

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE LA**  
**PROTECCIÓN LOCAL PARA EL CONTROL DE EROSIÓN EN EL**  
**PUENTE IGNACIO ESCUDERO - PIURA**

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

**PRESENTADA POR:**

**Bach. CANALES ANYOSA, FERNANDO GUILLERMO**

**Bach. VELA VILLACORTA, DIEGO GERARDO**

**Asesor: Mg. Ing. TORRES CHUNG, CÉSAR ROBERTO**

**LIMA-PERÚ**

**2020**

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mis padres por darme una educación profesional, mi familia por el apoyo moral, mis amigos en mi etapa universitaria y los docentes notables de pregrado.

Fernando Guillermo Canales Anyosa

Esta tesis está dedicada a mis seres amados; quienes, en conjunto son el cimiento y la fuerza que tengo en vida para poder ser una mejor persona y un buen profesional cada día.

Diego Gerardo Vela Villacorta

## **AGRADECIMIENTO**

Agradecimiento especial a nuestros padres, por el esfuerzo y dedicación que nos brindaron, por darnos la confianza y creer en nosotros para llegar a ser personas con valores y profesionales competentes.

Un agradecimiento especial para la Universidad Ricardo Palma, por acogernos y brindarnos sus aulas para adquirir los conocimientos necesarios para lograr ser profesionales y seres humanos de paz, especialmente un agradecimiento al Ingeniero César Torres Chung, por sus consejos, por guiarnos y por su valiosa ayuda para concluir nuestro estudio de investigación.

# ÍNDICE

RESUMEN .....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.1. Descripción de la realidad de la problemática .....	3
1.2. Formulación del problema .....	4
1.2.1. Problema general .....	4
1.2.2. Problemas específicos.....	4
1.3. Objetivo general y específico.....	4
1.3.1. Objetivo general.....	4
1.3.2. Objetivos específicos .....	5
1.4. Justificación e importancia de la investigación.....	5
1.4.1. Conveniencia .....	5
1.4.2. Relevancia social .....	5
1.5. Limitaciones de la investigación.....	5
1.5.1. Espacial.....	5
1.5.2. Temporal.....	6
1.5.3. Conceptual .....	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	7
2.1. Antecedentes de la investigación .....	7
2.1.1. Antecedentes Internacionales .....	7
2.1.2. Antecedentes Nacionales .....	8
2.2. Bases teóricas .....	10
2.2.1. Hidrología .....	10
2.2.2. Erosión fluvial.....	17
2.2.3. Erosión local en pilas de puentes .....	26

2.2.4.	Erosión local en estribos de puentes .....	58
2.2.5.	Geología y Geotecnia.....	64
2.2.6.	Estructuras de protección.....	67
2.2.7.	Protección local en estribos de puentes .....	68
2.3.	Definición de términos básicos .....	73
2.4.	Estructura teórica y científica que sustenta la investigación.....	74
2.5.	Hipótesis general y específico.....	75
2.5.1.	Hipótesis general.....	75
2.5.2.	Hipótesis específicas .....	75
2.6.	Relación entre variables .....	75
2.6.1.	Matriz de operacionalización de variables.....	75
<b>CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.....</b>		<b>76</b>
3.1.	Tipo, método y diseño de la investigación.....	76
3.1.1.	Tipo de investigación.....	76
3.1.2.	Método de la investigación .....	76
3.1.3.	Diseño de la investigación .....	77
3.2.	Población y muestra .....	77
3.2.1.	Población .....	77
3.2.2.	Muestra .....	78
3.3.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	78
3.3.1.	Tipo de técnicas e instrumentos.....	78
3.3.2.	Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos .....	79
3.4.	Técnicas para el procesamiento y análisis de datos .....	79
3.5.	Matriz de consistencia.....	80
<b>CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE PROTECCIÓN LOCAL</b>		<b>81</b>
4.1.	Concepto de protección local .....	81
4.2.	Consideraciones generales .....	81

4.3.	Consideraciones básicas de diseño.....	82
4.4.	Consideración del sitio .....	84
4.5.	Consideración de protección .....	84
4.5.1.	Protección local en estribos .....	84
4.6.	Estabilidad de taludes.....	84
4.6.1.	Tipología de inestabilidades .....	85
4.6.2.	Parámetros resistentes .....	85
4.6.3.	Análisis de la seguridad .....	85
4.6.4.	Análisis de equilibrio limite estático .....	86
4.6.5.	Análisis de estabilidad sísmica .....	86
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....		88
5.1.	Descripción de la zona de investigación .....	88
5.1.1.	Ubicación del Proyecto .....	88
5.1.2.	Ubicación Política.....	89
5.1.3.	Ubicación Geográfica .....	89
5.1.4.	Clima.....	89
5.1.5.	Hidrografía.....	89
5.1.6.	Sismicidad.....	89
5.2.	Topografía del área de investigación .....	90
5.3.	Geología del área de investigación .....	91
5.4.	Presentación del estudio de Mecánica de Suelos .....	92
5.4.1.	Resultados del ensayo de Granulometría.....	92
5.5.	Presentación del estudio Hidrológico.....	93
5.5.1.	Análisis y resultados del estudio Hidrológico .....	93
5.6.	Presentación del estudio Hidráulico.....	133
5.6.1.	Análisis y resultados del estudio Hidráulico.....	133
5.7.	Presentación del estudio Geotécnico.....	142

5.7.1.	Análisis y resultados del estudio Geotécnico .....	144
5.8.	Presentación de costos directos del proyecto .....	155
5.8.1.	Análisis de costos directos del proyecto .....	155
CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS .....		157
6.1.	Discusión de resultados.....	157
6.1.1.	Resultados técnicos con respecto a la hidráulica de los sistemas de protección .....	157
6.1.2.	Resultados técnicos del talud sin sistema de protección.....	157
6.1.3.	Resultados técnicos de los sistemas con geobolsas y gavión tipo caja... 158	
6.1.4.	Resultados económicos de los sistemas de protección con geobolsas y gavión tipo caja.....	158
6.2.	Contrastación de hipótesis.....	159
6.2.1.	Contrastación de hipótesis general .....	159
6.2.2.	Contrastación de hipótesis específica 1 .....	160
6.2.3.	Contrastación de hipótesis específica 2 .....	160
6.2.4.	Contrastación de hipótesis específica 3 .....	160
CONCLUSIONES .....		161
RECOMENDACIONES.....		162
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....		163
ANEXOS .....		166
Anexo 1.	Diseño metodológico.....	166
Anexo 1.1.	Matriz de operacionalización de variables.....	166
Anexo 1.2.	Matriz de consistencia .....	166
Anexo 2.	Zona de Investigación.....	168
Anexo 2.1.	Plano de ubicación del proyecto .....	168
Anexo 2.2.	Plano de planta del proyecto .....	169
Anexo 2.3.	Plano clave del proyecto .....	170

Anexo 3. Geología .....	171
Anexo 3.1. Plano geológico regional .....	171
Anexo 3.2. Plano geológico local .....	172
Anexo 3.3. Plano secciones geológicas .....	173
Anexo 4. Mecánica de suelos .....	174
Anexo 4.1. Ubicación de calicatas .....	174
Anexo 4.2. Resultados de ensayo granulométrico.....	175
Anexo 5. Hidrología.....	176
Anexo 5.1. Resultados con el software HEC HMS .....	176
Anexo 6. Hidráulica .....	184
Anexo 6.1. Resultados con el software HEC RAS.....	184
Anexo 7. Estructuras de protección .....	187
Anexo 7.1. Factor de seguridad para taludes.....	187
Anexo 7.2. Especificaciones técnicas.....	187
Anexo 8. Análisis de costo directo.....	188
Anexo 8.1. Presupuesto para la protección local.....	188
Anexo 9. Aspectos administrativos.....	190
Anexo 9.1. Duración del proyecto de tesis.....	190
Anexo 9.2. Presupuesto del proyecto de tesis .....	190

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 01. Periodo de Retorno para Estructuras Menores .....	13
Tabla N° 02. Valores de Periodo de Retorno T (Años) .....	15
Tabla N° 03. Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje .....	16
Tabla N° 04. Parámetros Empleados en las Ecuaciones para el Cálculo de la Erosión General.....	21
Tabla N° 05. Factor de Corrección $K_f$ por Forma del Pilar. Métodos de Larras y Melville y Sutherland .....	42
Tabla N° 06. Factor de Corrección $K_\theta$ por Ángulo de Ataque del Flujo. Método de Larras .....	43
Tabla N° 07. Factor de Corrección $f_c$ , Método de Maza – Sánchez.....	45
Tabla N° 08. Valor de $D_{\text{máximo}}$ .....	53
Tabla N° 09. Factor de Corrección $K_f$ .....	54
Tabla N° 10. Factor de Corrección por la Forma del Pilar $K_f$ . Método de CSU .....	55
Tabla N° 11. Factor de Corrección por la Ángulo de Ataque del Flujo $K_\theta$ . Método de CSU.....	56
Tabla N° 12. Factor de Corrección por la Forma del Lecho $K_c$ . Método de CSU .....	56
Tabla N° 13. Criterios para Adoptar $K_a$ .....	56
Tabla N° 14. Litoestratigrafía Local del Puente Ignacio Escudero .....	66
Tabla N° 15. Estación Hidrométrica y de Precipitaciones Máximas en 24 Horas .....	94
Tabla N° 16. Precipitaciones Máximas en 24 Horas .....	95
Tabla N° 17. Parámetros de las Precipitaciones Máximas en 24 Horas .....	97
Tabla N° 18. Prueba de Datos Dudosos.....	98
Tabla N° 19. Análisis Estadístico de Saltos.....	99
Tabla N° 20. Precipitaciones Máximas en 24 Horas sin Saltos.....	100
Tabla N° 21. Prueba de Valores Críticos Estadísticos.....	101
Tabla N° 22. Parámetros Geomorfológicos .....	102

Tabla N° 23. Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov-Smirnov.....	104
Tabla N° 24. Precipitaciones Máximas en 24 Horas Estimadas.....	106
Tabla N° 25. Factor de Ajuste de la Frecuencia de Observación Diaria .....	107
Tabla N° 26. Precipitaciones Corregidas para Diferentes Períodos de Retorno.....	107
Tabla N° 27. Datos para la Elaboración del Hidrograma Unitario de Snyder para Tr = 140 años .....	108
Tabla N° 28. Datos para la Elaboración del Hidrograma Unitario de Snyder para Tr = 500 años .....	113
Tabla N° 29. Hietograma Adimensional de Tormenta Típica 24 Horas .....	115
Tabla N° 30. Hietograma de Tormenta Típica 24 Horas para Tr=140 Años .....	117
Tabla N° 31. Hietograma de Tormenta Típica 24 Horas para Tr=500 Años .....	119
Tabla N° 32. Caudales Máximos .....	128
Tabla N° 33. Pendiente del Tramo en Estudio.....	129
Tabla N° 34. Transporte de Fondo para Caudales con Tr:140 Años.....	129
Tabla N° 35. Transporte de Fondo para Caudales con Tr:500 Años.....	130
Tabla N° 36. Caudal de Diseño .....	130
Tabla N° 37. Caudal Determinado a Partir de las Huellas Marcadas en el Cauce por el Transito del Evento.....	131
Tabla N° 38. Comparación de Caudal Generado y el Caudal Observado de los Eventos Ocurridos .....	132
Tabla N° 39. Coeficiente de Perdidas Locales .....	133
Tabla N° 40. Diámetros Medios Determinado para el Puente Ignacio Escudero.....	141
Tabla N° 41. Comparación de Resultados de Socavación en el Puente Ignacio Escudero .....	141
Tabla N° 42. Comparación del Factor de Seguridad del Análisis Estático y Pseudoestático .....	154

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 01. Ciclo Hidrológico del Agua .....	10
Figura N° 02. Riesgo de por lo Menos una Excedencia del Evento de Diseño Durante la Vida Útil .....	15
Figura N° 03. Erosión General y Erosión Local .....	17
Figura N° 04. Analogía de la Balanza de Lane.....	17
Figura N° 05. Segmentación de la Sección de un Cauce.....	18
Figura N° 06. Geometría de la Sección Transversal de un Cauce Aluvial.....	20
Figura N° 07. Comparación de las Distintas Fórmulas para Calcular $h_s$ para $d = 0,3 \text{ mm}$ .....	22
Figura N° 08. Movimiento Principal y Secundario en una Curva .....	24
Figura N° 09. Isovelas en el Centro de un Meandro.....	24
Figura N° 10. Esquema de la Contracción de un Cauce.....	25
Figura N° 11. Hidrodinámica y Morfología de un Foso de Erosión Local (Alzado y Planta) .....	27
Figura N° 12. Erosión Local Alrededor de un Obstáculo.....	27
Figura N° 13. Formas de Fosos de Erosión .....	28
Figura N° 14. Configuración del Flujo de Fluido Sobre una Esfera Lisa.....	28
Figura N° 15. Esquema Ilustrativo Comportamiento Estela.....	28
Figura N° 16. Esquema de los Vórtices de Herradura Generados Alrededor de una Pila .....	29
Figura N° 17. Esquema Vórtices de Estela Generados en una Pila.....	30
Figura N° 18. Erosión en Tres Dimensiones en una Pila.....	31
Figura N° 19. Fallo Típico de una Pila por Erosión Local .....	31
Figura N° 20. Desarrollo del Foso de Socavación Alrededor de Pilares en Función de la Erosión General del Lecho .....	33
Figura N° 21. Evolución de la Erosión Local Según el Tiempo y la Velocidad del Flujo .....	34

Figura N° 22. Influencia del Calado en la Socavación .....	34
Figura N° 23. Croquis Definición del Ángulo de Ataque del Flujo .....	35
Figura N° 24. Patrones de Socavación Según la Forma de la Pila .....	35
Figura N° 25. Comparación de Ecuaciones para el Cálculo de la Socavación Local con Socavación Medidas en Campo Según Jones .....	38
Figura N° 26. Coeficiente Kf. Método de Laursen y Toch .....	39
Figura N° 27. Coeficiente Kg. Método de Laursen y Toch .....	39
Figura N° 28. Coeficiente K $\emptyset$ . Método de Laursen y Toch, Breuses, Nicollet y Shen, y Melville y Sutherland.....	40
Figura N° 29. Formas Usuales de Pilares. Método de Larras.....	43
Figura N° 30. Cálculo de la Socavación Local en un Pilar Rectangular .....	46
Figura N° 31. Cálculo de la Socavación Local para un Pilar Circular .....	47
Figura N° 32. Cálculo de la Socavación Local para un Pilar de Sección Elongada.....	48
Figura N° 33. Diagrama de Flujo para Determinar la Profundidad de Socavación Local .....	51
Figura N° 34. Diagrama de Flujo para Determinar la Velocidad Límite de Acorazamiento Va .....	52
Figura N° 35. Formas Típicas de Pilares de Puentes .....	55
Figura N° 36. Esquema del Flujo Junto a Estribo de Puentes .....	58
Figura N° 37. Método para Determinar la Socavación en Estribos de Puentes.....	59
Figura N° 38. Localización de los Vórtices Principales en la Contracción del Cauce por un Puente.....	59
Figura N° 39. Contracción Suave .....	60
Figura N° 40. Contracción Fuerte.....	60
Figura N° 41. Estribos que se Prolongan hasta el Cauce Principal y no Existe Flujo en la Zona de Inundación .....	61
Figura N° 42. Intersección del Flujo por los Estribos.....	62
Figura N° 43. Mapa Geomorfológico .....	64

Figura N° 44. Depósitos Aluviales Recientes Aguas Arriba de la Quebrada Ignacio Escudero.....	66
Figura N° 45. Elementos Constituyentes de los Gaviones Tipo Caja .....	69
Figura N° 46. Dimensiones Estándar de los Gaviones Tipo Caja .....	70
Figura N° 47. Proceso Constructivo de las Geobolsas .....	71
Figura N° 48. Especificaciones Técnicas de las Geobolsas.....	72
Figura N° 49. Geobolsas Aplicado como Defensa Longitudinal.....	72
Figura N° 50. Geobolsas Aplicado a Pie de la Protección para el Control de la Socavación .....	73
Figura N° 51. Ubicación de la Zona de Estudio .....	88
Figura N° 52. Topografía del Tramo de Investigación.....	90
Figura N° 53. Geología del Área de Investigación.....	92
Figura N° 54. Representación Gráfica de las Precipitaciones Máximas en 24 Horas ....	94
Figura N° 55. Valores kn para la Prueba de Datos Atípicos.....	97
Figura N° 56. Análisis Estadístico de Saltos .....	99
Figura N° 57. Análisis Gráfico de la Serie en TREND .....	101
Figura N° 58. Análisis Estadístico en TREND.....	102
Figura N° 59. Delimitación de la Cuenca .....	103
Figura N° 60. Funciones de Distribución Probabilidades Teóricas.....	105
Figura N° 61. Función de Distribución Pearson III.....	105
Figura N° 62. Hidrograma Unitario para una Lámina de 1 Pulgada .....	110
Figura N° 63. Hidrograma Unitario para una Lámina de 1 Centímetro .....	111
Figura N° 64. Hidrograma de Diseño para un Tr = 140 años.....	112
Figura N° 65. Hidrograma de Diseño para un Tr = 500 años.....	114
Figura N° 66. Curvas de Distribuciones Adimensionales SCS .....	116
Figura N° 67. Curva de Hietograma de Distribución Acumulativa Tr=140 Años .....	118
Figura N° 68. Hietograma de Distribución por cada Hora Tr=140 Años.....	118
Figura N° 69. Curva de Hietograma de Distribución Acumulativa Tr=500 Años .....	119

Figura N° 70. Hietograma de Distribución por cada Hora Tr=500 Años.....	120
Figura N° 71. Creación de Sink y Subbasin del HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	121
Figura N° 72. Datos Subbasin del HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	121
Figura N° 73. Datos Loss del HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	122
Figura N° 74. Datos Transform del HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años....	122
Figura N° 75. Modelo Meteorológico al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	123
Figura N° 76. Cuenca Incluida al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	123
Figura N° 77. Estación Incluida al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	124
Figura N° 78. Serie de Tiempo al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años.....	124
Figura N° 79. Especificación del Tiempo 24 Horas al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	124
Figura N° 80. Hietograma Ingresado al HEC HMS para Tr=140 Años .....	125
Figura N° 81. Hietograma Ingresado al HEC HMS para Tr=500 Años .....	125
Figura N° 82. Especificaciones de Control al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años .....	126
Figura N° 83. Resultado de la Cuenca Ignacio Escudero en HEC HMS para Tr=140 Años .....	127
Figura N° 84. Resultado de la Cuenca Ignacio Escudero en HEC HMS para Tr=500 Años .....	127
Figura N° 85. Trabajo de Campo.....	131
Figura N° 86. Valores de Coeficiente de Rugosidad de Manning para Corrientes Naturales .....	134
Figura N° 87. Vegetación Densa en el Cauce de la Quebrada .....	134
Figura N° 88. Creación de Caudales en HEC RAS .....	135
Figura N° 89. Creación de Condiciones de Contorno en HEC RAS.....	135
Figura N° 90. Creación del Puente en HEC RAS.....	136
Figura N° 91. Vista del Puente en HEC RAS.....	136

Figura N° 92. Datos Hidráulicos del Punte en HEC RAS .....	137
Figura N° 93. Aceleración PGA en Gals de Piura.....	144
Figura N° 94. Análisis Estático del Talud en Slide .....	145
Figura N° 95. Análisis Pseudoestático del Talud en Slide .....	146
Figura N° 96. Datos Iniciales Parte 1 para Diseño de Muro Tipo Gavión en GawacWin .....	147
Figura N° 97. Datos Iniciales Parte 2 para Diseño de Muro Tipo Gavión en GawacWin .....	149
Figura N° 98. Estabilidad Global e Interna del Gavión en GawacWin .....	150
Figura N° 99. Verificación de Estabilidad del Gavión en GawacWin .....	150
Figura N° 100. Análisis Estático del Talud con Gavión en Slide.....	151
Figura N° 101. Análisis Pseudoestático del Talud con Gavión en Slide.....	152
Figura N° 102. Análisis Estático del Talud con Geobolsas en Slide.....	153
Figura N° 103. Análisis Pseudoestático del Talud con Geobolsas en Slide.....	153
Figura N° 104. Comparación de Costo Directo de las Estructuras de Protección.....	155
Figura N° 105. Comparación de Presupuestos de las Estructuras de Protección .....	156

## RESUMEN

El propósito de esta investigación fue identificar la mejor alternativa aplicable para el control de erosión en el Puente Ignacio Escudero Km 24 +000 del corredor vial nacional Sullana – Aguas Verdes Ruta Nacional PE1N a través de una comparación técnica económica, para ello se seleccionó dos sistemas de control de erosión aplicables en este caso: Gavión tipo caja y Geobolsas, con los cuales se realizó el diseño e hicimos el análisis de estabilidad en los sectores afectados utilizando el software Slide V.6.0 y el software Gawacwin, además fueron sometidos a una evaluación económica y se compararon los costos de construcción por m<sup>3</sup>.

Previo al estudio se recopiló información del proyecto del expediente técnico “Ejecución de la obra: Rehabilitación del eje vial N°01 Piura – Guayaquil – Perú – Ecuador”, publicado por Provias Nacional, de donde se obtuvo ubicación, topografía, parámetros geométricos y diseño, los cuales en conjunto dieron lugar al modelo geotécnico conceptual del estudio de investigación, también se recogieron datos de precipitaciones anuales de la estación Pananga el cual pertenece al SENAMHI, con estos datos se hizo el estudio hidrológico, que permitieron calcular el caudal de diseño con lo cual se realizó el modelo hidráulico, conformando así las bases para los análisis de comparación técnico económico.

En nuestros resultados más significativos se obtuvo que la mejor alternativa técnico económico para el control de erosión del puente es el uso de Geobolsas debido a su fácil construcción en la zona, resistencia a la velocidad de la corriente de agua de la quebrada, alta estabilidad, y un mejor costo el cual demanda una menor inversión.

Palabras clave: Alternativa técnica económico, control de erosión, Gavión tipo caja, Geobolsas.

## **ABSTRACT**

The purpose of this research was to identify the best applicable alternative for erosion control in the Ignacio Escudero Bridge Km 24 +000 of the Sullana - Aguas Verdes National Route PE1N national road corridor through a technical-economic comparison, for which two systems were selected of erosion control applicable in this case: Gabion type box and Geobags, with which the design was carried out and we did the stability analysis in the affected sectors using the Slide V.6.0 software and the Gawacwin software, they were also subjected to an evaluation economic and construction costs per m<sup>3</sup> were compared.

Prior to the study, information on the project was compiled from the technical file "Execution of the work: Rehabilitation of the road axis N°01 Piura - Guayaquil - Peru - Ecuador", published by Provias Nacional, from which location, topography, geometric parameters and design were obtained. which together gave rise to the conceptual geotechnical model of the research study, data on annual rainfall were also collected from the Pananga station which belongs to SENAMHI, with these data the hydrological study was carried out, which allowed to calculate the design flow with which The hydraulic model was carried out, thus forming the basis for the technical-economic comparison analysis.

In our most significant results, it was obtained that best technical-economic alternative for the erosion control of the bridge is the use of Geobags due to its easy construction in the area, high stability, and a better cost which requires a lower investment.

**Keywords:** Economic technical alternative, erosion control, Box-type gabion, Geobags.

## INTRODUCCIÓN

En el Perú la construcción de infraestructura vial presenta un significativo crecimiento, por la necesidad que se tiene de dar comunicación a todos los pueblos, ya que este brinda beneficios a la población como transporte, ayuda a dinamizar la economía y es una fuente de desarrollo esencial, pero dadas las características territoriales y la ubicación geográfica del Perú, este está sujeto a una serie de fenómenos naturales como por ejemplo el fenómeno del niño(a) que por las grandes precipitaciones y las avenidas generan inestabilidad en las quebradas o ríos, causando daños considerables a carreteras y puentes, incluso haciendo que estos fallen sin haber cumplido su vida útil, evitando que estos cumplan su función principal que es de comunicar y anexar a los pueblos.

El fallo de estructura vial en el Perú, en este caso de puentes es una problemática muy común ya que debido al fenómeno del niño(a) que afrontamos siempre, estamos en constante vulnerabilidad por la erosión y socavación que generan las lluvias y avenidas de quebradas y ríos que muchas veces dejan expuestos las bases de la estructura del puente al constante ataque del agua, es por ello que la aplicación de sistemas de protección para el control de erosión ayudará en gran parte previniendo o solucionando la inestabilidad de una forma técnica, económica y eficaz, teniendo en cuenta la geografía, topografía, hidrología, hidráulica, y geotécnica.

El propósito de la presente investigación se aboca en el análisis de la comparación de estructuras de protección para el control de erosión en el Puente Ignacio Escudero, buscando así una alternativa de estabilización que presente ventajas considerables en los aspectos técnico y económico, en contraste con la alternativa tradicional, para así mostrar una alternativa más eficiente y pueda ser aplicado en otros proyectos viales, teniendo en cuenta el caso de estudio del Puente Ignacio Escudero.

El presente estudio está estructurado en cinco capítulos, siendo estos:

Capítulo I, comprende el planteamiento del estudio, incidiendo en la descripción y formulación del problema, la formulación de los objetivos, la justificación e importancia de esta investigación y la limitación de la investigación.

Capítulo II denominado Marco Teórico los antecedentes del estudio, las bases teóricas de hidrología, erosión de puentes, geología y geotecnia, geomorfología del suelo, estructuras de protección, protección local en estribos de puentes; además de las definiciones

conceptuales, estructura teórica y científica que sustenta la investigación, y la formulación de las hipótesis.

Capítulo III, denominado Diseño Metodológico, comprende el tipo y nivel de la investigación, la población y la muestra de estudio; se detallan las técnicas, instrumentos y procedimientos para la recolección de datos, así como también el procesamiento de las mismas. Bajo el planteamiento metodológico del enfoque cualitativo y cuantitativo con alcance descriptivo-comparativo.

Capítulo IV denominado Metodología para el diseño de protección local comprende los criterios y consideraciones necesarias de diseño de estructuras de protección, así como la selección del tipo de protección y los factores que influyen en su diseño.

Capítulo V denominado presentación y análisis de resultados comprende la presentación de los consolidados de los resultados del estudio de hidrología, hidráulica, geotecnia y los análisis de estabilidad para cada diseño y también incluye la estimación de costos directos.

Capítulo VI denominado discusión de resultados y contrastación de hipótesis comprende la comparación de los resultados geotécnicos, hidráulicos y costos directos de los dos sistemas de protección local, así como la verificación de las hipótesis planteadas.

Completan la investigación las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y los anexos.

## **CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### 1.1.Descripción de la realidad de la problemática

Uno de los retos de la ingeniería civil es el de proyectar y construir vías de comunicación que conecten pueblos y ciudades para así poder llevar el progreso a todas las ciudades. El problema radica ahí ya que por la topografía y relieve del Perú es necesario construir puentes para hacer los tramos más cortos y accesibles, el problema del ingeniero civil es el de brindar seguridad y transitabilidad en estas estructuras viales, pero tiene una dificultad que resolver la cual es la erosión que genera las aguas de las quebradas o ríos en el cual se proyectan estas estructuras, por lo que el ingeniero debe diseñar sistemas de protección que eviten que la erosión cause daños a las estructuras durante su vida útil y así evitar que la estabilidad del puente afecte la transitabilidad de los vehículos y personas.

Las grandes avenidas provocadas por el fenómeno El Niño genero el colapso de varios puentes, siendo el norte del país el más afectado entre ellos Tumbes y Piura. La erosión de puentes durante el “Ciclo de Conferencias Magistrales del VII Aniversario de Ingeniería Civil de la UNMSM” (Juarez, 2016, 0:50), indicando que la problemática más significativa que produce la falla de los puentes es la socavación con un 49%; materiales defectuosos 15%, sobrecargas 10%, mal proceso constructivo 8%, terremotos 8%, diseños inadecuados 3%, viento 3%, fatiga de los materiales 3% y corrosión de estructuras metálicas 1%. Pero comenta que hay otros autores que dan más porcentaje a la socavación.

La erosión de suelos y sus consecuencias hoy en día uno de los problemas ambientales más graves a nivel mundial. Si bien existe una tasa de erosión que forma parte de un ciclo natural a nivel global, la pérdida de suelos que se produce como consecuencia de la acción antrópica afecta en forma decisiva la estabilidad y/o durabilidad de las obras de infraestructura como así también altera las condiciones de equilibrio de importantes ecosistemas.

Los factores que afectan la socavación en los pilares de puente son: ancho de la pila, orientación del pilar, forma del pilar, caudal y velocidad del flujo, propiedad del suelo del cauce, cimentación y elementos colocados alrededor.

La erosión producida por la acción de vórtices y turbulencias que se generan a lo largo del estribo del puente, el proceso erosivo para la socavación en estribos, está afectado por los mismos fenómenos que causan la socavación local en pilares.

Los resultados dependerán de la calidad de la información (hidrogramas, caudales, estudio de mecánica de suelos, morfología, etc.), fórmulas empleadas (seleccionar una fórmula que sea calibrada para el sitio), periodo de retorno (50 años, 100 años, 500 años) y otras variables (tipos de socavación, situaciones críticas supuestas).

Es importante que el ingeniero civil debe evaluar y aplicar software que ayuden a predecir estos cambios en el lecho de las quebradas o ríos a largo plazo para así poder proyectar sistemas de protección que mantengan estable la estructura, evitando la erosión y por lo tanto la socavación del agua.

Finalmente se propone realizar la comparación de medidas para la protección del Puente Ignacio Escudero. A fin de reducir la existencia de todo lo que cause vórtices o flujos colaterales y control de la socavación del lecho.

## 1.2. Formulación del problema

### 1.2.1. Problema general

¿Cuáles serán los resultados de la comparación técnica y económica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el Puente Ignacio Escudero?

### 1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿Cuál será la socavación local al pie de pilas y estribos del Puente Ignacio Escudero?
- b) ¿Cuál será la socavación general y total del lecho del río Ignacio Escudero?
- c) ¿Cuál es la propuesta de protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero?

## 1.3. Objetivo general y específico

### 1.3.1. Objetivo general

Comparar los resultados técnico y económico de la protección local para el control de erosión en el Puente Ignacio Escudero.

### 1.3.2. Objetivos específicos

- a) Determinar la socavación local al pie de pilas y estribos del Puente Ignacio Escudero.
- b) Determinar la socavación general y total del lecho del río Ignacio Escudero.
- c) Determinar la protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.

### 1.4. Justificación e importancia de la investigación

#### 1.4.1. Conveniencia

El propósito es encontrar un sistema protección local con el que se pueda dar el control de erosión a los taludes que interactúan con el Puente Ignacio Escudero – Piura.

#### 1.4.2. Relevancia social

La justificación para realizar la investigación es que en nuestro país durante las épocas de lluvias y avenidas aumenta el caudal de los ríos y quebradas los cuales erosionan los taludes que interactúan con los puentes dejándolos expuestos a sufrir daños, por lo cual la relevancia social que el proyecto representaría es la de prevención e información, realizando la comparación técnica-económica entre diseños de protección, para dar a conocer el diseño que mejor funciona en la zona como protección y brinda seguridad a la transitabilidad durante la vida útil del puente ante la erosión de la quebrada, de tal forma también puede servir como guía para otras investigaciones que buscan dar solución a los problemas que afecta al país por lluvias torrenciales o por el fenómeno del niño(a), que terminan colapsando carreteras y puentes.

### 1.5. Limitaciones de la investigación

#### 1.5.1. Espacial

La zona de estudio del cual se realizará el recojo y levantamientos de datos, se encuentra ubicado en el Km. 24+000 del corredor vial nacional Sullana – Aguas Verdes Ruta Nacional PE1N en el departamento de Piura. Las coordenadas UTM WGS84 son: 514692m, 9464261m, zona 17S.

### 1.5.2. Temporal

El estudio abarcará el periodo comprendido entre los meses de junio a noviembre del 2020.

### 1.5.3. Conceptual

El estudio tiene como finalidad la comparación técnica-económica de la protección local para el control de erosión desde el aspecto hidráulico y geotécnico, considerando la erosión hídrica, clima y cualquier otro aspecto que aportaran como dato a la investigación.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes de la investigación

#### 2.1.1. Antecedentes Internacionales

Reynares et al. (2020), en su artículo sobre la “Protección de estribos de puentes mediante el uso de muros guía” han demostrado la reducción de vórtices producidos por la erosión, con presencia de un muro guía colocado con pilotes hincados en un lecho erosionable de arena uniforme con un diámetro medio de 0.001m. Estos pilotes hincados forman un cuarto de elipse a lo largo de su trayectoria salvaguardando un estribo prismático en un canal de sección rectangular.

Llegan a la conclusión que la transparencia, longitud y ubicación del muro guía influye la máxima profundidad de erosión local de esta protección de estribo.

Gallardo (2019), realizó una tesis titulada “Demostración experimental del efecto de los paneles sumergidos en la erosión local de pilas de puentes cuadradas” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Escuela Politécnica Nacional de Ecuador. Tuvo como objetivo general el resultado experimental que tiene los paneles sumergidos frente a la erosión local de las pilas de un puente, desarrollado en un canal de sección rectangular con una relación de fuerzas inerciales y gravitacionales menor a la unidad.

Podemos concluir que el investigador demuestra de forma experimental la importancia de estos paneles sumergidos para la reducción de velocidades y por consecuencia las tensiones de corte del lecho actuantes en la base de la pila de puente. De esta manera la propuesta es una alternativa ante este fenómeno erosivo.

Reynares et al. (2014), en su artículo sobre las “Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes” tuvo como objetivo general determinar el espesor apropiado de los elementos que forman el revestimiento junto al estribo. Trabajo con una metodología de tipo de investigación experimental en un puente aliviador, lo que influye el

ancho de protección flexible del estribo tanto en máximas profundidades de erosión como la geometría de la hoya de erosión. Se varió la geometría y ancho de la protección flexible, manteniendo las dimensiones del estribo y condiciones hidráulicas.

Llegan a la conclusión que el ancho de la protección es independiente a las máximas profundidades de erosión, pero la posición y geometría de la hoya de erosión es dependiente del revestimiento.

Monge (2007), realizó una investigación sobre los “Sistemas de control de erosión en la estructura de puentes” para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción en el Instituto Tecnológico de Costa Rica. Tuvo como objetivo general analizar tres tipos de sistemas de protección (bloques articulados de concreto, colchonetas de gaviones y escolleras) contra el fenómeno erosivo presente en base de la estructura del puente en el río Barranca, siendo un análisis comparativo para plantear la mejor solución a dicho problema de erosión.

Podemos concluir que el investigador demuestra que la protección de bloques de concreto articulado es la más eficiente para afrontar el fenómeno erosivo del puente ubicado en el río Barranca.

#### 2.1.2. Antecedentes Nacionales

Urteaga (2019), realizó una tesis titulada “Análisis comparativo de soluciones de defensa ribereña para el puente Tahuamanu – Madre de Dios: sistema de gaviones y geoestructuras” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Tuvo como objetivo general el aporte de un sistema de geoestructura para la estabilidad del talud ante los fenómenos de socavación y erosión lateral producidos por el río Tahuamanu que afecta al puente del mismo nombre.

Podemos concluir que el investigador demuestra que la propuesta de este sistema de defensa ribereña es el más óptimo por su viabilidad técnica y económica ante este evento de inestabilidad del talud.

Cáceres (2019), realizó una tesis titulada “Análisis comparativo de la eficiencia de estructuras de disipación de energía para reducir la erosión en el tramo

crítico entre el puente Yonán y el desvío de carretera a Trinidad del río Jequetepeque” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Cajamarca. Tuvo como objetivo general la determinación de una defensa ribereña eficiente para la disminución del fenómeno erosivo entre el puente y el desvío de la carretera.

Podemos concluir que el investigador demostró entre diferentes tipos de estructuras, la unión de gavión y espigos resulta ser la defensa más eficaz ante caudales máximos. Evitando la inestabilidad del talud en condiciones extremas.

Géronimo Polo (2019), realizó la tesis titulada “Estimación de la socavación producida por el flujo de agua del río Martho al pie de estribos del puente Sinsicap utilizando el programa Hec-Ras”, en esta investigación el autor tuvo como objetivo estimar la socavación total producida por el flujo del río Martho a los estribos del puente Sinsicap, esto realizo con la finalidad de determinar las profundidades de cimentación recomendadas para el uso de estructuras de protección de los estribos del puente Sinsicap.

Lo realizado por el autor le permitió llegar a la conclusión que el puente tendrá una vida útil de 20 años ya que en este tiempo los estribos tendrán una socavación mayor a los 2.00 m. por lo cual la estructura empezará a fallar ya que se tiene estribos con profundidad de cimentación de 2.00 m. por esto el autor recomienda proteger y reforzar la cimentación del estribo con una solución geotécnica muy conocida como es el enrocado, destacando que el uso de protección en un puente es muy usado para aumentar la estabilidad y la vida útil de este.

Vilchez y Toledo (2018), realizó una tesis titulada “Alternativas de solución para prevenir la socavación en el río Rímac, entre los puentes Libertadores y Talavera, distrito de El Agustino” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Tuvo como objetivo general establecer el muro de mampostería con sistema terramesh en el talud más afectado entre los dos puentes, siendo la propuesta más viable en un análisis comparativo donde resalta el aspecto técnico, económico y gestión – construcción.

Podemos concluir que los investigadores demuestran que la propuesta del muro de mampostería con sistema terramesh es la solución más viable dentro de los tres tipos de muro analizados para la protección de la ladera más crítica del río Rímac.

Cconislla Quispe (2017), realizó la tesis titulada “Protección contra inundaciones en el sector del centro poblado de Gorgor, distrito de Gorgor, provincia de Cajatambo, Lima” el cual tuvo como objetivo el diseño físico de una defensa ribereña con dique enrocado, en las laderas del río Gongor del Centro poblado de Gongor para proteger aéreas de cultivo e infraestructura vial.

El principal resultado de la investigación es que con el sistema de protección de dique enrocado logra la disminución de la erosión de laderas en los dos márgenes del río Gongor, estrechando el ancho del cauce y aminorando la pérdida de vegetación, por lo tanto podemos concluir que el construir sistemas de protección contra erosión ayuda a estabilizar las laderas y protege contra las inundaciones.

## 2.2. Bases teóricas

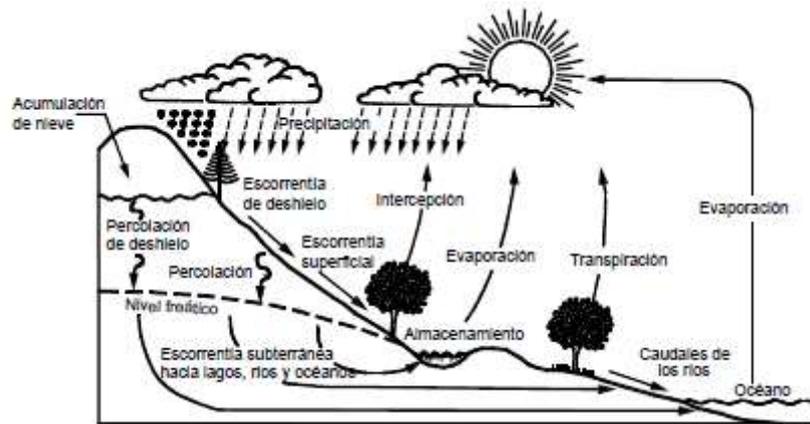
### 2.2.1. Hidrología

De mucha importancia para las obras hidráulicas como un puente en el control de erosión e indispensable para el desarrollo del análisis hidrológico, este mismo establece caudales y velocidades máximas del cauce de un río para determinar las fuerzas de erosión en un flujo continuo.

La hidrología no es una ciencia exacta y es posible que se obtengan resultados muy diferentes de acuerdo al método que se utilice para el cálculo y la metodología de manejo de la información; por lo tanto se deben utilizar criterios de sana ingeniería para decidir cuál método se debe aplicar. Cuando se diseñan obras para el control de erosión se recomienda ser prudentemente generoso en la suposición de lluvias y caudales y no correr el riesgo de perder las obras al diseñar para fuerzas de erosión menores que las reales. (Suárez, 2001, p.16)

Figura N° 01

## Ciclo Hidrológico del Agua



Fuente: Dunne y Leopold (1978)

### 2.2.1.1. Máximas avenidas.

Según Villón (2002), los caudales máximos o máximas avenidas permiten diseñar las dimensiones de un cauce, muros de encauzamiento y sistemas de drenaje para la protección de las ciudades y vegetaciones, alcantarillas, vertederos de demasías y luz de los puentes. Se debería de estimar un caudal de diseño apropiado con un previo análisis, teniendo en cuenta que estos sean caudales máximos. El caudal de diseño está directamente relacionado con el período de retorno de las avenidas que se le otorgue, que además este depende del tipo de obra que se hará y el tiempo en que estará operativa.

El máximo caudal que cualquiera de estas estructuras puede soportar con seguridad es denominada caudal del proyecto. El ingeniero es consciente de que está proyectado una obra que puede ser dañada o más aún destruida, por descargas ocasionales de magnitud variable; la frecuencia con que esos daños ocurren debe ser considerada en la definición del tamaño y resistencia de la obra, su localización y hasta su reconstrucción, si fuera el caso. (Mejía, 2012, p.189)

### 2.2.1.2. Precipitación.

La noción expresada de precipitación señala que “es una variable hidrológica que manifiesta más claramente su carácter aleatorio, variando drásticamente en el tiempo (variación temporal) y en el espacio (variación espacial)” (Mejía,

2012. p.86) ya que está sujeta al comportamiento de las tormentas máximas que ocurren en estaciones meteorológicas, climatológicas o pluviométricas. “La precipitación, es toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición puede ser en forma de lluvias, granizadas, garúas y nevadas.” (Villón, 2002, p.69).

El problema comúnmente es la falta de información de precipitación máximas en 24 horas o total anual en las estaciones meteorológicas, climatológica o pluviométrica, esto nos con lleva a utilizar ecuaciones empíricas para la conversión de precipitaciones en 24 horas a intensidades.

#### 2.2.1.3. Análisis de información hidrométrica.

En general, la información hidrometeorológica es escasa y más aún la información de esorrentías, la misma que constituye base fundamental en cualquier proyecto hidráulico; obviamente, las mayores dificultades lo afrontan los países en vías de desarrollo (Jimenez y Farías, 2005). La falta o escasez de información hidrométrica y sedimentológica en las cuencas impide un análisis regional consistente, problema que afecta el planeamiento, diseño y operación de los proyectos hidráulicos (Jimenez y Farías, 2005; ICOLD, 2008). Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008)

#### 2.2.1.4. Determinación del periodo de retorno, riesgo y vida útil.

##### - Periodo de retorno

El periodo de retorno  $T$ , se define como el tiempo o lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada, dicho de otra forma, es el intervalo de recurrencia promedio para un cierto evento. (Cahuana y Yugar, 2009, p.240)

Estadísticamente el periodo de retorno es la inversa de la probabilidad de excedencia, es decir:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)}$$

O también puede ser representada por la probabilidad de no excedencia como se muestra a continuación.

$$T = \frac{1}{1 - P(X \geq x)}$$

El periodo de retorno a adoptar para el diseño de una estructura hidráulica debería ser el resultado del análisis costo-beneficio. A mayor periodo de retorno mayor la obra y en consecuencia más cara y el beneficio también podría ser más grande. Sin embargo la evaluación de los beneficios es frecuentemente muy difícil de utilizar, por lo que en la práctica se adoptaran periodos de retorno en base a la práctica usual. (Cahuana y Yugar, 2009, p.242)

Tabla N°01

Periodo de Retorno para Estructuras Menores

Tipo De Estructura	Periodo De Retorno (Años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50*

Nota: \* Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia

Fuente: Villón (2002)

- Riesgo de fallo

Por lo común el ingeniero diseña una obra para resistir una avenida de cierta magnitud.

Se define el riesgo de fallo  $R$  de un diseño como la probabilidad de que la avenida para la cual se diseña la obra sea excedida en el transcurso de  $N$  años, esto es considerado como una situación de riesgo, pues la obra se diseña para soportar cierta avenida máxima, y crecientes mayores podrían hacerle daño o incluso destruirla, poniendo en riesgo vidas humanas e infraestructuras que están aguas abajo. (Cahuana y Yugar, 2009, p.243)

De forma más sencilla se entiende por riesgo de fallo a la probabilidad de que un evento con un periodo de retorno de  $T$  años ocurra al menos una vez en  $N$  años.

El riesgo de fallo se puede escribir como:

$$R = P(X \geq x \text{ al menos una vez en } N \text{ años}) = 1 - (1 - P(X \geq x))^N$$

$$R = P(X \geq x \text{ al menos una vez en } N \text{ años}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

Donde:

$T$  = Periodo de retorno

$N$  = Años

$P(X \geq x)$  = Probabilidad de excedencia

$R$  = Riesgo de fallo o probabilidad de que un evento con periodo de retorno  $T$  años ocurra al menos una vez en  $N$  años

De la misma manera se puede definir la confiabilidad que viene a ser el complemento del riesgo de fallo, que se define como la probabilidad de que un evento con periodo de retorno de  $T$  años no ocurra en  $N$  años, la confiabilidad se puede expresar de la siguiente manera:

$$P(X < x \text{ cada año durante } N \text{ años}) = 1 - P(X \geq x)^N$$

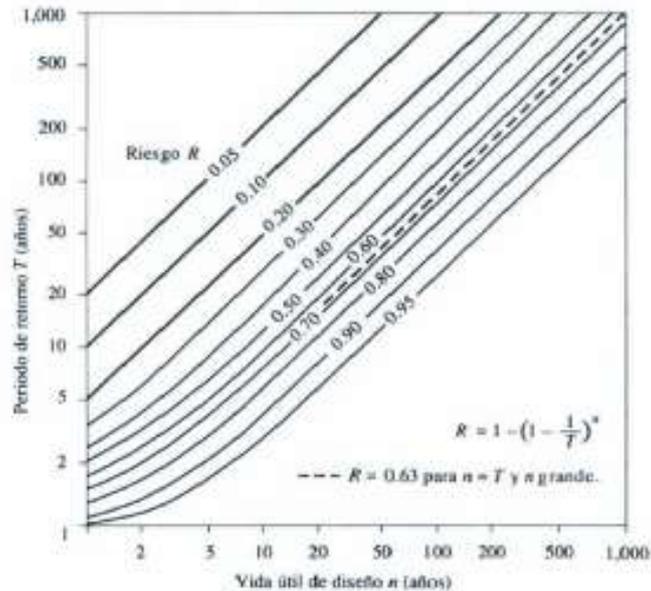
$$P(X < x \text{ cada año durante } N \text{ años}) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = F(x)^N$$

También es posible calcular el periodo de retorno a partir del riesgo de fallo y del número de años, como sigue a continuación:

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

Figura N° 02

Riesgo de por lo Menos una Excedencia del Evento de Diseño Durante la Vida Útil



Fuente: Chow et al. (1994)

Tabla N°02

Valores de Periodo de Retorno T (Años)

Riesgo Admisible	Vida Útil De Las Obras (n años)									
	1	2	3	6	10	20	25	50	100	500
R	1	2	3	6	10	20	25	50	100	500
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.55	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Monsalve (1999)

De acuerdo a los valores presentados en la tabla 02 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla N°03

Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje

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

Nota:

(\*)

- Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*)

- Vida útil considerando (n)
- Puentes y defensas ribereñas n = 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n = 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n = 15 años.
- Drenaje de plataformas y sub-drenes n = 15 años.
- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El propietario de una obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

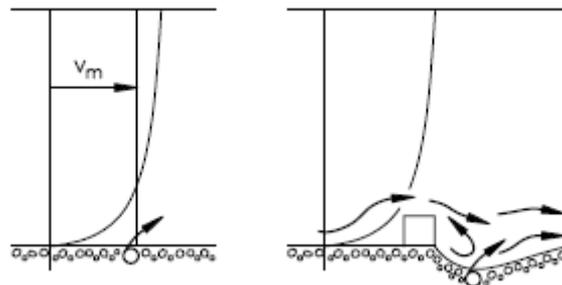
Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008)

### 2.2.2. Erosión fluvial

La erosión se desarrolla en el fondo del cauce de un flujo de agua generado por las tensiones de corte del lecho actuantes en la base de las obras hechas por el hombre o fenómenos dinámicos de manera natural.

Figura N° 03

#### Erosión General y Erosión Local

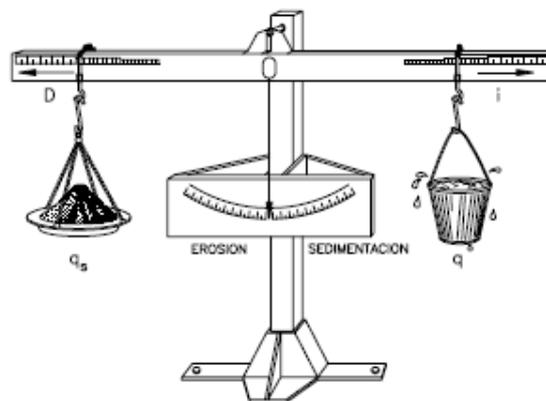


Fuente: Martín Vide (2003)

El concepto expresado, analogía de la balanza de Lane señala que “erosión es también una respuesta del cauce a la falta de equilibrio entre las variables principales. Ya que una de estas variables, el caudal sólido, es de tan incierta cuantificación, es lógico que la erosión sea extraordinariamente difícil de prever” (Martín, 2003, p.32).

