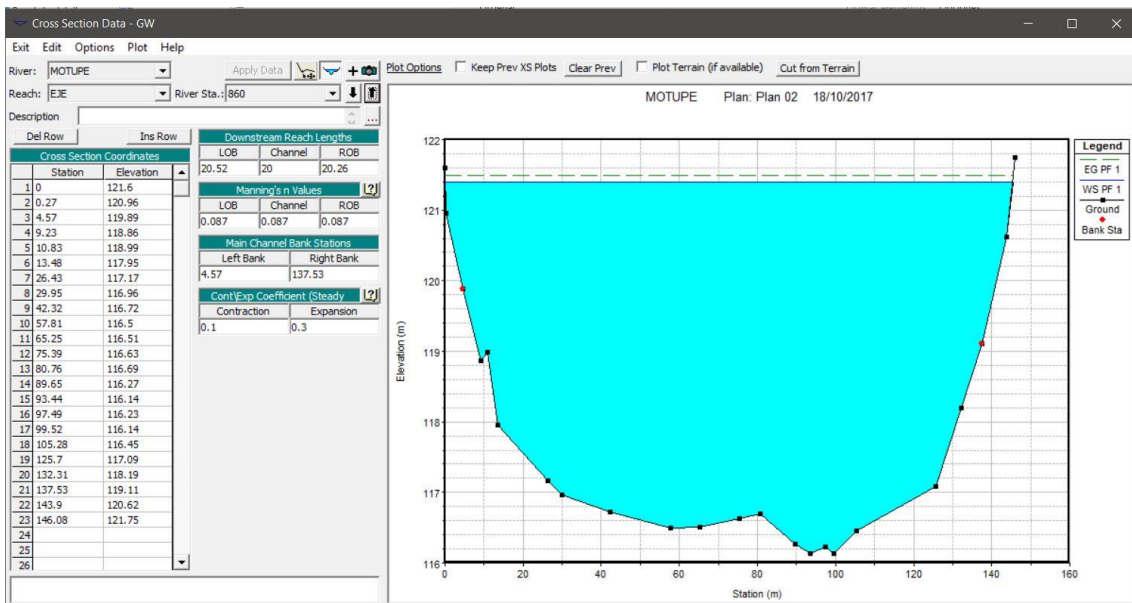


Figura N° 4 – 49: Sección 0+860 aguas arriba

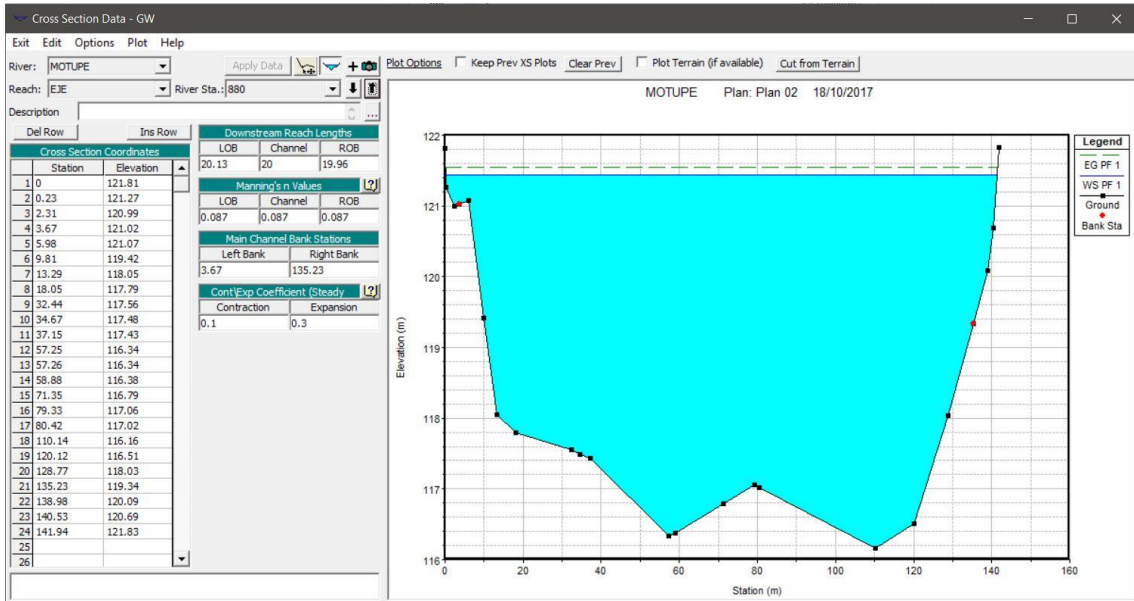


Figura N° 4 – 50: Sección 0+880 aguas arriba

