

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
AGRÍCOLA**



**“MODELACIÓN HIDRÁULICA UNIDIMENSIONAL CON MUROS  
TRANSVERSALES EN EL TRAMO KM 25+000 AL 40+700 DEL RÍO  
RÍMAC”**

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

**BRENDA STHEFANIE LUCERO QUITO  
SUSANIBAR**

**LIMA – PERÚ**

**2023**

# TSP\_BQ

---

## ORIGINALITY REPORT

---

13%

SIMILARITY INDEX

13%

INTERNET SOURCES

2%

PUBLICATIONS

%

STUDENT PAPERS

---

## PRIMARY SOURCES

---

1

[hdl.handle.net](http://hdl.handle.net)

Internet Source

6%

2

[repositorio.undac.edu.pe](http://repositorio.undac.edu.pe)

Internet Source

5%

3

[repositorio.upao.edu.pe](http://repositorio.upao.edu.pe)

Internet Source

2%

4

[repositorio.ana.gob.pe](http://repositorio.ana.gob.pe)

Internet Source

1%

---

Exclude quotes  On

Exclude bibliography  On

Exclude matches  < 1%

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**“MODELACIÓN HIDRÁULICA UNIDIMENSIONAL CON MUROS  
TRANSVERSALES EN EL TRAMO KM 25+000 AL 40+700 DEL RÍO  
RÍMAC”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TITULO DE:

**INGENIERA AGRÍCOLA**

Presentado por:

**BACH. BRENDA STHEFANIE LUCERO QUITO SUSANIBAR**

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Dr. EUSEBIO MERCEDES INGOL BLANCO  
Presidente

Dra. LIA RAMOS FERNÁNDEZ  
Asesor

Mg. Sc. KENYI GLICERIO CAVALCANTI CÁRDENAS  
Miembro

Mg. Sc. LIZ MARGOT PALOMINO ZEGARRA  
Miembro

LIMA – PERÚ

2023

## **DEDICATORIA**

A mis seres queridos, quienes me han apoyado para conseguir este logro. A mi madre y abuela quienes son el motivo de esta meta cumplida.

## **AGRADECIMIENTO**

A la Dra. Lía Ramos Fernández, por guiarme en el desarrollo de este trabajo de suficiencia profesional.

A mi papá por apoyarme siempre a alcanzar mis metas con su apoyo incondicional.

A mis grandes amistades por motivarme a no rendirme.

## ÍNDICE GENERAL

<b>I. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 Problemática</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2 Objetivos</b> .....	<b>2</b>
<b>II. REVISIÓN DE LITERATURA</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1 Hidrología</b> .....	<b>3</b>
2.1.1 Cuenca hidrográfica .....	3
2.1.2 Determinación de caudal.....	3
2.1.3 Niño costero .....	3
2.1.4 Ley de Darcy.....	4
<b>2.2 Hidráulica</b> .....	<b>6</b>
2.2.1 Hidráulica Fluvial .....	6
2.2.2 Modelamiento Hidráulico .....	13
<b>III. DESARROLLO DEL TRABAJO</b> .....	<b>16</b>
<b>3.1 Generalidades</b> .....	<b>16</b>
<b>3.2 Características de la zona de estudio</b> .....	<b>16</b>
3.2.1 Área de estudio .....	16
3.2.2 Clima.....	18
3.2.3 Relieve .....	18
3.2.4 Suelo .....	19
3.2.5 Cobertura de uso de la tierra .....	19
3.2.6 Topografía.....	20
3.2.7 Hidrología .....	21
3.2.8 Pruebas de infiltración .....	23
3.2.9 Inventario de estructuras .....	24
<b>3.3 Procedimiento</b> .....	<b>28</b>
3.3.1 Consideraciones preliminares .....	28
3.3.2 Parametrización del Modelo Hidráulico .....	30
3.3.3 Diseño de muro transversales .....	49
3.3.4 Efecto hidráulico de la instalación de los muros transversales.....	60
3.3.5 Estimación del caudal de infiltración.....	63
<b>IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b> .....	<b>65</b>
<b>4.1 Calibración del modelo</b> .....	<b>65</b>
<b>4.2 Dimensiones y ubicación de los muros transversales</b> .....	<b>66</b>
<b>4.3 Evaluación del efecto hidráulico de la colocación de muro</b> .....	<b>69</b>
<b>V. CONCLUSIONES</b> .....	<b>71</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES</b> .....	<b>72</b>
<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>73</b>
<b>VIII. ANEXOS</b> .....	<b>74</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores de $k_1$ .....	7
Tabla 2. Valores de $F_b$ y $F_s$ .....	7
Tabla 3. Valores de $n$ , $K$ y $m$ .....	8
Tabla 4. Valores de coeficiente $\beta$ .....	10
Tabla 5. Valores de $X$ y $\frac{1}{(1+X)}$ , $1(1+X)$ , para suelos cohesivos y no cohesivos.....	10
Tabla 6. Coeficiente de contracción $\mu$ .....	11
Tabla 7. Clasificación de valores de rugosidad por tipología .....	12
Tabla 8. Caudales máximos extraordinarios en el puente Huampaní .....	22
Tabla 9. Caudales medios multianuales ( $m^3 s^{-1}$ ) - Estación Chosica .....	23
Tabla 10. Características de las pruebas de infiltración .....	24
Tabla 11. Tomas de canales de riego .....	25
Tabla 12. Bocatomas .....	25
Tabla 13. Descargas de canales de riego .....	26
Tabla 14. Ubicación de tramos angostos.....	28
Tabla 15. Profundidad y Ancho por tramos .....	29
Tabla 16. Valores del ancho estable promedio (TR=100 años) .....	30
Tabla 17. Coeficientes de rugosidad en el cauce del río Rímac.....	35
Tabla 18. Marca de agua en puente Huachipa y Morón.....	44
Tabla 19. Resumen de resultados – Época de avenida.....	46
Tabla 20. Resumen de resultados – Época de estiaje .....	48
Tabla 21. Análisis del ancho del cauce .....	50
Tabla 22. Longitud y ubicación de muros propuestos .....	51
Tabla 23. Datos hidráulicos para un TR=500 años, en secciones de análisis .....	54
Tabla 24. Profundidad de los muros transversales .....	54
Tabla 25. Altura total de los muros transversales .....	56
Tabla 26. Resultados del modelo hidráulico con muros transversales con altura de 0,80m ....	59
Tabla 27. Resultados del modelo hidráulico con muros transversales con altura de 1,00m ....	59
Tabla 28. Caudal de infiltración en el tramo de estudio.....	64
Tabla 29. Coeficiente de rugosidad validado por tramo .....	65
Tabla 30. Coeficiente de rugosidad validado por tramo .....	65
Tabla 31. Variación porcentual de resultado del modelo hidráulico con muros transversales con altura de 0.80m y 1,00m.....	66
Tabla 32. Resumen de resultados de estructuras existentes y pendientes promedios - Estiaje	68
Tabla 33. Resumen de resultados de estructuras existentes y pendientes promedios - Avenida .....	68
Tabla 34. Variación porcentual de resultado del modelo hidráulico en situación actual con muros transversales con altura de 0,80m – Periodo de avenida ordinario. ....	69
Tabla 35. Variación porcentual de resultado del modelo hidráulico en situación actual con muros transversales con altura de 0,80m – Periodo de estiaje. ....	69
Tabla 36. Caudales promedio mensuales ( $m^3.s^{-1}$ ) - estación Chosica.....	74
Tabla 37. Caudal promedio diario ( $m^3.s^{-1}$ ) - estación Chosica - noviembre 2020.....	75
Tabla 38. Caudal promedio diario ( $m^3.s^{-1}$ ) - estación Chosica 2017.....	76

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonas afectadas por El Niño costero 2017 .....	4
Figura 2. Experimento de Darcy .....	5
Figura 3. Representación gráfica socavación en la sección transversal de Cauce .....	9
Figura 4. Representación de los términos del balance de energía.....	13
Figura 5. Interpretación de la pendiente motriz de cada sección. ....	15
Figura 6. Fuerzas actuantes sobre el volumen de control definido entre dos secciones cualesquiera 1 y 2.....	15
Figura 7. Ubicación de la zona de estudio .....	17
Figura 8. Mapa de pendiente de la zona de estudio .....	18
Figura 9. Mapa de tipo de suelo .....	19
Figura 10. Mapa de cobertura vegetal.....	19
Figura 11. Levantamiento topográfico convencional y fotogramétrico .....	20
Figura 12. Ortofoto obtenida con DRONE .....	21
Figura 13. Topografía en planta de la zona de estudio.....	21
Figura 14. Ubicación de estaciones meteorológicas e hidrométricas.....	21
Figura 15. Precipitación promedio multianual por estaciones .....	22
Figura 16. Hidrograma – Estación Chosica .....	23
Figura 17. Mapa de ubicación de las obras mayores existentes.....	27
Figura 18. Secciones del cauce generadas en Civil 3D.....	31
Figura 19. Geometría del cauce representado en el HEC-RAS en situación actual.....	32
Figura 20. Ingreso de geometría de puente con pilares.....	32
Figura 21. Ingreso de geometría de puente tipo viga .....	33
Figura 22. Ingreso de geometría de la bocatoma Huachipa .....	33
Figura 23. Condición de contorno del modelo hidráulico.....	34
Figura 24. Caudales de ingreso al modelo hidráulico .....	34
Figura 25. Tramo 0+000 a 0+200 km – Época de estiaje (2020).....	38
Figura 26. Tramo 0+000 a 0+200 km – Época de estiaje con mancha de agua generada .....	38
Figura 27. Tramo 0+400 a 0+500 km – Época de estiaje (2020).....	38
Figura 28. Tramo 0+400 a 0+500 km – Época de estiaje con mancha de agua generada .....	39
Figura 29. Puente Morón ubicado en el km 1+734.....	39
Figura 30. Toma de altura de marca de agua en el puente Morón a) y b).....	40
Figura 31. Puente Huachipa ubicado en el km 15+470.....	40
Figura 32. Toma de altura de marca de agua en el puente Huachipa.....	41
Figura 33. Geometría del puente Morón ubicado en el km– 1+734, cota de agua en el año 2017. ....	42
Figura 34. Sección hidráulica del puente Morón en HEC-RAS para el año 2017.....	42
Figura 35. Geometría del puente Huachipa ubicado en el km– 15+470, cota de agua en el año 2017.....	43
Figura 36. Sección hidráulica del puente Huachipa en HEC-RAS para el año 2017 .....	43
Figura 37. Vista 3D del modelo en situación actual – Época de avenida .....	45
Figura 38. Vista perfil del modelo en situación actual – Época de avenida .....	45
Figura 39. Vista 3D del modelo en situación actual – Época de estiaje .....	47
Figura 40. Vista perfil del modelo en situación actual – Época de estiaje.....	47
Figura 41. Perfil del río entre los puentes .....	48
Figura 42. Sección típica de muro.....	55



Figura 43. Sección transversal de la distribución de entre muros transversales .....	56
Figura 44. Vista 3D del modelo con muros transversales con altura 0,80 m.....	57
Figura 45. Vista perfil del modelo con muros transversales con altura 0,80 m.....	57
Figura 46. Vista 3D del modelo con muros transversales con altura 1,00 m.....	58
Figura 47. Vista perfil del modelo con muros transversales con altura 1,00 m.....	58
Figura 48. Sección transversal con muros transversales con altura 0,80 m.....	60
Figura 49. Sección transversal con muros transversales con altura 1,00 m.....	60
Figura 50. Sección transversal con muros transversales con altura 0,80 m – distribución de velocidades.....	61
Figura 51. Sección transversal con muros transversales con altura 1,00 m – distribución de velocidades.....	61
Figura 52. Sección transversal – Situación Actual.....	61
Figura 53. Sección transversal con muros transversales con altura 0,80 m – Avenida ordinaria .....	62
Figura 54. Esquema de variación de perfil geométrico.....	62
Figura 55. Esquema de Perfil hidráulico del modelamiento hidráulico con muros transversales .....	62
Figura 56. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan - Levediev – prog. 0+570.....	77
Figura 57. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 0+790.....	78
Figura 58. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 1+580.....	79
Figura 59. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 1+685.....	80
Figura 60. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 1+880.....	81
Figura 61. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 2+880.....	82
Figura 62. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 3+885.....	83
Figura 63. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 4+680.....	84
Figura 64. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 5+290.....	85
Figura 65. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 5+900.....	86
Figura 66. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan - Levediev – prog. 7+580.....	87
Figura 67. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 7+880.....	88
Figura 68. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 8+280.....	89
Figura 69. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 9+580.....	90
Figura 70. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 10+785... ..	91
Figura 71. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 11+480... ..	92
Figura 72. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 11+980... ..	93
Figura 73. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 12+885... ..	94
Figura 74. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 13+985... ..	95
Figura 75. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 14+680... ..	96
Figura 76. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 14+980... ..	97
Figura 77. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 15+690... ..	98

## ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: INFORMACIÓN CLIMÁTICA E HIDROLÓGICA .....	74
ANEXO 2: CÁLCULO DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS.....	77

## RESUMEN

En el presente trabajo de suficiencia profesional se expone el “estudio de diseño y modelamiento hidráulico para muros transversales” contemplado en el proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea realizado en el río Rímac. Este proyecto tuvo como objetivo reducir la brecha existente sobre el servicio de agua potable que brinda la PTAP Huachipa, ya que actualmente solo se está produciendo  $1,32 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$  y no el caudal de diseño de  $5 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ; esto se mitigará mediante la recarga inducida artificial, donde se aprovecha el volumen de agua superficial en periodos de avenida con el efecto de la instalación de muros transversales y pozos tubulares. El diseño y modelamiento hidráulico de los muros transversales se realizó en el tramo km 25+000 al 40+700 del cauce del río Rímac. El modelo hidráulico se efectuó con el software HEC-RAS 1D en flujo permanente, para dos escenarios: uno en situación actual y otro para modelo con muros transversales. Para el diseño de los muros transversales se consideró un periodo de retorno de 100 y 500 años. Una vez definido las dimensiones y ubicaciones de estos muros se ingresaron al modelo hidráulico, y luego se evaluó el efecto generado por su colocación transversal en el cauce para un periodo de avenida y estiaje, con el fin de analizar si la variación del área mojada, tirante de agua, velocidad y número de Froude, representarían un beneficio para el incremento de la infiltración en el tramo de estudio. Finalmente, se corroboró que existe un incremento de 32 por ciento del área mojada con la implementación de los muros transversales, generando mayor área de contacto entre el flujo de agua y el suelo, es decir aumentando la variable principal para la infiltración. Obteniendo un incremento del 26 por ciento y 32 por ciento en los caudales de infiltración durante las temporadas de avenidas y estiaje, respectivamente.

Palabras clave: cuenca del río Rímac; muros transversales; HEC RAS; pendiente; periodo de avenida; periodo de estiaje.

## **ABSTRACT**

In the present work of professional sufficiency, the “Design study and hydraulic modeling for transversal walls” will be presented. This is contemplated in the project for the progressive recovery of the underground reserve carried out in the Rímac river. This project aimed to reduce the gap that exists on the service of drinking water provided by the PTAP of Huachipa, since currently only 1,32 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> is being produced and not the designed flow of 5 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>. This gap will be mitigated by artificially induced recharge, where the volume of surface water is used in flood periods with the effect of installing transversal walls and tube wells. The design and hydraulic modeling of the cross walls was carried out in the 25+000 to 40+700 km stretch of the Rímac river bed. The hydraulic model was carried out with the HEC-RAS 1D software in permanent flow, for two scenarios: one in the current situation and another for the model with transversal walls. For the design of the transversal walls, a return period of 100 and 500 years was considered. Once the dimensions and locations of these walls were defined, they were entered into the hydraulic model. Then, the effect generated by their transversal placement in the channel was evaluated for a period of flood and low water to analyze if the variation of the wetted area, depth of water, speed and number of Froude would represent a benefit for the infiltration increase in the section of study. Finally, it was confirmed that there is a 32 percent increase in the wetted area with the implementation of the transverse walls, generating a greater contact area between the water flow and the soil, that is, increasing the main variable for infiltration. Obtaining an increase of 26 percent and 32 percent in infiltration flows during the flood and dry season, respectively.

Keywords: Rimac river basin; cross walls; HEC RAS; earring; avenue period; dry season.

# I. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Problemática

Debido al crecimiento poblacional progresivo de la ciudad de Lima, se ha visto afectado el almacenamiento del acuífero del río Rímac por el incremento de la explotación de la fuente de agua subterránea, y como medida de mitigación se contempla proyectos de recuperación progresiva de la reserva subterránea, siendo uno de ellos la recarga inducida artificial mediante el aprovechamiento del volumen de agua superficial en periodos de avenida que se proyecta en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac, a fin de reducir la brecha que existe sobre el servicio de agua potable que brinda la PTAP Huachipa, ya que ésta planta solo está cubriendo el 26 por ciento de su demanda actual. Para generar la recarga inducida artificial se proyecta instalar muros transversales y pozos tubulares; los primeros buscan aumentar el área de contacto entre agua y el suelo, reducir la pendiente del cauce y disminuir la velocidad del flujo de agua; y los segundos buscan aumentar la gradiente hidráulica, para lograr finalmente una mayor infiltración.

Por consiguiente, en el presente proyecto de trabajo de suficiencia profesional tuvo como finalidad presentar la evaluación del comportamiento hidráulico del cauce del río Rímac en el tramo km 25+000 al 40+700 con el *software* HEC-RAS 1D. Se hizo uso de este *software* ya que es gratuito y de mayor uso internacionalmente, generalmente realiza cuatro (4) tipos de análisis en ríos modelación de flujo en régimen permanente, flujo en régimen no permanente, del transporte de sedimentos y calidad de agua, también permite la interacción del río con estructuras hidráulicas e ingresos caudales en diferentes sectores. En este caso, se empleó un régimen de modelo hidráulico permanente considerando flujos de ingresos y salidas de caudales en diferentes puntos del tramo del cauce, con el objetivo de diseñar los muros transversales a lo largo del tramo de la zona de estudio, a fin de reducir la velocidad del flujo y la pendiente, logrando aumentar el área mojada y la gradiente hidráulica.

En conclusión, se realizará el diseño y modelamiento hidráulico en el tramo km 25+000 al 40+700 del cauce del río Rímac, en base a un modelo con situación actual y otro con los muros transversales proyectados, para estos modelos se considerará un caudal ordinario en avenidas y estiaje, donde se analizarán los resultados de los valores de las variables de tirante, velocidad y *Froude*, con los que se podrá determinar si con la variación de la sección hidráulica se logra

obtener las condiciones necesarias requeridas para lograr la recarga inducida artificial en el tramo de estudio.

## **1.2 Objetivos**

### **El objetivo general**

Realizar el diseño hidráulico de muros transversales y modelamiento unidimensional usando HEC-RAS en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac.

### **Los objetivos específicos**

- Parametrizar las condiciones iniciales del modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS mediante la calibración del coeficiente de rugosidad de *Manning*, para la simulación de la situación actual del cauce.
- Dimensionar y ubicar los muros transversales a lo largo del tramo de estudio.
- Determinar el efecto hidráulico generado por la colocación de muros transversales mediante la comparación de la velocidad, tirante del flujo y el número de *Froude* obtenidos del modelo unidimensional HEC-RAS en condiciones naturales y con muros transversales.

## **II. REVISIÓN DE LITERATURA**

### **2.1 Hidrología**

#### **2.1.1 Cuenca hidrográfica**

La cuenca hidrográfica es el terreno que ocupa las aguas caídas por la precipitación formando cursos de agua bien definidos y generando un curso de agua principal. La delimitación de una cuenca se realiza siguiendo las líneas del *divortium aquarum* (parteaguas), esta línea se considera como una línea imaginaria que representa el límite entre las cuencas adyacentes, distribuyendo los cursos de agua generados por la precipitación.

Para la evaluación de una cuenca hidrográfica se debe conocer las siguientes características físicas: superficie, topografía, altitudes, geología, suelos y cobertura.

Sobre la superficie de la cuenca delimitada, se genera un ciclo hidrológico el cual representa el proceso por el cual pasa el agua, tal como precipitación, infiltración, escorrentía, percolación profunda, almacenamiento en el suelo, evaporación y transpiración, y esto puede semejar a un sistema en sí.

#### **2.1.2 Determinación de caudal**

Como parte del proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac, se realizó un estudio hidrológico de la cuenca del río Rímac y de la cuenca del proyecto, donde se determinó los caudales de ingreso mensuales en el tramo de estudio para un periodo de avenida y estiaje, en base a los datos de 19 estaciones meteorológicas y 3 estaciones hidrométricas, obtenidos del portal de SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú) y la ANA (Autoridad Nacional del Agua). Así mismo, se determinó los caudales para diferentes periodos de retorno, siendo de interés los hidrogramas de caudales pico para un periodo de retorno de 100 y 500 años.

#### **2.1.3 Niño costero**

En la zona de estudio se ha registrado eventos hidrológicos históricos intensos, entre grandes magnitudes de caudales y/o eventos de sequía. En el 2017, se registraron inundaciones que

afectaron al distrito de Chaclacayo y Lurigancho – Chosica, ocasionado por El Niño costero, donde se generó pérdida de vidas humanas y grandes daños materiales.

En la Figura 1, se presenta las zonas afectadas por el fenómeno de El Niño costero 2017 donde se puede observar que el distrito de Chaclacayo y Lurigancho – Chosica están clasificados como zonas más afectadas por el Niño Costero del 2017.



**Figura 1. Zonas afectadas por El Niño costero 2017**

Fuente: Comercio (2017)

La magnitud de este fenómeno generó huacos que afectaron a la Carretera Central, siendo la zona más afectada Carapongo. Así mismo, en la sierra central se incrementó los caudales con lodo, piedras, árboles y palizadas, interrumpiendo la captación de agua de la planta de tratamiento de agua potable La Atarjea. Debido a ello, SEDAPAL puso en marcha el plan de contingencia, donde se racionalizó el agua a los 27 distritos de Lima, como parte de protección a la infraestructura de la planta de tratamiento.

En marzo de 2017, el río Rímac se desbordó produciendo gran daño a la prolongación de la Carretera Ramiro Prialé, campos agrícolas, zonas de recreación campestre, fábricas de mototaxistas, viviendas, etc.

#### **2.1.4 Ley de Darcy**

La ley física que describe el movimiento del agua a través de suelos fue propuesta por Darcy en 1856. Darcy observó que la velocidad del agua que fluye en un medio poroso es directamente proporcional al gradiente hidráulico inducido por el flujo. En otras palabras, esta relación



establece que la velocidad de movimiento del agua a través de un suelo poroso es influenciada de manera lineal por la diferencia de altura del agua en el suelo, lo que conocemos como el gradiente hidráulico.

### Experimento de Darcy

El montaje experimental consta de una columna vertical rellena de un medio poroso (en este caso, arena) con una sección transversal  $S$  y una longitud  $L$ . A través de esta columna, se permite el flujo de agua y se mide el volumen de agua ( $Q$ ) que atraviesa la columna por unidad de tiempo. Además, se registran las alturas piezométricas  $y$ , las cuales se miden mediante un manómetro colocado en los extremos de la columna.

El resultado de Darcy se expresa en la forma:

$$Q = kS \frac{\Delta h}{L}$$

Donde:

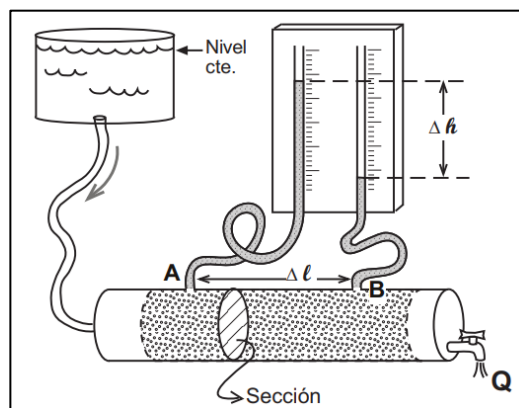
$Q$ = Volumen de agua que atraviesa la columna por unidad de tiempo. (m<sup>3</sup>/s)

$k$ = Conductividad hidráulica. (m/s)

$S$ = Sección transversal donde que atraviesa el fluido. (m<sup>2</sup>)

$\Delta h$ = Diferencia potencial. (m)

$L$ = Longitud del medio poroso. (m)



**Figura 2. Experimento de Darcy**

Fuente: (Román, 2008)

## 2.2 Hidráulica

### 2.2.1 Hidráulica Fluvial

Esta disciplina estudia la relación que existe entre las corrientes naturales y las estructuras existentes dentro de ríos y lagos.

*“La Hidráulica Fluvial no puede comprenderse ni aplicarse aisladamente de una serie de disciplinas de ingeniería que le son complementarias. Así, la Hidráulica Fluvial se ubica dentro de la Hidráulica General y de la Hidráulica de Canales en particular. La Meteorología y la Hidrología resultan indispensables para el estudio de una de las fases del fenómeno fluvial. La Geología, la Geomorfología y disciplinas afines constituyen fundamento importante para la mejor comprensión del comportamiento fluvial.”* (Rocha, 1999).

Es decir, se basa en la comprensión del sistema fluvial y las características geomorfológicas, conociendo así el comportamiento hidráulico de los ríos. Para ello, se tiene las siguientes variables: el caudal líquido, caudal sólido, ancho del canal o cauce, tirante de agua, velocidad de flujo, radio hidráulico, pendiente, régimen, geometría hidráulica, etc.