Figura N° 04

#### Analogía de la Balanza de Lane



Fuente: Martín Vide (2003)

La erosión hidráulica es el fenómeno definido por la remoción de las partículas del fondo del cauce de un río. Se da porque los materiales que contribuyen 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. (Caminati, 2003, p.3)

#### 2.2.2.1. Erosión general.

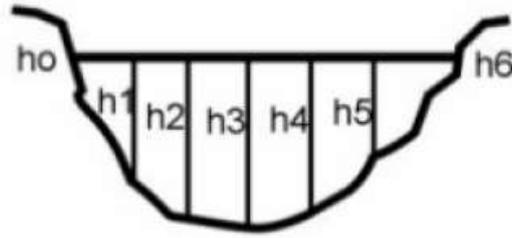
Este tipo de erosión afecta a tramos largos del cauce y está relacionada con la energía que adquiere el agua al aumentar su velocidad. Al aumentar la velocidad de la corriente aumenta también su capacidad erosiva, superando la resistencia al movimiento de las partículas del suelo causando su desprendimiento. Ocurre independientemente de la presencia de estructuras impuestas por el hombre y sería el único o primordial tipo de erosión 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. (Caminati, 2003, p.4)

##### 2.2.2.1.1. Estimación de la erosión general.

Muñoz (2018) A lo largo de la historia se han desarrollado numerosas ecuaciones empíricas para estimar la erosión general de los cauces. En general, estas formulaciones pueden aplicarse tanto a nivel de la sección transversal completa, como a una serie de franjas verticales (que surgen de segmentar la sección del cauce) y aplicar el procedimiento de forma independiente.

Figura N° 05

Segmentación de la Sección de un Cauce



Fuente: Muñoz (2018)

Una manera fácil e intuitiva de estimar la erosión general del cauce parte del criterio de inicio de movimiento ante una corriente permanente: al aumentar la velocidad del agua (con el consiguiente incremento de su capacidad de transporte), permaneciendo fijos tanto el caudal como la posición de la superficie libre del agua, se produce la socavación de la sección. Esta erosión supone el continuo crecimiento de la sección, por lo que la velocidad del flujo irá disminuyendo hasta que no tenga fuerza suficiente para desplazar las partículas del lecho.

Por otro lado, una de las hipótesis básicas en las que se basan las principales metodologías empleadas en el cálculo de la erosión radica en la igualdad entre la velocidad media del flujo en una franja vertical ( $V_r$ ) y la velocidad de equilibrio ( $U_e$ ) para mantener el transporte de sedimentos. Esto conlleva asumir que el aporte de material que se produce desde aguas arriba se ve compensado con el volumen desplazado por la corriente.

Se define la velocidad de equilibrio ( $U_e$ ) como la velocidad necesaria para mantener el equilibrio entre la masa de partículas de la sección y la procedente de aguas arriba.

Con el objetivo de encontrar una justificación razonable a la forma de las ecuaciones empleadas en el cálculo de la erosión general en ríos con lechos arenosos, se analizan algunas hipótesis sobre el comportamiento de los ríos aluviales durante el desarrollo de las avenidas.

Dado un cauce, con unas condiciones hidrológicas determinadas, éste se encuentra en un estado de continuo desarrollo de una serie de ajustes en su geometría para alcanzar una situación de equilibrio dinámico (se puede decir que el cauce adopta configuraciones compatibles con el caudal circulante,

las propiedades del material sedimentario y el transporte de los sedimentos procedentes de la cuenca hidrográfica).

Sin embargo, si el caudal circulante aumenta, el cauce intenta alcanzar una nueva situación de equilibrio, desarrollando diversos procesos morfológicos, como la variación de su ancho, profundidad y pendientes. Cabe destacar que las modificaciones en profundidad se realizan en periodos de tiempo menores que las modificaciones laterales.

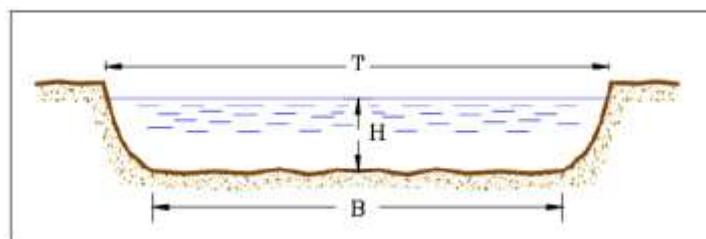
Por tanto, se deduce que la situación de equilibrio alcanzada por un cauce coincide con el estado de mínima tasa de disipación de energía o máxima eficiencia en el transporte sólido y, aplicando lo deducido sobre el comportamiento de los cauces, la profundidad de los mismos se puede expresar como:

$$H = k_0 \cdot d^{k_1} \cdot Q^{k_2}$$

Donde  $d$  es el diámetro medio de las partículas (suele emplearse  $d = d_{50}$ ),  $Q$  es el caudal circulante en la sección y  $k_0, k_1$  y  $k_2$  son constantes numéricas.

Figura N° 06

Geometría de la Sección Transversal de un Cauce Aluvial



Fuente: Muñoz (2018)

Por otro lado, la correlación ancho-profundidad en cauces aluviales puede expresarse con la relación del tipo Glushkov (Farias, 1998), la cual se escribe:

$$B^m = K_G \cdot H$$

Donde  $B$  es el ancho estable del cauce,  $H$  es la profundidad y  $K_G$  y  $m$  son constantes.

Teniendo en cuenta que las modificaciones en profundidad se realizan en periodos de tiempo menores que las modificaciones laterales, puede suponerse que, en el instante de máxima erosión, se da la profundidad de equilibrio dinámico ( $H = h_s$ ). Además, suponiendo  $Q = q_B$  (caudal unitario, es decir, caudal por unidad de ancho en la franja estudiada) y que el factor de Glushkov se puede desarrollar como  $K_G = K_{G_0} \cdot d^r$  (donde  $r$  es un exponente empírico), se tiene:

$$h_s = \left( K_0^{\frac{m}{m-k_2}} K_{G_0}^{\frac{m}{m-k_2}} \right) \cdot d^{\frac{k_1 m + k_2 r}{m-k_2}} \cdot q^{\frac{k_2 m}{m-k_2}}$$

Ecuación que es del mismo tipo que la relación general

$$h_s = c_0 \cdot q^{c_1} / d^{c_2}$$

Por tanto, puede concluirse que los valores de  $c_0$ ,  $c_1$  y  $c_2$  se pueden cuantificar partiendo de los factores y exponentes del tamaño de sedimento y del caudal en la ecuación de la profundidad del equilibrio dinámico y de los empleados en la ecuación de Glushkov para el ancho estable.

En general, las constantes  $c_0$ ,  $c_1$  y  $c_2$  toman valores diferentes en función de la metodología empleada. En la Figura 07 se muestran los valores empleados para estos coeficientes en las metodologías de uso más extendidas.

Desde el punto de vista práctico, estas formulaciones, que permiten obtener la profundidad del cauce ( $h_s$ ) en función del caudal unitario ( $q$ ), resultan útiles cuando se dispone de datos suficientes para conocer la distribución de velocidades a lo largo de la sección transversal del cauce, ya sea a partir de mediciones realizadas con aforos o mediante la aplicación de algún modelo numérico. (p.36)

Tabla N° 04

Parámetros Empleados en las Ecuaciones para el Cálculo de la Erosión General

Fórmula	$C_0$	$C_1$	$C_2$
Lischtvan-Lebediev	0.333	0.710	0.199
Lauren	0.205	0.860	0.284
Blench	0.380	0.667	0.167
Maza A. - García F.	0.209	0.870	0.305
Maza A. - Echavarría A.	0.365	0.784	0.157
Kellerhals	0.470	0.800	0.120

Fuente: Muñoz (2018)

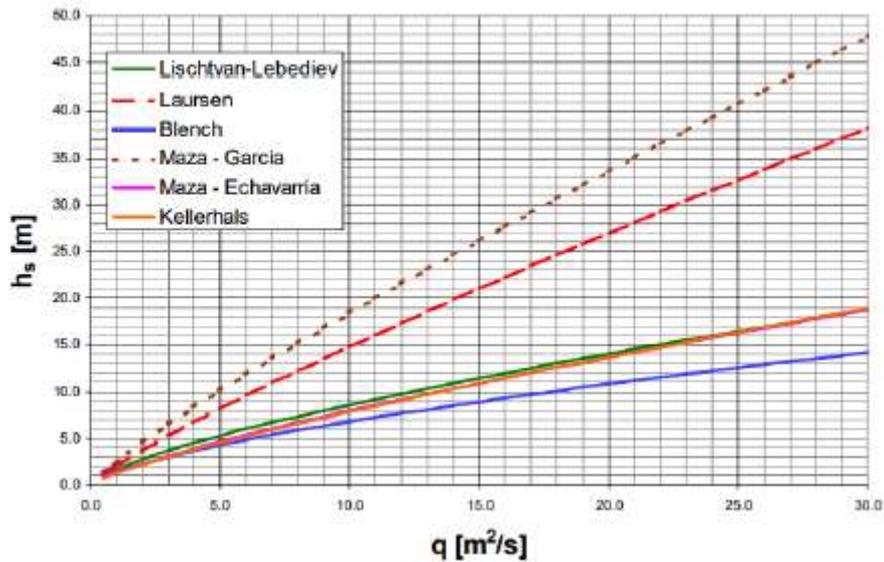
Como ejemplo se mostrará la metodología desarrollada por Blench (1939-1941). Este autor distingue entre dos situaciones:

- Arenas, de  $0,06 \text{ mm} < d_{50} < 2 \text{ mm}$ :  $h_s = 1,20 \cdot q^{\frac{2}{3}} / d_{50}^{\frac{1}{6}}$
- Gravas, de  $d_{50} > 2 \text{ mm}$ :  $h_s = 1,23 \cdot q^{\frac{2}{3}} / d_{50}^{\frac{1}{12}}$

Si bien en la Figura 07 no se aprecian diferencias importantes entre las distintas formulaciones (como en el caso de  $c_2$ , que varía entre 0,120 y 0,305), la aplicación de las mismas a un caso real genera resultados dispares entre sí. En la Figura 07 se confirma dicha conclusión al estudiar el comportamiento de las distintas metodologías para el caso de lechos de arenas medias ( $d = 0,3 \text{ mm}$ )

Figura N° 07

Comparación de las Distintas Fórmulas para Calcular  $h_s$  para  $d = 0,3 \text{ mm}$



Fuente: Muñoz (2018)

#### 2.2.2.2. Erosión local.

Este fenómeno se desarrolla en el fondo del cauce, ya sea por obras hidráulicas (puentes) de origen antrópico que obstaculizan el libre recorrido del flujo de agua o de forma natural en tramos del cauce (curvas, confluencias y contracción).

##### 2.2.2.2.1. Erosión en curvas.

Muñoz (2018) Cuando un río describe una curva, las fuerzas de rozamiento hidráulicas son mayores en la parte exterior de la curva por la aparición de corrientes secundarias y por las altas velocidades del flujo en dicha zona. Como consecuencia, en la zona más alejada del centro de la curva la corriente tiene mayor capacidad de transporte que en la zona situada más hacia el interior y, por tanto, la profundidad de erosión también es superior.

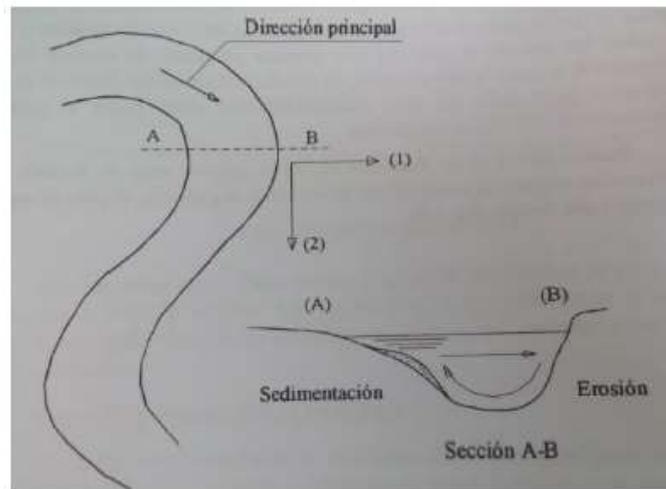
La profundidad media en el extradós de la curva depende del radio de la curva descrita (medido hasta el punto medio de la sección) y del ancho de la superficie libre de la sección. (p.37)

Una de las formulaciones más empleadas en la estimación de esta erosión, es la formulación propuesta por Maza:

$$h_c = 1,9h_{rm} \left(\frac{B}{r}\right)^{0,244}$$

Figura N° 08

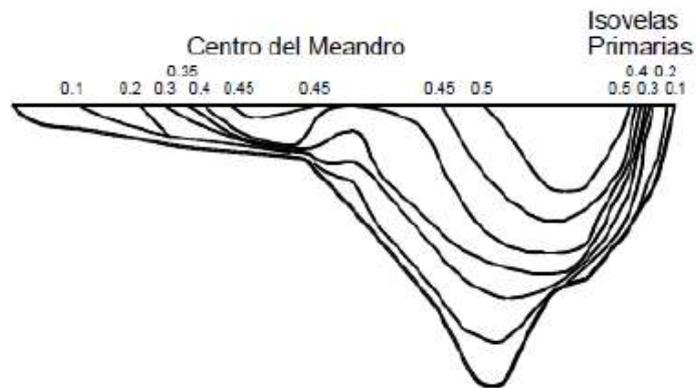
### Movimiento Principal y Secundario en una Curva



Fuente: Muñoz (2018)

Figura N° 09

### Isovelas en el Centro de un Meandro



Fuente: Muñoz (2018)

Maza sostiene que en los cauces de tramos curvos se genera mayor erosión que en uno recto, una estimación de tres veces por encima del tramo recto.

#### 2.2.2.2.2. Erosión en confluencias.

Muñoz (2018) Cuando se produce la unión de dos corrientes de agua (ríos, canales, etc.), se producen socavaciones importantes por la acción de las espirales generadas al confluir ambos flujos.

Esta socavación depende del ángulo de la confluencia ( $\phi$ ) y de la relación entre los caudales de ambas corrientes ( $Q_1$  y  $Q_2$ ). Por un lado, cuanto mayor sea el ángulo de confluencia, mayor será la socavación. De igual forma, cuanto más similares sean los caudales de ambas corrientes, mayor será la socavación.

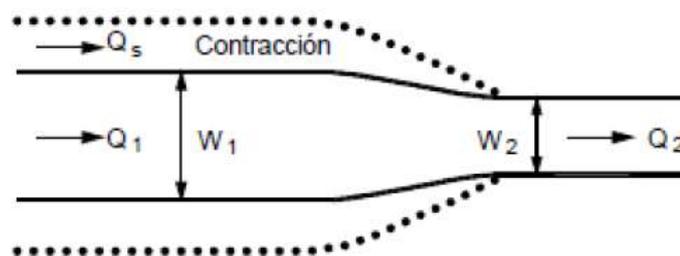
Así, el caso más desfavorable en una confluencia es en el que las dos corrientes del mismo caudal con incidencia simétrica ( $\phi = \theta_1 + \theta_2 = 2\theta$ ). Ante esta situación, la erosión puede alcanzar valores de hasta  $3h$  ( $\phi = 30^\circ$ ),  $6h$  ( $\phi = 60^\circ$ ),  $7h$  ( $\phi = 90^\circ$ ) y  $8h$  ( $\phi = 120^\circ$ ), donde  $h$  es la media de los calados de ambos afluentes. (p.38)

#### 2.2.2.2.3. Erosión por contracción.

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como puentes o espigones. (Nieves, 2016, p.23)

Figura N° 10

Esquema de la Contracción de un Cauce



Fuente: Nieves (2016)

La erosión por estrechamiento del cauce puede producirse tanto en condiciones de aguas clara, como en condiciones de lecho vivo, y su alcance depende de la relación de contracción en la sección transversal del cauce o grado de estrechamiento( $\beta$ ). (Muñoz, 2018, p.39)

$$\beta = \frac{W_1}{W_2}$$

#### 2.2.2.2.4. Erosión en puentes.

Monge (2007) En los puentes, la erosión es la causa más frecuente de daños. Pudiendo afectar hasta las fundaciones, en construcciones mal diseñadas, mal construidas o insuficientes. Este tipo de fenómeno es poco visible ya que ocurre debajo del agua, razón por la cual es difícil para los organismos encargados del mantenimiento incorporarlos en sus programas, el problema es que la manifestación del daño se presenta con la falla del puente.

La mayoría de los fallos suelen ocurrir en las avenidas, aunque existen procesos a largo plazo que pueden llevar al fallo de la estructura.

La erosión en un puente se puede estimar como erosión potencial. Las componentes de la erosión específica en un puente son dos:

- La erosión en la sección del puente y sus inmediaciones, esto debido al estrechamiento que se causa por el puente respecto al ancho ocupado por la avenida, antes de que se construyera la estructura.
- La erosión local en pilas, estribos y otros elementos mojados o rodeados por la corriente.

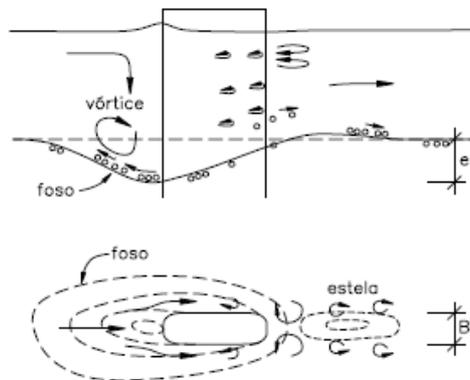
Para calcular las erosiones localizadas y locales se utilizan expresiones de la erosión máxima que se desarrollaría si la acción hidráulica durará indefinidamente. (p.27)

#### 2.2.3. Erosión local en pilas de puentes

La erosión causada por el flujo alrededor de obstáculos, como pilas de puente, se llama erosión local. Físicamente el fenómeno consiste en que alrededor de la pila se dan velocidades localmente mayores que las medias de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás de la pila. Este sistema de vórtices es el principal responsable de la socavación. Los granos del lecho son “aspirados” por los vórtices y el fondo parece hervir por el movimiento de los granos. El foso que se forma rodea a la pila, con la mayor profundidad y extensión situada en la cara frontal. Como en otros fenómenos de erosión, hay una dependencia mutua entre el flujo y el foso de socavación, de manera que a largo plazo, si las condiciones hidráulicas son permanentes, se alcanza un equilibrio en la forma y tamaño de los fosos. (Martín, 2003, p.163)

Figura N° 11

### Hidrodinámica y Morfología de un Foso de Erosión Local (Alzado y Planta)



Fuente: Martín Vide (2003)

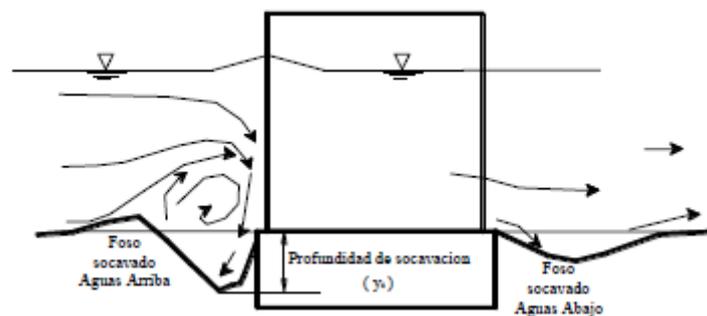
#### 2.2.3.1. Nociones previas.

##### 2.2.3.1.1. Foso 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. 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. (Caminati, 2003, p.6)

Figura N° 12

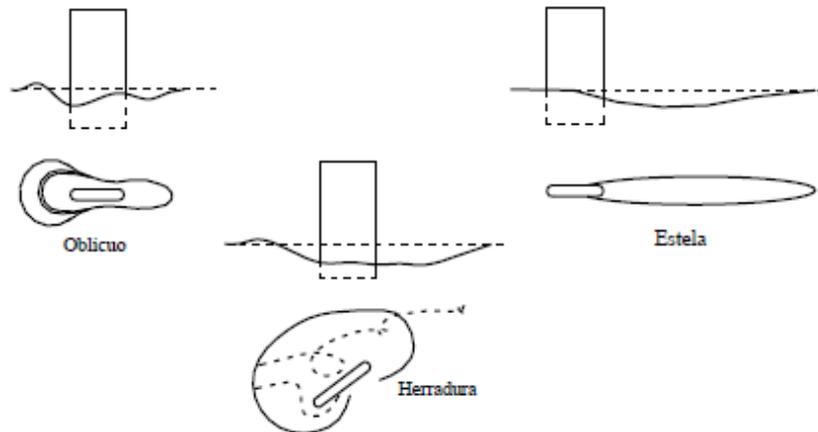
### Erosión Local Alrededor de un Obstáculo



Fuente: Caminati (2003)

Figura N° 13

Formas de Fosos de Erosión



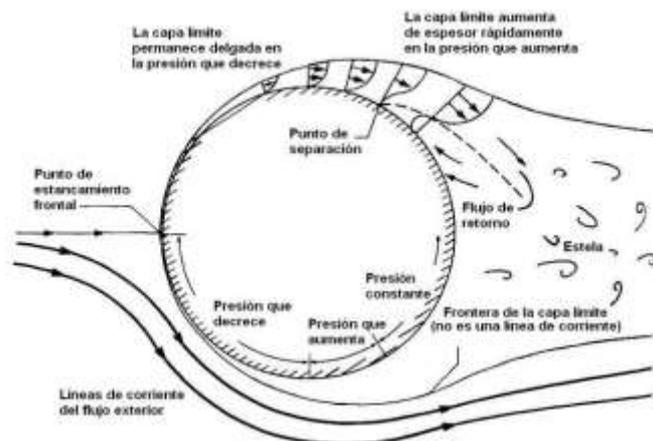
Fuente: Caminati (2003)

2.2.3.1.2. Capa límite.

“La capa límite es aquella originada en el contorno de un sólido ante flujos estacionarios con alto número de Reynolds, siendo su espesor mayor conforme dicho número aumenta” (Muñoz, 2018, p.45).

Figura N° 14

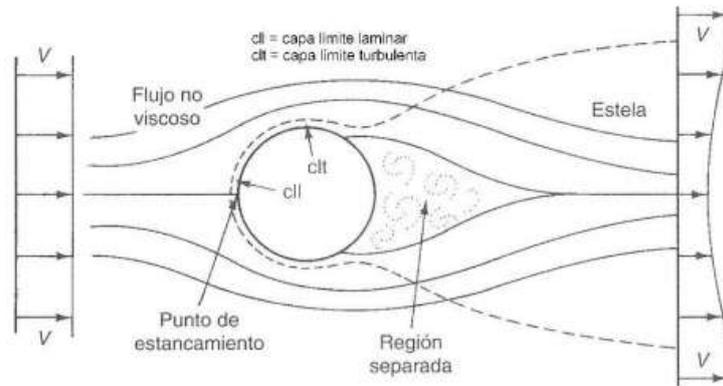
Configuración del Flujo de Fluido Sobre una Esfera Lisa



Fuente: Muñoz. (2018)

Figura N° 15

## Esquema Ilustrativo Comportamiento Estela



Fuente: Muñoz. (2018)

Al despegarse la capa límite del sólido, se produce una estela detrás de éste que se extiende aguas abajo con flujo vorticoso. En la siguiente figura puede observarse la relación entre el coeficiente de arrastre y el número de Reynolds, parámetros que determinan las características de la estela generada. (Muñoz, 2018, p.45)

### 2.2.3.1.3. Sistema de vórtices.

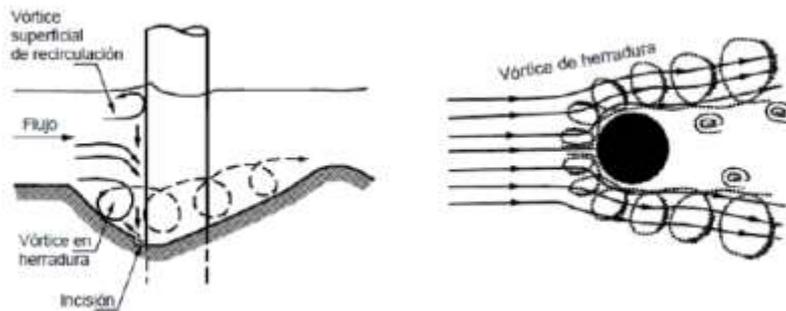
La principal característica a destacar de la erosión local en las pilas de los puentes es el sistema de vórtices generados alrededor de estas, el cual, como se ha señalado anteriormente, es uno de los mecanismos esenciales de la erosión local. (Muñoz, 2018, p.46)

En función del tipo de pila y las condiciones del flujo, se distingue:

- Vórtices de herradura: Al encontrarse el flujo con la pila, éste se concentra en la zona de ataque debido al campo de presiones inducido por la pila. Si las presiones son elevadas, la capa límite sufre una separación tridimensional, enrollándose a su vez delante de la pila y, por tanto, originando los vórtices de herradura. (Muñoz, 2018, p.46)

Figura N° 16

Esquema de los Vórtices de Herradura Generados Alrededor de una Pila

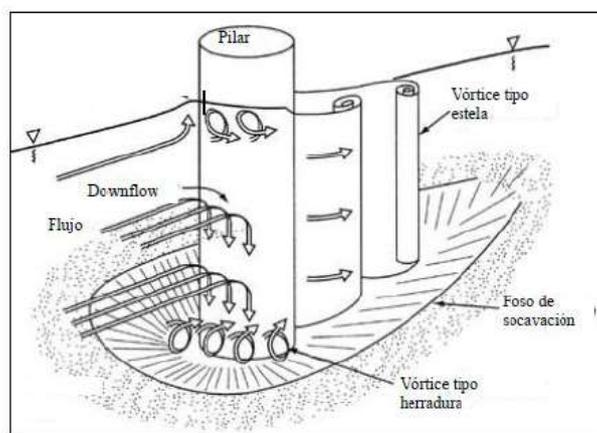


Fuente: Muñoz. (2018)

- Vórtice de estela: Este sistema de vórtices se genera aguas debajo de la pila, al desprenderse la capa límite y enrollarse a partir de la línea de separación a cada lado de la pila, Ante velocidades altas (avenidas), los vórtices se desprenden alternativamente en ambos lados de la pila, desplazándose aguas abajo del cauce mientras transporta los sedimentos en dicha dirección. (Muñoz, 2018, p.46)

Figura N° 17

Esquema Vórtices de Estela Generados en una Pila



Fuente: Muñoz. (2018)

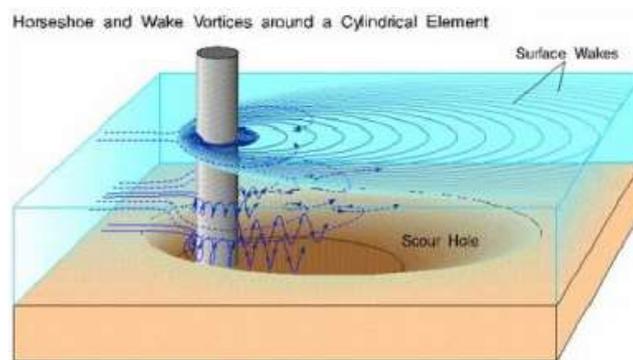
- Vórtices de extremo: Este sistema de vórtices se da únicamente en pilas que estén completamente sumergidas, pues se trata de vórtices originados ante diferencias de presiones en la zona del dintel de la pila y extendidos hacia aguas abajo. (Muñoz, 2018, p.46)

#### 2.2.3.2. Descripción del proceso.

Monge (2007) El tipo de erosión que se desarrolla alrededor de obstáculos, tales como pilas de puentes, se le llama erosión local. La respuesta física a este tipo de fenómeno consiste en que alrededor de la pila se dan velocidades localmente mayores que las medias de la corriente, estas velocidades son acompañadas de vórtices frontales, laterales y de estela detrás de la pila. La socavación se da principalmente por este sistema de vórtices.

Figura N° 18

### Erosión en Tres Dimensiones en una Pila

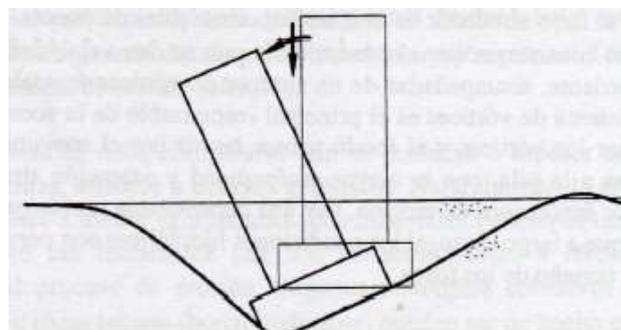


Fuente: Monge. (2007)

La patología típica de un fallo de este tipo (erosión local en pilas) es que la pila se hunde y se vuelca hacia aguas arriba.

Figura N° 19

### Fallo Típico de una Pila por Erosión Local



Fuente: Monge. (2007)

Las dos modalidades que existen en la erosión local de pilas son las siguientes:

- La primera es donde la corriente no es capaz de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices producen socavación alrededor de la pila (erosión de aguas claras). No existe erosión en el fondo una vez alcanzado el equilibrio. Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.
- En la segunda se da un transporte general de sedimentos en el lecho al mismo tiempo que la erosión local. La cantidad de material transportado por la corriente que entra en el foso se compensa con la que sale. Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero quedando parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación (lecho móvil).

El foso máximo se forma si la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo y el movimiento general del lecho, en condiciones de umbral de movimiento. (p.28)

#### 2.2.3.3. Influencia de la erosión general.

Rivas (2018) 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.

- 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 (Figura N° 20). 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

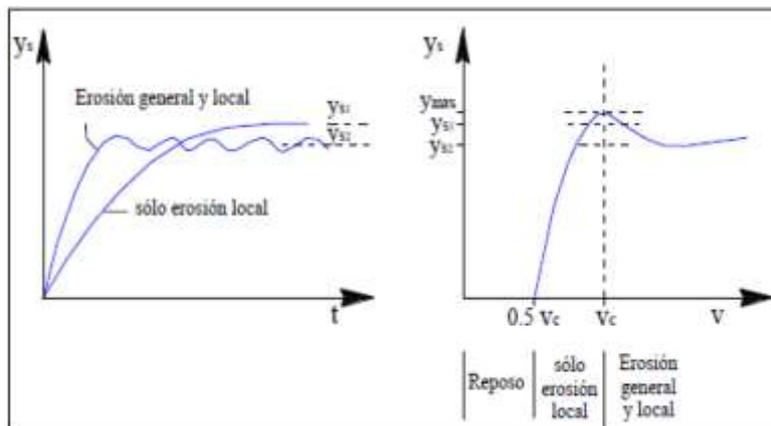
de resistir el poder erosivo del agua, generado por los vórtices, por lo tanto, ya no hay socavación. Este caso coincide con la erosión local sin arrastre generalizado de sedimentos.

- 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. (p.45)

Figura N° 20

Desarrollo del Foso de Socavación Alrededor de Pilares en Función de la Erosión General del Lecho



Fuente: Rivas. (2018)

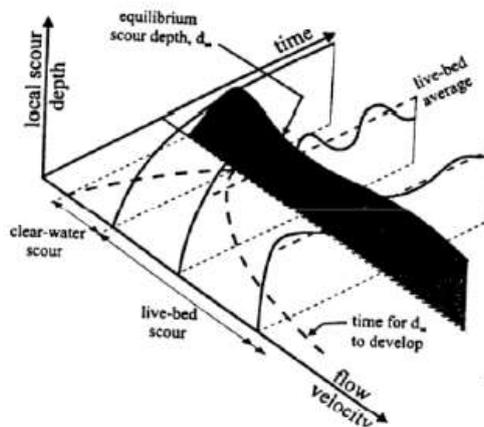
#### 2.2.3.4. Factores que afectan a la erosión local en pilas de puentes.

Muñoz (2018) La erosión local en las pilas de los puentes depende de parámetros hidráulicos (velocidad, calado, pendiente, etc.), del tipo de material del fondo (diámetro medio, forma, etc.) y de la geometría de las pilas.

- Velocidad del flujo: Siendo el factor más determinante en la erosión local, a mayor velocidad, mayor erosión. Tal como se ha comentado en el apartado anterior de esta memoria, la máxima profundidad de erosión se produce bajo condiciones críticas para el inicio del transporte de sedimentos, es decir, en el paso de condiciones de agua clara a condiciones de lecho móvil.

Figura N° 21

Evolución de la Erosión Local Según el Tiempo y la Velocidad del Flujo

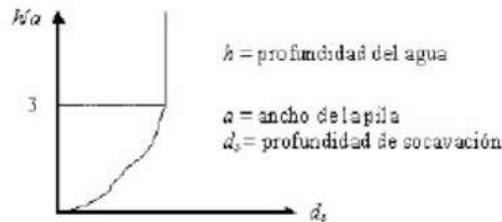


Fuente: Muñoz. (2018)

- Calado: Al igual que con la velocidad, la profundidad de erosión aumenta con la profundidad del flujo hasta alcanzar una situación de equilibrio entre la profundidad del agua ( $h$ ) y el ancho de la pila ( $a$ ), a partir de la cual desaparece esta influencia. Esto se debe a que la interacción entre el flujo que se forma frente a la pila y los vórtices de herradura (que rotan en sentido contrario) disminuye considerablemente, lo cual se estima que suele ocurrir para relaciones  $h/a = 3$ .

Figura N° 22

Influencia del Calado en la Socavación

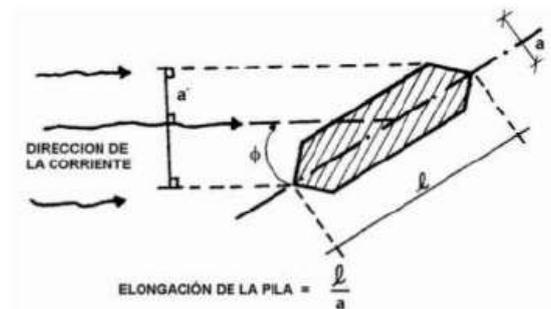


Fuente: Muñoz. (2018)

- Ángulo de ataque del flujo: Factor determinante cuando se emplean pilas no circulares, provocando que la erosión dependa del ancho proyectado de la pila (el cual crece con el ángulo de ataque del flujo y la longitud de la misma).

Figura N° 23

Croquis Definición del Ángulo de Ataque del Flujo



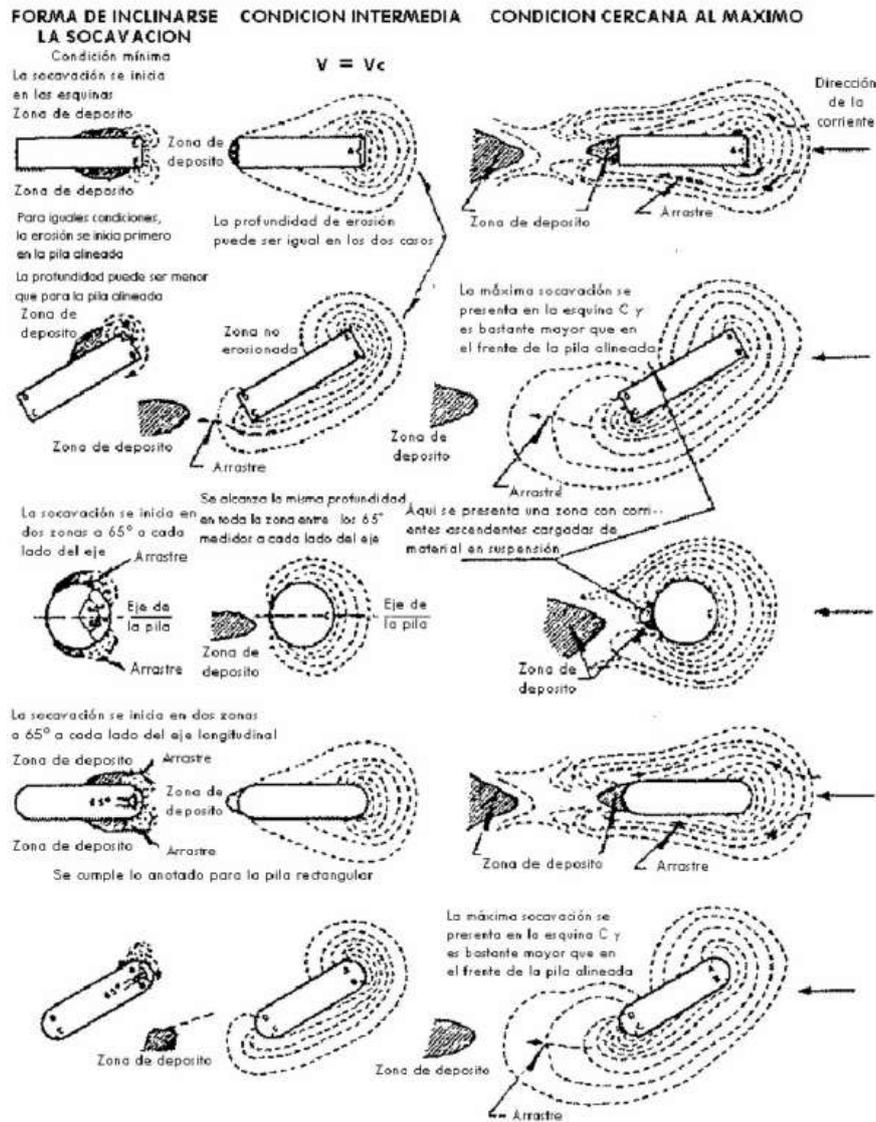
Fuente: Muñoz. (2018)

Al aumentar el ángulo de ataque del flujo, la máxima profundidad de erosión se desplaza hacia aguas abajo a lo largo del lado expuesto de la pila a la corriente.

- Forma de la pila: Según la forma de la pila, se dispondrá de una resistencia al flujo diferente. Por ejemplo, las pilas cuadradas producen más socavación que las circulares. Por otro lado, las pilas con la punta hacia aguas arriba muy aguda reducen el efecto de los vórtices de herradura y, por tanto, de la erosión; mientras que, si se emplean pilas con la punta hacia aguas abajo agudas, se reducirá el efecto de los vórtices de estela las pilas cuadradas producen.

Figura N° 24

## Patrones de Socavación Según la Forma de la Pila



Fuente: Muñoz. (2018)

- Dimensiones de la pila: La profundidad de socavación aumenta a medida que crece el ancho de la pila (mayor sección de ataque), ya que, a su vez, aumenta el tamaño de los vórtices de herradura asociados al proceso de erosión. Sin embargo, algunas investigaciones indican que en pilas muy anchas se reduce la formación de los vórtices de herradura, dándose sólo vórtices de estela, por lo que desaparecería la relación anterior.

En cuanto a su longitud, ésta sólo influye si las pilas no se encuentran alineadas con el flujo, aumentando la erosión con la longitud de la pila.

- Características del material del lecho: Cabe destacar la importancia de dos características del material del lecho: su tamaño y su cohesión.

En cuanto a su tamaño, en general, los sedimentos de diámetros mayores, ocasionan erosiones menores. Numerosas investigaciones han determinado que cuanto menor sea la relación entre el diámetro de la pila y el tamaño del sedimento ( $a/D_{50}$ ), menor será la profundidad de socavación. El material más grueso puede producir el acorazamiento del lecho en el entorno de la pila, disminuyendo la socavación. Sin embargo, el tamaño del sedimento no influye en la erosión para valores de  $a/D_{50} > 50$ .

Por otro lado, respecto a la cohesión del material del lecho, si bien la socavación en cauces con materiales cohesivos ha sido menos estudiada que en el caso de los lechos granulares, se ha concluido que lo que varía es la duración del proceso, siendo mayor en estos últimos.

- Gradación del sedimento: Como se puede deducir del factor anteriormente definido, en los lechos de sedimentos no uniformes ( $\sigma > 3$ ) se producen profundidades de socavación menores, debido a fenómenos de acorazamiento, que impiden la erosión para flujos lentos. Sin embargo, cuando aumenta la velocidad y se produce la rotura de la coraza, se produce la erosión del fondo.
- Estratificación del suelo: Debido a los procesos de sedimentación producidos a lo largo del tiempo, el lecho de un cauce cualquiera puede disponer de estratos de materiales diferentes y, por tanto, con distinta resistencia a la erosión.

Así, si el material más superficial tiene poca resistencia, es de esperar que se produzcan importantes erosiones. Sin embargo, si dicho estrato tiene una alta resistencia a la erosión, se podrá disponer de cimentaciones del puente de menor alcance, ya que los problemas erosivos serán inferiores.

- Tiempo de socavación: Según numerosas investigaciones, las profundidades de erosión aumentan a lo largo del tiempo hasta llegar a un máximo para condiciones críticas de transporte de sedimentos, tras el cual desciende hasta alcanzar el nivel de socavación de equilibrio.

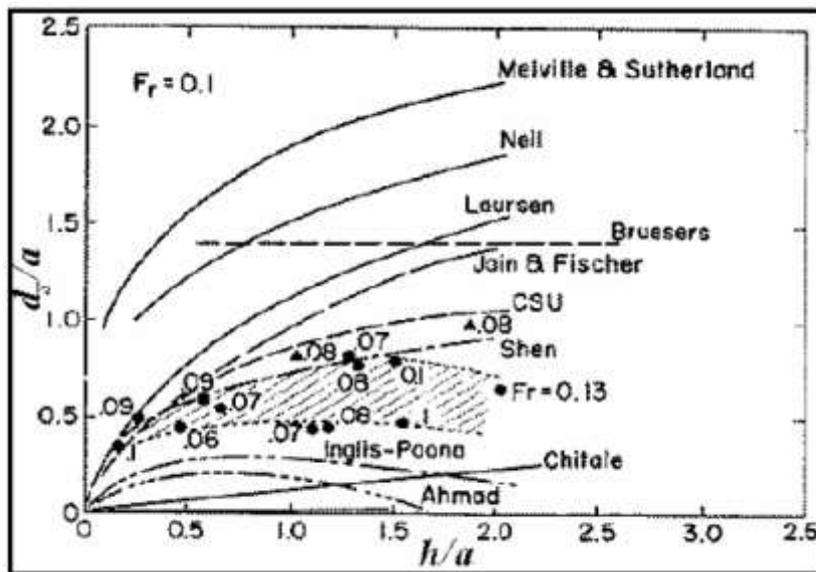
Tener en consideración estos parámetros y tipos. (p.52)

### 2.2.3.5. Cálculo de la erosión local en pilas.

#### 2.2.3.5.1. Formulaciones empíricas.

Figura N° 25

Comparación de Ecuaciones para el Cálculo de la Socavación Local con Socavación Medidas en Campo Según Jones.



Nota: Cabe anotar que el método desarrollado por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) da valores intermedios con relación a otras ecuaciones, tal como se ilustra en la Figura N° 24 que presenta resultados obtenidos aplicando diferentes fórmulas y algunos obtenidos de mediciones de campo, (HEC 18, 1993).

Fuente: HEC – 18 (1993)

#### a) Método de Lauren y Toch (1953,1956)

Los resultados fueron presentados en forma gráfica y se resumen en las siguientes ecuaciones.

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

$$y_s = K_f K_g a$$

Donde:

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

$K_f$  : Coeficiente que depende de la forma de la nariz del pilar (Figura N° 26)

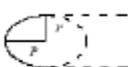
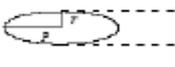
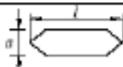
$K_g$  : Coeficiente que depende de la relación  $H_s/a$  (Figura N°27)

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

$a$  : Ancho del pilar (m)

Figura N°26

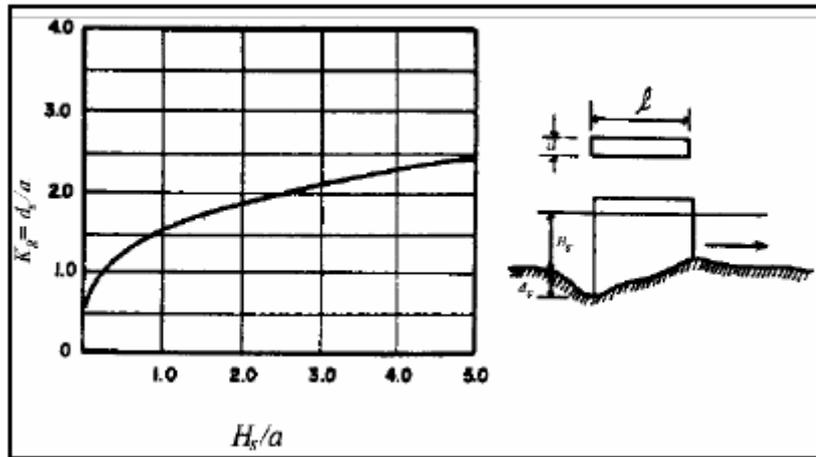
Coeficiente  $K_f$ . Método de Laursen y Toch.

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE $K_f$ DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{p=2}{r \quad l}$ 	0.81
		$\frac{p=1}{r \quad l}$
LENTICULAR	$\frac{p=2}{r \quad l}$ 	0.81
		$\frac{p=1}{r \quad l}$
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

Fuente: Badillo y Rodríguez (1992)

Figura N°27

Coeficiente  $K_g$ . Método de Laursen y Toch.



Fuente: Badillo y Rodríguez (1992)

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

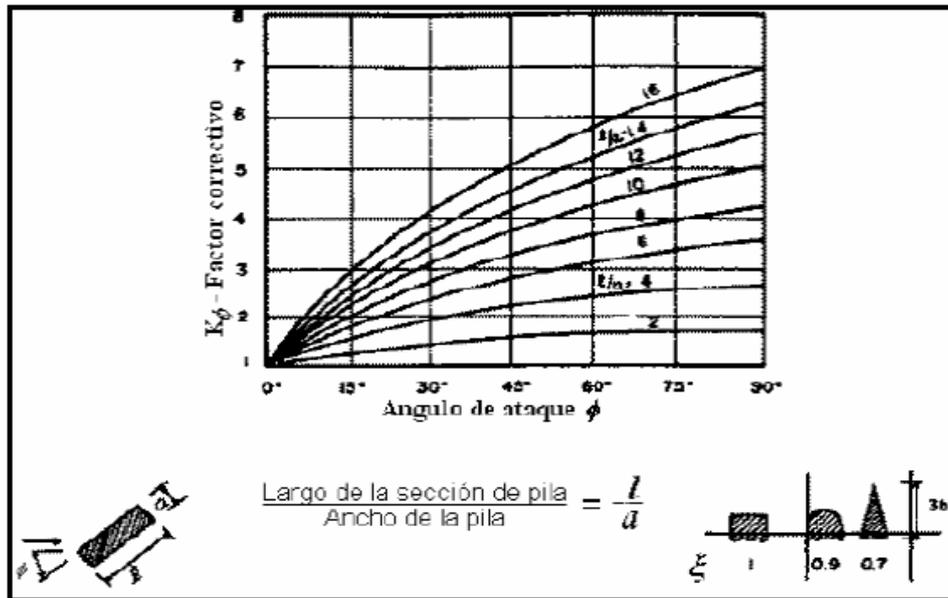
$$y_s = K_g K_\phi a$$

Donde:

$K_\phi$  : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y de la geometría del pilar (Figura N°28)

Figura N°28

Coeficiente  $K_\phi$ . Método de Laursen y Toch, Breuses, Nicollet y Shen, y Melville y Sutherland.



Fuente: Badillo y Rodríguez (1992)

b) Método de Neil (1964)

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

Donde:

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

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

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

Se considera que esta ecuación proporciona la máxima profundidad de socavación que se espera para cualquier velocidad.