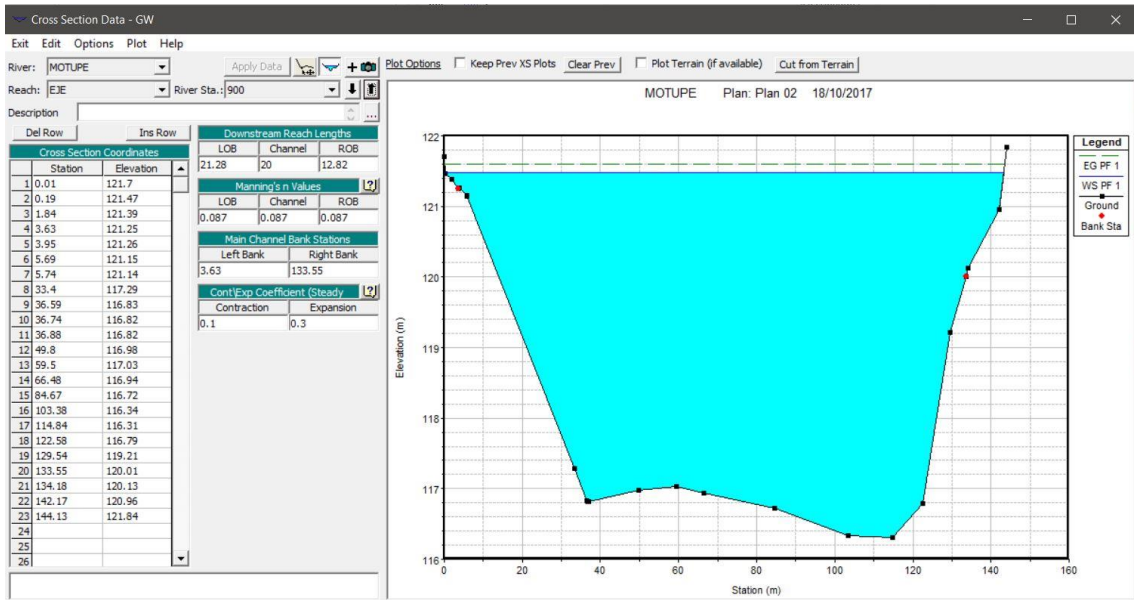


Figura N° 4 – 51: Sección 0+900 aguas arriba

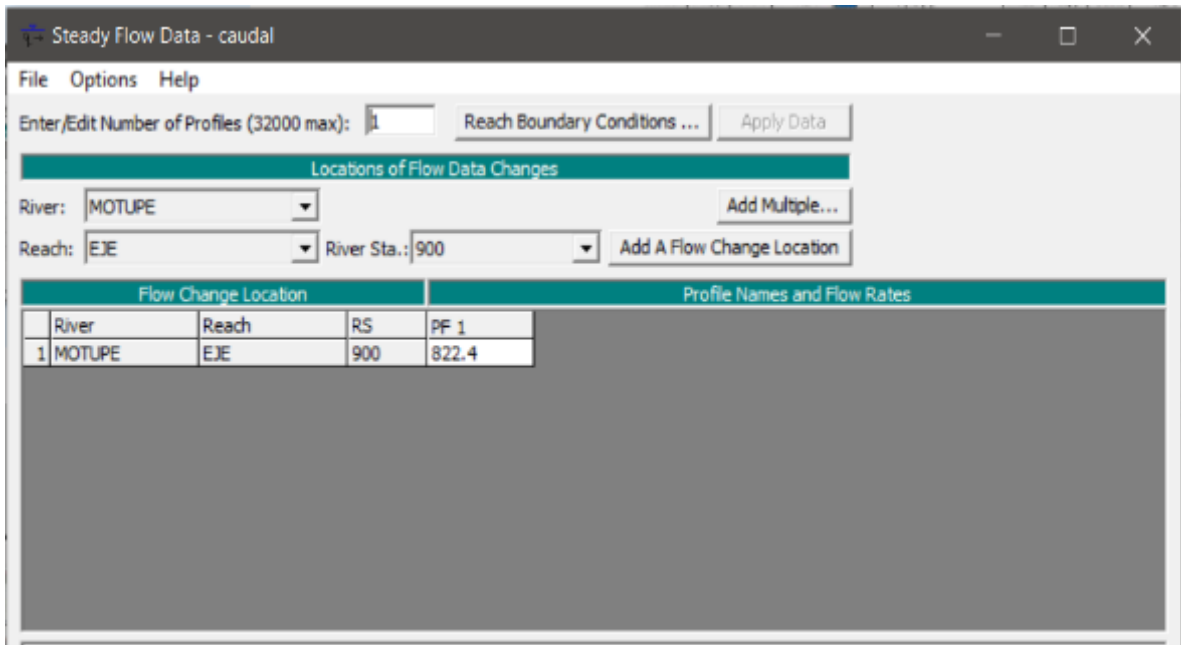


Figura N° 4 – 52: Ingresando las condiciones del caudal