#### a. Ancho estable

Se tiene como uno de los parámetros el ancho estable del cauce, donde se puede aplicar los métodos de *Petits, Simons y Henderson; Blench y Altunin; y Manning Strickler:*

**Método de *Petits*:** Esta fórmula está en función del caudal de diseño.

$$B = 4,44 * Q^{0,5}$$

Donde:

$$\begin{aligned} B &= \text{Ancho estable (m)} \\ Q &= \text{Caudal (m}^3 \cdot \text{s}^{-1}\text{)} \end{aligned}$$

**Método de *Simons y Henderson*:** Esta basado en la teoría de régimen estable, además, en función del caudal de diseño y de las condiciones de fondo y orilla del río.

$$B = K_1 * Q^{1/2}$$

**Tabla 1. Valores de k1**

Material	K1
Fondo y Orillas de Arena	5,7
Fondo Arena y Orillas de Materiales Cohesivo	4,2
Fondo y Orillas de Material Cohesivo	3,6
Fondo y Orillas del Cauce de Grava	2,9
Fondo Arena y Orillas de Material No Cohesivo	2,8

Fuente: ANA (2019)

Donde:

B = Ancho estable (m)

Q = Caudal (m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>)

K<sub>1</sub> = Coeficiente (ver Tabla 1)

**Método de *Blench* y *Altunin*:** Esta basado en la teoría de régimen estable y en función del caudal de diseño, factor de fondo (Fb) y en el factor de orilla (Fs). Así mismo, estos factores consideran la concentración del material transportado en suspensión, el diámetro de las partículas de fondo y la resistencia de las orillas a ser erosionada.

$$B = 1,81 * (Q * Fb / Fs)^{1/2}$$

**Tabla 2. Valores de Fb y Fs**

Factor de fondo	Fb	Factor de orilla	Fs
Mat. Finos (DM<0,5 mm)	0,80	Mat. Suelos	0,1
Mat. Gruesos (DM>0,5 mm)	1,20	Mat. Ligeramente Cohesivo	0,2
		Mat. Cohesivo	0,3

Fuente: ANA (2019)

Donde:

B = Ancho estable (m)

Q = Caudal (m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>)

Fb = Factor de fondo (ver Tabla 2)

Fs = Factor de fondo (ver Tabla 2)

**Método de *Manning Strickler*:** Este método incluye como parámetros de cálculos a los coeficientes de rugosidad (n), tipo material (k) y de cauce (m).

$$B = \left( \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{S^{\frac{1}{5}}} \right) \left( nK^{\frac{5}{3}} \right)^{3/(3+5m)}$$

**Tabla 3. Valores de n, K y m**

Rugosidad del cauce del río	(n)	Coefficiente - Tipo de material	(K)	Coefficiente cauce	(m)
Sólido sin irregularidades	0,03	Valor practico	10	Cauces aluviales	0,5
Con acarreo irregular	0,03	Material aluvial	12	Cauces arenosos	0,7
Con vegetación	0,03	Material fácilmente erosionable	16	Cauces de montaña	1,0
Con derrubio e irregular	0,03	Mat. Muy resistente	3		
Con fuerte transporte de acarreo	0,04				
Con piedras de 0,25 a 0,30m.	0,04				
Con derrubio y acarreo móvil	0,05				

Fuente: ANA (2019)

Donde:

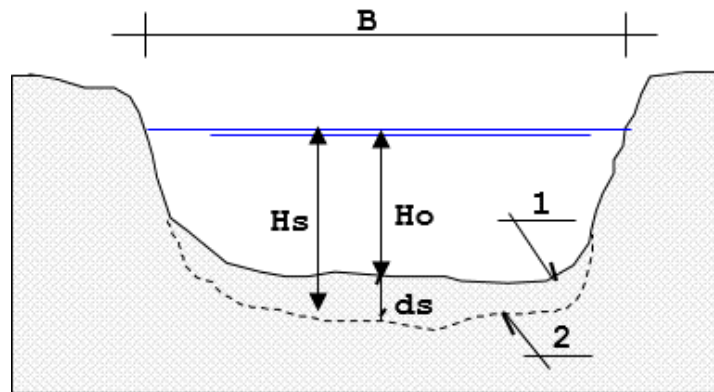
- B = Ancho estable (m)
- Q = Caudal ( $m^3 \cdot s^{-1}$ )
- S = Pendiente (m/m)
- n = Coeficiente de *Manning* (Ver Tabla 3)
- K = Coeficiente del tipo de material (ver Tabla 3)
- m = Coeficiente de cauce (ver Tabla 3)

### **b. Socavación**

La socavación general, es producida por el incremento de la velocidad y el esfuerzo cortante del flujo en el cauce, exista o no alguna estructura antropogénica, generando una disminución del nivel de la base del cauce. Un ejemplo de ello se puede apreciar cuando existe un estrechamiento en el cauce produciendo una contracción del flujo de agua. Los métodos que se consideran para la determinación de la socavación general es el método de *Lischtvan – Levediev* y método *Blench*.

#### **Método de *Lischtvan - Levediev***

Este método toma en cuenta la forma del cauce, si el cauce es bien definido o no; la textura del material del fondo, si es un material cohesivo o no cohesivo. Para el cálculo de la profundidad de la socavación de suelos homogéneos se considerará las siguientes formulas.



**Figura 3. Representación gráfica socavación en la sección transversal de Cauce**  
 Nota: (1) - Perfil antes de la erosión (2) - Perfil después de la erosión

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

$$\alpha = Q_d \cdot (H_m^{5/3} B_e m)^{-1}$$

$H_s$  = Profundidad de socavación (m).

$Q_d$  = Caudal de diseño ( $m^3 \cdot seg^{-1}$ ).

$B_e$  = Ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

$H_o$  = Tirante antes de la erosión.

$V_m$  = Velocidad media en la sección

$\mu$  = coeficiente de contracción (Ver Tabla 6)

$d_m$  = Diámetro medio (mm)

$x$  = Exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la Tabla 5.

$Tr$  = Periodo de retorno del gasto de diseño

$\beta$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver

Tabla 4.

$A$  = Área de la sección hidráulica.

$H_m$  = Profundidad media de la sección = Área / B

$\mu$  = Coeficiente de contracción (Ver Tabla 6)

$\gamma_d$  = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad  $H_s$ , medida desde la superficie del agua ( $Ton \cdot m^{-3}$ ).

$ds$  = Profundidad de socavación respecto al fondo del cauce.

**Tabla 4. Valores de coeficiente  $\beta$**

Periodo de retorno (%)	Periodo de retorno (años)	Coeficiente $\beta$
100	1	0,77
50	2	0,82
20	5	0,86
10	10	0,90
5	20	0,94
2	50	0,97
1	100	1,00
0,33	300	1,03
0,20	500	1,05
0,10	1 000	1,07

Fuente: Badillo E. y Rodríguez A. (1992)

**Tabla 5. Valores de  $X$  y  $\frac{1}{(1+X)}$ , para suelos cohesivos y no cohesivos**

Suelos cohesivos			Suelos no cohesivos		
Peso volumétrico Tn/m <sup>3</sup>	X	$\frac{1}{(1+X)}$	Dm (mm)	X	$\frac{1}{(1+X)}$
0,8	0,52	0,66	0,05	0,43	0,7
0,83	0,51	0,66	0,15	0,42	0,7
0,86	0,5	0,67	0,5	0,41	0,71
0,88	0,49	0,67	1	0,4	0,71
0,9	0,48	0,67	1,5	0,39	0,72
0,93	0,47	0,68	2,5	0,38	0,72
0,96	0,46	0,68	4	0,37	0,73
0,98	0,45	0,69	6	0,36	0,74
1	0,44	0,69	8	0,35	0,74
1,04	0,43	0,7	10	0,34	0,75
1,08	0,42	0,7	15	0,33	0,75
1,12	0,41	0,71	20	0,32	0,76
1,16	0,4	0,71	25	0,31	0,76
1,2	0,39	0,72	40	0,3	0,77
1,24	0,38	0,72	60	0,29	0,78
1,28	0,37	0,73	90	0,28	0,78
1,34	0,36	0,74	140	0,27	0,79
1,4	0,35	0,74	190	0,26	0,79
1,46	0,34	0,75	250	0,25	0,8
1,52	0,33	0,75	310	0,24	0,81
1,58	0,32	0,76	370	0,23	0,81
1,64	0,31	0,76	450	0,22	0,83
1,71	0,3	0,77	570	0,21	0,83
1,8	0,29	0,78	750	0,2	0,83
1,89	0,28	0,78	1000	0,19	0,84

Suelos cohesivos			Suelos no cohesivos		
Peso volumétrico Tn/m <sup>3</sup>	X	$\frac{1}{(1+X)}$	Dm (mm)	X	$\frac{1}{(1+X)}$
2,00	0,27	0,79			

Fuente: Fuente: Badillo E. y Rodríguez A. (1992)

**Tabla 6. Coeficiente de contracción  $\mu$**

Velocidad Media en sección, en m.s <sup>-1</sup>	Longitud libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	83	106	124	200
Menor de 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,50	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
2,00	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2,50	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00
3,00	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
3,50	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
4,00 o mayor	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99

Fuente: Badillo E. y Rodríguez A. (1992)

### **Método Blench**

*Blench* en 1939 y 1941, presentó sus fórmulas básicas y de diseño, siendo la siguiente fórmula para el caso de gravas ( $d_{50} > 2\text{mm}$ ):

$$h_s = 1,23 \left( \frac{q^2}{d_{50}^{1/4}} \right)^{1/3}$$

Donde:  $d_{50}$  está expresado en mm.

### **c. Coeficiente de rugosidad**

Otro de los parámetros es la rugosidad, conocido como el coeficiente “n” de *Manning*, para su determinación se utiliza el método de *Cowan Schneider* (1956).

### **Método de Cowan Schneider**

Este método considera una dependencia de la rugosidad con la vegetación, irregularidad del canal, alineamiento del canal, sedimentación y socavación, obstrucciones, tamaño y forma del canal, nivel y caudal, cambio estacional, material en suspensión y carga de fondo, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

Donde:

- n<sub>0</sub>: es un valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados.
- n<sub>1</sub>: es un valor que debe agregarse al n<sub>0</sub> para corregir el efecto de las rugosidades superficiales.
- n<sub>2</sub>: es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal.
- n<sub>3</sub>: es un valor para considerar las obstrucciones.
- n<sub>4</sub>: es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo.
- m<sub>5</sub>: es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal.

**Tabla 7. Clasificación de valores de rugosidad por tipología**

Condiciones del cauce		Valores	
	Tierra		0,020
Material involucrado	Corte de roca	n <sub>0</sub>	0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
	Suave		0,000
Grado de irregularidad	Menor	n <sub>1</sub>	0,005
	Moderado		0,010
	Alto		0,020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n <sub>2</sub>	0,000
	Ocasionalmente alternante		0,005
	Frecuentemente alternante		0,010 - 0,015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n <sub>3</sub>	0,000
	Menor		0,010 - 0,015
	Apreciable		0,020 - 0,030
	Severo		0,040 - 0,060
Vegetación	Baja	n <sub>4</sub>	0,005 - 0,010
	Media		0,010 - 0,025
	Alta		0,025 - 0,050
Grado de los efectos por meandros	Muy alta	m <sub>5</sub>	0,050 - 0,100
	Menor		1,000
	Apreciable		1,150
	Severo		1,300

Fuente: Ven te Chow (1994)

Así mismo, se determina el coeficiente de rugosidad de *Manning* para la zona de las riberas mediante la caracterización en campo, diferenciando los tipos de cobertura existentes y los materiales predominantes.



## 2.2.2 Modelamiento Hidráulico

Un modelo hidráulico es la representación matemática de la interacción del volumen de agua, velocidades, la topografía y las infraestructuras hidráulicas situadas dentro de su cauce. Ello lo convierte en un componente esencial para responder y dar soluciones a los diversos casos relaciones al recurso hídrico.

### Software HEC-RAS

Es utilizado ampliamente en modelamientos hidráulicos unidimensionales y bidimensionales, flujos de régimen permanente y no permanente, flujo subcrítico, crítico, supercrítico y mixto para el estudio de tránsitos de avenidas, transportes de sedimentos y calidad de aguas (Segura y Casasola, 2011). Los parámetros principales que considera la modelación hidráulica con HEC – RAS son: geometría de las secciones transversales, datos hidrométricos, pendientes y coeficientes de rugosidad.

Este *software* se fundamenta en la ecuación del balance de energía (trinomio de *Bernoulli*).

$$Z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H$$

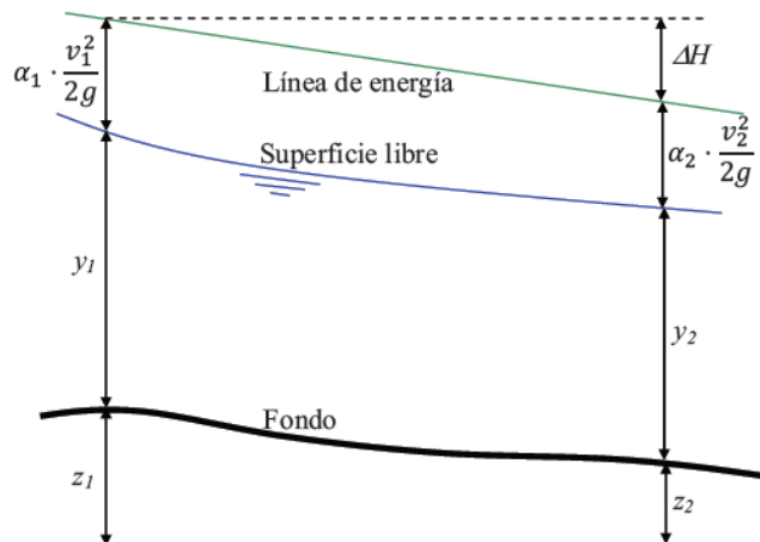


Figura 4. Representación de los términos del balance de energía

Fuente: Bladé *et al.* (2009)

Donde:

$z_1$  y  $z_2$ : son la cota de la sección del cauce

$y_1$  y  $y_2$ : son los tirantes de la sección del cauce

$v_1$  y  $v_2$ : son las velocidades medias en la sección del cauce

$\alpha_1$  y  $\alpha_2$ : son los coeficientes de Coriolis de la sección del cauce

$g$ : la aceleración de la gravedad

$\Delta H$ : la pérdida de energía

Este *software* estima las pérdidas de carga mediante la fórmula de *Manning*, pero para el caso de estructuras considera la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento. Ver Figura 5 y Figura 6.

$$P_{2x} - P_{1x} + W_x - F_f = \rho \cdot Q \cdot (\beta_2 \cdot v_2 - \beta_1 \cdot v_1)$$

Donde:

$P_{1x}$  y  $P_{2x}$ : son componentes de la dirección del movimiento de la resultante

$W_x$ : es el peso del volumen de control

$F_f$ : es la fricción del flujo

$Q$ : es el caudal

$\rho$ : es la densidad del agua

$v_1$  y  $v_2$ : son las velocidades medias

$\beta_1$  y  $\beta_2$ : el coeficiente de Boussinesq

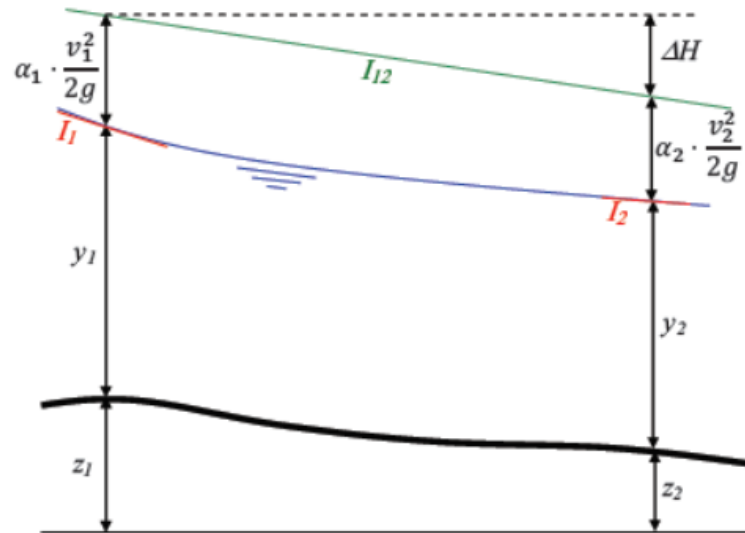


Figura 5. Interpretación de la pendiente motriz de cada sección.

Fuente: Fuente: Bladé *et al.* (2009)

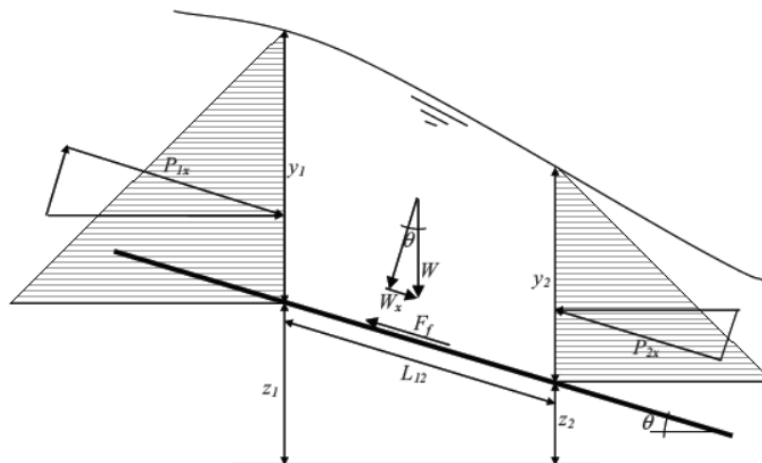


Figura 6. Fuerzas actuantes sobre el volumen de control definido entre dos secciones cualesquiera 1 y 2

Fuente: Bladé *et al.* (2009)

Para tener una buena estimación de las variables es importante definir la condición de contorno, esto implica conocer como mínimo el tipo de régimen que se formará, la cual puede ser:

- Régimen rápido o supercrítico, para lo cual se debe conocer el calado en el extremo aguas arriba
- Régimen lento o subcrítico, para lo cual debe conocerse el calado en el extremo aguas abajo
- Régimen lento en algunos tramos y en otros rápidos, se debe conocer el calado en los dos extremos aguas arriba y aguas abajo.

## **III. DESARROLLO DEL TRABAJO**

### **3.1 Generalidades**

El presente trabajo se desarrolló en el año 2021 al 2022 en los distritos Lurigancho Chosica, Ate y Chaclacayo, provincia de Lima y departamento de Lima, como parte del proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea realizado en el río Rímac. Este proyecto se da como medida de mitigación a la brecha existente en el servicio de agua potable que brinda la PTAP Huachipa, ya que actualmente solo se está produciendo 1,32 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> y no el caudal de diseño de 5 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>, mediante la recarga inducida artificial; la cual ya se ha implementado en un tramo de 6km aguas debajo de la zona de estudio como un proyecto piloto, entre La Atarjea y el puente Huachipa. Este es una técnica hidrogeológica que consiste en aprovechar el volumen de agua superficial en periodos de avenida con el efecto de la instalación de muros transversales y pozos tubulares.

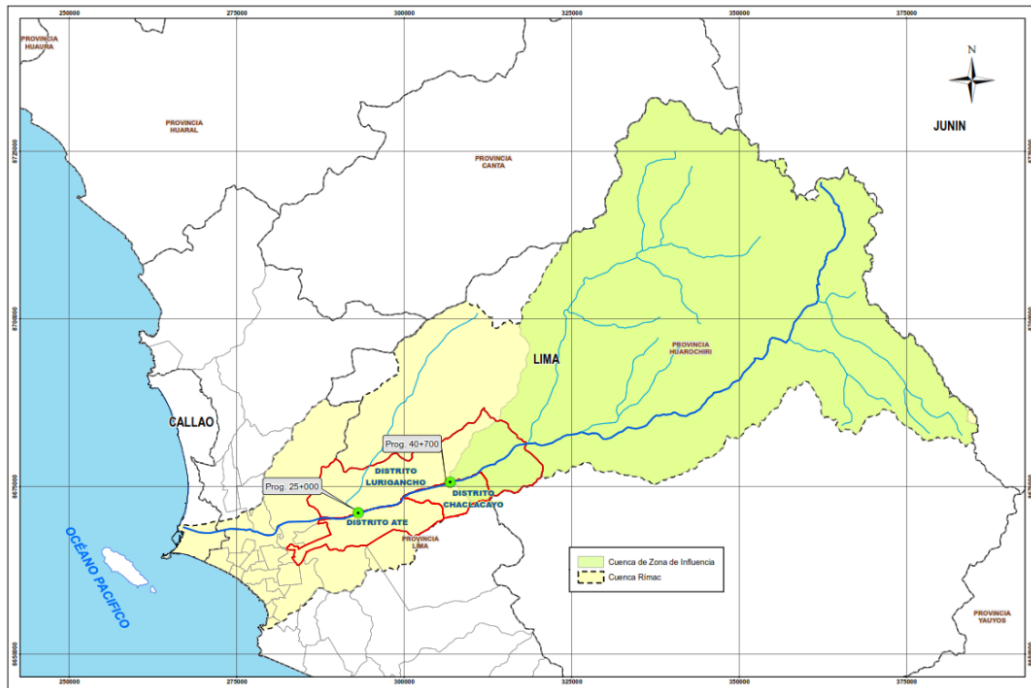
Para el análisis y diseño de los muros transversales se realizó el modelamiento hidráulico en el tramo km 25+000 al 40+700 del cauce del río Rímac, con el software HEC-RAS 1D en flujo permanente, para dos escenarios: uno en situación actual y otro para modelo con muros transversales.

Como se puede apreciar, el tema a desarrollar es muy poco estudiado y aplicado, debido a la complejidad del sistema a intervenir, la Consultora que desarrollo este estudio me dio como beneficio un crecimiento profesional en diversas especialidades, tal como hidráulica, hidrología, hidrogeología, saneamiento y agua potable, telecomunicaciones, etc. Como profesional, forme parte de algunos puntos desarrollados en estas especialidades, pero en especial en el área de hidráulica e hidrología, aportando con mis habilidades adquiridas en mi alma máter y adquiriendo nuevas habilidades.

### **3.2 Características de la zona de estudio**

#### **3.2.1 Área de estudio**

El área de estudio está en el kilómetro 25+000 al 40+700 del río Rímac, ubicada políticamente en el departamento de Lima, provincia de Lima, y en el límite de los distritos Lurigancho Chosica, Ate y Chaclacayo; ocupando un tramo de 16 kilómetros aproximadamente en la zona baja de la cuenca del río Rímac.



**Figura 7. Ubicación de la zona de estudio**

La cuenca del río Rímac, políticamente está ubicada en su mayor área en el departamento de Lima y una parte en el departamento de Junín, abarcando la provincia de Lima, Huarochirí y Yauli.

Geográficamente la cuenca del río Rímac está ubicada a  $11^{\circ}36'52''$  y  $12^{\circ}05'47''$  de latitud Sur y entre  $76^{\circ}11'05''$  y  $77^{\circ}04'36''$  de longitud Oeste.

En cuanto a su distribución hidrográfica es en la vertiente del Pacífico, nace en la Cordillera Central de los Andes y desembocar en el Océano Pacífico, con una extensión de 3503,95 km<sup>2</sup> y una longitud de 127,02 km, contando con una zona húmeda del 65,7 por ciento (2303,1 km<sup>2</sup>) que corresponde a la parte alta.

La cuenca del río Rímac está conformada por dos subcuencas de gran importancia, la del río Santa Eulalia y la del río San Mateo, que tienen una pendiente promedio de 4,94 y 6,33 por ciento respectivamente, la confluencia de estos ríos se da cerca de la localidad de Lurigancho – Chosica, con una pendiente de 1,8 por ciento.

El régimen de los flujos de agua del río Rímac son semejantes a los ríos de las Costa del Perú, flujos irregulares, tormentosas y marcadas diferencias entre sus parámetros extremos.

El uso de los recursos hídricos en la cuenca del río Rímac es regulada por la entidad Administrativa Local de Agua Chillón – Rímac - Lurín, que depende de la Autoridad Nacional del Agua - ANA, adscrita al Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego.

### 3.2.2 Clima

En la cuenca del río Rímac se tiene un período de lluvias de mayor magnitud a partir del mes de diciembre hasta marzo; y el período seco, en los meses de mayo a setiembre, teniendo como meses transitorios a abril, octubre a noviembre. Según el Observatorio del Agua Chillón, Rímac y Lurín (2019), se tiene una la precipitación promedio multianual entre los años 1981 – 2017 de 385,4 mm.

La temperatura varía acorde a la altitud de la zona, en la cuenca del río Rímac se tiene en la parte baja temperaturas cálidas, temperaturas máximas entre 24°C a 28°C y temperaturas mínimas entre 12°C a 16°C, y en las zonas altas se tiene temperaturas más frías, temperaturas máximas entre 8°C a 16°C y temperaturas mínimas -8°C a -4°C.

### 3.2.3 Relieve

La cuenca del río Rímac cuenta con un relieve entre zonas planas a casi planas hasta zonas fuertemente escarpadas, esto por contar con diversas zonas altitudinales. Por ello se realizó la categorización de las pendientes existentes en la zona de estudio, ya que esta es muy variable.

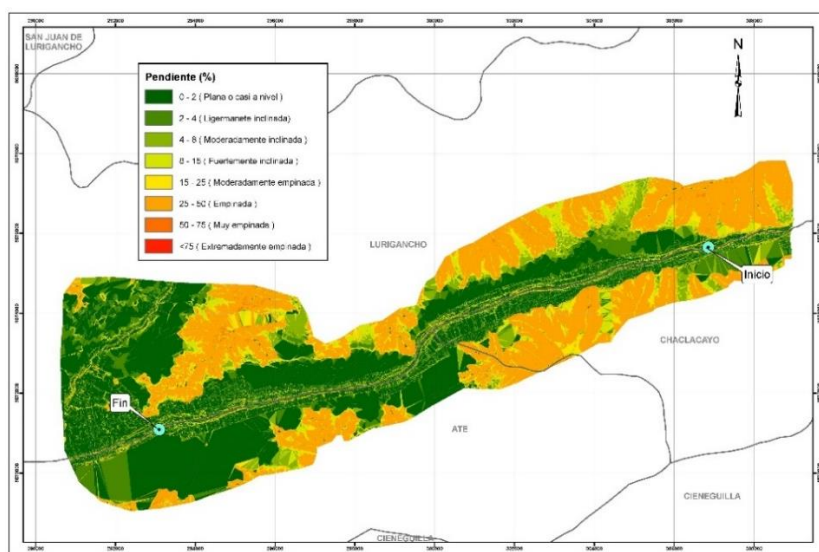


Figura 8. Mapa de pendiente de la zona de estudio



### 3.2.6 Topografía

Como parte de los estudios básicos realizados en el del proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac, se realizó el levantamiento topográfico convencional y fotogramétrico (ver Figura 10), obteniendo en el cauce una pendiente promedio de 1,8 por ciento.