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

c) Método de Larras (1963)

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

Donde:

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

$a$  : Ancho del pilar (m)

$$K = K_f K_\theta$$

Luego:

$$y_s = 1.05 K_f K_\theta a^{0.75}$$

Donde:

$K_f$  : Factor de corrección por forma del pilar (Tabla N°05)

$K_\theta$  : Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente (Tabla N°06)

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

Tabla N°05

Factor de Corrección  $K_f$  por Forma del Pilar. Métodos de Larras y Melville y Sutherland

En Planta	Largo/ancho de la pila	$K_f$			
		Chanton	Iowa	Tison	Escande Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0		0.97		
	3.0		0.76		
	4.0	0.73		0.67	
	7.0			0.41	
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86			
o Joukowski	4.1			0.76	
Elíptica	4.5				0.76
	2.0		0.91		
	3.0		0.83		
Ojival	4.0	0.92		0.86	
Circular doble	4.0	0.95			
Oblonga	1.0		1.00		
	1.5		1.00		
	2.0		1.00		
	3.0		1.00		
	4.0	1.03		1.00	
Rectangular	4.0			1.01	

chaflanada					
Rectangular	0.25	1.30			
	4.0		1.40		
	4.5			1.25	
	5.3		1.40		
	9.3		1.40		
Nariz					
triangular a 60°					0.75
Nariz					
triangular a 90°					1.25
Nariz					
parabólica					0.56

Fuente: Higuera y Pérez (1989) y Melville (1988)

Tabla N°06

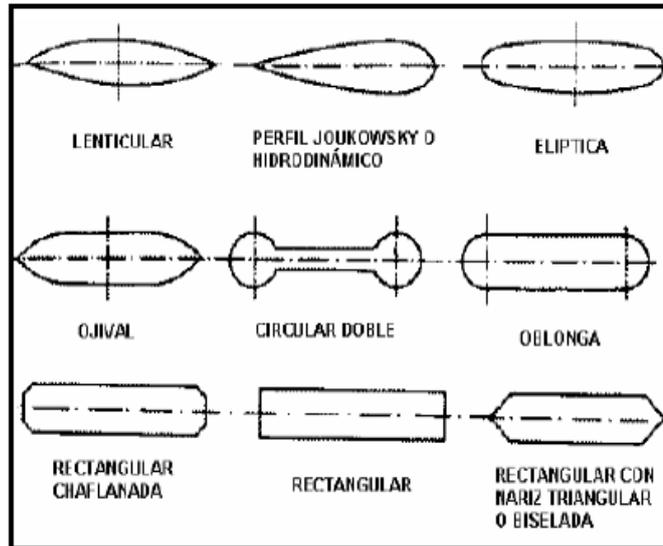
Factor de Corrección  $K_\theta$  por Ángulo de Ataque del Flujo. Método de Larras

Forma De La Pila En Planta	Largo/ancho de la pila	$K_\theta$					
		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
Elíptica	4.5					1.36	
	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
	10.00	1.11		2.48		3.43	4.16

Fuente: Higuera y Pérez (1989)

Figura N°29

Formas Usuales de Pilares. Método de Larras



Fuente: Higuera y Pérez (1989)

d) Método de Arunachalam (1965, 1967)

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

Donde:

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

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

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

e) Método de Carsten (1966)

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

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

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

Donde:

$N_s$  : Número del sedimento

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

$D$  : Tamaño del sedimento

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

f) Método de Maza – Sánchez (1968)

- Cálculo del cuadro del número de Froude de la corriente,  $Fr^2$

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

Donde:

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

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

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

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

Tabla N°07

Factor de Corrección  $f_c$ , Método de Maza – Sánchez

$\phi$	0°	15°	30°	45°
$f_c$	1.00	1.25	1.40	1.45

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje (2008)

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

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y  $Fr^2 < 0.06$ , se trabaj con la siguiente expresión:

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

- Cálculo de la relación  $H_s/a'$

$a'$  : Ancho del pilar proyectado sobre un plano normal a la dirección de la corriente

- Selección de la curva a usar dependiendo de la forma del pilar, (Figura N°30, Figura N°31 o Figura N°32)
- Cálculo de la profundidad de socavación

Con el número de Froude corregido según sea el caso, se ingresa en las abscisas de la gráfica respectiva hasta interpolar la curva de  $H_s/a'$  y se lee en las ordenadas el valor de  $H_T/a'$  del cual se despeja el valor de  $y_s$ .

$$y_s = H_T - H_s$$

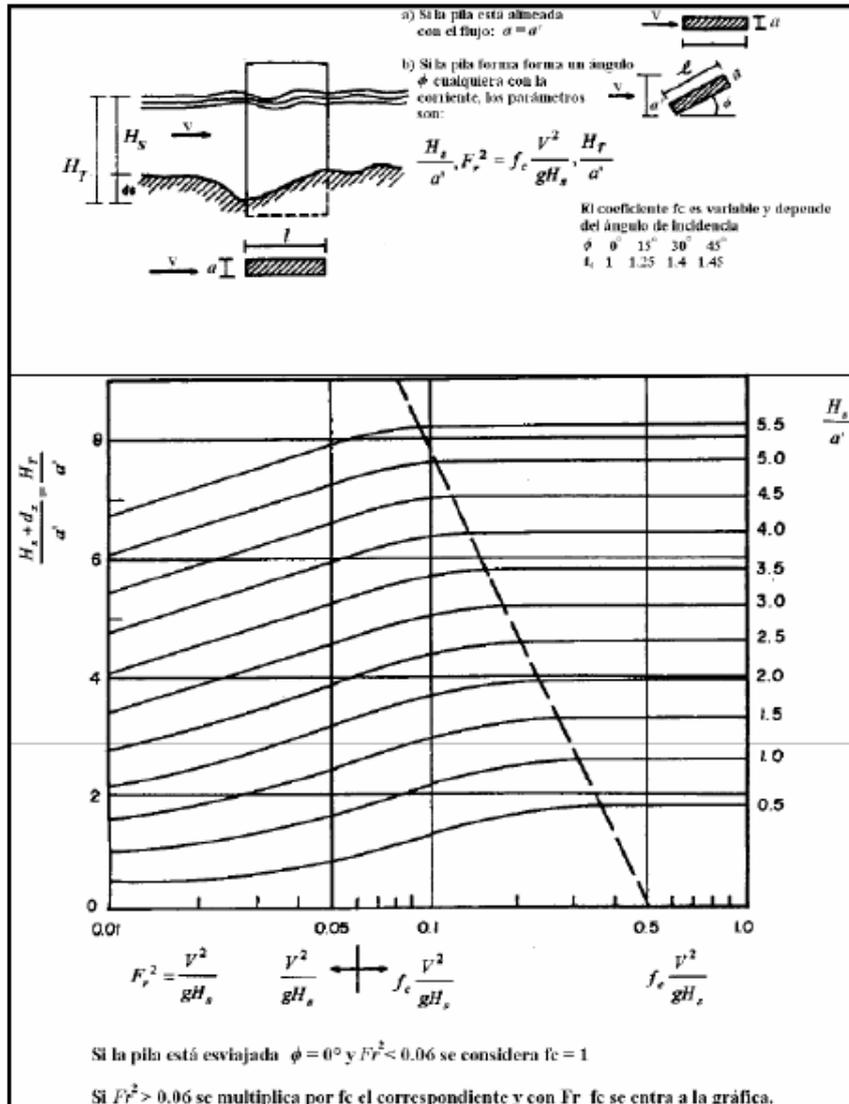
Donde:

$H_T$  : Profundidad de la sección socavada desde el nivel de la superficie del flujo

$y_s$  : Profundidad de socavación medida desde el fondo de cauce.

Figura N°30

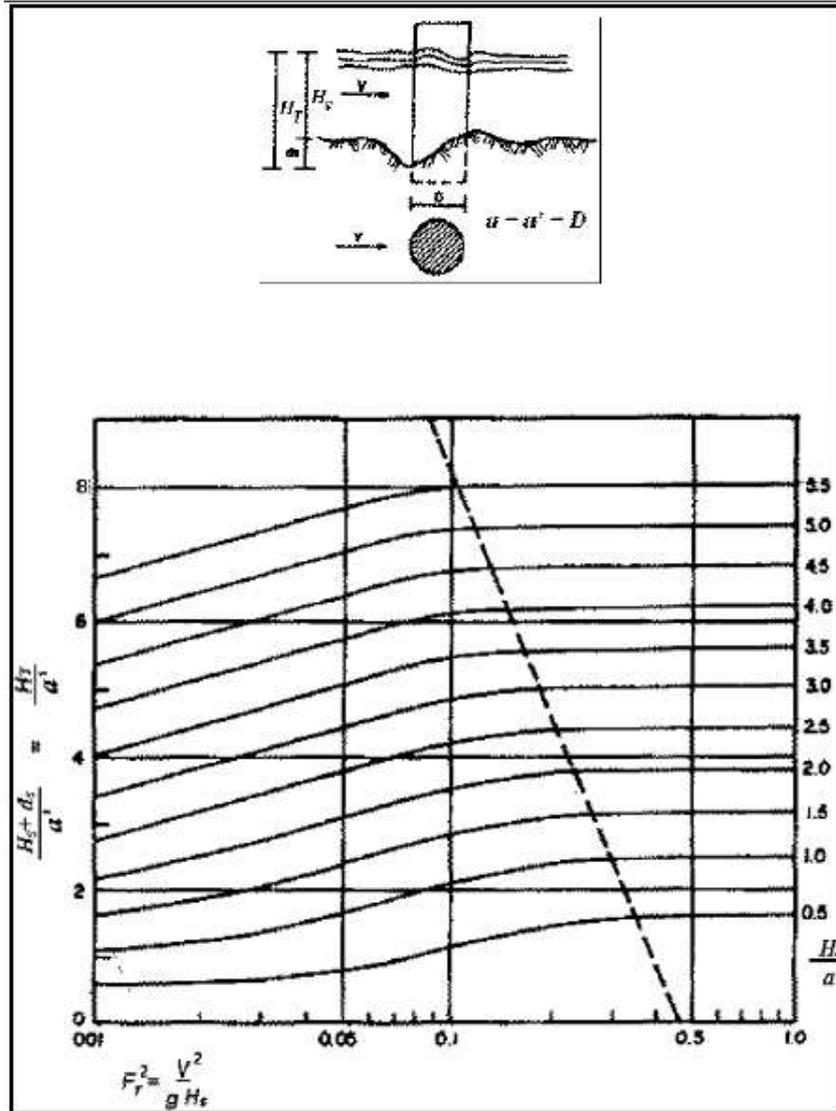
Cálculo de la Socavación Local en un Pilar Rectangular



Fuente: Maza (1987)

Figura N°31

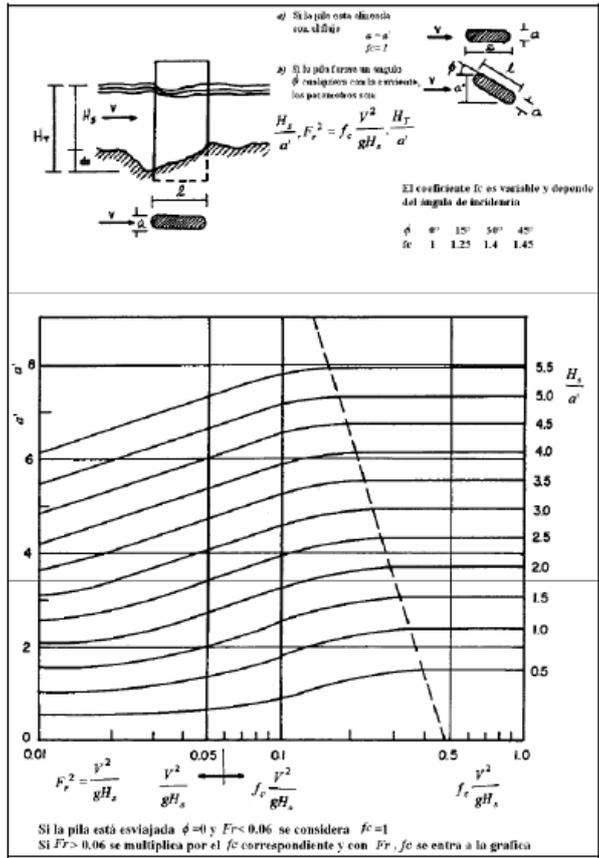
Cálculo de la Socavación Local para un Pilar Circular



Fuente: Maza (1987)

Figura N°32

Cálculo de la Socavación Local para un Pilar de Sección Elongada



Fuente: Maza (1987)

g) Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)

$$y_s = 1.4a$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m)

$a$  : Diámetro del pilar circular (m)

En la década de los setenta Breusers, Nicollet y Shen propusieron lo siguiente, (H. N. C. Breusers, 1984)

$$y_s = a f_1 \left( \frac{V}{V_c} \right) \cdot f_2 \left( \frac{h}{a} \right) \cdot f_3(forma) \cdot f_4 \left( \phi \frac{l}{a} \right)$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho

$a$  : Ancho del pilar

$V$  : Velocidad media del flujo

$V_c$  : Velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo

$h$  : Profundidad del agua

$\phi$  : Ángulo de ataque

$l$  : Longitud del pilar

$f_1, f_2, f_3$  y  $f_4$  son coeficientes en función de:

$$-f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 0, \text{ para } \frac{V}{V_c} \leq 0.5$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 2\left(\frac{V}{V_c} - 0.5\right), \text{ para } 0.5 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1.0$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1.0, \text{ para } \frac{V}{V_c} \geq 1.0$$

La condición más común es esta última, cuando  $\frac{V}{V_c} \geq 1.0$ .

$$-f_2\left(\frac{h}{a}\right) = 2.0 \tanh\left(\frac{h}{a}\right), \text{ para valores altos de } h/a, f_2 \text{ tiene a } 2.0.$$

$-f_3(\text{forma})$  : 1.00 para pilares circulares o de nariz circular, 0.75 para pilares de forma hidrodinámica y 1.30 para pilares rectangulares.

$$-f_4\left(\phi \frac{l}{a}\right), \text{ se obtiene de la Figura N}^\circ 28.$$

h) Método de Melville y Sutherland (1988)

$$y_s = aK_iK_hK_DK_\sigma K_f K_\phi$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación local

$a$  : Ancho del pilar

$K_i$  : Factor de corrección por intensidad del flujo

$K_h$  : Factor de corrección por profundidad del flujo

$K_D$  : Factor de corrección por tamaño del sedimento

$K_\sigma$  : Factor de corrección por gradación del sedimento

$K_f$  : Factor de corrección por forma del pilar

$K_\phi$  : Factor de corrección ángulo de ataque del flujo

Donde:

$$K_D = 1.0, \text{ si } a/D_{50} > 25$$

$$K_D = 0.57 \log(2.24a/D_{50}), \text{ si } a/D_{50} < 25$$

$$K_h = 1.0, \text{ si } h/a > 2.6$$

$$K_h = 0.78(h/a)^{0.255}, \text{ si } h/a < 2.6$$

$$K_\phi = K_f = 1.0 \text{ para pilares con formas cilíndricas}$$

$K_\sigma = 1.0$ , según recomendación del autor del método hasta que no se tengan mejores investigaciones.

El método se presenta en la Figura N° 33 y requiere de los siguientes parámetros:

$V$  : Velocidad de flujo

$h$  : Profundidad de flujo

$\sigma_g$  : Desviación estándar de los sedimentos

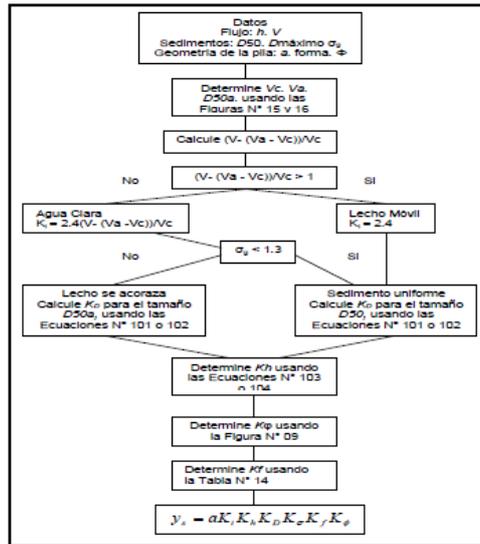
$D$  : Diámetro de la partícula de sedimento

$V_c$  : Velocidad crítica

$V_a$  : Velocidad de acorazamiento

Figura N°33

## Diagrama de Flujo para Determinar la Profundidad de Socavación Local

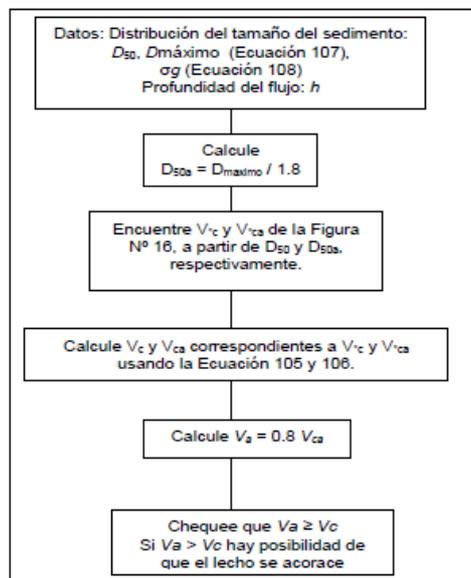


Fuente: Melville (1988)

Figura N°34

## Diagrama de Flujo para Determinar la Velocidad Límite de Acorazamiento

$V_a$



Fuente: Melville (1988)

Además:

$$V_c = 5.75V_{*c} \log\left(5.53 \frac{h}{D_{50}}\right)$$

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

Donde:

$D_{50}$  : Diámetro 50 del material del lecho.

$D_{50a}$  : Diámetro 50 del lecho acorazado.

$D_{m\acute{a}xima}$ : Tamaño representativo máximo del sedimento.

$$D_{m\acute{a}ximo} = \sigma_g^m D_{50}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

m es un exponente que es función del  $D_{m\acute{a}ximo}$  escogido de la Tabla N°08

Tabla N°08

Valor de  $D_{m\acute{a}ximo}$

Valor de $D_{m\acute{a}ximo}$	asumido	m
$D_{90}$		1.28
$D_{90}$		1.65
$D_{90}$		2.06
$D_{90}$		2.34

Fuente: Melville (1988)

$V_{*c}$  : Velocidad cortante crítica correspondiente a  $D_{50}$

$V_{*ca}$  : Velocidad cortante crítica de acorazamiento a  $D_{50a}$

$V_c$  : Velocidad crítica correspondiente a  $V_{*c}$

$V_{ca}$  : Velocidad crítica de acorazamiento correspondiente a  $V_{*ca}$

$V_a$  : Velocidad crítica de acorazamiento

i) Método de Froehlich (1991)

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

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación local (m)

$K_f$  : Factor de corrección por forma del pilar. Tabla N°09

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

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

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

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

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

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

$$y_s \leq 2.4a, \text{ para } F_r \leq 0.8$$

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

Tabla N°09

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: Manuel de hidrología, hidráulica y drenaje (2008)

j) Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

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

Donde:

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

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

$K_f$  : También denominado  $K_1$  es el factor que toma en cuenta la forma del pilar. Tabla N° 10.

$K_\emptyset$  : También denominado  $K_2$  es el factor que toma en cuenta el ángulo de ataque del flujo. Tabla N° 11.

$K_c$  : También denominado  $K_3$  es el factor que toma en cuenta la forma del lecho. Tabla N°12, usualmente igual a 1.10.

$K_a$  : También denominado  $K_4$  es el factor que toma el acorazamiento del sedimento del lecho (Tabla N°13). Este factor fue introducido posteriormente en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.

$a$  : Ancho del pilar (m)

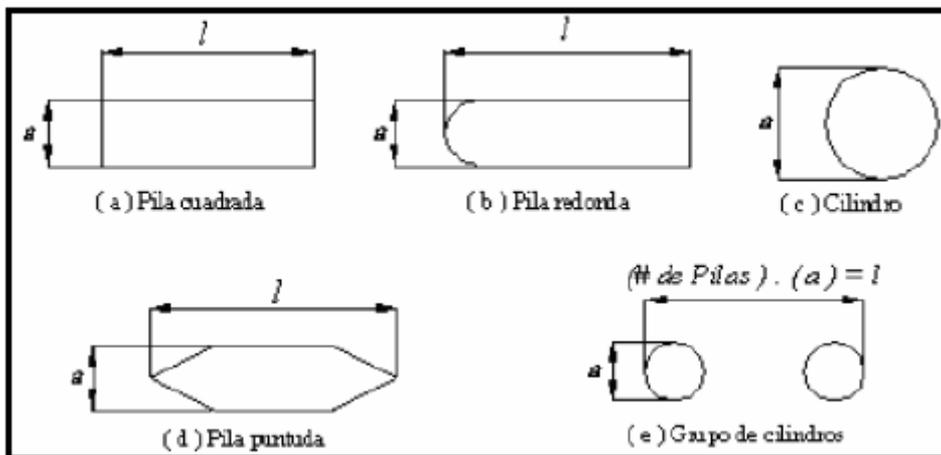
$l$  : Longitud del pilar (m)

$F_r$  : Número de Froude en la sección aguas arriba del pilar igual a  $V/\sqrt{gh}$ .

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

Figura N°35

Formas Típicas de Pilares de Puentes



Fuente: HEC-18 (1993)

Tabla N°10

Factor de Corrección por la Forma del Pilar  $K_f$ . Método de CSU

Forma De La Pila	$K_f$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Fuente: HEC-18 (1993)

Tabla N°11

Factor de Corrección por la Ángulo de Ataque del Flujo  $K_\phi$ . Método de CSU

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.00	1.00	1.00
15°	1.50	2.00	2.50
30°	2.00	2.75	3.50
45°	2.30	3.30	4.30
90°	2.50	3.90	5.00

Fuente: HEC-18 (1993)

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

$$K_\phi = \left( \cos \phi + \frac{l}{a} \sin \phi \right)^{0.65}$$

Tabla N°12

Factor de Corrección por la Forma del Lecho  $K_c$ . Método de CSU

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 pequeña	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Fuente: HEC-18 (1993)

Tabla N°13

Criterios para Adoptar  $K_a$

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

Fuente: HEC-18 (2001)

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

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

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

Donde:

$V_R$  : Relación de velocidad

$V_1$  : Velocidad de aproximación inmediatamente aguas arriba del pilar (m/s)

$V_{icDx}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño  $D_x$  de las partículas de sedimento (m/s)

$V_{icD95}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño  $D_{95}$  de las partículas de sedimento (m/s)

$V_{icD50}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño  $D_{50}$  de las partículas de sedimento (m/s)

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

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

$a$  : Ancho del pilar (m)

Además:

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

$D_x$  : Tamaño de la partícula de tal manera que el x por ciento del material del lecho es más fino (m)

$h$  : Profundidad del agua aguas arriba del pilar sin incluir la socavación local (m)

Se debe tener en cuenta que el valor mínimo de  $K_a$  es 0.4. (p.139)

#### 2.2.3.5.2. Modelo hidráulico unidimensional.

HEC-RAS está diseñado para realizar cálculos hidráulicos unidimensionales y bidimensionales para una red completa de canales

naturales y contruidos. Contiene varios componentes de análisis de ríos para cálculos del perfil de la superficie del agua de flujo constante, simulación de flujo inestable unidimensional y bidimensional, cálculos de transporte de sedimentos en los límites móviles y análisis de la calidad del agua. Un elemento clave es que los cuatro componentes utilizan una representación de datos geométricos comunes y rutinas de cálculos geométricos e hidráulicos comunes. (US Army Corps of Engineers, s.f.)

#### 2.2.4. Erosión local en estribos de puentes

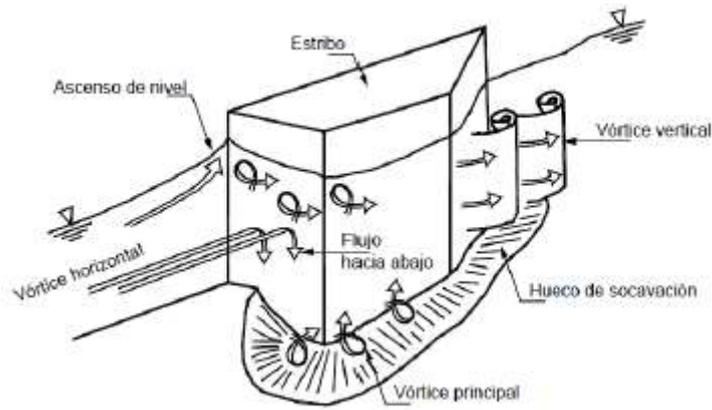
##### 2.2.4.1. Nociones previas.

Suárez (2001) 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. (p.150)

Figura N°36

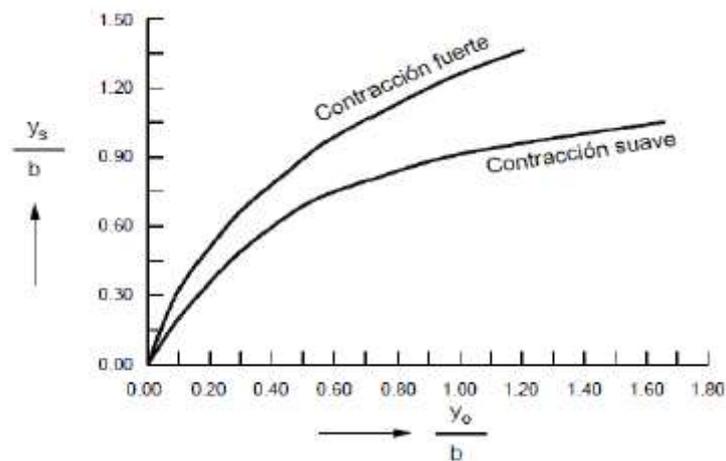
Esquema del Flujo Junto a Estribo de Puentes



Fuente: Suárez (2001)

Figura N°37

Método para Determinar la Socavación en Estribos de Puentes

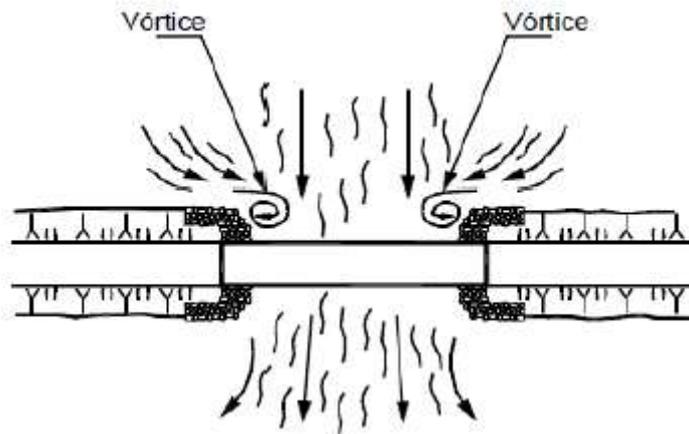


Fuente: Breusers y Raudkivi (1991)

“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” (Rivas, 2018, p.71).

Figura N°38

Localización de los Vórtices Principales en la Contracción del Cauce por un Puente

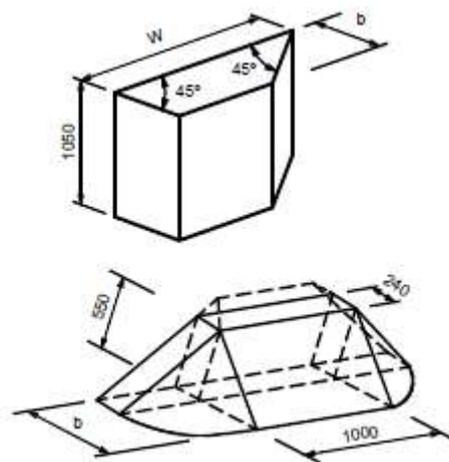


Fuente: Suárez (2001)

Suárez (2001) 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. (p.150)

Figura N°39

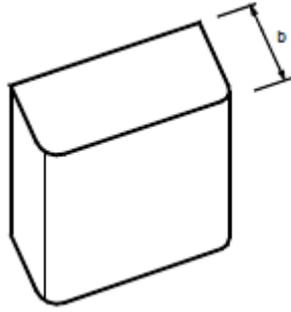
Contracción Suave



Fuente: Breusers y Raudkivi (1991)

Figura N°40

Contracción Fuerte



Fuente: Breusers y Raudkivi (1991)

#### 2.2.4.2. Descripción del proceso.

Rivas (2018) 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. (p.74)

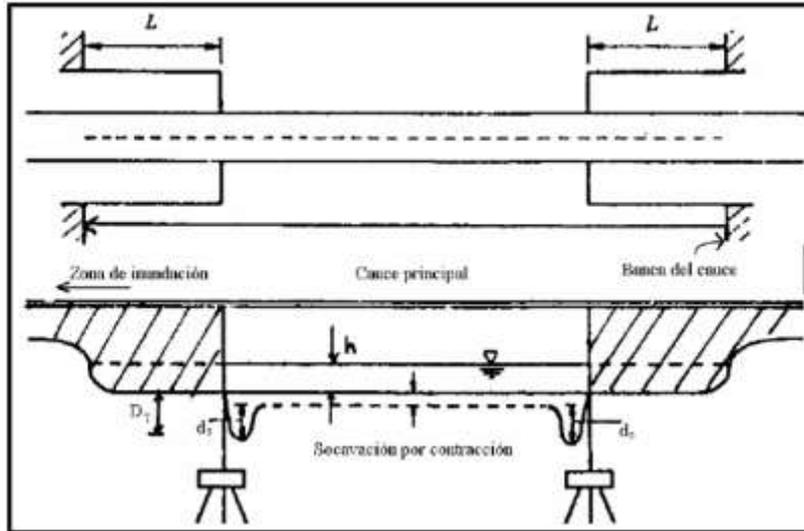
#### 2.2.4.3. Cálculo de la erosión local en estribos.

##### 2.2.4.3.1. Formulaciones empíricas.

- a) Método de Liu, Chang y Skinner

Figura N°41

Estribos que se Prolongan hasta el Cauce Principal y no Existe Flujo en la Zona de Inundación



Fuente: HEC-18 (1993)

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

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

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m).

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

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

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

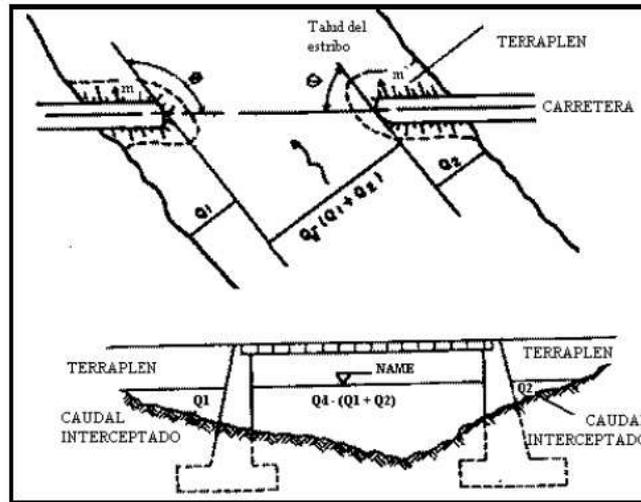
$V$  : Velocidad media del flujo aguas arriba.

$K_f$  : Coeficiente de corrección por forma del estribo. Es igual a 1.10 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical.

b) Método de Artamonov

Figura N°42

## Intersección del Flujo por los Estribos



Fuente: Juárez y Rico (1992)

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

Donde:

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

$K_\theta$  : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente.

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

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

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

c) Método de Laursen

- Socavación en lecho móvil

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

- Socavación en agua clara

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

Donde:

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

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

$\tau$  : Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

$\tau_c$  : Esfuerzo cortante crítico para  $D_{50}$  del material del lecho aguas arriba.

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

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

#### 2.2.5. Geología y Geotecnia

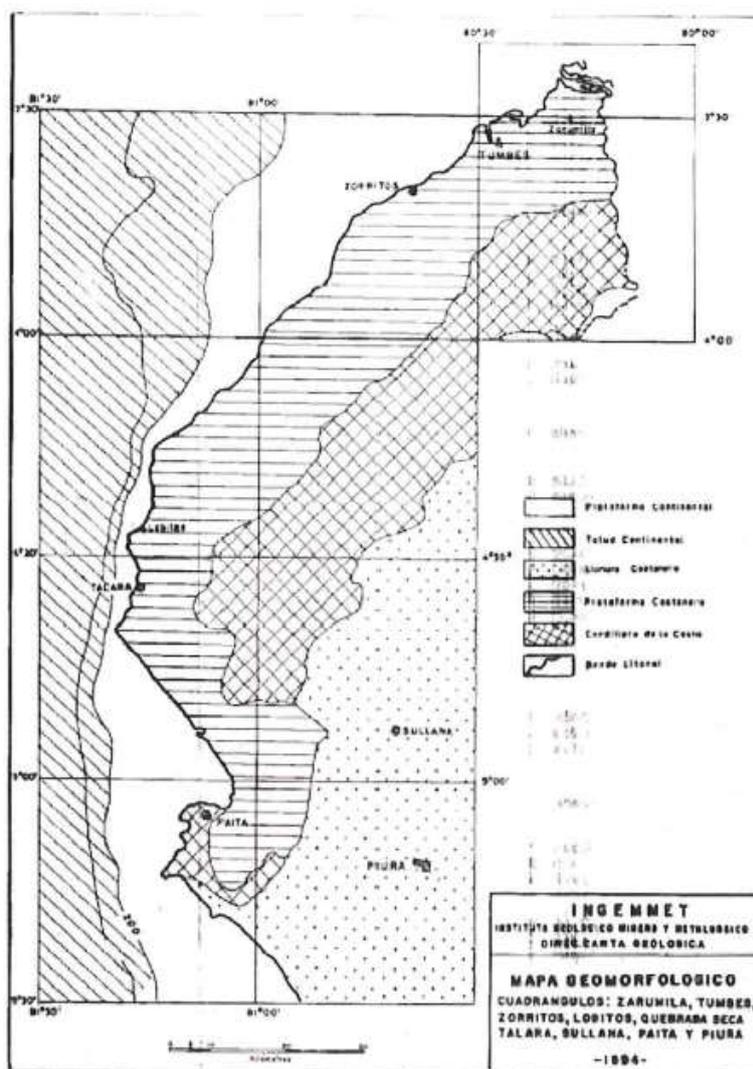
Aspectos geológicos (geomorfología, estratigrafía, litoestratigrafía, geodinámica) en el emplazamiento del Puente Ignacio Escudero.

- Geomorfología

Su estructuración geológica es de naturaleza sedimentaria (Cretácico-Terciaria), la misma que descansa en partes sobre o adosada en rocas del Basamento Paleozoico. Su evolución geomorfológica obedece a la estructura tectónica del subsuelo, con levantamientos verticales que siguen un lineamiento y que han dado lugar a terrazas marinas escalonadas, conocidas como tablazos, las mismas que constituyen elementos geomorfológicos importantes dentro de la Repisa Costanera. Estos tablazos forman 3 niveles siendo los más altos y los más alejados de la línea litoral lo más antiguos, así tenemos los tablazos Máncora, Talara y Lobitos.

Figura N°43

## Mapa Geomorfológico



Fuente: Provias Nacional (2018)

### - Estratigrafía

Depósitos Aluviales: Estos depósitos, tienen gran extensión en el área de estudio, correspondiendo a la acumulación en forma de una cobertura a lo largo de los valles y llanuras inundadas por las corrientes fluviales, así como abanicos.

Estos depósitos están constituidos principalmente por bolonería principalmente de cuarcita, arenisca y rocas metamórficas como esquistos, así como rocas volcánicas e intrusivas. Los depósitos aluviales pueden clasificarse en antiguos y recientes.

Depósitos aluviales antiguos: Están formando terrazas y llanuras que se ubican un tanto alejadas del curso actual, tanto más si son más antiguos.

Los materiales son similares a los recientes, es decir, bolonería, arenas, arcillas, pero con espesores que pueden sobrepasar los 10 m, teniendo una estratificación lenticular y en algunos lugares laminados.

Depósitos aluviales recientes: Están constituyendo el relleno de las actuales causas, por donde discurren las corrientes fluviales.

Son bolonería y arenas que decrecen en tamaño, desde las partes altas hasta la desembocadura donde el predominio es de arenas y limos.

Figura N°44

Depósitos Aluviales Recientes Aguas Arriba de la Quebrada Ignacio Escudero



Fuente: Provias Nacional (2018)

- Geología Local: La topografía del sector comprende una pendiente suave a plana entre  $0^\circ$  a  $10^\circ$ , la morfología del sector comprende las características de una llanura disectada. El sector se caracteriza por presentar depósitos aluviales reciente y antiguos.

La litoestratigrafía del sector en estudio está compuesta por los siguientes materiales:

Tabla N°14

## Litoestratigrafía Local del Puente Ignacio Escudero

Depósitos Aluvial Reciente	Qh - al	Conformado por niveles de gravas , arenas con matriz limoso inconsolidados, de grano fino a grueso, color beige, material polimictico subanguloso a subredondeados de diámetro promedio de 2 a 5 cm.
Depósitos Aluvial Antiguo	Qp - al	Conforme por gravas, arenas de grano fino a medio, con matriz arcilloso, consolidados; color pardo claro, con material polimictico subredondeados a redondeados.

Fuente: Provias Nacional (2018)

- Geodinámica interna: La vulnerabilidad sísmica del Perú hace necesario la evaluación del riesgo sísmico en el área del proyecto, relacionando a la respuesta estructural. Así, una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es mediante la evaluación de peligro sísmico del área donde se construirá el proyecto.

Por lo tanto, la evaluación del peligro sísmico se ha realizado por medio de los métodos Probabilístico y Determinístico, definiendo niveles de aceleraciones máxima del movimiento sísmico del terreno para el Sismo Máximo Creíble (MCE) y para el Sismo Base de Operación (OBE) de acuerdo al International Building Code IBC 2015.

Del “Estudio de Peligro Sísmico” (Provias Nacional, 2018) indica: “En el caso de puentes, siguiendo la recomendación de la American Association of State Highway and Transportation Officials, considerando el sismo de diseño con un 7% de probabilidad de excedencia en un período de exposición de 75 años (período de retorno de 1000 años), el valor de la aceleración máxima en el terreno (PGA) en la zona de estudio en roca (suelo Tipo B) es de 0.52g”.

### 2.2.6. Estructuras de protección

#### a) Gaviones

Maccaferri (2019) Son elementos de malla metálica tejido a doble torsión, formando hexágonos, producida con alambre metálico revestido en caliente con una aleación de zinc-aluminio y una capa de material plástico extruido cuya

función es evitar la corrosión del alambre provocada por la agresividad del agua. Hay que tener en cuenta que, aun si el agua no es agresiva al momento del diseño, puede volver a serlo en tiempos breves, especialmente debido a las actividades antrópicas; por lo tanto, es recomendable usar siempre las dos protecciones contra la corrosión. Los gaviones, montados, posicionados, amarrados entre sí y rellenos con piedras. Finalmente, son cubiertos con las respectivas tapas. (pp. 78)

b) Geobolsas:

Es una estructura de control de erosión, se trata de bolsas flexibles y permeables que está elaborado de geotextil tejido de alta resistencia, cuyos polímeros pueden ser poliéster, polipropileno o geocompuestos de alta resistencia a la abrasión. La resistencia que poseen es de 108KN/m, cuentan con una permeabilidad menor o igual a  $0.008 \text{ s}^{-1}$  y tamaño de apertura aparente menor o igual 0.075mm.

La función de las geobolsas puede ser:

- Controlar la erosión.
- Dotar de una defensa flexible para adaptarse a socavamientos y asentamientos.
- Resistir empujes y esfuerzos de corte hidráulico.

Aplicaciones de geobolsas: La aplicación de esta estructura puede darse en distintas obras civiles e hidráulicas:

- Diques de protección.
- Obras hidráulicas.
- Contención de suelos.
- Obras marítimas y fluviales.

## 2.2.7. Protección local en estribos de puentes

### 2.2.7.1. Gavión.

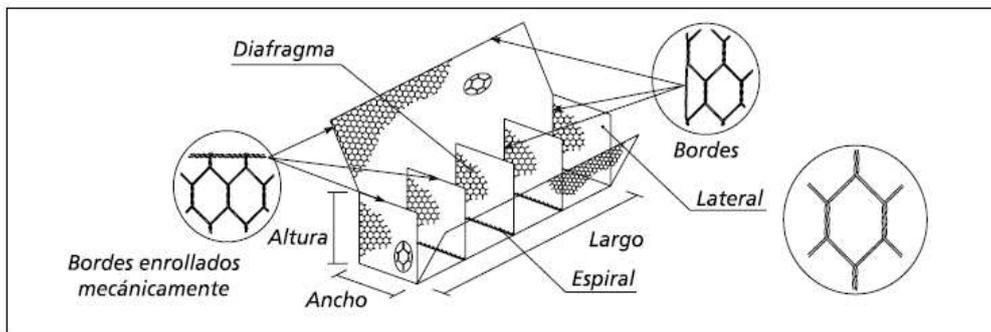
Maccaferri (2019) Son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada y cosido juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de

control de erosión. El montaje y el llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos mecánicos comunes.

El gavión tipo es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera. A esta base son unidos, durante la fabricación, paneles que formarán las dos paredes de las extremidades y los diafragmas. (pp.16)

Figura N°45

#### Elementos Constituyentes de los Gaviones Tipo Caja



Fuente: Maccaferri (2019)

Maccaferri (2019) Después de retirado del fardo, cada elemento debe ser completamente desdoblado y montado en obra, asumiendo la forma de un paralelepípedo. Es posteriormente transportado e instalado, conforme a lo definido en el proyecto y amarrado, aún vacío, a los gaviones adyacentes.

Debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal.

La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestidos con una aleación de zinc, aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan), que confiere protección contra la corrosión. Cuando está en contacto con agua, es aconsejable que sea utilizada la malla producida con alambres con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la corrosión. (pp.17)

Las dimensiones de los gaviones caja son realizadas:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 4 m, con excepción del gavión de 1.5 m.
- El ancho es siempre de 1 m.
- El alto puede ser de 0.5 m o 1.0 m.

A pedido, pueden ser fabricados gaviones caja de medidas diferentes de la estándar.

Figura N°46

Dimensiones Estándar de los Gaviones Tipo Caja

Gaviones Caja con Diafragmas				
Dimensiones Estándar			Volumen [m³]	Diafragmas
Largo [m]	Ancho [m]	Alto [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

Fuente: Maccaferri (2019)

Son las estructuras flexibles más adecuadas para la construcción de obras de contención.

#### 2.2.7.2. Geobolsas.

Prado (2019) La geobolsa es un geosintético producido industrialmente a partir de monómeros derivados del petróleo que a partir de reacciones químicas son transformados a polímeros como es el caso del ( poliéster, polietileno, polipropileno, entre otros, asimismo existen inclusiones con fibras naturales), los cuales se han desarrollado, para aplicaciones en obras civiles como hidráulica, desempeñando una o más funciones, entre las que destacan: refuerzo, filtración, drenaje, separación, contención, protección, impermeabilización y control de erosión superficial. Las geobolsas tienen las

siguientes características técnicas: El geotextil tejido fabricado de poliéster de alta resistencia (PET) que confinan suelos propios de lecho del cauce de ríos (arenas, limos o arcillas), ofrecen alto módulo de deformación, estabilidad hidráulica y una alta resistencia mecánica a largo plazo, haciendo que estas características se mantengan estables durante la vida útil de la estructura, ejerciendo así un control sobre las deformaciones que se puedan presentar. (pp.47)

Figura N°47

Proceso Constructivo de las Geobolsas



Fuente: Andex

Prado (2019) Ventajas de la Geobolsa en protección de riberas:

- La estructura es de naturaleza de gravedad, la cual basa en su peso el nivel de estabilidad contra efectos hidrodinámicos del flujo de un río, así como posibles empujes de suelos y cargas estáticas.
- Su gran área de apoyo reduce ampliamente la presión transmitida al terreno, lo que es muy adecuado para una estructura de naturaleza superficial, reduciendo así los niveles de inseguridad durante la ejecución o su instalación.
- Debido a esto su colocación en campo puede darse de diferentes formas, pudiendo ser estas en forma escalonada o según se requiera con el uso de maquinarias por volteo mediante volquetes para Geobolsas de gran volumen.

- La Geobolsa confina el material del cual está lleno, lo que además lo convierte en una estructura de suficiente rigidez ante impactos, pero permanece flexible para adaptarse a configuraciones diversas de superficies.
- Los métodos de llenado pueden ser variables y se adecúan a la disponibilidad de equipo y personal con que cuente en la zona de trabajo, pudiéndose utilizar bombas de lodos, bombas de agua, equipo pesado, o personal del lugar, según el contexto y orientación de desarrollo del proyecto. (pp.49)

Figura N°48

### Especificaciones Técnicas de las Geobolsas

 <b>ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</b> <b>GEOBOLSAS GB1200</b> <b>5.00 m x 2.45 m x 1.00 m</b>		
<p>Las Geobolsas de 108KN/m con permeabilidad menor o igual a 0.008 s-1 y tamaño de apertura aparente menor o igual 0.075 mm, deberán de ser fabricadas de Poliéster de Alta Resistencia (PET) de Alto Peso Molecular, Alta Tenacidad y baja fluencia de acuerdo a Especificaciones Internacionales. Ofrecen alto módulo de deformación, estabilidad hidráulica y una alta resistencia mecánica a largo plazo, haciendo que estas características se mantengan estables durante la vida útil de la estructura, ejerciendo así un control sobre las deformaciones que se puedan presentar además de la retención adecuada de finos. Las Geobolsas de 108KN/m poseen los valores de las propiedades aquí presentadas que se derivan de los ensayos para el control de calidad de la planta:</p>		
PROPIEDAD INDICE	MÉTODO DE ENSAYO	VALOR MINIMO PROMEDIO
<b><u>Mecánicas</u></b>		
<b>Resistencia a la Tensión Última</b>		
MD		108 kN/m
XMD	ASTM D-4595	108 kN/m
<b>Resistencia al Punzamiento</b>		
MD		≥ 1,500 N
XMD	ASTM D-4833	≥ 1,500 N
<b>Resistencia al Rasgado Trapezoidal</b>		
MD		≥ 1,000 N
XMD	ASTM D-4533	≥ 1,000 N
<b><u>Hidráulicas</u></b>		
<b>Permeabilidad normal al plano</b>	ASTM D-4491	≤ 0.0004 cm/s
<b>Permisividad</b>	ASTM D-4491	≤ 0.008 s-1
<b>Tasa de Flujo</b>	ASTM D-4491	≤ 25 l/min/m <sup>2</sup>
<b>Tamaño de apertura aparente</b>	ASTM D-4751	≤ 0.075 mm

Fuente: Andex

Figura N°49

### Geobolsas Aplicado como Defensa Longitudinal



Fuente: Andex

Figura N°50

Geobolsas Aplicado a Pie de la Protección para el Control de la Socavación



Fuente: Andex

### 2.3. Definición de términos básicos

- Topografía: Representación gráfica de un terreno o estructura sobre un plano, teniendo en cuenta tres aspectos importantes; la planimetría, altimetría y la topografía integral.
- Erosión: Es el desgaste o remoción de material producido en la superficie de un cuerpo por el roce con otro, en el caso de la erosión fluvial o pluvial, es el roce del agua con otro cuerpo como suelo o roca.

- Estructura: En ingeniería civil es una construcción integrada por uno o más elementos unidos entre sí que tiene como función el de recibir y transmitir cargas al suelo, para garantizar la estabilidad de la construcción.
- Software: Programa que nos permite ejecutar tareas específicas en la computadora.
- Lecho: Contiene las aguas de escurrimiento de un curso fluvial, es por donde transita es cuerpo hídrico.
- Socavación: Excavación causada por el agua, es un tipo de erosión hídrica.
- Pilar del puente: Elemento estructural de apoyo intermedio que permite sostener el puente, su función principal es transmitir la carga de la superestructura del puente a la fundación de este.
- Cimentación: Elementos estructurales rígidos responsables de la transmisión de carga desde la superficie hasta el suelo de fundación, distribuyendo de forma que no supere la carga admisible del terreno de apoyo.
- Estribo del puente: Elemento estructural de apoyo extremo del puente, que transmiten la carga de este al terreno, también sirven para apoyar, sostener y estabilizar el relleno de fundación de los accesos al puente.
- Vórtices: Flujo turbulento desarrollado en forma de espirales ocasionado por la presencia natural o artificial de una obstrucción en su trayecto.
- Morfología del terreno: Conformado por uno o más estratos de suelo con diferentes tipos de características mecánicas y físicas.
- Periodo de retorno: Acontecimiento de un determinado caudal para regresar o aumentar en un predispuesto tiempo.

#### 2.4.Estructura teórica y científica que sustenta la investigación

Las siguientes normas y métodos usados para el diseño de protección local ante el fenómeno erosivo son:

- Manual de hidrología, hidráulica y drenaje
- Expediente técnico
- Estimación de socavación general mediante métodos usados por el manual
- Estimación de la socavación local en pilares general mediante métodos usados por el manual
- Estimación de la socavación local en estribos mediante métodos usados por el manual

- Sistemas de protección

## 2.5. Hipótesis general y específico

### 2.5.1. Hipótesis general

Los factores de diseño y construcción son determinantes para el sistema de protección local óptimo frente al fenómeno erosivo en el Puente Ignacio Escudero.

### 2.5.2. Hipótesis específicas

- a) La incorporación del sistema de protección local disminuye la erosión en estribos del Puente Ignacio Escudero.
- b) La incorporación del sistema de protección con geobolsas mantiene la estabilidad del talud ante el fenómeno erosivo en el Puente Ignacio Escudero.
- c) La protección con geobolsas es óptimo para el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.

## 2.6. Relación entre variables

### 2.6.1. Matriz de operacionalización de variables

En el Anexo 1.1 se verá la matriz de operacionalización de variables de la presente investigación.

## **CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO**

Balestrini (2006) nos indica que el marco metodológico es el conjunto de procedimientos lógicos, tecno-operacionales implícitos a seguir en todo proceso de investigación, con la finalidad de hacerlos notorios y estructurarlos; apuesta de posibilitar desvelar y analizar los supuestos de la investigación y reconstruir los datos, a partir de los conceptos teóricos convencionalmente operacionalizados (p.125).

Lo que nos quiere dar a conocer es, que es una estructura de recolección, ordenamiento y análisis de la información, la cual permite la interpretación de resultados en función del problema que se investiga.

### **3.1. Tipo, método y diseño de la investigación**

#### **3.1.1. Tipo de investigación**

Zoila Rosa Vargas Cordero (2008) la investigación aplicada es una forma de conocer las realidades con una prueba científica.

La presente investigación que realizamos es de tipo aplicada y diseño no experimental, dependemos de recolectar información teórica, ensayos y diseños ya realizados para indicar cual sistema seria el que mejor se comporta y comparar los resultados técnico económico del sistema de protección.

#### **3.1.2. Método de la investigación**

Hernández, Fernández y Baptista (2014) mencionan que el enfoque mixto de la investigación, implica un conjunto de procesos de recolección, análisis y vinculación de datos cuantitativos y cualitativos en un mismo estudio o una serie de investigaciones para responder a un planteamiento del problema.

Arias (2006) El nivel de investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio.

De acuerdo con esto la presente investigación será diseñada bajo el planteamiento metodológico del enfoque mixto (cualitativo y cuantitativo) con alcance descriptivo-comparativo, ya que se ajusta a la peculiaridad de la investigación.