de diseño en cada sección del tramo del río Motupe

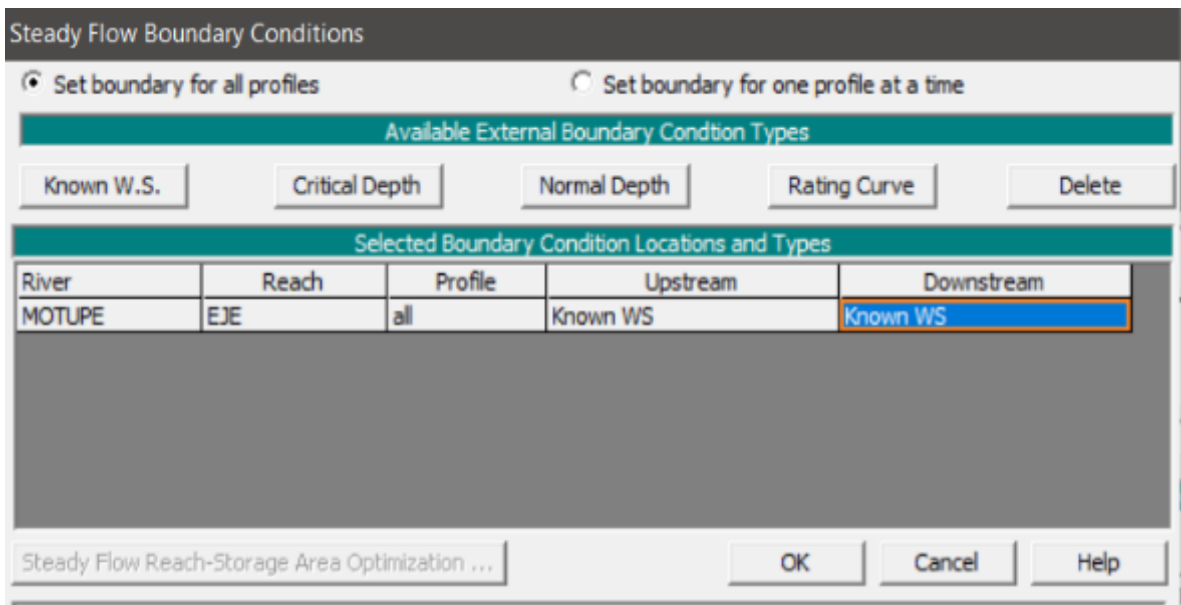


Figura N° 4 – 53: Ingresando las condiciones de contorno, conociendo la huella máxima.