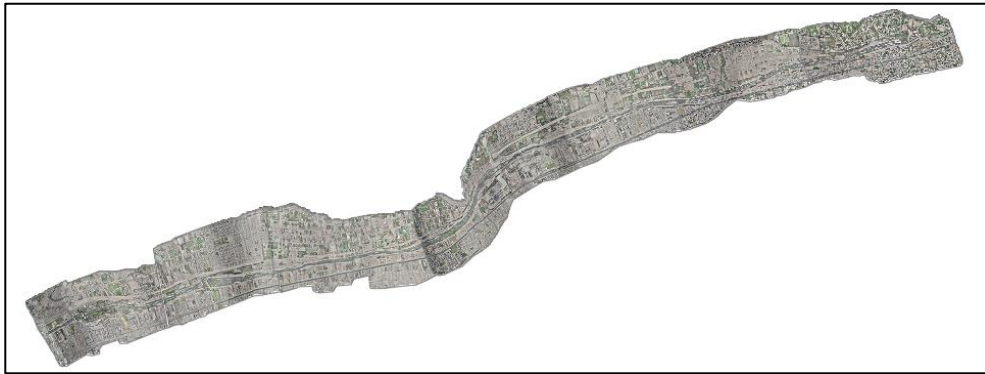
El levantamiento convencional se realizó en el cauce y en la identificación de interferencias en la zona urbana con estación total y GPS diferencial, así mismo se hizo un control horizontal con la colocación de 13 BM y control vertical con la instalación de 08 puntos geodésicos enlazados a una estación de rastreo permanente.

En cuanto, al levantamiento fotogramétrico se realizó con un dron Phantom 4Prok, con el cual se obtuvo los planos planimétricos, modelo de elevación digital y ortofotos, estos dos últimos con una precisión de 10cm. Por otro lado, también se obtuvieron videos de todo el tramo de estudio, teniendo como referencia los puntos de control de los BM's.

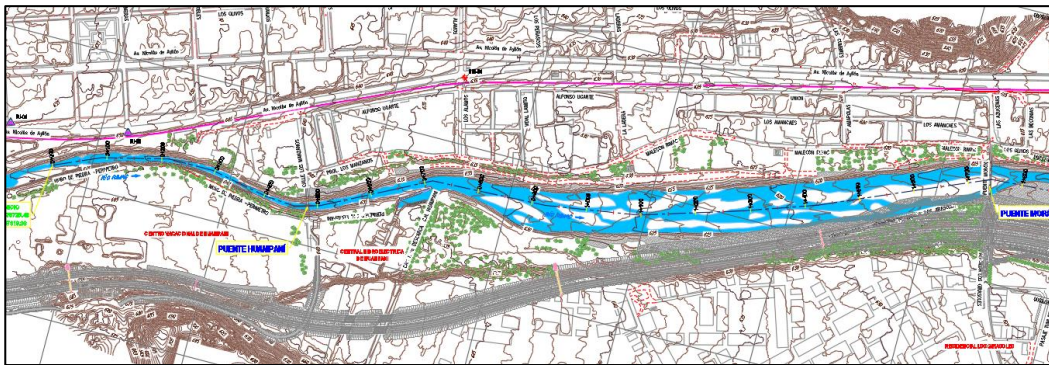


**Figura 11. Levantamiento topográfico convencional y fotogramétrico**  
a) y b) Fotografías de levantamiento topográfico convencional en el cauce  
c) y d) Fotografías de levantamiento fotogramétrico en la zona aledaña del cauce





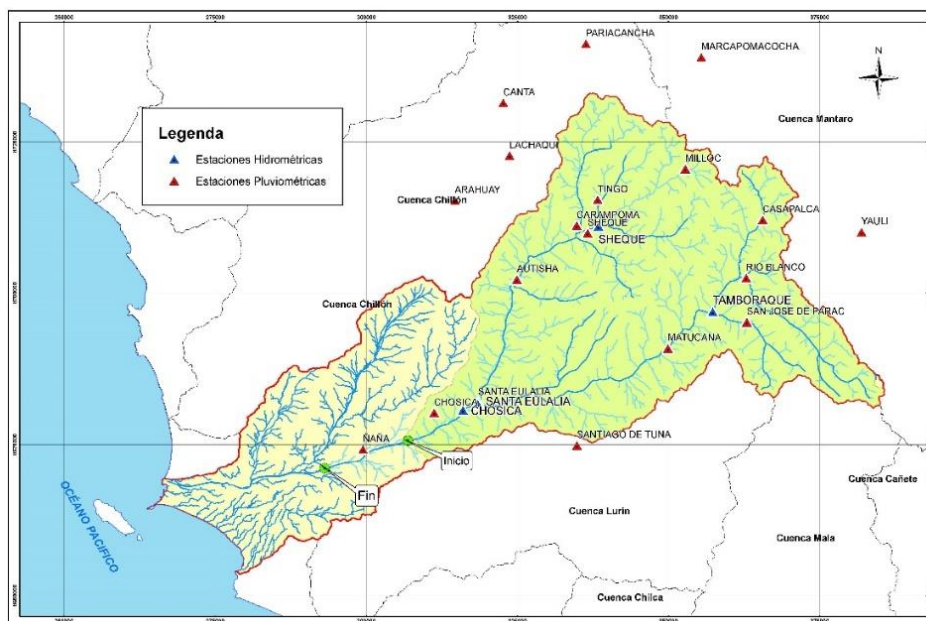
**Figura 12. Ortografía obtenida con DRONE**



**Figura 13. Topografía en planta de la zona de estudio**

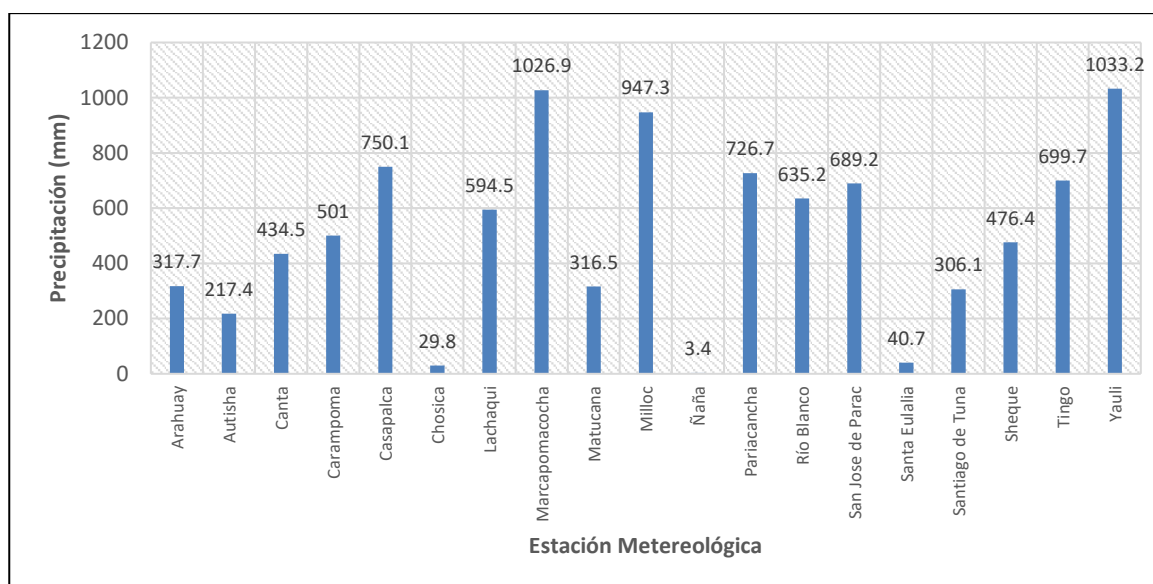
### 3.2.7 Hidrología

La cuenca del río Rímac cuenta con 19 estaciones meteorológicas ubicadas en la misma cuenca o las cuencas vecinas y 3 estaciones hidrométricas ubicadas en el río Santa Eulalia, río Blanco y en su convergencia, tal como se muestra en la Figura 14.



**Figura 14. Ubicación de estaciones meteorológicas e hidrométricas**

Así mismo, se presenta el hidrograma de la precipitación promedio multianual por estación meteorológica en la Figura 15.



**Figura 15. Precipitación promedio multianual por estaciones**

En el estudio hidrológico del proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac, se determinó en el puente Huampaní los caudales de máximas avenidas o de avenidas extraordinarias asociados a los períodos de retorno de 2, 5, 20, 50, 100, 200 y 500 años, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 8. Caudales máximos extraordinarios en el puente Huampaní**

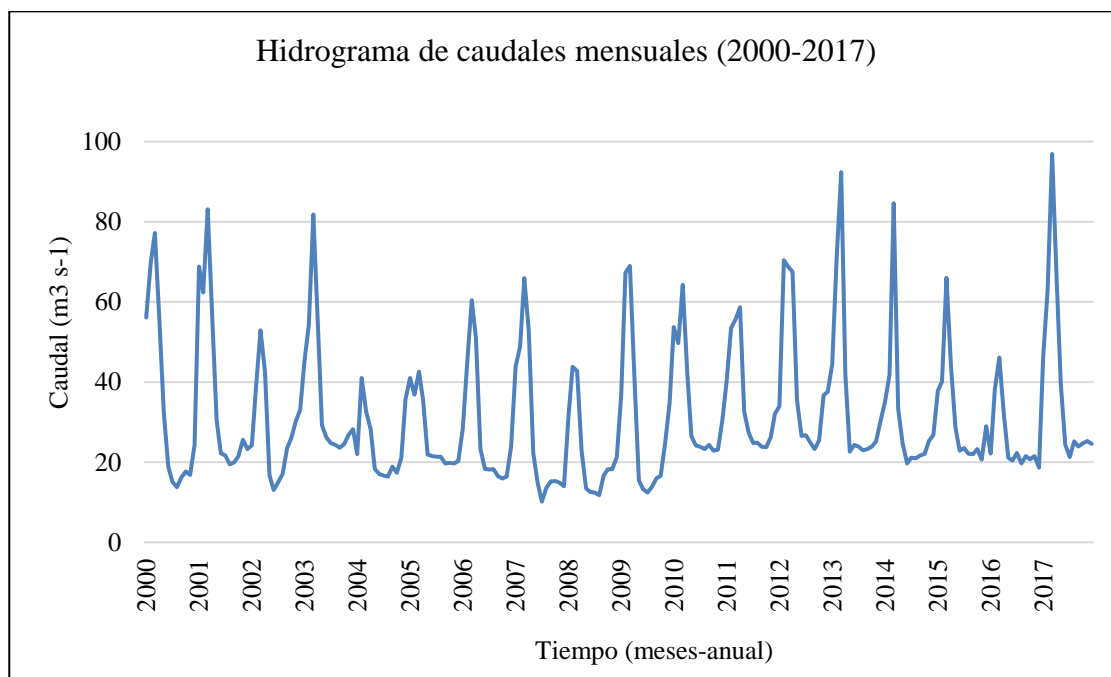
Tiempo de Retorno		Q(m <sup>3</sup> /s)	V(MM)
Alta Probabilidad	2	25	0,52
	5	71,5	1,66
	20	186,3	4,5
	25	208,1	5,03
	50	282,2	6,84
Baja Probabilidad	100	382,7	9,24
	200	481,7	12,37
	500	574,7	13,98

Fuente: Estudio hidrológico del proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac

Para el dimensionamiento de los muros transversales se consideró el caudal extraordinario para un periodo de retorno de 100 y 500 años, con los cuales se determinó su longitud y altura, respectivamente.

Debido a que se requiere analizar el efecto de la instalación de los muros transversales en los

meses de avenidas, se utilizó los datos hidrométricos mensuales registrados en la estación Chosica, contando con el siguiente hidrograma de caudales mensuales para un periodo de 2000 – 2017.



**Figura 16. Hidrograma – Estación Chosica**

**Tabla 9. Caudales medios multianuales ( $m^3 s^{-1}$ ) - Estación Chosica**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Promedio	39,53	52,02	65,71	45,91	25,24	20,41	19,73	19,65	20,56	21,09	23,24	27,13
Máxima	68,83	71,2	96,92	67,53	39,6	27,37	26,67	25,18	24,35	25,98	36,7	37,58
Mínima	22,01	36,83	32,62	22,89	13,45	12,57	10,16	11,78	15,22	15,3	14,92	13,98

Así mismo, se identificó estructuras de descarga la C.H. Huampaní y de captación la bocatoma Huachipa, generando caudales de ingreso de  $21,8 m^3.s^{-1}$  y salida de  $5 m^3.s^{-1}$  en el tramo de estudio.

### 3.2.8 Pruebas de infiltración

En el proyecto de recarga inducida se realizó pruebas de infiltración mediante el método de “Porchet”, en 10 puntos del tramo de estudio.

De las pruebas realizadas se obtuvieron diferentes valores de conductividad hidráulica en el cauce, en la Tabla 10 se muestran las características obtenidas:

**Tabla 10. Características de las pruebas de infiltración**

Prueba de Infiltración Código	Coordenadas		Clasificación SUCS (m)	NF (m)	Humedad	K (m/s)	Tipo de suelo	Permeabilidad
	E	N						
R-1 (CC-10)	300 004	8 673 609	0-3,00: GW	1,20	Mojado	8,74 E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida
R-2 (CC-1) (*)	306 737	8 675 568	0-0,20: relleno Antrópico apisonado 0,20-1,60: GW 1,60-1,80: SP 1,80-2,00: GW	No observable	Seco	3,90E-06	Arenas muy finas	Rápida
R-3 (CC2)	305 629	8 675 340	0-1,20: GW	1,10	Húmedo	2,78E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida
R-4 (CC-8)	294 083	8 671 329	0-0,90: GW	0,85	Muy húmedo	3,27E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida
R-5 (CC-9)	293 942	8 671 269	0-0,56: SW 0,56-0,80: GW	0,56	Mojado	3,52E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida
R-6 (CC-6)	296 992	8 672 036	0-0,60: GW	0,34	Mojado	1,86E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida
R-7 (CC-7)	296 951	8 671 977	0-0,50: GW	0,38	Mojado	2,12E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida
R-8 (CC-3)	304-270	8 675 025	0-1,20: GW	0,30	Mojado	8,2 E-06	Arena muy fina a arena limpia y mezcla de gravas	Rápida
R-9 (CC-4)	302 791	8 674 697	0-0,20: GW 0,2-0,50: SW	1,10	Seco	2,69E-05	Arena muy fina a arena limpia y mezcla de gravas	Rápida
R-10 (CC-5)	299 310	8 672 639	0-0,10: OL 0,10- 0,60: GW	0,50	mojado	1,77E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida
K Promedio (9 valores)						3,06E-05	Arena limpia y mezclas de grava	Rápida

Fuente: Informe de Pruebas de Infiltración del proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac

### 3.2.9 Inventario de estructuras

Para el presente proyecto se consideró un eje de cauce en el tramo de estudio con inicio aguas arriba y fin aguas abajo, teniendo una progresiva desde el 0+000 al 16+000. Del reconocimiento de campo de la zona de estudio, se ubicó las siguientes estructuras mayores y menores, de las cuales solo se tuvo en cuenta para el modelo hidráulico las estructuras mayores, ya que estas tienen mayor implicancia en el sistema. A continuación, se describe la ubicación de estas estructuras:

#### Estructuras mayores

- En la progresiva 0+482 se encuentra ubicado el puente Huampaní, el cual tiene una longitud aproximada de 65,5 m y un ancho de 3,8 m.
- En la progresiva 0+670 se ubica la central hidroeléctrica Huampaní, la cual descarga en dicha progresiva el caudal derivado aguas arriba.
- En la progresiva 1+734 se encuentra ubicado el puente Morón, el cual tiene una

longitud aproximada de 108.5 m y un ancho de 4,1 m.

- En la progresiva 5+735 se ubica el puente vehicular Ñaña, el cual tiene una longitud aproximada de 76,4 m y un ancho de 20,6 m.
- En la progresiva 11+417 se ubica el puente peatonal Carapongo, el cual tiene una longitud aproximada de 90m, y un ancho de 2 m.
- En la progresiva 13+200 se encuentra ubicado la bocatoma Huachipa.
- En la progresiva 14+520 se ubica el puente peatonal Santa Clara, el cual tiene una longitud aproximada de 68103,5 m, y un ancho de 5,6 m.
- En la progresiva 14+756 se ubica el puente Ferrocarril Huachipa, el cual tiene una longitud aproximada de 6895 m, y tiene un ancho de 5,9 m.
- En la progresiva 15+470 se ubica el puente Huachipa, el cual tiene una longitud aproximada de 68, y un ancho de 20,1 m.

La Figura 17, se muestra la localización de las estructuras mayores en el tramo de estudio.

### Estructuras menores

Dentro de las estructuras menores, se encuentran las tomas de los canales de riego, bocatomas y descargas de canales de riego, en la Tabla 11, Tabla 12 y Tabla 13 se enlista dichas estructuras:

**Tabla 11. Tomas de canales de riego**

Nombre	Progresiva	Coordenadas	
		Este	Norte
Toma de canal Ate	14+700	293826,82	8671261,70
Toma de canal Nieveria	12+442	295969,74	8671841,17
Toma de canal Carapongo con caseta y compuerta	8+384	299530,81	8673099,18
Toma de canal Carapongo con tubo de HD Ø 1,60 m	7+675	299997,93	8673624,69
Toma de canal Bajo Ñaña	3+050	304387,35	8675088,68

**Tabla 12. Bocatomas**

Nombre	Progresiva	Coordenadas	
		Este	Norte
Bocatoma Nexa Cajamarquilla	15+314	293203,01	8671219,45
Bocatoma de canal La Estrella	3+450	304040,00	8674843,78
Bocatoma de canal Castrillejos	4+600	302908,75	8674590,06

**Tabla 13. Descargas de canales de riego**

Descargas	Margen del río	Coordenadas	
		Este	Norte
La Estrella	Izquierda	296692,00	8671897,00
Nieveria	Derecha	295849,00	8671772,00
Huachipa	Derecha	293416,00	8671256,00
Ate	Izquierda	294032,00	8671264,00

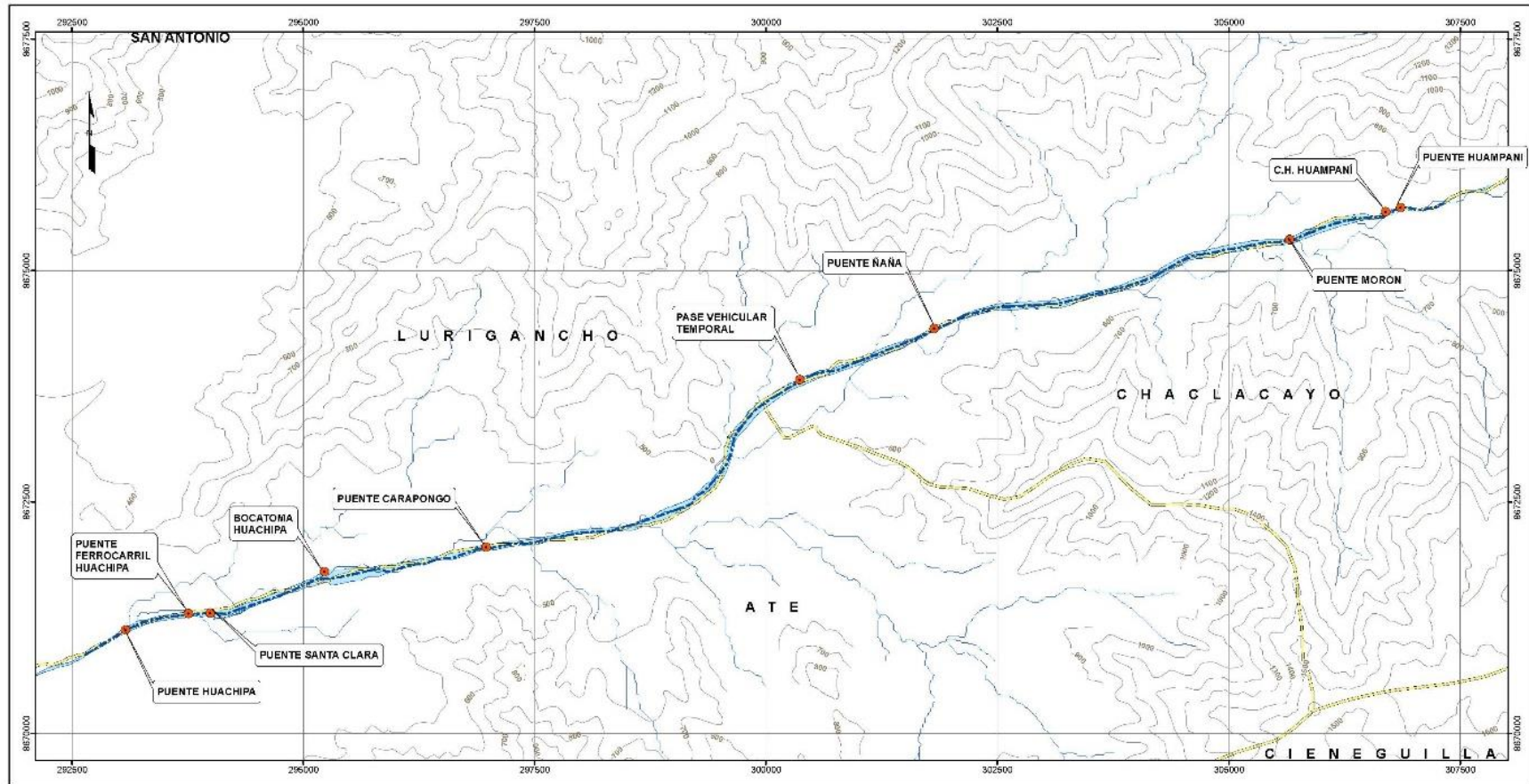


Figura 17. Mapa de ubicación de las obras mayores existentes



### 3.3 Procedimiento

#### 3.3.1 Consideraciones preliminares

##### a. Hidrométrica

En consideración del objetivo del presente estudio, sobre la evaluación del efecto hidráulico generado en el tramo de estudio por la colocación de los muros transversales, en el modelo hidráulico se utilizó los datos representativos para el periodo de avenida (enero a abril) y estiaje (mayo a diciembre) en base a la data del promedio multianual durante el periodo 2000-2017 (Ver Tabla 9), siendo  $50,80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  y  $22,13 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  respectivamente.

Así mismo, para el diseño de los muros transversales se consideró el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, siendo  $382,70 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , obtenido en el estudio de hidrología del proyecto de recuperación progresiva de la reserva subterránea en el tramo km 25+000 al 40+700 del río Rímac.

##### b. Cauce

#### Morfología

El tramo evaluado consta de aproximadamente 16 km (500 m aguas arriba del puente Huampani, y 500 m aguas abajo del puente Huachipa) con una pendiente longitudinal promedio de 1,8 por ciento. Dentro de este tramo se identificó zonas en la margen derecha que actualmente tiene un ancho reducido, generado por sedimentos y/o materiales antrópicos, en estas zonas se propuso realizar ensanchamientos teniendo como límite la faja marginal o predios privados.

**Tabla 14. Ubicación de tramos angostos**

Ítem	Progresiva		Longitud (m)
	Inicio	Final	
1	7+415	7+700	285
2	9+900	10+280	380
3	0+980	1+100	120
4	1+950	2+025	75
5	14+260	14+600	340





Por otro lado, al inicio del tramo de estudio se tiene un cauce con un ancho hasta 10m en una longitud aproximadamente de 700m, por ello en esta zona no se colocarán muros transversales,



ya que no estos elevarían la tirante agua y podrían provocar desbordamientos afectando a las zonas aledañas, así mismo en esta zona ya se tiene un área mojada y tirante casi uniforme.

El lecho del río presenta profundidades y ancho variables, donde los materiales que predominan son conglomerados, los cuales conforman la ribera del río. En menor proporción se pudo identificar tramos que cuentan con material antrópico (desmote, etc.) y otros de vegetación.

**Tabla 15. Profundidad y Ancho por tramos**

Ítem	Progresiva		Fotografías	Ancho (m)	Profundidad (m)	Descripción
	Inicio	Final				
1	0+000	0+800		48,5	6,5	No presenta vegetación ni material antrópico
2	0+800	10+800		80,0	6,7	Presenta vegetación y material antrópico
3	10+800	15+400		120	4,3	Presenta vegetación, pero no material antrópico
4	15+400	15+970		49,0	10,0	Presenta poca vegetación, y no hay material antrópico

### **Ancho estable del cauce**

Para el cálculo del ancho estable se dividió el tramo de estudio en 3 tramos acorde a su sección hidráulica, ya que al inicio del tramo es estrecho, en el medio es amplio y en el tramo final se vuelve a angostar el cauce. Este cálculo se efectuó para la avenida extraordinaria de un periodo de retorno de 100 años, aplicando los métodos de *Petits*, *Simons* y *Henderson*; y *Blench* y *Altunin*; y *Manning Strickler*:

**Tabla 16. Valores del ancho estable promedio (TR=100 años)**

Método	Ancho estable por Tramos		
	0+000 - 0+725	0+725 - 13+200	13+200 - 15+970
<i>Petits</i>	84,44	86,86	86,29
<i>Simons y Henderson</i>	55,15	56,73	56,36
<i>Blench y Altunin</i>	119,25	122,66	121,85
<i>Manning Strickler</i>	71,06	73,10	71,79
Promedio (m)	82,48	84,84	84,07

En la Tabla 16, se presenta el ancho estable por cada tramo para cada método, se consideró calcular un promedio de estos valores para establecer el ancho estable del cauce, obteniendo valores 82 a 85m, con el cual se aseguró la existencia de un flujo estable y no turbulento con caudales correspondientes a periodos de retorno de 100 años.