Del enfoque mixto se tomará la técnica de recolección de datos de campo ya realizado con anterioridad, por medio del expediente técnico, para luego, analizar los datos por medio de software como el HEC-RAS y el Slide 6.0, con los

resultados obtenidos en los softwares realizaremos la comparación de los resultados obtenidos.

Nivel descriptivo, se realizará el análisis de manera independiente de los sistemas de protección en el software Slide 6.0.

Nivel comparativo, pues se realizará el estudio de comparación de sistemas de protección local para el control de erosión, se estudiará la causa y efecto que ocasiona la aplicación de sistemas de protección local.

### 3.1.3. Diseño de la investigación

De acuerdo con Hernández, Fernández y Baptista (2014) La investigación no experimental, es la que se realiza sin manipular deliberadamente las variables, lo que se hace en este tipo de investigación es observar fenómenos tal y como se dan en un contexto natural, para después analizarlos. (p.152). Estos mismos autores señalan que los diseños de investigación longitudinal, recaban datos en diferentes puntos del tiempo, para realizar las inferencias acerca de la evolución del problema de investigación o fenómeno, sus causas y efectos (p.159). De este modo dado que el objetivo del estudio será comparar los resultados técnico y económico de la protección local del puente, se recurrió a un diseño no experimental que se aplicará de manera longitudinal, porque recolectaremos datos y analizaremos la incidencia a través del tiempo, viendo como es el comportamiento de estos.

## 3.2.Población y muestra

### 3.2.1. Población

Levin y Rubin (1996, p.20) la población se define como un conjunto de todos los elementos a estudiar, acerca de los cuales intentamos sacar conclusiones.

En el caso de esta investigación a realizar la población será todos los puentes de la costa norte del Perú, partiendo desde la región de La Libertad hasta la región de Tumbes.

Como se ha observado hay distintos tipos de puentes en toda esta población, ya que por la topografía variada del Perú son necesarios de hacer de distinta manera. Encontramos suelos con una clasificación SUCS diferente por zona, también

encontramos ríos y quebradas con distinto caudal que arrastran material granular y también un fenómeno que se presenta cada cierto tiempo, el fenómeno del niño.

### 3.2.2. Muestra

Hernández, Fernández y Baptista (2014) nos mencionan que la muestra es selección de un subconjunto de una población de interés para recolectar datos a fin de responder a un planteamiento de un problema de investigación.

Por lo tanto, la muestra es un segmento de la población, para esta investigación se utilizará el muestreo no probabilístico por conveniencia, seleccionamos el Puente Ignacio Escudero, del cual se recopilará datos de diseño, cimentación, protección, topográficos, geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos, entre otros para realizar la respectiva comparación de los resultados técnico y económico de la protección local del puente. En este puente se encontrará peculiaridades más específicas en cuanto a información para nuestro estudio.

### 3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Son todos los métodos y actividades que posibilitan al investigador del estudio, conseguir la información que necesita para poder realizar y desarrollar su investigación, y así poder dar respuesta y lograr los objetivos de la investigación. Ya que el prestigio, éxito y aceptación de un estudio o investigación yace predominantemente en la adecuación de los métodos o técnicas elegidos para la recolección de antecedentes, datos e información, también depende de la capacidad y competencia de las herramientas e instrumentos empleados para tal propósito.

#### 3.3.1. Tipo de técnicas e instrumentos

Se realizará la técnica de recolección de datos, para esto contactamos con la entidad y empresa encargada de los estudios para la construcción del Puente Ignacio Escudero, la entidad es Provias Nacional, el cual nos facilitó y nos dio alcances sobre la información del expediente técnico del puente, también la empresa consultora encargada del estudio nos dio alcances sobre las propuestas que tenían para la protección local del puente, de esta manera se pudo obtener datos geotécnicos, topográficos, hidrológicos, hidráulicos entre otros, para la realización de la investigación.

Así mismo los datos de caudal y precipitación lo obtendremos de la página del SENAMHI.

Se ha considerado la ejecución de la evaluación de socavación, como los métodos para el cálculo de caudal máximo, y la protección a la socavación de acuerdo a lo indicado en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2013).

Se utilizará el programa HEC RAS V5.0.6 para el modelamiento hidráulico del río, así como también se utilizará para observar caudales para distintos tiempos de retornos y de acuerdo a eso obtener resultados de la socavación producida para estos caudales.

Emplearemos el programa Slide V6.0 para obtener la información de estabilidad para los estribos del puente, aquí nos daremos cuenta con que sistema de protección el estribo es más estable y seguro.

Se complementó con análisis documental de empresas dedicadas al rubro de protección en puentes, del cual pudimos obtener información sobre los productos y soluciones que ofrecen, para de esta manera tener conocimiento acerca de la viabilidad sobre la construcción de protecciones locales en puentes.

### 3.3.2. Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos

Para la investigación se tendrá como validez el estudio definitivo y expediente técnico del puente, cuyo expediente fue realizado por una empresa que tiene mucha experiencia en consultoría, esta empresa viene trabajando con regularidad en distintos proyectos en el Perú.

La validez de los instrumentos para la presente investigación ha sido determinada por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2013), la norma peruana E-0.50 y el Manual de puente (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018), a su vez también fueron validadas por expertos en el ámbito de la investigación.

### 3.4. Técnicas para el procesamiento y análisis de datos

Para la presente investigación las informaciones obtenidas del expediente técnico serán recopilados y clasificados, y junto a los datos obtenidos con la ayuda de

software como el HEC RAS 5.0.6 y Slide V6.0 serán procesados e interpretados adecuadamente, basado en normas y especificaciones técnicas, por lo tanto en base a esto se realizará la comparación técnica económica de la protección local del puente.

### 3.5. Matriz de consistencia

En el Anexo 1.2 se muestra la matriz de consistencia de la presente investigación.

## **CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE PROTECCIÓN LOCAL**

### 4.1. Concepto de protección local

Medidas de uso considerando una estructura para controlar, disminuir y proteger contra los problemas de inestabilidad o socavación en los puentes. Teniendo en cuenta las características morfológicas del curso de agua, el costo, el plazo y tiempo de construcción para cada alternativa, la disponibilidad de los materiales necesarios, el impacto ambiental y paisajístico.

### 4.2. Consideraciones generales

Maccaferri (2019) La socavación es un caso particular de la erosión, y consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de un curso de agua. Envuelve la remoción de los materiales constituyentes del lecho del río y su posterior transporte hacia aguas abajo.

- Socavación generalizada: Es el cambio en el nivel del fondo del cauce en el tiempo, calculado en general en decenas o centenas de años. Esta profundización del lecho ocurre en trechos importantes del cauce, es un proceso que obedece a fenómenos geomorfológicos, a veces acelerados por la intervención humana en el cauce o en la cuenca. Su evaluación requiere de una investigación hidrológica, geológica, geomorfológica, de la historia del curso de agua y de la cuenca de drenaje del mismo, así como de modelos para predecir su evolución futura.
- Socavación por aumento del caudal o normal: Al aumentar el caudal aumenta la velocidad del agua y consecuentemente, se puede producir la erosión en el fondo del cauce. La socavación ocurre en períodos de horas o días, y afecta prácticamente todo el cauce. Posteriormente, pasada la avenida y al reducirse la velocidad, por lo general esta socavación se recupera nuevamente por la sedimentación del material transportado desde aguas arriba.
- Socavación por contracción del cauce: La construcción de un puente puede a menudo disminuir el ancho del cauce. Durante las crecidas, al aumentar el caudal, se produce un aumento significativo de las velocidades del agua en correspondencia con la contracción provocada por las pilas y apoyos. En el caso de fondos erosionables, se produce así la socavación del fondo del cauce de

forma regresiva, la que puede alcanzar varios metros aun durante avenidas de corta duración.

- Socavación local en los estribos: La presencia de los estribos de puente en el cauce en general genera turbulencias que, a su vez, producen erosión en el fondo. Los vórtices producidos por la turbulencia en proximidad de los estribos pueden formar fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo. Esta socavación debe adicionarse a la profundidad de socavación por la contracción del cauce ya mencionada.
- Socavación local en las pilas: La presencia de las pilas dentro del cauce produce remolinos de turbulencia, los cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente en las proximidades de 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. También esta socavación debe sumarse a la profundidad de socavación por contracción del cauce.
- Inestabilidad geomorfológica de la corriente: Movimientos laterales del flujo de la corriente producen también variaciones localizadas del nivel del fondo del cauce.
- Evaluación de la socavación: Evaluar correctamente la socavación depende fuertemente de la disponibilidad de información confiable y de hipótesis bien fundadas, basadas en observaciones en el sitio. Los datos indispensables para una correcta evaluación son: caudal para el cálculo de la socavación y duración de la avenida.

En todos los casos, al existir una gran incertidumbre en los datos a disposición, es siempre aconsejable utilizar criterios muy conservadores. (pp. 43)

#### 4.3. Consideraciones básicas de diseño

Maccaferri (2019) La elaboración de cualquier diseño de hidráulica fluvial, la primera información que debe ser definida es el caudal que será considerado en el estudio.

El caudal máximo es el valor que depende del período de retorno considerado, es usado en general para diseñar canales de irrigación, de rectificación, de descarga o de aducción. El período de retorno debe ser adecuado a las necesidades de cada caso en función de los riesgos inherentes a la obra.

Pueden también ser definidos otros caudales:

- Caudal líquido: Es el volumen de agua que cruza una sección transversal dada en la unidad de tiempo.
- Caudal sólido: Es el volumen de sedimentos que cruza una sección transversal dada en la unidad de tiempo.
- Caudal sólido unitario: Es el volumen de sedimentos que cruza una sección transversal dada por unidad de ancho en la unidad de tiempo.

En el caso de que la finalidad del estudio sea garantizar la estabilidad del curso de agua en lo que se refiere al fondo, a las márgenes, al conjunto o al trazado, el caudal considerado deberá ser el máximo. (pp.53)

Los parámetros necesarios para un proyecto de hidráulica fluvial son:

- a) Profundidad del flujo: Distancia vertical entre la superficie libre y el punto más bajo de la sección del curso de agua.
- b) Área mojada de la sección del cauce: Área de la sección transversal del río normal a la dirección del flujo ocupado por el agua.
- c) Perímetro mojado: Longitud de la línea de intersección de la superficie mojada del canal con la sección transversal del cauce perpendicular al eje de la corriente.
- d) Radio hidráulico: Relación entre el área mojada y el ancho superior del pelo libre.
- e) Pendiente longitudinal del fondo: Atiende a las condiciones topográficas locales y es el resultado de la erosión del agua sobre el fondo.
- f) Pendiente de las márgenes: Debe ser considerada la pendiente de equilibrio de las márgenes cuando están saturadas (situación más desfavorable) considerando también posibles variaciones repentinas del nivel del río.
- g) Rugosidad de la superficie del cauce.

Maccaferri (2019) Las características geotécnicas del terreno pueden influir fuertemente en la elección del tipo de solución a ser usada. Es un elemento básico que puede inviabilizar algunas de las alternativas, especialmente desde el punto de vista económico.

Entre ellas podemos mencionar la capacidad portante del suelo, su permeabilidad y su estabilidad. (pp. 54)

#### 4.4. Consideración del sitio

Martín (2003) Un puente bien colocado será una obra barata y segura. Como estas dos cuestiones son capitales en las obras públicas, merece la pena prestar atención a los factores hidráulicos del emplazamiento del puente, ya en la planificación y trazado de la vía.

Así pues, si la vía se traza sin atender a cuál es el lugar más conveniente para cruzar el río, puede suceder que finalmente la obra sea más cara para conferir seguridad al lugar de cruce elegido arbitrariamente. (pp. 152)

#### 4.5. Consideración de protección

Martín (2003) En el caso de una cimentación superficial, la zapata debe situarse como mínimo a la profundidad de la erosión potencial total, para no comprometerla. En ocasiones, si la zapata es muy ancha, puede servir como medio de combatir la erosión local porque es como un zócalo no erosionable. En este caso la profundidad de cimentación puede ser la de la erosión general y localizada, pero obsérvese que si no se acierta con la estimación de estas erosiones la mayor erosión local desarrollada al encuentro de un obstáculo más ancho, como es la zapata, puede ser fatal.

Una cimentación profunda con pilotes consigue que la erosión local no produzca fallo de la pila, porque ésta se apoya en un estrato profundo. Esto sin embargo no cambia en absoluto el fenómeno de la erosión local, que puede descubrir los pilotes. (pp. 166)

##### 4.5.1. Protección local en estribos

Al no interactuar los estribos del puente con el accionar del flujo de agua del río, la medida de protección local para los estribos se centrará en la estabilización de los taludes en ambas laderas del río.

#### 4.6. Estabilidad de taludes

Díaz et al. (2015) Bajo el nombre genérico de talud denominamos a la superficie inclinada, con respecto a la horizontal, que adoptan permanentemente o provisionalmente las estructuras de tierra. Estos pueden ser artificiales, cuando están contruidos por el hombre en sus obras de ingeniería (terraplén o desmonte), o naturales (laderas). Asimismo, pueden ser de suelos, rocas o mixtos, variando a su vez la metodología de estudio.

En el estudio de la estabilidad de los taludes se abordan fenómenos de estado último o de rotura de masa de suelo. El agente externo responsable de la inestabilidad es una fuerza de masa, el peso y eventualmente, los efectos de filtración, a los cuales hay que añadir otros factores como las sobrecargas (estáticas/dinámicas). (pp.50)

#### 4.6.1. Tipología de inestabilidades

Díaz et al. (2015) Al estudiar los fenómenos de inestabilidades de taludes, es necesario identificar y caracterizar los distintos tipos de comportamiento, y clasificarlos adecuadamente. Un análisis preciso del tipo de rotura permite optimizar las medidas de contención y estabilización de taludes y laderas, ya que atiende al mecanismo actuante, la velocidad y las dimensiones. Por el contrario, una incorrecta definición del mecanismo de rotura puede dar lugar a soluciones incorrectas o ineficaces, y en algunos casos contraproducentes.

#### 4.6.2. Parámetros resistentes

Díaz et al. (2015) Cuando se estudian los suelos y los macizos rocosos en el apartado de la caracterización geotécnica de los mismos, una de las propiedades más importantes, en lo que respecta a la estabilidad de taludes, es su resistencia. En mecánica de suelos, el criterio de rotura generalmente empleado es el de Mohr-Coulomb, el cual permite definir la tensión tangencial o de corte que se alcanza en un plano en función de la tensión efectiva sobre el mismo y los parámetros resistentes del suelo. (pp.51)

- Cohesión del terreno
- Esfuerzo efectivo
- Esfuerzo normal total
- La presión intersticial del agua
- Ángulo de rozamiento interno del terreno

#### 4.6.3. Análisis de la seguridad

Díaz et al. (2015) Para determinar la estabilidad de una masa de suelo se debe determinar su coeficiente de seguridad al deslizamiento, comparando los esfuerzos que tienden a producir el deslizamiento con aquellos que tienden a evitarlo.

En el cálculo de estructuras, el análisis de la seguridad se realiza mediante el método de los coeficientes de seguridad parciales, mayorando las acciones y minorando las resistencias. El proyecto geotécnico puede seguir también dicha vía; de hecho, cada vez son más las normativas que recogen dicha consideración.

El factor de seguridad global o único engloba la imprecisión tanto en las acciones como en las resistencias, los modelos de cálculo y la incertidumbre del error humano.

La fuerza desestabilizadora más importante será el peso de la masa deslizante, a la cual se le suman otras fuerzas, como las sobrecargas de estructuras o el empuje del agua en las grietas. La principal fuerza estabilizadora será la resistencia de corte del terreno en la superficie de deslizamiento. (pp.52)

#### 4.6.4. Análisis de equilibrio límite estático

Díaz et al. (2015) Los modelos de equilibrio límite se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. Su principal limitación es que suponen que la resistencia al corte del terreno se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte, sin tener en cuenta el estado tensional ni la cuantía de las deformaciones. La movilización del terreno da lugar a una modificación de sus características resistentes y este tipo de modelos no pueden tener en cuenta este factor. La ventaja es que permiten modelar geometrías complejas de manera rápida y fiable, y reproducen de manera bastante fiel la superficie de rotura más probable. Su aplicación está muy extendida porque, pese a su gran rapidez y sencillez, están ampliamente contrastados por la práctica, y se conocen sus límites y grados de confianza. (pp.53)

#### 4.6.5. Análisis de estabilidad sísmica

Díaz et al. (2015) Los efectos de un sismo en un talud pueden modelarse empleando aceleraciones horizontales y constantes. Terzaghi, en 1959, fue el primero en aplicar un modelo pseudo-estático para realizar un estudio de estabilidad de taludes durante un evento sísmico. En estos modelos, se representan los efectos del sismo mediante aceleraciones pseudoestáticas, las cuales producen fuerzas de inercia situadas en el centro de gravedad de cada dovela. De acuerdo a

la última actualización de la norma E030. Diseño Sismorresistente, Perú se divide en cuatro zonas sísmicas. (pp.53)

## CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

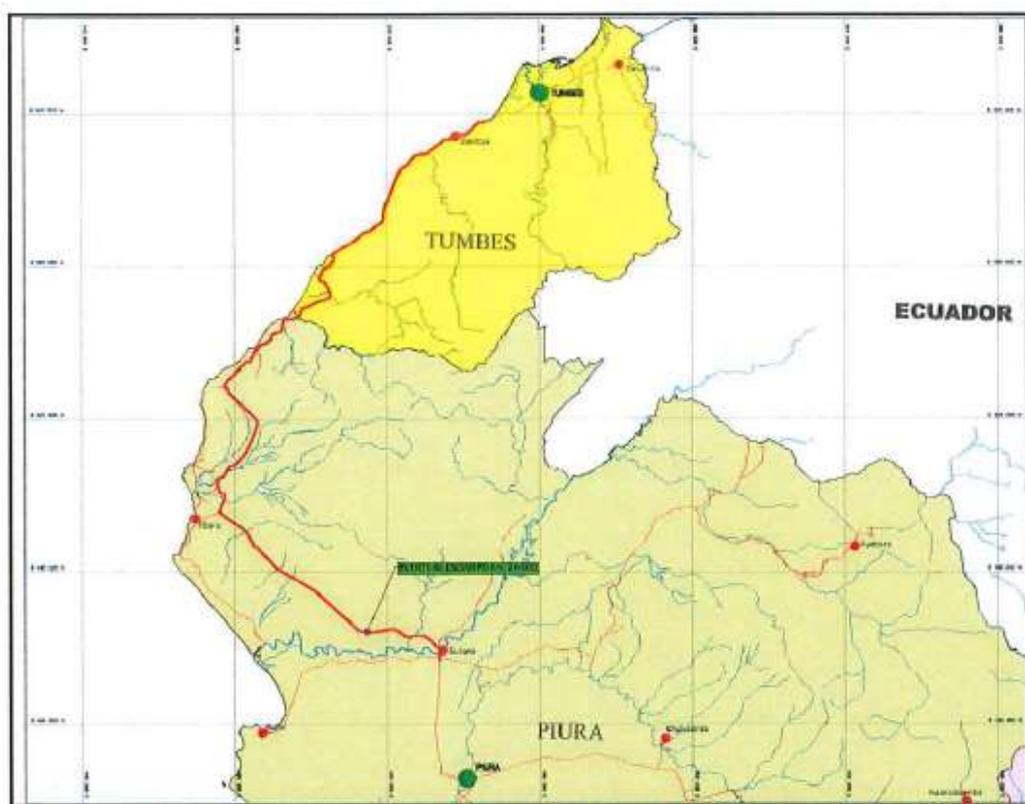
### 5.1.Descripción de la zona de investigación

#### 5.1.1. Ubicación del Proyecto

El área de estudio se encuentra en el Departamento de Piura, Provincia de Sullana, Distrito de Ignacio Escudero en el Km 24+000 del corredor vial nacional Sullana – Aguas Verdes Ruta Nacional PE1N. La figura N°59 muestra la ubicación del proyecto:

Figura N°51

Ubicación de la Zona de Estudio



Fuente: Provias Nacional (2018)

#### 5.1.2. Ubicación Política

Lugar: Km 24+000 del corredor vial nacional Sullana – Aguas Verdes Ruta Nacional PE1N

Distrito: Ignacio Escudero

Provincia: Sullana

Departamento: Piura

#### 5.1.3. Ubicación Geográfica

Latitud: 85° 13' 03.31'' N

Longitud: 79° 24' 37.23'' W

#### 5.1.4. Clima

El clima del Distrito Ignacio Escudero correspondiente a una zona subtropical cálida, seca y de fuertes precipitaciones pluviales en los meses de verano. Tiene una temperatura promedio de 25°C, con una máxima entre 30°C - 35°C y una mínima de 20°C, con una humedad atmosférica relativa promedio anual de 73%.

#### 5.1.5. Hidrografía

El Distrito Ignacio Escudero constituye parte de la Cuenca del Río Chira, eje principal del sistema hídrico con influencia en los Valles: El Chira-Sullana, Medio y Bajo Piura, cuyas superficies agrícolas son irrigadas por la derivación del recurso hídrico del Reservorio de Poechos (Represas de Sullana y Represa Los Ejidos).

#### 5.1.6. Sismicidad

La vulnerabilidad sísmica del Perú hace necesario la evaluación del riesgo sísmico en el área del proyecto, relacionado a la respuesta estructural. Así, una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es mediante la evaluación de peligro sísmico del área donde se construirá al proyecto.

Por lo tanto, la evaluación del peligro sísmico se ha realizado por medio de los métodos probabilístico y determinístico, definiendo niveles de aceleraciones máximas del movimiento sísmico del terreno para el Sismo Máximo Creíble

(MCE) y para el Sismo Base de Operación (OBE) de acuerdo al International Building Code IBC 2015.

En el caso de puentes, siguiendo la recomendación de la American Association of State Highway and Transportation Officials, considerando el sismo de diseño con un 7% de probabilidad de excedencia en un periodo de exposición de 75 años (periodo de retorno de 1000 años), de acuerdo a los resultados obtenidos en el presente estudio, el valor de la aceleración máxima en el terreno (PGA) en la zona de estudio en roca (suelo Tipo B) es de 0.52g.

## 5.2. Topografía del área de investigación

La topografía fue importada del Google Earth al Global Mapper 16 para generar curvas de nivel mediante imágenes satelitales y posteriormente al software AutoCad Civil 3D 2020 para crear la superficie y delimitaciones respectivo del cauce principal para su posterior exportación al software HEC RAS 5.0.6.

Figura N°52

Topografía del Tramo de Investigación



Fuente: Elaboración Propia

### 5.3. Geología del área de investigación

En base al mapeo geológico proporcionado por Provias Nacional:

- Estrato 1: Capa superficial de relleno (Depósito antrópico), hasta la profundidad de 3m, compuesto de arena limosa y arenas arcillosas con gravas polimíctica, color pardo claro, poco húmeda, no plástica y suelta.
- Estrato 2: Debajo de la capa superficial se encuentra depósito aluvial reciente que varía su espesor desde 0.00m a 3.00m hasta los 5.45m de profundidad, conformado por arena limosa de grano fino, color pardo, húmeda, no plástica y de suelta a medianamente densa.
- Estrato 3: Depósitos aluviales antiguos con espesor entre 9.00m a 20.00m, hasta una profundidad máxima de 30.00m y una profundidad mínima de 12.00 conformado por limos y arcillas arenosas de baja plasticidad, color pardo grisáceo claro, semi húmeda, consistencia dura a muy dura.
- Estrato 4: Depósitos eluviales con espesor que varía entre 8.00m a 20.00m (estribo izquierdo) hasta una profundidad de 20.00m a 38.00m (estribo izquierdo), conformado por arenas limosa y arcilla de grano fino a medio, color pardo rojizo claro, semi húmeda, baja plasticidad, compacidad densa a muy densa, se considera suelo residual alterado, con alto espesores en el estribo izquierdo por presentar paleocauce antiguo.
- Substrato Rocoso: Comprendido por la formación Chira que está conformada por arenisca y arenisca conglomeraditas de grano medio de color pardo grisáceo claro con presencia de alteraciones formando limolitas de grano fino en la parte superior (Pilar 3) y conglomerados del mismo material con relleno de arcillas producto de la erosión fluvial antiguos (Pilar 1). La roca presenta alteraciones y fracturamiento caracterizándose como roca mala calidad hasta 3.00m de profundidad seguido de roca calidad regular hasta de 8.00m de profundidad.

Figura N°53

## Geología del Área de Investigación

LEYENDA GEOLOGICA	
DEPÓSITOS CUATERNARIOS	
	DEPÓSITO ANTRÓPICO. Arenas limos con gravos sub redondeadas polimicticas.
	DEPÓSITO ALUVIAL RECIENTE. Arena limosas mal graduadas con lentes de arcillas.
	DEPÓSITO ALUVIAL ANTICUO. Intercalaciones de arcillas y limos de baja plasticidad, con arena arcósicas homogéneas densas.
ROCA BASAMENTO	
	DEPÓSITO ELUVIAL-RESIDUAL. Arenas arcósicas y limosas alteradas homogéneas muy densas, color pardo, suelo residual.
	FORMACIÓN CHIRA. Arenisca duras grisáceas con intercalaciones de conglomeradas y lutitas.

Fuente: Provias Nacional (2018)

### 5.4. Presentación del estudio de Mecánica de Suelos

Los ensayos de mecánica de suelos fueron proporcionados por Provias Nacional, realizando el ensayo de granulometría y los ensayos de gravedad específica – absorción de agregados finos. (Anexos Mecánica de Suelos)

Se realizaron 4 calicatas de las cuales las calicatas N°1, 2 y 3 la profundidad empieza desde 0.3m - 0.5m debido a que el cauce presentó material orgánico.

#### 5.4.1. Resultados del ensayo de Granulometría

- Calicata N°1: Con una profundidad de 0.35m – 0.75m la muestra fue una arena limo arcillosa con grava y con profundidad de 0.75m – 2.50 la muestra fue un limo arenoso de baja plasticidad.
- Calicata N°2: Con una profundidad de 0.30m – 0.60m la muestra fue una grava arcillosa con arena.
- Calicata N°3: Con una profundidad de 0.60m – 1.10m la muestra fue una arena limosa.
- Calicata N°4: Con una profundidad de 0.00m – 0.60m la muestra fue una arena arcillosa, con profundidad de 0.60m – 1.20m la muestra fue una arena

limosa y con profundidad de 1.20m – 2.50m la muestra fue un limo arenoso de baja plasticidad.

#### 5.5. Presentación del estudio Hidrológico

El estudio hidrológico desarrollado en la investigación empezó con un análisis de la información pluviométrica de la estación convencional Pananga (1963-2017), que fueron sometidos a una prueba de datos dudosos la cual se encontró dentro del límite de confianza, el registro de dicha estación tuvo una falta de información de precipitaciones máximas 24 horas entre los años 1991 y 1992 lo cual se hizo un análisis y corrección de saltos y tendencias.

Con la información de los parámetros de la cuenca proporcionados por Provias Nacional se realizó un análisis estadístico y prueba de bondad de ajuste con el software HYDROGNOMON lo cual mediante las distribuciones probabilísticas teóricas se ajustó nuestros datos a una distribución Pearson III, definiendo las precipitaciones máximas respecto a cada periodo de retorno especificado y posteriormente se le multiplicó por un factor de ajuste de frecuencia para tener dichos datos calibrados.

Se construyó un hidrograma sintético debido al tiempo de concentración y el periodo de retorno requerido para dicha investigación, se hizo una comparación desarrollando el hidrograma unitario de Snyder sin necesidad de datos de lluvia y utilizando datos adimensionales de tormenta típica 24 horas del SCS en el software HEC HMS para la determinación del caudal líquido.

Para concluir con el caudal de diseño se analizó el transporte de sedimentos con fórmulas empíricas conocidas en la literatura especializada lo cual se decretó un caudal sólido que sumado con el caudal líquido se obtuvo el caudal de diseño.

##### 5.5.1. Análisis y resultados del estudio Hidrológico

###### - Análisis de la información Pluviométrica

Los registros de precipitación máximas en 24 horas recopilada han sido proporcionados por el SENAMHI y Provias Nacional, los periodos de registro se detallan en la tabla N°15 y figura N°54.

Tabla N°15

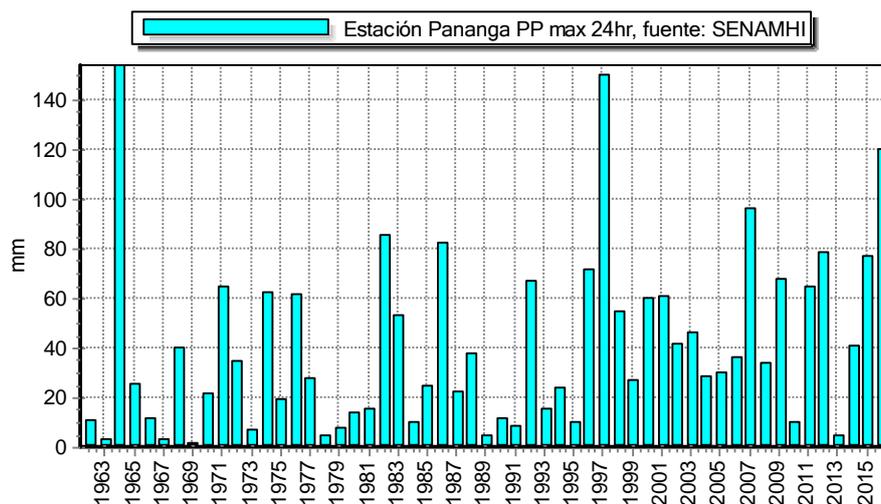
Estación Hidrométrica y de Precipitaciones Máximas en 24 Horas

Estación	Altitud msnm	Latitud	Longitud	Período de registro	Ubicación	Influencia Puente
Pananga	360	4° 33' 0.00''	80° 53' 0.00''	1963 - 2017	Dpto. Piura Prov. Sullana Dist. Marcavelica	Pte. Ignacio Escudero

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°54

Representación Gráfica de las Precipitaciones Máximas en 24 Horas



Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°16

Precipitaciones Máximas en 24 Horas

Año	PP(max)24hr	Año	PP(max)24hr
1963	10.9	1991	11.4
1964	3.2	1992	8.3
1965	154	1993	67.2
1966	25.3	1994	15.4
1967	11.6	1995	23.7
1968	2.7	1996	10
1969	40	1997	71.4
1970	1.9	1998	150.1
1971	21.5	1999	55
1972	64.4	2000	26.7
1973	34.6	2001	60.2
1974	7	2002	60.5
1975	62	2003	41.8
1976	19.4	2004	46.1
1977	61.4	2005	28.3
1978	27.7	2006	29.9
1979	4.5	2007	36.4
1980	7.8	2008	96.3
1981	14	2009	34
1982	15.3	2010	68.1
1983	85.5	2011	10.1
1984	53	2012	64.4
1985	10	2013	78.7
1986	24.3	2014	4.3
1987	82.2	2015	41.1
1988	22.7	2016	77.3
1989	37.8	2017	120
1990	4.3		

Fuente: Elaboración Propia

Los datos de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Pananga tienen falta de información entre los años 1991 y 1992, lo cual se realizó una detección de datos atípicos en la serie, análisis estadístico de saltos y tendencias.

- Detección de datos atípicos en la serie

Los datos atípicos son definidos como registros que se alejan significativamente de la tendencia observada en la muestra (suponiendo que se encuentra normalmente distribuidos). La retención o eliminación de estos datos puede afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos, especialmente en muestras pequeñas.

La metodología para la detección de los datos atípicos consiste en el análisis de las series históricas de datos correspondientes a precipitaciones máximas en 24hr. De la determinación de la media ( $\bar{y}$ ) y la desviación estándar ( $s$ ), mediante la ecuación de frecuencia:

$$y_H = \bar{y} + k_n * s ; Q_H = 10^{y_H}$$

$$y_L = \bar{y} - k_n * s ; Q_L = 10^{y_L}$$

Donde:

$y_H$ : Umbral superior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

$y_L$ : Umbral inferior para dudosos en unidades logarítmicas.

$\bar{y}$ : Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$s$ : Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$k_n$ : Es un valor que depende del tamaño de la muestra. (Figura N°xx)

$Q_H$ : Umbral superior para datos dudosos en milímetros.

$Q_L$ : Umbral inferior para datos dudosos en milímetros.

Figura N°55

Valores kn para la Prueba de Datos Atípicos

Tamaño de muestra	Kn						
10	2,036	24	2,467	38	2,661	60	2,837
11	2,088	25	2,486	39	2,671	65	2,866
12	2,134	26	2,502	40	2,682	70	2,893
13	2,175	27	2,519	41	2,692	75	2,917
14	2,213	28	2,534	42	2,700	80	2,940
15	2,247	29	2,549	43	2,710	85	2,961
16	2,279	30	2,563	44	2,719	90	2,981
17	2,309	31	2,577	45	2,727	95	3,000
18	2,335	32	2,591	46	2,736	100	3,017
19	2,361	33	2,604	47	2,744	110	3,049
20	2,385	34	2,616	48	2,753	120	3,078
21	2,408	35	2,628	49	2,76	130	3,104
22	2,429	36	2,639	50	2,768	140	3,129
23	2,448	37	2,65	55	2,804		

Fuente: Provias Nacional (2018)

Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el umbral superior entonces se considera como datos atípicos altos, análogamente en el caso de ser menores que el umbral inferior serán tomados como datos atípicos bajos.

Tabla N°17

Parámetros de las Precipitaciones Máximas en 24 Horas

Número de datos <b>n</b>	55	55
Suma $\Sigma$	2245.7	77.9155
Máximo	154.0	2.1875
Mínimo	1.9	0.2788
Promedio <b>x</b>	40.8	1.4166
Desviación estándar <b>s</b>	35.4703	0.4638
Coficiente asimetría <b>Cs</b>	1.3478	-0.5682
Cs/6 <b>k</b>	0.2246	-0.0947

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°18

Prueba de Datos Dudosos

$n = 55$
$K_n = 2.804^*$
Umbral de datos dudosos altos
$y_H = 2.7173$
$Q_H = 521.5283$
Umbral de datos dudosos bajos
$y_L = 0.1160$
$Q_L = 1.3062$

Nota: \* Referencia de la Tabla 12.5.3 – Hidrología Aplicada, Ven Te Chow

Fuente: Elaboración Propia

De las pruebas de detección de datos atípicos de la estación pluviométrica Pananga, se encuentran dentro del límite de confianza, no se ha retirado ningún dato de la serie.

- Análisis de saltos y tendencias

La estación Pananga tiene información de precipitación incompleta entre los años 1991 y 1992. Analizamos los periodos 1963-1991 (Dato 1) y 1992-2017 (Dato 2).

Tabla N°19

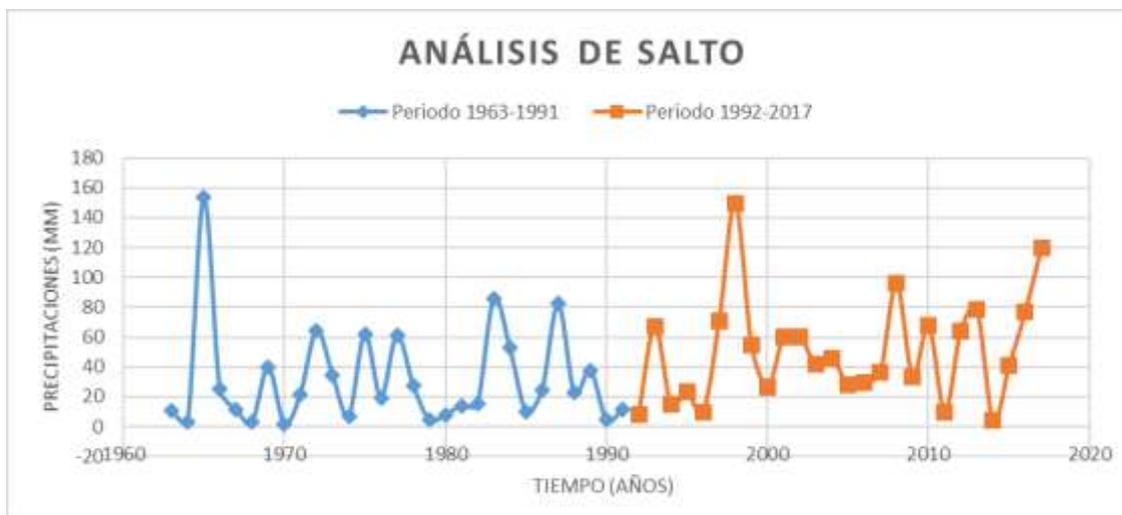
Análisis Estadístico de Saltos

	Datos 1	Datos 2
Promedio	31.737931	50.9730769
Desv. E.	33.7018059	35.2504021
Cantidad	29	26
Varianza	1135.81172	1242.59085
Sp	34.4409529	
Sd	9.30188209	
Tc	2.06787677	
Tt	2.005746	
Fc	1.09401129	
Ft	1.90566933	

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°56

Análisis Estadístico de Saltos



Fuente: Elaboración Propia

Los periodos de registros presentan salto en la media, según el análisis estadístico y gráfico. Se corrige el primer periodo donde se presentan saltos y tendencia en la serie.

Tabla N°20

Precipitaciones Máximas en 24 Horas sin Saltos

Año	PP(max)24hr	Año	PP(max)24hr
1963	29.2	1991	29.7
1964	21.1	1992	8.3
1965	178.9	1993	67.2
1966	44.2	1994	15.4
1967	29.9	1995	23.7
1968	20.6	1996	10
1969	59.6	1997	71.4
1970	19.8	1998	150.1
1971	40.3	1999	55
1972	85.1	2000	26.7
1973	54.0	2001	60.2
1974	25.1	2002	60.5
1975	82.6	2003	41.8
1976	38.1	2004	46.1
1977	82.0	2005	28.3
1978	46.7	2006	29.9
1979	22.5	2007	36.4
1980	25.9	2008	96.3
1981	32.4	2009	34
1982	33.8	2010	68.1
1983	107.2	2011	10.1
1984	73.2	2012	64.4
1985	28.2	2013	78.7
1986	43.2	2014	4.3
1987	103.8	2015	41.1
1988	41.5	2016	77.3
1989	57.3	2017	120
1990	22.3		

Fuente: Elaboración Propia

Los datos de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Pananga no presentaron datos atípicos en la serie, pero si hubo una corrección de acuerdo al análisis estadístico de saltos. Lo cual al realizar el análisis de tendencias no presentó ningún dato inusitado.

Tabla N°21

Prueba de Valores Críticos Estadísticos

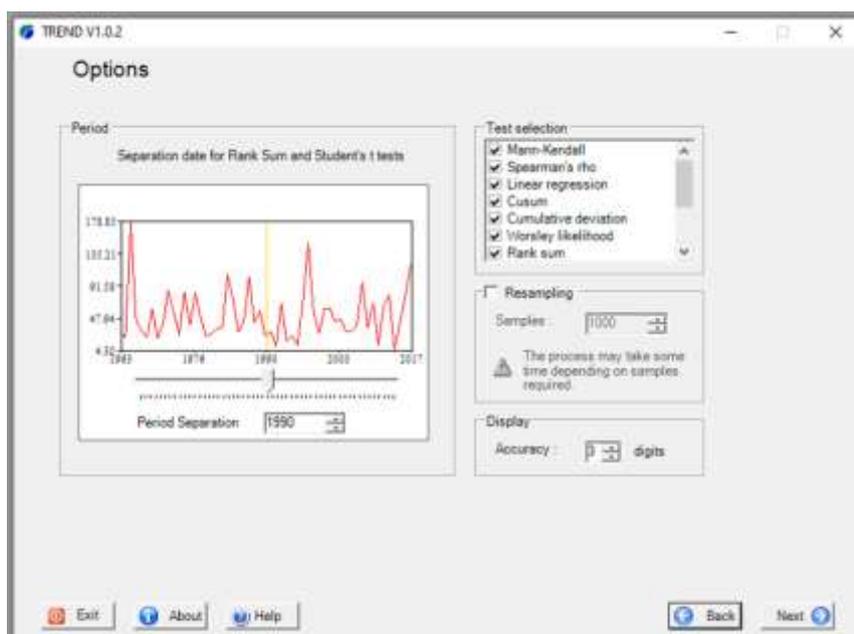
	z-statistic	a=0.1	<b>a=0.05</b>	a=0.01	Result	
Mann-Kendall	0.74	1.645	<b>1.96</b>	2.576	NS	TENDENCIAS
Spearman's Rho	0.74	1.645	<b>1.96</b>	2.576	NS	
Linear regression	0.22	1.677	<b>2.007</b>	2.674	NS	
Cusum	6	9.048	<b>10.086</b>	12.088	NS	SALTOS
Cumulative deviation	0.508	1.143	<b>1.272</b>	1.523	NS	
Worsley likelihood	2.053	2.87	<b>3.16</b>	3.79	NS	
Rank Sum	0.345	1.645	<b>1.96</b>	2.576	NS	
Student's t	0.385	1.676	<b>2.006</b>	2.672	NS	
Median Crossing	0	1.645	1.96	2.576	NS	
Turning Point	-0.108	1.645	1.96	2.576	NS	
Rank Difference	0.525	1.645	1.96	2.576	NS	
Auto Correlation	-0.146	1.645	1.96	2.576	NS	

Nota: La serie no presentan tendencia con el software TREND V1.0.2. se toma los resultados de acuerdo a la probabilidad de 5% aceptado en hidrología.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°57

Análisis Gráfico de la Serie en TREND

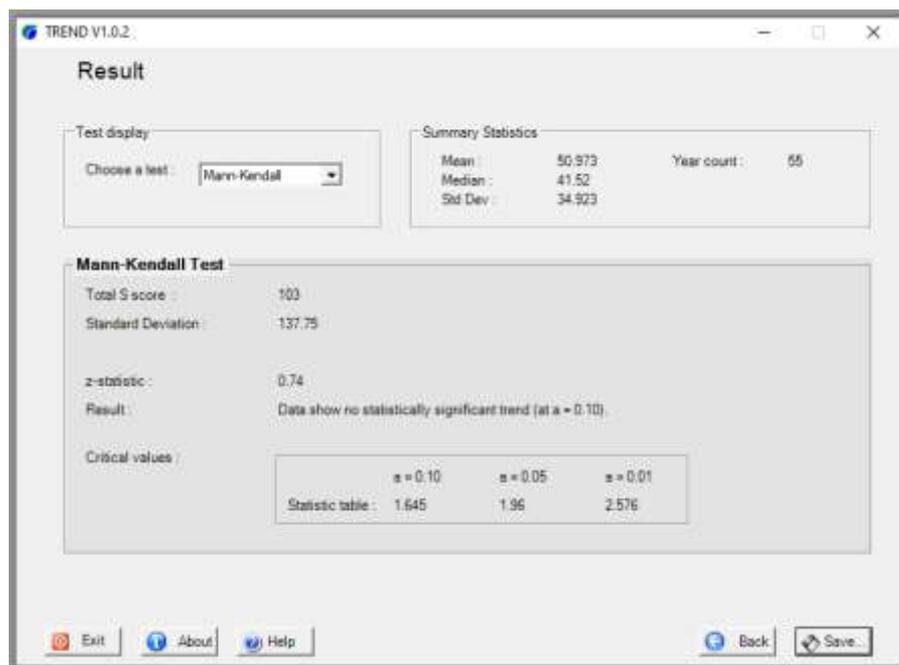


Nota: Corrida del software TREND V1.0.2. para varias pruebas estadísticas, para descartar tendencias y saltos en la serie.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°58

### Análisis Estadístico en TREND



Nota: Obtención de porcentaje de probabilidad aceptado en hidrología, para su posterior descarte de tendencias y saltos en la serie.

Fuente: Elaboración Propia

- Delimitación de la cuenca

La delimitación de la cuenca y sus parámetros geomorfológicos fueron proporcionado por Provias Nacional.

Tabla N°22

### Parámetros Geomorfológicos

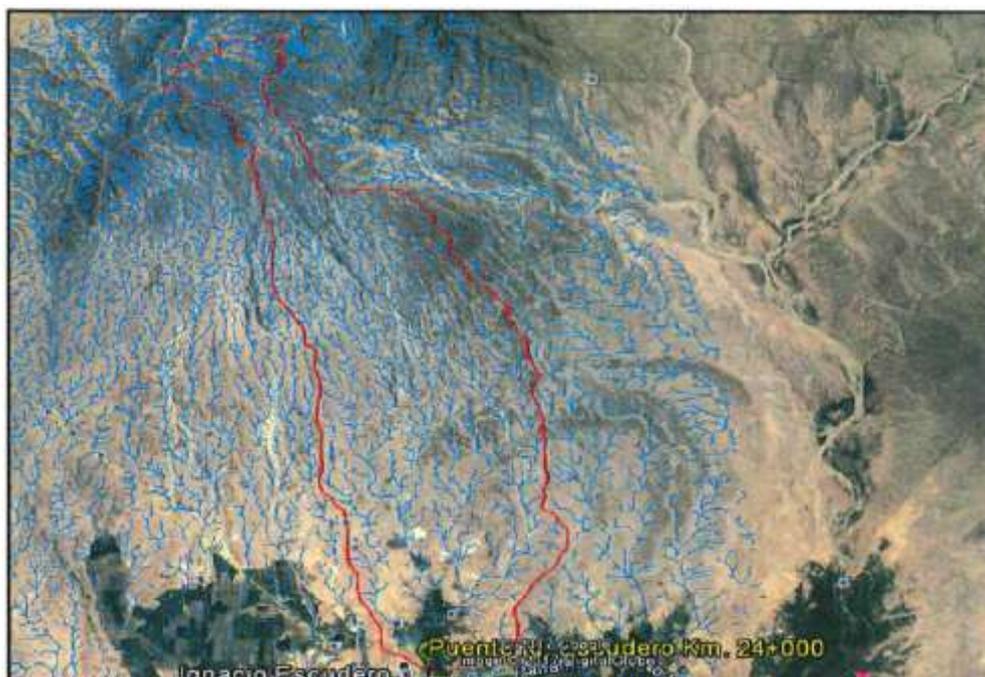
N°	Quebrada	Área (km <sup>2</sup> )	Cota (msnm)		L (m)	S %
			Max	Min		

Ignacio						
1.00	Escudero	144.50	900.00	30.00	33,000.00	2.63
24+000km						

Fuente: Provias Nacional (2018)

Figura N°59

Delimitación de la Cuenca



Fuente: Provias Nacional (2018)

- Análisis estadístico y prueba de bondad de ajuste

El análisis de frecuencia tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, para diferentes períodos de retorno mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

Aplicamos el software HYDROGNOMON para realizar las diversas funciones de distribución de probabilidades teóricas. Las pruebas de bondad de ajuste, consiste en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada en base a los parámetros estimados.