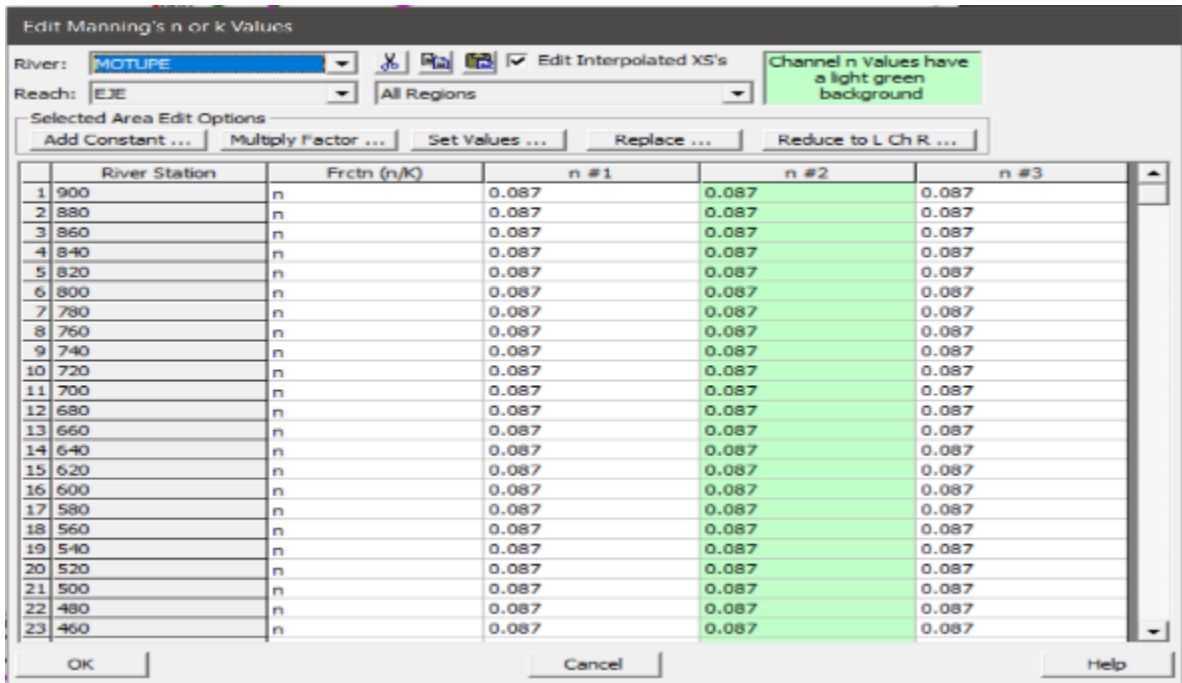


Figura N° 4 – 54: Ingresando el valor de manning para el cauce principal del río.

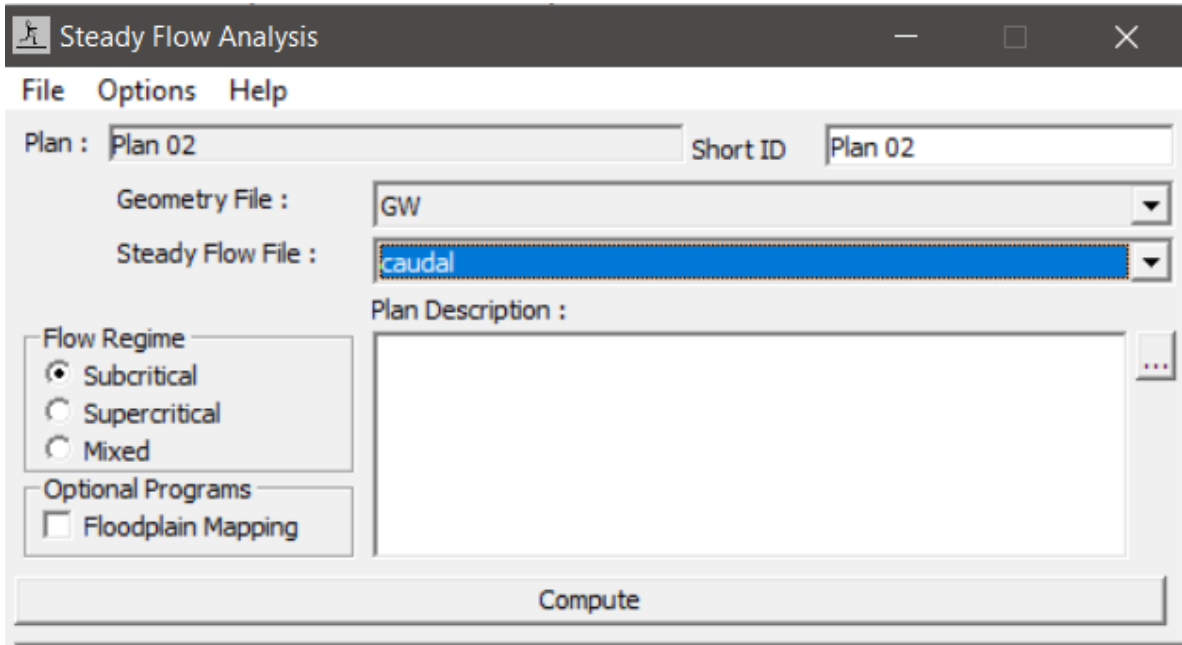


Figura N° 4 – 55: Ingresando el plan para la corrida del programa.

