



Universidad Nacional Mayor de San Marcos

Universidad del Perú. Decana de América

Facultad de Ciencias Físicas

Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos

**Análisis hidráulico bidimensional del transporte de
sedimentos del río Rímac en el sector Zarumilla,
distrito de San Martín de Porres, departamento de
Lima**

MONOGRAFÍA TÉCNICA

Para optar el Título Profesional de

Ingeniero Mecánico de Fluidos por la Modalidad M-3

AUTOR

Eswiv Aldo PAIRAZAMÁN AMAYA

Lima, Perú

2022



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

Referencia bibliográfica

Pairazamán, E. (2022). *Análisis hidráulico bidimensional del transporte de sedimentos del río Rímac en el sector Zarumilla, distrito de San Martín de Porres, departamento de Lima*. [Monografía técnica de pregrado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Facultad de Ciencias Físicas, Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos]. Repositorio institucional Cybertesis UNMSM.

Metadatos complementarios

Datos de autor	
Nombres y apellidos	ESWIV ALDO PAIRAZAMÁN AMAYA
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	19262835
URL de ORCID	https://orcid.org/0009-0002-8978-0092
Datos de asesor	
Nombres y apellidos	-
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	-
URL de ORCID	-
Datos del jurado	
Presidente del jurado	
Nombres y apellidos	JULIO JESÚS QUIJANO VARGAS
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	43073615
Miembro del jurado 1	
Nombres y apellidos	DOUGLAS DONAL SARANGO JULCA
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	07136313
Miembro del jurado 2	
Nombres y apellidos	EMANUEL JESÚS GUZMÁN ZORRILLA
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	40420005
Miembro del jurado 3	
Nombres y apellidos	
Tipo de documento	DNI

Número de documento de identidad	
Datos de investigación	
Línea de investigación	A.2.5.2. Recursos Hídricos
Grupo de investigación	
Agencia de financiamiento	PROPIA
Ubicación geográfica de la investigación	País: Perú Departamento: Lima Provincia: San Martín de Porres Distrito: Velille Latitud: -12°2'8.56" Longitud: -77°2'55.58"
Año o rango de años en que se realizó la investigación	2021-2022
URL de disciplinas OCDE	Ingeniería mecánica https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.03.01



Universidad Nacional Mayor de San Marcos
(Universidad del PERÚ, Decana de América)

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

XIII CAP DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

**ACTA DE SUSTENTACIÓN VIRTUAL DE LA MONOGRAFÍA TÉCNICA PARA OPTAR EL
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECANICO DE FLUIDOS, MODALIDAD DE
TITULACIÓN M-3 – POR SUFICIENCIA PROFESIONAL**

Siendo las 20:45 horas del día jueves 29 de diciembre de 2022, en la Sala de Sesión Virtual de la Facultad de Ciencias Físicas, bajo la presidencia del Mg. Ing. JULIO JESÚS QUIJANO VARGAS y con la asistencia de los miembros Dr. Ing. DOUGLAS DONAL SARANGO JULCA y el Mg. Ing. EMANUEL JESÚS GUZMÁN ZORRILLA, se dio inicio a la Sesión Pública Virtual de Sustentación de la Monografía Técnica para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos, mediante la Modalidad de Titulación M-3 Por Suficiencia Profesional, del Bachiller:

ESWIV ALDO PAIRAZAMÁN AMAYA

El Presidente del Jurado Examinador dio lectura del Resumen del Expediente, e invitó al Bachiller ESWIV ALDO PAIRAZAMÁN AMAYA, a realizar la Exposición del trabajo de la Monografía Técnica titulada “ANÁLISIS HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DEL RÍO RÍMAC EN EL SECTOR ZARUMILLA, DISTRITO DE SAN MARTÍN DE PORRES, DEPARTAMENTO DE LIMA”.

Concluida la exposición del candidato y luego de las preguntas de rigor por parte del Jurado Examinador, el Presidente invitó al Bachiller a abandonar momentáneamente la sala de sesión para dar paso a la deliberación y calificación por parte del Jurado. Se procedió a promediar la nota final del curso de actualización y la nota de la sustentación para obtener la calificación final.

Al término de la deliberación del Jurado, se invitó al candidato a regresar a la sala de sesión para dar lectura a la calificación final obtenida por el Bachiller, la misma que fue:

..... **DIECISÉIS** 16

El Presidente del Jurado Mg. Ing. JULIO JESÚS QUIJANO VARGAS, a nombre de la Nación y de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, declaró al Bachiller ESWIV ALDO PAIRAZAMÁN AMAYA Ingeniero Mecánico de Fluidos.

Siendo las 21:30 horas, del mismo día, se levantó la sesión.

Mg. Ing. JULIO JESÚS QUIJANO VARGAS
PRESIDENTE DEL JURADO

Dr. Ing. DOUGLAS DONAL SARANGO JULCA
MIEMBRO DEL JURADO

Mg. Ing. EMANUEL JESÚS GUZMÁN ZORRILLA
MIEMBRO DEL JURADO

DR. WHUALKUER ENRIQUE LOZANO BARTRA
VICEDECANO ACADÉMICO FCF

Datos de la plataforma virtual institucional del acto de sustentación:

<https://us06web.zoom.us/j/86284525349?pwd=a3NLYWRCZk5UUktTZG05bWVieEp1QT09>

ID de reunión: 862 8452 5349

Código de acceso: 104203

Grabación archivada en el siguiente enlace:

https://drive.google.com/file/d/1UHwjW_yg6QICYiXaRt9snduAEwygZGFh/view?usp=share_link

Anexo 1

Informe de evaluación de Originalidad

1. Facultad de Ciencias Físicas
2. Escuela/Unidad de Posgrado
Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos
3. Autoridad Académica que emite el informe de originalidad
El Director de la EPIMF
4. Apellidos y nombres de la autoridad académica
Sarango Julca Douglas Donal
5. Operador del programa Informático de similitudes
Dr. Ing. Douglas Sarango Julca
6. Documento evaluado (1)
"ANÁLISIS HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DEL RÍO RÍMAC EN EL SECTOR ZARUMILLA, DISTRITO DE SAN MARTÍN DE PORRES, DEPARTAMENTO DE LIMA"
7. Autor del documento (2)
ESWIV ALDO PAIRAZAMÁN AMAYA
8. Fecha de recepción del documento 26/12/22
9. Fecha de aplicación del programa informático de similitudes 26/12/22
10. Software utilizado
 - Turnitin (X)
 - Ithenticate
 - Otro (especificar)
11. Configuración del programa detector de similitudes
 - Excluye textos entrecomillados
 - Incluye Bibliografía
 - Excluye cadenas menores a 40 palabras
12. Porcentaje de similitudes según programa detector de similitudes³
7%
13. Fuentes originales de las similitudes encontradas⁴
14. Observaciones
Ninguna
15. Calificación de originalidad
 - Documento cumple criterios de originalidad, sin observaciones (X)
 - Documento cumple criterios de originalidad, con observaciones
 - Documento no cumple criterios de originalidad
16. Fecha del Informe 30 /12 /22



DR. ING. Douglas Sarango Julca
DIRECTOR (e) DE LA EPIMF

-
- 1 Otro (especificar) Monografía Técnica Modalidad de Titulación M-3 Suficiencia Profesional
 - 2 Apellidos y Nombres completos
 - 3 En letras y números
 - 4 Indicarlas en orden decreciente y su respectivo porcentaje

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a la memoria de mi padre, a la labor infatigable de mi querida madre y a todo aquel que ofrendó su vida en pos del desarrollo de la ciencia, de la libertad y de la igualdad de derecho de la humanidad.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA	2
TABLA DE CONTENIDO.....	3
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABLAS	9
1 INTRODUCCIÓN	10
1.1 Resumen	10
1.2 Justificación	10
1.3 Objetivos.....	11
1.3.1 Objetivos Generales.....	11
1.3.2 Objetivos Específicos	11
2 MARCO TEÓRICO	12
2.1 Ecuaciones Empíricas de Socavación.....	12
2.1.1 Lischtvan Levediev.....	12
2.1.2 Blench.....	14
2.1.3 Lacey.....	14
2.1.4 Kellerhals.....	14
2.1.5 Maza y Echevarria	15
2.2 Modelo Hidráulico Bidimensional Iber	15
2.2.1 Módulo Hidrodinámico	15
2.2.2 Ecuaciones Hidrodinámicas.....	15

2.2.3	Fricción de Fondo	16
2.2.4	Módulo de Transporte de Sedimentos	17
2.2.5	Módulo de Transporte de Fondo.....	17
2.2.6	Módulo de Transporte Turbulento en Suspensión.....	18
2.2.7	Cálculo del Término de Resuspensión/Deposición (E-D).....	18
2.2.8	Esquemas Numéricos.....	¡Error! Marcador no definido.
2.2.9	Malla de Cálculo.....	20
2.2.10	Discretización en Volúmenes Finitos de las Ecuaciones 2D-SWE.....	20
3	APLICACIÓN A CASO DE ESTUDIO	22
3.1	Generalidades	22
3.1.1	Ubicación del Proyecto.....	22
3.1.2	Estudio de Afección del Cauce.....	22
3.1.3	Morfodinámica Fluvial	24
3.2	Fuente de Información y Permisos	28
3.3	Topografía.....	28
3.4	Hidrología	29
3.5	Hidráulica	30
3.5.1	Consideraciones Generales.....	30
3.5.2	Coefficiente de Rugosidad	31
3.5.3	Situación Actual del Proyecto	34
3.6	Sedimentología	35

3.6.1	Consideraciones Generales	35
3.6.2	Factores que Intervienen en el Proceso de Socavación	36
3.6.3	Granulometría del Lecho	37
3.6.4	Erosión Máxima Potencial con Iber	40
3.6.5	Evaluación de Situación con Defensas Ribereñas	48
4	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	52
4.1	Metodología Empírica para Análisis Sedimnetológico	52
4.1.1	Análisis de Socavación en Situación Actual	52
4.1.2	Análisis de Socavación en Situación con Defensas Ribereñas.....	55
4.1.3	Análisis Comparativo de Situación Actual y Situación con Defensas Ribereñas	58
4.2	Erosión Máxima Potencial con Iber	60
4.2.1	Análisis de Socavación en Situación Actual	60
4.2.2	Análisis de Socavación en Situación con Defensas Ribereñas.....	82
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	104
5.1	Situación Actual.....	104
5.2	Situación con Defensas Ribereñas	104
5.3	Comparativa de Situación Actual y Situación con Defensas Ribereñas.....	105
6	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Mallado no estructurado bidimensional.	20
Figura 2.	Ubicación del proyecto.....	22

Figura 3. Río Pativilca, a 170 km al N de Lima, con tipología entrelazada y casi 400m de anchura de cauce.).....	24
Figura 4. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Abril 2000)	25
Figura 5. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Febrero 2013)	26
Figura 6. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Noviembre 2017).....	26
Figura 7. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Marzo 2019)	27
Figura 8. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Enero 2022)	27
Figura 9. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Marzo 2022).	28
Figura 10. Nube de puntos tomadas del drone fotogramétrico.....	29
Figura 11. Superficie topográfica. Fuente:	29
Figura 12. Caudales de avenida del río Rimac.	30
Figura 13. Vista aguas arriba – Rugosidad del cauce natural.....	33
Figura 14. Vista aguas abajo – Rugosidad del cauce natural.....	33
Figura 15. Situación actual del tramo de estudio.....	35
Figura 16. Ubicación del puente Ejército respecto a la zona de estudio.....	37
Figura 17. Puente Ejército.....	37
Figura 18. Ubicación de puntos de muestreo.....	39
Figura 19. Sector análisis para el modelamiento hidráulico del río Rímac	41
Figura 20. Condiciones de contorno para el modelamiento hidráulico bidimensional Iber. ...	42
Figura 21. Ensanchamiento y reducción del cauce	44
Figura 22. Ubicación de secciones de calibración	47
Figura 23. Sección transversal de calibración XS-1.	47
Figura 24. Sección transversal de calibración XS-2	48
Figura 25. Sección transversal de calibración XS-3	48
Figura 26. Defensa proyectada – Planta general.....	49

Figura 27. Defensa proyectada – Sección transversal esquemática.....	50
Figura 28. Detalle en sección transversal de la defensa proyectada.	50
Figura 29. Detalle en planta de la defensa proyectada.....	51
Figura 30. Transición de entrada y salida	51
Figura 31. Perfil de socavación para situación actual – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	53
Figura 32. Perfil de socavación para situación actual – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	55
Figura 33. Perfil de socavación para situación con defensas ribereñas – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	57
Figura 34. Perfil de socavación para situación con defensas ribereñas – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	58
Figura 35. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	61
Figura 36. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	62
Figura 37. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	63
Figura 38. Variación de la tensión en el fondo (N/m^2) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	63
Figura 39. Variación de la erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	64
Figura 40. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	64
Figura 41. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	66
Figura 42. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	67
Figura 43. Variación de tensión de fondo (N/m^2) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	68
Figura 44. Variación de erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	69
Figura 45. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	70
Figura 46. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	71
Figura 47. Variación del tirante (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	72
Figura 48. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	73
Figura 49. Variación de la tensión en el fondo (N/m^2) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	74
Figura 50. Variación de la erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	75
Figura 51. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	75

Figura 52. Variación del tirante (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	77
Figura 53. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	78
Figura 54. Variación de tensión de fondo (N/m^2) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	79
Figura 55. Variación de erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	80
Figura 56. Variación de sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	81
Figura 57. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	82
Figura 58. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	83
Figura 59. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Figura 60. Variación de la tensión en el fondo (N/m^2) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	85
Figura 61. Variación de la erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	86
Figura 62. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	86
Figura 63. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	88
Figura 64. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	89
Figura 65. Variación de tensión de fondo (N/m^2) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	90
Figura 66. Variación de erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	91
Figura 67. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	92
Figura 68. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	93
Figura 69. Variación del tirante (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	94
Figura 70. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	95
Figura 71. Variación de la tensión en el fondo (N/m^2) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	96
Figura 72. Variación de la erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	97
Figura 73. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	97
Figura 74. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	99
Figura 75. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	100
Figura 76. Variación de tensión de fondo (N/m^2) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	101

Figura 77. Variación de erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	102
Figura 78. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	103

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos.....	13
Tabla 2. Coeficiente de frecuencia β	13
Tabla 3. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.	30
Tabla 4. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.	32
Tabla 5. Valores estimados del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.....	32
Tabla 6. Valores estimados del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.....	40
Tabla 7. Rangos de valores de porosidad.....	45
Tabla 8. Resumen de calibración de modelo hidráulico.	46
Tabla 9. Resumen de resultados empíricos de socavación máxima – Situación actual.....	52
Tabla 10. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	52
Tabla 11. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	54
Tabla 12. Resumen de resultados empíricos de socavación máxima – Situación con defensas ribereñas.....	55
Tabla 13. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$	55
Tabla 14. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$	57
Tabla 15. Resumen comparativo de resultados empíricos de socavación máxima.	58
Tabla 16. Socavación máxima según ecuaciones empíricas (Lischtván Levediev).	105
Tabla 17. Comparativa de erosión máxima potencial con Iber.	106

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Resumen

La presente monografía realiza la evaluación hidráulica del río Rímac con situación actual y con defensas ribereñas proyectadas en el sector Zarumilla, este se encuentra en el distrito de San Martín de Porres, sobre el departamento de Lima. Esta evaluación se desarrolla tomando en cuenta el software libre de modelamiento hidráulico Iber.