Tabla N°23

Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov-Smirnov

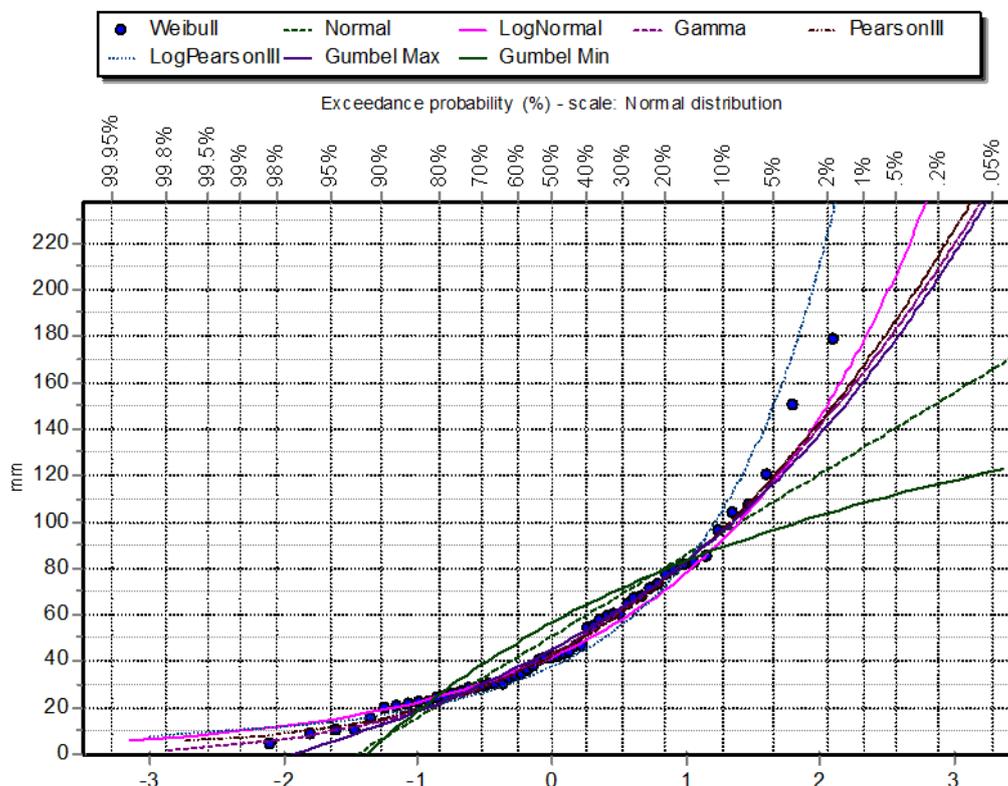
Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
<b>Normal</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>24.59%</b>	<b>0.13797</b>
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	22.18%	0.14135
<b>LogNormal</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>97.09%</b>	<b>0.06585</b>
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.45%	0.05668
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.58%	0.05552
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.58%	0.05548
<b>Gamma</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>97.74%</b>	<b>0.06415</b>
<b>Pearson III</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>99.49%</b>	<b>0.05632</b>
<b>Log Pearson III</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>90.12%</b>	<b>0.07688</b>
<b>EV1-Max (Gumbel)</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>ACCEPT</b>	<b>94.57%</b>	<b>0.07078</b>
EV2-Max	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.05%	0.21853
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.71%	0.20809
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	83.59%	0.08368
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.99%	0.06339
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.90%	0.05995
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	0.50%	0.23325
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.52%	0.0561
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.57%	0.06139
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.72%	0.07213
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	30.75%	0.13034
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.62%	0.20926
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.08%	0.07158
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	5.44%	0.18103
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.27%	0.07786
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	8.60%	0.16913
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.54%	0.05592
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.68%	0.17214

Nota: Los datos de precipitaciones siguen una distribución Pearson III ya que alcanzó un 99.49% de similitud.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°60

### Funciones de Distribución Probabilidades Teóricas



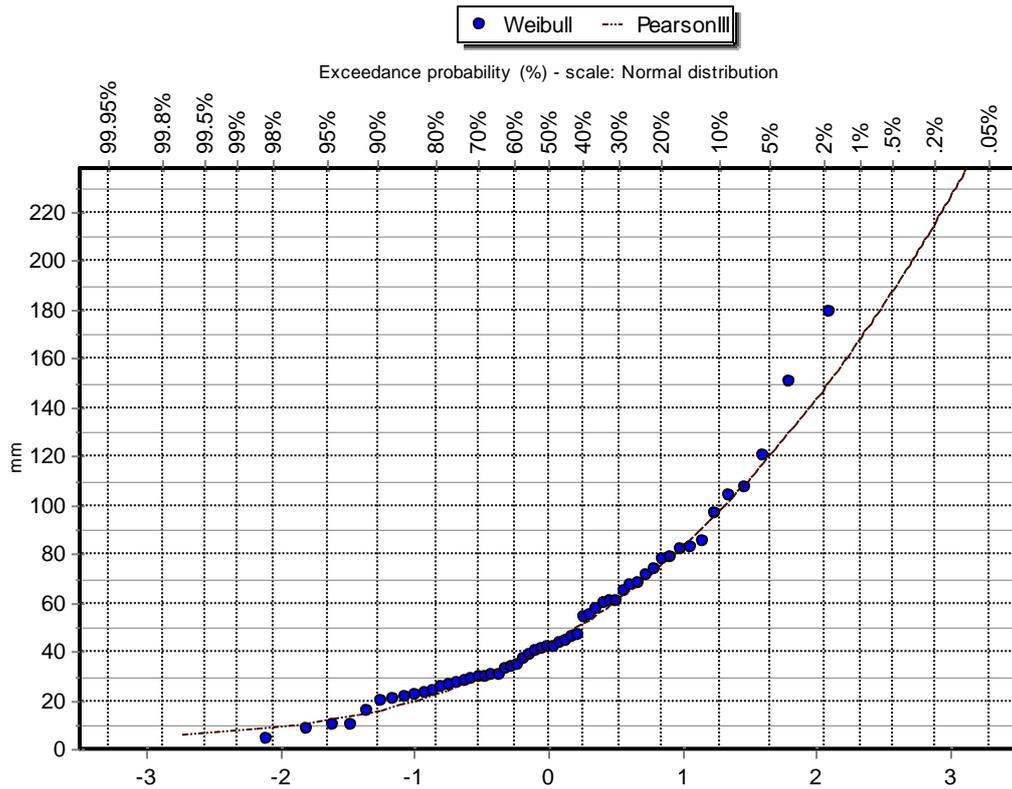
Fuente: Elaboración Propia

Se muestra gráficamente las diferentes funciones de distribución más comunes y recomendadas en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

En la siguiente figura se muestra gráficamente la función de distribución Pearson III es la que se ajustó más a nuestros datos de precipitaciones máximas en 24 horas. Lo cual nos apoyamos también con el software HYDROGNOMON para el cálculo de las precipitaciones máximas en diferentes periodos de retorno.

Figura N°61

### Función de Distribución Pearson III



Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°24

Precipitaciones Máximas en 24 Horas Estimadas

Periodo de Retorno (años)	PPmax (mm)
500	214.22
140	177.30
100	167.43
70	156.89
50	146.87
35	136.16
25	125.96
10	97.53
5	75.05
2	42.56

Fuente: Elaboración Propia

Las precipitaciones presentadas deberán ser multiplicadas por un factor de ajuste.

- Factor de ajuste de la frecuencia

La guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial (OMM), se recomienda multiplicar los datos pluviométricos por un factor de ajustes de la frecuencia de observaciones diaria. Asumiendo que el caso de nuestras estaciones de registros, son aquellas que se registren una vez al día, las precipitaciones deberán multiplicarse por un factor de 1.13, según el cuadro siguiente.

Tabla N°25

Factor de Ajuste de la Frecuencia de Observación Diaria

Número de observaciones / día	1	2	3 - 4	5 - 8	9 - 24	> 24
Factor de ajuste	<b>1.13</b>	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

Fuente: OMM (2011)

Los valores de precipitaciones mostrados en la Tabla N°24, se incrementó por el factor indicado, generando nuevos valores que se convierten en las precipitaciones máximas ajustadas, los cuales se muestran en el cuadro N°25.

Tabla N°26

Precipitaciones Corregidas para Diferentes Períodos de Retorno

Periodo de Retorno (años)	PPmax(mm)
500	242.07
140	200.35
100	189.20
70	177.29
50	165.96
35	153.86
25	142.33
10	110.21
5	84.81
2	48.09

Fuente: Elaboración Propia

- Tiempo de concentración

Se utilizó el método California Culverts Practice por ser el que más se ajustó a nuestro escenario.

$$t_c = 0.0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$L$  : longitud del curso de agua más largo (m)

$H$  : diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida (m)

$$t_c = 0.0195 \left( \frac{33000^3}{(900 - 30)} \right)^{0.385}$$

$$t_c = 240 \text{ min} \cong 4.00 \text{ hr}$$

- Elaboración del hidrograma unitario de Snyder

Para las cuencas mayores a  $30.0 \text{ km}^2$ , se emplea el método del Hidrograma Unitario de Snyder, es un hidrograma que toma en cuenta las características del cauce y de la subcuenca, como parámetros de cálculo del hidrograma, lo cual hace que sea más representativa.

Tabla N°27

Datos para la Elaboración del Hidrograma Unitario de Snyder para  $Tr = 140$  años

Área de la cuenca	144.50	$\text{Km}^2$
Longitud del río	33.00	Km
Distancia del centro de gravedad	16.51	Km
Pendiente media	0.0264	m/m
$C_t$	2.00	
$C_p$	0.60	
Duración de la tormenta	4.00	Hr

Precipitación máxima 24 hr para $Tr = 140$ años	200.35	Mm
CN	69	

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del tiempo de retraso para una tormenta de duración estándar

$$(TI)_s = 0.752 * Ct(Lca * L)^{0.3}$$

$(TI)_s$  : Tiempo Lag Estándar (hr)

$Ct$  : Coeficiente que representan variaciones de los tipos y localizaciones de los ríos. Varían entre 1.8 y 2.2. Se asumirá 2

$Lca$  : Distancia del centro de gravedad de la subcuenca a su salida (km)

$L$  : Longitud del curso principal (km)

$Cp$  : Coeficiente adimensional varía entre 0.4 y 0.8, se asume 0.6.

$$(TI)_s = 0.752 * 2.00(16.51 * 33.00)^{0.3}$$

$$(TI)_s = 9.96 \text{ hr}$$

Duración de la tormenta estándar ( $D_s$ )

$$D_s = 1.81 \text{ hr}$$

Tiempo al que presenta el caudal pico ( $T_p$ )

$$TI = 10.50 \text{ hr}$$

$$T_p = 12.50 \text{ hr}$$

Caudal máximo al pico ( $Q_p$ )

$$Q_p = 57.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Amplitud del hidrograma unitario sintético de Snyder

$$W_{50} = 16.15 \text{ hr}$$

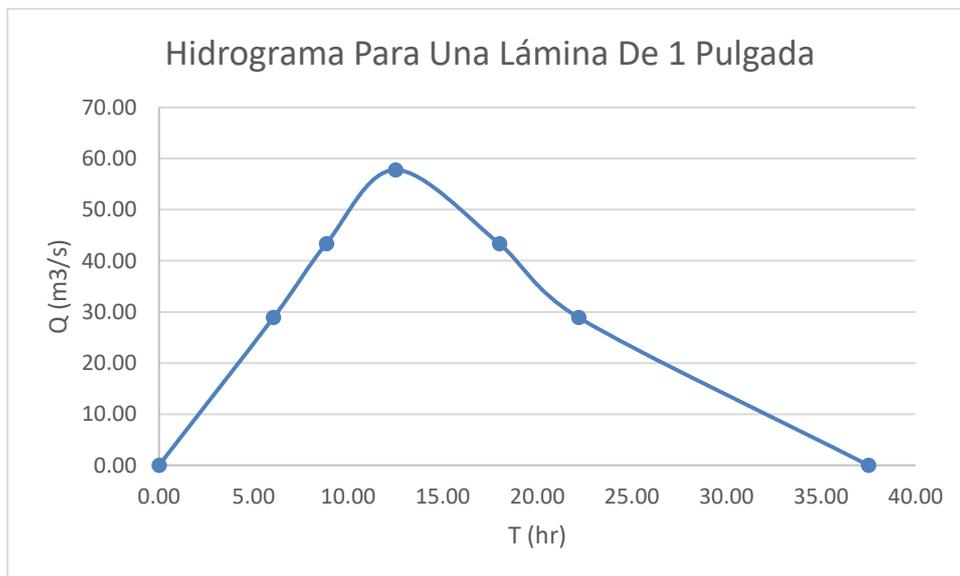
$$W_{75} = 9.15 \text{ hr}$$

Determinación de las coordenadas del hidrograma ( $Le = 1''$ )

Punto	Tiempo (hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	0.00
1	6.05	28.89
2	8.84	43.33
3	12.50	57.78
4	17.99	43.33
5	22.19	28.89
6	37.51	0.00

Figura N°62

Hidrograma Unitario para una Lámina de 1 Pulgada



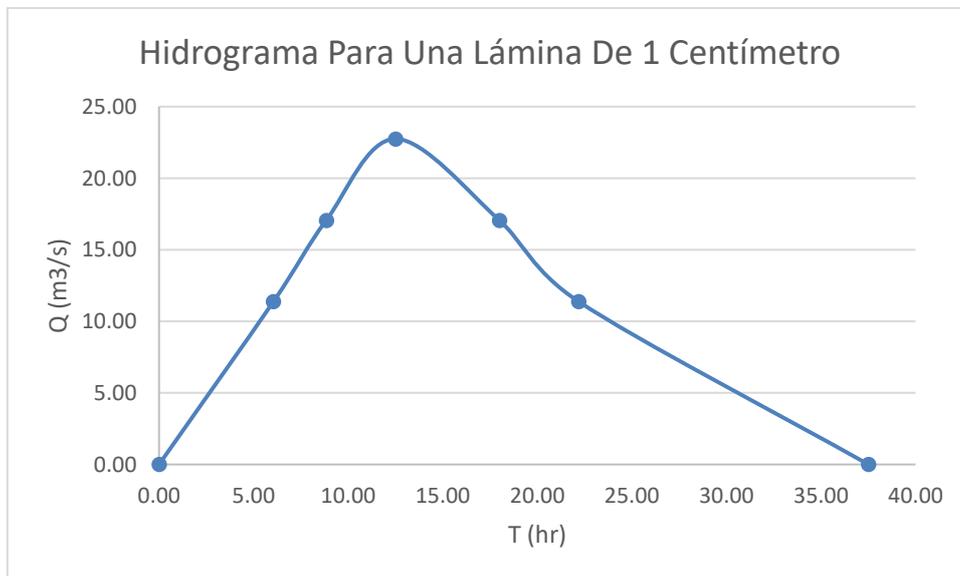
Fuente: Elaboración Propia

Obtención del hidrograma unitario para una lámina de 1 cm

Punto	Tiempo (hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	0.00
1	6.05	11.37
2	8.84	17.06
3	12.50	22.75
4	17.99	17.06
5	22.19	11.37
6	37.51	0.00

Figura N°63

Hidrograma Unitario para una Lámina de 1 Centímetro



Fuente: Elaboración Propia

Hidrograma de diseño  $t_r = 140$  años

$$S = 254 * \left( \left( \frac{100}{CN} \right) - 1 \right) = 114.12 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{(PP_{\text{máx}24\text{hr}} - 0.2 * S)^2}{(PP_{\text{máx}24\text{hr}} + 0.8 * S)} = 108.06 \text{ mm}$$

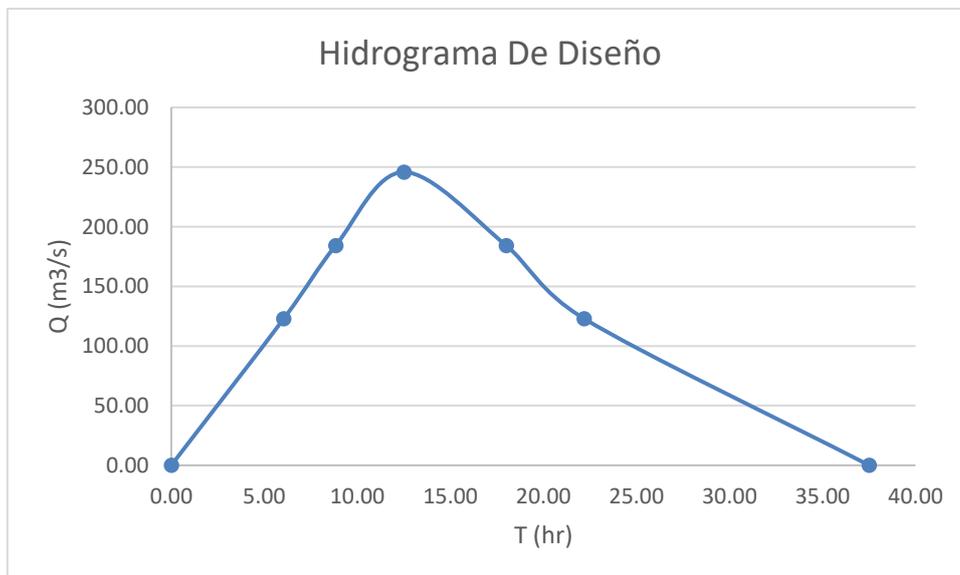
$$L_e = \frac{Q}{10} = 10.81 \text{ cm}$$

Cálculo de coordenadas para el hidrograma de diseño, en base a la lámina de escurrimiento de la cuenca  $L_e = 10.81 \text{ cm}$

Punto	Tiempo (hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	0.00
1	6.05	122.90
2	8.84	184.35
3	12.50	245.80
4	17.99	184.35
5	22.19	122.90
6	37.51	0.00

Figura N°64

Hidrograma de Diseño para un  $Tr = 140$  años



Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°28

Datos para la Elaboración del Hidrograma Unitario de Snyder para  $Tr = 500$  años

Área de la cuenca	144.50	Km <sup>2</sup>
Longitud del río	33.00	Km
Distancia del centro de gravedad	16.51	Km
Pendiente media	0.0264	m/m
Ct	2.00	
Cp	0.60	
Duración de la tormenta	4.00	Hr
Precipitación máxima 24 hr para $Tr = 500$ años	242.07	Mm
CN	69	

Fuente: Elaboración Propia

Hidrograma de diseño  $tr = 500$  años

$$S = 254 * \left( \left( \frac{100}{CN} \right) - 1 \right) = 114.12 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{(PP_{\text{máx}24\text{hr}} - 0.2 * S)^2}{(PP_{\text{máx}24\text{hr}} + 0.8 * S)} = 144.19 \text{ mm}$$

$$L_e = \frac{Q}{10} = 14.42 \text{ cm}$$

Cálculo de coordenadas para el hidrograma de diseño, en base a la lámina de escurrimiento de la cuenca  $L_e = 14.42 \text{ cm}$

Punto	Tiempo (hr)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	0.00
1	6.05	163.99
2	8.84	245.99
3	12.50	327.99
4	17.99	245.99

5	22.19	163.99
6	37.51	0.00

Figura N°65

Hidrograma de Diseño para un Tr = 500 años



Fuente: Elaboración Propia

- Determinación de los hietograma de diseño

Una vez obtenida la información de precipitación de diseño de cada uno de los componentes del modelo hidrológico, se procedió a realizar la generación de los hietogramas de diseño, es decir la distribución temporal de las precipitaciones máximas en 24 horas.

Para este fin, se utilizó como referencias el patrón de comportamiento de la lluvia determinado por el Soil Conservation Service (SCS) del U.S. Department of Agriculture (1986). Dicha institución desarrolló hietogramas sintéticos adimensionales para utilizarse en diferentes zonas con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos factores o hietogramas adimensionales se dedujeron de información de tormentas típicas presentadas por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973), así como de datos de tormentas adicional en diferentes regiones. Existen cuatro tipos de tormentas de 24 horas de duración, llamadas Tipo I, IA, II y III, representadas en forma de masa, a partir de las cuales se elaboraron los hietogramas correspondientes.

Los tipos I y IA corresponden al clima de la vertiente del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos.

El tipo III corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Antiplano, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes. El tipo II corresponde al resto del país y la cuenca alta del Antiplano (Chow et al., 1994).

Tabla N°29

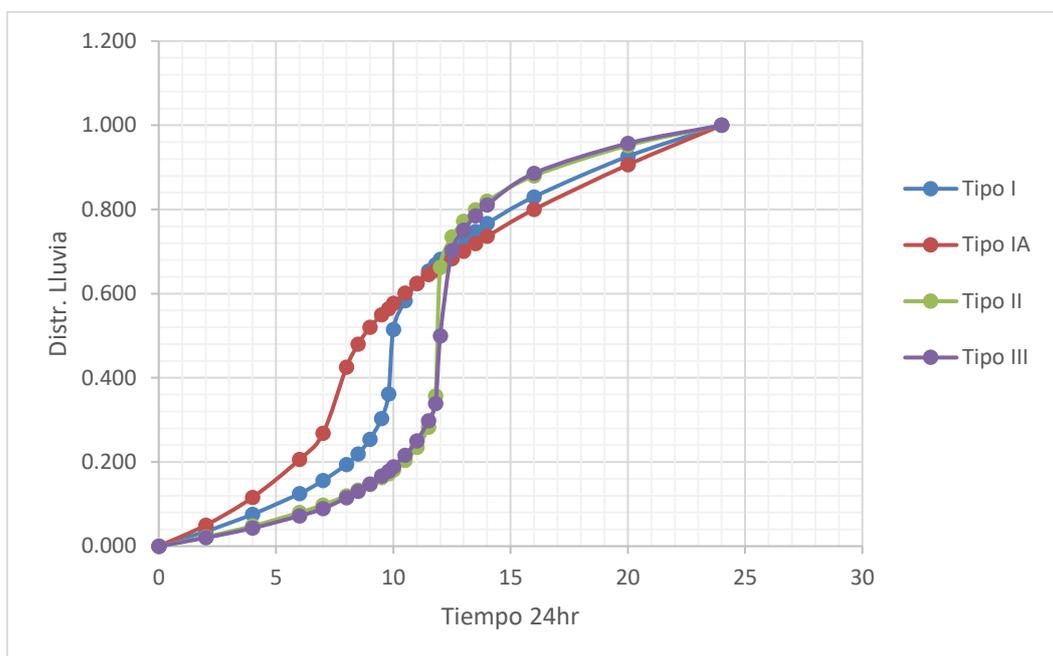
Hietograma Adimensional de Tormenta Típica 24 Horas

Tiempo h	t/24	Factores adimensionales Pt/P24			
		Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III
0	0.000	<b>0.000</b>	0.000	0.000	0.000
2	0.083	<b>0.035</b>	0.050	0.022	0.020
4	0.167	<b>0.076</b>	0.116	0.048	0.043
6	0.250	<b>0.125</b>	0.206	0.080	0.072
7	0.292	<b>0.156</b>	0.268	0.098	0.089
8	0.333	<b>0.194</b>	0.425	0.120	0.115
8.5	0.354	<b>0.219</b>	0.480	0.133	0.130
9	0.375	<b>0.254</b>	0.520	0.147	0.148
9.5	0.396	<b>0.303</b>	0.550	0.163	0.167
9.8	0.408	<b>0.362</b>	0.564	0.172	0.178
10	0.417	<b>0.515</b>	0.577	0.181	0.189
10.5	0.438	<b>0.583</b>	0.601	0.204	0.216
11	0.458	<b>0.624</b>	0.624	0.235	0.250
11.5	0.479	<b>0.654</b>	0.645	0.283	0.298
11.8	0.490	<b>0.669</b>	0.655	0.357	0.339
12	0.500	<b>0.682</b>	0.664	0.663	0.500
12.5	0.521	<b>0.706</b>	0.683	0.735	0.702
13	0.542	<b>0.727</b>	0.701	0.772	0.751
13.5	0.563	<b>0.748</b>	0.719	0.799	0.785
14	0.583	<b>0.767</b>	0.736	0.820	0.811
16	0.667	<b>0.830</b>	0.800	0.880	0.886
20	0.833	<b>0.926</b>	0.906	0.952	0.957
24	1.000	<b>1.000</b>	1.000	1.000	1.000

Fuente: Soil Conservation Service (1986)

Figura N°66

### Curvas de Distribuciones Adimensionales SCS



Fuente: Soil Conservation Service (1986)

Por lo anteriormente expuesto, el tipo de tormenta típica seleccionada para la distribución de la precipitación en 24 horas de la zona de estudio, es de Tipo I, correspondiente al clima de la vertiente del Pacífico con invierno húmedo y veranos secos.

La distribución de la lluvia o hietograma de diseño, necesarios para el modelo hidrológico, se obtuvo de la multiplicación de la precipitación de diseño obtenida para los periodos de retorno 140 años y 500 años por los respectivos factores adimensionales de la distribución adimensional SCS Tipo I.

Cabe mencionar que en cuencas muy pequeñas o reactivas la distribución de la precipitación de diseño puede considerarse una duración de concentración, siendo este el caso.

Tabla N°30

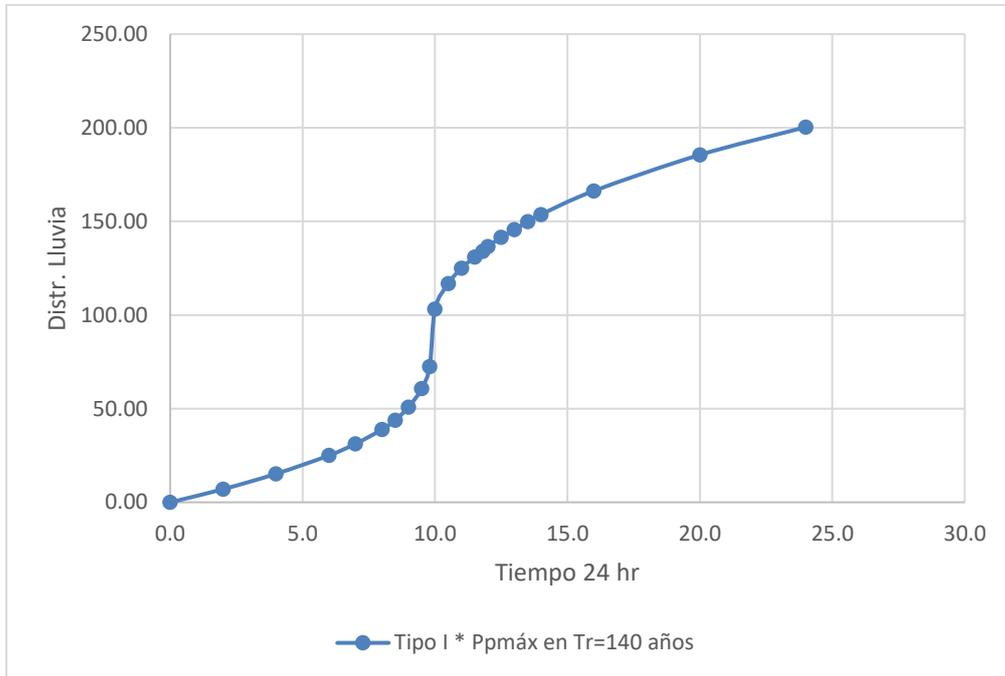
Hietograma de Tormenta Típica 24 Horas para Tr=140 Años

Tiempo h	PP acum	PP (mm)
0	0.00	0.00
1	3.51	3.51
2	7.01	3.50
3	11.12	4.11
4	15.23	4.11
5	20.14	4.91
6	25.04	4.90
7	31.25	6.21
8	38.87	7.61
9	50.89	12.02
10	103.18	52.29
11	125.02	21.84
12	136.64	11.62
13	145.65	9.02
14	153.67	8.01
15	159.98	6.31
16	166.29	6.31
17	171.10	4.81
18	175.91	4.81
19	180.71	4.80
20	185.52	4.81
21	189.23	3.71
22	192.94	3.71
23	196.64	3.70
24	200.35	3.71

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°67

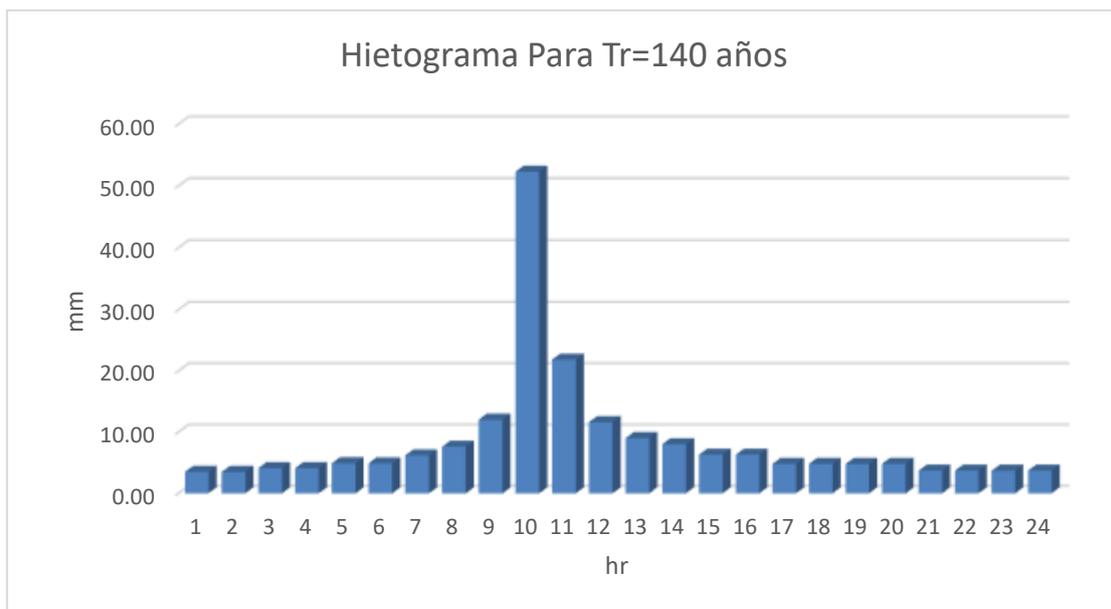
Curva de Hietograma de Distribución Acumulativa Tr=140 Años



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°68

Hietograma de Distribución por cada Hora Tr=140 Años



Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°31

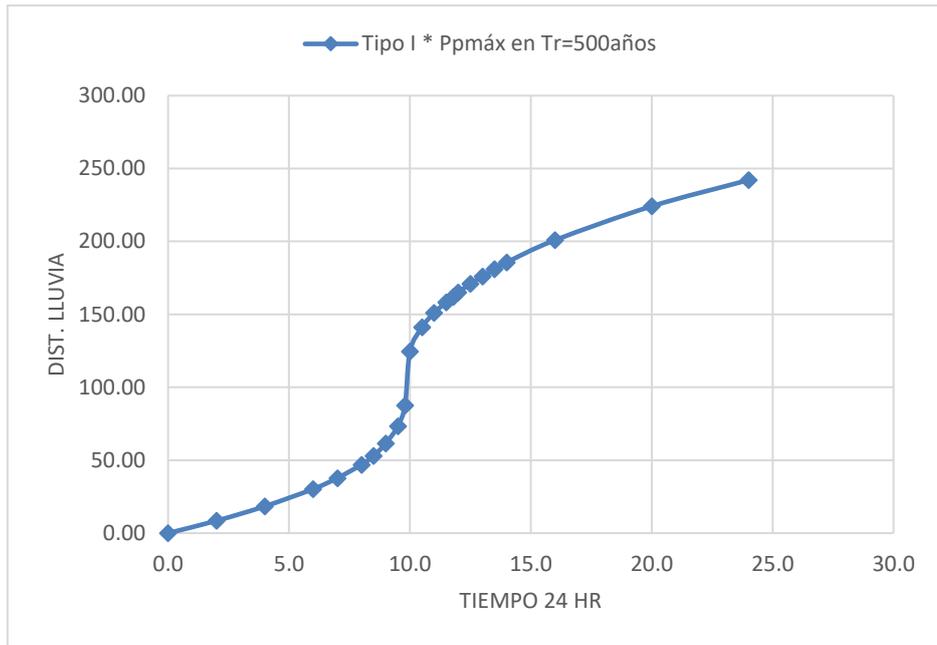
Hietograma de Tormenta Típica 24 Horas para Tr=500 Años

Tiempo h	PP acum	PP (mm)
0	0.00	0.00
1	4.24	4.24
2	8.47	4.24
3	13.44	4.97
4	18.40	4.96
5	24.33	5.93
6	30.26	5.93
7	37.76	7.50
8	46.96	9.20
9	61.49	14.52
10	124.67	63.18
11	151.05	26.39
12	165.09	14.04
13	175.98	10.89
14	185.67	9.68
15	193.30	7.63
16	200.92	7.62
17	206.73	5.81
18	212.54	5.81
19	218.35	5.81
20	224.16	5.81
21	228.64	4.48
22	233.12	4.48
23	237.59	4.47
24	242.07	4.48

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°69

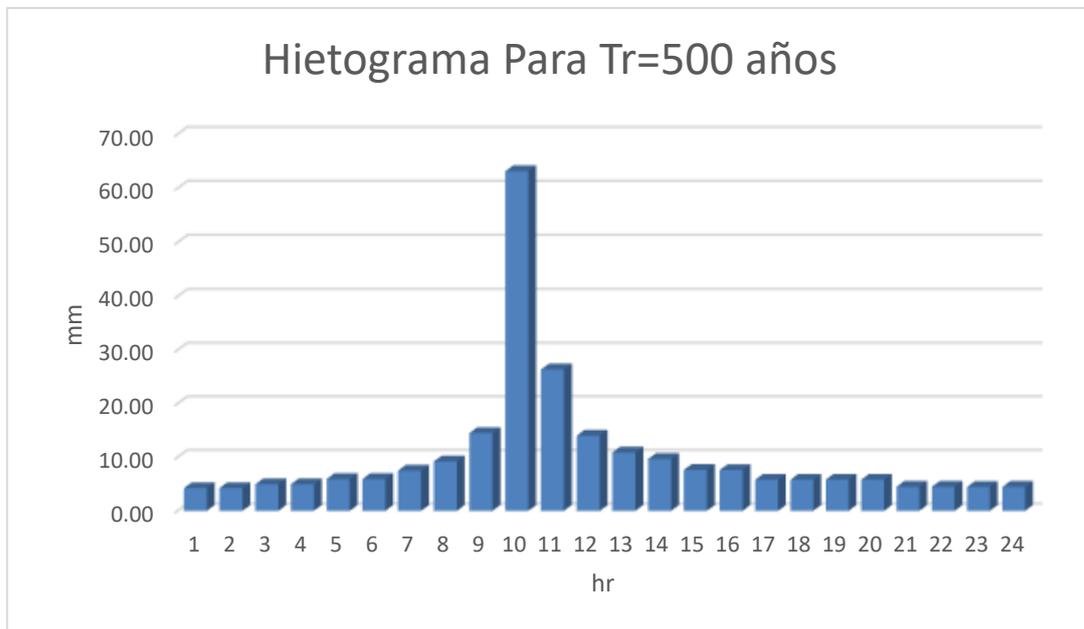
Curva de Hietograma de Distribución Acumulativa Tr=500 Años



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°70

Hietograma de Distribución por cada Hora Tr=500 Años



Fuente: Elaboración Propia

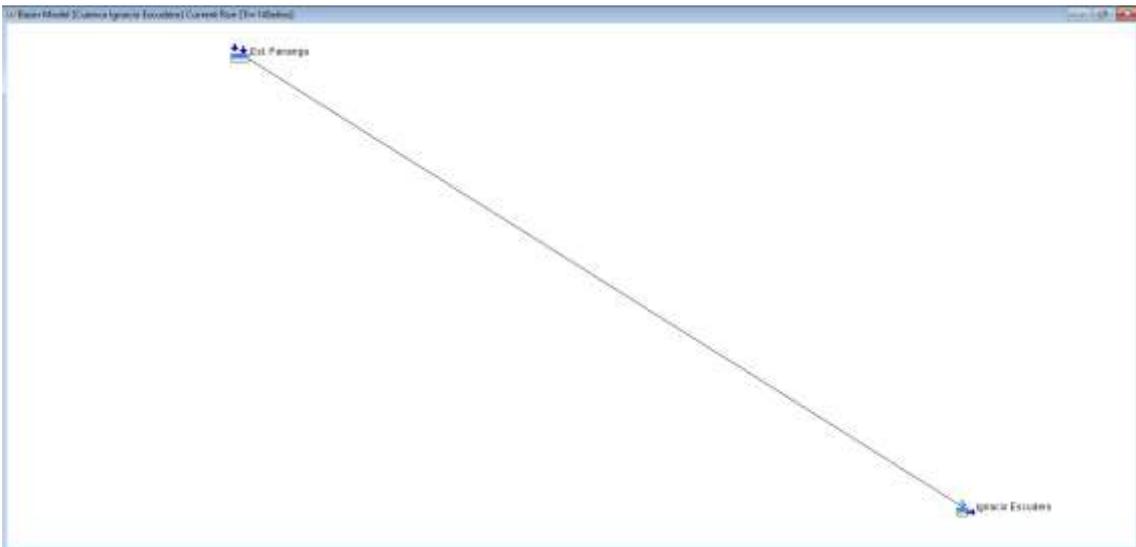
Al tener los datos de distribución por cada hora del hietograma de las precipitaciones máximas en 24 horas se ingresaron al software HEC HMS 4.6.

- Modelo numérico

Para la creación del modelo de cuenca se ingresaron todos los datos ya conocidos anteriormente de las Tablas N°30 y Tablas N°31 para la elaboración de hidrograma de Snyder en  $Tr = 140$  años y  $Tr = 500$  años.

Figura N°71

Creación de Sink y Subbasin del HEC HMS para  $Tr=140$  Años y  $Tr=500$  Años



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°72

Datos Subbasin del HEC HMS para  $Tr=140$  Años y  $Tr=500$  Años

Subbasin Loss Transform Options

**Basin Name: Cuenca Ignacio Escudero**  
**Element Name: Ignacio Escudero**

Description:

Downstream: Est. Pananga

\*Area (KM2) 144.50

Latitude Degrees:

Latitude Minutes:

Latitude Seconds:

Longitude Degrees:

Longitude Minutes:

Longitude Seconds:

Canopy Method: --None--

Surface Method: --None--

Loss Method: SCS Curve Number

Transform Method: Snyder Unit Hydrograph

Baseflow Method: --None--

Nota: Se detalla aguas abajo la estación Pananga, el área de la cuenca, el método de pérdida y el método de transformación.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°73

Datos Loss del HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años

Subbasin Loss Transform Options

**Basin Name: Cuenca Ignacio Escudero**  
**Element Name: Ignacio Escudero**

Initial Abstraction (MM)

\*Curve Number: 69

\*Impervious (%) 0.0

Nota: Se detalla el valor adimensional de la curva número

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°74

Datos Transform del HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años

Subbasin Loss Transform Options

**Basin Name:** Cuenca Ignacio Escudero  
**Element Name:** Ignacio Escudero

Method: Standard

\*Standard Lag (HR): 9.96

\*Peaking Coefficient: 0.6

Nota: Se detalla el tiempo de retardo y el coeficiente pico.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°75

Modelo Meteorológico al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años

Meteorology Model Basins Options

**Met Name:** Met 1

Description:

Unit System: Metric

Shortwave: --None--

Longwave: --None--

Precipitation: Specified Hyetograph

Evapotranspiration: --None--

Snowmelt: --None--

Replace Missing: Set To Default

Nota: Para la creación del modelo meteorológico se especificó el sistema de unidad métrico y hietograma de precipitación.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°76

Cuenca Incluida al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años

Met Name: Met 1	
Basin Model	Include Subbasins
Cuenca Ignacio Escudero	Yes

Nota: Se incluyó la cuenca Ignacio Escudero al modelo meteorológico.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°77

Estación Incluida al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años

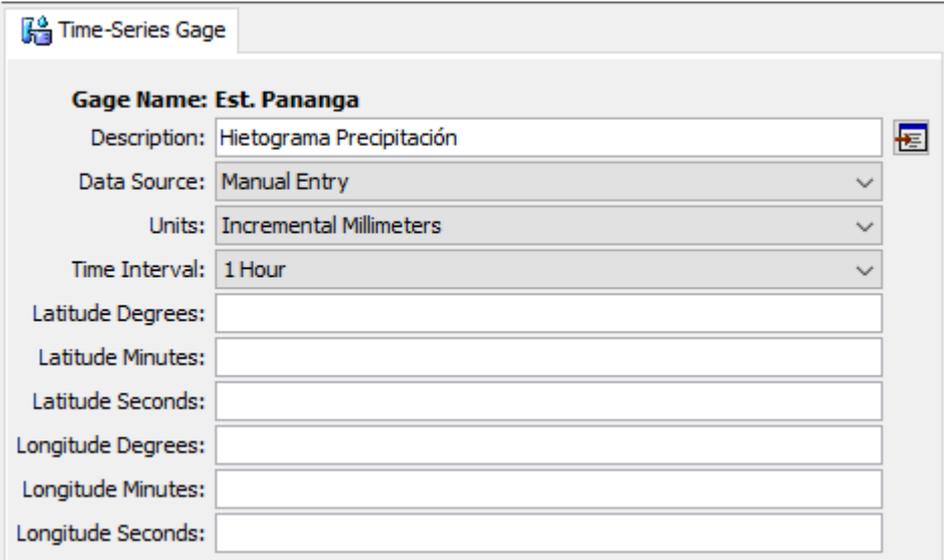
Met Name: Met 1	
Subbasin Name	Gage
Ignacio Escudero	Est. Pananga

Nota: Se especificó el hietograma de la estación Pananga.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°78

Serie de Tiempo al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años



**Time-Series Gage**

**Gage Name: Est. Pananga**

Description: Hietograma Precipitación

Data Source: Manual Entry

Units: Incremental Millimeters

Time Interval: 1 Hour

Latitude Degrees:

Latitude Minutes:

Latitude Seconds:

Longitude Degrees:

Longitude Minutes:

Longitude Seconds:

Nota: Se ingresaron los valores de la tormenta al programa HEC HMS 4.6 en intervalos de 1 hora para periodos de retorno de 140 años y 500 años.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°79

Especificación del Tiempo 24 Horas al HEC HMS para Tr=140 Años y Tr=500 Años

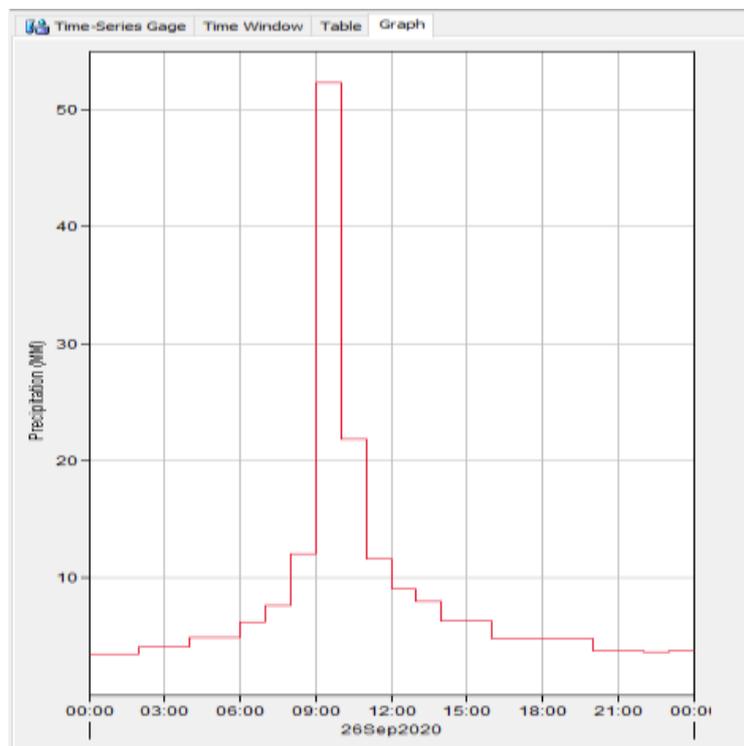
Gage Name: Est. Pananga	
*Start Date (ddMMYYYY)	26set. 2020
*Start Time (HH:mm)	00:00
*End Date (ddMMYYYY)	27set. 2020
*End Time (HH:mm)	00:00

Nota: Consideramos las 24 horas de duración del hietograma.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°80

Hietograma Ingresado al HEC HMS para Tr=140 Años

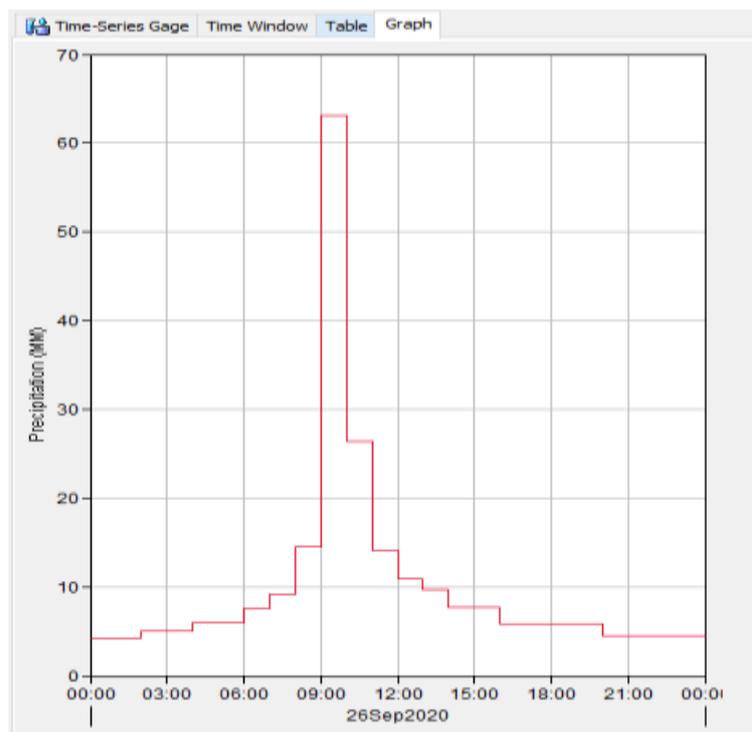


Nota: La precipitación máxima en el hietograma es a las 10 horas.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°81

Hietograma Ingresado al HEC HMS para Tr=500 Años



Nota: La precipitación máxima en el hietograma es a las 10 horas.

Fuente: Elaboración Propia

El modelo meteorológico se construyó con la información de las precipitaciones máximas de 24 horas de la estación pluviométrica Pananga, para periodos de retorno de 140 años y 500 años.

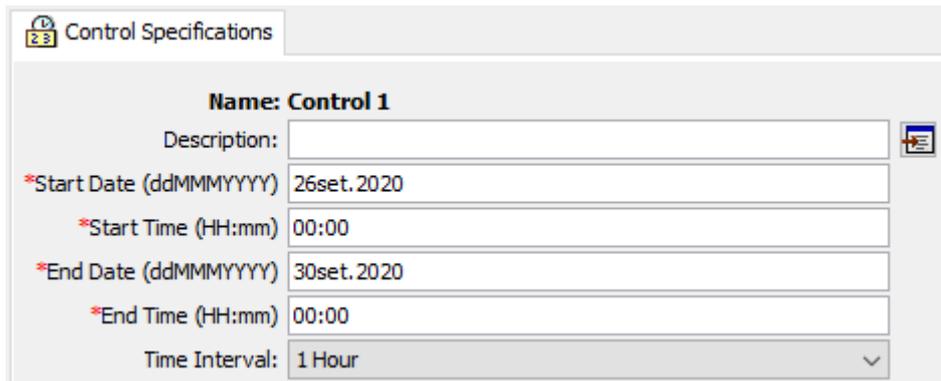
Cada valor de lámina de precipitación máxima determinada, fue transformado a perfiles de tormenta (hietograma) usando los perfiles de tormenta de la SCS tipo I, por ausencia de perfiles de tormenta en la zona.

- Modelo de control

El periodo de simulación es variable, se encuentra en el rango de 24 horas a 4 días, dependiendo del tamaño de la subcuenca.

Figura N°82

Especificaciones de Control al HEC HMS para  $Tr=140$  Años y  $Tr=500$  Años

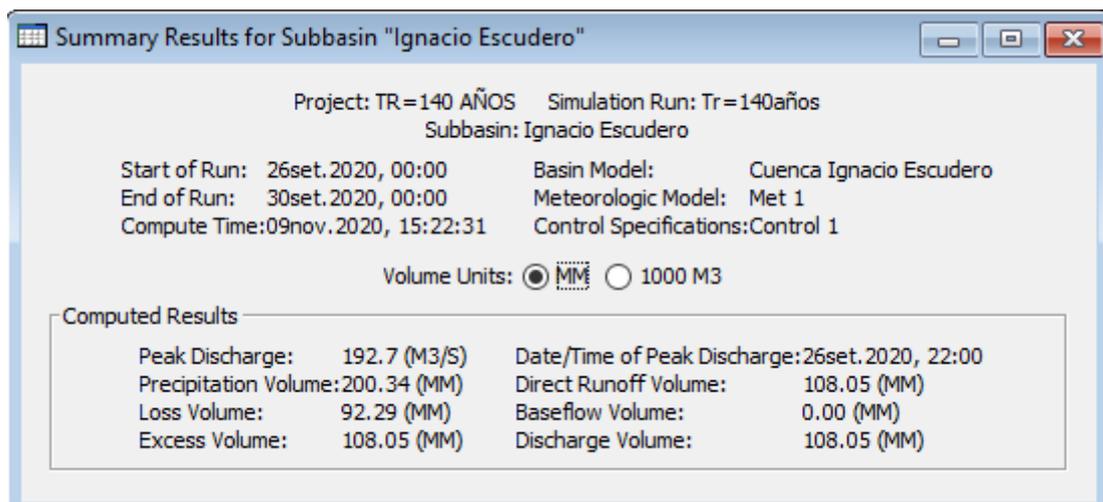


Nota: Se consideró un periodo de simulación de 4 días entre intervalos de 1 hora.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°83

Resultado de la Cuenca Ignacio Escudero en HEC HMS para Tr=140 Años

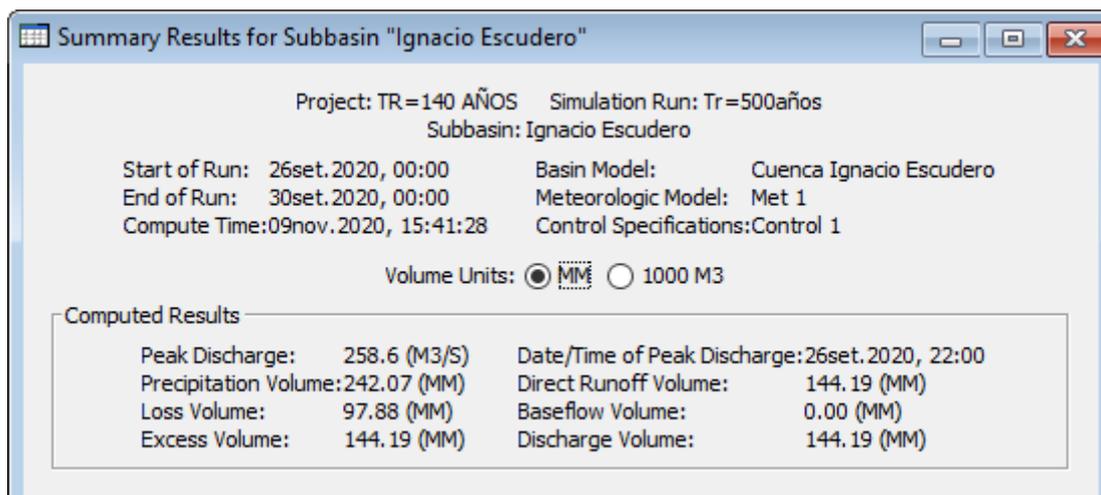


Nota: El caudal determinado por el HEC HMS para un periodo de retorno de 140 años es de 192.70 m<sup>3</sup>/s.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°84

Resultado de la Cuenca Ignacio Escudero en HEC HMS para Tr=500 Años



Nota: El caudal determinado por el HEC HMS para un periodo de retorno de 500 años es de 258.60 m<sup>3</sup>/s.

Fuente: Elaboración Propia

Los caudales obtenidos para un pre dimensionamiento de las obras hidráulicas con una tormenta Tipo I vs el hidrograma efectivo de lluvias de Snyder, se muestran en la siguiente tabla.