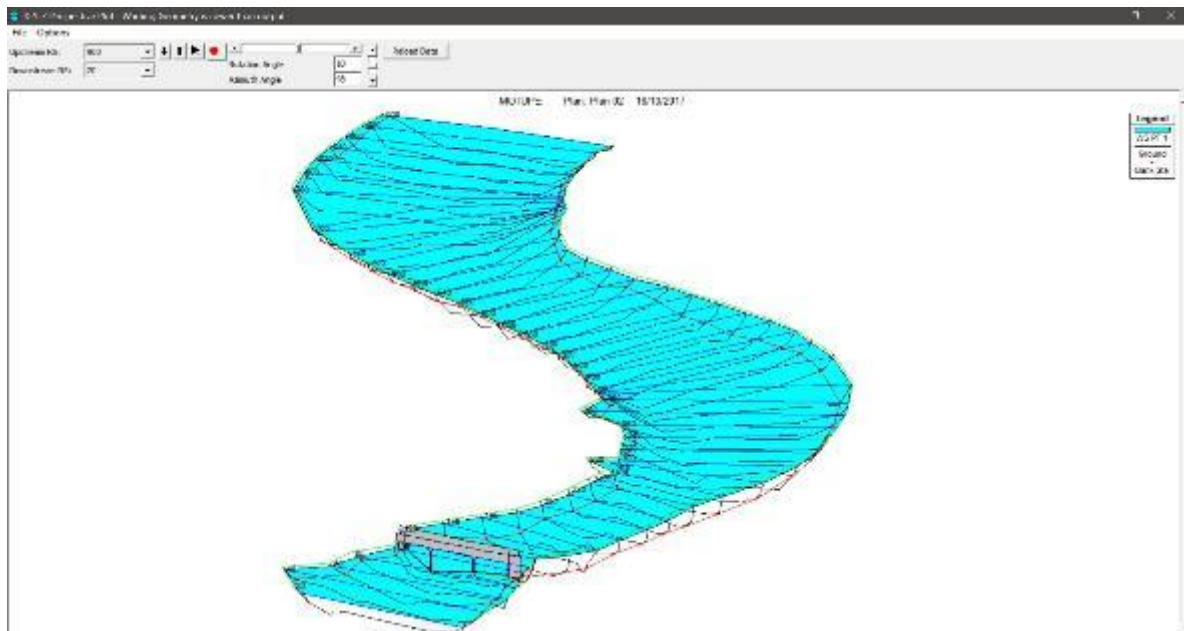


Figura N° 4 – 56: Vista en 3D del tramo del río Motupe y la ubicación del puente Motupe.