A través del software mencionado se obtendrán los parámetros hidráulicos en el tramo de estudio en situación actual para un caudal de 150 m³/s y 511 m³/s, caudal máximo frecuente y un caudal correspondiente a un período de retorno de 500 años, respectivamente. Además, se evaluará la socavación del río en base a distintas metodológicas empíricas y de modelamiento, considerando los caudales antes mencionados, para un escenario actual sin defensas ribereñas, así como el escenario con defensas ribereñas proyectadas. Permitiendo la comparativa entre estos escenarios y sus correspondientes resultados.

1.2 Justificación

El presente estudio pretende dar un soporte teórico-técnico para los diseños de defensas ribereñas en el sector Zarumilla, en la cual se encuentra la concesión de Lima Expresa. La misma que se encuentra ubicada en la ciudad de Lima, capital de Perú, en un área urbana consolidada, siendo esta una vía importante que su recorrido discurre a lo largo de la autopista de Vía de Evitamiento, que atraviesa los principales distritos de Lima Metropolitana, tales como Ate, Santa Anita, el Agustino, Cercado, entre otros. Esta autopista interconecta los tres ejes viales más importantes del país: las carreteras Panamericana Sur, Carretera Central y Panamericana Norte, a su vez permite acceder al Aeropuerto Jorge Chávez y al Puerto del Callao que son principales del país.

Siendo un motivo importante prever los posibles daños materiales que ocasionaría no desarrollar un estudio que sirva de soporte a los futuros diseños de las defensas ribereñas.

1.3 Objetivos

1.3.1 *Objetivos Generales*

Realizar la evaluación hidráulica del río Rímac con situación actual y con defensas ribereñas proyectadas en el sector Zarumilla.

1.3.2 *Objetivos Específicos*

- Obtener los parámetros hidráulicos en el tramo de estudio en situación actual sin defensas ribereñas para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s.
- Evaluar la socavación del río en situación actual sin defensas ribereñas en base a metodologías empíricas y modelamiento hidráulico bidimensional con Iber para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s.
- Obtener los parámetros hidráulicos en el tramo de estudio en situación con defensas ribereñas para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s.
- Evaluar la socavación del río en situación con defensas ribereñas en base a metodologías empíricas y modelamiento hidráulico bidimensional con Iber para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s.
- Realizar la comparación de la evaluación de situación actual sin defensas ribereñas con respecto a la evaluación de situación con defensas ribereñas en base a metodologías empíricas y modelamiento hidráulico bidimensional con Iber para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Ecuaciones Empíricas de Socavación

La socavación se trata del proceso de debilitamiento o destrucción del suelo debido a la acción de un agente externo. Un caso particular de la socavación hídrica, cuando el agua es el agente externo que actúa sobre el suelo, es la erosión fluvial, que ocurre cuando el agua de un cauce de agua erosiona el suelo a lo largo de su curso.

Respecto a un nivel de referencia, la reducción de nivel de suelo se denomina profundidad o altura de socavación.

2.1.1 *Lischtvan Levediev*

El método de Lischtvan Levediev permite la evaluación del riesgo de socavación por erosión hídrica basándose en la teoría de estabilidad de taludes mediante el análisis de la geometría de talud, resistencia del suelo e intensidad de precipitación (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1984).

Aunque principalmente orientado a la evaluación del riesgo de socavación, también es posible estimar la profundidad de socavación en un suelo determinado; la formulación para suelos granulares es la siguiente:

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

Donde H_s es la profundidad de socavación (m), h es el tirante de agua (m), μ representa el coeficiente de contracción (considera valor de 1 debido a que no hay obstrucción en el cauce), x representa el coeficiente que depende del diámetro medio del material del lecho (para un diámetro medio de 86 mm, se obtiene un valor de 0.287 según la Tabla 1), D_m es el diámetro medio (mm), β es el coeficiente de frecuencia (para TR = 500 años, corresponde un valor de 1.05) y α es el coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

$$\alpha = \frac{Q}{Be y_m^{5/3}}$$

Donde y_m es el tirante medio (m), Be es el ancho efectivo del cauce (m) y Q el caudal (m^3/s).

Tabla 1. Valores de x según sea suelo cohesivos o no cohesivos.

Suelo Cohesivo				Suelo No Cohesivo			
γ_d (T/m ³)	x	γ_d (T/m ³)	x	D_m (mm)	x	D_m (mm)	x
0.80	0.52	1.20	0.39	0.05	0.43	40.00	0.30
0.83	0.51	1.24	0.38	0.15	0.42	60.00	0.29
0.86	0.50	1.28	0.37	0.50	0.41	90.00	0.28
0.88	0.49	1.34	0.36	1.00	0.40	140.00	0.27
0.90	0.48	1.40	0.35	1.50	0.39	190.00	0.26
0.93	0.47	1.46	0.34	2.50	0.38	250.00	0.25
0.96	0.46	1.52	0.33	4.00	0.37	310.00	0.24
0.98	0.45	1.58	0.32	6.00	0.63	370.00	0.23
1.00	0.44	1.64	0.31	8.00	0.35	450.00	0.22
1.04	0.43	1.71	0.30	10.00	0.34	570.00	0.21
1.08	0.42	1.80	0.29	15.00	0.33	750.00	0.20
1.12	0.41	1.89	0.28	20.00	0.32	1000.00	0.19
1.16	0.40	2.00	0.27	25.00	0.31		

Fuente: Picandet & Kreimer (1986).

Tabla 2. Coeficiente de frecuencia β .

Probabilidad de Excedencia (%)	Período de Retorno (años)	β
0.10	1000	1.07
0.20	500	1.05
0.30	333.33	1.03
1.00	100	1.00
2.00	50	0.97
5.00	20	0.94
10.00	10	0.90
20.00	5	0.86
50.00	2	0.82
100.00	1	0.77

Fuente: Picandet & Kreimer (1986).

2.1.2 *Blench*

De igual manera, la formulación de Blench (1969) está orientada a la prospección del riesgo de socavación, sin embargo, este autor también plantea un par de expresiones respecto a la profundidad de socavación en lecho vivo en suelo arenoso y grava. Para el tramo de estudio, considerando suelo gravoso, la expresión es la siguiente:

$$H_s = 1.23 \left(\frac{q^2}{D_{50}^{0.25}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad ; \quad D_{50} > 2mm$$

Donde H_s es la profundidad de socavación (m), h es el tirante de agua (m), q representa el caudal unitario ($m^3/s/m$) y D_{50} se trata del diámetro al 50% acumulado pasante (mm).

2.1.3 *Lacey*

A partir de la ampliación de los estudios de Lindley, quien había realizado trabajos en empíricos sobre cauces en la India, Lacey (1958) plantea la siguiente expresión:

$$H_s = 1.34 \left(\frac{q^2}{1.76 D_{50}^{0.5}} \right)^{1/3}$$

Donde H_s es la profundidad de socavación (m), h es el tirante de agua (m), q representa el caudal unitario ($m^3/s/m$) y D_{50} se trata del diámetro al 50% acumulado pasante (mm).

2.1.4 *Kellerhals*

La formulación de Kellerhals (Farraday y Charlton, 1983) está planteada para lechos de grava, donde la condición del tirante del flujo para las condiciones estables está dada en función del diámetro D_{90} . La expresión es la siguiente:

$$H_s = 0.249 \left(\frac{q^{0.8}}{D_{90}^{0.12}} \right)$$

Donde H_s es la profundidad de socavación (m), h es el tirante de agua (m), q representa el caudal unitario ($m^3/s/m$) y D_{90} se trata del diámetro al 90% acumulado pasante (mm).

2.1.5 Maza y Echevarria

Según Melvill y Coleman (2000), se propuso una formulación válida para el caso de suelo arenoso y gravas con un diámetro $d_{75} < 6$ mm, en lecho vivo. Esta se expresa como:

$$H_s = 0.365 \left(\frac{q^{0.784}}{D_{50}^{0.157}} \right)$$

Donde H_s es la profundidad de socavación (m), h es el tirante de agua (m), q representa el caudal unitario ($m^3/s/m$) y D_{50} se trata del diámetro al 50% acumulado pasante (mm).

2.2 Modelo Hidráulico Bidimensional Iber

2.2.1 Módulo Hidrodinámico

Los parámetros correspondientes a la hidrodinámica de un modelo hidráulico son obtenidos a partir de las ecuaciones 2D de Saint Venant, también conocidas como 2D Shallow Water Equations, promediadas en la profundidad. Estas principalmente están orientadas a la estimación del caudal y nivel de agua en un espacio bidimensional, bajo la asunción de presión hidrostática, lo cual resulta razonable para el flujo en ríos.

Además de esto, la consideración de distribución uniforme de la velocidad resulta generalmente válida para ríos o estuarios, excepto para casos puntuales como fenómenos locales o cunas salinas. En estos casos, se deberá estudiar la extensión para evaluar la repercusión en los resultados.

2.2.2 Ecuaciones Hidrodinámicas

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial x} \left(hU_x^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (hU_x U_y) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_y) + \frac{\partial}{\partial x} (hU_x U_y) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hU_y^2 + g \frac{h^2}{2} \right) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial y} \right)$$

Donde h es el calado o tirante, U_x y U_y son las velocidades horizontales promediadas en la profundidad, g es la aceleración de la gravedad, ρ es la densidad del agua, Z_b es la cota del fondo, Z_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_s es la fricción debido al rozamiento del fondo y τ_b es la viscosidad turbulenta (Bladé et al., 2014).

2.2.3 Fricción de Fondo

Dada la interacción fluido-fondo, este último ejerce una fuerza de rozamiento que de cierta manera impide el flujo o representa una resistencia a este. En el caso de la hidráulica, la rugosidad de fondo resulta ser elevada, por lo tanto, relevante.

La resistencia dada el fondo tiene un doble efecto sobre el flujo: produce una fuerza de fricción opuesta a la velocidad media y produce turbulencia. Ambos efectos pueden ser caracterizados mediante la velocidad de fricción:

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}}$$

Donde u_f es la velocidad de fricción de fondo, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo y ρ es la densidad del agua.

Dada las limitaciones de un modelo promediado en la vertical, para el cálculo de la velocidad de fricción, este se relaciona la velocidad promediada en la profundidad mediante un coeficiente de fricción:

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2$$

Donde C_f es el coeficiente de fricción de fondo; existiendo diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción.

El radio hidráulico en un modelo 2D queda definido de distinta manera a la tradicional, dado que resulta un sinsentido definir una sección transversal, de donde teniendo una columna de fluido de anchura Δx y calado h , el radio hidráulico:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h$$

Así, en modelos en 2 dimensiones resulta equivalente hablar de radio hidráulico y tirante o calado.

La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de Manning:

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}}$$

2.2.4 *Módulo de Transporte de Sedimentos*

Para el modelamiento del transporte de sedimentos se revuelven en conjunto ecuaciones de transporte de fondo y en suspensión, además de incluir un modelo de acoplamiento de ambos mecanismos de transporte mediante un término de sedimentación/resuspensión.

A partir del módulo hidrodinámica y el de turbulencia, el módulo de transporte de sedimentos obtiene el campo de velocidades, tirantes y de turbulencia como parámetros necesarios.

El transporte de fondo se calcula mediante formulaciones empíricas, como la de Meyer-Peter Muller y la de Van Rijn, mientras que el transporte en suspensión se estima mediante la ecuación de transporte turbulento promediada en la vertical. La cota de fondo varía y esta se calcula según la ecuación de conservación del sedimento de Exner:

$$(1 - p) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E$$

Donde p es la porosidad de los sedimentos que forman el lecho, Z_b es la cota de fondo, $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$ son las dos componentes del caudal sólido de fondo. La diferencia $D - E$ representa un balance entre carga de fondo y carga en suspensión (Bladé et al., 2014).

2.2.5 *Módulo de Transporte de Fondo*

El caudal sólido de fondo puede ser estimado a partir de alguna de las siguientes formulaciones empíricas:

- Meyer-Peter Müller.
- Van Rijn.
- Recking.
- Engelund Fredsoe.
- Engelund Hansen.

De las planteadas, la de Meyer-Peter Muller resulta ser la de uso más frecuente.

2.2.6 *Módulo de Transporte Turbulento en Suspensión*

Para la estimación del transporte de sedimentos en suspensión se utiliza la siguiente ecuación de flujo promediada en la vertical:

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial hU_x C}{\partial x} + \frac{\partial hU_y C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(\Gamma + \frac{v_t}{S_{c,t}} \right) h \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + \frac{\partial D_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial D_{sy}}{\partial y} + (E - D)$$

Donde C es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, U_x y U_y son las dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad, v_t es la viscosidad turbulenta, Γ es el coeficiente de difusión molecular de sólidos en suspensión y $S_{c,t}$ es el número de Schmidt, que relaciona el coeficiente de difusión turbulenta de momento con el coeficiente de difusión turbulenta de sólidos en suspensión. Los términos D_{sx} y D_{sy} modelan la dispersión de sedimento en suspensión debido a la no homogeneidad del perfil de velocidades y de concentración de sedimento en la dirección vertical, aunque normalmente su efecto suele ser despreciable en un modelo 2D.

Los términos E y D representa un balance, esto es, un acoplamiento de la carga de fondo y en suspensión. Respectivamente se trata de los sólidos de fondo y la deposición de sólidos en suspensión en el fondo.