Tabla N°32

#### Caudales Máximos

Cuenca	Hidrograma con Tormentas		Hidrograma Efectivo
	Tr	Caudal	Caudal
Años		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
Ignacio	140	<b>192.70</b>	203.83
Escudero	500	<b>258.60</b>	271.98

Nota: Desarrollando el Hidrograma Unitario de Snyder sin necesidad de datos de lluvia se determinó caudales de 203.83 m<sup>3</sup>/s y 271.98 m<sup>3</sup>/s.

Utilizando datos adimensionales de tormenta típica 24 horas del SCS se determinó caudales de 192.70 m<sup>3</sup>/s y 258.60 m<sup>3</sup>/s.

Fuente: Elaboración Propia

- Determinación del transporte de sedimentos

El análisis de transporte de sedimentos se realizó solo para el tramo de estudio donde las pendientes de las quebradas se detallan en la Tabla N°33.

Tabla N°33

Pendiente del Tramo en Estudio

Quebrada	Cota Aguas	Cota Aguas Abajo	Tramo de estudio	S
	Arriba Del Eje Del Puente	Del Eje Del Puente		
	msnm	msnm	m	m/m
Ignacio Escudero	23.37	23.38	805.00	0.000012

Fuente: Elaboración Propia

El caudal de transporte sólido potencial se calculó con cinco fórmulas empíricas conocidas en la literatura especializada.

Al aplicar las fórmulas empíricas conocidas, se obtienen los caudales unitarios sólidos de fondo o de arrastre.

La granulometría es la que corresponde a la calicata más cercana a la sección analizada.

Tabla N°34

Transporte de Fondo para Caudales con Tr:140 Años

Quebrada	Caudal Líquido m <sup>3</sup> /s	Caudal Unitario Sólido de fondo m <sup>2</sup> /s					q (Sólido Máximo) m <sup>2</sup> /s	Caudal Sólido m <sup>3</sup> /s	Caudal Total m <sup>3</sup> /s
		Schoklitsch (1950), Maza-Álvarez & García-Flores (1996)	Meyer-Peter & Müller (1948)	Engelud & Hansen (1967)	Mizuyama & Shimohigashi (1985)	Einstein-Brown (1950)			
Ignacio Escudero	192.70	0.0002	0.0009	0.0001	0.0000	0.0000	0.0009	0.0568	192.76

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°35

Transporte de Fondo para Caudales con Tr:500 Años

Quebrada	Caudal	Caudal Unitario Sólido de fondo m <sup>2</sup> /s					q (Sólido Máximo)	Caudal Sólido	Caudal Total
	Líquido m <sup>3</sup> /s	Meyer- Peter & Müller (1948)	Schoklitsch (1950), Maza- Álvarez & Garcia- Flores (1996)	Engelud & Hansen (1967)	Mizuyama & Shimohigashi (1985)	Einstein- Brown (1950)	m <sup>2</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
Ignacio Escudero	258.60	0.0291	0.0012	0.0082	0.0000	0.0000	0.0291	1.7477	260.35

Fuente: Elaboración Propia

El caudal de diseño final se determinará según la siguiente expresión:

$$Q_d = Q + Q_s$$

Donde:

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

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

$Q_s$  : Capacidad de transporte de sólidos de arrastre (m<sup>3</sup>/s)

La siguiente tabla se presenta los caudales de diseño obtenidos con arrastres de sedimentos.

Tabla N°36

Caudal de Diseño

Cuenca	Tr	Caudal
	Años	m <sup>3</sup> /s
Ignacio	140	192.76
Escudero	500	260.35

Fuente: Elaboración Propia

- Caudal determinado en base a la huella máxima dejada por el evento

El caudal observado por PORVIAS NACIONAL se generó a partir de las huellas marcadas en el cauce por los eventos ocurridos en los años 1983, 1998 y 2017, teniendo el área hidráulica, la pendiente del cauce con los trabajos topográficos y la rugosidad de la biografía hidráulica se obtuvo el caudal máximo transitado. Para lo cual se identificó tramos rectos para la evaluación del caudal.

Figura N°85

Trabajo de Campo



Fuente: Provias Nacional (2018)

Tabla N°37

Caudal Determinado a Partir de las Huellas Marcadas en el Cauce por el Transito del Evento

Quebrada	Longitud	Altura De Agua		*Velocidad	Caudal
		Máximo Observado			
	m	m		m/s	m <sup>3</sup> /s
Ignacio Escudero	250	0.70		0.80	140

Nota: \* Velocidad promedio, determinada con la simulación hidráulica en el tramo de estudio.

Fuente: Provias Nacional (2018)

- Comparación de caudales de crecidas

Para determinar el caudal correspondiente al caudal transitado se realizaron escenarios para diferentes periodos de retornos; manteniendo los siguientes parámetros constantes: área de la cuenca, tiempo de concentración y el valor de “N” de escurrimiento (valor obtenido de los mapas de Número de Curva para condiciones Secas y Húmedas, determinadas por la ANA).

El valor que se va incrementando para los diferentes escenarios de periodos de retorno es la precipitación.

Se consideró a la precipitación como parámetro de calibración para el modelo hidrológico, por ser un valor que influye directamente en la esorrentía superficial según los eventos ocurridos en el ámbito de estudio.

Al realizar la comparación de los caudales generados y observados se determinó que los eventos ocurridos se ajustan a un periodo de retorno de 70 años, las mismas que se detallan en la Tabla N°38.

Tabla N°38

Comparación de Caudal Generado y el Caudal Observado de los Eventos Ocurridos

Quebrada	Tr	Área	T lag	CN	PPmax24hr	Caudal	Caudal	PPmax24hr	Caudal
					(Provias Nacional)	Generado (Provias Nacional)	Observado (Provias Nacional)	(Investigación Actual)	Generado (Investigación Actual)
	Años	km <sup>2</sup>	Hr		mm	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	mm	m <sup>3</sup> /s
Ignacio Escudero	50				159.24	134.70		165.96	*
	70				169.48	149.90		177.29	*
	100	144.50	9.95	69.37	180.17	166.10	140.00	189.20	*
	140				190.12	181.50		200.35	<b>192.76</b>
	500				226.86	240.40		242.07	<b>260.35</b>

Nota: \* Caudales no analizados para este trabajo de investigación.

Fuente: Elaboración Propia

## 5.6. Presentación del estudio Hidráulico

El estudio de hidráulico desarrollado en la investigación empezó con un análisis numérico con el software HEC RAS 5.0.6 con la información de los parámetros proporcionados por Provias Nacional, nuestro estudio hidrológico y topografía generados en el software Autocad Civil 3D 2020.

La geometría fue importada del software Autocad Civil 3D 2020 al HEC RAS 5.0.6, se creó el puente con las dimensiones del expediente técnico y se sumó todos los parámetros anteriormente calculados.

De acuerdo a los resultados obtenidos se calculó la socavación local, general y total para luego proponer la solución óptima en el estudio geotécnico de como contrarrestar el fenómeno erosivo que ataca a este puente.

### 5.6.1. Análisis y resultados del estudio Hidráulico

#### - Pérdidas Locales

Para el cálculo de las pérdidas locales de contracción y expansión debido a la variabilidad de las características geométricas, se han adoptado los valores indicados en la siguiente tabla.

Tabla N°39

#### Coefficiente de Perdidas Locales

Perdida Local	Coefficiente
Contracción	0.10
Expansión	0.30

Fuente: Provias Nacional (2018)

#### - Coeficientes de rugosidad

Para el cauce de la quebrada Ignacio Escudero se ha considerado una rugosidad de 0.11, por estar cubierto con densa vegetación (Totorá), en toda la longitud de análisis.

Figura N°86

Valores de Coeficiente de Rugosidad de Manning para Corrientes Naturales

TIPO DE CANAL		MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Corrientes menores (Ancho menor que 30m)	a. Ríos en planicies			
	Rectos, sin zonas muertas	0.025	0.030	0.033
	Rectos sin zonas muertas con piedras y malezas	0.030	0.036	0.040
	Sinuoso, vegetación y piedras	0.035	0.045	0.050
	Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso	0.045	0.050	0.060
	Abundante vegetación, sinuoso.	0.075	0.100	0.150
	b. Torrentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos, árboles y arbustos sumergidos			
Gravas, cantos rodados y algunas rocas.	0.030	0.040	0.050	
Cantos rodados con rocas grandes.	0.040	0.050	0.070	
Planicies de Inundación	a. con pasto sin arbusto			
	Pastizales bajos	0.025	0.030	0.035
	Pastizales altos	0.030	0.035	0.050
	b. áreas cultivadas			
	Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
	Con cultivos	0.030	0.040	0.050
	c. Arbustos y Malezas			
	Escasos	0.040	0.060	0.080
	Densos	0.070	0.100	0.160
	d. Árboles			
Sauces	0.110	0.150	0.200	
Tierra despejada con troncos	0.030	0.040	0.050	
Ríos principales (Ancho mayor que 30m)	Secciones regulares	0.025	-	0.060
	Secciones Irregulares	0.035	-	0.100

Fuente: Ven Te Chow (1983)

Figura N°87

Vegetación Densa en el Cauce de la Quebrada



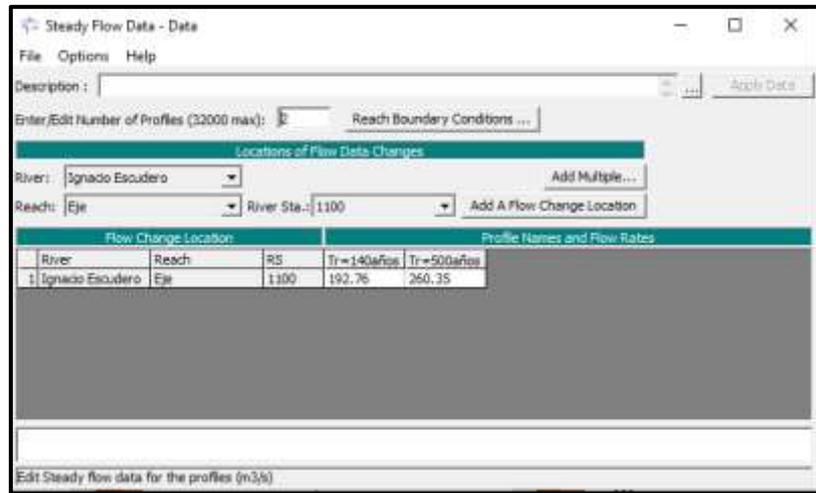
Fuente: Provias Nacional (2018)

- Modelo Numérico

Se importó la geometría del software Autocad Civil 3D 2020 al HEC RAS para definir los parámetros del cauce.

Figura N°88

Creación de Caudales en HEC RAS

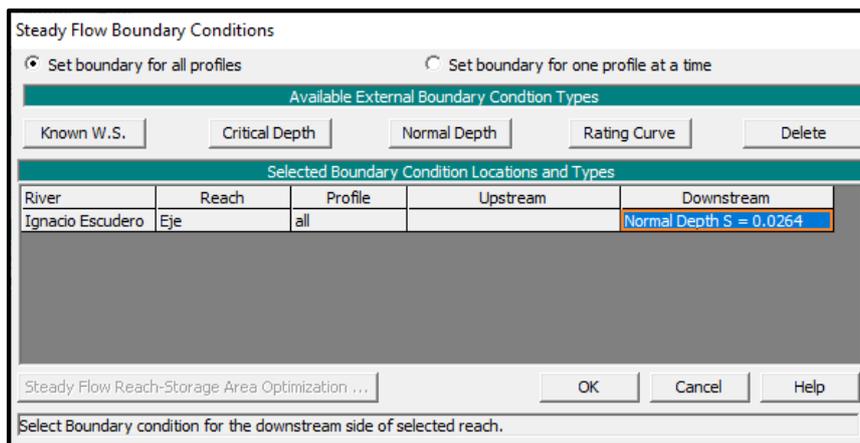


Nota: Se ingresó los caudales de diseño determinados en el estudio de hidrología para  $Tr=140$  años y  $Tr=500$  años.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°89

Creación de Condiciones de Contorno en HEC RAS



Nota: Se ingresó la pendiente ( $s=0.0264$  m/m) del cauce principal.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°90

Creación del Puente en HEC RAS

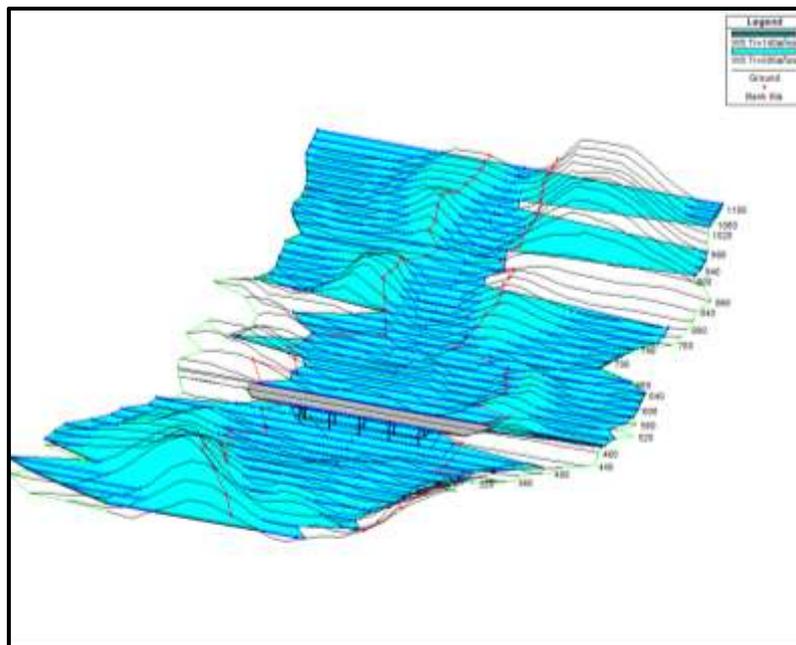


Nota: Las dimensiones de la plataforma, pilas y estribos se encuentran en anexos del estudio hidráulico.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°91

Vista del Puente en HEC RAS



Nota: Simulación del modelo numérico con los caudales  $Tr=140$  años y  $Tr=500$  años.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°92

### Datos Hidráulicos del Puesto en HEC RAS

The screenshot shows the 'Bridge Output' window in HEC RAS. The window title is 'Bridge Output'. The menu bar includes 'File', 'Type', 'Options', and 'Help'. The 'River' is set to 'Ignacio Escudero', the 'Profile' is 'Tr=500años', the 'Reach' is 'Eje', and the 'RS' is '460.01'. The 'Plan' is also 'Ignacio Escudero'. Below the input fields, there is a table with the following data:

Plan: Ignacio Escudero		Ignacio Escudero		Eje RS: 460.01		Profile: Tr=500años	
E.G. US. (m)	26.77	Element	Inside BR US	Inside BR DS			
W.S. US. (m)	26.76	E.G. Elev (m)	26.76	26.75			
Q Total (m3/s)	260.35	W.S. Elev (m)	26.75	26.75			
Q Bridge (m3/s)	260.35	Crit W.S. (m)	24.08	23.99			
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.38	3.37			
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.44	0.40			
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	595.50	644.63			
Weir Submerg		Froude # Chl	0.08	0.07			
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	953.91	1061.92			
Min El Weir Flow (m)	28.30	Hydr Depth (m)	2.69	2.86			
Min El Prs (m)	27.00	W.P. Total (m)	259.41	263.62			
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	9768.1	11133.7			
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	221.17	225.61			
BR Open Area (m2)	662.08	Frctn Loss (m)	0.01	0.00			
BR Open Vel (m/s)	0.44	C & E Loss (m)	0.00	0.00			
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	15.99	13.11			
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	6.99	5.30			

Below the table is a section for 'Errors, Warnings and Notes' which is currently empty. At the bottom of the window, there is a 'Select Profile' button.

Nota: Generación de datos del puente para el análisis de socavación general, local y total.

Fuente: Elaboración Propia

#### - Cálculo de socavación

La socavación se determinó en base al caudal de avenida correspondiente a un periodo de retorno de 500 años y teniendo en cuenta que el material de cauce es no cohesivo.

Se ejecutaron cuatro calicatas en el lecho de la quebrada Ignacio Escudero a fin de determinar sus características geotécnicas.

Se tomó en cuenta la granulometría obtenida del cauce, se procedió con el cálculo del diámetro medio de la muestra obtenida, debido a que este diámetro será representativo para los cálculos de socavación.

$$D_m = \frac{\sum(\text{Diámetro tamiz} * \% \text{parcial retenido})}{\sum \% \text{parcial retenido}}$$

La socavación general ocurre durante la ocurrencia de la avenida de diseño se incrementa la capacidad de la quebrada de acarrear sedimentos durante las avenidas. Dicha socavación se calculó aplicando el método de Lischtvan-Levediev para suelos no cohesivos y aguas claras.

Velocidad media del cauce:

$$V = 0.44 \text{ m/s}$$

Velocidad crítica:

$$V_c = 6.19h^{1/6}D_{50}^{1/3} = 6.19(3.38)^{1/6} \left( \frac{0.72}{1000} \right)^{1/3} = 0.68 \text{ m/s}$$

Agua clara:

$$V < V_c$$

Tirante después de producirse la socavación:

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

Coefficiente:

$$\alpha = 0.833$$

Coefficiente de frecuencia:

$$\beta = 0.7929 + 0.0973T_r = 1.056$$

Diámetro característico del lecho:

$$D_m = 0.72 \text{ mm}$$

Exponente:

$$z = 0.394557 - 0.04136 \log D_m - 0.0089 \log^2 D_m = 0.400$$

Factor de corrección por contracción del cauce:

$$\mu = 1.00$$

Factor de corrección por agua clara:

$$\varphi = 1.00 \frac{T}{m^3} (\text{Agua clara})$$

Tirante después de producirse la socavación:

$$H_s = \left[ \frac{(0.833)(3.38)^{5/3}}{0.68(1.056)(1)(1)(0.72)^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+0.40}} = 5.06 \text{ m}$$

Profundidad de socavación:

$$H_s - h = 5.06 - 3.38 = 1.68 \text{ m}$$

Velocidad media real de la corriente:

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} = 1.253 \text{ m/s}$$

Velocidad media erosiva:

$$V_e = 0.68\beta D_m^{0.28} H_s^z = 1.253 \text{ m/s}$$

Equilibrio de transporte de sedimentos:

$$V_r = V_e$$

La socavación por contracción es un tipo de erosión debido al estrechamiento del cauce, esto ocurre en corrientes contraídas por espigones, diques, puentes y acumulación de material en las aberturas de los puentes. Dicha socavación se calculó aplicando el método Straub.

$$H_s = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$$

Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción:

$$B_1 = 235.87 \text{ m}$$

Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción:

$$B_2 = 214.25 \text{ m}$$

Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción:

$$h_1 = 3.58 \text{ m}$$

Profundidad de agua después de producida la socavación por contracción:

$$H_s = \left( \frac{235.87}{214.25} \right)^{0.642} * 3.38 = 3.60 \text{ m}$$

La socavación local en pilas para un flujo paralelo al eje mayor de la pila se calculó aplicando el método de Laursen y Toch.

$$y_s = K_f K_g a$$

Coefficiente que depende de la forma de la nariz del pilar:

$$K_f = 0.90$$

Coefficiente que depende de la relación  $H_s/a$ :

$$K_g = 3.60$$

Ancho del pilar:

$$a = 1.20 \text{ m}$$

Profundidad de socavación local medida a partir del fondo de cauce:

$$y_s = 2.10 \text{ m}$$

De acuerdo con el análisis hidráulico para una luz de 252.00 m, se determinó que se produce una socavación de 3.78m en la zona emplazada del puente, con los siguientes ( $D_m$ ).

Tabla N°40

Diámetros Medios Determinado para el Puente Ignacio Escudero

Calicata	D <sub>m</sub>	D <sub>50</sub>
C1	0.89	
C2	1.52	<b>0.72</b>
C3	3.27	
<b>C4</b>	<b>0.72</b>	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°41

Comparación de Resultados de Socavación en el Puente Ignacio Escudero

Ubicación	Provias Nacional				Investigación Actual		
	Socavación				Socavación		
	General	Contracción	Local	Total	General con Contracción	Local	Total
Estribo Izquierdo	0.45	0.51	0.00	0.96	<b>1.68</b>	<b>0.00</b>	<b>1.68</b>
Cauce	0.45	0.51	2.09	3.06	<b>1.68</b>	<b>2.10</b>	<b>3.78</b>
Estribo Derecho	0.45	0.51	0.00	0.96	<b>1.68</b>	<b>0.00</b>	<b>1.68</b>

Nota: Se determinó la socavación total para las pilas y estribos con un periodo de retorno de 500 años, se tuvo una diferencia de 0.72 m de socavación respecto al estudio de Provias Nacional.

Fuente: Elaboración Propia

- Protección de control de erosión

De los resultados obtenidos del modelamiento hidráulico realizado en el tramo de estudio, la quebrada La Manuela presenta desbordes para un caudal

correspondiente a un periodo de retorno de 140 años y 500 años por ambas márgenes, debido a que la quebrada La Manuela no es muy profunda, por lo cual es necesario la conformación de protección para el control de erosión en la margen derecha e izquierda, con una longitud máxima de 150 metros aguas arriba y 50 metros agua abajo según condiciones topográficas y la no afectación de estribos del puente.

Resultados obtenidos:

Velocidad media del cauce:

$$V = 0.44 \text{ m/s}$$

Velocidad crítica:

$$V_c = 0.68 \text{ m/s}$$

Altura del cauce de la quebrada:

$$h = 3.38 \text{ m}$$

Tensión de arrastre del agua:

$$T = 15.99 \text{ N/m}^2$$

Por lo tanto, se decidió 2 tipos de protección para realizar el análisis técnico económico, el gavión tipo caja y las geobolsas para la conformación de protección del control de erosión, ya que estos cumplen con los requisitos hidráulicos de la zona de estudio, el gavión tipo caja soporta una velocidad crítica de hasta 4.9m/s y una tensión de arrastre de 280N/m<sup>2</sup>, para el caso de las geobolsas estos son geotextiles de alta resistencia, por lo tanto soportan una velocidad crítica de hasta 4m/s y una tensión de arrastre de 180KN/m, de lo mencionado se concluye que, los dos tipos de protección son hidráulicamente óptimos para la zona de estudio.

#### 5.7. Presentación del estudio Geotécnico

Se elaboró un modelo geotécnico para evaluación con los softwares: AutoCad Civil 3D 2019 y Slide V6.0. El primer paso que se realizó para el estudio, fue obtener la geometría de estudio a través de la topografía, se obtuvo las curvas de nivel del

terreno a estudiar y del cual se generó las secciones transversales aproximadas del cauce de la quebrada Manuela donde se ubica el Puente Ignacio Escudero, estas secciones nos ayudaron a obtener aproximaciones de los taludes y del cauce de la quebrada, con el cual se hizo un boceto de los taludes para hacer las correcciones necesarias hasta lograr un modelo geométrico final.

El siguiente paso fue la realización del modelo geotécnico en el software Slide V6.0. De las geometrías obtenidas del AutoCad Civil 3D, se identificó el talud más afectado del cual se importó el diseño geométrico final al software Slide V6.0, a esta geometría se le asignó parámetros y características a los materiales, estos parámetros se obtuvieron del estudio de Geología y Geotecnia del Estudio definitivo del Puente Ignacio Escudero, los parámetros ingresados fueron ángulo de fricción, densidad y cohesión, parámetros que son necesarios para el cálculo de la resistencia al corte propuesto por Morh – Coulomb y para que el software Slide V6.0 realice los análisis de estabilidad de talud, estabilidad que se analiza de manera estático y pseudoestático.

Para el caso de estabilidad de talud simple, estabilidad de talud con sistema de protección de Gavión tipo caja y estabilidad de talud con sistema de protección de Geobolsas el proceso fue el mismo, solo se varió los diseños geométricos y los parámetros utilizados para cada sistema de protección, lo que si mantuvo constante fue las propiedades del suelo del talud.

Para el sistema de estabilización de Gavion tipo caja el diseño se basó en las tablas de diseño del Manual de revestimiento de canales y cursos de agua de Maccaferri, y en el software GawacWin en el cual obtuvimos parámetros de la malla y piedra que utiliza este sistema. El análisis de estabilidad lo realizamos en el software Slide v.6.0, y el análisis de vuelco, deslizamiento y estabilidad en el software GawacWin. La alternativa de Gavión tipo Caja se diseñó con la finalidad de: estructura de contención y como protección para el control de erosión.

Para el sistema de protección de Geobolsas nos basamos en los parámetros de la empresa ANDEX, el cual nos brinda un cuadro con todas las especificaciones técnicas de las Geobolsas GB1200, el diseño de las Geobolsas se analizó en el software Slide V6.0, con el cual pudimos realizar la estabilidad de manera estático y pseudoestático para la verificación correspondiente. (Figura N°56)

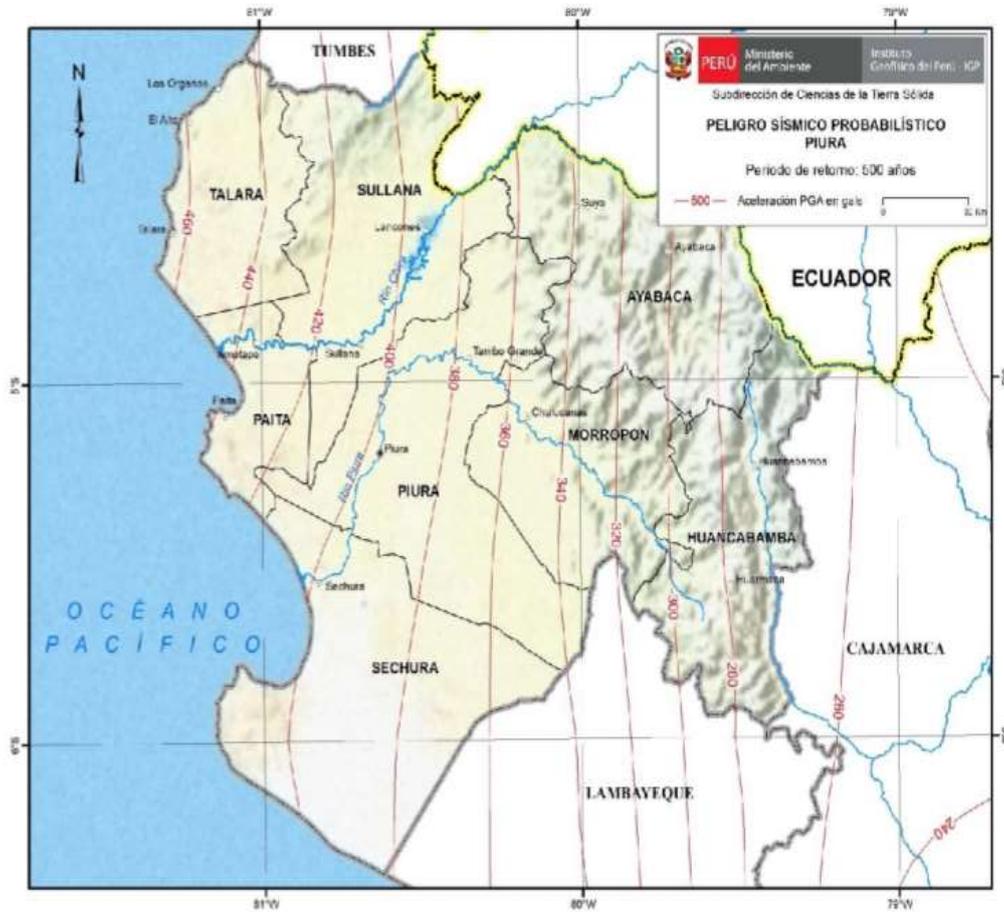
### 5.7.1. Análisis y resultados del estudio Geotécnico

#### - Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico recomendado a utilizar para el análisis sísmico tiene que ser igual a 0.5 de la aceleración máxima horizontal en la ubicación del sistema de protección para el control de erosión de acuerdo con la zona de proyecto (PGA en base a la recomendación del cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, Hynes y Franklin, 1984)) por consiguiente, para fines del análisis de estabilidad de la investigación se optó por seleccionar una aceleración máxima horizontal 420 gals, dato obtenido del estudio de Re-Evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú del mapa de peligro sísmico probabilístico del departamento de Piura proporcionado por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) con un tiempo de 500 años de retorno. Por lo tanto, por la recomendación mencionada del cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos el factor que se utilizó para la aceleración horizontal con las transformaciones de unidades correspondientes es de 0.21g para los análisis pseudoestáticos.

Figura N°93

Aceleración PGA en Gals de Piura



Fuente: Ministerio del Ambiente

- Análisis de estabilidad de talud

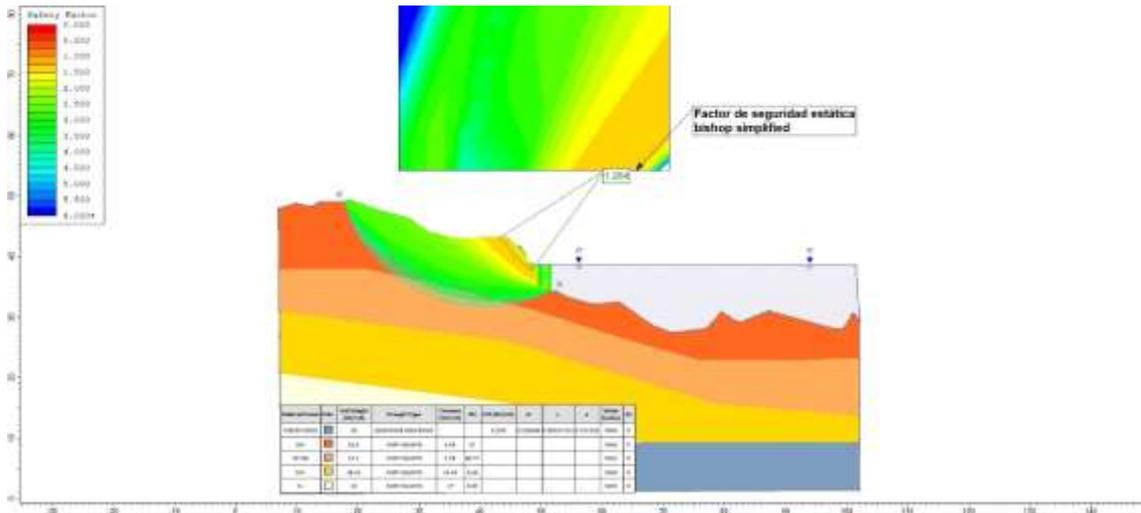
Con el uso del software Slide V6.0 se obtuvieron los factores de seguridad para cada una de las situaciones de evaluación de los taludes. Se escogió el talud más afectado para realizar el análisis de estabilidad.

- Análisis de estabilidad global

Al analizar este análisis del talud, se utilizó el software Slide V6.0.

Figura N°94

Análisis Estático del Talud en Slide V6.0

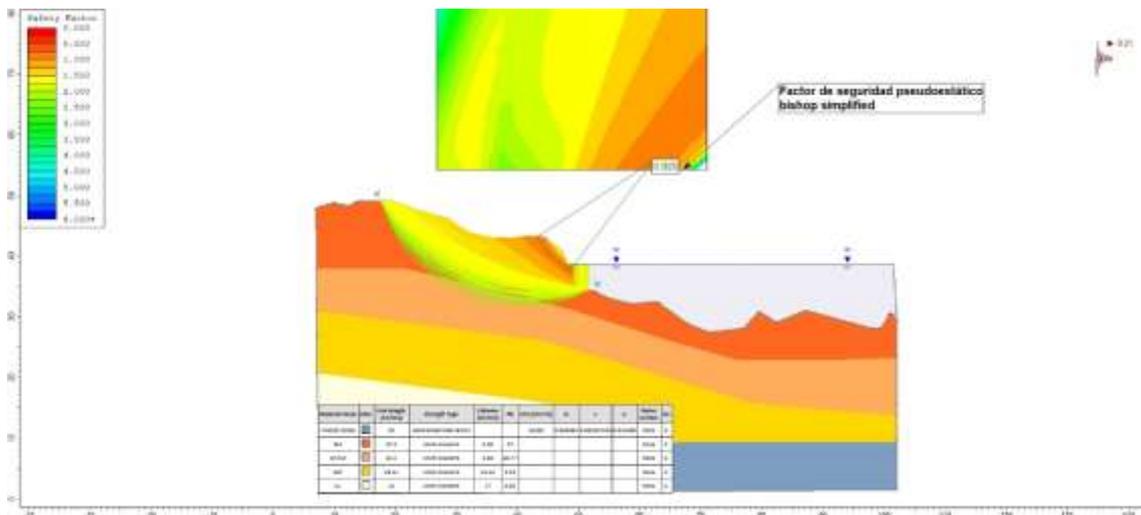


Nota: Resultado del análisis estático por el método Bishop simplificado para el talud de la margen derecha que protege al estribo derecho del puente Ignacio Escudero. Factor de seguridad obtenido FS = 1.264, lo cual indica que es inestable, ya que debe ser mayor o igual a 1.3.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°95

### Análisis Pseudoestático del Talud en Slide V6.0



Nota: Resultado del análisis pseudoestático por el método Bishop simplificado con una aceleración horizontal de sismo  $a=0.21g$ , para el talud de la margen derecha que protege al estribo derecho del puente Ignacio Escudero. Factor de

seguridad obtenido  $FS = 0.920$ , lo cual indica que es inestable ya que debe ser mayor o igual a 1.0.

Fuente: Elaboración Propia

- Análisis del diseño de gavión tipo caja

El análisis del gavión tipo caja como estructura de contención y como protección para el control de erosión se utilizó el software GawacWin de Maccaferri por consiguiente obtuvimos el análisis de vuelco, deslizamiento y estabilidad y en el software Slide V6.0 el cual nos concede el análisis de taludes y estructuras según diferentes aspectos geológicos y geotécnicos, obteniendo así un factor de seguridad global.

Figura N°96

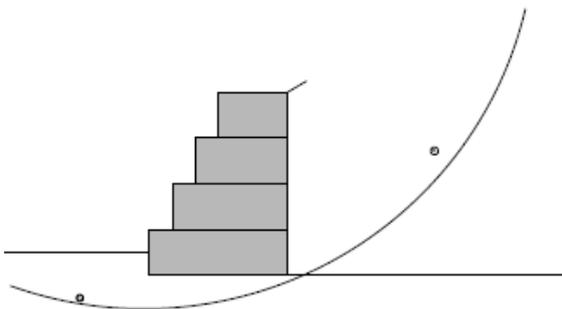
*Datos Iniciales Parte 1 para Diseño de Muro Tipo Gavión en GawacWin*

**DATOS INICIALES**

**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro : 0.00 grad.  
 Peso esp. de las piedras : 24.00 kN/m<sup>3</sup>  
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %  
 Geotextil en el terraplén : No  
 Reducción en la fricción : %  
 Geotextil en la base : No  
 Reducción en la fricción : %  
 Malla y diám. del alamb.: 10x12, ø 2.7 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	3.00	1.00	-
2	2.50	1.00	0.50
3	2.00	1.00	1.00
4	1.50	1.00	1.50



**Datos sobre el suelo del terraplén**

Inclinación del primer trecho : 31.00 grad.  
 Largo del primer trecho : 3.00 m  
 Inclinación del segundo trecho : 0.00 grad.  
 Peso específico del suelo : 15.30 kN/m<sup>3</sup>  
 Ángulo de fricción del suelo : 37.00 grad.  
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m<sup>2</sup>

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m <sup>3</sup>	Cohesión kN/m <sup>2</sup>	Ángulo de fricción grad.
--------	---------------------	----------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Nota: Se muestran los datos considerados para el muro y el suelo del terraplén, con los cuales se realizó el diseño del muro tipo gavión en el software GawacWin.

Fuente: Elaboración Propia

## Figura N°97

### Datos Iniciales Parte 2 para Diseño de Muro Tipo Gavión en GawacWin

---

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB PERU

---

Proyecto: Diseño de muro de protección con sismo

Archivo: diseño de muro tipo gavion

Fecha: 03/11/2020

---

#### Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m  
 Largo horiz. en la fundación : 10.00 m  
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.  
 Peso específico del suelo : 16.00 kN/m<sup>3</sup>  
 Ángulo de fricción del suelo : 27.00 grad.  
 Cohesión del suelo : 1.00 kN/m<sup>2</sup>  
 Presión aceptable en la fundación : kN/m<sup>2</sup>  
 Nivel del agua : m

#### Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m <sup>3</sup>	Cohesión kN/m <sup>2</sup>	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

---

#### Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m  
 Inclinación del primer tramo : grad.  
 Largo del primer tramo : m  
 Inclinación del segundo tramo : grad.  
 Largo del segundo tramo : m

#### Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén  
 Primer tramo : kN/m<sup>2</sup>  
 Segundo tramo : kN/m<sup>2</sup>

Cargas distribuidas sobre el muro  
 Carga : 0.00 kN/m<sup>2</sup>

Línea de carga sobre el terraplén  
 Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m  
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m  
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro  
 Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

#### Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal : 0.21      Coeficiente Vertical :

Fuente: Elaboración Propia

## Figura N°98

### Estabilidad Global e Interna del Gavión en GawacWin

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB PERU

Proyecto: Diseño de muro de protección con sismo

Archivo: diseño de muro tipo gavion

Fecha: 03/11/2020

#### Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	-0.12 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	7.73 m
Radio del arco	:	8.48 m
Número de superficies analizadas	:	42
<b>Coef. de Seg. Contra la Rotura Global</b>	:	<b>1.13</b>

#### Estabilidad Interna

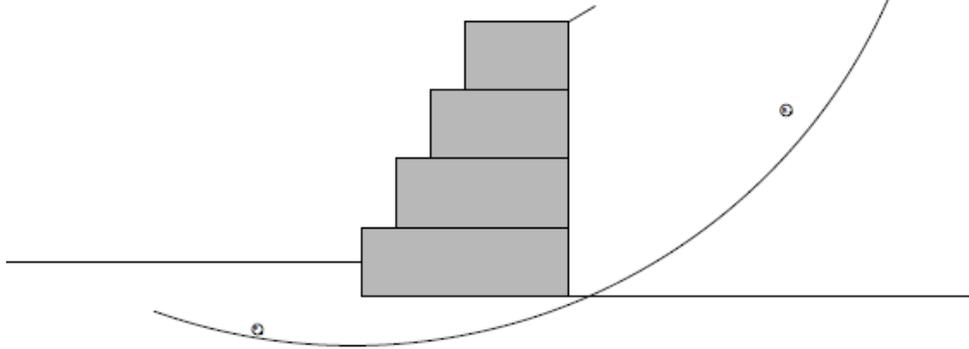
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	$\tau$ Máx. kN/m <sup>2</sup>	$\tau$ Adm. kN/m <sup>2</sup>	$\sigma$ Máx. kN/m <sup>2</sup>	$\sigma$ Adm. kN/m <sup>2</sup>
1	3.00	133.33	64.33	128.18	25.73	51.57	69.34	545.79
2	2.00	76.00	35.18	61.50	17.59	41.68	46.96	
3	1.00	31.24	13.31	20.10	8.87	30.60	24.28	

Nota: Resultado del análisis de estabilidad global realizado por el software GawacWin, considerando una aceleración sísmica horizontal  $a=0.21g$ .

Fuente: Elaboración Propia

## Figura N°99

### Verificación de Estabilidad del Gavión en GawacWin



**DATOS SOBRE EL SUELO**

Suelo	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ grad.	Suelo	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ grad.
B <sub>s</sub>	15.30	0.00	37.00	F <sub>s</sub>	16.00	1.00	27.00

**CARGAS**

Carga	Valor kN/m <sup>2</sup>	Carga	Valor kN/m

**VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD**

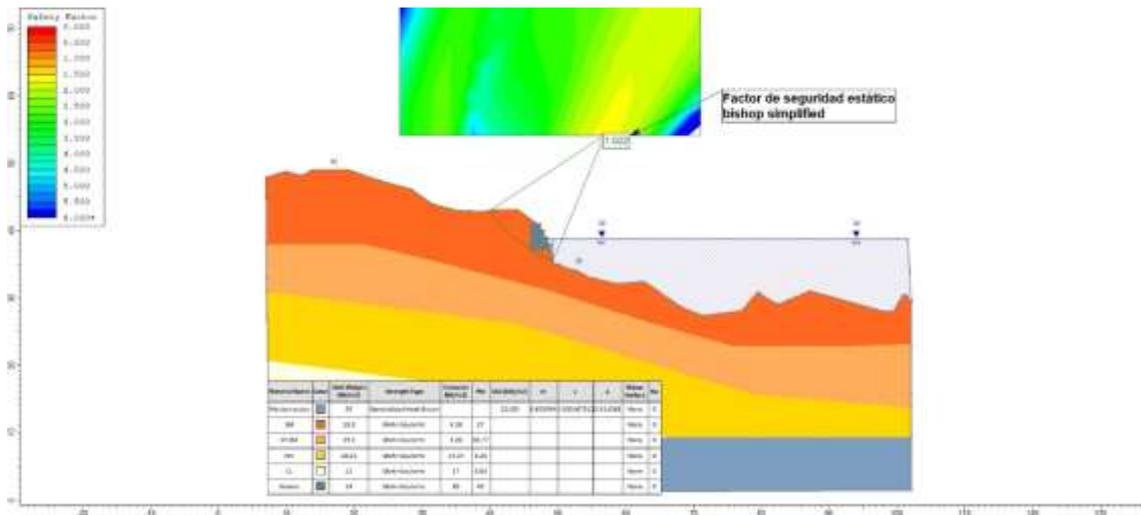
Coef. de seg. contra el Desliz.		Tensión en la base (izq.)	120.09kN/m <sup>2</sup>
Coef. de seg. contra el Vuelco		Tensión en la base (der.)	15.19kN/m <sup>2</sup>
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.13	Máx. tensión aceptable	87.18kN/m <sup>2</sup>

Nota: Se muestra las verificaciones de estabilidad realizados por el software GawacWin, considerando una aceleración sísmica horizontal  $a=0.21g$ .

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°100

Análisis Estático del Talud con Gavión en Slide V6.0

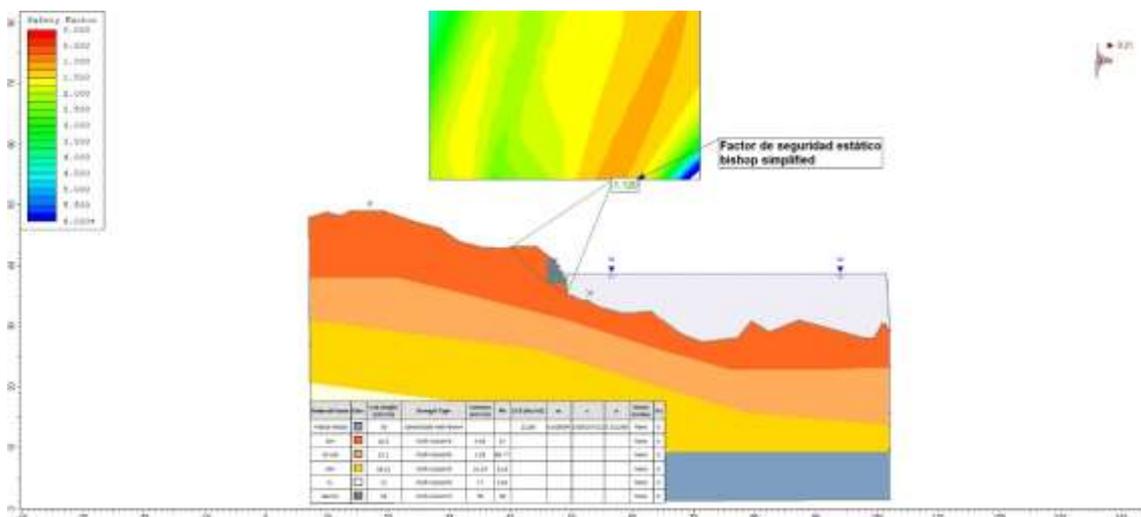


Nota: Resultado del análisis estático por el método Bishop simplificado para el talud de la margen derecha con la protección del gavión tipo caja el cual protege al estribo derecho del puente Ignacio Escudero. Factor de seguridad obtenido FS = 1.622, lo cual indica que es estable ya que es mayor a 1.3.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°101

### Análisis Pseudoestático del Talud con Gavión en Slide V6.0



Nota: Resultado del análisis pseudoestático por el método Bishop simplificado con una aceleración horizontal de sismo  $a=0.21g$ , para el talud de la margen derecha con la protección del talud con gavión tipo caja el cual protege al estribo

derecho del puente Ignacio Escudero. Factor de seguridad obtenido  $FS = 1.120$ , lo cual indica que es estable ya que es mayor a 1.0.

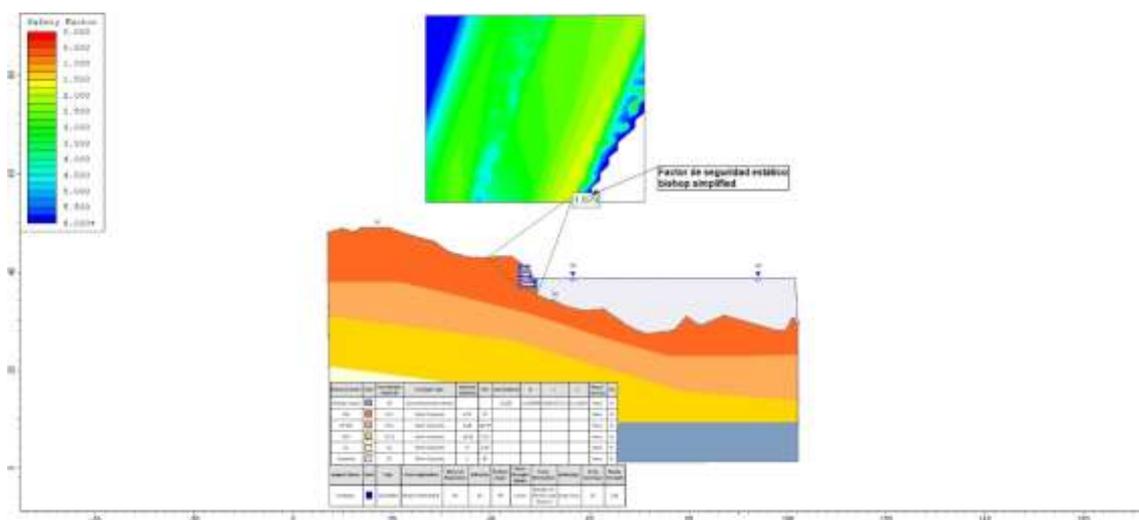
Fuente: Elaboración Propia

#### - Análisis del diseño de geobolsas

Para el diseño de geobolsas como protección para el control de erosión se utilizó las tablas de especificaciones técnicas de geobolsas GB1200 de la empresa ANDEX de la Figura N°48, luego en el software Slide V6.0 realizamos el análisis para verificar y obtener así un factor de seguridad global estático y pseudoestático.

Figura N°102

#### Análisis Estático del Talud con Geobolsas en Slide

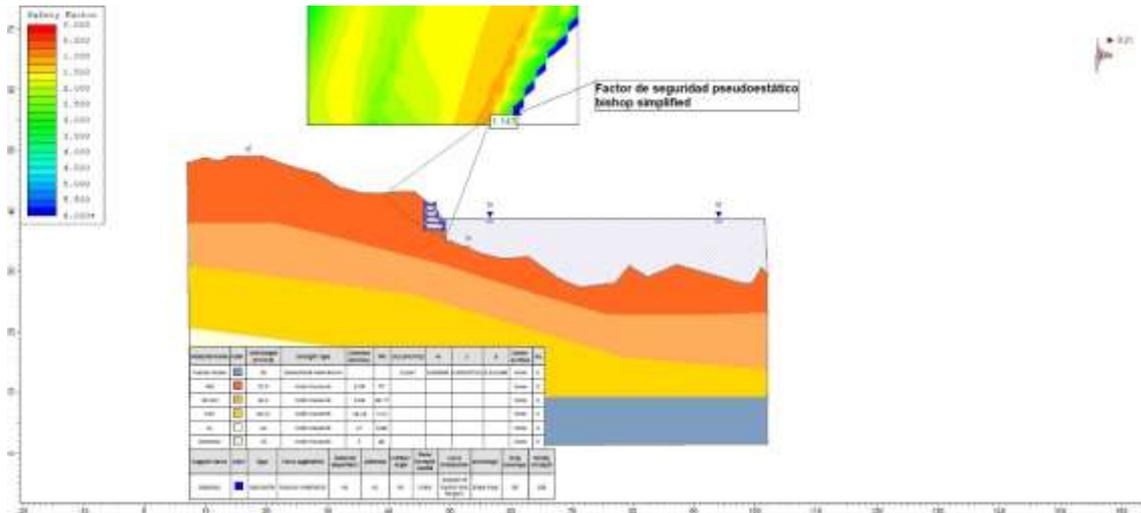


Nota: Resultado del análisis estático por el método Bishop simplificado para el talud de la margen derecha con la protección del talud con geobolsas el cual protege al estribo derecho del puente Ignacio Escudero. Factor de seguridad obtenido  $FS = 1.679$ , lo cual indica que es estable ya que es mayor a 1.3.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N°103

#### Análisis Pseudoestático del Talud con Geobolsas en Slide



Nota: Resultado del análisis pseudoestático por el método Bishop simplificado con una aceleración horizontal de sismo  $a=0.21g$ , para el talud de la margen derecha con la protección del talud con geobolsas el cual protege al estribo derecho del puente Ignacio Escudero. Factor de seguridad obtenido  $FS = 1.143$ , lo cual indica que es estable ya que es mayor o igual 1.0.