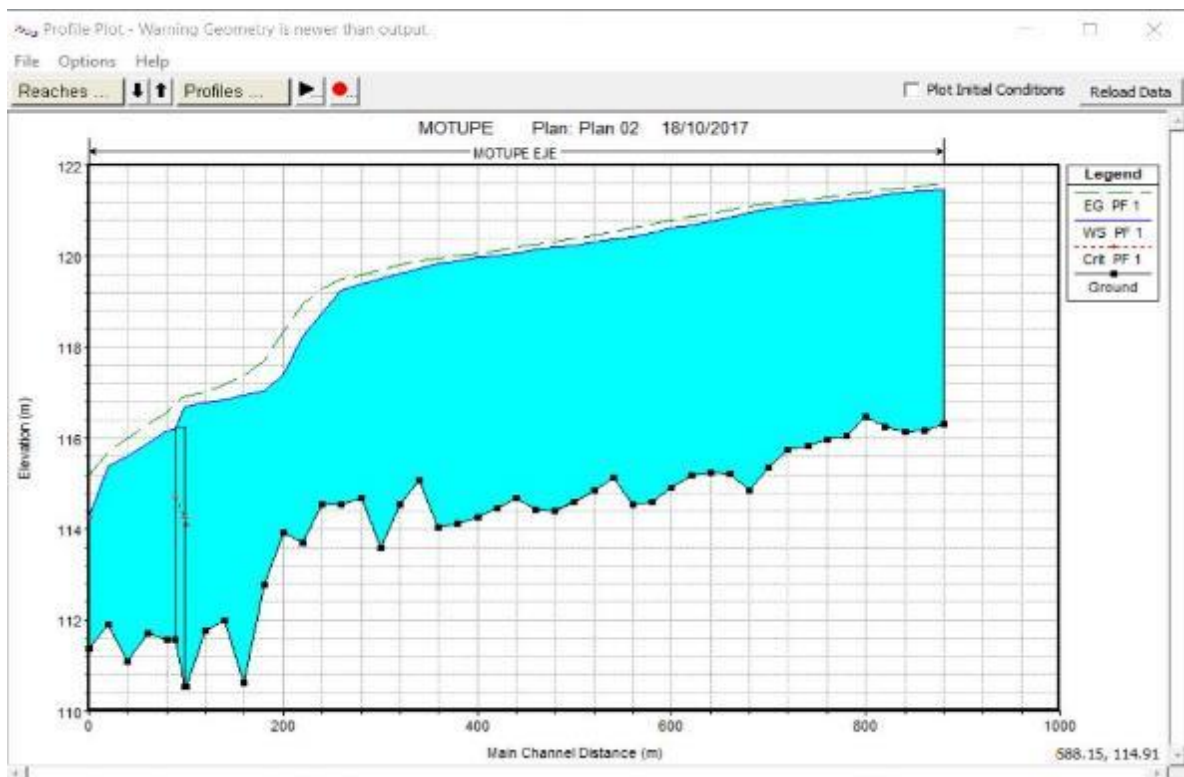


Figura N° 4 – 57: Visualización del Perfil del río a lo largo del recorrido en estudio para un caudal de 822.80 m<sup>3</sup>/s.

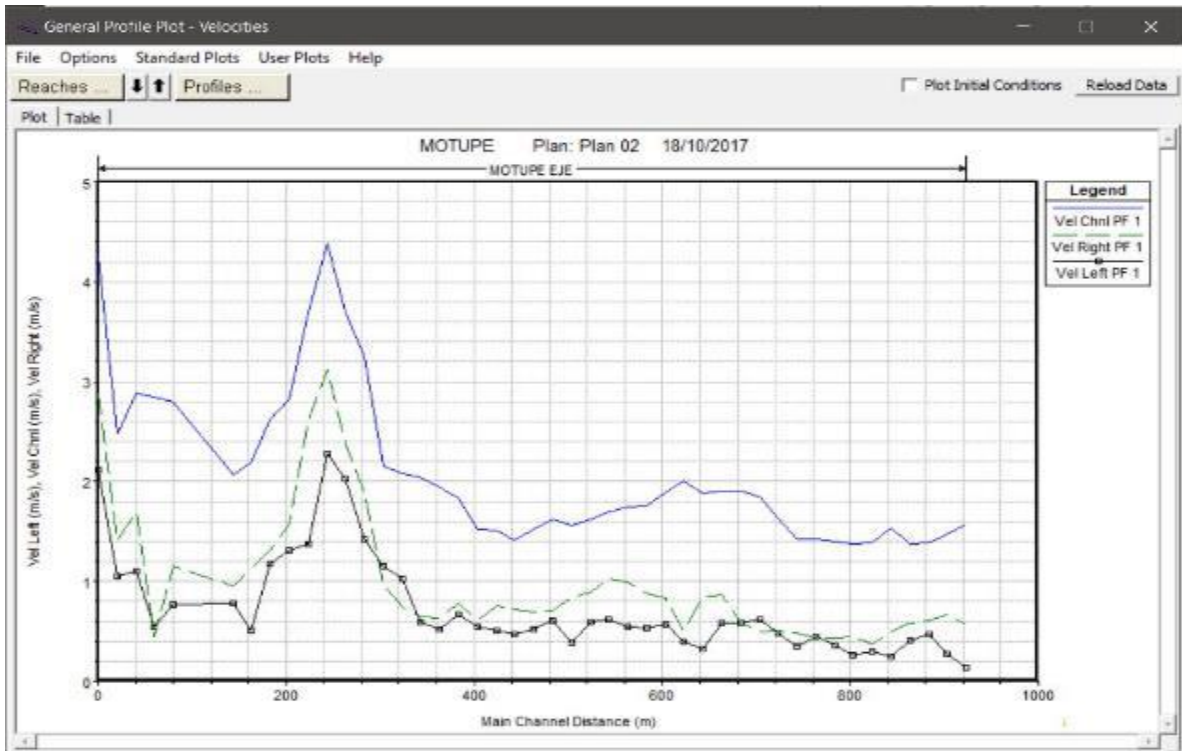


Figura N° 4 – 58: Gráfico de la variación de velocidades en el eje, margen izquierdo y derecho del cauce del río Motupe.