### **Estado actual de la faja marginal**

En base a la delimitación de la faja marginal del río Rímac dada por la resolución RD 077-2020-ANA-AAA-CAÑETE FORTALEZA, se verificó en campo el estado actual de estas zonas encontrándose que están ocupadas en la mayoría de los tramos, por rellenos sanitarios informales y depósitos de desmonte acumulados en las últimas décadas, esto es lo que ha generado una reducción del ancho del cauce, es decir que se tiene un área de espejo de agua reducida casi en 24 por ciento (260 ha actuales de 342 ha máximo teóricas).

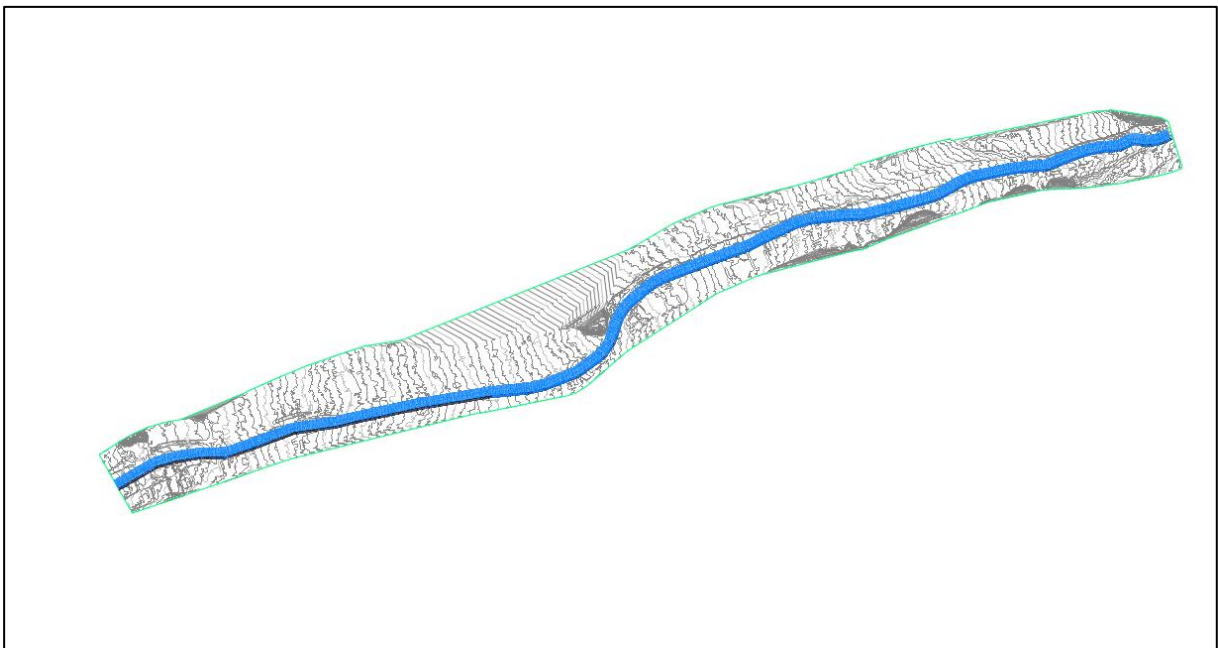
### **3.3.2 Parametrización del Modelo Hidráulico**

#### **a. Parámetros de ingreso**

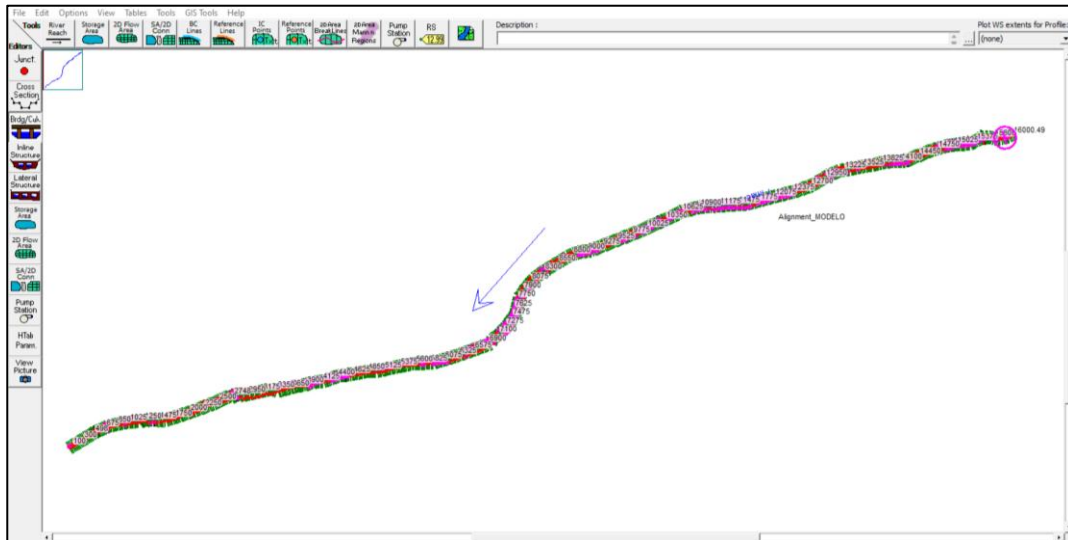
Para la definición del área del modelo se consideró un tramo de 500 m aguas arriba del puente Huampaní y 500 m aguas abajo del puente Huachipa, en estas zonas no existen obras hidráulicas que afecten el modelo y sus características hidráulicas son similares; como la pendiente, el

ancho del cauce, etc.

Las secciones topográficas fueron generadas mediante el software Civil 3D (Ver Figura 18). Se estableció un intervalo de 10 metros para las secciones en el lecho del cauce. No obstante, en los tramos que presenten curvas pronunciadas o presencia de estructuras como puentes y bocatomas, se redujo la distancia a cada 1 metro. Este enfoque se adoptó con el objetivo de preservar información topográfica detallada la que se importó al modelo en HEC-RAS 1D (Ver Figura 19).

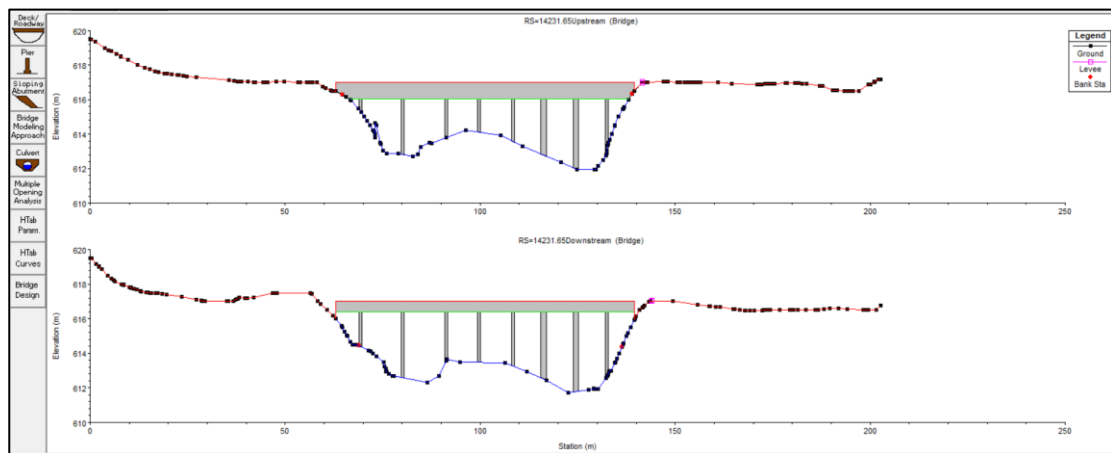


**Figura 18. Secciones del cauce generadas en Civil 3D**

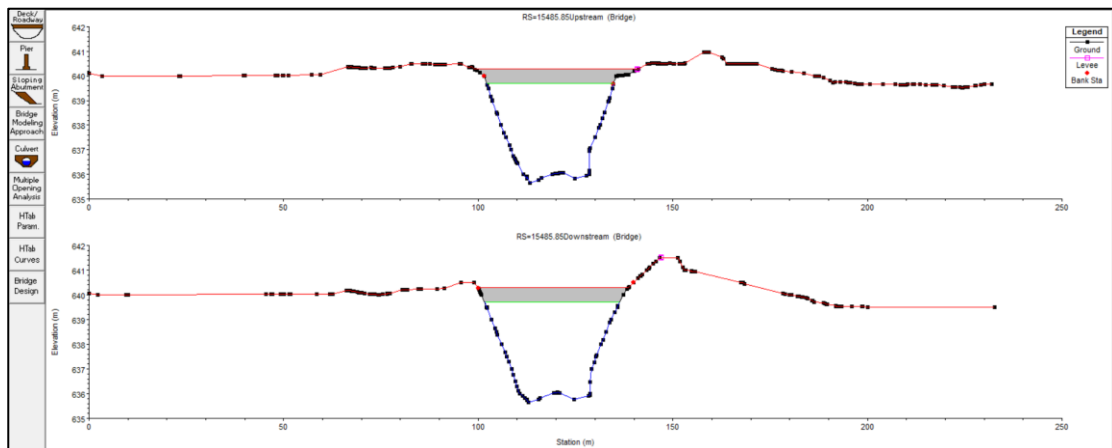


**Figura 19. Geometría del cauce representado en el HEC-RAS en situación actual**

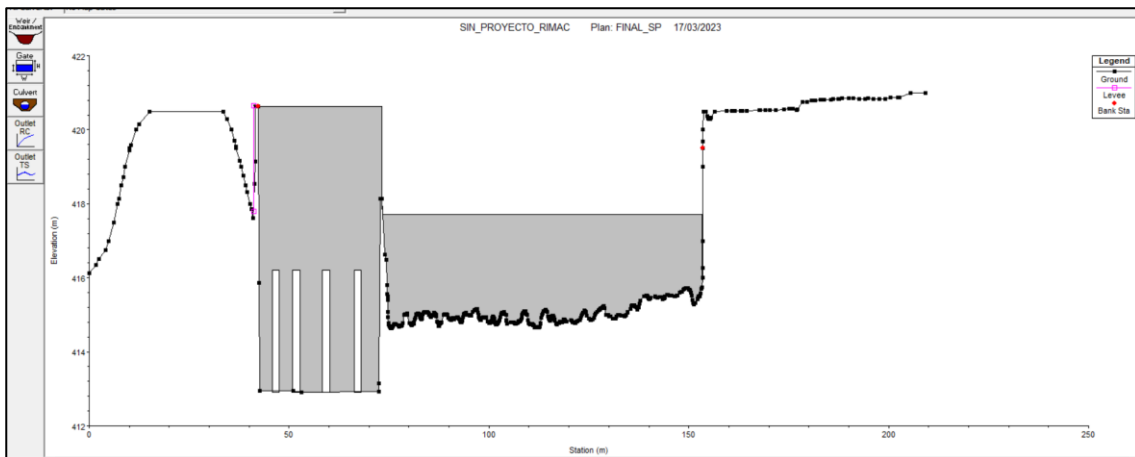
Las estructuras hidráulicas existentes en el tramo de estudio también forman parte de la geometría del cauce que se consideraron, siendo 7 puentes (puentes Huampaní, Morón, Ñaña, Carapongo, Santa Clara, Ferrocarril y Huachipa), la geometría de estas estructuras se obtuvo del levantamiento topográfico de las estructuras existentes realizado en el proyecto, ver Figura 20 y Figura 21. Así mismo, se consideró las infraestructuras de la bocatoma Huachipa (ver Figura 22) y la descarga de la Central Hidroeléctrica Huampaní.



**Figura 20. Ingreso de geometría de puente con pilares**



**Figura 21. Ingreso de geometría de puente tipo viga**



**Figura 22. Ingreso de geometría de la bocatoma Huachipa**

Se consideró un flujo permanente para el tramo de estudio, debido a que se desea evaluar la disminución de la pendiente y el aumento del área mojada; así mismo, existe ingreso de caudal en el punto de descarga (C.H. Huampaní) y salida de caudal en el punto de captación (Bocatoma Huachipa), estos caudales se ingresaron en el tramo correspondiente.

Para el caso del presente modelo, se considerará un calado normal aguas abajo y aguas arriba, ya que se tiene un flujo variable (lento y rápido), según los registros históricos.

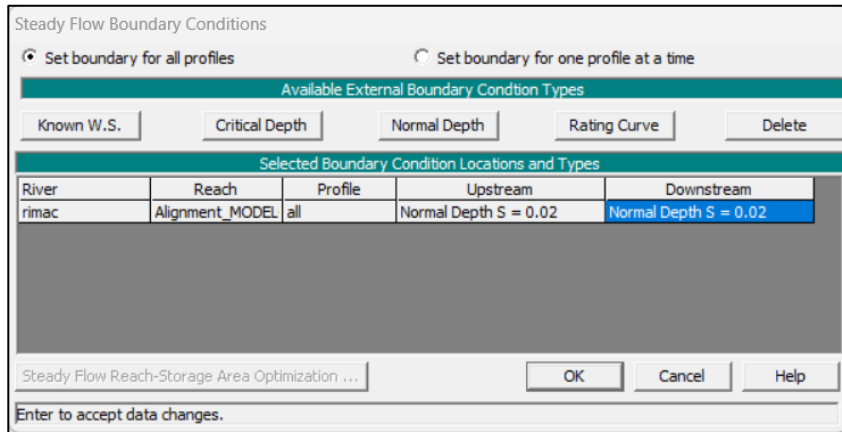


Figura 23. Condición de contorno del modelo hidráulico

### Configuración de flujo permanente

El caudal de ingreso que se consideró para estiaje es  $22,13 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  y para avenidas  $50,80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , para el modelo se tomó en cuenta que la C. H. Huampaní toma unos  $21.8 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  antes del ingreso al tramo a modelar y los retorna a los 250m aproximadamente aguas abajo del puente Huampaní; así mismo los  $5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  que es captado por la bocatoma Huachipa, en la progresiva 13+200.

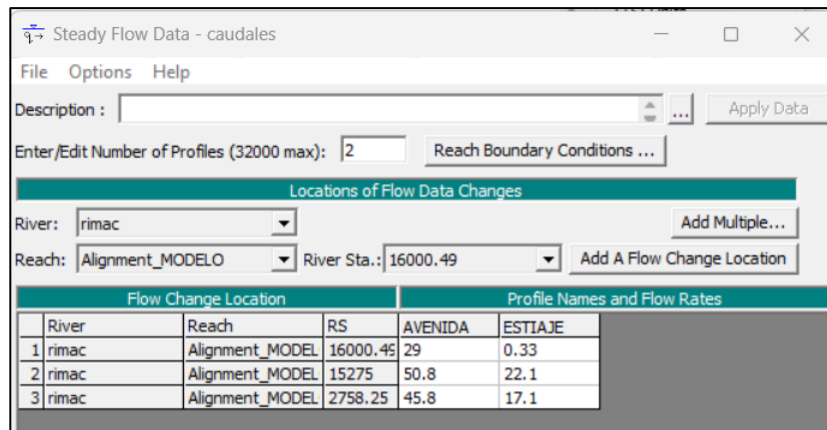



Figura 24. Caudales de ingreso al modelo hidráulico





### Coefficientes de rugosidad de Manning

Se calculó el coeficiente de rugosidad de Manning del cauce del río con el método del Cowan, para realizar una representación dinámica del flujo se optó por tomar 8 tramos representativos de los 16 km.

**Tabla 17. Coeficientes de rugosidad en el cauce del río Rímac**

N°	Tramo	Fotografía del tramo	Ubicación	n0	n1	n2	n3	n4	m5	Coefficiente de rugosidad (n) - Cowan	
1	0+000 - 2+000		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.006	1.000	0.039	
			Margen Derecho								0.039
			Margen Izquierdo								0.039
2	2+000 - 4+000		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.007	1.000	0.040	
			Margen Derecho								0.042
			Margen Izquierdo								0.040
3	4+000 - 6+000		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.005	1.000	0.038	
			Margen Derecho								0.038
			Margen Izquierdo								0.038
4	6+000 - 8+000		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.006	1.000	0.039	
			Margen Derecho								0.040
			Margen Izquierdo								0.040



N°	Tramo	Fotografía del tramo	Ubicación	n0	n1	n2	n3	n4	m5	Coefficiente de rugosidad (n) - Cowan	
5	8+000 - 10+000		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.008	1.000	0.041	
			Margen Derecho								0.043
			Margen Izquierdo								
6	10+000 - 12+000		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.008	1.000	0.041	
			Margen Derecho								0.042
			Margen Izquierdo								
7	12+000 - 14+000		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.007	1.000	0.040	
			Margen Derecho								0.042
			Margen Izquierdo								
8	14+000 - 15+970		Centro	0.028	0.000	0.000	0.005	0.008	1.000	0.041	
			Margen Derecho								0.041
			Margen Izquierdo								



De acuerdo con los resultados, el coeficiente de rugosidad en el centro del cauce varía entre 0,038 y 0,041; y, en la ribera entre 0,038 y 0,044. Por otro lado, para las zonas con áreas urbanas se consideró tomar un valor de rugosidad de 0,015, y para obras de concreto existentes y proyectadas igual a 0,2.

#### **b. Calibración**

Para la calibración del modelo hidráulico se empleó la huella de agua dejada por un evento real registrado históricamente, siendo uno de ellos la avenida extraordinaria registrada en el año 2017, la cual se representó mediante marcas de agua en las estructuras existentes (puentes o bocatomas) y se comparó con el nivel de agua obtenido del modelamiento hidráulico para el mismo caudal, si los tirantes de agua no son similares se hace una variación del número de *Manning* a lo largo del tramo de estudio hasta lograr una marca de agua similar con un margen de error mínimo. Por otro lado, se consideró también la calibración a partir de la mancha de agua considerando las ortofotos tomadas el noviembre del 2020, como parte de los estudios básicos.

#### **Mancha de agua – Época de estiaje**

Se comparó los resultados del calado de agua del modelo hidráulico con las ortofotos obtenidas en el levantamiento fotogramétrico en época de estiaje, en el mes de noviembre del año 2020 con un caudal registrado en la estación Chosica de  $25.43 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (observatorio del agua, ANA), para lo que se consideró que aguas debajo de esta estación la central hidroeléctrica toma un caudal de  $21.8 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , por lo que como caudal de ingreso al modelo se colocó  $3,63 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

La evaluación se realizó en el tramo de ingreso al modelo, debido a que tiene una sección uniforme; en primer lugar, se analizó el tramo ubicado en la progresiva 0+000 al 0+200 km. Ver Figura 25 y Figura 26.

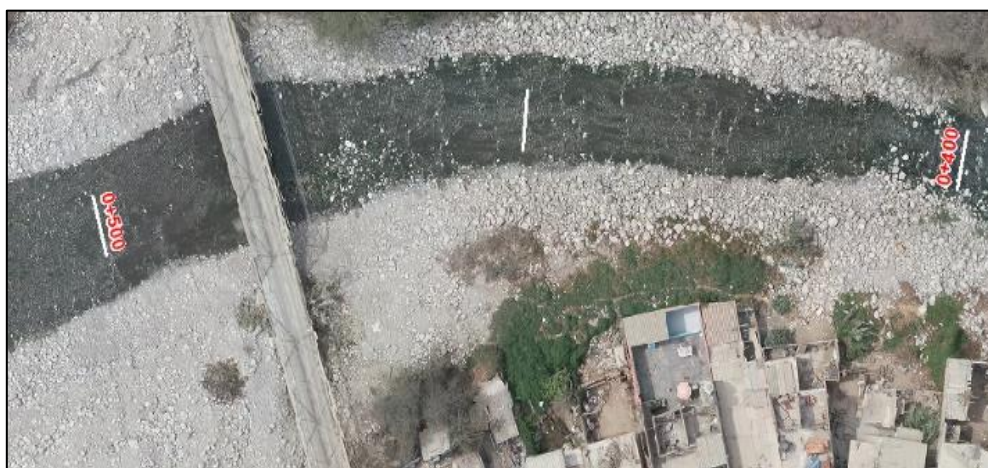


**Figura 25. Tramo 0+000 a 0+200 km – Epoca de estiaje (2020)**



**Figura 26. Tramo 0+000 a 0+200 km – Epoca de estiaje con mancha de agua generada**

Y un segundo tramo de análisis está ubicado en las progresivas 0+400 a la 0+500 km, ver Figura 27 y Figura 28.



**Figura 27. Tramo 0+400 a 0+500 km – Epoca de estiaje (2020)**



Figura 28. Tramo 0+400 a 0+500 km – Epoca de estiaje con mancha de agua generada

### Huella de agua – Fenómeno 2017

La segunda metodología que se utilizó es la calibración mediante la marca de agua dejada por un evento extraordinario en el puente Morón ubicado en la progresiva 1+734, y en el puente Huachipa, en la progresiva 15+470. Según el aviso hidrológico N°0873 en la estación Chosica se registró un caudal instantáneo de  $133,47 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  a las 00 hrs, por lo que como caudal de ingreso a modelo se colocará  $111,67 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .



Figura 29. Puente Morón ubicado en el km 1+734





**Figura 30. Toma de altura de marca de agua en el puente Morón a) y b)**



**Figura 31. Puente Huachipa ubicado en el km 15+470**



**Figura 32. Toma de altura de marca de agua en el puente Huachipa**

Acorde a la visita de campo, se identificó la altura hasta donde llegó la mancha de agua en el evento extraordinario del año 2017, tanto para el puente Morón y Huachipa. (ver Figura 30 y Figura 31).

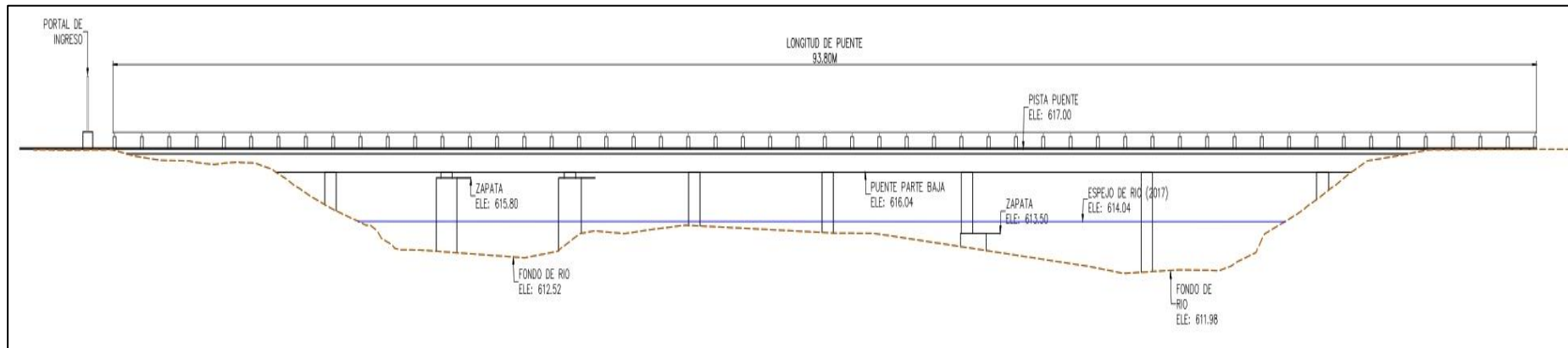


Figura 33. Geometría del puente Morón ubicado en el km- 1+734, cota de agua en el año 2017.