Fuente: Elaboración Propia

- Comparación de estabilidad de taludes

Se evaluó el talud derecho en el eje del puente Ignacio Escudero, ya que se observó que este talud era el más afectado, por lo tanto, se realizó los respectivos análisis obteniendo los siguientes resultados.

Tabla N°42

Comparación del Factor de Seguridad del Análisis Estático y Pseudoestático

Eje del puente	Sistema de protección	Factor de seguridad (FS)	
		Análisis estático	Análisis pseudoestático
		Bishop Simplificado	Bishop Simplificado
Talud derecho	Talud simple	1.264	0.920
Talud derecho	Gavión tipo caja	1.622	1.120
Talud derecho	Geobolsas	1.679	1.143

Nota: Como se muestra en la tabla el FS sin ningún tipo de sistema de protección son menores a los requeridos en el Anexo 7.1. (análisis estático  $FS > 1.30$  y pseudoestático  $FS > 1.00$ ), sin embargo los valores de FS obtenidos con sistemas de protección están por encima de los valores mínimos requeridos, por lo expuesto se puede decir que los sistemas de protección tienen un desempeño apropiado como tal.

Fuente: Elaboración Propia

#### 5.8. Presentación de costos directos del proyecto

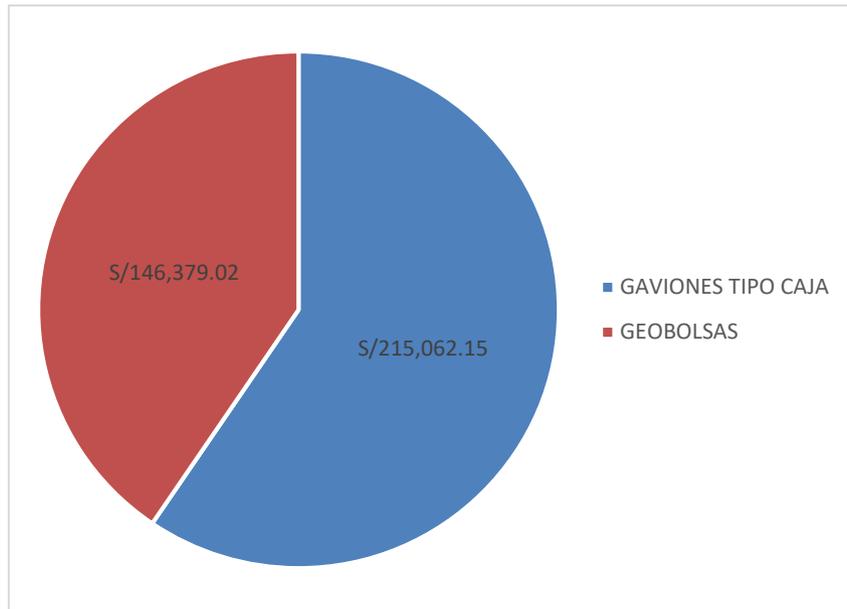
De acuerdo al estudio geotécnico entre las dos estructuras de protección local para el control de erosión en el Puente Ignacio Escudero el gavión tipo caja se presenta como la medida más utilizada para la estabilidad y protección de taludes, lo cual se hizo una comparación técnica con las geobolsas resultando ser una estructura de protección al igual que el gavión estable. Lo siguiente fue comparar los costos directos en el sistema Erp S10, las estructuras en donde las geobolsas como medida de protección contra la erosión resulto ser la más económica frente al tradicional gavión tipo caja.

##### 5.8.1. Análisis de costos directos del proyecto

El anexo 8.1. presenta el presupuesto de las protecciones locales ante el fenómeno erosivo en el Puente Ignacio Escudero, en ellos se encuentra el estudio de costo directo del gavión tipo caja y las geobolsas. Donde los costos unitarios fueron basados en investigaciones nacionales del norte del país, concluyendo los costos directos de manera general en la siguiente figura:

Figura N°104

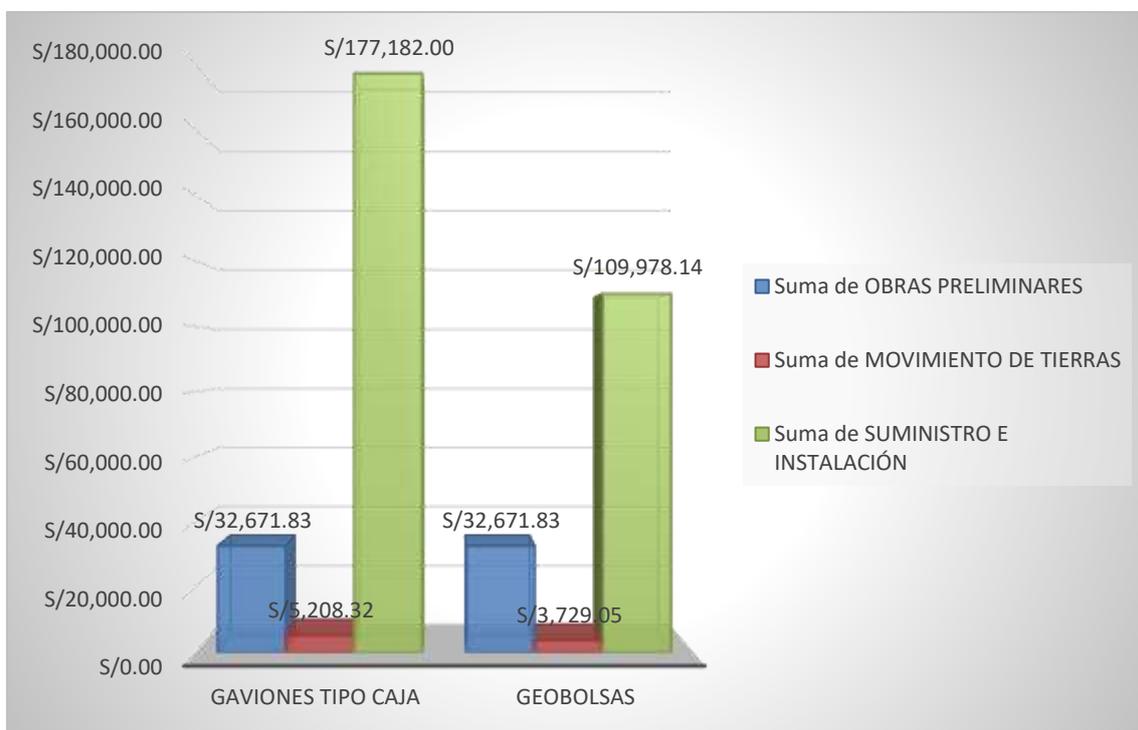
Comparación de Costo Directo de las Estructuras de Protección



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°105

### Comparación de Presupuestos de las Estructuras de Protección



Fuente: Elaboración Propia

De la figura N°104 y N°105 se demuestra que la estructura de protección con geobolsas es la más rentable a comparación del tradicional gavión tipo caja.

## **CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS**

### 6.1. Discusión de resultados

#### 6.1.1. Resultados técnicos con respecto a la hidráulica de los sistemas de protección

En el Capítulo V, correspondiente al análisis y resultados del estudio hidráulico, se hace el diseño del análisis numérico con el software HEC RAS V5.0.6, este análisis nos permitió conocer que la quebrada presenta desbordes para un caudal correspondiente a un periodo de retorno de 140 años y 500 años por ambas márgenes, por lo cual se vio necesario la conformación de protección para el control de erosión, para esto tomamos en cuenta las propiedades hidráulicas de la quebrada La Manuela obtenidas del análisis del software HEC RAS V5.0.6 resultados que fueron velocidad media del cauce  $V=0.44$  m/s, velocidad crítica del cauce  $V_c=0.68$  m/s, altura del cauce  $h=3.38$ m., y la tensión de arrastre del agua  $T=15.99$  N/m<sup>2</sup>.

Con estos resultados obtenidos se hizo la verificación técnica hidráulica de los sistemas de protección de gavión tipo caja y geobolsas, para ver si los sistemas cumplían hidráulicamente, obteniendo un resultado técnico favorable para cada sistema de protección, ya que, haciendo la verificación con las propiedades hidráulicas de los sistemas de protección, concluimos que los dos son hidráulicamente aptos para el caso de estudio.

#### 6.1.2. Resultados técnicos del talud sin sistema de protección

En el Capítulo V, correspondiente al análisis y resultados del estudio geotécnico, se hace uso de la verificación de estabilidad global permitiendo realizar el análisis de verificación de estabilidad de taludes con el software Slide V6.0, aplicando el análisis estático por el método Bishop simplificado para el talud del margen derecho (más afectado) del puente Ignacio Escudero. Se tuvo como resultado un factor de seguridad de 1.264, lo cual indicó inestabilidad global según el parámetro del Anexo 7.1 (factor de seguridad para taludes) ya que debe ser superior o equivalente a 1.3.

Posteriormente empleando el análisis pseudoestático por el método Bishop simplificado con una aceleración horizontal de sismo  $a = 0.21g$ , se obtuvo como

resultado un factor de seguridad de 0.920, lo cual indicó también inestabilidad global por ser un factor menor a 1.0 especificado en el Anexo 7.1.

Esto conllevó a estabilizar el talud mediante dos comparaciones geotécnicas, las geobolsas y los gaviones tipo caja.

#### 6.1.3. Resultados técnicos de los sistemas con geobolsas y gavión tipo caja

En el Capítulo V para el diseño de muro gavión con el software GawacWin se especificó datos sobre el muro y el suelo del terraplén en la figura N°96, como también datos sobre la fundación y efectos sísmicos en la figura N°97. Para tener como resultado la estabilidad global mediante el análisis estático por el método Bishop simplificado, un factor de seguridad de 1.622 mayor al factor de 1.3 especificado en el Anexo 7.1. Esto causó que el talud se comporte estable. Como también realizando el análisis pseudoestático por el método de Bishop simplificado con una aceleración de sismo  $a = 0.21g$ , obteniendo un factor de 1.120, lo cual indicó una estabilidad global por ser un factor mayor a 1.0 determinado en el Anexo 7.1.

Para verificar la estabilidad global de las geobolsas se utilizó la tabla de especificaciones técnicas de geobolsas GB1200 de la empresa ANDEX de la figura N°48, seguidamente el análisis para verificar y obtener los factores de seguridad global estático y pseudoestático. Aplicando el análisis estático por el método Bishop simplificado se obtuvo un factor de seguridad de 1.679 mayor al factor 1.3 especificado en el Anexo 7.1, por lo cual nos indica estabilidad global. Posteriormente realizando el análisis pseudoestático por el método de Bishop simplificado con una aceleración horizontal de sismo  $a = 0.21g$ , se obtuvo un factor de seguridad de 1.143 indicando estabilidad global por ser un factor mayor a 1.0 especificado en el Anexo 7.1.

Las comparaciones de factores de seguridad del análisis estático y pseudoestático se puede visualizar en la tabla N°42.

#### 6.1.4. Resultados económicos de los sistemas de protección con geobolsas y gavión tipo caja

En el Capítulo V, correspondiente al análisis de costos directos del proyecto, se hace una comparación de costos directos del sistema con geobolsas basado en,

Prado (2019) realizó una investigación sobre el “Control de la erosión fluvial utilizando geobolsas en el sector Oidor-Margen izquierda del Rio Tumbes”. Y el sistema con gaviones tipo caja basado en, Méndez (2018) realizó una investigación sobre el “Reforzamiento estructural como alternativa técnico económica de estabilización de taludes en la urbanización la rinconada del distrito de Carabaylo”.

La comparación de costos directos (figura N°104) en el sistema Erp S10 dio como resultado más económico la partida del sistema de protección con geobolsas (S/ 146,379.02) frente a la partida del sistema de gavión tipo caja (S/215,062.15). En la subpartida de obras preliminares se mantiene un monto de S/ 32,671.83. Pero en la subpartida de movimiento de tierras hay una diferencia de S/ 1479.27 (28.40%) por utilizar parte del material de descolmatación, disminuye la cantidad de metros cúbicos de material eliminado y relleno de material de préstamo lo cual el sistema de protección con geobolsas tiene una ventaja en esta subpartida. Por último, la subpartida de suministro e instalación se observa una diferencia de S/ 67203.86 (37.93%) dado que los materiales, herramientas y maquinarias son mucho más costosas para los gaviones tipo caja que para las geobolsas. Se compara el presupuesto en la figura N° 105 y se describe el presupuesto en el Anexo 8.1.

## 6.2. Contrastación de hipótesis

### 6.2.1. Contrastación de hipótesis general

Se presenta la hipótesis general: Los factores de diseño y construcción son determinantes para el sistema de protección local óptimo frente a la erosión en el Puente Ignacio Escudero.

Para comprobar esta hipótesis se realizó la tabla N°42 donde el factor de seguridad es el resultado de un buen diseño estable ante un análisis estático y pseudoestático, seguidamente en la figura N°106 el costo de cada partida analizada es determinante para poder elegir la protección más rentable, las geobolsas pueden ser variables y se acomodan a la capacidad apta de equipo y personal en la zona de trabajo mientras que los gaviones tipo caja, el montaje y el llenado pueden ser realizados manualmente y/o con equipos mecánicos comunes. Debido a lo expuesto, se cumple la hipótesis general planteada.

#### 6.2.2. Contrastación de hipótesis específica 1

Se presenta la hipótesis específica 1: La incorporación del sistema de protección local disminuye la erosión en estribos del Puente Ignacio Escudero.

De acuerdo con las especificaciones técnicas la figura N°48 las geobolsas de 108KN/m ofrecen alto módulo de deformación, estabilidad hidráulica y una alta resistencia mecánica a largo plazo, ejerciendo así un control sobre las deformaciones que se puedan presentar además de la retención adecuada de finos y los gaviones tipo caja llenados con piedras de granulometría adecuada soluciona problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. Por lo que se cumple la hipótesis específica 1.

#### 6.2.3. Contrastación de hipótesis específica 2

Se presenta la hipótesis específica 2: La incorporación del sistema de protección con geobolsas mantiene la estabilidad del talud ante el fenómeno erosivo en el Puente Ignacio Escudero.

De acuerdo con el factor de seguridad debe ser mayor a 1.30 en el análisis estático y 1.00 en el análisis pseudoestático para determinar que el talud con las geobolsas es estable, lo cual se obtuvo un factor de seguridad de 1.679 y 1.143 respectivamente. Por lo que se cumple la hipótesis específica 2.

#### 6.2.4. Contrastación de hipótesis específica 3

Se presenta la hipótesis 3: La protección con geobolsas es óptimo para el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.

De acuerdo a los factores de seguridad para ambas protecciones en la tabla N°42, los dos sistemas aseguran la estabilidad del talud y control de erosión, en consecuencia, el costo directo de la geobolsa cuesta 31.80 % menos que el gavión tipo caja. Demostrando que el sistema con geobolsas es una protección alternativa óptima para el control erosivo. Por lo que se cumple la hipótesis específica 3.

## CONCLUSIONES

1. En relación al objetivo general del trabajo de investigación se realizó la comparación técnica económica del gavión tipo caja y las geobolsas, llegando a obtener resultados técnicos favorables para las dos protecciones de control de erosión, sin embargo se obtuvo mejor costo beneficio para las geobolsas, por lo cual se concluye que la mejor alternativa de solución técnico económico de la protección local para el control de erosión en la zona de estudio es la aplicación de geobolsas debido a que este sistema de protección cumple técnicamente con las características hidráulicas del cauce y geotécnicamente cumple la función de controlar la erosión y mantener estable al talud, también presenta ventajas económicas cumpliendo ya que tiene un menor costo (31.80% menos) en comparación a la protección de gavión tipo caja, ya que la falta de piedras en la zona lo hace mayor costoso.
2. La estimación de la socavación local en el Puente Ignacio Escudero con los pilares fue de 2.10 m de profundidad, dejando desprotegido un 40.6% de la cimentación superficial (zapata rectangular) el cual tiene un espesor de 1.80 m, en contraste, para la socavación local en estribos no tuvo desarrollo (nula) por no estar interactuando con el flujo del NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) desarrollados en ambos casos para un periodo de retorno de 500 años.
3. Durante la avenida de diseño se incrementa la capacidad de la quebrada de acarrear sedimentos, determinando la socavación general por contracción para suelos no cohesivos de 1.68 m del cauce. Teniendo un incremento de socavación en pilares de 3.78 m para la socavación total (las pilas cuentan con pilotes que son usados como medio de protección de zapatas contra la socavación que ayuda a mitigar el colapso del puente) y manteniendo la profundidad de socavación general en estribos para una socavación total de 1.68 m.
4. Como se menciona en el punto 2 y 3 tenemos una socavación considerable, teniendo en cuenta esto, proponemos como sistema de protección óptimo realizándose la comparación técnica – económica el sistema de geobolsas para protección local de estribos en el control de erosión ya que para nuestra zona de estudio cumple con los requisitos necesarios para tal función, el costo será menor en comparación con el gavión tipo caja y se facilitará la construcción porque se utiliza parte del material de descolmatación.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la investigación de nuevos sistemas de protección no convencionales para el control de erosión, que puedan cumplir con los requisitos técnicos necesarios y generen un costo beneficio favorable para las condiciones hidráulicas que se dan en el Perú sobre todo en época de fenómeno del niño, las cuales nos den las ventajas técnicas, económicas, logísticas y ecológicas; estando estos dos últimos aspectos sin explorar en la presente investigación y que tienen una gran relevancia actual en proyectos viales, las cuales incluyen las protecciones para los puentes.
2. Se recomienda que, si el eje del puente no está aproximadamente perpendicular al curso del río, se tome en consideración un modelo bidimensional a fin de advertir uno de los factores que influyen en la erosión de puentes, el ángulo de ataque producido por el flujo en pilares que no son circulares. El cual incrementa la velocidad y genera mayor socavación calculada en un modelo unidimensional.
3. Se recomienda hacer una comparación de modelos numéricos con modelos físicos a escala para proyectos de gran envergadura como un puente, permitiendo obtener una estimación más cercana a la realidad, y de esta manera se tomará mejores medidas de protección para el control de erosión y se podrá mitigar los riesgos que cause la erosión.
4. Se recomienda hacer la comparación de nuevos sistemas de protección, ya que en el Perú existen diversos tipos de clima, relieves y topografías, y zonificar los sistemas de protección que se debería usar para el control de erosión según el clima, relieve y topografía de la ubicación del proyecto vial.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Badillo Juárez, E., & Rodríguez Rico, A. (2019). *Mecánica de suelos Tomo III*. Limusa: Editorial Limusa S.A.
- Brea, J. D., Spalletti, P. D., & Rodríguez, L. A. (2007). *Erosión Local en Estribos de Puentes - Estudio Experimental*. Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua, 1-18.
- Cáceres Lozano, H. A. (2019). *Análisis comparativo de la eficiencia de estructuras de disipación de energía para reducir la erosión en el tramo crítico entre Puente Yonán y Desvío Carretera a Trinidad del Río Jequetepeque*. (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional De Cajamarca, Cajamarca.
- Caminati Briceño, M. C. (2003). *El Método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes*. (Tesis de Pregrado). Universidad De Piura, Piura.
- Cconislla Quispe, J. A. (2017). *Protección contra inundaciones en el sector del centro poblado de Gorgor, distrito de Gorgor, provincia de Cajatambo, Lima*. (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima.
- Díaz Suárez, J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga: División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander.
- Felipe Matías, E. F. (2016). *Socavación producida por el Río Huallaga al Puente Colpa Alta en la Provincia de Huánuco, utilizando los métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. (Tesis de Maestría). Universidad De Piura, Lima.
- Fracassi, G. (2019). *Defensas ribereñas con gaviones y geosintéticos*. Maccaferri.
- Fracassi, G. (2019). *Revestimiento de canales y cursos de agua*. Maccaferri.
- Gallardo Guamán, K. G. (2019). *Demostración experimental del efecto de los paneles sumergidos en la erosión local de pilas de puentes cuadrados*. (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito.

- Géronimo Polo, M. B. (2019). *Estimación de la socavación producida por el flujo del agua del Río Martho al pie de estribos del Puente Sisicap Utilizando el programa HEC-RAS*. (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional de Trujillo.
- Leister de Almeida Barros, P. (2019). *Obras de contención*. Maccaferri.
- Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. (2008). Lima: Empresa Editorial Macro E.I.R.L.
- Manual de puentes*. (2018). Lima: Empresa Editorial Macro E.I.R.L.
- Méndez Flores, C. M. (2018). *Reforzamiento estructural como alternativa técnico económica de estabilización de taludes en la urbanización La Rinconada del distrito de Carabayllo*. (Tesis de Pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Balderas: Editorial Limusa S.A.
- Monge Aguilar, A. J. (2007). *Sistemas de control de erosión en la subestructura de puentes*. (Tesis de Licenciatura). Instituto Tecnológico De Costa Rica.
- Muñoz Lozano, I. (2018). *Estudio de la erosión local en pilas de puentes. Aplicación al Puente de la N-II Río Tordera*. (Tesis de Maestría). Universidad De Sevilla, Sevilla.
- Nieves Rinaudi, M. (2016). *Formulación de un modelo de comportamiento de pilas fundadas con pilotes sometidas a erosión para la inspección y mantenimiento de puentes*. (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional De Cordoba, Córdoba.
- Percy, P. T. (2019). *Control de erosión fluvial utilizando geobolsas en el Sector Oidor - margen izquierda del Río Tumbes*. (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
- Provias Nacional. (2015). *Obra: Rehabilitación del eje vial N°01 Piura – Guayaquil – Perú - Ecuador*. Recuperado de <https://prodapp2.seace.gob.pe/seacebus-uiwd-pub/fichaSeleccion/fichaSeleccion.xhtml>.

- Reynares, M. L., Scacchi, G. B., Possi, M. L., & Schreider, M. I. (2020). *Protección de estribos de puentes mediante el uso de muros guía*. Tecnología y Ciencias del Agua, 158-189.
- Reynares, M. L., Schreider, M. I., & Scacchi, G. B. (2014). *Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes*. Tecnología y Ciencias del Agua, Vol. V, Núm. 6, 83-101.
- Reynares, Marcela L.; Scacchi, Graciela B.; Possi, María Luisa; Schreider, Mario I.; (2020). *Protección de estribos de puentes mediante el uso de muros guía*. Tecnología y ciencias del agua.
- Rivas Parraguez, J. M. (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*. (Tesis de Pregrado). Universidad Católica Santo Toribio De Mogrovejo, Chiclayo.
- Urteaga Huamán, C. A. (2019). *Análisis Comparativo de soluciones de defensas ribereñas para el Puente Tahuamanu - Madre de Dios: sistema de gaviones y geo estructuras*. (Tesis de Pregrado). Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima.
- Vide Martín, J. P. (1997). *Ingeniería Fluvial*. Barcelona: Edicions de la Universitat Politècnica de Catalunya.
- Vilchez Cerna, J. H., & Toledo Mejía, W. L. (2018). *Alternativas de solución para prevenir la Socavación en el Río Rímac, entre los Puentes Libertadores y Talavera, Distrito de El Agustino*. Tesis de Pregrado. Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas, Lima.

## ANEXOS

### Anexo 1. Diseño metodológico

#### Anexo 1.1. Matriz de operacionalización de variables

<b>OPERACIONALIDAD DE VARIABLES</b>			
<b>VARIABLES</b>	<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADORES</b>	<b>MEDICIÓN</b>
<b><u>INDEPENDIENTE</u></b>			
Protección local	Protección local en estribos	Características de protección local	Peso específico, densidad, cohesión, ángulo de fricción
<b><u>DEPENDIENTE</u></b>			
		Socavación general	Unidad de medida metro
		Socavación local	Unidad de medida metro
		Caudal de diseño	Unidad de medida m <sup>3</sup> /S
Comparación técnica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero?	Diseño y análisis técnico de la protección local	Análisis de factor de seguridad	Momentos resistentes, momentos actuantes
		Tipo de suelo	Clasificación SUCS
		Zonificación sísmica	Factor de zona
		Metrado de carga	kg/m <sup>2</sup>
Comparación económica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero	Diseño y análisis económico de la protección local	Precio de gavión	Precio Unitario en soles
		Precio de geobolsas	Precio Unitario en soles

Fuente: Elaboración Propia

#### Anexo 1.2. Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA							
FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGÍA	
				INDEPENDIENTE		TIPO	NIVEL
GENERAL	¿Cuáles serán los resultados de la comparación técnica y económica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero?	Comparar los resultados técnico y económico de la protección local para el control de erosión en el Puente Ignacio Escudero.	Los factores de diseño y construcción son determinantes para el sistema de protección local óptimo frente al fenómeno erosivo.	Proteccion local de Puente	Protección local	Investigación aplicada: recolectaremos información teórica, ensayos y diseños ya realizados para indicar cual sistema sería el que mejor se comporta y compararlos resultados técnico económico del sistema de protección.	Descriptivo: Se realizará el análisis de manera independiente de los sistemas de protección en el software Slide 6.0  Comparativo: Pues se realizará el estudio de comparación de sistemas de protección local para el control de erosión
	¿Cuál será la socavación local al pie de pilas y estribos del Puente Ignacio Escudero?	Determinar la socavación local al pie de pilas y estribos del Puente Ignacio Escudero	La incorporación del sistema de protección local disminuye la erosión en estribos del Puente Ignacio Escudero.	Comparación económica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero	Precio de gavión  Precio de geobolsas	Población: La población la población será todos los puentes de la costa norte del Perú, partiendo desde la región de La Libertad hasta la región de Tumbes.	Dado que el objetivo del estudio será comparar los resultados técnico y económico de la protección local del puente, se recurrió a un diseño no experimental que se aplicará de manera longitudinal, porque recolectaremos datos y analizaremos la incidencia a través del tiempo, viendo como es el comportamiento de estos.
ESPECÍFICO	¿Cuál será la socavación general y total del lecho del Río Ignacio Escudero?	Determinar la socavación general y total del lecho del Río Ignacio Escudero.	La incorporación del sistema de protección con geobolsas mantiene la estabilidad del talud ante el fenómeno erosivo en el Puente Ignacio Escudero.	Comparación técnica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero	Características de protección local  Caudal de diseño  Análisis de factor de seguridad  Tipo de suelo  Velocidad de corte del agua  Zonificación sísmica  Metrado de cargas  Resultado de análisis	PROCEDIMIENTO	INSTRUMENTOS
	¿Cuál será la socavación general y total del lecho del Río Ignacio Escudero?	Determinar la socavación general y total del lecho del Río Ignacio Escudero.	La incorporación del sistema de protección con geobolsas mantiene la estabilidad del talud ante el fenómeno erosivo en el Puente Ignacio Escudero.	Comparación técnica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero	La información obtenida se presentará en tablas técnicas (caudal, características, socavación, velocidad de corte, factor de seguridad) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de los sistemas de protección local para el control de socavación.	Técnica de recolección de datos, para esto contactamos con la entidad y empresa encargada de los estudios para la construcción del puente Ignacio Escudero, la entidad es Provias Nacional, la cual nos facilitó y nos dio alcances sobre la información del expediente técnico del puente. Se utilizará el programa HEC-RAS para el modelamiento hidráulico del río, así como también se utilizará para observar caudales para distintos tiempos de retornos y de acuerdo a eso obtener resultados de la socavación producida para estos caudales. Emplearemos el programa Slide 6.0 para obtener la información de estabilidad para los estribos del puente, aquí nos daremos cuenta con que sistema de protección el estribo es mas estable y seguro.	
	¿Cuál es la propuesta de protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero?	Determinar la protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.	La protección con geobolsas es óptimo para el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.	Comparación técnica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero	La información obtenida se presentará en tablas técnicas (caudal, características, socavación, velocidad de corte, factor de seguridad) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de los sistemas de protección local para el control de socavación.	Técnica de recolección de datos, para esto contactamos con la entidad y empresa encargada de los estudios para la construcción del puente Ignacio Escudero, la entidad es Provias Nacional, la cual nos facilitó y nos dio alcances sobre la información del expediente técnico del puente. Se utilizará el programa HEC-RAS para el modelamiento hidráulico del río, así como también se utilizará para observar caudales para distintos tiempos de retornos y de acuerdo a eso obtener resultados de la socavación producida para estos caudales. Emplearemos el programa Slide 6.0 para obtener la información de estabilidad para los estribos del puente, aquí nos daremos cuenta con que sistema de protección el estribo es mas estable y seguro.	
	¿Cuál es la propuesta de protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero?	Determinar la protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.	La protección con geobolsas es óptimo para el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.	Comparación técnica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero	La información obtenida se presentará en tablas técnicas (caudal, características, socavación, velocidad de corte, factor de seguridad) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de los sistemas de protección local para el control de socavación.	Técnica de recolección de datos, para esto contactamos con la entidad y empresa encargada de los estudios para la construcción del puente Ignacio Escudero, la entidad es Provias Nacional, la cual nos facilitó y nos dio alcances sobre la información del expediente técnico del puente. Se utilizará el programa HEC-RAS para el modelamiento hidráulico del río, así como también se utilizará para observar caudales para distintos tiempos de retornos y de acuerdo a eso obtener resultados de la socavación producida para estos caudales. Emplearemos el programa Slide 6.0 para obtener la información de estabilidad para los estribos del puente, aquí nos daremos cuenta con que sistema de protección el estribo es mas estable y seguro.	
	¿Cuál es la propuesta de protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero?	Determinar la protección local óptima de estribos en el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.	La protección con geobolsas es óptimo para el control de erosión del Puente Ignacio Escudero.	Comparación técnica de los sistemas de protección local para el control de erosión en el puente Ignacio Escudero	La información obtenida se presentará en tablas técnicas (caudal, características, socavación, velocidad de corte, factor de seguridad) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de los sistemas de protección local para el control de socavación.	Técnica de recolección de datos, para esto contactamos con la entidad y empresa encargada de los estudios para la construcción del puente Ignacio Escudero, la entidad es Provias Nacional, la cual nos facilitó y nos dio alcances sobre la información del expediente técnico del puente. Se utilizará el programa HEC-RAS para el modelamiento hidráulico del río, así como también se utilizará para observar caudales para distintos tiempos de retornos y de acuerdo a eso obtener resultados de la socavación producida para estos caudales. Emplearemos el programa Slide 6.0 para obtener la información de estabilidad para los estribos del puente, aquí nos daremos cuenta con que sistema de protección el estribo es mas estable y seguro.	

Fuente: Elaboración Propia

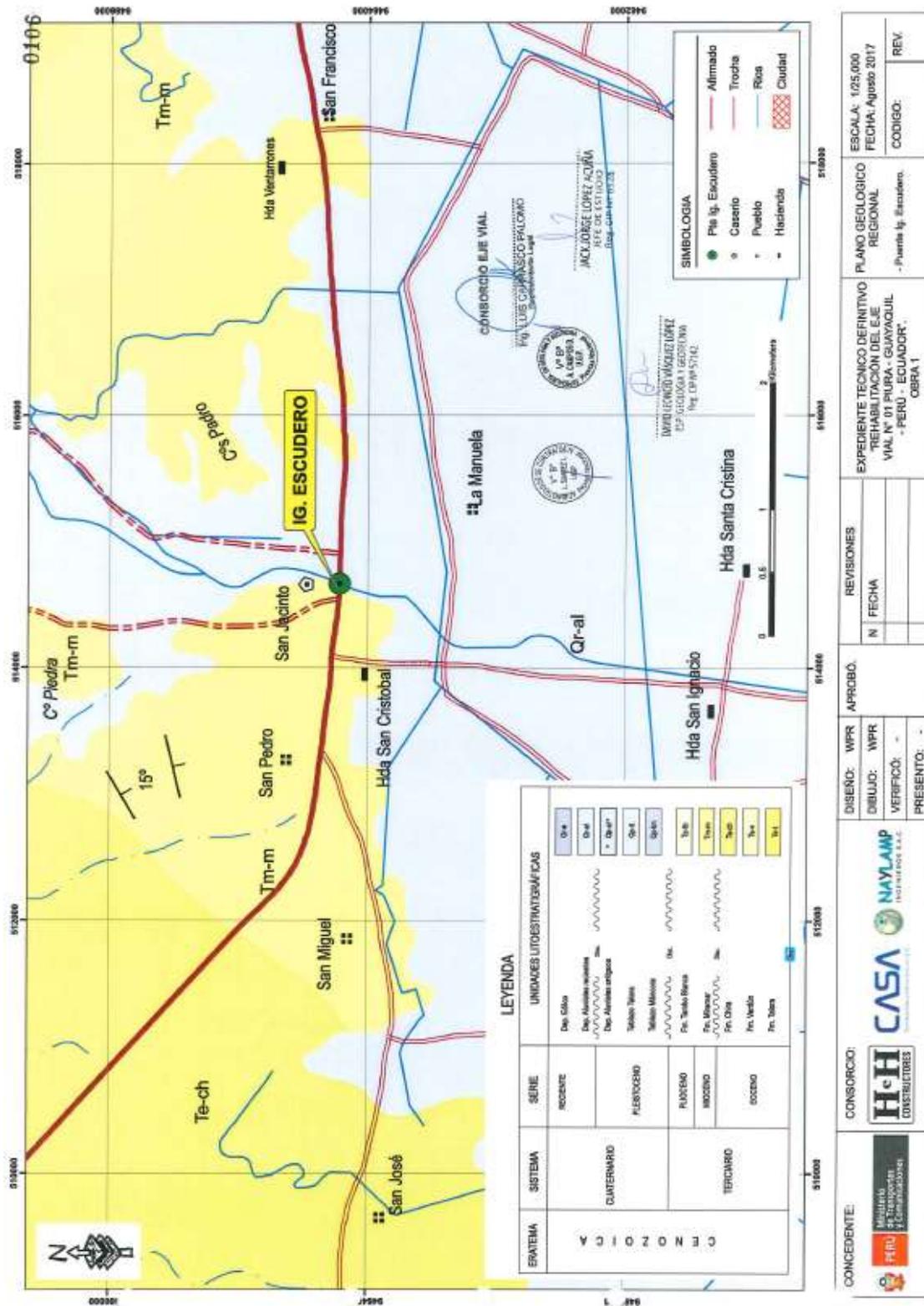






Anexo 3. Geología

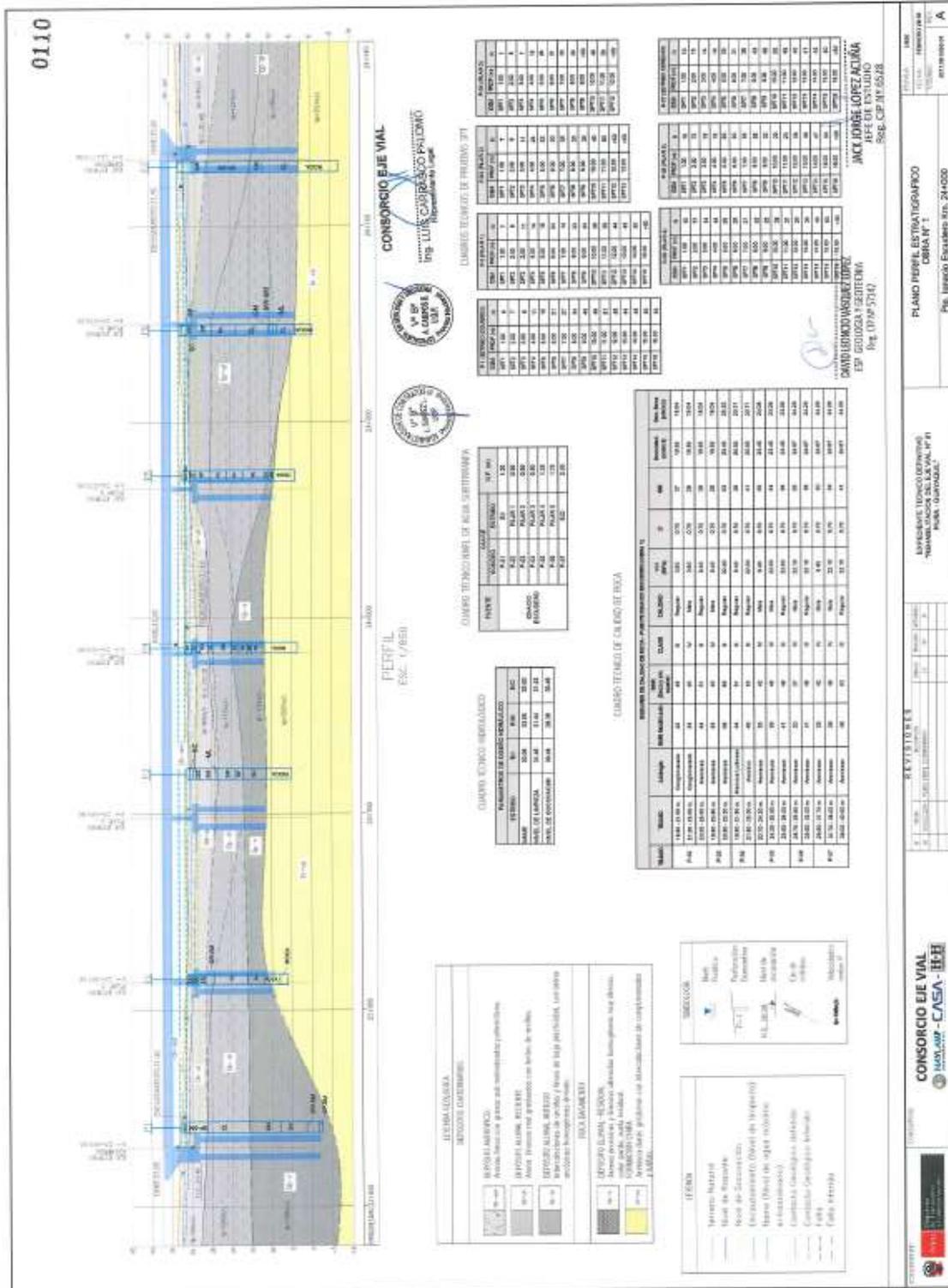
Anexo 3.1. Plano geológico regional



Fuente: Provias Nacional (2018)



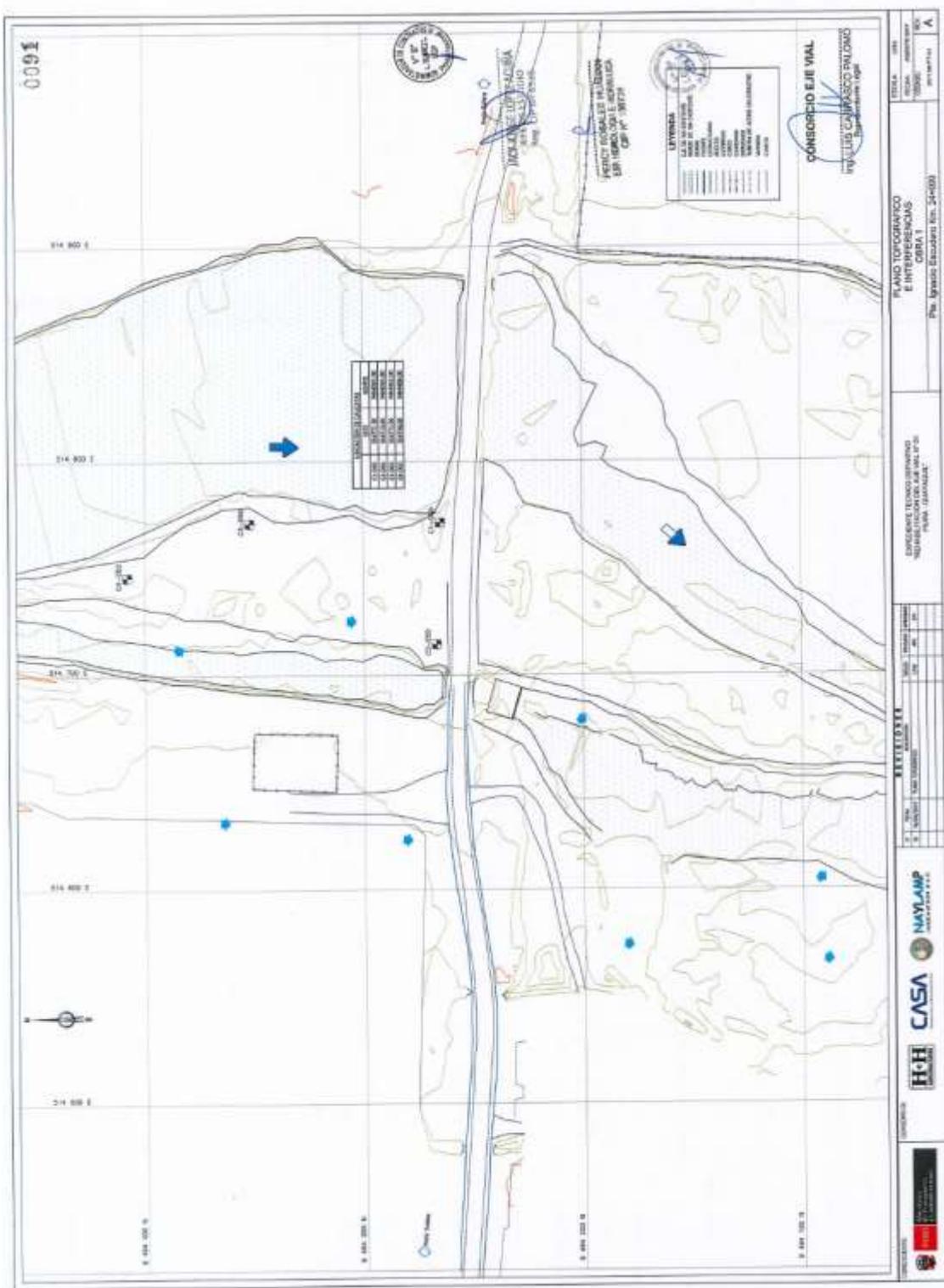
Anexo 3.3. Plano secciones geológicas



Fuente: Provias Nacional (2018)

## Anexo 4. Mecánica de suelos

### Anexo 4.1. Ubicación de calicatas



Fuente: Provias Nacional (2018)

Anexo 4.2. Resultados de ensayo granulométrico

**COMANDO EN JEFE**  
**MINISTERIO DE VIALIDAD**  
**INSTITUTO NACIONAL DE VIALIDAD**

**DETERMINACION DEL ENCAMETIVO MEDIO DEL CAUZE DE LA GUERRA ESCUDERO**

Proyecto de la Obra: Construcción de Puentes por Empujón en la Zona Norte del Pyls

Ubicación: Pyls

Fecha: 10/01/2018

Revisión: 1

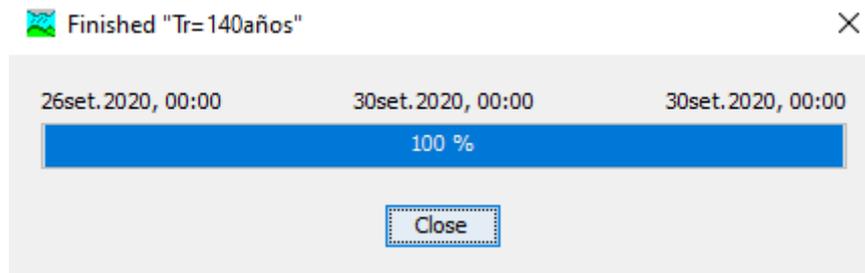
**CA-005-M2** 0.25

N°	Abertura (mm)	% que Pasa	% Retenido	D (mm)
1	75.00	100.00	0.00	0.075
2	80.00	100.00	0.00	0.080
3	100.00	100.00	0.00	0.100
4	150.00	100.00	0.00	0.150
5	200.00	100.00	0.00	0.200
6	250.00	100.00	0.00	0.250
7	300.00	100.00	0.00	0.300
8	350.00	100.00	0.00	0.350
9	400.00	100.00	0.00	0.400
10	450.00	100.00	0.00	0.450
11	500.00	100.00	0.00	0.500
12	600.00	100.00	0.00	0.600
13	750.00	100.00	0.00	0.750
14	900.00	100.00	0.00	0.900
15	1060.00	100.00	0.00	1.060
16	1250.00	100.00	0.00	1.250
17	1500.00	100.00	0.00	1.500
18	1750.00	100.00	0.00	1.750
19	2000.00	100.00	0.00	2.000
20	2500.00	100.00	0.00	2.500
21	3000.00	100.00	0.00	3.000
22	3750.00	100.00	0.00	3.750
23	4500.00	100.00	0.00	4.500
24	5250.00	100.00	0.00	5.250
25	6000.00	100.00	0.00	6.000
26	7500.00	100.00	0.00	7.500
27	9000.00	100.00	0.00	9.000
28	10600.00	100.00	0.00	10.600
29	12500.00	100.00	0.00	12.500
30	15000.00	100.00	0.00	15.000
31	17500.00	100.00	0.00	17.500
32	20000.00	100.00	0.00	20.000
33	25000.00	100.00	0.00	25.000
34	30000.00	100.00	0.00	30.000
35	37500.00	100.00	0.00	37.500
36	45000.00	100.00	0.00	45.000
37	52500.00	100.00	0.00	52.500
38	60000.00	100.00	0.00	60.000
39	75000.00	100.00	0.00	75.000
40	90000.00	100.00	0.00	90.000
41	106000.00	100.00	0.00	106.000
42	125000.00	100.00	0.00	125.000
43	150000.00	100.00	0.00	150.000
44	175000.00	100.00	0.00	175.000
45	200000.00	100.00	0.00	200.000
46	250000.00	100.00	0.00	250.000
47	300000.00	100.00	0.00	300.000
48	375000.00	100.00	0.00	375.000
49	450000.00	100.00	0.00	450.000
50	525000.00	100.00	0.00	525.000
51	600000.00	100.00	0.00	600.000
52	750000.00	100.00	0.00	750.000
53	900000.00	100.00	0.00	900.000
54	1060000.00	100.00	0.00	1060.000
55	1250000.00	100.00	0.00	1250.000
56	1500000.00	100.00	0.00	1500.000
57	1750000.00	100.00	0.00	1750.000
58	2000000.00	100.00	0.00	2000.000
59	2500000.00	100.00	0.00	2500.000
60	3000000.00	100.00	0.00	3000.000
61	3750000.00	100.00	0.00	3750.000
62	4500000.00	100.00	0.00	4500.000
63	5250000.00	100.00	0.00	5250.000
64	6000000.00	100.00	0.00	6000.000
65	7500000.00	100.00	0.00	7500.000
66	9000000.00	100.00	0.00	9000.000
67	10600000.00	100.00	0.00	10600.000
68	12500000.00	100.00	0.00	12500.000
69	15000000.00	100.00	0.00	15000.000
70	17500000.00	100.00	0.00	17500.000
71	20000000.00	100.00	0.00	20000.000
72	25000000.00	100.00	0.00	25000.000
73	30000000.00	100.00	0.00	30000.000
74	37500000.00	100.00	0.00	37500.000
75	45000000.00	100.00	0.00	45000.000
76	52500000.00	100.00	0.00	52500.000
77	60000000.00	100.00	0.00	60000.000
78	75000000.00	100.00	0.00	75000.000
79	90000000.00	100.00	0.00	90000.000
80	106000000.00	100.00	0.00	106000.000
81	125000000.00	100.00	0.00	125000.000
82	150000000.00	100.00	0.00	150000.000
83	175000000.00	100.00	0.00	175000.000
84	200000000.00	100.00	0.00	200000.000
85	250000000.00	100.00	0.00	250000.000
86	300000000.00	100.00	0.00	300000.000
87	375000000.00	100.00	0.00	375000.000
88	450000000.00	100.00	0.00	450000.000
89	525000000.00	100.00	0.00	525000.000
90	600000000.00	100.00	0.00	600000.000
91	750000000.00	100.00	0.00	750000.000
92	900000000.00	100.00	0.00	900000.000
93	1060000000.00	100.00	0.00	1060000.000
94	1250000000.00	100.00	0.00	1250000.000
95	1500000000.00	100.00	0.00	1500000.000
96	1750000000.00	100.00	0.00	1750000.000
97	2000000000.00	100.00	0.00	2000000.000
98	2500000000.00	100.00	0.00	2500000.000
99	3000000000.00	100.00	0.00	3000000.000
100	3750000000.00	100.00	0.00	3750000.000
101	4500000000.00	100.00	0.00	4500000.000
102	5250000000.00	100.00	0.00	5250000.000
103	6000000000.00	100.00	0.00	6000000.000
104	7500000000.00	100.00	0.00	7500000.000
105	9000000000.00	100.00	0.00	9000000.000
106	10600000000.00	100.00	0.00	10600000.000
107	12500000000.00	100.00	0.00	12500000.000
108	15000000000.00	100.00	0.00	15000000.000
109	17500000000.00	100.00	0.00	17500000.000
110	20000000000.00	100.00	0.00	20000000.000
111	25000000000.00	100.00	0.00	25000000.000
112	30000000000.00	100.00	0.00	30000000.000
113	37500000000.00	100.00	0.00	37500000.000
114	45000000000.00	100.00	0.00	45000000.000
115	52500000000.00	100.00	0.00	52500000.000
116	60000000000.00	100.00	0.00	60000000.000
117	75000000000.00	100.00	0.00	75000000.000
118	90000000000.00	100.00	0.00	90000000.000
119	106000000000.00	100.00	0.00	106000000.000
120	125000000000.00	100.00	0.00	125000000.000
121	150000000000.00	100.00	0.00	150000000.000
122	175000000000.00	100.00	0.00	175000000.000
123	200000000000.00	100.00	0.00	200000000.000
124	250000000000.00	100.00	0.00	250000000.000
125	300000000000.00	100.00	0.00	300000000.000
126	375000000000.00	100.00	0.00	375000000.000
127	450000000000.00	100.00	0.00	450000000.000
128	525000000000.00	100.00	0.00	525000000.000
129	600000000000.00	100.00	0.00	600000000.000
130	750000000000.00	100.00	0.00	750000000.000
131	900000000000.00	100.00	0.00	900000000.000
132	1060000000000.00	100.00	0.00	1060000000.000
133	1250000000000.00	100.00	0.00	1250000000.000
134	1500000000000.00	100.00	0.00	1500000000.000
135	1750000000000.00	100.00	0.00	1750000000.000
136	2000000000000.00	100.00	0.00	2000000000.000
137	2500000000000.00	100.00	0.00	2500000000.000
138	3000000000000.00	100.00	0.00	3000000000.000
139	3750000000000.00	100.00	0.00	3750000000.000
140	4500000000000.00	100.00	0.00	4500000000.000
141	5250000000000.00	100.00	0.00	5250000000.000
142	6000000000000.00	100.00	0.00	6000000000.000
143	7500000000000.00	100.00	0.00	7500000000.000
144	9000000000000.00	100.00	0.00	9000000000.000
145	10600000000000.00	100.00	0.00	10600000000.000
146	12500000000000.00	100.00	0.00	12500000000.000
147	15000000000000.00	100.00	0.00	15000000000.000
148	17500000000000.00	100.00	0.00	17500000000.000
149	20000000000000.00	100.00	0.00	20000000000.000
150	25000000000000.00	100.00	0.00	25000000000.000
151	30000000000000.00	100.00	0.00	30000000000.000
152	37500000000000.00	100.00	0.00	37500000000.000
153	45000000000000.00	100.00	0.00	45000000000.000
154	52500000000000.00	100.00	0.00	52500000000.000
155	60000000000000.00	100.00	0.00	60000000000.000
156	75000000000000.00	100.00	0.00	75000000000.000
157	90000000000000.00	100.00	0.00	90000000000.000
158	106000000000000.00	100.00	0.00	106000000000.000
159	125000000000000.00	100.00	0.00	125000000000.000
160	150000000000000.00	100.00	0.00	150000000000.000
161	175000000000000.00	100.00	0.00	175000000000.000
162	200000000000000.00	100.00	0.00	200000000000.000
163	250000000000000.00	100.00	0.00	250000000000.000
164	300000000000000.00	100.00	0.00	300000000000.000
165	375000000000000.00	100.00	0.00	375000000000.000
166	450000000000000.00	100.00	0.00	450000000000.000
167	525000000000000.00	100.00	0.00	525000000000.000
168	600000000000000.00	100.00	0.00	600000000000.000
169	750000000000000.00	100.00	0.00	750000000000.000
170	900000000000000.00	100.00	0.00	900000000000.000
171	1060000000000000.00	100.00	0.00	1060000000000.000
172	1250000000000000.00	100.00	0.00	1250000000000.000
173	1500000000000000.00	100.00	0.00	1500000000000.000
174	1750000000000000.00	100.00	0.00	1750000000000.000
175	2000000000000000.00	100.00	0.00	2000000000000.000
176	2500000000000000.00	100.00	0.00	2500000000000.000
177	3000000000000000.00	100.00	0.00	3000000000000.000
178	3750000000000000.00	100.00	0.00	3750000000000.000
179	4500000000000000.00	100.00	0.00	4500000000000.000
180	5250000000000000.00	100.00	0.00	5250000000000.000
181	6000000000000000.00	100.00	0.00	6000000000000.000
182	7500000000000000.00	100.00	0.00	7500000000000.000
183	9000000000000000.00	100.00	0.00	9000000000000.000
184	10600000000000000.00	100.00	0.00	10600