Profile Output Table - Standard Table 1														
File Options Std. Tables Locations Help														
HEC-RAS Plan: Plan 02 River: MOTUPE Reach: EJE Profile: PF 1														
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	Left Stagn (m)	Right Stagn (m)
EJE	800	PF 1	822.40	116.05	121.25		121.34	0.002336	1.38	596.98	155.37	0.22		
EJE	780	PF 1	822.40	115.98	121.20		121.30	0.002290	1.38	600.27	156.66	0.22		
EJE	760	PF 1	822.40	115.84	121.15		121.25	0.002345	1.40	591.93	154.06	0.22		
EJE	740	PF 1	822.40	115.76	121.10		121.20	0.002365	1.42	581.61	148.68	0.22		
EJE	720	PF 1	822.40	115.35	121.05		121.16	0.002255	1.42	584.17	145.88	0.22		
EJE	700	PF 1	822.40	114.84	120.97		121.10	0.003085	1.63	509.02	130.31	0.26		
EJE	680	PF 1	822.40	115.21	120.85		121.03	0.004036	1.84	449.00	116.49	0.29		
EJE	660	PF 1	822.40	115.24	120.76		120.95	0.003954	1.91	434.06	105.89	0.29		
EJE	640	PF 1	822.40	115.19	120.68		120.87	0.003768	1.90	438.03	103.28	0.29		
EJE	620	PF 1	822.40	114.92	120.61		120.79	0.003640	1.89	442.58	104.19	0.28		
EJE	600	PF 1	822.40	114.61	120.50		120.71	0.004643	2.00	414.19	106.74	0.31		
EJE	580	PF 1	822.40	114.53	120.43		120.61	0.004222	1.90	440.65	115.02	0.30		
EJE	560	PF 1	822.40	115.14	120.37		120.53	0.003361	1.75	476.64	117.28	0.27		
EJE	540	PF 1	822.40	114.86	120.31		120.46	0.003439	1.74	481.30	121.59	0.27		
EJE	520	PF 1	822.40	114.61	120.25		120.39	0.003297	1.70	496.07	127.95	0.27		
EJE	500	PF 1	822.40	114.40	120.19		120.32	0.003024	1.62	519.32	136.10	0.25		
EJE	480	PF 1	822.40	114.43	120.14		120.26	0.002983	1.56	535.24	143.83	0.25		
EJE	460	PF 1	822.40	114.69	120.06		120.20	0.003518	1.63	512.99	147.59	0.27		
EJE	440	PF 1	822.40	114.46	120.01		120.13	0.002897	1.53	545.96	147.99	0.25		
EJE	420	PF 1	822.40	114.27	119.97		120.07	0.002223	1.41	589.76	146.10	0.22		
EJE	400	PF 1	822.40	114.11	119.91		120.02	0.002621	1.51	552.40	141.34	0.24		
EJE	380	PF 1	822.40	114.05	119.85		119.97	0.002776	1.52	551.73	151.77	0.24		
EJE	360	PF 1	822.40	115.08	119.73		119.90	0.004034	1.84	457.03	124.87	0.29		
EJE	340	PF 1	822.40	114.53	119.62		119.81	0.004640	1.94	427.98	116.63	0.31		
EJE	320	PF 1	822.40	113.59	119.49		119.70	0.005389	2.04	406.17	112.76	0.33		
EJE	300	PF 1	822.40	114.69	119.38		119.60	0.005029	2.08	402.13	103.75	0.33		
EJE	280	PF 1	822.40	114.54	119.26		119.49	0.005653	2.16	392.44	108.17	0.35		
EJE	260	PF 1	822.40	114.53	118.76		119.29	0.014592	3.26	258.62	75.04	0.55		
EJE	240	PF 1	822.40	113.71	118.25		118.93	0.020700	3.70	228.65	70.73	0.65		
EJE	220	PF 1	822.40	113.92	117.41		118.36	0.036856	4.38	192.48	70.75	0.84		
EJE	200	PF 1	822.40	112.78	117.04		117.72	0.022189	3.70	227.09	73.23	0.66		
EJE	180	PF 1	822.40	110.62	116.97		117.36	0.009105	2.82	299.67	75.13	0.44		
EJE	160	PF 1	822.40	112.00	116.83		117.17	0.008161	2.63	322.72	85.99	0.42		
EJE	140	PF 1	822.40	111.78	116.77		117.02	0.005141	2.19	381.14	90.53	0.33		
EJE	120	PF 1	822.40	110.54	116.70	114.10	116.92	0.004108	2.07	404.84	90.54	0.30		
EJE	110	BR U	PF 1	822.40	110.54	116.70	114.28	116.92		2.55		10.58		0.33
EJE	110	BR D	PF 1	822.40	111.57	116.21	114.72	116.79		3.02		62.43		0.46
EJE	100	PF 1	822.40	111.57	116.16		116.56	0.010502	2.80	297.37	84.99	0.46		
EJE	80	PF 1	822.40	111.70	115.90		116.31	0.014116	2.85	290.31	104.41	0.52		
EJE	60	PF 1	822.40	111.08	115.60		116.01	0.015690	2.88	294.60	115.31	0.55		
EJE	40	PF 1	822.40	111.90	115.40		115.70	0.012339	2.48	339.70	135.60	0.48		
EJE	20	PF 1	822.40	111.36	114.27	114.27	115.18	0.058217	4.27	197.51	110.41	0.99		
EJE	900	PF 1	822.40	116.31	121.48		121.60	0.002997	1.58	527.45	143.14	0.25		
EJE	880	PF 1	822.40	116.16	121.43		121.55	0.002441	1.47	563.58	141.29	0.23		
EJE	860	PF 1	822.40	116.14	121.40		121.50	0.002036	1.39	600.35	145.32	0.21		
EJE	840	PF 1	822.40	116.24	121.36		121.46	0.002012	1.37	607.59	147.66	0.21		
EJE	820	PF 1	822.40	116.47	121.28		121.40	0.003129	1.53	539.71	152.09	0.25		