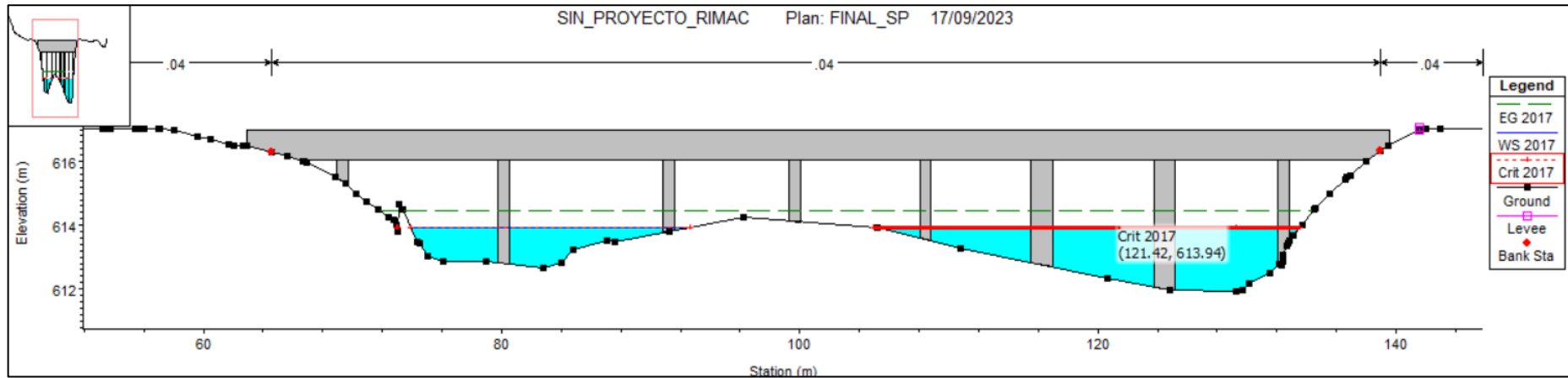


Figura 34. Sección hidráulica del puente Morón en HEC-RAS para el año 2017

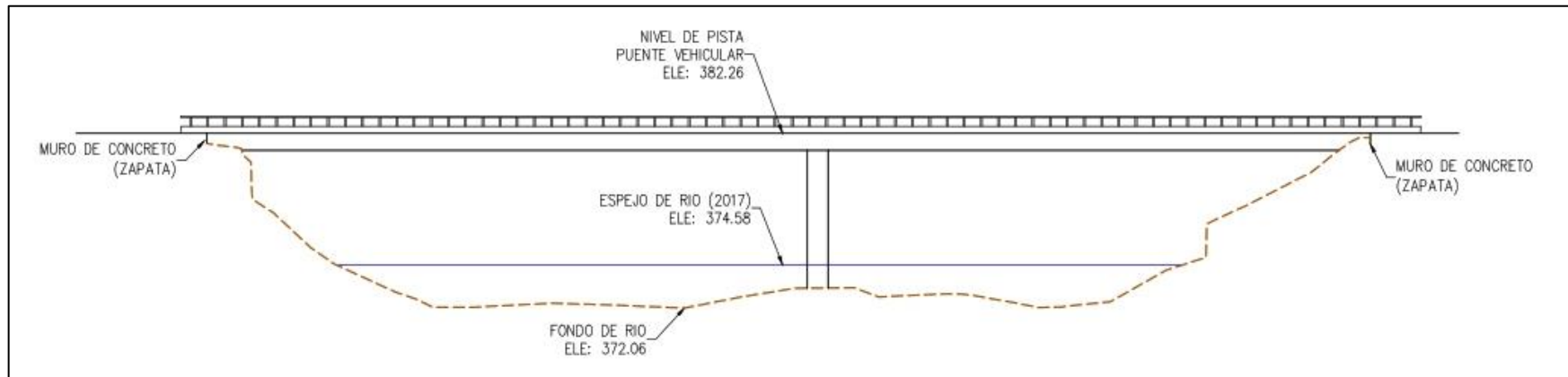


Figura 35. Geometría del puente Huachipa ubicado en el km- 15+470, cota de agua en el año 2017.

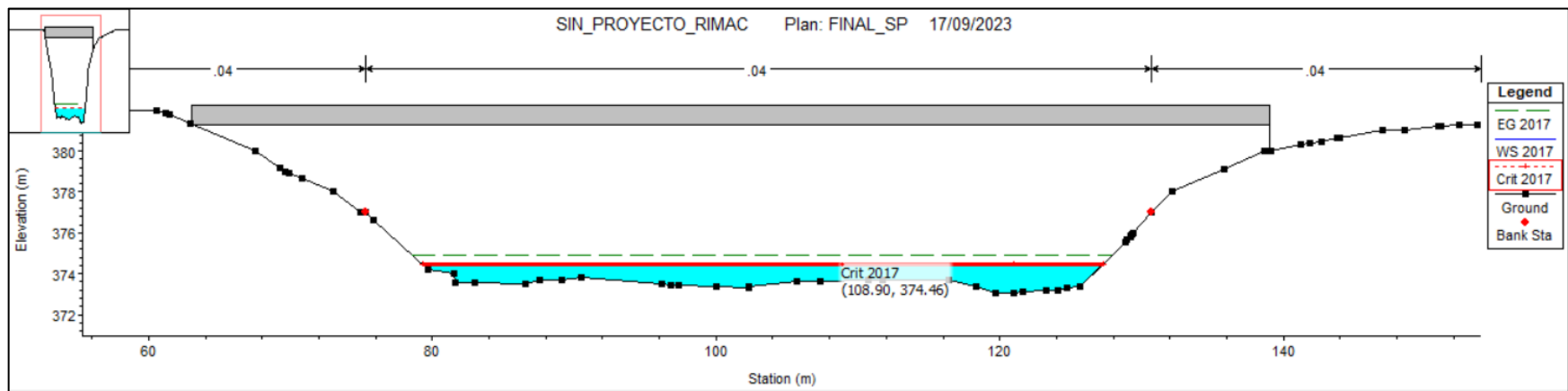


Figura 36. Sección hidráulica del puente Huachipa en HEC-RAS para el año 2017

Los niveles de agua obtenidas en campo se plasmaron en los planos topográficos de detalles del puente Morón y Huachipa, y se compararon con las secciones hidráulicas obtenidas del modelo de HEC-RAS para el caudal instantáneo dado en ese evento. Se observó que los valores obtenidos tenían un rango de variación aceptable respecto a la huella de agua y la cota de agua del modelamiento.

En la Tabla 18, se puede observar la comparación de los valores finales de la marca de agua obtenidas en campo y las del modelamiento en HEC RAS.

**Tabla 18. Marca de agua en puente Huachipa y Morón**

Puente	Progresiva	Medido en Campo	HEC RAS	Variación
Morón	1+734	614,04	613,94	0,10
Huachipa	15+470	374,58	374,46	0,12

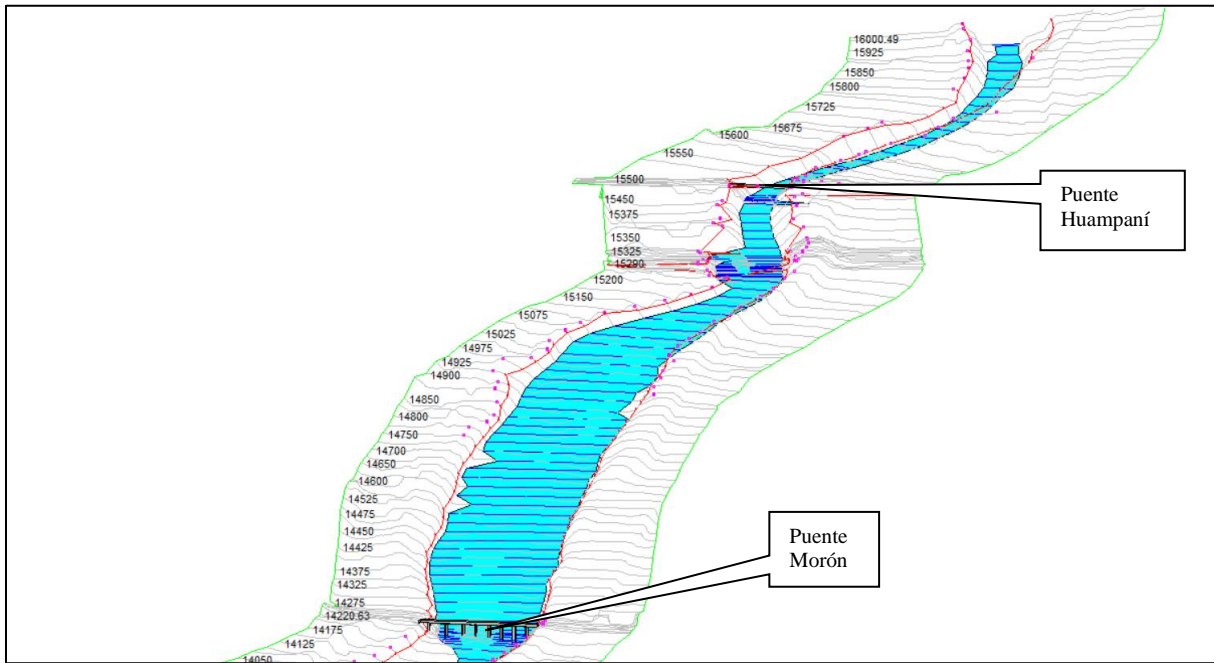
### **c. Modelamiento en situación actual**

En el modelamiento en situación actual se simuló considerando las siguientes estructuras hidráulicas existentes en el cauce: puentes Huampaní, Morón, Ñaña, Carapongo, Santa Clara, Ferrocarril y Huachipa; central hidroeléctrica Huampaní; y bocatoma Huachipa.

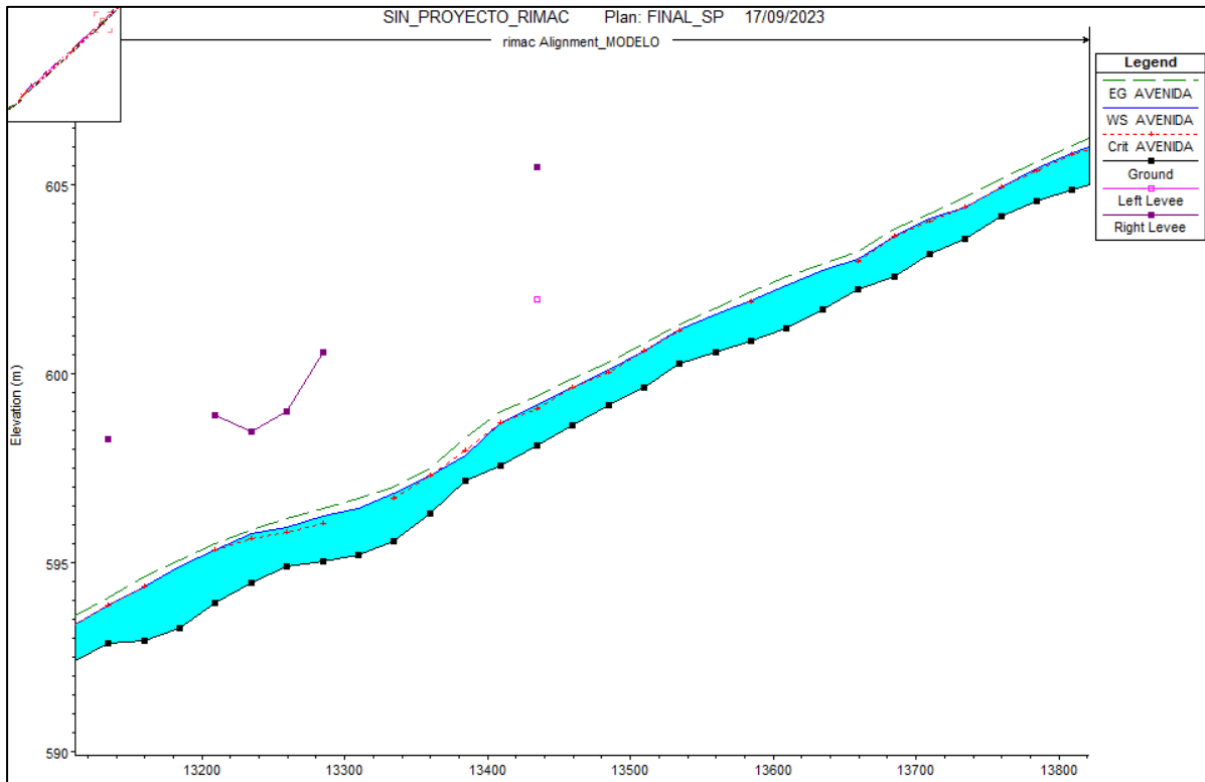
### **Avenida**

Para la época de avenida se consideró el caudal máximo frecuente entre los meses enero a abril, considerando un caudal de ingreso de 29 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>, en la progresiva 15+275, donde se encuentra la descarga de la C. H. Huampaní con caudal de descarga de 21,8 m<sup>3</sup>. s<sup>-1</sup>, se colocó un caudal de 50,8 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> y en la progresiva 2+758,25, donde está la captación de la bocatoma Huachipa con caudal de captación de 5 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>, se consideró un caudal de 45,8 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>. Ver Figura 37 y Figura 38.





**Figura 37. Vista 3D del modelo en situación actual – Época de avenida**



**Figura 38. Vista perfil del modelo en situación actual – Época de avenida**

Se realizó una tabla resumen de los resultados obtenidos para la época de avenida en situación actual, tomando los datos de la sección correspondiente cada 1 km; por otro lado, se estimó el

tirante máximo, es decir la diferencia de la cota de agua menos la cota mínima del terreno. Ver Tabla 19.

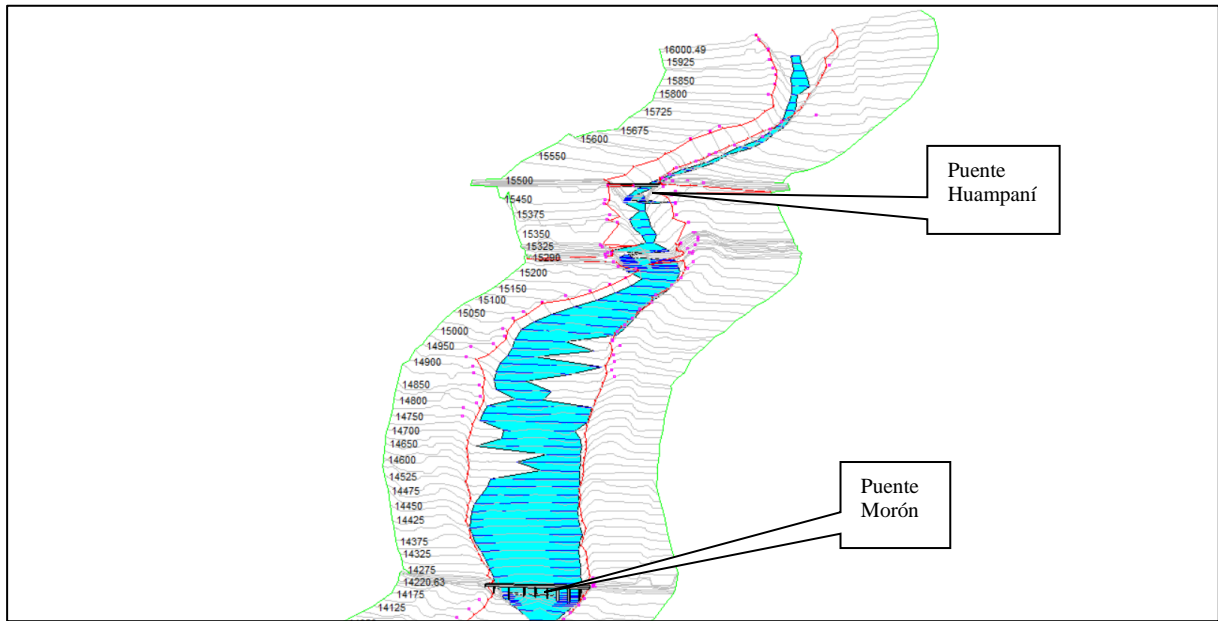
**Tabla 19. Resumen de resultados – Época de avenida**

	Progresiva del HEC-RAS	Progresiva del proyecto	QTotal (m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> )	Nivel min. Cauce (msnm)	Nivel del Agua (msnm)	Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Tirante (m)	Área Mojada (m <sup>2</sup> )	Número de Froude
Inicio	16+000	-0+030	29,0	643,08	644,05	1,63	0,97	17,79	1,00
	15+275	0+695	50,8	631,81	632,63	2,00	0,82	26,56	1,35
	15+000	0+970	50,8	627,23	628,06	2,10	0,83	24,24	1,18
	14+000	1+970	50,8	607,82	608,87	2,11	1,05	24,04	0,53
	13+000	2+970	50,8	589,34	590,66	2,05	1,32	24,79	0,95
	12+000	3+970	50,8	571,84	572,83	1,77	0,99	28,65	0,88
	11+000	4+970	50,8	556,31	557,37	1,97	1,06	25,75	0,73
	10+000	5+970	50,8	536,23	537,71	2,37	1,48	21,47	0,85
	9+000	6+970	50,8	518,94	519,77	3,00	0,83	16,93	1,05
	8+000	7+970	50,8	501,48	502,51	1,11	1,03	45,61	0,94
	7+000	8+970	50,8	485,13	487,07	1,77	1,94	28,73	0,99
	6+000	9+970	50,8	467,61	468,81	2,33	1,20	21,83	0,70
	5+000	10+970	50,8	451,66	452,48	2,74	0,82	18,57	1,00
	4+000	11+970	50,8	435,49	436,66	2,43	1,17	20,93	0,69
	3+000	12+970	50,8	419,56	420,31	1,31	0,75	38,78	0,71
	2+758	13+212	45,8	412,91	413,55	0,74	0,64	16,47	0,74
	2+000	13+970	45,8	398,13	399,03	1,71	0,90	26,84	0,76
	1+000	14+970	45,8	383,68	385,02	2,14	1,34	21,36	0,60
Fin	0+000	15+970	45,8	364,72	365,73	2,85	1,01	16,07	0,44

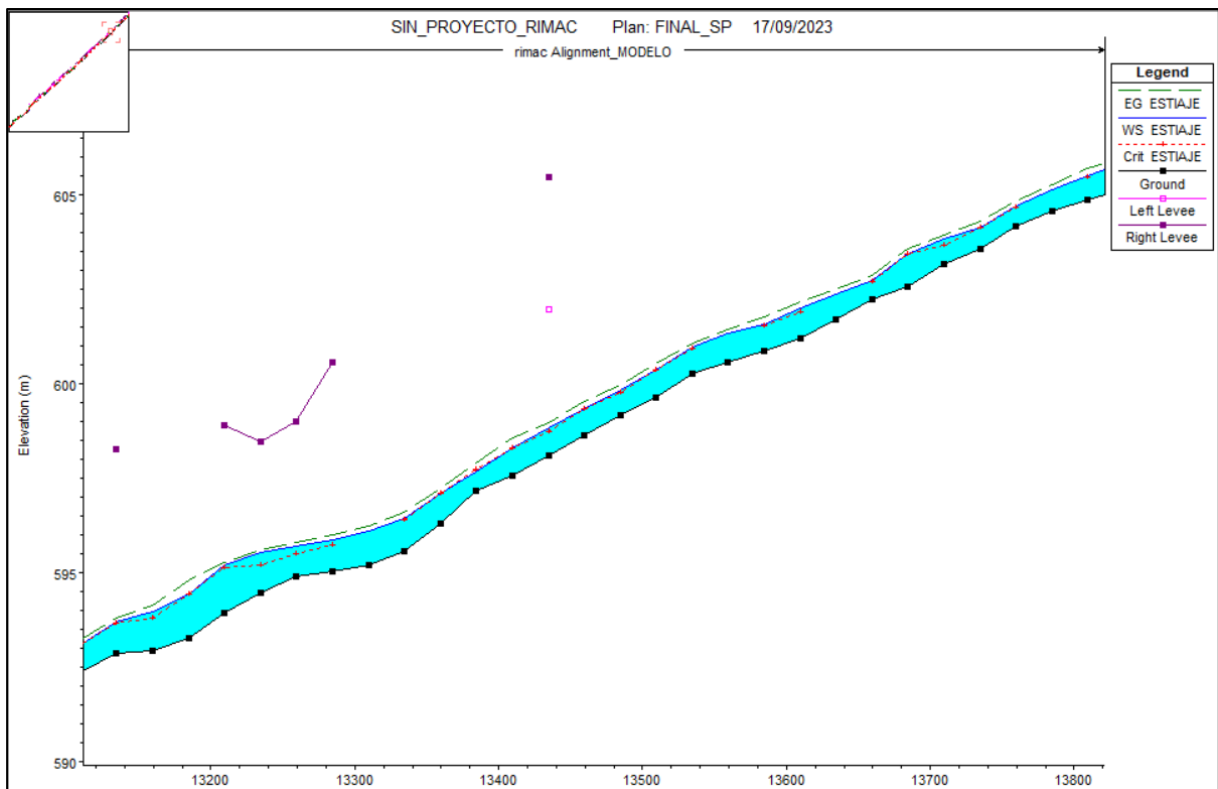
Se tiene una variación de velocidades entre 0,74 m.s-1 a 3,00 m.s-1, tirantes de 0,64 m a 1,94 m y área mojada entre 16,07 m<sup>2</sup> a 45,61 m<sup>2</sup>, se puede apreciar que esta variación se da conforme se angosta o ensancha el ancho del cauce.

### **Estiaje**

Para la época de estiaje se consideró como caudal de ingreso de 0,33 m<sup>3</sup>.s-1, en la progresiva 15+275, donde se encuentra la descarga de la C. H. Huampaní con caudal de descarga de 21,8 m<sup>3</sup>. s-1, se colocó un caudal de 22,1 m<sup>3</sup>.s-1 y en la progresiva 2+758,25, donde está la captación de la bocatoma Huachipa con caudal de captación de 5 m<sup>3</sup>.s-1, se consideró un caudal de 17,1 m<sup>3</sup>.s-1. Ver Figura 39 y Figura 40.



**Figura 39. Vista 3D del modelo en situación actual – Época de estiaje**



**Figura 40. Vista perfil del modelo en situación actual – Época de estiaje**

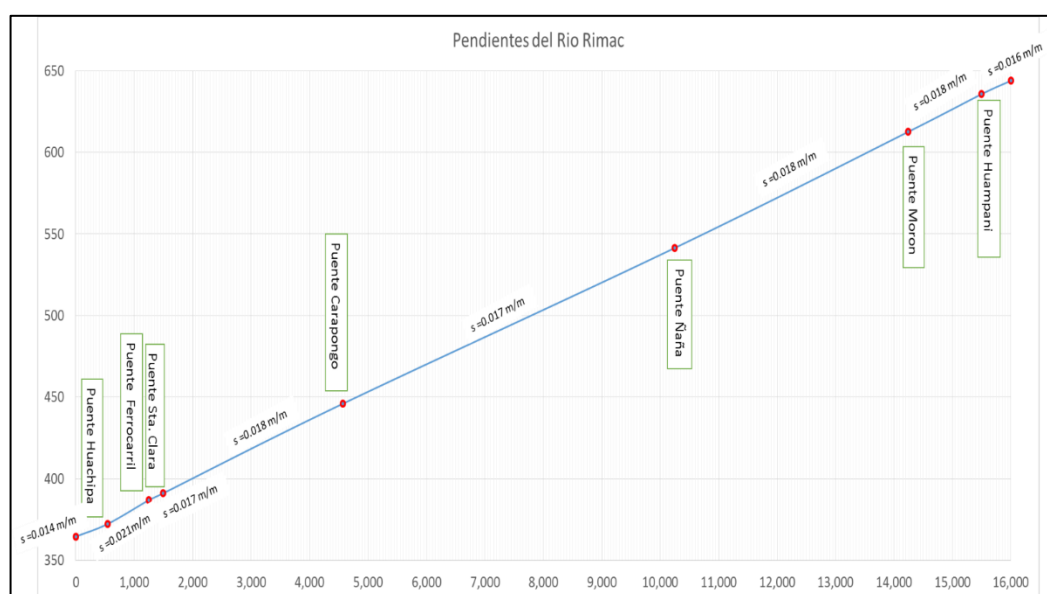
Se realizó una tabla resumen de los resultados obtenidos para la época de estiaje en situación actual, tomando los datos de la sección correspondiente cada 1 km; por otro lado, se estimó el tirante máximo, es decir la diferencia de la cota de agua menos la cota mínima del terreno. Ver Tabla 20.

**Tabla 20. Resumen de resultados – Época de estiaje**

	Progresiva del HEC-RAS	Progresiva del proyecto	QTotal (m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> )	Nivel min. Cauce (msnm)	Nivel del Agua (msnm)	Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Tirante (m)	Área Mojada (m <sup>2</sup> )	Número de Froude
Inicio	16+000	-0+030	0,33	643,08	643,18	0,26	0,10	1,29	0,22
	15+275	0+695	22,1	631,81	632,36	1,72	0,55	14,69	0,71
	15+000	0+970	22,1	627,23	627,72	1,96	0,49	11,25	0,99
	14+000	1+970	22,1	607,82	608,48	2,51	0,66	8,80	1,16
	13+000	2+970	22,1	589,34	590,33	1,58	0,99	13,95	0,79
	12+000	3+970	22,1	571,84	572,58	1,49	0,74	14,83	0,78
	11+000	4+970	22,1	556,31	557,14	1,65	0,83	13,41	0,99
	10+000	5+970	22,1	536,23	537,25	1,95	1,02	11,33	0,79
	9+000	6+970	22,1	518,94	519,51	2,13	0,57	10,35	1,20
	8+000	7+970	22,1	501,48	502,20	0,81	0,72	27,32	0,32
	7+000	8+970	22,1	485,13	486,00	1,53	0,87	14,49	0,57
	6+000	9+970	22,1	467,61	468,46	1,81	0,85	12,21	0,87
	5+000	10+970	22,1	451,66	452,19	1,65	0,53	13,40	0,81
	4+000	11+970	22,1	435,49	436,24	1,76	0,75	12,57	0,73
	3+000	12+970	22,1	419,56	420,10	0,94	0,54	23,42	0,53
	2+758	13+212	17,1	412,49	412,94	1,05	0,45	16,27	0,72
	2+000	13+970	17,1	398,13	398,76	1,26	0,63	13,59	0,69
	1+000	14+970	17,1	383,68	384,53	1,67	0,85	10,25	0,69
Fin	0+000	15+970	17,1	364,72	365,28	2,11	0,56	8,12	0,97

Se tiene una variación de velocidades entre 0,26 m.s-1 a 2,51 m.s-1, tirantes de 0,10 m a 1,02 m y área mojada entre 1,29 m2 a 27.32 m2, se puede apreciar que esta variación se da conforme se angosta o ensancha el ancho del cauce.

Según los resultados del modelamiento en situación actual se determinó que la pendiente promedio en el río es 0,018 m.m<sup>-1</sup>, tal como se muestra en la Figura 41.



**Figura 41. Perfil del río entre los puentes**

### **3.3.3 Diseño de muro transversales**

Para el diseño de los muros transversales se utilizó los resultados obtenidos en el modelamiento con situación actual y la información de la evaluación del cauce, para definir la longitud y ubicación de los muros transversales.

#### **a. Diseño preliminar de los muros transversales**

Los muros transversales tienen la finalidad de obstruir el flujo superficial de manera transversal generando pequeños escalones, reduciendo la velocidad del flujo turbulento y produciendo una distribución más uniforme del flujo a lo ancho de la sección hidráulica del cauce. Con ello se logra que la carga hidráulica se uniformice incrementando el área de contacto entre el flujo y el suelo.