## Anexo 5. Hidrología

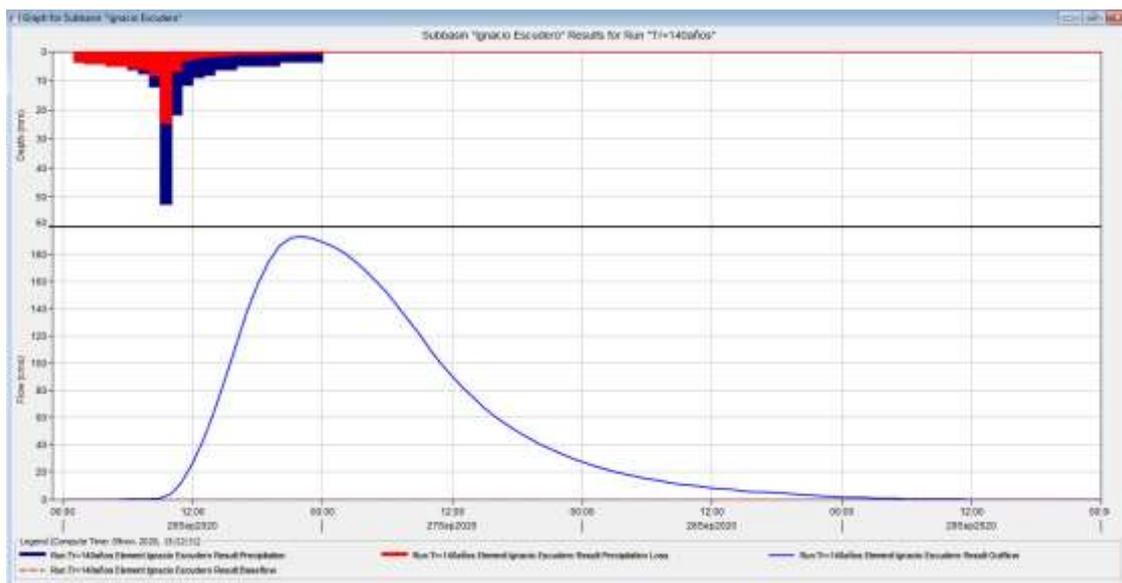
### Anexo 5.1. Resultados con el software HEC HMS

Corrida del Programa HEC HMS para un  $Tr=140$  Años



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico del Hidrograma de Salida para  $Tr=140$  Años



Fuente: Elaboración Propia

## Tabla de Resumen con los Datos más Importantes para Tr=140 Años

Project: TR=140 AÑOS    Simulation Run: Tr=140años

Start of Run: 26set.2020, 00:00    Basin Model: Cuenca Ignacio Escudero  
End of Run: 30set.2020, 00:00    Meteorologic Model: Met 1  
Compute Time:09nov.2020, 15:22:31    Control Specifications:Control 1

Show Elements:     Volume Units:  MM     1000 M3    Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Ignacio Escudero	144.50	192.7	26set.2020, 22:00	108.05

Fuente: Elaboración Propia

Tabla de Valores Parte 1 del Hidrograma para Tr=140 Años

Time-Series Results for Subbasin "Ignacio Escudero"							
Project: TR=140 AÑOS				Simulation Run: Tr=140años			
Subbasin: Ignacio Escudero							
Start of Run: 26set.2020, 00:00		Basin Model: Cuenca Ignacio Escudero					
End of Run: 30set.2020, 00:00		Meteorologic Model: Met 1					
Compute Time:09nov.2020, 15:22:31		Control Specifications:Control 1					
Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
26set.2020	00:00				0.0	0.0	0.0
26set.2020	01:00	3.51	3.51	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	02:00	3.50	3.50	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	03:00	4.11	4.11	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	04:00	4.11	4.11	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	05:00	4.91	4.91	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	06:00	4.90	4.86	0.04	0.0	0.0	0.0
26set.2020	07:00	6.21	5.67	0.54	0.1	0.0	0.1
26set.2020	08:00	7.61	6.21	1.40	0.3	0.0	0.3
26set.2020	09:00	12.02	8.46	3.56	1.0	0.0	1.0
26set.2020	10:00	52.29	24.63	27.66	4.4	0.0	4.4
26set.2020	11:00	21.84	6.76	15.08	12.8	0.0	12.8
26set.2020	12:00	11.62	3.07	8.55	26.3	0.0	26.3
26set.2020	13:00	9.02	2.18	6.84	44.0	0.0	44.0
26set.2020	14:00	8.01	1.80	6.21	65.2	0.0	65.2
26set.2020	15:00	6.31	1.34	4.97	89.0	0.0	89.0
26set.2020	16:00	6.31	1.27	5.04	113.7	0.0	113.7
26set.2020	17:00	4.81	0.93	3.88	136.9	0.0	136.9
26set.2020	18:00	4.81	0.89	3.92	157.5	0.0	157.5
26set.2020	19:00	4.80	0.86	3.94	174.3	0.0	174.3
26set.2020	20:00	4.81	0.83	3.98	186.0	0.0	186.0
26set.2020	21:00	3.71	0.62	3.09	191.7	0.0	191.7
26set.2020	22:00	3.71	0.61	3.10	192.7	0.0	192.7
26set.2020	23:00	3.70	0.59	3.11	191.5	0.0	191.5
27set.2020	00:00	3.71	0.58	3.13	188.9	0.0	188.9
27set.2020	01:00	0.00	0.00	0.00	185.4	0.0	185.4
27set.2020	02:00	0.00	0.00	0.00	180.7	0.0	180.7
27set.2020	03:00	0.00	0.00	0.00	174.8	0.0	174.8
27set.2020	04:00	0.00	0.00	0.00	167.9	0.0	167.9
27set.2020	05:00	0.00	0.00	0.00	160.0	0.0	160.0
27set.2020	06:00	0.00	0.00	0.00	151.0	0.0	151.0
27set.2020	07:00	0.00	0.00	0.00	141.2	0.0	141.2
27set.2020	08:00	0.00	0.00	0.00	130.9	0.0	130.9
27set.2020	09:00	0.00	0.00	0.00	120.3	0.0	120.3
27set.2020	10:00	0.00	0.00	0.00	109.8	0.0	109.8
27set.2020	11:00	0.00	0.00	0.00	99.7	0.0	99.7
27set.2020	12:00	0.00	0.00	0.00	90.3	0.0	90.3
27set.2020	13:00	0.00	0.00	0.00	81.8	0.0	81.8
27set.2020	14:00	0.00	0.00	0.00	74.1	0.0	74.1
27set.2020	15:00	0.00	0.00	0.00	67.1	0.0	67.1
27set.2020	16:00	0.00	0.00	0.00	60.8	0.0	60.8
27set.2020	17:00	0.00	0.00	0.00	55.1	0.0	55.1
27set.2020	18:00	0.00	0.00	0.00	49.9	0.0	49.9
27set.2020	19:00	0.00	0.00	0.00	45.2	0.0	45.2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla de Valores Parte 2 del Hidrograma para Tr=140 Años

Time-Series Results for Subbasin "Ignacio Escudero"

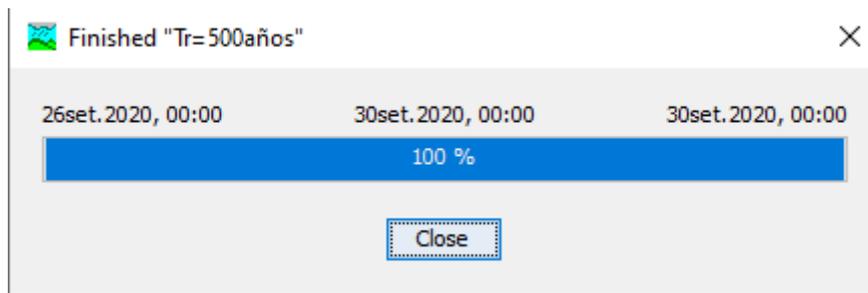
Project: TR=140 AÑOS Simulation Run: Tr=140años  
Subbasin: Ignacio Escudero

Start of Run: 26set.2020, 00:00 Basin Model: Cuenca Ignacio Escudero  
End of Run: 30set.2020, 00:00 Meteorologic Model: Met 1  
Compute Time:09nov.2020, 15:22:31 Control Specifications:Control 1

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
27set.2020	20:00	0.00	0.00	0.00	41.0	0.0	41.0
27set.2020	21:00	0.00	0.00	0.00	37.1	0.0	37.1
27set.2020	22:00	0.00	0.00	0.00	33.6	0.0	33.6
27set.2020	23:00	0.00	0.00	0.00	30.5	0.0	30.5
28set.2020	00:00	0.00	0.00	0.00	27.6	0.0	27.6
28set.2020	01:00	0.00	0.00	0.00	25.0	0.0	25.0
28set.2020	02:00	0.00	0.00	0.00	22.6	0.0	22.6
28set.2020	03:00	0.00	0.00	0.00	20.5	0.0	20.5
28set.2020	04:00	0.00	0.00	0.00	18.6	0.0	18.6
28set.2020	05:00	0.00	0.00	0.00	16.8	0.0	16.8
28set.2020	06:00	0.00	0.00	0.00	15.2	0.0	15.2
28set.2020	07:00	0.00	0.00	0.00	13.8	0.0	13.8
28set.2020	08:00	0.00	0.00	0.00	12.5	0.0	12.5
28set.2020	09:00	0.00	0.00	0.00	11.3	0.0	11.3
28set.2020	10:00	0.00	0.00	0.00	10.3	0.0	10.3
28set.2020	11:00	0.00	0.00	0.00	9.3	0.0	9.3
28set.2020	12:00	0.00	0.00	0.00	8.4	0.0	8.4
28set.2020	13:00	0.00	0.00	0.00	7.6	0.0	7.6
28set.2020	14:00	0.00	0.00	0.00	6.9	0.0	6.9
28set.2020	15:00	0.00	0.00	0.00	6.3	0.0	6.3
28set.2020	16:00	0.00	0.00	0.00	5.7	0.0	5.7
28set.2020	17:00	0.00	0.00	0.00	5.1	0.0	5.1
28set.2020	18:00	0.00	0.00	0.00	4.7	0.0	4.7
28set.2020	19:00	0.00	0.00	0.00	4.2	0.0	4.2
28set.2020	20:00	0.00	0.00	0.00	3.8	0.0	3.8
28set.2020	21:00	0.00	0.00	0.00	3.4	0.0	3.4
28set.2020	22:00	0.00	0.00	0.00	2.6	0.0	2.6
28set.2020	23:00	0.00	0.00	0.00	2.0	0.0	2.0
29set.2020	00:00	0.00	0.00	0.00	1.7	0.0	1.7
29set.2020	01:00	0.00	0.00	0.00	1.4	0.0	1.4
29set.2020	02:00	0.00	0.00	0.00	1.2	0.0	1.2
29set.2020	03:00	0.00	0.00	0.00	1.0	0.0	1.0
29set.2020	04:00	0.00	0.00	0.00	0.8	0.0	0.8
29set.2020	05:00	0.00	0.00	0.00	0.6	0.0	0.6
29set.2020	06:00	0.00	0.00	0.00	0.5	0.0	0.5
29set.2020	07:00	0.00	0.00	0.00	0.4	0.0	0.4
29set.2020	08:00	0.00	0.00	0.00	0.3	0.0	0.3
29set.2020	09:00	0.00	0.00	0.00	0.2	0.0	0.2
29set.2020	10:00	0.00	0.00	0.00	0.1	0.0	0.1
29set.2020	11:00	0.00	0.00	0.00	0.1	0.0	0.1
29set.2020	12:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
29set.2020	13:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
29set.2020	14:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
29set.2020	15:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0

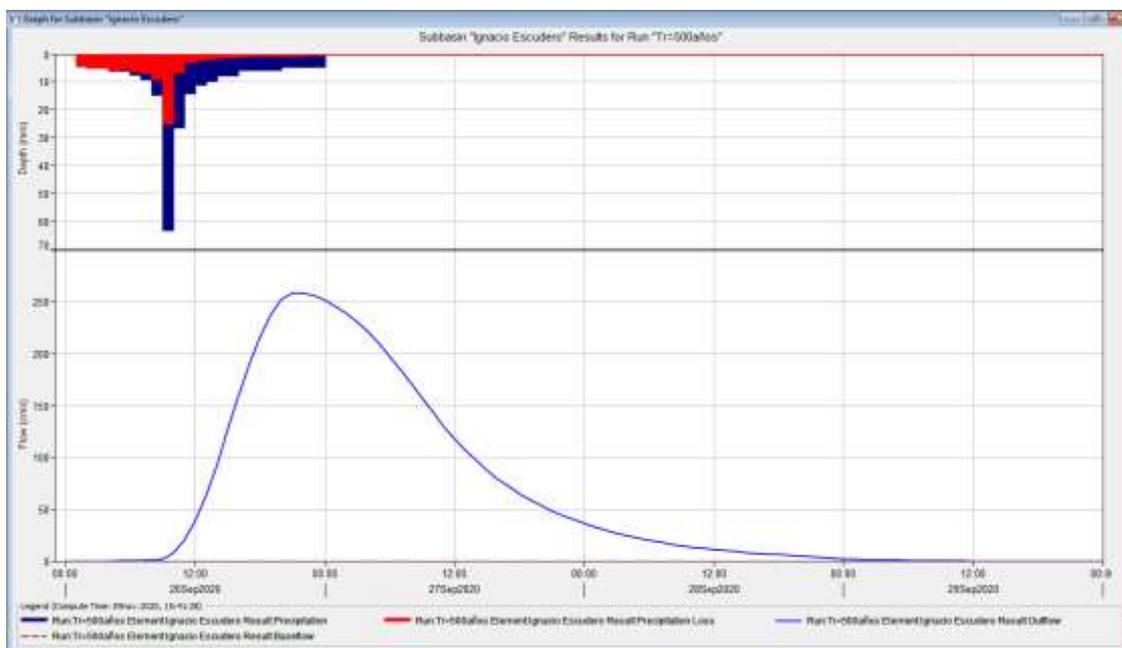
Fuente: Elaboración Propia

## Corrida del Programa HEC HMS para un Tr=500 Años



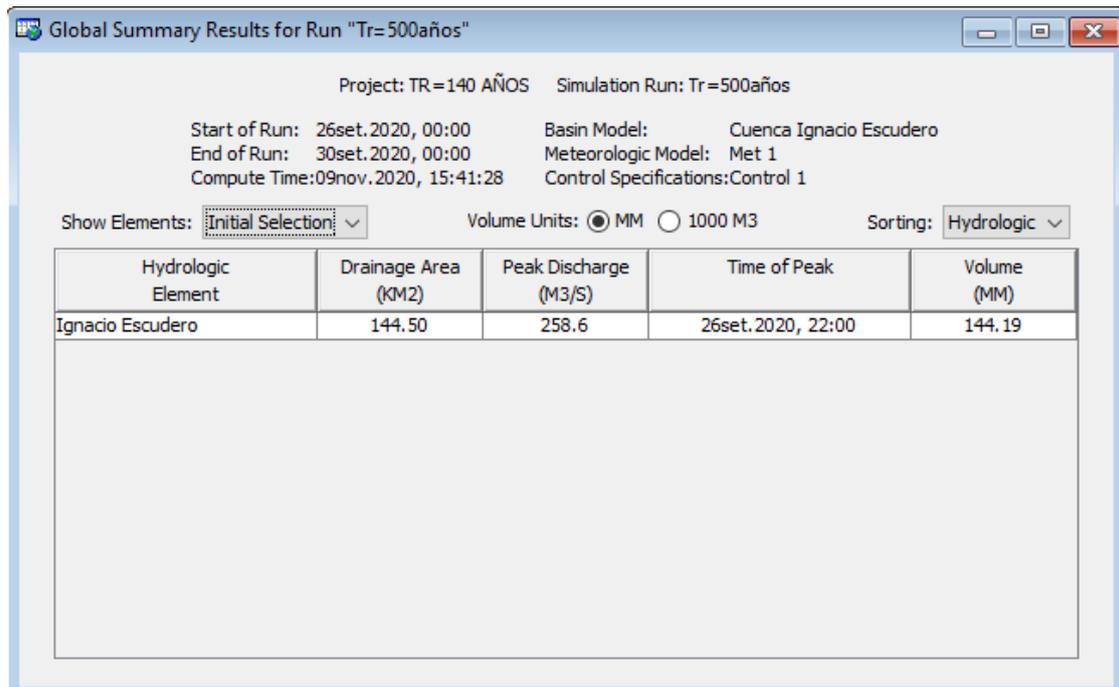
Fuente: Elaboración Propia

## Gráfico del Hidrograma de Salida para Tr=500 Años



Fuente: Elaboración Propia

## Tabla de Resumen con los Datos más Importantes para Tr=500 Años



Global Summary Results for Run "Tr= 500años"

Project: TR=140 AÑOS    Simulation Run: Tr=500años

Start of Run: 26set.2020, 00:00    Basin Model: Cuenca Ignacio Escudero  
End of Run: 30set.2020, 00:00    Meteorologic Model: Met 1  
Compute Time: 09nov.2020, 15:41:28    Control Specifications: Control 1

Show Elements:     Volume Units:  MM     1000 M3    Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Ignacio Escudero	144.50	258.6	26set.2020, 22:00	144.19

Fuente: Elaboración Propia

Tabla de Valores Parte 1 del Hidrograma para Tr=500 Años

Time-Series Results for Subbasin "Ignacio Escudero"

Project: TR=140 AÑOS Simulation Run: Tr=500años  
Subbasin: Ignacio Escudero

Start of Run: 26set.2020, 00:00 Basin Model: Cuenca Ignacio Escudero  
End of Run: 30set.2020, 00:00 Meteorologic Model: Met 1  
Compute Time:09nov.2020, 15:41:28 Control Specifications:Control 1

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
26set.2020	00:00				0.0	0.0	0.0
26set.2020	01:00	4.24	4.24	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	02:00	4.24	4.24	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	03:00	4.97	4.97	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	04:00	4.96	4.96	0.00	0.0	0.0	0.0
26set.2020	05:00	5.93	5.91	0.02	0.0	0.0	0.0
26set.2020	06:00	5.93	5.49	0.44	0.0	0.0	0.0
26set.2020	07:00	7.50	6.23	1.27	0.2	0.0	0.2
26set.2020	08:00	9.20	6.71	2.49	0.8	0.0	0.8
26set.2020	09:00	14.52	8.95	5.57	2.2	0.0	2.2
26set.2020	10:00	63.18	24.94	38.24	7.5	0.0	7.5
26set.2020	11:00	26.39	6.57	19.82	19.8	0.0	19.8
26set.2020	12:00	14.04	2.94	11.10	39.0	0.0	39.0
26set.2020	13:00	10.89	2.07	8.82	63.7	0.0	63.7
26set.2020	14:00	9.68	1.70	7.98	92.9	0.0	92.9
26set.2020	15:00	7.63	1.26	6.37	125.4	0.0	125.4
26set.2020	16:00	7.62	1.19	6.43	158.5	0.0	158.5
26set.2020	17:00	5.81	0.87	4.94	189.4	0.0	189.4
26set.2020	18:00	5.81	0.84	4.97	216.3	0.0	216.3
26set.2020	19:00	5.81	0.80	5.01	237.8	0.0	237.8
26set.2020	20:00	5.81	0.77	5.04	252.3	0.0	252.3
26set.2020	21:00	4.48	0.58	3.90	258.5	0.0	258.5
26set.2020	22:00	4.48	0.56	3.92	258.6	0.0	258.6
26set.2020	23:00	4.47	0.55	3.92	255.8	0.0	255.8
27set.2020	00:00	4.48	0.53	3.95	251.4	0.0	251.4
27set.2020	01:00	0.00	0.00	0.00	245.8	0.0	245.8
27set.2020	02:00	0.00	0.00	0.00	238.8	0.0	238.8
27set.2020	03:00	0.00	0.00	0.00	230.5	0.0	230.5
27set.2020	04:00	0.00	0.00	0.00	220.9	0.0	220.9
27set.2020	05:00	0.00	0.00	0.00	210.0	0.0	210.0
27set.2020	06:00	0.00	0.00	0.00	197.9	0.0	197.9
27set.2020	07:00	0.00	0.00	0.00	184.8	0.0	184.8
27set.2020	08:00	0.00	0.00	0.00	171.1	0.0	171.1
27set.2020	09:00	0.00	0.00	0.00	157.3	0.0	157.3
27set.2020	10:00	0.00	0.00	0.00	143.5	0.0	143.5
27set.2020	11:00	0.00	0.00	0.00	130.3	0.0	130.3
27set.2020	12:00	0.00	0.00	0.00	118.0	0.0	118.0
27set.2020	13:00	0.00	0.00	0.00	106.9	0.0	106.9
27set.2020	14:00	0.00	0.00	0.00	96.9	0.0	96.9
27set.2020	15:00	0.00	0.00	0.00	87.7	0.0	87.7
27set.2020	16:00	0.00	0.00	0.00	79.5	0.0	79.5
27set.2020	17:00	0.00	0.00	0.00	72.0	0.0	72.0
27set.2020	18:00	0.00	0.00	0.00	65.2	0.0	65.2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla de Valores Parte 2 del Hidrograma para Tr=500 Años

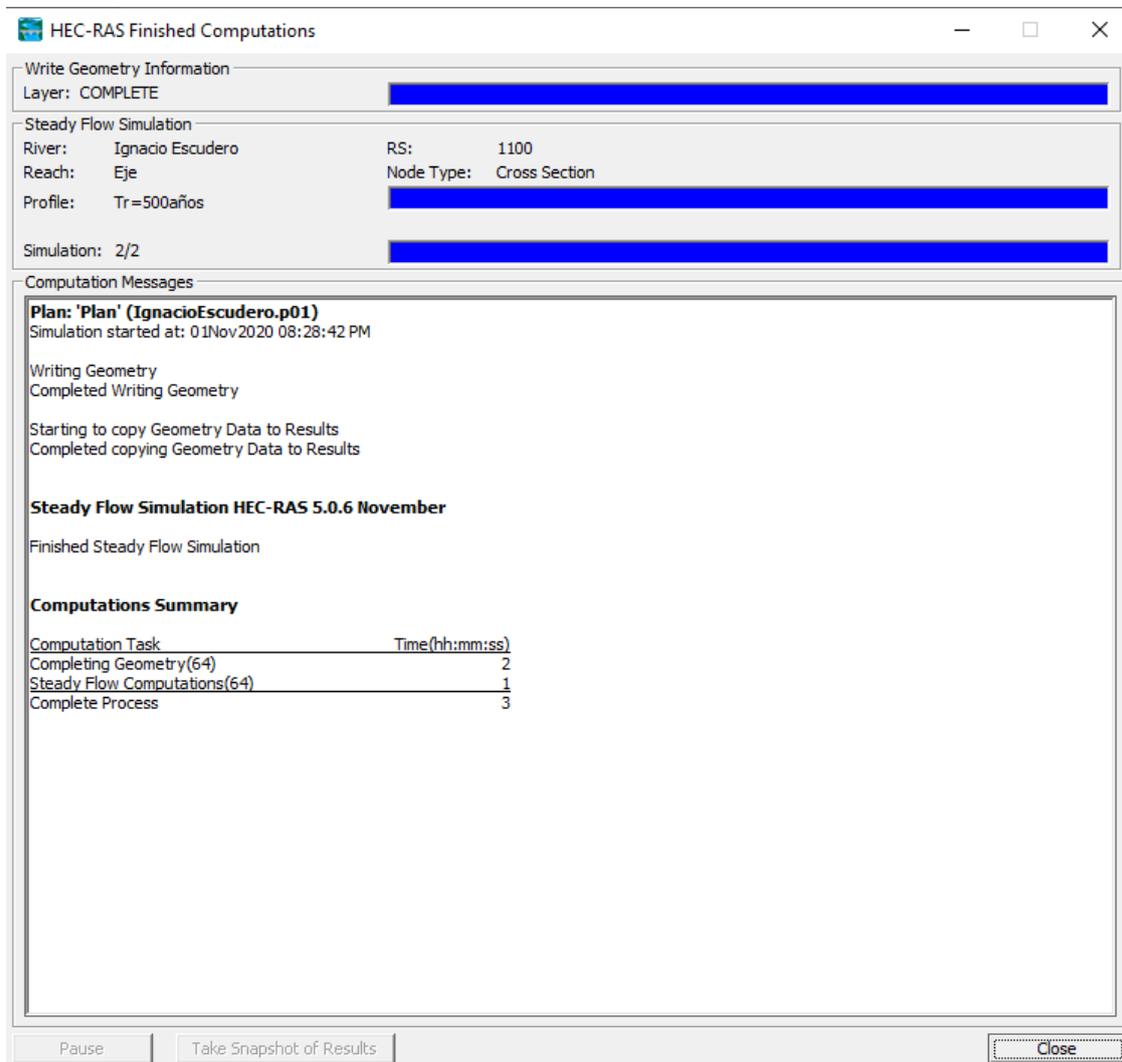
Time-Series Results for Subbasin "Ignacio Escudero"							
Project: TR = 140 AÑOS				Simulation Run: Tr = 500 años			
Subbasin: Ignacio Escudero							
Start of Run: 26set.2020, 00:00		Basin Model: Cuenca Ignacio Escudero					
End of Run: 30set.2020, 00:00		Meteorologic Model: Met 1					
Compute Time: 09nov.2020, 15:41:28		Control Specifications: Control 1					
Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
27set.2020	19:00	0.00	0.00	0.00	59.1	0.0	59.1
27set.2020	20:00	0.00	0.00	0.00	53.5	0.0	53.5
27set.2020	21:00	0.00	0.00	0.00	48.5	0.0	48.5
27set.2020	22:00	0.00	0.00	0.00	43.9	0.0	43.9
27set.2020	23:00	0.00	0.00	0.00	39.8	0.0	39.8
28set.2020	00:00	0.00	0.00	0.00	36.1	0.0	36.1
28set.2020	01:00	0.00	0.00	0.00	32.7	0.0	32.7
28set.2020	02:00	0.00	0.00	0.00	29.6	0.0	29.6
28set.2020	03:00	0.00	0.00	0.00	26.8	0.0	26.8
28set.2020	04:00	0.00	0.00	0.00	24.3	0.0	24.3
28set.2020	05:00	0.00	0.00	0.00	22.0	0.0	22.0
28set.2020	06:00	0.00	0.00	0.00	19.9	0.0	19.9
28set.2020	07:00	0.00	0.00	0.00	18.1	0.0	18.1
28set.2020	08:00	0.00	0.00	0.00	16.4	0.0	16.4
28set.2020	09:00	0.00	0.00	0.00	14.8	0.0	14.8
28set.2020	10:00	0.00	0.00	0.00	13.4	0.0	13.4
28set.2020	11:00	0.00	0.00	0.00	12.2	0.0	12.2
28set.2020	12:00	0.00	0.00	0.00	11.0	0.0	11.0
28set.2020	13:00	0.00	0.00	0.00	10.0	0.0	10.0
28set.2020	14:00	0.00	0.00	0.00	9.0	0.0	9.0
28set.2020	15:00	0.00	0.00	0.00	8.2	0.0	8.2
28set.2020	16:00	0.00	0.00	0.00	7.4	0.0	7.4
28set.2020	17:00	0.00	0.00	0.00	6.7	0.0	6.7
28set.2020	18:00	0.00	0.00	0.00	6.1	0.0	6.1
28set.2020	19:00	0.00	0.00	0.00	5.5	0.0	5.5
28set.2020	20:00	0.00	0.00	0.00	4.9	0.0	4.9
28set.2020	21:00	0.00	0.00	0.00	4.4	0.0	4.4
28set.2020	22:00	0.00	0.00	0.00	3.3	0.0	3.3
28set.2020	23:00	0.00	0.00	0.00	2.6	0.0	2.6
29set.2020	00:00	0.00	0.00	0.00	2.2	0.0	2.2
29set.2020	01:00	0.00	0.00	0.00	1.8	0.0	1.8
29set.2020	02:00	0.00	0.00	0.00	1.5	0.0	1.5
29set.2020	03:00	0.00	0.00	0.00	1.2	0.0	1.2
29set.2020	04:00	0.00	0.00	0.00	1.0	0.0	1.0
29set.2020	05:00	0.00	0.00	0.00	0.8	0.0	0.8
29set.2020	06:00	0.00	0.00	0.00	0.7	0.0	0.7
29set.2020	07:00	0.00	0.00	0.00	0.5	0.0	0.5
29set.2020	08:00	0.00	0.00	0.00	0.4	0.0	0.4
29set.2020	09:00	0.00	0.00	0.00	0.3	0.0	0.3
29set.2020	10:00	0.00	0.00	0.00	0.2	0.0	0.2
29set.2020	11:00	0.00	0.00	0.00	0.1	0.0	0.1
29set.2020	12:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
29set.2020	13:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0

Fuente: Elaboración Propia

## Anexo 6. Hidráulica

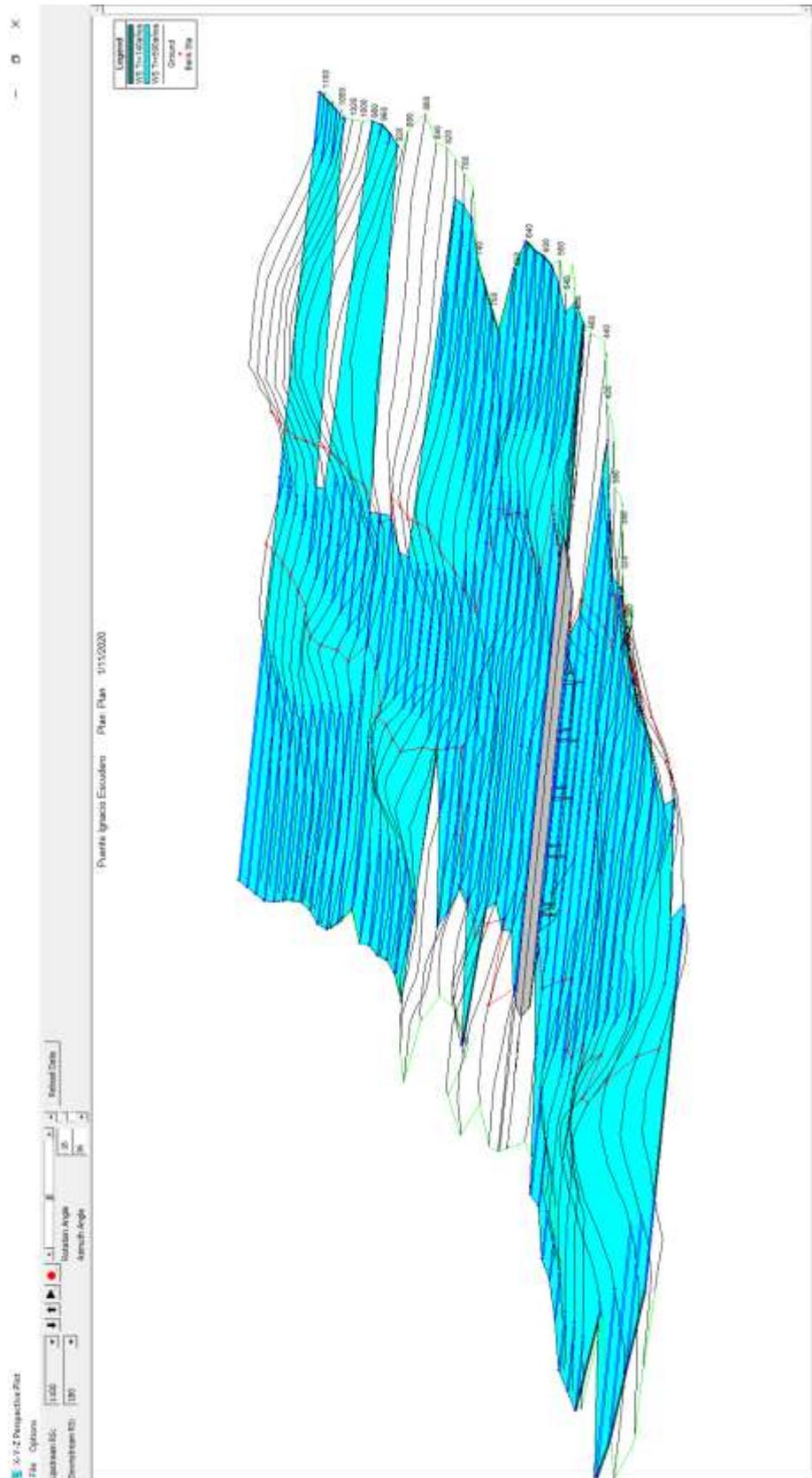
### Anexo 6.1. Resultados con el software HEC RAS

#### Corrida del Programa HEC RAS



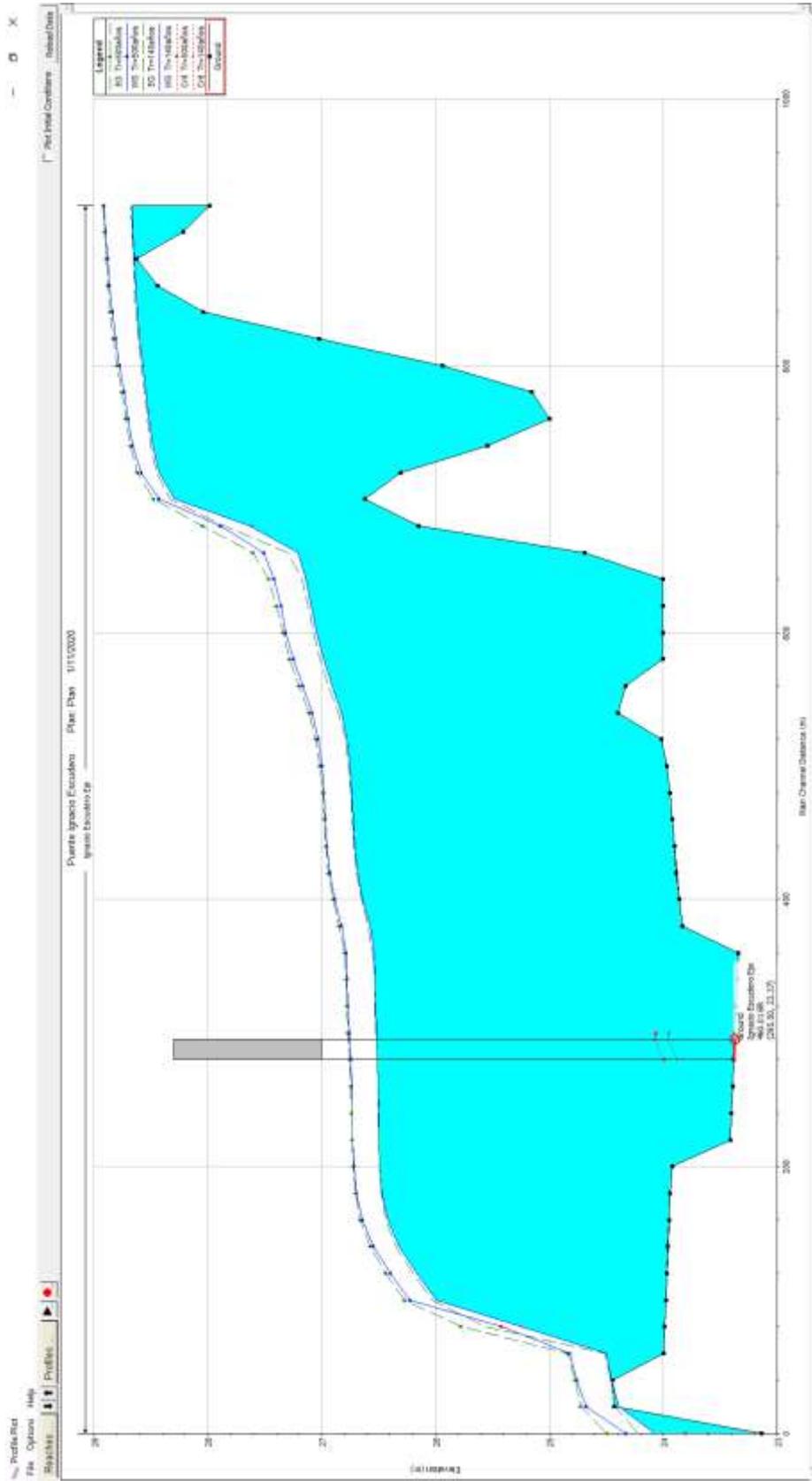
Fuente: Elaboración Propia

# Geometría del Cauce



Fuente: Elaboración Propia

# Perfil Longitudinal del Cauce



Fuente: Elaboración Propia

## Anexo 7. Estructuras de protección

### Anexo 7.1. Factor de seguridad para taludes

#### Factor de Seguridad Mínimo

Tipo de Análisis		FS mínimo	
		Estático	Pseudo estático
Global	Largo plazo	1.50	1.00
	Corto plazo	1.30	1.00
Local	Est. Interna	1.30	1.00

Fuente: Hawley (2017)

### Anexo 7.2. Especificaciones técnicas

#### Diseño por Velocidad Crítica y Velocidad Límite

Tipo	Espesor [m]	Piedras de relleno		Velocidad crítica [m/s]	Velocidad límite [m/s]
		Dimensiones [mm]	d <sub>50</sub> [m]		
Colchón Reno®	0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
		70 a 150	0,110	3,8	4,5
	0,23	70 a 100	0,085	3,7	4,5
		70 a 150	0,110	4,1	4,9
	0,30	70 a 120	0,100	4,0	4,7
		100 a 150	0,125	4,3	5,0
Gavión caja	0,50	100 a 200	0,150	4,9	5,8
		120 a 250	0,190	5,5	6,4

Fuente: Maccaferri (2019)

## Anexo 8. Análisis de costo directo

### Anexo 8.1. Presupuesto para la protección local

#### Presupuesto para la Protección Local con Gaviones

<b>Presupuesto</b>					
Presupuesto	<b>1101001</b>	<b>PROTECCIÓN LOCAL CON GAVIONES</b>			
Subpresupuesto	<b>001</b>	<b>PROTECCIÓN LOCAL CON GAVIONES</b>			
Cliente	<b>MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES</b>			Costo al	<b>31/10/2020</b>
Lugar	<b>PIURA - SULLANA - IGNACIO ESCUDERO</b>				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	<b>PROTECCIÓN CON GAVIONES</b>				<b>215,062.15</b>
01.01	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>32,671.83</b>
01.01.01	CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE LA OBRA DE 3.60 x 2.40 m	und	1.00	1,620.75	1,620.75
01.01.02	MÓVILIZACIÓN Y DESMÓVILIZACIÓN DE EQUIPO	gib	1.00	5,104.64	5,104.64
01.01.03	CONSTRUCCIÓN PROVISIONAL PARA ALMACEN Y DEPOSITO DEL CAMPAMENTO	m2	120.00	108.52	13,022.40
01.01.04	TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO.	m	400.00	5.59	2,236.00
01.01.05	CONTROL TOPOGRÁFICO DURANTE LA EJECUCIÓN	mes	2.00	3,395.52	6,791.04
01.01.06	DESvío PROVISIONAL DEL RÍO	m3	900.00	2.37	2,133.00
01.01.07	CONSTRUCCIÓN DE CAMINO DE ACCESO	m	700.00	2.52	1,764.00
01.02	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>5,208.32</b>
01.02.01	CORTE DE MATERIAL PARA LA INSTALACIÓN DE MURO DE GAVIONES C/MAQUINARIAS	m3	258.87	4.10	1,060.55
01.02.02	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO	m3	150.03	2.15	322.58
01.02.03	RELLENO DE MATERIAL DE PRESTAMO	m3	108.64	35.21	3,825.21
01.03	<b>GAVIÓN TIPO CAJA</b>				<b>177,182.00</b>
01.03.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 3.0x1.0x1.0m	pza	200.00	120.42	24,084.00
01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 3.0x1.0x1.0m malla 10x12 Ø2.7mm Zn+10%AL+PVC	und	200.00	117.58	23,512.00
01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 2.5x1.0x1.0m	pza	200.00	114.33	22,866.00
01.03.04	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 2.5x1.0x1.0m malla 10x12 Ø2.7mm Zn+10%AL+PVC	und	200.00	111.44	22,288.00
01.03.05	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 2.0x1.0x1.0m	pza	200.00	108.78	21,752.00
01.03.06	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 2.0x1.0x1.0m malla 10x12 Ø2.7mm Zn+10%AL+PVC	und	200.00	106.23	21,246.00
01.03.07	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 1.5x1.0x1.0m	pza	200.00	104.78	20,956.00
01.03.08	SUMINISTRO E INSTALACIÓN GAVIÓN CAJA TIPO 1.5x1.0x1.0m malla 10x12 Ø2.7mm Zn+10%AL+PVC	und	200.00	102.39	20,478.00
	<b>Costo Directo</b>				<b>215,062.15</b>
	<b>SON : DOSCIENTOS QUINCE MIL SESENTIDOS Y QUINCE SOLES</b>				

Fuente: Elaboración Propia

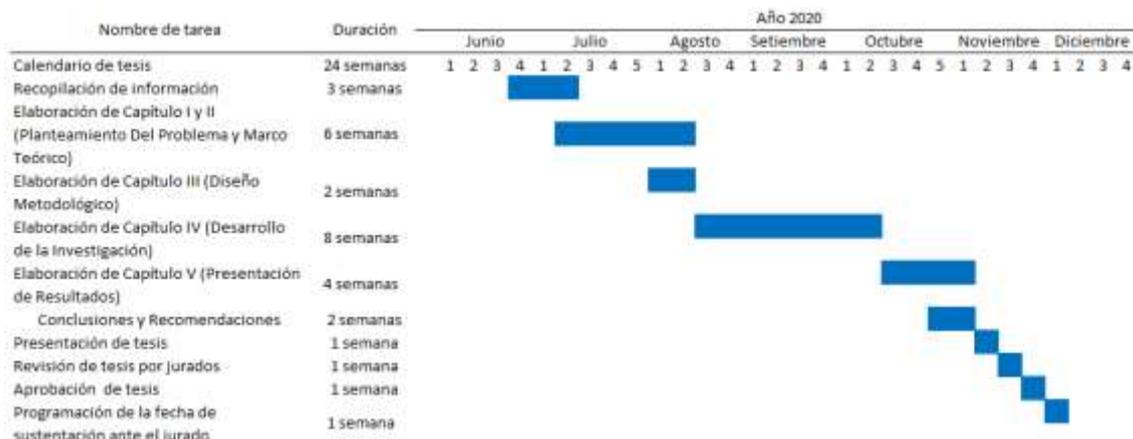
## Presupuesto para la Protección Local con Geobolsas

<b>Presupuesto</b>					
Presupuesto	<b>1102001</b>	<b>PROTECCIÓN LOCAL CON GEOBOLSAS</b>			
Subpresupuesto	<b>001</b>	<b>PROTECCIÓN LOCAL CON GEOBOLSAS</b>			
Cliente		<b>MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES</b>		Costo al	<b>10/11/2020</b>
Lugar		<b>PIURA - SULLANA - IGNACIO ESCUDERO</b>			
<b>Item</b>	<b>Descripción</b>	<b>Und.</b>	<b>Metrado</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
01	<b>PROTECCIÓN CON GEOBOLSAS</b>				<b>146,379.02</b>
01.01	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>32,671.83</b>
01.01.01	CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE LA OBRA DE 3.60 x 2.40 m	und	1.00	1,620.75	1,620.75
01.01.02	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	glb	1.00	5,104.64	5,104.64
01.01.03	CONSTRUCCIÓN PROVISIONAL PARA ALMACEN Y DEPOSITO DEL CAMPAMENTO	m2	120.00	108.52	13,022.40
01.01.04	TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO	m2	400.00	5.59	2,236.00
01.01.05	CONTROL TOPOGRÁFICO DURANTE LA EJECUCIÓN	mes	2.00	3,395.52	6,791.04
01.01.06	DESVIO PROVISIONAL DEL RIO	m3	900.00	2.37	2,133.00
01.01.07	CONSTRUCCIÓN DE CAMINO DE ACCESO	m	700.00	2.52	1,764.00
01.02	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>3,729.05</b>
01.02.01	CORTE DE MATERIAL PARA LA INSTALACIÓN DE MURO DE GEOBOLSAS C/MAQUINARIAS	m3	442.36	4.10	1,813.68
01.02.02	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO	m3	92.34	2.15	198.53
01.02.03	RELLENÓ DE MATERIAL DE PRESTAMO	m3	48.76	35.21	1,716.84
01.03	<b>GEOBOLSAS</b>				<b>109,978.14</b>
01.03.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE LASTRE ANTISOCAVANTE	m2	2,540.00	7.89	20,040.60
01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOBOLSA, GEOTEXTIL 108KN/M DE ALTA RESISTENCIA	m3	147.00	535.36	78,697.92
01.03.03	LLENADO Y TRANSPORTE DE GEOBOLSAS	m3	147.00	66.07	9,712.28
01.03.04	CIERRE DE GEOBOLSAS	m3	147.00	10.39	1,527.33
	<b>Costo Directo</b>				<b>146,379.02</b>
<b>SON : CIENTO CUARENTISEIS MIL TRESCIENTOS SETENTINUEVE Y 02/100 SOLES</b>					

Fuente: Elaboración Propia

## Anexo 9. Aspectos administrativos

### Anexo 9.1. Duración del proyecto de tesis



Fuente: Elaboración Propia

### Anexo 9.2. Presupuesto del proyecto de tesis

Presupuesto				
Ítem	Descripción	Cantidad	Precio (S/)	Parcial (S/)
1.0	Pago de matrícula	2	150	300
2.0	Programa de titulación 2020			0
2.1	Fotos	2		0
2.2	Partida de nacimiento	2	12	24
2.3	Constancia de matrícula	2		0
2.4	Legalización de Bachiller	2	40	80
2.5	Pago de inscripción	2	6000	12000
3.0	Servicios			0
3.1	Fotocopias	2	20	40
3.2	Impresiones	2	350	700
3.3	Empastados	2	400	800
Total (S/)				13944

Fuente: Elaboración Propia