2.2.7 *Cálculo del Término de Resuspensión/Deposición (E-D)*

Para el cálculo del término de acoplamiento (E-D) se presenta 3 formulaciones: Van Rijn (1984), Smith (1977) y Ariathurai y Arulanandan (1978). De estas, las dos primeras son

preferentemente para el estudio de lechos arenosos, mientras que la última está orientada a lechos cohesivos. De estas, la de uso más extendido es la de Van Rijn; en esta, el término de acoplamiento se evalúa como:

$$E - D = w_s(c_a^* - c_a) = \alpha w_s(C^* - C)$$

Donde α es un coeficiente que relaciona la concentración media de partículas en suspensión y la concentración cerca del lecho del río, cuyo valor se obtiene a partir del perfil de Rouse para la distribución de concentración de sedimentos en profundidad, w_s es la velocidad de sedimentación de las partículas sólidas, C es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, C^* es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad en condiciones de equilibrio (capacidad de transporte de sólidos en suspensión), c_a^* y c_a son respectivamente la concentración instantánea y la concentración de equilibrio a una altura $z = a$ sobre el lecho del río, siendo a el espesor de la capa en la cual se produce el transporte de fondo (límite teórico de separación entre el transporte de fondo y el transporte en suspensión); dicho espesor se puede evaluar de forma aproximada a partir del diámetro del sedimento. El coeficiente α se calcula a partir de la distribución de concentración en la vertical (perfil de Rouse) a partir de la siguiente integral:

$$\alpha = \frac{h - a}{\int_a^h \left(\frac{h - z}{z} \times \frac{a}{h - a} \right)^{w_s/k.u_*} dz}$$

$$a = 3D_{50} \quad k = 0.41$$

Van Rijn propone la siguiente formulación la concentración de equilibrio en el lecho del río:

$$c_a^* = 0.015 \frac{D_{50} T^{1.5}}{a D_*^{0.3}}$$

$$a = k_s \quad k_s = 3D_s \quad D_* = D \left(\frac{gR}{v^2} \right)^{1/3}$$

La velocidad de sedimentación de las partículas como:

$$w_s = \frac{RgD_{50}^2}{18v} \quad \rightarrow \quad D_{50} < 10^{-4}m$$

$$w_s = \frac{10v}{D_{50}} \left(\sqrt{1 + 0.01D_*^3} - 1 \right) \quad \rightarrow \quad 10^{-4}m < D_{50} < 10^{-3}m$$

$$w_s = 1.1\sqrt{RgD_{50}} \quad \rightarrow \quad 10^{-3}m < D_{50}$$

2.2.8 Malla de Cálculo

Las ecuaciones anteriormente planteadas se revuelven por el método de volúmenes finitos en su forma integral. La resolución mediante este esquema numérico hace necesaria la discretización del dominio a estudiar, para lo cual este se divide en celdas cuyo tamaño depende del especialista. Iber permite la posibilidad de plantear una malla no estructura formadas por elementos irregulares, o no, de 3 o 4 lados en una misma malla. La principal ventaja de trabajar con una malla no estructurada es la flexibilidad que esta ofrece para adaptarse a cualquier geometría, siendo así especialmente adecuada para su uso en hidráulica fluvial

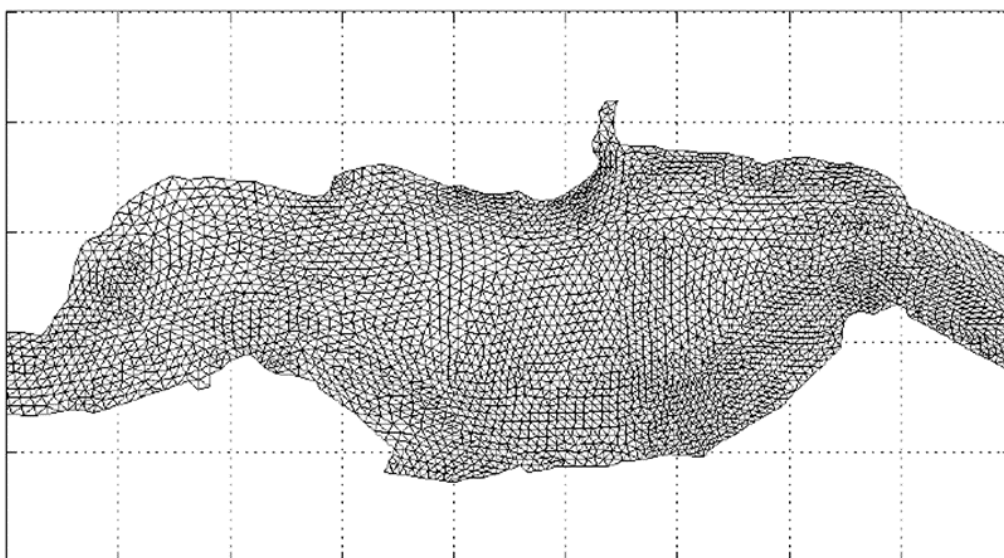


Figura 1. Mallado no estructurado bidimensional. Fuente: Iber.

2.2.9 Discretización en Volúmenes Finitos de las Ecuaciones 2D-SWE

Para su discretización por el método de volúmenes finitos, en Iber se trabaja con las ecuaciones de aguas someras bidimensionales escritas en forma conservativa y vectorial como:

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} = \sum_k G_k$$

En donde el vector de variable conservadas w y el vector de los términos de flujo F_x , F_y vienen dados por:

$$w = \begin{pmatrix} h \\ q_x \\ q_y \end{pmatrix} \quad F_x = \begin{pmatrix} q_x \\ \frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{q_x q_y}{h} \end{pmatrix} \quad F_y = \begin{pmatrix} q_y \\ \frac{q_x q_y}{h} \\ \frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix}$$

y los términos G_k representan los términos fuente incluidos en las ecuaciones hidrodinámicas

Para realizar la discretización espacial de las ecuaciones de conservación de masa y movimiento por el método de volúmenes finitos se realiza la integral de las ecuaciones diferenciales en cada celda de la malla de cálculo. Esta forma de proceder es especialmente ventajosa para la resolución de ecuaciones de conservación, ya que se resuelven las ecuaciones en forma integral, lo que permite formular de forma sencilla métodos conservativos. La discretización temporal y espacial de las ecuaciones de aguas someras bidimensionales en forma vectorial viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{w_i^{n+1} - w_i^n}{\Delta t} A_i + \int_{L_i} (F_x \tilde{n}_x + F_y \tilde{n}_y) dL = \sum_k G_{k,i} A_i$$

3 APLICACIÓN A CASO DE ESTUDIO

3.1 Generalidades

3.1.1 Ubicación del Proyecto

El proyecto se ubica políticamente en el departamento de Lima, Provincia Lima, involucrando el distrito de San Martín de Porres en límites distrital con Rímac y Cercado de Lima.

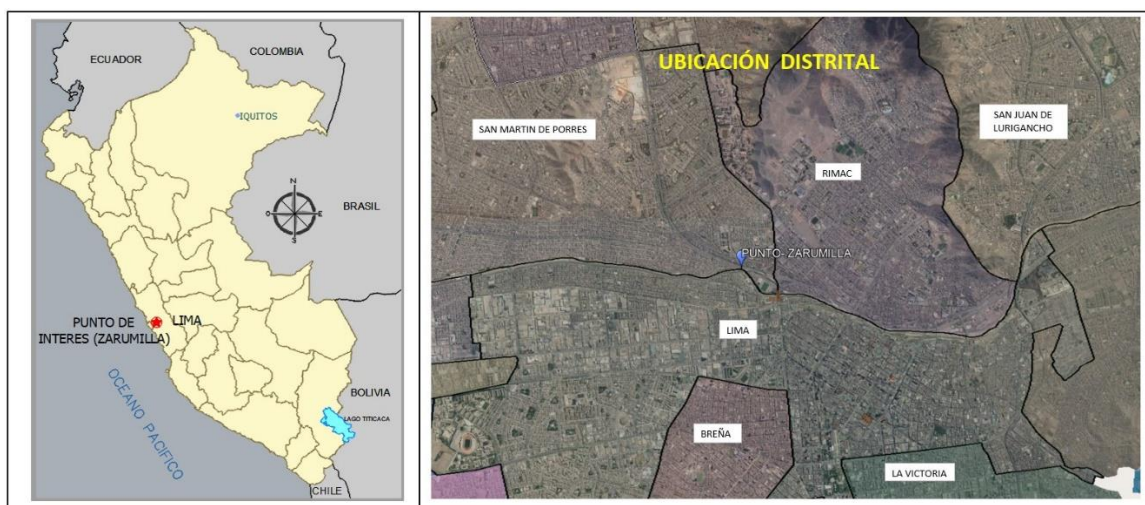


Figura 2. Ubicación del proyecto. Fuente: Elaboración propia.

La Concesión de Lima Expresa se encuentra ubicada en la Ciudad de Lima, Capital de Perú, en un área urbana consolidada. Su recorrido discurre a lo largo de la Autopista de Vía de Evitamiento; esta autopista interconecta los tres ejes viales más importantes del país, que son las carreteras Panamericana Sur, Carretera Central y Panamericana Norte y a su vez permite acceder al Aeropuerto Jorge Chávez y al Puerto del Callao que son principales del país.

3.1.2 Estudio de Afección del Cauce

La solución analizada en el presente estudio es la propuesta técnica que consiste en la ejecución de una defensa ribereña que tiene dos objetivos principales:

- Revestimiento de los taludes. Solución de tablestacas de 0.16 metros de ancho y longitudes de 0.63 metros. Estas tablestacas están revestidas en su parte mojada por una chapa anti desgaste de ½" a base de acero aleado de alta resistencia. Debido a la irregularidad de los taludes existentes queda un espacio entre la tablestaca y el terreno que se rellena de concreto con una resistencia de 100 kp/cm². Se ha podido comprobar que el espacio entre el talud del terreno y la tablestaca no supera los 30 cm

Como se ha indicado en el párrafo anterior, la propuesta es colocar tablestacas con el revestimiento de las chapas anti desgaste (planchas de acero) a lo largo de toda esta longitud. En el inicio y el final del tramo, tanto la tablestaca como la chapa anti desgaste entrara en contacto con el talud empotrándose suavemente, siguiendo la forma del talud existente.

- Protección del pie del talud frente a la socavación. De acuerdo con el prediseño conceptual. La protección o revestimiento de los taludes se apoyan en unas columnas de jet grouting de 1.00 metro de diámetro y una altura de 2.00 metros. Esta actuación no modifica en absoluto la sección hidráulica del río y por consiguiente el régimen hidráulico del mismo.

Teniendo en cuenta la solución planteada para la estabilización del talud, se afecta la sección hidráulica del cauce en máximo de 0.50 metros en ambas márgenes referente al pie del talud, con lo cual se debe analizar los efectos del comportamiento hidráulica con la solución propuesta y sus posibles afecciones a futuro. Este análisis dentro del informe se denominará defensa de ribera.

En el informe se realiza un análisis comparativo entre los parámetros hidráulicos para la situación actual y de la estructura propuesta. En estos análisis se la topografía actualizada en el 2021.

3.1.3 Morfodinámica Fluvial

El río Rímac, al igual que otros ríos que bajan de la cordillera andina, es un río de cauces múltiples, tipo conocido como entrelazado en la literatura geológica. Esta tipología fluvial es típica de ríos con gran capacidad tractiva y gran carga de sedimentos, situación típica al pie de grandes cordilleras y habitual en los ríos de la región.

En la siguiente Figura se representa el río Pativilca con las características de un cauce trenzado, similar al que presentaba el río Rímac durante un periodo anterior a los 80 años.



*Figura 3. Río Pativilca, a 170 km al N de Lima, con tipología entrelazada y casi 400m de anchura de cauce.).
Fuente: Google Earth Pro.*

El río Rímac ha sufrido un importante proceso de erosión y encajamiento fluvial en los últimos 80 años, de origen claramente antrópico, motivado por la variación de las condiciones naturales de la llanura aluvial original, asociado al crecimiento urbano de Lima. No hay ningún otro ejemplo similar en los ríos de la región al alcanzar la costa, lo que ratifica el origen antrópico del fenómeno.

Esta alteración de las condiciones naturales del río ha llevado a la formación de un cañón fluvial, de paredes en muchos puntos sub verticales, en el entorno urbano situado aguas abajo del Puente del Ejército. El proceso se desencadenó por el progresivo estrechamiento del cauce, debido al desarrollo urbano, en especial el producido con la construcción de dicho

puente y el enlace viario de Caquetá, en terrenos ocupados al río. También es posible que actividades extractivas en el río, realizadas aguas abajo hayan favorecido la ruptura del perfil de equilibrio.

El progresivo encajamiento del río ha hecho que la llanura aluvial, geomorfológicamente activa hasta los años 30, quede abandonada y sea ocupada por la población. La evolución de este comportamiento morfodinámico en el sector curvo Zarumilla en los últimos 20 años ha podido ser estudiada en base a imágenes históricas extraídas de la aplicación Google Earth Pro. De entre las imágenes disponibles, se han elegido aquellas de interés por su fecha o, preferentemente, aquellas en las que la posición del satélite y la iluminación solar permiten ver en planta el comportamiento del cauce. Se muestran a continuación.

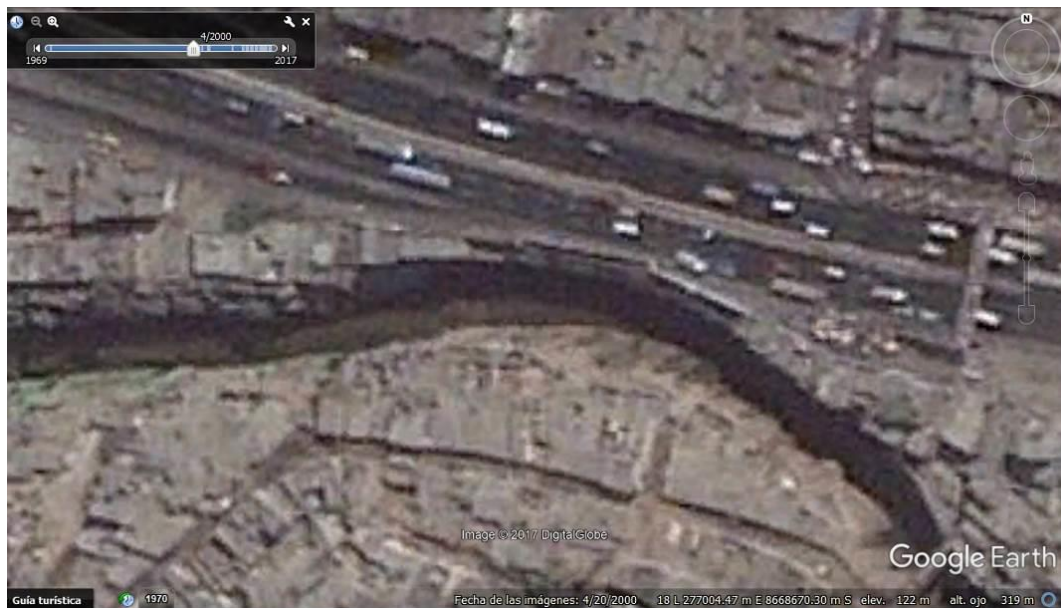


Figura 4. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Abril 2000). Fuente: Google Earth Pro.



Figura 5. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Febrero 2013). Fuente: Google Earth Pro.



Figura 6. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Noviembre 2017). Fuente: Google Earth Pro.



Figura 7. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Marzo 2019). Fuente: Google Earth Pro.

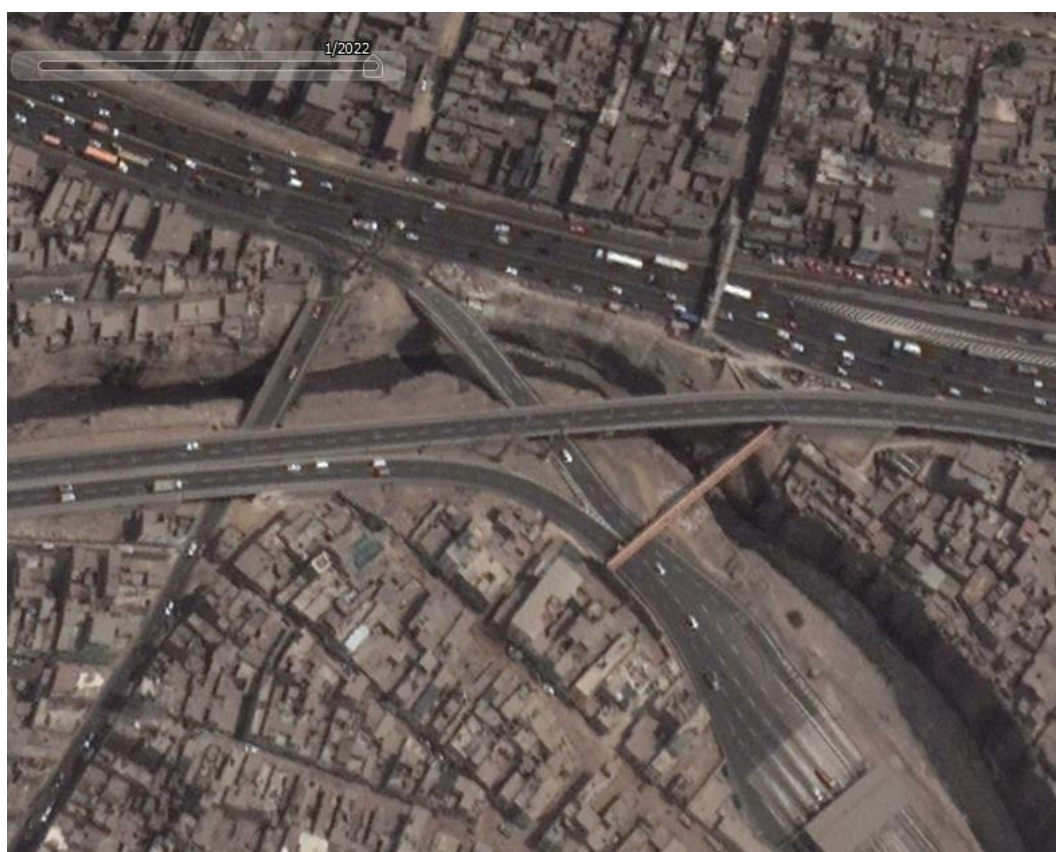


Figura 8. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Enero 2022). Fuente: Google Earth Pro.