Figura N° 4 – 59: Tabla de resultados de la evaluación hidráulica del tramo de río Motupe.

Hydraulic Design Data	
Pier: #2 (CL = 50.5)	
Input Data	
Pier Shape:	Round nose
Pier Width (m):	0.80
Grain Size D50 (mm):	0.00180
Depth Upstream (m):	4.55
Velocity Upstream (m/s):	2.07
K1 Nose Shape:	1.00
Pier Angle:	10.00
Pier Length (m):	9.80
K2 Angle Coef:	2.07
K3 Bed Cond Coef:	1.10
Grain Size D90 (mm):	0.04540
K4 Armouring Coef:	1.00
Set K1 value to 1.0 because angle > 5 degrees	
Results	
Scour Depth Ys (m):	4.04
Froude #:	0.31
Equation:	CSU equation

Contraction		Pier		Abutment	
<input type="radio"/> Maximum V1 Y1		<input checked="" type="radio"/> Local V1 Y1			
Pier #		#1 (CL = 22.5)			
Shape:		Round nose			
a:	0.80	D50:	0.0018		
Y1:	6.03	V1:	2.07	Fr1:	0.149
Method		CSU equation			
CSU's Eqn. Specific Data					
K1:	1.00				
Angle:	10	L:	9.80		
K2:	2.07				
K3:	1.1 - Medium Dunes 10-30				
D95:	0.0454	K4:	1.00		
Froelich's Eqn. Specific Data					
a':		Phi:	1.00		

Figura N° 4 – 60: Datos obtenidos de la socavación en el pilar 1.

## **Anexo N° 5: Planos.**

**PLANOS 5.1:** Topografía – superficie del tramo de río en estudio. (TP – 01)

**PLANOS 5.2:** Topografía – secciones transversales (TS-01)

**PLANOS 5.3:** Topografía – secciones transversales (TS-02)

**PLANOS 5.4:** Hidrología – delimitación de cuenca (H – 01)

**PLANOS 5.5:** Hidrología – Orden de las corrientes (H – 02)

**PLANOS 5.6:** Hidrología – área entre curvas (H – 03)

**PLANOS 5.7:** Puente Motupe – MTC (P-01)

**PLANOS 5.8:** Plano medidas de protección