#### **Separación entre muros transversales**

Se consideró para la ubicación de los muros transversales la conservación de la pendiente natural del río, es decir con el criterio de pendiente compensada, por lo que su ubicación estaría relacionado a la altura que se establezca a estos muros. Por otro lado, se debe tener en cuenta que como parte de las condiciones del servicio se solicitó considerar un distanciamiento de 100m, lo cual se verificó mediante el modelamiento hidráulico, contemplando la pendiente promedio de  $0,018 \text{ m.m}^{-1}$  que se muestra en la Figura 41, donde se confirmó que no afecta a las condiciones hidráulicas del perfil del cauce existentes. Esta separación se dará siempre y cuando no existe una estructura hidráulica existente en el cauce, como estructuras de concreto, bocatoma, puentes, otros.

#### **Longitud de los muros**

De acuerdo, al promedio de los valores obtenidos de ancho estable para un periodo de retorno de 100 años por el método de *Petits, Simons y Henderson, Blench y Altunin y Manning Strickler*, se definió que el ancho estable óptimo se encuentra entre los valores 82 a 85m (ver Tabla 16). Luego, se analizó el ancho actual del río y el ancho definido por la faja marginal, tal como se muestra en la Tabla 21.

**Tabla 21. Análisis del ancho del cauce**

Progresiva	Ancho faja marginal (m)	Ancho actual río (m)	Faja disponible	Referencia
0+000	116,35	25,49	76,35	Puente Huampaní
0+300	196,3	33,35	156,3	
0+500	209,9	73,91	169,9	
1+000	196,23	78,38	156,23	
1+400	164,9	22,18	124,9	
3+300	245,38	49,46	205,38	
4+000	265,05	73,77	225,05	
5+000	170,65	25,13	130,65	
5+500	198,05	41,5	158,05	
6+000	231,2	59,1	191,2	
7+500	270,57	88,53	230,57	
8+000	175,54	60,66	135,54	
8+500	255,77	93,46	215,77	
9+000	309,09	58,91	269,09	
9+500	260,48	43,00	220,48	
9+600	246,37	18,07	206,37	
10+000	204,29	46,34	164,29	
10+200	176,2	28,24	136,2	
10+900	181,84	68,25	141,84	
11+100	189,9	49,3	149,9	
11+300	190,69	93,91	150,69	
11+600	235,63	45,48	195,63	
12+000	256,91	80,47	216,91	
12+700	275,69	62,61	235,69	
13+000	247,01	31,62	207,01	
13+300	208,17	57,36	168,17	
13+800	206,25	19,61	166,25	
14+000	227,09	95,75	187,09	
14+300	180,76	40,63	140,76	
14+700	172,51	48,91	132,51	
15+000	221,27	43,37	181,27	Puente Huachipa

Como se puede observar en la Tabla 21, el ancho actual es mucho más angosto al otorgado por el ancho de la faja marginal, para establecer la longitud de los muros se consideró que el ancho actual se incrementaría tomando en cuenta los límites de propiedad privada existentes dentro del área de la faja marginal, para evitar conflictos sociales y económicos que se generaría, obteniendo la recuperación del ancho máximo posible y el recorrido antiguo del río, que existía antes de que dieran las invasiones y ocupaciones en las riberas del río generándole un estrechamiento.

En la Tabla 22, se muestra la longitud definida para cada muro transversal propuesto:

**Tabla 22. Longitud y ubicación de muros propuestos**

Muro	Progresiva	Ancho de cauce	Longitud de muros	Muro	Progresiva	Ancho de cauce	Longitud de muros
P-1	0+770	32,3	34,3	P-56	6+270	72,5	74,5
P-2	0+870	65,9	67,9	P-57	6+370	73,5	75,5
P-3	0+970	79,3	81,3	P-58	6+470	63,8	65,8
P-4	1+070	92,6	94,6	P-59	6+570	73,4	75,4
P-5	1+170	93,4	95,4	P-60	6+670	72,4	74,4
P-6	1+270	85,0	87,0	P-61	6+770	64,0	66,0
P-7	1+370	77,3	79,3	P-62	6+870	63,1	65,1
P-8	1+470	69,45	71,45	P-63	6+970	63,0	65,0
P-9	1+570	48,9	50,9	P-64	7+070	94,4	96,4
P-10	1+670	52,85	54,85	P-65	7+170	83,0	85,0
P-11	1+770	54,7	56,7	P-66	7+270	78,0	80,0
P-12	1+870	57,3	59,3	P-67	7+370	69,0	71,0
P-13	1+970	77,5	79,5	P-68	7+470	70,3	72,3
P-14	2+070	69,6	71,6	P-69	7+570	76,0	78,0
P-15	2+170	83,2	85,2	P-70	7+670	75,6	77,6
P-16	2+270	85,2	87,2	P-71	7+770	77,0	79,0
P-17	2+370	83,8	85,8	P-72	7+870	87,4	89,4
P-18	2+470	77,7	79,7	P-73	7+970	90,0	92,0
P-19	2+570	80,0	82,0	P-74	8+070	81,7	83,7
P-20	2+670	78,0	80,0	P-75	8+170	88,7	90,7
P-21	2+770	76,3	78,3	P-76	8+270	49,1	51,1
P-22	2+870	66,5	68,5	P-77	8+370	58,6	60,6
P-23	2+970	80,0	82,0	P-78	8+470	60,2	62,2
P-24	3+070	79,4	81,4	P-79	8+570	67,7	69,7
P-25	3+170	83,0	85,0	P-80	8+670	79,5	81,5
P-26	3+270	71,8	73,8	P-81	8+770	87,1	89,1
P-27	3+370	77,0	79,0	P-82	8+870	96,3	98,3
P-28	3+470	68,2	70,2	P-83	8+970	85,8	87,8
P-29	3+570	63,9	65,9	P-84	9+070	96,6	98,6
P-30	3+670	63,2	65,2	P-85	9+170	90,9	92,9
P-31	3+770	55,8	57,8	P-86	9+270	102,3	104,3
P-32	3+870	55,0	57,0	P-87	9+370	107,8	109,8
P-33	3+970	58,3	60,3	P-88	9+470	105,8	107,8
P-34	4+070	60,5	62,5	P-89	9+570	79,9	81,9
P-35	4+170	70,9	72,9	P-90	9+670	74,4	76,4
P-36	4+270	85,7	87,7	P-91	9+770	71,0	73,0
P-37	4+370	81,8	83,8	P-92	9+870	52,9	54,9
P-38	4+470	72,8	74,8	P-93	9+970	45,8	47,8
P-39	4+570	68,0	70,0	P-94	10+070	47,7	49,7
P-40	4+670	77,6	79,6	P-95	10+170	50,2	52,2
P-41	4+770	81,8	83,8	P-96	10+270	53,6	55,6
P-42	4+870	76,0	78,0	P-97	10+370	53,9	55,9
P-43	4+970	74,7	76,7	P-98	10+470	47,9	49,9
P-44	5+070	58,0	60,0	P-99	10+570	50,6	52,6
P-45	5+170	52,7	54,7	P-100	10+670	43,8	45,8
P-46	5+270	52,2	54,2	P-101	10+770	52,7	54,7
P-47	5+370	46,7	48,7	P-102	10+870	61,3	63,3
P-48	5+470	25,4	27,4	P-103	10+970	55,7	57,7
P-49	5+570	29,0	31,0	P-104	11+070	54,2	56,2
P-50	5+670	33,9	35,9	P-105	11+170	61,1	63,1
P-51	5+770	39,0	41,0	P-106	11+270	62,8	64,8
P-52	5+870	30,7	32,7	P-107	11+370	61,7	63,7
P-53	5+970	38,0	40,0	P-108	11+470	56,7	58,7
P-54	6+070	48,0	50,0	P-109	11+570	65,1	67,1
P-55	6+170	71,3	73,3				

Muro	Progresiva	Ancho de cauce	Longitud de muros
P-110	11+670	73,9	75,9
P-111	11+770	72,5	74,5
P-112	11+870	50,4	52,4
P-113	11+970	39,2	41,2
P-114	12+070	69,3	71,3
P-115	12+170	63,2	65,2
P-116	12+270	76,7	78,7
P-117	12+370	76,4	78,4
P-118	12+470	78,9	80,9
P-119	12+570	91,6	93,6
P-120	12+670	108,7	110,7
P-121	12+770	106,6	108,6
P-122	12+870	138,4	103,0
P-123	12+970	148,8	130,0
P-124	13+070	159,7	128,2
P-125	13+370	80,2	82,2
P-126	13+470	75,2	77,2
P-127	13+570	66,9	68,9
P-128	13+670	55,2	57,2
P-129	13+770	64,6	66,6
P-130	13+870	59,0	61,0
P-131	13+970	47,5	49,5
P-132	14+070	57,5	59,5
P-133	14+170	52,4	54,4
P-134	14+270	69,0	71,0
P-135	14+370	86,4	88,4
P-136	14+470	88,2	90,2
P-137	14+570	80,2	82,2
P-138	14+670	62,3	64,3
P-139	14+870	55,8	57,8
P-140	14+970	55,3	57,3
P-141	15+070	51,8	53,8
P-142	15+170	44,9	46,9
P-143	15+370	55,4	57,4
P-144	15+570	34,3	36,3
P-145	15+670	26,2	28,2
P-146	15+770	26,8	28,8
P-147	15+870	28,0	30,0
P-148	15+970	24,8	26,8



## **Altura de los muros**

### **Altura del muro sobre el cauce**

Los muros funcionan como retenedores, acumulándose atrás de ellas hacia aguas arriba el agua, como si de pequeños embalses momentáneos se trataran.

A fin de realizar la menor cantidad de movimiento y, considerando la pendiente natural del cauce, se proyectó un nivelado del terreno a lo largo de la toda la zona de intervención con una pendiente promedio de 1,80 por ciento.

La sobreelevación está condicionada por la distancia entre muros, acorde al proyecto piloto que ya se encuentra en funcionamiento, ubicado entre el puente Huachipa y PTAP La Atarjea, se definió una sobreelevación menor a 1 m, debido a que se considerará una pendiente compensada para evitar que se genere remansos y desbordes descontrolados en eventos extraordinarios, se estableció una distancia de separación de 100m. Así mismo, se observó que la pendiente del flujo de agua que se forma en cada tramo es el factor determinante en la definición de esta altura de sobreelevación.

Esta sobreelevación se analizó para un valor de 0,80 m y 1,00 m, esto se desarrolló en el ítem b. Simulación de la presente sección 3.3.3, estableciendo que la altura del muro sobre el cauce más óptima es la de 0,80 m.

### **Profundidad del muro bajo el cauce**

La profundidad del muro bajo el cauce se encuentra condicionada por la socavación general del río. Para llevar a cabo el cálculo de la socavación, se dividió el río en 22 sectores, cada uno con características hidráulicas similares. En estos segmentos, se aplicó el método de Lischtván-Levediev, considerando como input los resultados obtenidos en el modelamiento de situación actual para un caudal de TR500 años, los cuales se muestran en la Tabla 23.

**Tabla 23. Datos hidráulicos para un TR=500 años, en secciones de análisis**

Sector	Progresiva		Sección de análisis	Ancho (m)	Tirante (m)	Área (m <sup>2</sup> )
	Inicio	Final				
1	0+000	0+700	0+570	33.4	3.88	99.01
2	0+700	0+800	0+790	41.54	2.46	85.97
3	0+800	1+600	1+580	54.14	1.78	94.91
4	1+600	1+850	1+685	69.27	1.73	116.67
5	1+850	2+750	1+880	67.54	1.72	108.3
6	2+750	3+400	2+880	68.09	1.35	92.8
7	3+400	4+350	3+885	57.08	1.73	97.98
8	4+350	5+050	4+680	79.35	1.23	101.24
9	5+050	5+400	5+290	52.94	1.74	95.28
10	5+400	6+150	5+900	37.65	2.58	91.45
11	6+150	7+700	7+580	76.72	1.21	98.93
12	7+700	8+200	7+880	92.72	1.16	110.88
13	8+200	8+700	8+280	51.86	1.85	98.5
14	8+700	9+600	9+580	79.78	1.18	102.86
15	9+600	11+400	10+785	60	1.76	105.81
16	11+400	11+850	11+480	57.5	1.49	96.24
17	11+850	12+600	11+980	53.77	2.15	98.58
18	12+600	13+200	12+885	141.94	0.94	122.09
19	13+200	14+400	13+985	50.25	1.85	93.06
20	14+400	14+800	14+680	68.39	1.96	137.24
21	14+800	15+350	14+980	55.5	1.63	97.31
22	15+350	15+970	15+690	31.56	2.93	82.59

Para cada sector de análisis se estableció una sección representativa de las condiciones hidráulicas de cada sector, tal como se muestra en la Tabla 23.

En el anexo 02 se muestra el cálculo detallado de la socavación para cada sección de análisis. Al resultado de la socavación se le ha añadido un margen de seguridad de 0.5m, para finalmente obtener los valores de profundidad de cimentación los cuales se muestran en la Tabla 24 .

**Tabla 24. Profundidad de los muros transversales**

Tramo	Socavación (m)	Socavación + 0.5 (m)	Profundidad de Cimentación Total (m)
1	4,0	4,5	4,5
2	4,0	4,5	4,5
3	2,5	3,0	3,0
4	2,0	2,5	2,5
5	2,0	2,5	2,5
6	2,0	2,5	2,5
7	1,5	2,0	2,0
8	1,0	1,5	2,0
9	2,0	2,5	2,5
10	2,5	3,0	3,0
11	1,5	2,0	2,0

Tramo	Socavación (m)	Socavación + 0.5 (m)	Profundidad de Cimentación Total (m)
12	2,0	2,5	2,5
13	2,0	2,5	2,5
14	1,5	2,0	2,0
15	2,0	2,5	2,5
16	2,0	2,5	2,5
17	2,5	3,0	3,0
18	1,0	1,5	2,0
19	2,0	2,5	2,5
20	1,0	1,5	2,0
21	1,5	2,0	2,0
22	3,0	3,5	4,5

Finalmente, con la definición de las dimensiones de los muros transversales se propone una sección típica, la cual se muestran en la Figura 42.

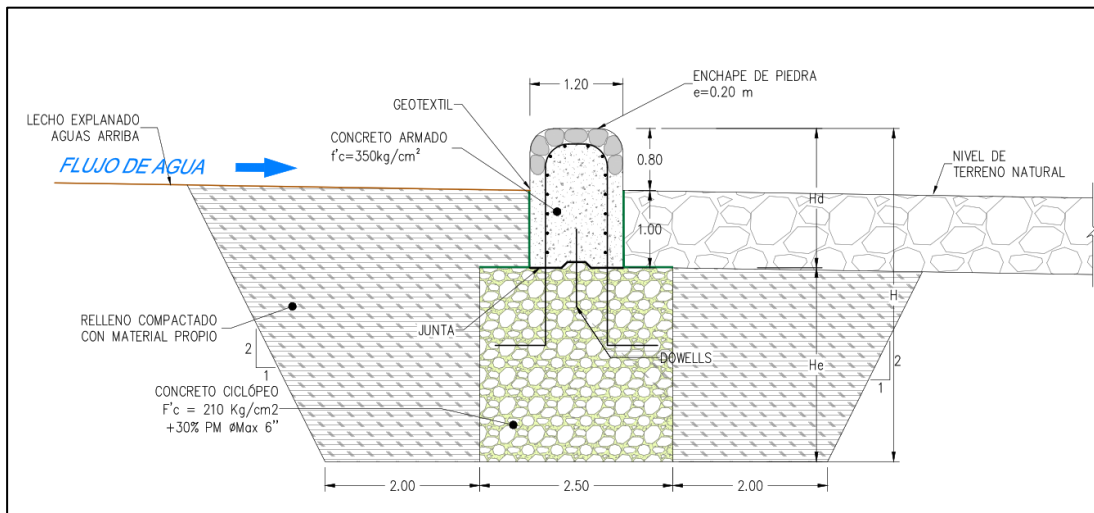
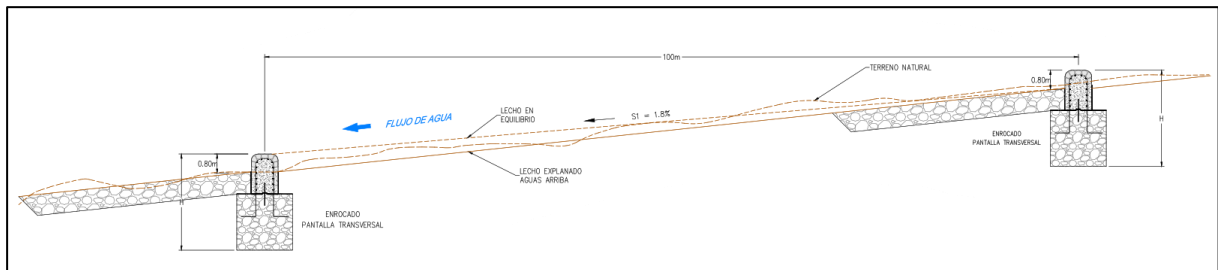


Figura 42. Sección típica de muro

**Tabla 25. Altura total de los muros transversales**

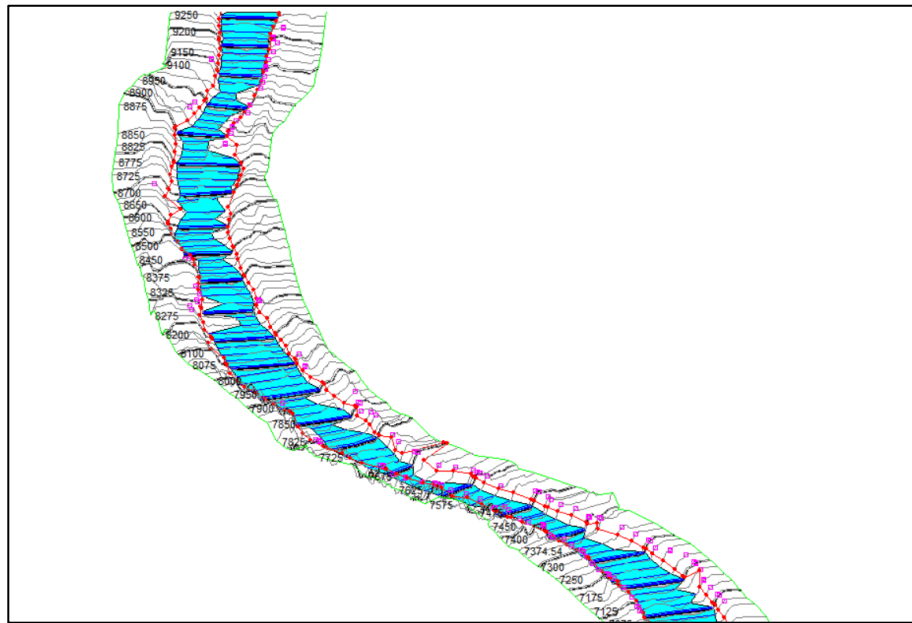
N° Muro	Progresiva		Profundidad de Cimentación (m)	He (m)	Hd (m)	H (m)
	Inicio	Final				
P-1	0+000	0+800	4,5	3,5	1,8	5,3
P-2 al P-9	0+800	1+600	3,0	2,0	1,8	3,8
P-10 al P-27	1+600	3+400	2,5	1,5	1,8	3,3
P-28 al P-43	3+400	5+050	2,0	1,0	1,8	2,8
P-44 al P-47	5+050	5+400	2,5	1,5	1,8	3,3
P-48 al P-54	5+400	6+150	3,0	2,0	1,8	3,8
P-55 al P-70	6+150	7+700	2,0	1,0	1,8	2,8
P-71 al P-80	7+700	8+700	2,5	1,5	1,8	3,3
P-81 al P-89	8+700	9+600	2,0	1,0	1,8	2,8
P-90 al P-111	9+600	11+850	2,5	1,5	1,8	3,3
P-112 al P-119	11+850	12+600	3,0	2,0	1,8	3,8
P-120 al P-124	12+600	13+200	2,0	1,0	1,8	2,8
P-125 al P-135	13+200	14+400	2,5	1,5	1,8	3,3
P-136 al P-142	14+400	15+350	2,0	1,0	1,8	2,8
P-143 al P-148	15+350	15+970	3,5	3,5	1,8	5,3



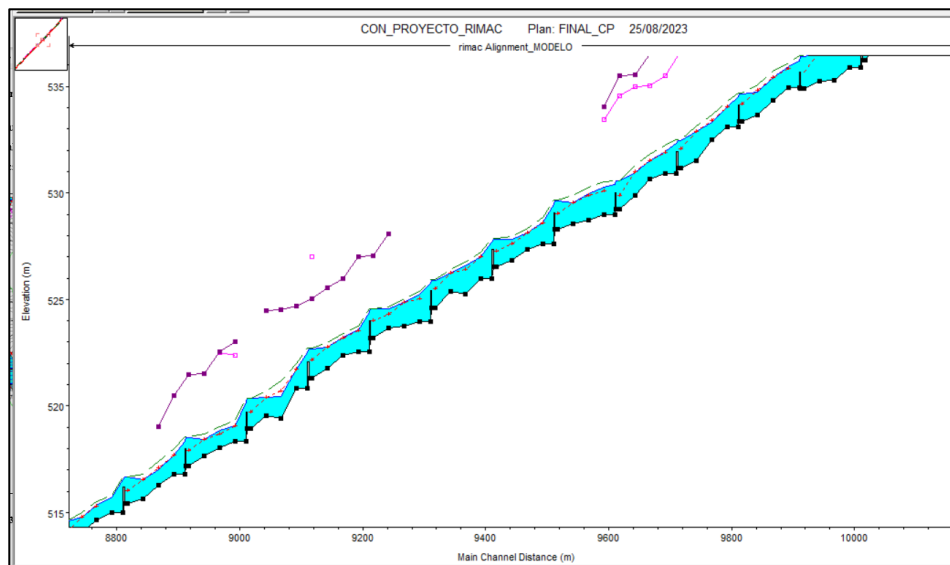
**Figura 43 Sección transversal de la distribución de entre muros transversales**

**b. Simulación con muros transversales con 0,80m y 1,00m de altura**

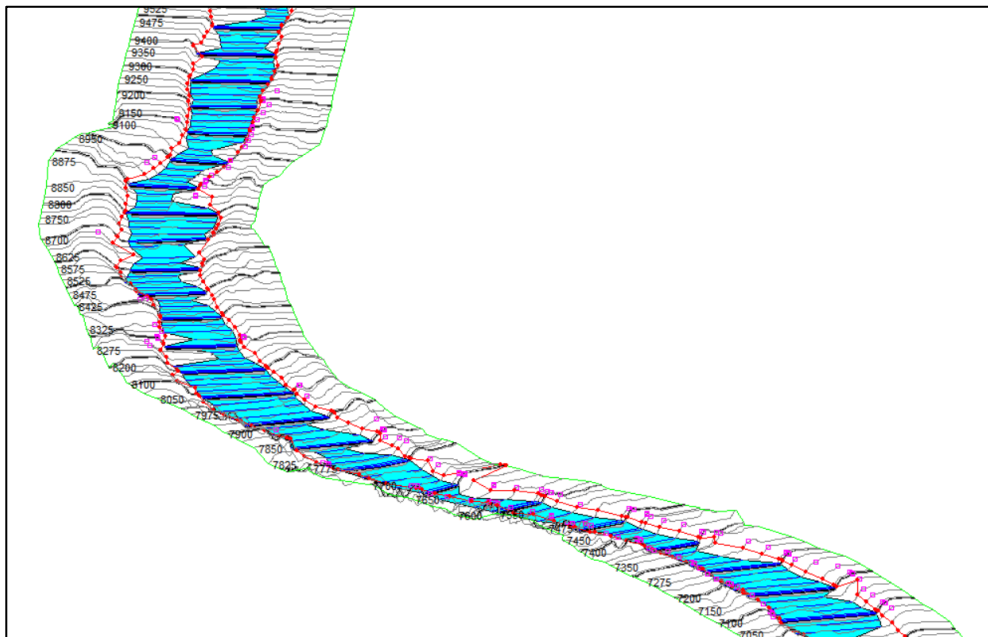
En primer lugar, se realizó un modelo hidráulico para el análisis de la altura a considerar en el muro transversal, para una altura de 0,80 a 1,00m, tomando en cuenta las ubicaciones definidas y el modelamiento en situación actual para un periodo de avenida ordinaria ( $50,80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ).



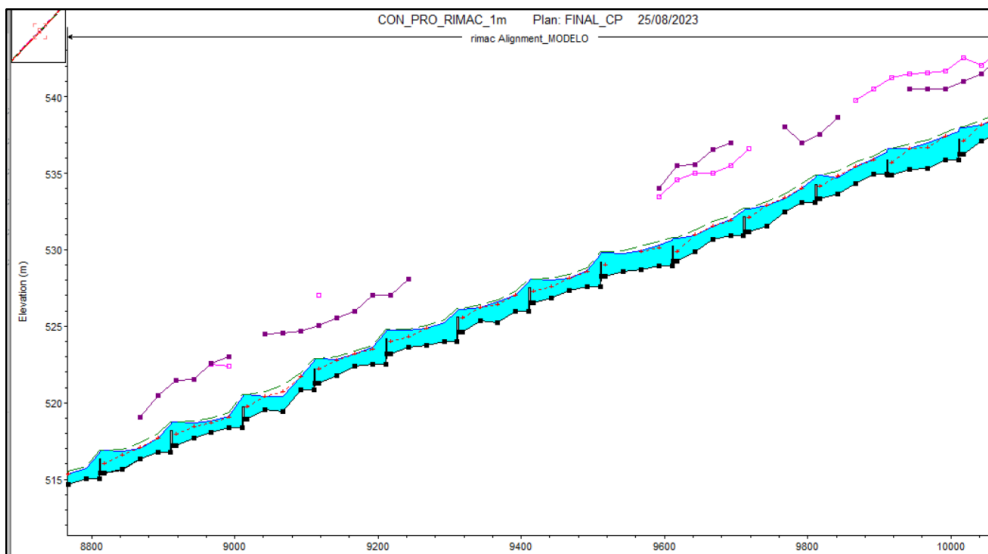
**Figura 44. Vista 3D del modelo con muros transversales con altura 0,80 m**



**Figura 45. Vista perfil del modelo con muros transversales con altura 0,80 m**



**Figura 46. Vista 3D del modelo con muros transversales con altura 1,00 m**



**Figura 47. Vista perfil del modelo con muros transversales con altura 1,00 m**

A continuación, se presenta los resultados obtenidos para cada modelo, considerando las variables de velocidad, área mojada y número de *Froude*. Observando que los valores de las variables hidráulicas son similares, por lo que escoger entre una y otro hidráulicamente no sería significativo. Ver Tabla 26 y Tabla 27.