Figura 9. Curva del río Rímac – Zona Zarumilla (Marzo 2022). Fuente: Fotografía propia.

Del análisis de las imágenes anteriores puede inducirse que el eje del cauce no ha cambiado significativamente en los últimos años, al menos, desde 2000. Para medidas de prevención en el avance del tramo curvo se colocó enrocado de protección ribereña (ver Figura 4), el cual ya fue retirado.

En cualquier caso, es importante señalar que, en los años del siglo XXI, los caudales del río Rímac han estado dentro de la media de eventos de caudales máximos y el único evento con caudales extraordinarios ocurrido ha sido el Fenómeno El Niño Costero de 2017, donde se alcanzaron caudales aproximadamente entre 150 y 200 m³/s en el río Rímac.

3.2 Fuente de Información y Permisos

3.3 Topografía

El levantamiento topográfico actualizado al año 2021, se realizó mediante vuelo fotogramétrico con dron, proporcionado por Lima Express, a baja altura del estado de cauce y taludes del río Rímac. Se obtiene una nube de puntos en las cuales se debe descartar los puntos en las azoteas, arboles, etc..., corregido esto obtenemos curvas de nivel con intervalos de 1 metro.

Finalmente, de los trabajos topográficos se obtienen los principales insumos para la presentación digital del área de interés, tal como el perfil longitudinal del cauce o secciones transversales de este.



Figura 10. Nube de puntos tomadas del drone fotogramétrico. Fuente: Elaboración propia.



Figura 11. Superficie topográfica. Fuente: Elaboración propia.

3.4 Hidrología

Los datos empleados son medidos por SENAMHI en la estación Chosica, ubicada aproximadamente a 40 km aguas arriba, con caudales máximos diarios entre 1998 y 2010.

Tabla 3. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.

Estación	Tipo	Fuente	Parámetro	Coordenadas Geográficas		Coordenadas UTM WGS84 – 18 Sur		Altitud
				Latitud	Longitud	Norte	Este	
Chosica	Hidrométrica	SENAMHI	Caudal	-11.891°	-76.923°	8 680 641	315 992	867

Fuente: Elaboración propia.

De los registros hidrométricos de la estación Chosica, los valores máximos observados oscilan entre 150 m³/s y 200 m³/s, de donde se establece un caudal de 150 m³/s, denominado como máximo frecuente, que corresponde a un valor observado máximo que puede darse en el río Rímac (debido a que ya se dio con anterioridad en los años 1969, 1984, 1985) y que ha sido considerado con fines de verificar el comportamiento hidráulico del cauce.

Además, se considera un caudal de 511 m³/s, asociado a un período de retorno de 500 años según el estudio hidrológico realizado para las obras de Línea Amarilla.

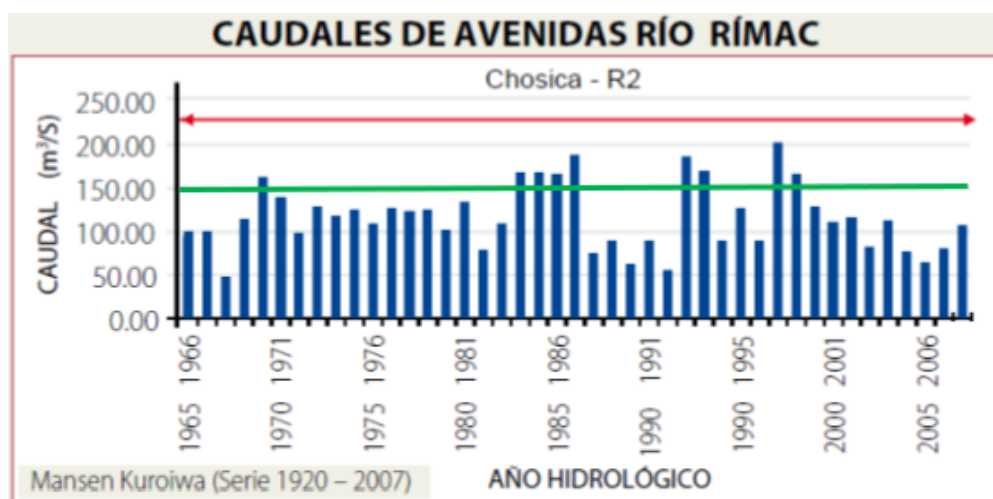


Figura 12. Caudales de avenida del río Rimac. Fuente: Mansen Kuroiwa (Serie 1920 – 20007).

3.5 Hidráulica

3.5.1 Consideraciones Generales

Posteriormente a obtener los caudales para el modelamiento hidráulico, se tiene las siguientes consideraciones:

- El modelamiento hidráulico se realizará para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s.

- De la información de análisis y trabajos previos se obtuvieron los siguientes parámetros necesarios para el modelamiento, como: coeficiente de rugosidad, características del cauce, topografía, etc. Luego se realiza el modelamiento hidráulico y analizamos el comportamiento hidrodinámico del río.
- En el modelamiento hidráulico no se consideran los puentes existentes, debido a que no tienen afectaciones en zonas cercanas al cauce y cruzan completamente por encima del río. Los taludes en la ribera tienen un promedio de 20 metros de altura.
- Se trata de un modelamiento hidráulico bidimensional, haciendo uso del software Iber dada la poca complejidad del tramo del río y el análisis sedimentológico integrado.
- Como todo modelo hidráulico, este debe ser calibrado y validado. Sin embargo, el acceso para la toma de datos en la propia zona de estudio resulta imposible sin arriesgar la integridad física de un operador. Para el presente trabajo, esta resulta ser la principal limitante, mientras que, para proyectos de ingeniería, con un presupuesto mayor que lo permita, se recomienda ampliar la zona aguas arriba y aguas abajo tal que se permita establecer secciones de calibración antes y después.

3.5.2 Coeficiente de Rugosidad

La determinación del coeficiente de rugosidad de Manning se realiza a partir del método de Cowan, considerando la disponibilidad de datos en campo:

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

Donde m es el factor de corrección por la presencia de meandros, n_0 es el valor base del coeficiente de Manning considerando un canal recto, uniforme y liso, n_1 es el valor dependiente de las irregularidades de la superficie, n_2 es valor dependiente de las variaciones de la sección transversal, n_3 es el valor dependiente de las obstrucciones en el cauce y n_4 es valor dependiente del efecto de la vegetación.

Tabla 4. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.

Condiciones del Canal		Valores	
Grado de efecto por meandro	Menor	m	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 – 0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005 – 0.010
	Media		0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.050
	Muy alta		0.050 – 0.100

Fuente: Chow, Ven Te (1994).

Tabla 5. Valores estimados del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.

Factor	Margen Izquierda	Cauce Central	Margen Derecha
m	1.000	1.000	1.000
n_0	0.024	0.024	0.024
n_1	0.005	0.005	0.005
n_2	0.005	0.000	0.005
n_3	0.010	0.010	0.010
n_4	0.005	0.005	0.005
m	0.049	0.044	0.049

Fuente: Elaboración propia.



Figura 13. Vista aguas arriba – Rugosidad del cauce natural. Fuente: Fotografía propia.



Figura 14. Vista aguas abajo – Rugosidad del cauce natural. Fuente: Fotografía propia.

De la Figura 13 y la Figura 14, se aprecia material de arrastre de cantos rodados en el cauce con presencia de gravas redondeadas, los taludes de la ribera del cauce tienen una altura promedio de 20 metros y han sido erosionados por el río en el transcurso del tiempo.

3.5.3 *Situación Actual del Proyecto*

La situación actual del proyecto en el río Rímac en la zona de Zarumilla consta de la evaluación de la hidráulica del río bajo la situación existente. La zona de estudio del proyecto va desde la progresiva 14+855 hasta la progresiva 14+945, en la cual se puede apreciar una zona encauzada con taludes de aproximadamente 20 metros de altura, originada por la ocupación del cauce que ha generado modificaciones sustantivas en la morfología del cauce.

El tramo de estudio se trata de un cauce de río curvo, en el cual se tienen pendientes moderadas; el transporte del flujo es en régimen lento. Se aprecia que aguas abajo existe deposición de material arrastrado el río, esto ocurre debido a que el tramo de estudio se encuentra en un tramo curva, que tiende a tener mayores velocidades hacia el margen derecho del río (hacia Vía Expresa) y posteriormente los efectos contrarios aguas abajo.

Se ha evidenciado avances de erosión ligeramente más apreciables en la margen derecha que en la margen izquierda de la zona de estudio.

El tramo evaluado se encuentra hacia la desembocadura de la cuenca Rímac, en la parte baja de la misma, con lo cual los eventos del Fenómeno del Niño, y por consiguiente sus caudales extremos, traen consigo gran cantidad material de arrastre que es depositado en el fondo de lecho cauce cuando dicho caudal disminuye a lo largo de su recorrido del río. El material de arrastre del río Rímac son principalmente gravas redondeadas y arenas, lo cuales son depositados en fondo del lecho del cauce, sobre el cauce del río Rímac ocurre gran cantidad de transporte de sedimentos: de fondo y en suspensión, siendo este el principal motivo por el cual el río tiene una coloración marrón, dándonos a entender que trae con cantidad de material de sedimentos en suspensión.



Figura 15. Situación actual del tramo de estudio. Fuente: Fotografía propia.

3.6 Sedimentología

3.6.1 Consideraciones Generales

En el presente estudio de erosión máxima producida en el sector de Zarumilla se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se calcula el descenso del fondo ante la llegada de una avenida de $511 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR = 500 años), según la recomendación técnica para estructuras de defensas ribereñas. Además, se evalúa el caudal máximo frecuente de $150 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El caudal máximo frecuente de verificación de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ y el caudal de $511 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR = 500 años).
- Dada la dificultad de acceso hacia el tramo analizado, no se logró la obtención de información in situ necesaria para el análisis de socavación (calicatas). En ese sentido, por

consideraciones de seguridad, para salvaguardar la integridad del personal se consideraron datos obtenidos en los trabajos previos realizados en el río Rímac.

- Se han realizado los cálculos de socavación mediante el empleo de las fórmulas empíricas habitualmente empleadas.
- También se han realizado cálculos de socavación en el tramo de estudio mediante la aplicación del modelo bidimensional Iber 2D, con sus respectivos módulos de cálculo.

3.6.2 Factores que Intervienen en el Proceso de Socavación

Los factores que influyen en la socavación principalmente están dados por la geomorfología, topografía, características de sedimento, régimen de flujo. Principalmente el movimiento de las partículas varía en función del tipo de material, cambios de pendiente en el cauce e incrementos de caudales y factores antrópicos que influyen en la dinámica del cauce.

Considerando que este tramo de río se encuentra hacia la desembocadura del río Rímac, los procesos sedimentarios y erosivos presentan variaciones extremas. Cuando el caudal aportante se incrementa hasta su máximo produce la erosión máxima en los sectores críticos, como son: pilas de puentes, obstrucciones, estrechamientos, interferencias en cauce, defensas ribereñas, etc. Después de este evento el caudal tiende a decrecer y los sedimentos se depositan en el fondo del lecho.

Otro factor es el desnivel de aproximadamente 15 m a la altura del puente del Ejército situado aguas arriba, a una distancia aproximada de 670 m, del área de estudio. Este resalto hidráulico genera que el comportamiento hidrodinámico del río Rímac, tenga dos zonas diferentes en cuanto a parámetros hidráulicos del río, aguas abajo se evidencia mayor profundidad en el cauce y menor ancho que en el tramo situado aguas arriba del puente del Ejército.



Figura 16. Ubicación del puente Ejército respecto a la zona de estudio. Fuente: Google Earth Pro.



Figura 17. Puente Ejército. Fuente: Fotografía propia.

3.6.3 Granulometría del Lecho

La granulometría del cauce del río Rímac está constituida principalmente por suelos granulares dado que en esta zona predominan los depósitos fluviales del tipo conglomerado, constituido por material de acarreo.

Dada la dificultad de acceso y la imposibilidad de tomar una muestra para la caracterización granulométrica sin que esto represente una posible afectación de los operarios,

se ha consideración la información de estudios de granulometría global del cauce en el Puente Bella Unión y diferentes puntos en la cuenca baja del río Rímac por la metodología de Wolman (otorgada por Lima Expresa) cuya principal característica es realizar superficialmente el conteo de gravas, sin considerar arenas y finos. Los puntos de toma de muestra corresponden a Puente Dueñas, Puente Ejercito, Puente Balta, Puente Huánuco, Avenida Prialé, Viaducto 7 y Viaducto 10.



Figura 18. Ubicación de puntos de muestreo. Fuente: Elaboración propia.

Del análisis de granulometría, se consideró el análisis granulométrico correspondiente al puente Bella Unión, debido a ser una granulometría completa con sedimentos de grava y arenas.

Realizando una comparativa entre la parte gruesa de las muestras se obtienen resultados similares, tanto para Puente Ejército y Viaducto 7 que se encuentran aguas arriba y tener valores promedios respecto a las demás muestras. Con este análisis se deduce que el río Rímac no presenta grandes variaciones de sedimentos dentro de su cauce y esta muestra puede ser utilizada en el análisis de socavación. También se opta por la granulometría de Bella Unión, considerando que mayor diámetro medio la socavación tiende a ser menor y para mantener un margen de seguridad adecuado es preferible utilizar una granulometría global, que como mencionado anteriormente contiene una muestra de gravas y arenas.

Tabla 6. Valores estimados del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.

Punto de Muestra	D_m (mm)	D₅₀ (mm)	D₉₀ (mm)
Puente Bella Unión	103.97	73.34	248.04
Puente Ejército	94.58	100.30	117.30
Puente Dueñas	206.90	199.40	394.00
Puente Balta	69.94	69.50	90.10
Puente Huánuco	190.65	175.10	310.90
Avenida Prialé	140.49	146.90	185.50
Viaducto 7	98.12	100.40	131.81
Viaducto 10	114.81	110.90	174.50

Fuente: Elaboración propia.

3.6.4 Erosión Máxima Potencial con Iber

La longitud del tramo a modelar es 1460 m: se consideran 659 m aguas arriba y 801 m aguas abajo respecto a la progresiva 14+920 como referencia.

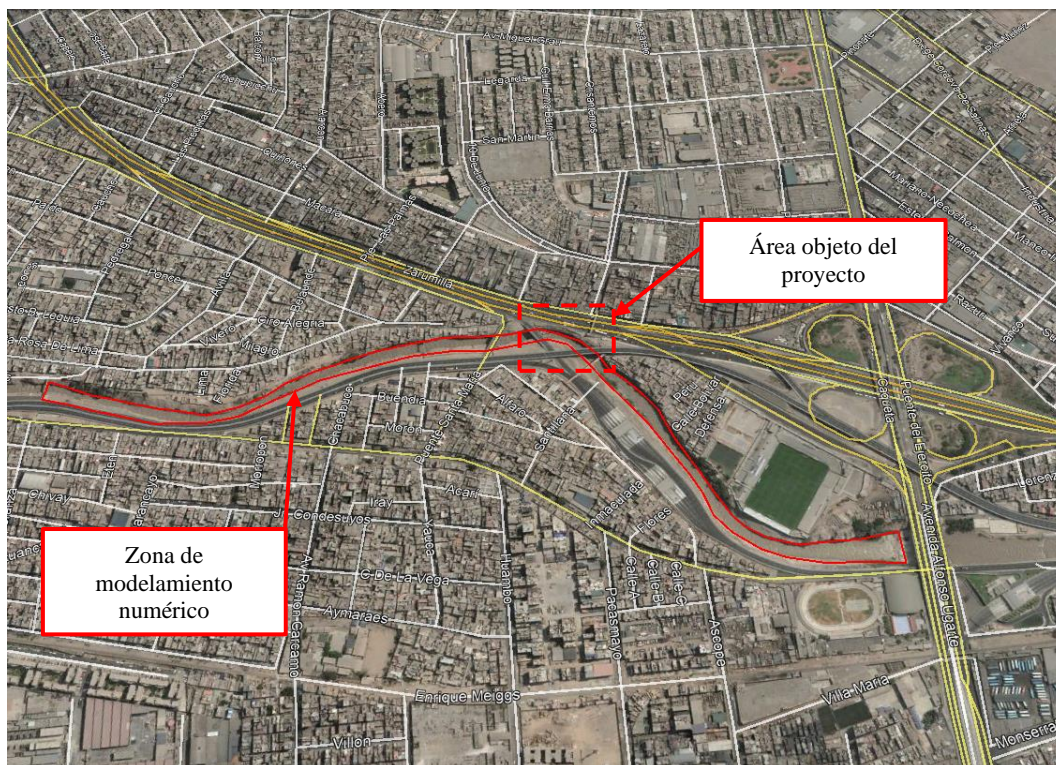


Figura 19. Sector análisis para el modelamiento hidráulico del río Rímac. Fuente: Elaboración propia.

Inicialmente debe tomarse en cuenta para una simulación hidráulica de cualquier curso o corriente de agua la topografía con la batimetría del río, considerando las posibles áreas de inundación, los caudales de ingreso, la cobertura vegetal (uso de suelo), etc.

Para el modelamiento de la zona de estudio del río Rímac, se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Levantamiento topográfico actualizado al año 2021, realizado mediante vuelo fotogramétrico con drone, proporcionado por Lima Expresa.
- Caudales de 150 m³/s (caudal máximo frecuente) y 511 m³/s (TR = 500 años).
- Longitud de 1460 m del modelo numérico.
- Análisis de erosión y parámetros hidráulicos en el fondo del lecho para el escenario actual y con protección en el tramo curvo.

3.6.4.1 Hidrograma de Entrada

En el estudio hidrológico se determinó los caudales para la zona de interés del río Rímac, para distintos escenarios de interés. Para el modelamiento se escogió una zona representativa para el tránsito de los caudales, y además que numéricamente el modelo sea estable para el análisis de inundación y erosión. Los caudales líquido pico de 150 y 511m³/s a transitar, serán ingresadas al modelo numérico hidráulico como flujo permanente.

3.6.4.2 Condiciones de Contorno

Las condiciones de contorno tomadas para el modelamiento hidrodinámico en la zona de estudio de río Rímac, son los caudales de ingreso determinado por las cuencas aportantes en el modelamiento hidrológico mostradas en la Figura 20.

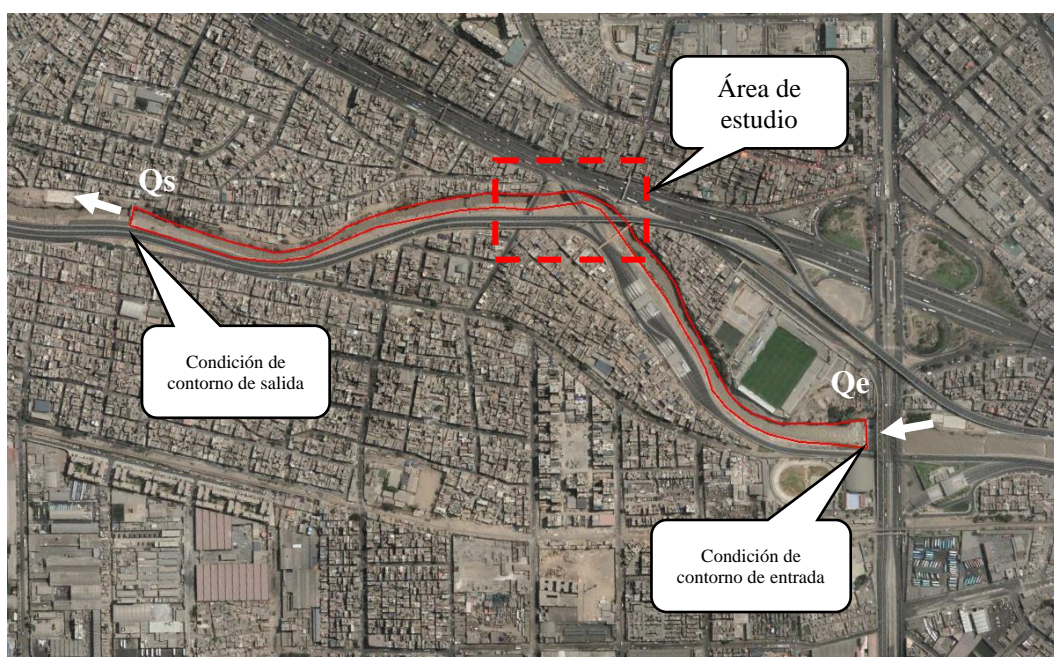


Figura 20. Condiciones de contorno para el modelamiento hidráulico bidimensional Iber.
Fuente: Elaboración propia.

El régimen del flujo cambia a lo largo del cauce; la entrada y salida de flujo en el modelo se encuentran tal que se asegura la estabilización de este, así como la reducción de influencia en los resultados obtenidos.

3.6.4.3 Condiciones de Mallado

Considerando la resolución de las ecuaciones hidrodinámica mediante el método de volúmenes finitos, es necesaria la discretización del dominio, para lo cual se divide el tramo en celdas pequeñas. Pudiendo ser estas de forma irregular o no estructurada, con 3 a 4 lados.

En un análisis hidrodinámico, el mallado tiene una parte importante en costo computacional del modelo, realizar un mallado muy fino tiene un mayor procesamiento de resultados y un mallado grande puede generar que no se represente la realidad de la superficie que se desea modelar.

Las consideraciones del mallado desarrollado son las siguientes:

- El tamaño de malla adoptado en el cauce central es de 2.00 m para el modelamiento con lecho móvil.
- El tamaño de la malla adoptado para la protección del tramo curvo es de 0.50 m, pero para dar mayor estabilidad, en algunos casos se considera 1.00 m.
- Longitud de 1460 m del modelo numérico.

3.6.4.4 Coeficiente de Manning

Para el modelamiento en la zona de estudio del río Rímac se considera un valor de coeficientes de rugosidad de 0.044 para el cauce, 0.049 para los márgenes y 0.012 para la plancha metálica.

3.6.4.5 Módulo de Transporte y Suspensión

El río Rímac cerca de su desembocadura tiene un cauce aluvial con lechos de sedimentos gruesos, con un importante transporte de caudal sólido. El cauce de ingreso al tramo curvo de estudio, mostrada en la Figura 21, se ensancha y luego reduce su ancho a lo largo de la curva, estos cambios de sección propician la sedimentación y erosión del cauce.

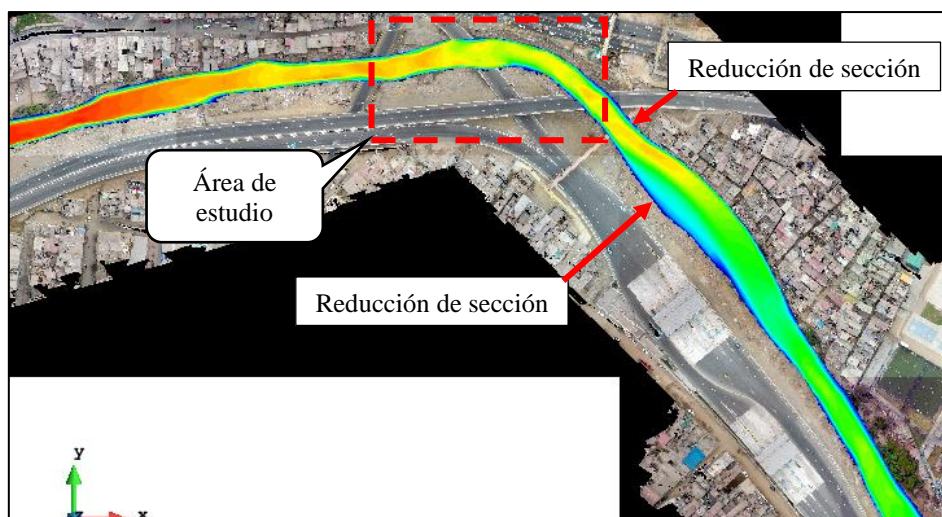


Figura 21. Ensanchamiento y reducción del cauce. Fuente: Elaboración propia.

Para la consideración del transporte de sedimentos, es necesario establecer una condición de contorno de entrada que representa el caudal sólido, sin embargo, en realidad resulta complicado medir la carga de lecho en ríos. Se producirán cambios en el lecho si la tensión generada sobre los contornos del cauce pone en movimiento las partículas del material granular: según la metodología de Shields, para este tipo de material, la tensión tangencial debe ser superior a la tensión crítica asociada al diámetro de partícula.

La ecuación de capacidad de transporte de Meyer-Peter y Muller (1948) es la utilizada para la modelización del transporte: sus parámetros de ingreso y valores adoptados se detallan a continuación.

Un parámetro de ingreso es el D_{50} que caracteriza el lecho del cauce. Para el caso del río Rímac se adopta un valor de 49 mm que obtenida de la curva granulométrica mediante interpolación lineal; otro parámetro de ingreso necesario es el ángulo de fricción interna, el valor adoptado es de 0.84 rad según los estudios correspondientes.

El transporte en suspensión también puede generar fenómenos de sedimentación y erosión en el lecho del río, debido a las partículas de sedimento que se ponen en suspensión por la turbulencia y que se depositan por su peso.

El término de puesta en suspensión y deposición es variable espacial y temporal, en función de las condiciones de flujo.

La modelización del transporte en suspensión se realizada bajo la ecuación de capacidad de transporte de Van Rijn. Para el caso del río Rímac se adopta un valor de 2mm.

Otro parámetro de ingreso es la porosidad, en la Tabla 7 se muestra algunos valores de porosidad para el material tipo arena presentados por Freeze, R. A. y Cherry, J. A. (1979). Para el caso del río Rímac se adopta un valor de 50%.

Tabla 7. Rangos de valores de porosidad.

Tipo de Suelo	Porosidad (%)
Grava	25 – 40
Arena	25 – 50
Limo	35 – 50
Arcilla	40 – 70

Fuente: Freeze, R. A. y Cherry, J. A. (1979).

Por último, según lo indicado, los caudales simulados en lecho móvil son 150 y 511 m³/s. Se producen fenómenos erosivos y cambios significativos en el fondo del lecho, como los de deposición en la zona de análisis.

Los casos de estudio serán simulados con la topografía del año 2021, con el objetivo de determinar los niveles de agua y erosión. Se plantean dos casos de estudio: para un caudal de 150 m³/s (caudal máximo frecuente) y para un caudal de 511 m³/s (período de retorno de 500 años). Estos casos permiten evaluar una posible inundación ante el incremento del nivel de agua y poder identificar la erosión, en la zona de estudio del río Rímac.

3.6.4.6 Calibración y Validación

El análisis de sensibilidad analiza la afección de variaciones en los parámetros iniciales o de entrada de un modelo sobre a los resultados. La optimización del modelo requiere de su entendimiento: que parámetros incluye, como están establecidos y el porqué, entre otros. Para el modelamiento hidráulico o hidrodinámico, el principal parámetro que repercute sobre los

resultados (nivel de agua, velocidad media en la sección, caudal, distribución de flujo, etc.) es el coeficiente de rugosidad, como por ejemplo el coeficiente de Chezy o Manning.

La calibración es el procedimiento en el cual se realiza un ajuste iterativo de este parámetro sensible, el coeficiente de rugosidad para el caso de modelos hidráulicos, y permite la correspondencia entre los valores observados o tomados en campo y los obtenidos como resultados del modelo.

Sin embargo, aunque importante en el desarrollo de un modelo, este procedimiento no siempre puede ser llevado a cabo en las mejores condiciones. En este caso particular de estudio, la falta de acceso seguro hacia la zona de estudio resulta ser un limitante para la toma de datos de calibración. Para esto, se han establecido secciones de control aguas arriba y aguas abajo tal que se permita la validación del modelo a partir de la coincidencia considerando un caudal de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente al máximo frecuente. Los resultados se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Resumen de calibración de modelo hidráulico.

Sección	Tirante del Modelo	Tirante de la Sección	Coincidencia	Diferencia
XS-1	3.22	3.10	93%	7%
XS-2	3.81	4.25	112%	-12%
XS-3	3.68	4.00	109%	-9%

Fuente: Elaboración propia.



Figura 22. Ubicación de secciones de calibración. Fuente: Elaboración propia.

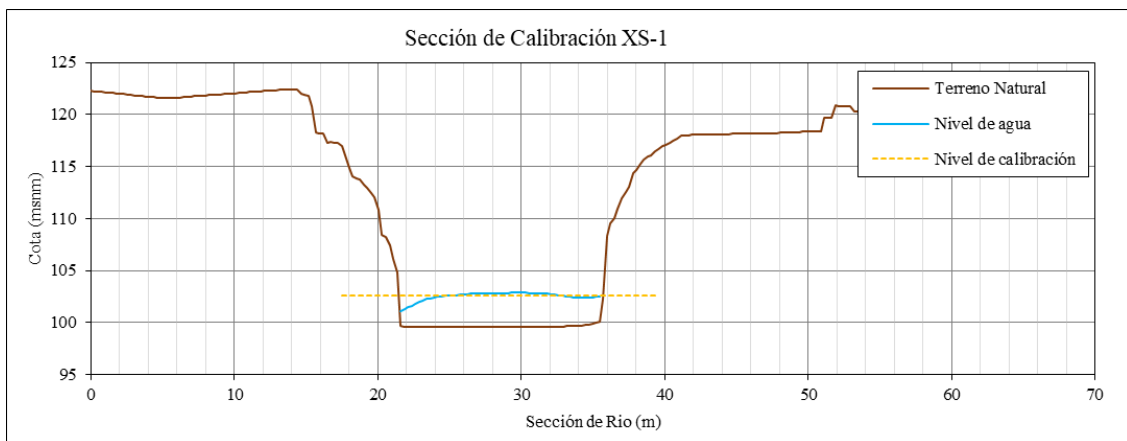


Figura 23. Sección transversal de calibración XS-1. Fuente: Elaboración propia.