**Tabla 26. Resultados del modelo hidráulico con muros transversales con altura de 0,80m**

Progresiva		Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Área Mojada (m <sup>2</sup> )	Número de <i>Froude</i>
0+000	1+000	1,81	22,13	0,68
1+000	2+000	1,63	42,31	0,74
2+000	3+000	1,66	37,28	0,72
3+000	4+000	1,82	32,51	0,74
4+000	5+000	1,76	34,56	0,80
5+000	6+000	1,98	29,23	0,76
6+000	7+000	1,90	32,37	0,78
7+000	8+000	1,73	36,24	0,77
8+000	9+000	1,65	37,40	0,69
9+000	10+000	1,73	38,25	0,73
10+000	11+000	1,85	32,58	0,68
11+000	12+000	1,75	33,39	0,73
12+000	13+000	1,65	39,39	0,70
13+000	14+000	2,12	29,29	0,91
14+000	15+000	1,53	33,58	0,63
15+000	16+000	1,93	28,19	0,74

**Tabla 27. Resultados del modelo hidráulico con muros transversales con altura de 1,00m**

Progresiva		Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Área Mojada (m <sup>2</sup> )	Número de <i>Froude</i>
0+000	1+000	1,66	25,06	0,61
1+000	2+000	1,45	50,02	0,63
2+000	3+000	1,65	40,81	0,71
3+000	4+000	1,77	35,92	0,71
4+000	5+000	1,61	40,80	0,71
5+000	6+000	1,79	33,27	0,67
6+000	7+000	1,84	36,15	0,75
7+000	8+000	1,59	42,04	0,70
8+000	9+000	1,58	41,95	0,66
9+000	10+000	1,51	55,26	0,63
10+000	11+000	1,75	36,35	0,63
11+000	12+000	1,70	35,96	0,70
12+000	13+000	1,55	44,90	0,66
13+000	14+000	2,11	30,87	0,91
14+000	15+000	1,49	36,02	0,60
15+000	16+000	1,80	31,32	0,68

### 3.3.4 Efecto hidráulico de la instalación de los muros transversales

En primera instancia, se realizó la evaluación de la variación entre las simulaciones con muros de 0,80m y 1,00m, en la cual se obtuvo que la variación en porcentaje de los parámetros de velocidad, área mojada y *Froude* es mínima, y al hacerse la evaluación de la inversión a considerar, se concluyó que es mucho más viable construir muros transversales de 0,80 que de 1,00m, ya que este último generaría mayor inversión por muro y consiguiendo un beneficio hidráulico similar.

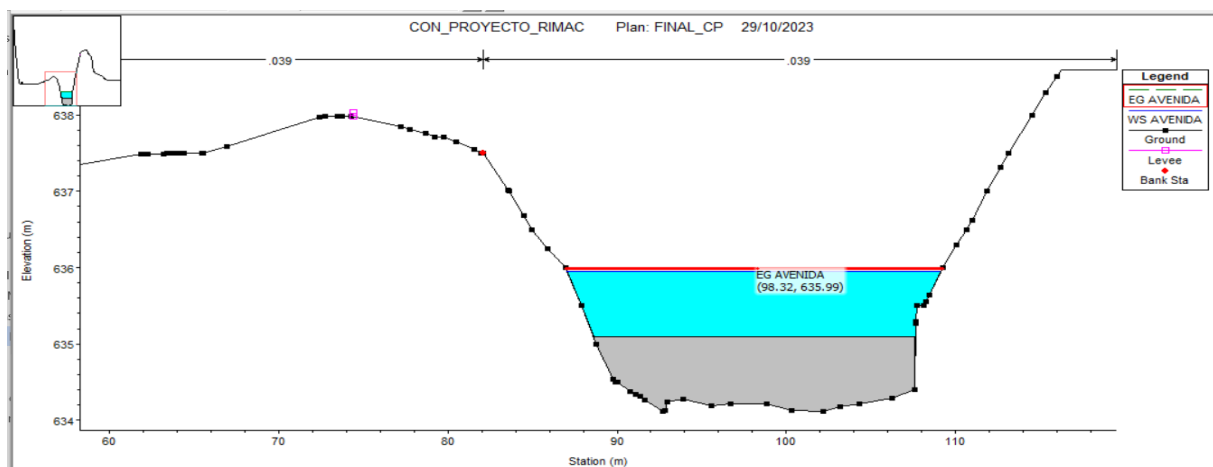


Figura 48. Sección transversal con muros transversales con altura 0,80 m

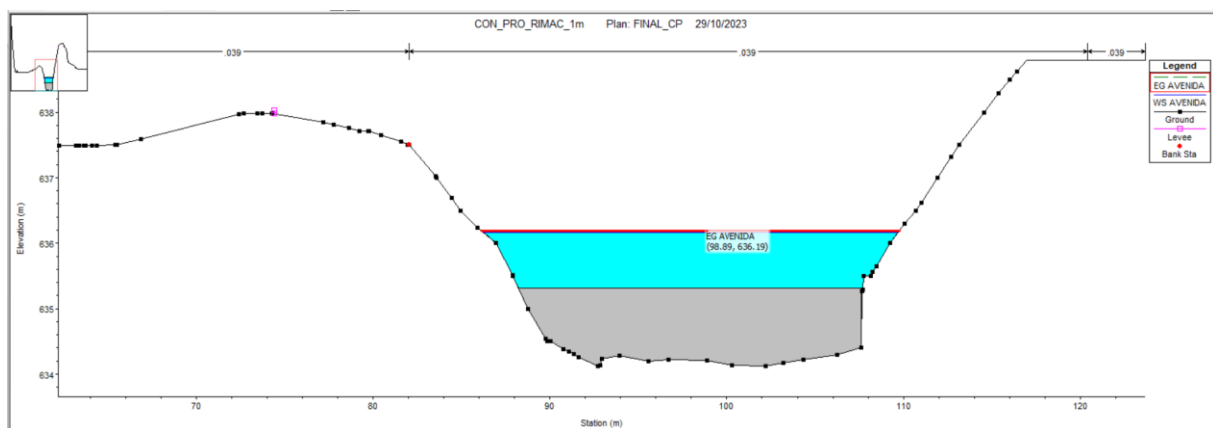
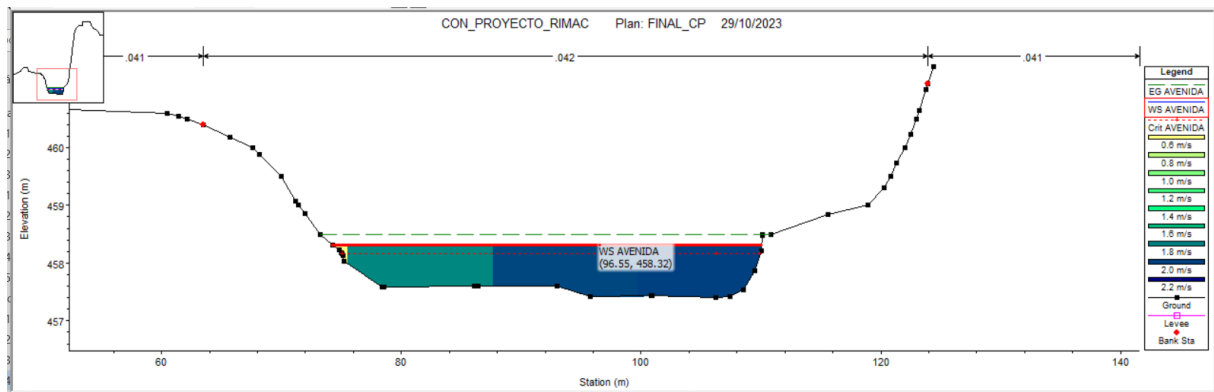
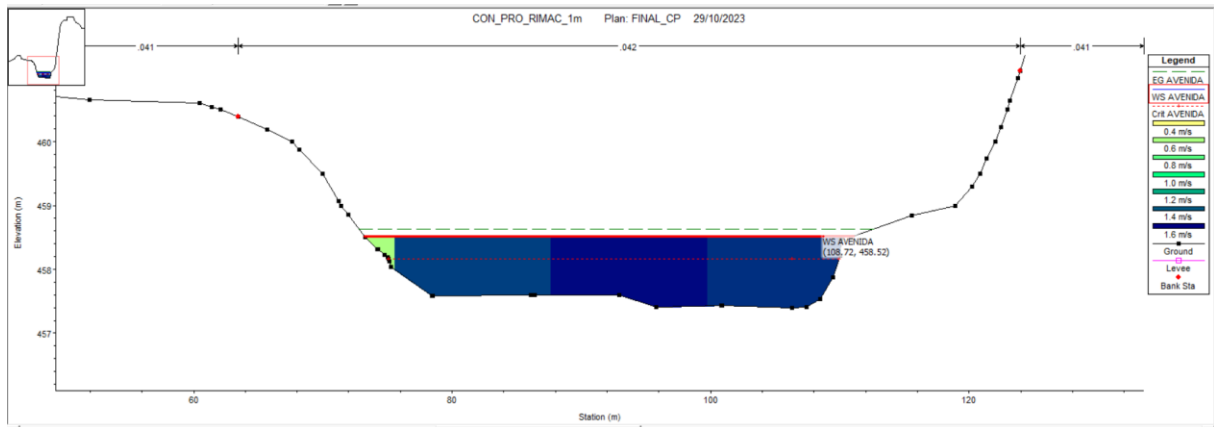


Figura 49. Sección transversal con muros transversales con altura 1,00 m



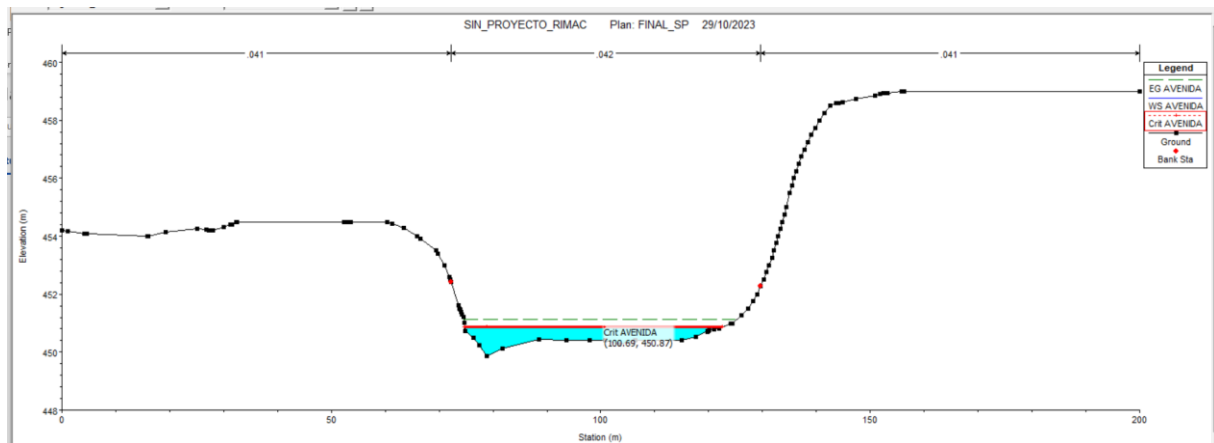


**Figura 50. Sección transversal con muros transversales con altura 0,80 m – distribución de velocidades**

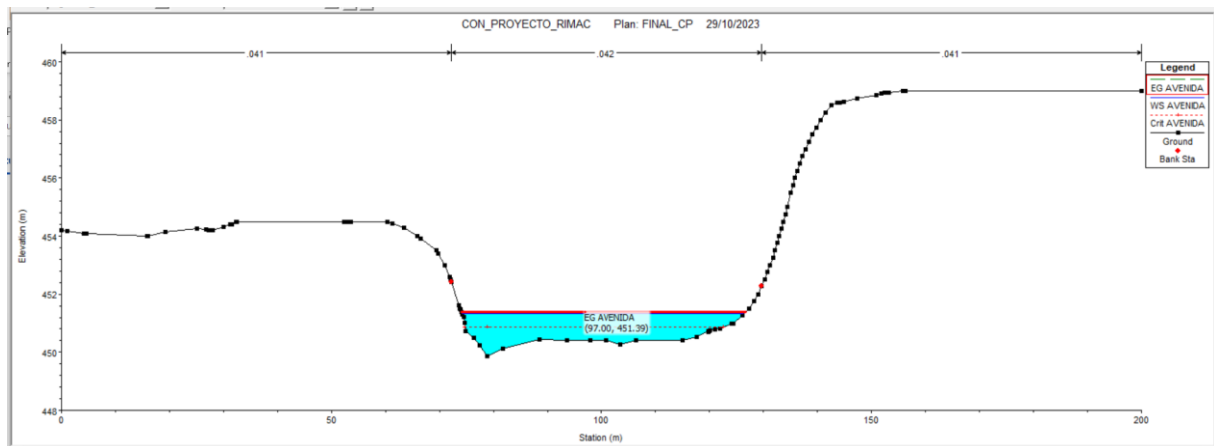


**Figura 51. Sección transversal con muros transversales con altura 1,00 m – distribución de velocidades**

Por lo tanto, se procedió a realizar el análisis del efecto de la colocación de los muros transversales, determinando los porcentajes de variación en los parámetros de velocidad, área mojada y *Froude*.

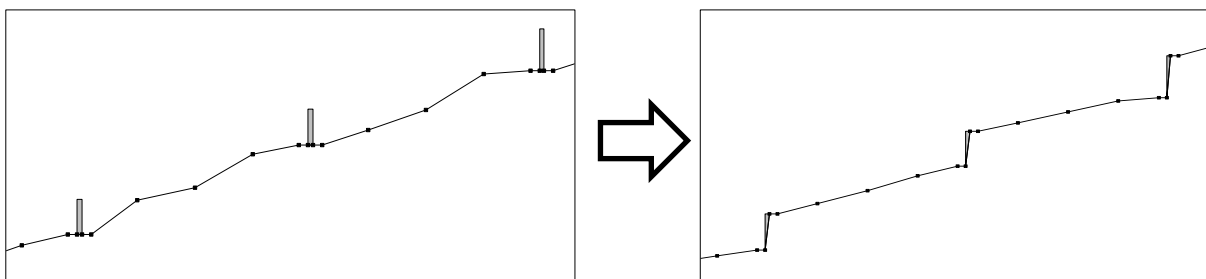


**Figura 52. Sección transversal – Situación Actual**



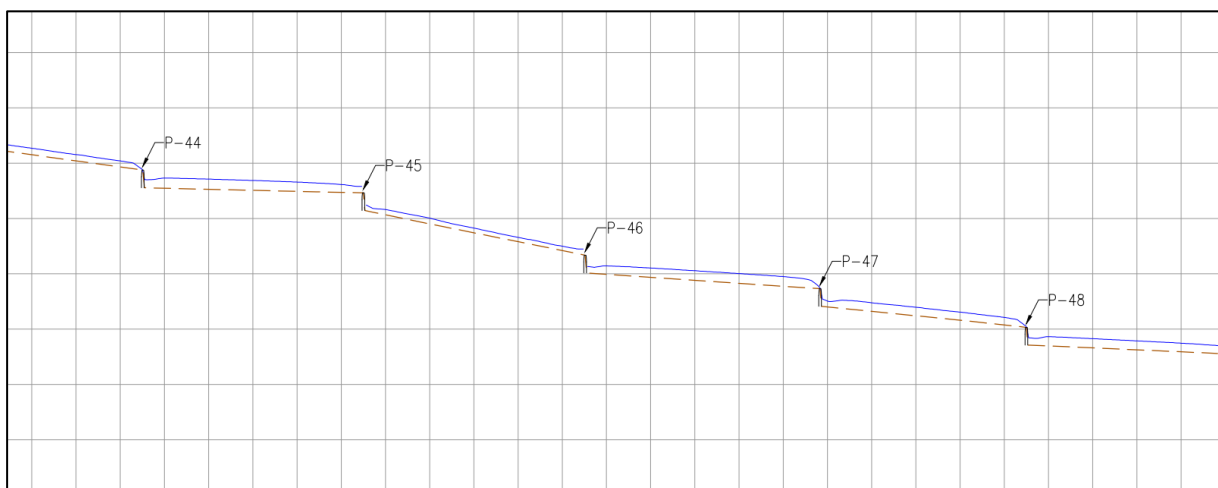
**Figura 53. Sección transversal con muros transversales con altura 0,80 m – Avenida ordinaria**

Debido a la instalación de los muros transversales, el cauce entrará en equilibrio y su perfil topográfico del cauce se modificaría y adoptaría una cota de fondo aproximadamente al ras de la estructura en la sección correspondiente, tal como se puede ver la Figura 54 y Figura 55.



**Figura 54. Esquema de variación de perfil geométrico**

Para el análisis en condiciones hidráulicas se obtendría un cambio del perfil hidráulico, produciendo que el flujo turbulento del cauce disminuya.



**Figura 55. Esquema de Perfil hidráulico del modelamiento hidráulico con muros transversales**

### 3.3.5 Estimación del caudal de infiltración

Para estimar el caudal de infiltración se utilizó la metodología del estudio denominado “*Estimación de pérdidas de agua en tramos de ríos del sistema Laja-Diguillín en la zona central de Chile*”. En el estudio se realizó un modelo de balance hídrico mensual, con ecuaciones específicas para los procesos de infiltración y evaporación en los tramos de río, con el fin de evaluar las pérdidas por infiltración. La modelización de las pérdidas se realizó aplicando la Ley de Darcy a un cauce que recarga un acuífero, según la propuesta de Anderson y Woessner (1991). Se asumió que las pérdidas por infiltración a través del lecho del cauce dependen de la conductividad hidráulica de este y de la carga hidráulica sobre el lecho, la cual puede aproximarse o considerarse equivalente a la altura normal de escurrimiento. (José Luis Arumí-Ribera, 2012)

De acuerdo con la metodología descrita para el presente análisis se utilizó la fórmula establecida por Darcy, la cual se adaptó para su aplicación en los cálculos.

$$Q = K \cdot S \cdot \frac{\Delta h}{\Delta L} \dots \dots (1)$$

Q= Caudal (m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>)

K= Conductividad hidráulica (m.s<sup>-1</sup>)

S= Sección (m<sup>2</sup>)

Δh= Diferencia potencial (m)

ΔL= Espesor del estrato (m)

De esta fórmula y considerando que el radio hidráulico de una sección del río es igual a la diferencia potencial, podemos obtener lo siguiente:

$$R_h = \frac{A_h}{P_m} \dots \dots (2)$$

$$S = T \times P_m \dots \dots (3)$$

Rh= Radio hidráulica (m)

T= Longitud de tramo del río(m)

Pm= Perímetro mojado (m)

Ah= Área hidráulica (m)

Remplazando 2 y 3 en 1, finalmente se tiene la siguiente fórmula:

$$Q = K(P_m \times T) \times \frac{\left(\frac{A_h}{P_m}\right)}{\Delta L}$$

$$Q = K \times T \times \frac{A_h}{\Delta L}$$

Donde:

Q= Caudal de infiltración (m<sup>3</sup>.s-1)  
 K= Conductividad hidráulica(m.s-1)  
 T= Tramo(m)  
 Ah= Área hidráulica (m)  
 ΔL= Espesor del estrato (m)

Esta fórmula se puede interpretar como el caudal de agua que llega a infiltrarse, en un tramo determinado del río.

Consideraciones para el cálculo:

- El espesor del estrado se considerará con un valor de 1m.
- El área hidráulica se extrae de las secciones obtenidas de los modelamientos hidráulicos para los escenarios de situación actual y con pantallas de 0.8m.
- La conductividad hidráulica del río se obtuvo de las pruebas de infiltración realizadas en 10 puntos del tramo de estudio (Ver Tabla 10), dando como resultado una permeabilidad promedio de 0.0000306 m.s<sup>-1</sup>.

En la Tabla 28 se pueden ver los resultados del cálculo de infiltración para los diferentes escenarios.

**Tabla 28. Caudal de infiltración en el tramo de estudio**

Variable	Situación actual		Con muros de 0.8m	
	Avenidas	Estiaje	Avenidas	Estiaje
Caudal de infiltración (m <sup>3</sup> /s)	13.28	7.23	16.76	10.59

De los resultados obtenidos se puede apreciar que gracias a los muros hay un aumento del 26 por ciento de caudal infiltrado en la temporada de avenidas, y de un 32 por ciento en la temporada de estiaje respecto a la situación actual.

## IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1 Calibración del modelo

Se realizó la calibración mediante dos métodos: el primero con mancha de agua para un caudal de 25,43 m<sup>3</sup>. s<sup>-1</sup>, dado en noviembre del 2020, esta mancha de agua se comparó con la mancha observada en la ortofoto obtenida en esa época, obteniendo límites de mancha de agua similares.

El segundo método fue mediante la huella de agua dejada por el evento extraordinario del año 2017 en los puentes Morón y Huachipa, ubicados al inicio y final del tramo a modelar respectivamente. La marca de agua observadas en las fotografías de estos puentes y el calado obtenido con el modelo en HEC RAS, se compararon y se validó los valores definidos para número de *Manning* mediante el método de *Cowan*, ya que se logró una variación menor a 0,15m.

**Tabla 29. Coeficiente de rugosidad validado por tramo**

Tramo		Coeficiente de rugosidad (n)		
Inicio	Fin	Margen Izquierdo	Centro	Margen Derecho
0+000	2+000	0,039	0,039	0,039
2+000	4+000	0,042	0,04	0,04
4+000	6+000	0,038	0,038	0,038
6+000	8+000	0,04	0,039	0,04
8+000	10+000	0,043	0,041	0,044
10+000	12+000	0,042	0,041	0,041
12+000	14+000	0,042	0,04	0,044
14+000	15+970	0,041	0,041	0,043

**Tabla 30. Coeficiente de rugosidad validado por tramo**

Puente	Progresiva	Medido en Campo	HEC RAS	Variación
Morón	1+734	614,04	613,94	0,10
Huachipa	15+470	374,58	374,46	0,12

## 4.2 Dimensiones y ubicación de los muros transversales

- Se determinó que por efecto de la implementación de los muros de 1,00 m respecto a las de 0,8 m, para un caudal de avenidas la variación media de velocidad es de -6 por ciento, la del área mojada es de 12 por ciento y por último el número *Froude* varía -8 por ciento, siendo variaciones mínimas. (ver Tabla 31).

**Tabla 31. Variación porcentual de resultado del modelo hidráulico con muros transversales con altura de 0.80m y 1,00m**

Progresiva		Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Área Mojada (m <sup>2</sup> )	Número de <i>Froude</i>
0+000	1+000	-9%	12%	-12%
1+000	2+000	-12%	15%	-18%
2+000	3+000	-1%	9%	-2%
3+000	4+000	-2%	9%	-3%
4+000	5+000	-10%	15%	-13%
5+000	6+000	-10%	12%	-13%
6+000	7+000	-3%	10%	-5%
7+000	8+000	-8%	14%	-11%
8+000	9+000	-4%	11%	-4%
9+000	10+000	-14%	31%	-17%
10+000	11+000	-6%	10%	-8%
11+000	12+000	-3%	7%	-4%
12+000	13+000	-6%	12%	-6%
13+000	14+000	-1%	5%	0%
14+000	15+000	-3%	7%	-4%
15+000	16+000	-7%	10%	-9%

- Además, teniendo en cuenta el costo del material a emplear y los costos de ejecución del muro de 1,00 metro de altura sobre el cauce frente a la de 0,80 metros y las mejoras que se van a obtener se descarta la opción de los muros transversales de 1,00 m de altura, quedando como altura de diseño 0,8 m.
- Se obtuvo muros con altura total entre 2,8m a 5,3.m, considerando la altura de 0,80m que esta sobreelevado sobre el terreno y la profundidad de cimentación, la profundidad de cimentación se encuentra entre 1m a 3,5 m; así mismo se establece que una separación de 100 m, acorde a las consideraciones tomadas, por otro lado, se aclara que los muros transversales no se han considerado cerca de estructuras mayores existentes.
- Se determinó que se implementarían 148 muros transversales, con una longitud que varía entre 26,8 m y 130 m, considerando un empotramiento de 3,5 m en el talud del cauce.

- Con el modelo en situación actual se obtuvo las pendientes en el río con una variación de 0,016 m/m a 0,021 m/m a lo largo del río, entre los puentes Huampaní, Morón, Ñaña, Carapongo, Santa Clara, Ferrocarril y Huachipa. En cuanto, al tirante y velocidad obtenidos la época de avenida y estiaje, se tiene un incremento de aproximadamente de 0,50m entre la época de estiaje y avenidas. Ver las Tabla 32 y Tabla 33.