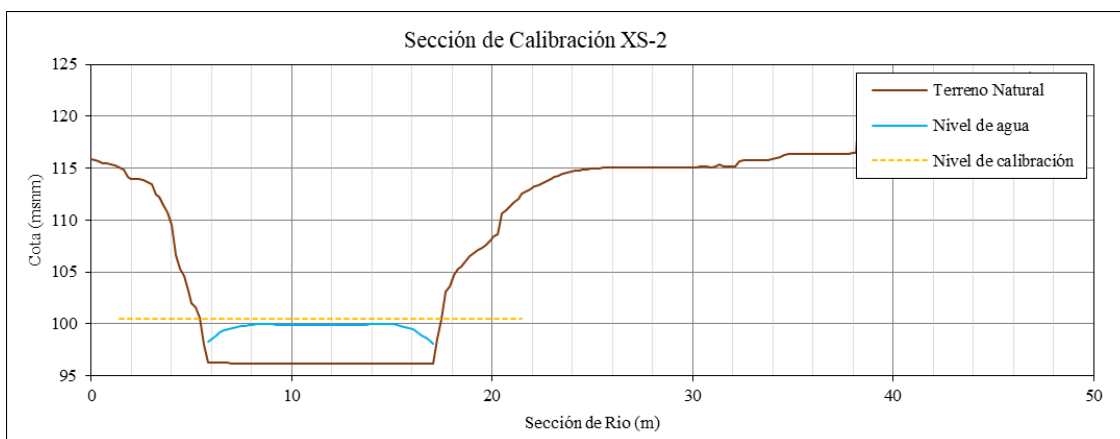


Figura 24. Sección transversal de calibración XS-2. Fuente: Elaboración propia.

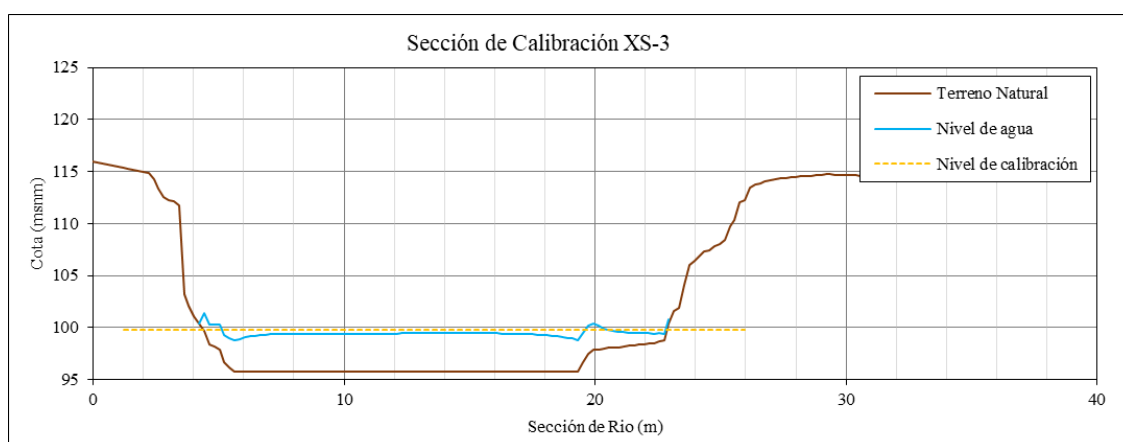


Figura 25. Sección transversal de calibración XS-3. Fuente: Elaboración propia.

3.6.5 Evaluación de Situación con Defensas Ribereñas

Según el diseño preconceptual, este está avocado a la protección en el pie del talud. La solución analizada en el presente estudio es la propuesta técnica que consiste en la ejecución de una defensa diseñada que tiene dos objetivos principales: revestimiento de los taludes y protección del pie de talud frente a la socavación.

3.6.5.1 Revestimiento de los Taludes

Solución de tablestacas de 0.16 metros de ancho y longitudes de 0.63 m. Estas tablestacas están revestidas en su parte mojada por una chapa antidesgaste de $\frac{1}{2}$ " a base de acero aleado de alta resistencia.

Debido a la irregularidad de los taludes existentes queda un espacio entre la tablestaca y el terreno que se rellena de concreto con una resistencia de 100 kp/cm². Se ha podido comprobar que el espacio entre el talud del terreno y la tablestaca no supera los 30 cm.

La propuesta como se ha indicado en el párrafo anterior es colocar tablestacas con el revestimiento de las chapas antidesgaste (planchas de acero) a lo largo de toda esta longitud. En el inicio y el final del tramo tanto la tablestaca como la chapa antidesgaste entrara en contacto con el talud empotrándose suavemente, siguiendo la forma del talud existente.

3.6.5.2 Protección del Pie del Talud frente a la Socavación

Se ha diseñado una protección contra la erosión en el pie del talud, de acuerdo con el prediseño conceptual. La protección o revestimiento de los taludes se apoyan en unas columnas de jet grouting de 1.00 m de diámetro y una altura de 2.00 m.

En la siguiente Figura se presenta la defensa proyectada que inicia en km 14+850 a finaliza 14+944. La longitud de empotramiento será definida por la estabilidad del tipo de material del talud y el proceso constructivo.

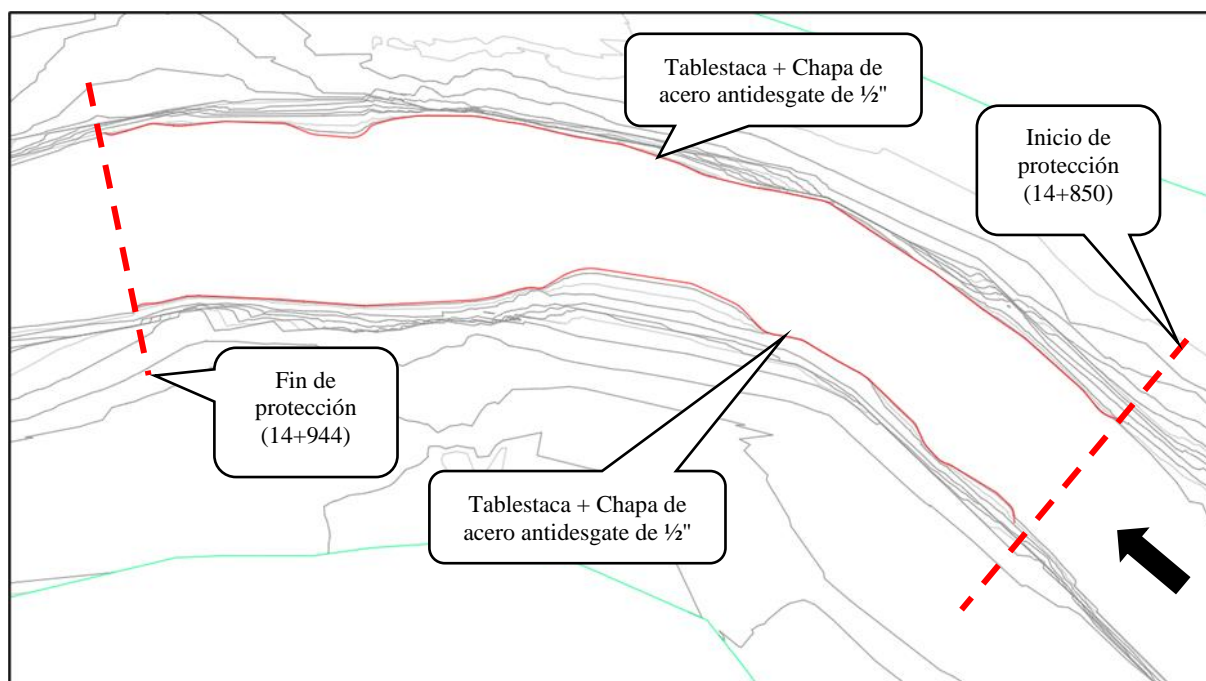


Figura 26. Defensa proyectada – Planta general. Fuente: Elaboración propia.

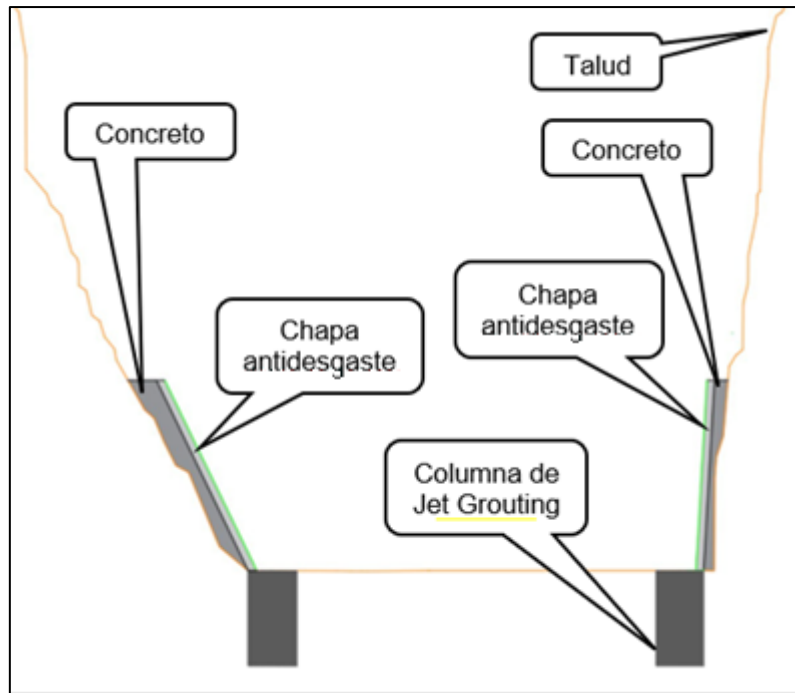


Figura 27. Defensa proyectada – Sección transversal esquemática. Fuente: Elaboración propia.

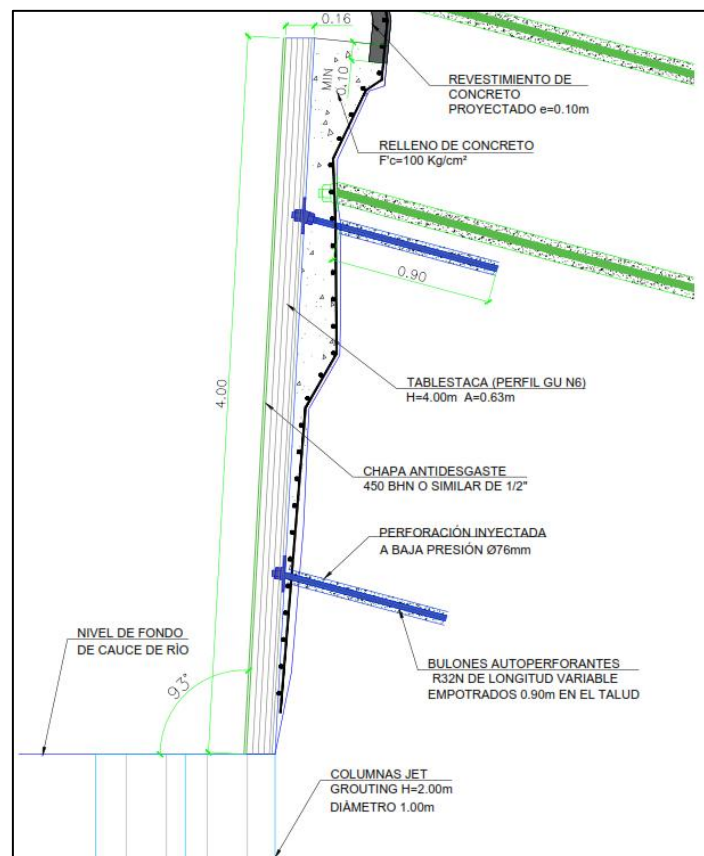


Figura 28. Detalle en sección transversal de la defensa proyectada. Fuente: Elaboración propia.

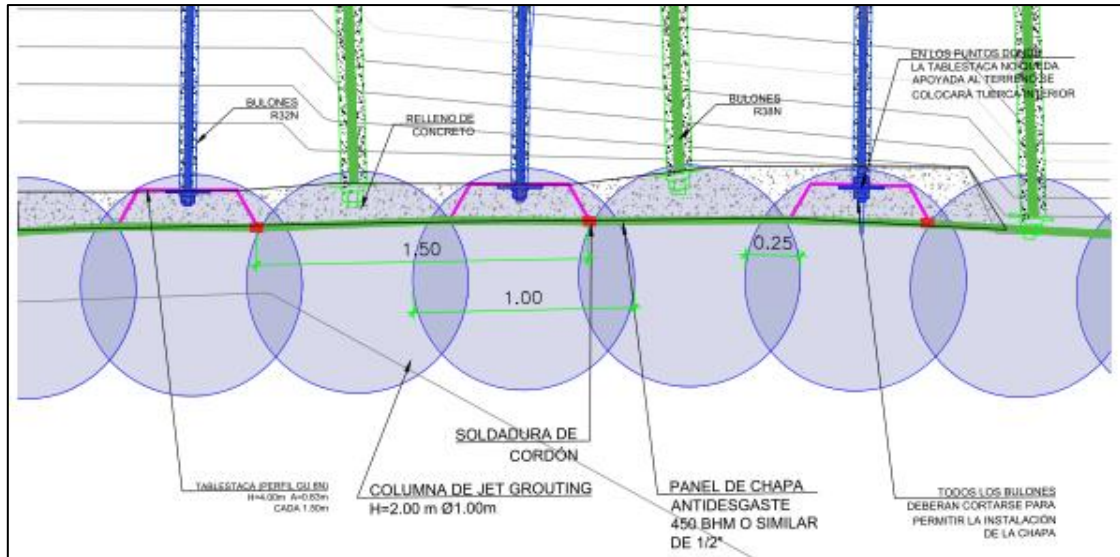


Figura 29. Detalle en planta de la defensa proyectada. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 30 se presenta la defensa proyectada en la entrada y salida, la transición de entrada con la plancha de acero se apoya en el talud con un relleno promedio de 0.30 m de concreto, siguiendo la forma suave del pie del talud, hasta empotrar en el talud existente. La transición de salida es similar a la entrada, la plancha de acero se apoya en el talud con un relleno promedio de 0.30 m de concreto, siguiendo la forma suave del pie del talud, hasta empotrar en el talud existente. Además, las transiciones con un relleno promedio de 0.30 m más los 16.00 cm de la tablestaca y la $\frac{1}{2}$ " de la chapa de acero antidesgaste no suponen una reducción porcentual significativa de la sección hidráulica. La reducción es menor del 8%.

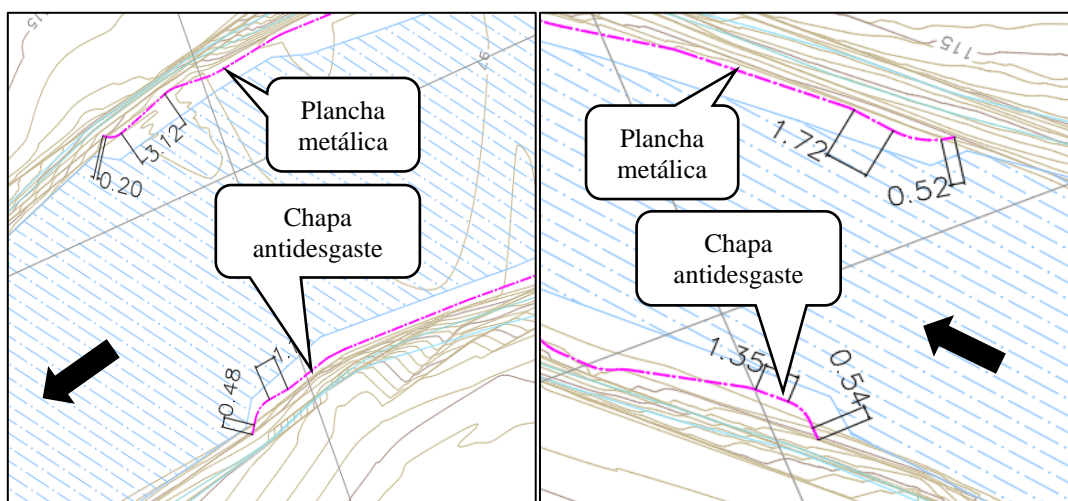


Figura 30. Transición de entrada y salida. Fuente: Elaboración propia.

4 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Metodología Empírica para Análisis Sedimentológico

Las metodologías de Lischtván Lebediev y de Blench presentan formulaciones distintas para lechos de arenas y gravas, por lo tanto, debido a que el río Rímac presenta material de grava en su lecho, se usó las formulaciones para grava de ambos autores. La metodología de Lacey fue validada en función a la teoría de régimen estable en un canal de 4325 km y debido a las diferentes características morfológicas existente entre un canal de tipo natural y el río Rímac, no se llega a obtener buenos resultados; asimismo la metodología de Kellerhals, obtiene resultados prácticamente nulos que no encajan con el comportamiento del río Rímac; en tanto la metodología de Maza y Echevarría no es aplicable al lecho del río Rímac debido a que su limitación es para lechos de grava con $D_{75} < 6$ mm. Se opta finalmente por las metodologías de Lischtván Lebediev y de Blench, las cuales serán comparados con los resultados del modelamiento de transporte de sedimentos bidimensional obtenidos en el tramo curvo con el software Iber 2D.

4.1.1 Análisis de Socavación en Situación Actual

Tabla 9. Resumen de resultados empíricos de socavación máxima – Situación actual.

Caudal (m ³ /s)	Metodología				
	Lischtván Lebediev	Blench	Lacey (*)	Kellerhals (*)	Maza y Echevarría (*)
150	0.79	1.67	0.00	0.00	0.00
511	1.99	2.50	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

Nota: (*) Esta metodología resulta nula; no aplicable para la zona de estudio.

Tabla 10. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 150$ m³/s.

Progresiva	Cota de Terreno (msnm)	Cota de Erosión (msnm)		Socavación (m)	
		Lischtván Lebediev	Blench	Lischtván Lebediev	Blench
14+816	97.72	97.71	96.96	0.01	0.76

Progresiva	Cota de Terreno (msnm)	Cota de Erosión (msnm)		Socavación (m)	
		Lischtvan Levediev	Blench	Lischtvan Levediev	Blench
14+836	97.64	97.64	97.06	0.00	0.58
14+851	97.54	97.54	96.55	0.00	0.99
14+852	97.54	97.54	96.52	0.00	1.02
14+855	97.51	97.50	96.49	0.01	1.02
14+856	97.51	97.51	96.58	0.00	0.93
14+864	97.42	97.42	96.53	0.00	0.89
14+869	97.50	97.02	95.83	0.48	1.67
14+876	97.28	97.10	95.98	0.18	1.30
14+881	97.13	97.13	96.34	0.00	0.79
14+885	97.04	96.82	96.04	0.22	1.00
14+888	96.96	96.17	95.44	0.79	1.52
14+894	96.96	96.38	95.72	0.58	1.24
14+897	97.00	96.69	95.94	0.31	1.06
14+900	97.02	96.85	96.07	0.17	0.95
14+909	96.96	96.96	96.82	0.00	0.14
14+917	96.93	96.93	96.93	0.00	0.00
14+918	96.93	96.93	96.93	0.00	0.00
14+921	96.92	96.92	96.90	0.00	0.02
14+927	96.90	96.90	96.59	0.00	0.31
14+934	96.88	96.88	96.47	0.00	0.41
14+937	96.87	96.87	96.58	0.00	0.29
14+941	96.86	96.86	96.52	0.00	0.34
14+944	96.81	96.81	96.54	0.00	0.27
14+945	96.79	96.79	96.53	0.00	0.26
14+958	96.59	96.59	95.88	0.00	0.71
14+978	96.45	96.45	96.07	0.00	0.38

Fuente: Elaboración propia.

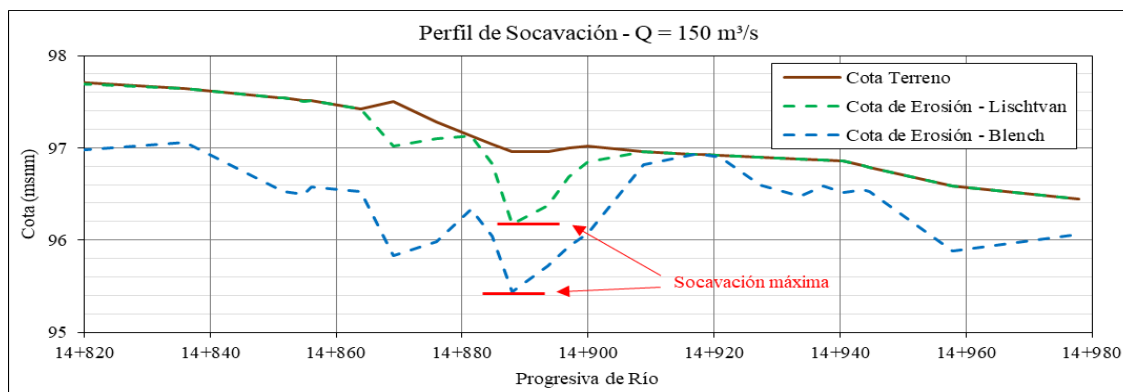


Figura 31. Perfil de socavación para situación actual – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$.

Progresiva	Cota de Terreno (msnm)	Cota de Erosión (msnm)		Socavación (m)	
		Lischtvan Levediev	Blench	Lischtvan Levediev	Blench
14+816	97.72	96.32	97.72	1.40	0.00
14+836	97.64	97.59	97.21	0.05	0.43
14+851	97.54	96.58	95.88	0.96	1.66
14+852	97.54	96.57	95.86	0.97	1.68
14+855	97.51	96.45	95.97	1.06	1.54
14+856	97.51	96.52	96.07	0.99	1.44
14+864	97.42	96.77	95.96	0.65	1.46
14+869	97.50	95.68	95.00	1.82	2.50
14+876	97.28	95.79	95.04	1.49	2.24
14+881	97.13	96.27	95.63	0.86	1.50
14+885	97.04	95.80	95.13	1.24	1.91
14+888	96.96	94.97	95.40	1.99	1.56
14+894	96.96	95.65	95.69	1.31	1.27
14+897	97.00	96.30	95.58	0.70	1.42
14+900	97.02	96.53	95.66	0.49	1.36
14+909	96.96	96.96	96.96	0.00	0.00
14+917	96.93	96.93	96.93	0.00	0.00
14+918	96.93	96.93	96.93	0.00	0.00
14+921	96.92	96.92	96.92	0.00	0.00
14+927	96.90	96.90	96.90	0.00	0.00
14+934	96.88	96.88	96.88	0.00	0.00
14+937	96.87	96.87	96.77	0.00	0.10
14+941	96.86	96.86	96.70	0.00	0.16
14+944	96.81	96.81	96.81	0.00	0.00
14+945	96.79	96.79	96.79	0.00	0.00
14+958	96.59	96.59	96.10	0.00	0.49
14+978	96.45	96.45	96.05	0.00	0.40

Fuente: Elaboración propia.

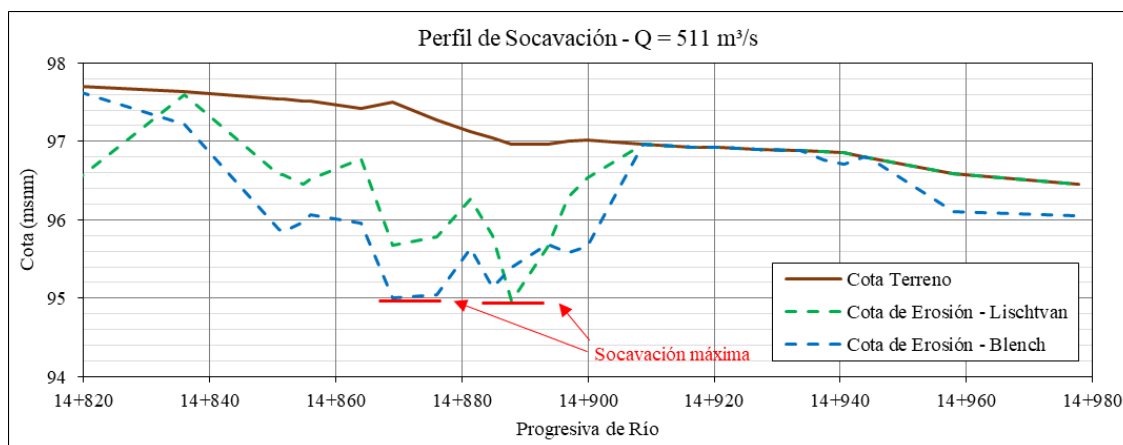


Figura 32. Perfil de socavación para situación actual – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

El análisis mediante ecuaciones empíricas se rige a la estimación de erosión máxima potencial, no estima valores de sedimentación. En los casos donde se obtiene socavación igual a 0.00 m, estos puede tratar de zonas de sedimentación o sin modificación sobre el lecho del cauce.

4.1.2 Análisis de Socavación en Situación con Defensas Ribereñas

Tabla 12. Resumen de resultados empíricos de socavación máxima – Situación con defensas ribereñas.

Caudal (m^3/s)	Metodología				
	Lischvan Levediev	Blench	Lacey (*)	Kellerhals (*)	Maza y Echevarria (*)
150	1.16	1.68	0.00	0.00	0.00
511	1.78	2.25	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

Nota: (*) Esta metodología resulta nula; no aplicable para la zona de estudio.

Tabla 13. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$.

Progresiva	Cota de Terreno (msnm)	Cota de Erosión (msnm)		Socavación (m)	
		Lischvan Levediev	Blench	Lischvan Levediev	Blench
14+816	97.72	97.72	97.17	0.00	0.55
14+836	97.64	97.64	97.27	0.00	0.37
14+851	97.49	97.49	96.70	0.00	0.79
14+852	97.48	97.40	96.58	0.08	0.90
14+855	97.45	97.43	96.64	0.02	0.81
14+856	97.43	97.43	96.72	0.00	0.71

Progresiva	Cota de Terreno (msnm)	Cota de Erosión (msnm)		Socavación (m)	
		Lischtvan Levediev	Blench	Lischtvan Levediev	Blench
14+859	97.38	97.38	96.79	0.00	0.59
14+862	97.33	97.33	96.78	0.00	0.55
14+864	97.31	97.31	96.58	0.00	0.73
14+871	97.21	96.33	95.64	0.88	1.57
14+878	97.10	96.87	96.01	0.23	1.09
14+881	97.04	97.04	96.32	0.00	0.72
14+885	96.99	96.51	95.90	0.48	1.09
14+890	96.92	95.76	95.24	1.16	1.68
14+894	96.91	96.12	95.57	0.79	1.34
14+897	96.90	96.34	95.76	0.56	1.14
14+900	96.89	96.45	95.85	0.44	1.04
14+912	96.86	96.86	96.86	0.00	0.00
14+917	96.84	96.84	96.84	0.00	0.00
14+918	96.83	96.83	96.83	0.00	0.00
14+921	96.82	96.82	96.80	0.00	0.02
14+922	96.82	96.82	96.66	0.00	0.16
14+926	96.81	96.81	96.60	0.00	0.21
14+928	96.81	96.81	96.64	0.00	0.17
14+934	96.80	96.80	96.57	0.00	0.23
14+937	96.79	96.79	96.55	0.00	0.24
14+941	96.78	96.78	96.54	0.00	0.24
14+944	96.77	96.77	96.54	0.00	0.23
14+945	96.76	96.76	96.62	0.00	0.14
14+958	96.59	96.59	96.55	0.00	0.24
14+978	96.45	96.45	96.54	0.00	0.24

Fuente: Elaboración propia.

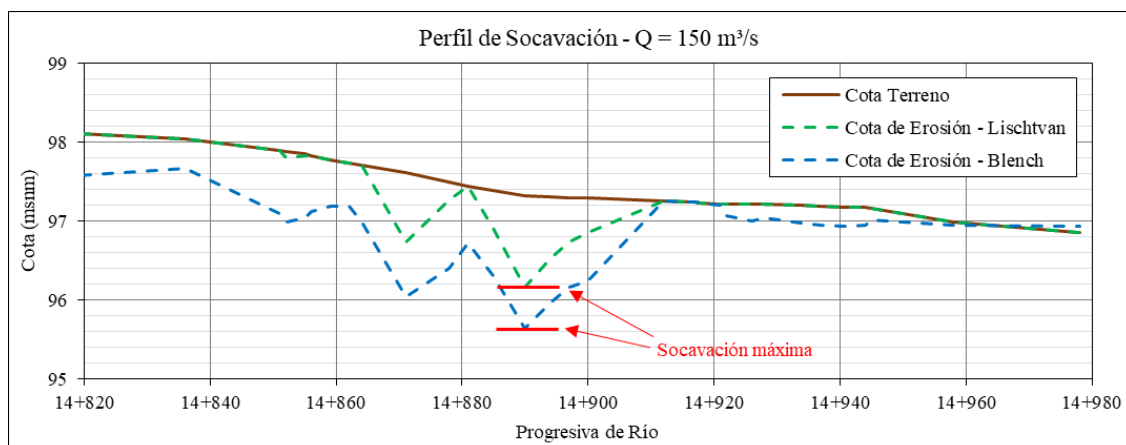


Figura 33. Perfil de socavación para situación con defensas ribereñas – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. Socavación por metodologías empíricas para situación actual – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$.