**Tabla 32. Resumen de resultados de estructuras existentes y pendientes promedios - Estiaje**

Descripción	Estación del Río (m)	Nivel min. Cauce (msnm)	Nivel del Agua (msnm)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)		<i>Froude</i>		Pendiente promedio (m/m)
Inicio	0+000	-	-	-	-	-	-	-	0
Puente Huampaní	0+482	636,606	636,87	0,26	0,80	0,62	0,48	0,38	0,0172
Puente Morón	1+740	612,872	613,24	0,37	1,49	1,13	0,94	0,61	0,0186
Puente Ñaña	5+735	541,695	542,23	0,53	1,65	1,08	0,89	0,49	0,0178
Puente Carapongo	11+475	445,71	446,00	0,29	1,30	1,20	0,81	0,72	0,0169
Bocatoma Huachipa	13+200	417,5	418,69	1,19	1,24	0,41	0,2	0,17	0,0162
Puente Santa Clara	14+520	390,935	391,28	0,35	1,10	0,71	0,65	0,39	0,0194
Puente Ferrocarril	14+756	387,66	387,98	0,32	1,41	1,29	0,86	0,74	0,0152
Puente Huachipa	15+470	373,122	373,42	0,30	1,70	1,57	1,02	0,92	0,0199
Fin	15+970	-	-	-	-	-	-	-	0,0141

**Tabla 33. Resumen de resultados de estructuras existentes y pendientes promedios - Avenida**

Descripción	Estación del Río (m)	Nivel min. Cauce (msnm)	Nivel del Agua (msnm)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)		<i>Froude</i>		Pendiente promedio (m/m)
Inicio	0+000	-	-	-	-	-	-	-	0
Puente Huampaní	0+482	636,606	637,37	0,77	2,31	1,73	0,96	0,64	0,0172
Puente Morón	1+740	612,872	613,48	0,61	2,13	1,55	0,99	0,65	0,0186
Puente Ñaña	5+735	541,695	542,53	0,84	2,30	1,38	0,95	0,49	0,0178
Puente Carapongo	11+475	445,71	446,18	0,47	1,88	1,72	0,95	0,81	0,0169
Bocatoma Huachipa	13+200	417,5	419,38	1,88	1,53	0,59	0,8	0,26	0,0162
Puente Santa Clara	14+520	390,935	391,50	0,57	1,36	1,05	0,62	0,45	0,0194
Puente Ferrocarril	14+756	387,66	388,13	0,47	2,16	1,94	0,99	0,90	0,0152
Puente Huachipa	15+470	373,122	373,65	0,53	2,37	2,20	1,09	0,97	0,0199
Fin	15+970	-	-	-	-	-	-	-	0,0141



### 4.3 Evaluación del efecto hidráulico de la colocación de muro

Para los caudales de avenida, la variación media de los valores promedio la velocidad de flujo en el tramo en estudio se reduce en un 36 por ciento mientras que la sección mojada aumenta en un 32 por ciento. El número de *Froude* también se reduce en promedio en 16 por ciento.

**Tabla 34. Variación porcentual de resultado del modelo hidráulico en situación actual con muros transversales con altura de 0,80m – Periodo de avenida ordinario.**

Progresiva	Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Área Mojada (m2)	Número de Froude	
0+000	1+000	-19%	35%	-23%
1+000	2+000	-25%	72%	-25%
2+000	3+000	-19%	47%	-20%
3+000	4+000	-16%	34%	-17%
4+000	5+000	-10%	6%	-11%
5+000	6+000	-23%	42%	-28%
6+000	7+000	-15%	38%	-17%
7+000	8+000	-15%	36%	-18%
8+000	9+000	-13%	36%	-16%
9+000	10+000	-15%	49%	-17%
10+000	11+000	-20%	46%	-22%
11+000	12+000	-11%	24%	-12%
12+000	13+000	-14%	41%	-18%
13+000	14+000	18%	24%	19%
14+000	15+000	-19%	35%	-19%
15+000	16+000	-12%	7%	-18%

Y para el caudal de estiaje, la variación media de la velocidad por el efecto de los muros transversales se reduce en un 14 por ciento mientras que la sección mojada aumenta en un 32 por ciento. El número de *Froude* también se reduce en promedio en un 16 por ciento.

**Tabla 35. Variación porcentual de resultado del modelo hidráulico en situación actual con muros transversales con altura de 0,80m – Periodo de estiaje.**

Progresiva	Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Área Mojada (m2)	Número de Froude	
0+000	1+000	-76,72%	158,96%	-18,31%
1+000	2+000	-40,95%	48,69%	-25,47%
2+000	3+000	-34,98%	24,78%	-18,66%
3+000	4+000	-31,01%	44,71%	-9,87%
4+000	5+000	-27,29%	12,84%	-16,13%
5+000	6+000	-41,40%	56,68%	-26,10%

Progresiva		Velocidad (m.s <sup>-1</sup> )	Área Mojada (m2)	Número de <i>Froude</i>
6+000	7+000	-34,38%	60,50%	-18,35%
7+000	8+000	-34,88%	36,22%	-25,58%
8+000	9+000	-33,35%	38,94%	-13,76%
9+000	10+000	-36,87%	24,67%	-20,38%
10+000	11+000	-42,87%	50,71%	-17,02%
11+000	12+000	-26,86%	46,09%	-15,82%
12+000	13+000	-33,41%	1,39%	10,88%
13+000	14+000	-3,90%	10,65%	-18,60%
14+000	15+000	-38,87%	14,75%	-6,99%
15+000	16+000	-36,02%	47,23%	10,36%

Del cálculo de estimación del caudal de infiltración (Ver Tabla 28 ), se observa que para la situación actual los caudales son de 13.28 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> y 7.23 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> durante las temporadas de avenidas y estiaje, respectivamente. En contraste, para la condición donde se implementa el muro transversal de 0.8 metros de altura sobre el cauce, se obtuvieron valores de 16.76 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> y 10.59 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> para las mismas temporadas. Este análisis revela un aumento significativo en la infiltración debido a las condiciones hidráulicas generadas por la presencia de los muros transversales. Se registra un incremento del 26 por ciento y 32 por ciento en los caudales de infiltración durante las temporadas de avenidas y estiaje, respectivamente, en comparación con la situación actual. Estos resultados indican el impacto positivo de la implementación de los muros en el aumento de la capacidad de infiltración del sistema.

Por otro lado, se debe aclarar que el volumen de recarga es diferente al volumen de infiltración, ya que el primero es el volumen que llega al acuífero y el segundo es el volumen que pasa de la superficie hacia las primeras capas del suelo, es decir este último está en constante movimiento entre la zona de la superficie y el terreno, solo un porcentaje de este llega al acuífero debido a diferentes factores.

## V. CONCLUSIONES

- Se estableció el número de *Manning* en base al promedio de las metodologías de Cowan y Ven Te Chow, de 0,038 y 0,041 para cauce central, y 0,038 y 0,044 para riberas, obteniendo un comportamiento hidráulico similar a lo observado en campo.
- Se realizó un análisis de los valores promedios obtenidos con el modelamiento con situación actual, determinando que se tiene una pendiente promedio de  $0,018 \text{ m.m}^{-1}$  y una variación aproximada entre la época de estiaje y avenidas para los parámetros de tirante y velocidad de 0,50, siendo representativo con los datos recolectados en campo.
- Se definió las dimensiones de los muros acorde al análisis del ancho estable del cauce y considerando una alteración mínima en el perfil del cauce, con la finalidad de recuperar el ancho natural del cauce y evitar desbordamiento por la implementación de los muros transversales.
- Se evaluó la altura de sobreelevación de los muros mediante dos modelos hidráulicos con las mismas condiciones hidráulicas iniciales y la implementación de los muros proyectados, los resultados obtenidos reflejaron que los beneficios hidráulicos eran similares por que se tomó en consideración la parte de costo beneficio al proyecto, estableciendo que la altura de diseño es 0,80m.
- La separación entre muros transversales esta interrelacionada con la altura que sobreelevada de muro, por lo que mediante el modelo hidráulico se corroboró que la distancia de 100 m entre muros es adecuada para una conservación de la pendiente.
- Los resultados de las variables hidráulicas de velocidad, tirante y área mojada para el modelo en situación actual y con muros transversales, evidencia que la colocación de muros transversales favorece a la reducción de la velocidad, aumentar el área mojada y la reducción del número de *Froude*.
- En el perfil hidráulico del modelamiento con muros transversales se observa la casi estabilización del comportamiento del flujo de agua para la época de avenida, beneficiando al incremento del contacto del agua con el terreno y así aumentando la carga hidráulica requerida para la recarga artificial inducida.

## **VI. RECOMENDACIONES**

- Para un mejor manejo de la operación y mantenimiento del sistema hidráulico de la zona del proyecto, se recomienda realizar un modelo de transporte de sedimentos para caudales medios de avenidas y estiaje, considerando que se trata de un cauce con gran cantidad de transporte de sedimentos en especial en la época de avenidas, donde se pueda evaluar el comportamiento de los sólidos suspendidos y el fondo del cauce, que se vería alterado debido a la colocación de los muros transversales.
- Debido a su comportamiento hidráulico fluvial del río Rímac, se recomienda realizar un mantenimiento anual o semestral, mediante explanaciones y/o eliminación de material excedente, para conservar la sección hidráulica ideal para el funcionamiento del sistema hidráulico establecido para este tramo de entre el puente Huampani y puente Chosica.
- Como medida ante posibles daños materiales y humanos, debido a los eventos extraordinarios similares al que ocurrió el año 2017, se recomienda colocar defensas de protección en las riberas del cauce en las zonas de estrechamiento, así mismo, realizar charlas de sensibilización para la población a fin de generar conciencia de la conservación del ancho natural del cauce.

## **VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Bladé, E.; Sánchez, M.; Sanchez Juny, H.P.; Niñerola D. & Gómez, M. (2009). Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. (1era edición). Edicions UPC.

Ministerio del Medio Ambiente y Medio Rural y Marino - Gobierno de España. (2011). Guía metodológica para el desarrollo del sistema nacional de cartografía de zonas inundables. (1era edición).

Te Chow V. (1994). Hidráulica de canales abiertos. Editora Martha Edna Suárez R.

U.S. Army Corps of Engineers. (2016). HEC-RAS “River Analysis System” Hydraulic Reference Manual (Versión 5.0)

U.S. Army Corps of Engineers. (2023). HEC-RAS “River Analysis System” Introduction To HEC-RAS (Versión 6.4)

Dirección de Conservación y Planteamiento de Recursos Hídricos – Autoridad Nacional del Agua. (2009). Diagnostico Situacional de Recarga de Acuíferos.

Apaclla, R. (2014). Hidráulica Fluvial. Fondo Editorial – UNALM

Dirección de Conservación y Planteamiento de Recursos Hídricos – Autoridad Nacional del Agua. (2010). Estudio Hidrológico y ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac.

Observatorio del Agua Chillón Rímac Lurín. (2019). Construir, mejorar y ampliar el modelamiento WEAP para las cuencas Chillón, Rímac, Lurín Chilca y alto Mantaro.

Ministerio de agricultura y riego – ANA. Capítulo VI: hidráulica fluvial

## VIII. ANEXOS

### ANEXO 1: INFORMACIÓN CLIMÁTICA E HIDROLÓGICA

**Tabla 36. Caudales promedio mensuales ( $m^3.s^{-1}$ ) - estación Chosica**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Promedio
2000	56,10	69,77	77,16	55,54	32,21	18,83	15,08	13,79	16,23	17,65	16,79	24,28	34,45
2001	68,83	62,37	83,12	56,52	30,40	22,22	21,68	19,47	19,96	21,50	25,60	23,26	37,91
2002	24,27	38,77	52,91	42,53	16,80	13,02	15,00	17,06	23,49	25,98	30,18	33,10	27,76
2003	45,00	54,37	81,84	54,64	29,20	26,16	24,72	24,32	23,60	24,46	26,76	28,25	36,94
2004	22,01	41,00	32,62	28,21	18,30	17,01	16,67	16,41	18,86	17,36	21,10	35,73	23,77
2005	41,04	36,83	42,57	35,38	21,90	21,55	21,33	21,34	19,70	19,85	19,70	20,29	26,79
2006	28,44	45,17	60,41	50,98	23,27	18,34	18,16	18,25	16,47	15,91	16,37	23,99	27,98
2007	43,87	48,95	65,90	52,84	22,30	14,72	10,16	13,62	15,22	15,30	14,92	13,98	27,65
2008	31,40	43,83	42,73	22,89	13,45	12,57	12,45	11,78	16,67	18,21	18,21	21,25	22,12
2009	37,08	67,25	68,94	41,24	15,44	13,31	12,38	13,88	16,01	16,60	24,71	34,74	30,13
2010	53,68	49,73	64,21	42,51	26,44	24,16	23,81	23,24	24,35	22,84	23,10	30,61	34,06
2011	40,01	53,46	55,59	58,62	32,61	27,37	24,80	24,86	23,80	23,76	26,23	32,03	35,26
2012	34,01	70,38	68,71	67,53	35,46	26,57	26,67	24,93	23,27	25,43	36,70	37,58	39,77
2013	44,43	71,20	92,40	41,85	22,64	24,34	23,92	22,96	23,29	23,93	25,18	30,27	37,20
2014	35,06	41,84	84,62	33,29	24,62	19,69	21,11	20,92	21,68	22,08	25,27	26,82	31,42
2015	37,84	40,14	65,97	43,99	28,65	22,84	23,52	22,06	22,00	23,26	20,67	28,97	31,66
2016	22,17	38,13	46,15	32,16	21,11	20,40	22,34	19,71	21,49	20,70	21,54	18,68	25,38
2017	46,29	63,17	96,92	65,73	39,60	24,36	21,26	25,18	23,93	24,72	25,28	24,54	40,08
N° Datos	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Promedio	39,53	52,02	65,71	45,91	25,24	20,41	19,73	19,65	20,56	21,09	23,24	27,13	31,69
Máxima	68,83	71,2	96,92	67,53	39,6	27,37	26,67	25,18	24,35	25,98	36,7	37,58	45,66
Mínima	22,01	36,83	32,62	22,89	13,45	12,57	10,16	11,78	15,22	15,3	14,92	13,98	18,48

Fuente: ANA

**Tabla 37. Caudal promedio diario ( $\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ ) - estación Chosica - noviembre 2020**

Día	Q ( $\text{m}^3.\text{s}^{-1}$ )
1	21,2000
2	20,2800
3	21,5000
4	21,1900
5	23,9100
6	23,7300
7	22,4400
8	22,9400
9	20,9500
10	20,9600
11	21,2200
12	20,2700
13	22,8800
14	22,8700
15	23,0900
16	23,9500
17	22,1800
18	21,2200
19	20,8700
20	21,1700
21	23,1400
22	23,5600
23	24,3100
24	21,8700
25	22,1100
26	22,1700
27	21,2800
28	23,6400
29	24,0600
30	25,4300
Promedio	22,35
Máxima	25,43
Mínima	20,27

Fuente: ANA

**Tabla 38. Caudal promedio diario (m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>) - estación Chosica 2017**

Día	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1	21,60	54,65	93,85	77,01	45,37	28,58	20,77	23,96	27,50	21,15	33,40	25,11
2	27,99	46,79	92,26	67,13	46,95	24,99	20,83	22,26	27,04	29,74	32,64	25,80
3	32,45	49,77	87,90	67,43	46,95	27,63	20,66	23,85	28,18	23,91	32,23	20,34
4	24,69	53,64	87,31	82,62	45,79	28,05	19,52	24,88	25,60	21,69	32,02	16,33
5	22,24	51,20	87,23	91,50	46,74	29,21	19,52	25,79	25,67	21,77	31,33	15,64
6	20,66	47,06	92,59	90,75	46,00	27,72	20,89	26,58	26,36	17,70	31,95	16,26
7	21,72	54,72	91,50	88,40	49,38	26,41	19,52	27,02	25,67	16,51	28,22	15,64
8	29,04	62,72	117,81	81,95	53,39	27,10	19,52	27,45	24,99	19,52	27,87	16,12
9	29,56	75,58	124,01	75,33	47,16	27,72	22,26	27,15	28,64	20,74	27,53	16,12
10	24,69	63,67	122,41	66,67	45,79	28,58	20,66	27,50	26,36	22,75	26,97	16,12
11	23,97	88,77	119,48	65,98	41,67	28,69	19,52	27,84	27,15	22,56	28,56	16,12
12	26,15	78,44	110,43	64,50	40,83	26,64	20,89	27,84	24,87	21,57	28,22	16,67
13	33,20	80,27	104,70	63,33	42,94	22,71	20,09	27,04	27,27	20,50	28,56	16,81
14	41,60	71,91	110,64	63,09	34,18	21,00	19,52	26,58	25,79	19,80	28,15	16,81
15	56,87	72,46	119,31	63,05	36,29	21,91	19,52	26,36	26,58	18,70	26,28	16,81
16	62,01	59,13	123,00	62,26	40,09	21,12	24,65	24,31	24,76	21,46	26,35	16,53
17	61,04	56,62	133,47	62,01	38,29	22,37	21,12	22,26	23,74	21,50	27,87	16,81
18	63,59	52,82	126,69	62,43	35,97	23,17	20,43	21,91	23,74	24,52	27,18	16,95
19	55,93	50,04	113,32	62,56	34,60	24,31	21,23	20,77	26,02	29,62	25,11	15,91
20	61,74	54,99	88,90	61,98	33,54	25,45	20,55	23,62	26,70	32,72	26,35	15,22
21	55,86	54,25	77,01	61,61	35,34	23,51	20,25	24,19	25,90	31,87	25,45	16,05
22	50,23	47,54	72,27	55,12	36,18	19,64	22,03	25,15	23,96	31,75	25,11	16,12
23	55,11	48,76	66,71	49,76	36,71	20,21	20,66	24,99	25,67	31,75	23,73	15,08
24	58,11	49,71	79,61	54,31	37,34	22,60	23,17	24,16	23,62	33,68	25,80	15,77
25	69,48	54,99	92,34	51,89	37,87	22,26	24,53	23,28	24,76	32,85	27,18	15,36
26	88,23	76,94	89,93	49,96	33,86	20,77	23,96	23,17	25,10	34,23	24,83	15,43
27	81,67	116,21	84,30	51,18	31,33	19,52	23,05	24,65	20,77	33,50	25,52	15,43
28	74,47	108,59	78,43	46,83	32,59	20,43	22,26	24,31	16,79	33,23	25,80	15,84
29	60,14	78,03	51,79	25,52	20,89	22,26	26,47	21,74	23,73	25,66	15,22	
30	52,46	73,74	49,05	27,63	20,95	21,23	27,84	27,04	32,16	25,80	15,01	
31	53,83	75,67	32,59	23,85	27,38	32,37	15,08					
Promedio	46,46	64,83	94,22	61,86	38,79	24,46	21,32	24,92	25,50	25,43	27,01	16,90
Máxima	88,23	116,21	133,47	91,50	53,39	32,37	27,84	27,84	32,16	34,23	33,40	25,80
Mínima	20,66	46,79	32,59	23,85	20,89	19,52	15,08	20,77	16,79	16,51	15,01	15,08

Fuente: SENAMHI



## ANEXO 2: CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOVACIÓN

Tipo de cauce	2		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		553.70	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		33.40	m
Ho = tirante antes de la erosión		3.88	m
Vm = velocidad media en la sección		7.25	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		0.99	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		1.50	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		20.37	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		0.355	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		500.00	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		1.05	
A = área de la sección hidráulica		99.01	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		2.964	m
a =		2.751	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>7.69</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>3.81</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>4.00</b>	<b>m</b>

Figura 56. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan - Levediev – prog. 0+570

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>41.54</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>2.46</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>7.32</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
gd = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>20.37</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabl		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>85.97</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>2.070</b>	m
a =		<b>4.179</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>5.98</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>3.52</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>4.00</b>	<b>m</b>

Figura 57. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 0+790

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>54.14</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.78</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.62</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>20.37</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>94.91</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.753</b>	m
a =		<b>4.228</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>4.05</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>2.27</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.50</b>	<b>m</b>

**Figura 58. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 1+580**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>69.27</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.73</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.67</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>20.37</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>116.67</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.684</b>	m
a =		<b>3.533</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.43</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.70</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 59. Cálculo de socavación por el método de Lischvan – Levediev – prog. 1+685**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>67.54</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.72</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.64</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>22.41</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>108.30</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.604</b>	m
a =		<b>3.932</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.61</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.89</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 60. Cálculo de socavación por el método de Lischvan – Levediev – prog. 1+880**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>68.09</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.35</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.39</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
		<b>1.50</b>	
dm = diámetro medio		<b>41.03</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>92.80</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.363</b>	m
a =		<b>5.115</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>2.87</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.52</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 61. Cálculo de socavación por el método de Lischvan – Levediev – prog. 2+880**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>81.31</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.98</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>4.80</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
		<b>1.50</b>	
dm = diámetro medio		<b>41.03</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Período de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>136.56</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.679</b>	m
a =		<b>3.024</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.12</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.14</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>1.50</b>	<b>m</b>

**Figura 62. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 3+885**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>52.94</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.23</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.11</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>41.54</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>101.24</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.912</b>	m
a =		<b>3.740</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>2.03</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>0.80</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>1.00</b>	<b>m</b>

**Figura 63. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 4+680**



Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>52.94</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.74</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.61</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
		<b>1.50</b>	
dm = diámetro medio		<b>36.46</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>95.28</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.800</b>	m
a =		<b>4.139</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.44</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.70</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 64. Cálculo de socavación por el método de Lischvan – Levediev – prog. 5+290**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>37.65</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>2.58</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>7.29</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
gd = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>36.46</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Período de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>91.45</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>2.429</b>	m
a =		<b>3.531</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>4.96</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>2.38</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.50</b>	<b>m</b>

**Figura 65. Cálculo de socavación por el método de Lischtván – Levediev – prog. 5+900**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>76.72</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.21</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.18</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
		<b>1.50</b>	
dm = diámetro medio		<b>35.65</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>98.93</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.290</b>	m
a =		<b>4.978</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>2.53</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.32</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>1.50</b>	<b>m</b>

**Figura 66. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan - Levediev – prog. 7+580**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>92.72</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.16</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>5.93</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
gd = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>14.43</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Período de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>110.88</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.196</b>	m
a =		<b>4.671</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>2.77</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.61</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 67. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 7+880**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>51.86</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.85</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.46</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
		<b>1.50</b>	
dm = diámetro medio		<b>32.76</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Período de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>98.50</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.899</b>	m
a =		<b>3.862</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.60</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.75</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 68. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 8+280**

Tipo de cauce	2
---------------	---

CAUCE	TIPO
Suelo cohesivo	1
Suelo no cohesivo	2

**A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:**

Hs = profundidad de socavación (m)	
Qd = caudal de diseño	<b>574.70</b> m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua	<b>79.78</b> m
Ho = tirante antes de la erosión	<b>1.18</b> m
Vm = velocidad media en la sección	<b>5.92</b> m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1	<b>0.99</b>
	<b>1.50</b>
dm = diámetro medio	<b>45.11</b>
x = exponente variable. Ver tabla N° 2	<b>0.355</b>
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	<b>500.00</b> años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla	<b>1.05</b>
A = área de la sección hidráulica	<b>102.86</b> m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección	<b>1.289</b> m
a =	<b>4.788</b>

Entonces,

$$\mathbf{Hs = 2.27 \text{ m}}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$\mathbf{ds = 1.09 \text{ m}}$$

**Asumimos**  $\mathbf{ds = 1.50 \text{ m}}$

**Figura 69. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 9+580**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>60.00</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.76</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>7.13</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>34.84</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>105.81</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.763</b>	m
a =		<b>3.778</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.29</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.53</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 70. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 10+785**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>57.50</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.49</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.72</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>30.06</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>96.24</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.674</b>	m
a =		<b>4.300</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.04</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.55</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 71. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 11+480**



Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>53.77</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>2.15</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.73</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>30.06</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>98.58</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.833</b>	m
a =		<b>3.951</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>4.49</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>2.34</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.50</b>	<b>m</b>

**Figura 72. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 11+980**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>574.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>141.94</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>0.94</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>5.66</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>43.21</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>122.09</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>0.860</b>	m
a =		<b>5.284</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>1.86</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>0.92</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>1.00</b>	<b>m</b>

**Figura 73. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 12+885**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>569.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>50.25</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.85</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.44</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>43.21</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>93.06</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.852</b>	m
a =		<b>4.121</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.57</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.72</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

**Figura 74. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 13+985**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>569.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>68.39</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.96</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>5.29</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>43.21</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>137.24</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>2.007</b>	m
a =		<b>2.649</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>2.77</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>0.81</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>1.00</b>	<b>m</b>

**Figura 75. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 14+680**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>569.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>55.50</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>1.63</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>6.56</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
g <sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>43.21</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>97.31</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>1.753</b>	m
a =		<b>4.088</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>3.04</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>1.41</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>1.50</b>	<b>m</b>

**Figura 76. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 14+980**

Tipo de cauce	<b>2</b>		
		<b>CAUCE</b>	<b>TIPO</b>
		Suelo cohesivo	1
		Suelo no cohesivo	2
<b>A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:</b>			
Hs = profundidad de socavación (m)			
Qd = caudal de diseño		<b>569.70</b>	m <sup>3</sup> /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua		<b>31.56</b>	m
Ho = tirante antes de la erosión		<b>2.93</b>	m
Vm = velocidad media en la sección		<b>7.68</b>	m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1		<b>0.99</b>	
gd = peso específico del suelo del cauce		<b>1.50</b>	Tn/m <sup>3</sup>
dm = diámetro medio		<b>43.21</b>	
x = exponente variable. Ver tabla N° 2		<b>0.355</b>	
Tr = Período de retorno del gasto de diseño		<b>500.00</b>	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla		<b>1.05</b>	
A = área de la sección hidráulica		<b>82.59</b>	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección		<b>2.617</b>	m
a =		<b>3.688</b>	
Entonces,			
	<b>Hs =</b>	<b>5.79</b>	<b>m</b>
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce			
	<b>ds =</b>	<b>2.86</b>	<b>m</b>
<b>Asumimos</b>	<b>ds =</b>	<b>3.00</b>	<b>m</b>

**Figura 77. Cálculo de socavación por el método de Lischtvan – Levediev – prog. 15+690**