Progresiva	Cota de Terreno (msnm)	Cota de Erosión (msnm)		Socavación (m)	
		Lischtván Levediev	Blench	Lischtván Levediev	Blench
14+816	97.72	97.34	97.72	0.38	0.00
14+836	97.64	97.64	97.37	0.00	0.27
14+851	97.49	97.35	96.01	0.14	1.48
14+852	97.48	97.15	95.94	0.33	1.54
14+855	97.45	97.13	96.12	0.32	1.33
14+856	97.43	97.25	96.23	0.18	1.20
14+859	97.38	97.38	96.39	0.00	0.99
14+862	97.33	97.33	96.16	0.00	1.17
14+864	97.31	97.31	96.06	0.00	1.25
14+871	97.21	95.43	94.96	1.78	2.25
14+878	97.10	96.24	95.21	0.86	1.89
14+881	97.04	96.79	95.72	0.25	1.32
14+885	96.99	96.21	95.13	0.78	1.86
14+890	96.92	95.73	95.42	1.19	1.50
14+894	96.91	96.21	95.69	0.70	1.22
14+897	96.90	96.71	95.57	0.19	1.33
14+900	96.89	96.86	95.64	0.03	1.25
14+912	96.86	96.86	96.86	0.00	0.00
14+917	96.84	96.84	96.84	0.00	0.00
14+918	96.83	96.83	96.83	0.00	0.00
14+921	96.82	96.82	96.82	0.00	0.00
14+922	96.82	96.82	96.82	0.00	0.00
14+926	96.81	96.81	96.81	0.00	0.00
14+928	96.81	96.81	96.81	0.00	0.00

Progresiva	Cota de Terreno (msnm)	Cota de Erosión (msnm)		Socavación (m)	
		Lischtvan Levediev	Blench	Lischtvan Levediev	Blench
14+934	96.80	96.80	96.80	0.00	0.00
14+937	96.79	96.79	96.79	0.00	0.00
14+941	96.78	96.78	96.72	0.00	0.06
14+944	96.77	96.77	96.77	0.00	0.00
14+945	96.76	96.76	96.76	0.00	0.00
14+958	96.59	96.59	96.10	0.00	0.49
14+978	96.45	96.45	96.05	0.00	0.40

Fuente: Elaboración propia.

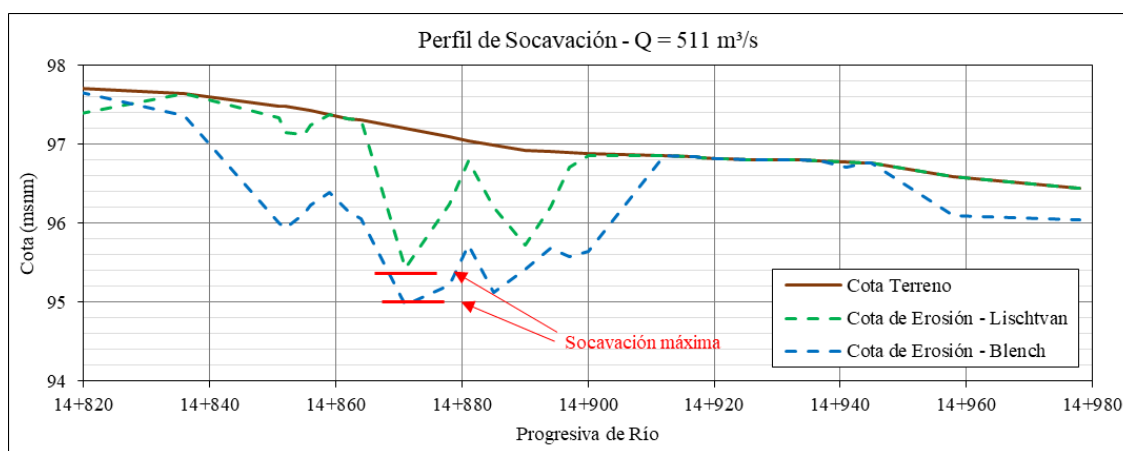


Figura 34. Perfil de socavación para situación con defensas ribereñas – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

4.1.3 Análisis Comparativo de Situación Actual y Situación con Defensas Ribereñas

Según la formulación empírica de Lischtvan Levediev, considera como la más representativa, la Tabla 15 muestra los resultados obtenidos en la situación existente y la situación con defensa de ribera proyectada en el Río Rímac del Sector de Zarumilla. De los resultados, la intervención dentro del cauce genera incrementos en la socavación debido a la variación de los parámetros hidráulicos que contribuyen a la alteración del fenómeno.

Tabla 15. Resumen comparativo de resultados empíricos de socavación máxima.

Progresiva	Situación Actual		Situación con Defensas Ribereñas	
	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s
14+516	2.88	2.67	2.84	2.70
14+536	3.17	2.80	3.13	2.84
14+556	3.44	2.95	3.38	3.00
14+576	3.62	2.84	3.54	2.9
14+596	3.90	2.67	3.76	2.77
14+616	3.85	2.77	3.66	2.91
14+636	4.51	2.31	3.76	2.76
14+656	3.84	2.15	3.10	2.66
14+676	3.18	2.28	2.58	2.79
14+696	3.00	2.26	2.39	2.80
14+716	2.75	2.20	2.14	2.67
14+736	2.55	2.23	1.98	2.88
14+756	2.26	2.23	1.72	2.81
14+776	2.32	2.37	1.76	3.04
14+796	2.66	2.74	2.06	3.49
14+816	3.56	3.10	2.73	4.01
14+836	3.15	3.33	2.45	4.21
14+851	3.49	3.27	2.65	4.50
14+852	3.55	3.25	2.99	4.40
14+855	3.73	3.20	3.51	4.22
14+856	3.58	3.17	3.52	4.22
14+864	3.55	3.20	3.7	4.16
14+869	4.12	3.02	4.00	3.88
14+876	3.69	3.27	3.63	4.13
14+881	3.33	3.40	3.45	4.26
14+885	3.73	3.17	3.87	4.14
14+888	4.42	2.91	5.29	3.41
14+894	4.22	2.90	5.58	3.18
14+897	3.90	2.98	6.16	2.68
14+900	3.71	3.02	6.01	3.30
14+909	2.49	3.51	2.81	3.71
14+917	2.34	3.55	2.73	3.72
14+918	2.40	3.53	2.73	3.71
14+921	2.47	3.46	3.12	3.57
14+927	3.00	3.00	3.60	3.09
14+934	3.09	2.98	3.57	2.94
14+937	2.70	3.34	3.25	3.34

Progresiva	Situación Actual		Situación con Defensas Ribereñas	
	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s
14+941	2.75	3.34	3.32	3.32
14+944	2.63	3.47	2.87	3.50
14+945	2.62	3.50	2.62	3.50

Fuente: Elaboración propia.

4.2 Erosión Máxima Potencial con Iber

Las simulaciones del flujo fueron desarrolladas considerando los caudales descritos anteriormente. Se consideró un único patrón de movimiento a lo largo de la zona de estudio del río Rímac.

4.2.1 Análisis de Socavación en Situación Actual

4.2.1.1 Resultados para un Caudal de 150 m³/s

De la simulación del caudal de 150 m³/s, caudal máximo frecuente, se obtiene la huella de inundación máxima. Como resultado de la simulación de la evolución de la onda de crecida a lo largo del tiempo de simulación, se obtiene tirantes máximos, velocidades máximas, tensión de fondo, cota de fondo y erosión.

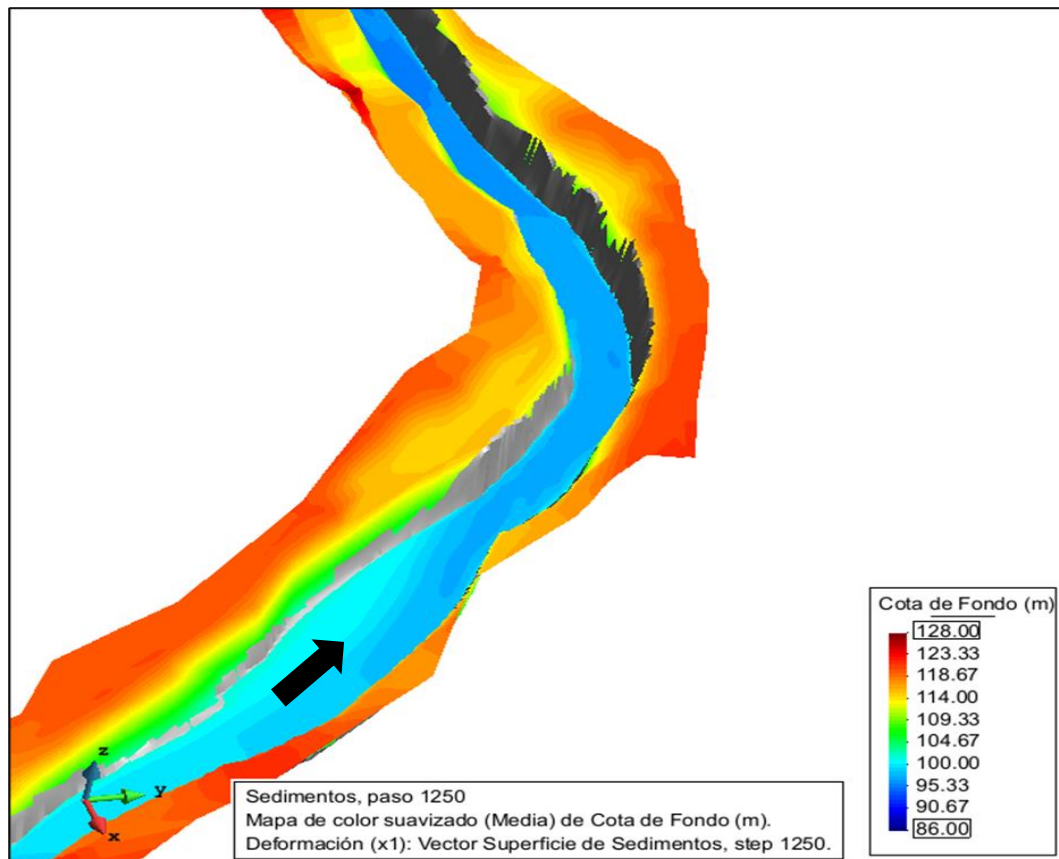


Figura 35. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 36 expone el tramo analizado cuando el nivel de agua cubre en su totalidad la curva para un caudal de $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Además, se muestra la variación del tirante desde aguas arriba hacia aguas abajo de la curva: aguas arriba no presenta sobreelevación ni a lo largo del tramo curvo. El valor mínimo es de 2.76 m a la salida del tramo y el máximo de tirante de agua es de 3.76 m en la entrada del tramo.

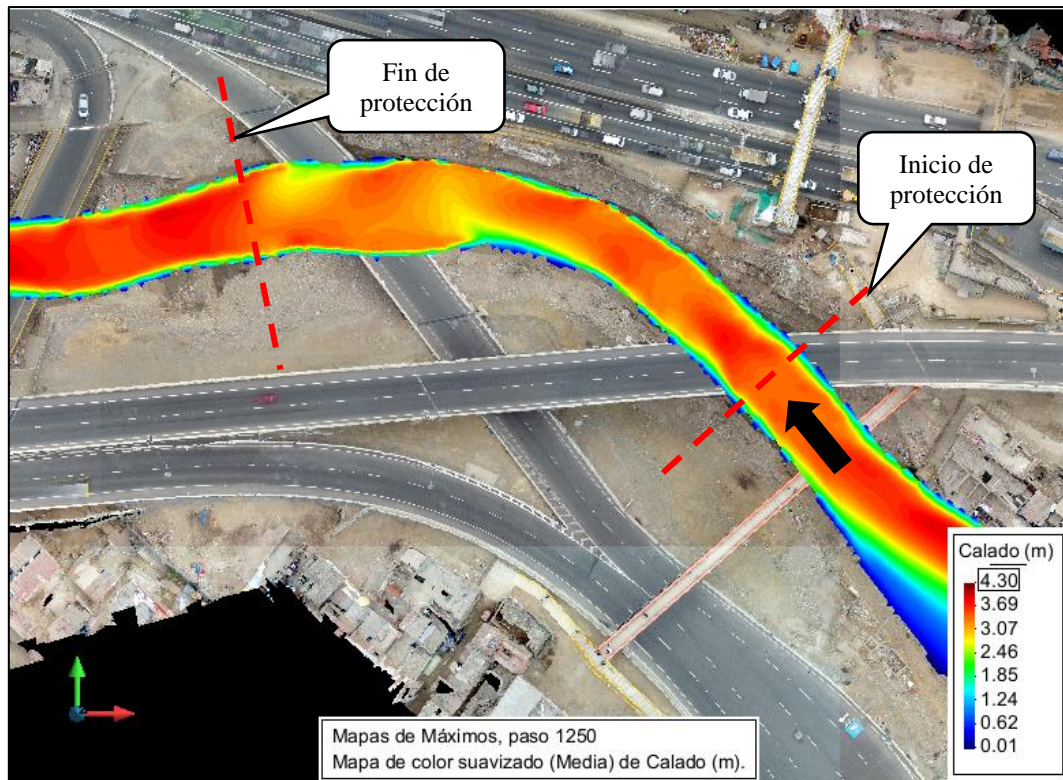


Figura 36. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 37 expone el área de estudio y se muestra la distribución espacial de la velocidad: al inicio del tramo curvo presenta un valor mínimo de 3.9 m/s, mientras que el valor máximo de velocidad es de 5.2 m/s en el centro del tramo curvo.

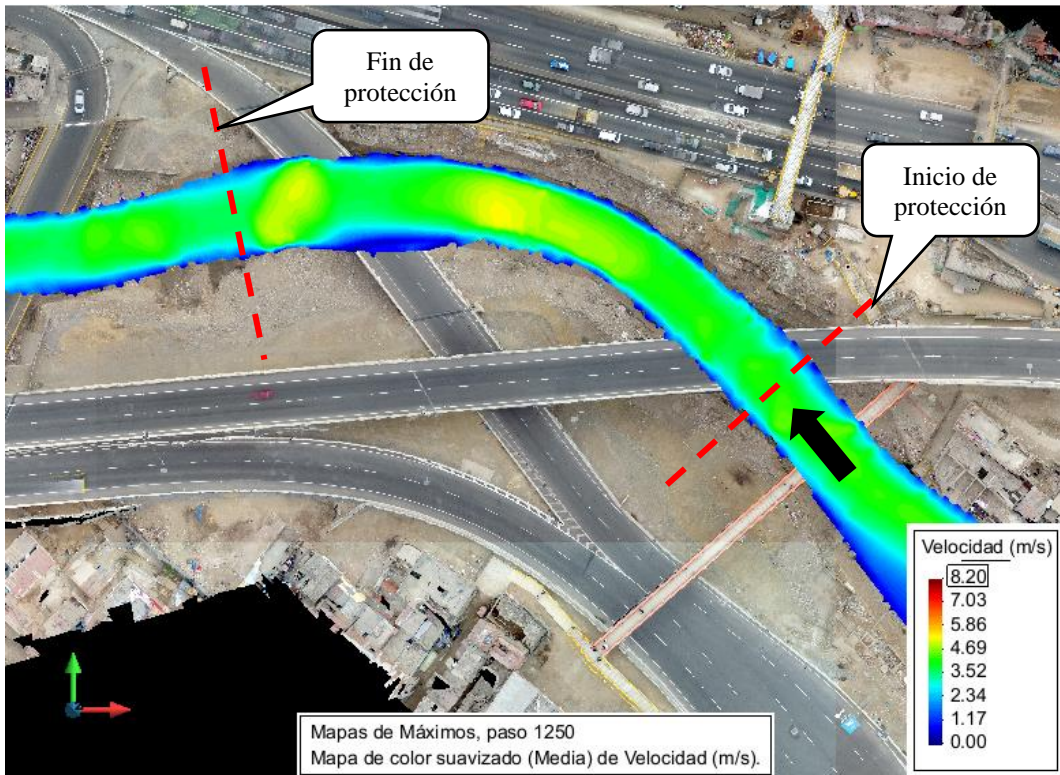


Figura 37. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 38 expone la distribución espacial de la tensión de fondo sobre el tramo analizado. En el centro del tramo curvo presenta un valor máximo de 466 N/m², pero en la entrada y salida presenta los valores mínimos, aproximadamente 305 N/m².

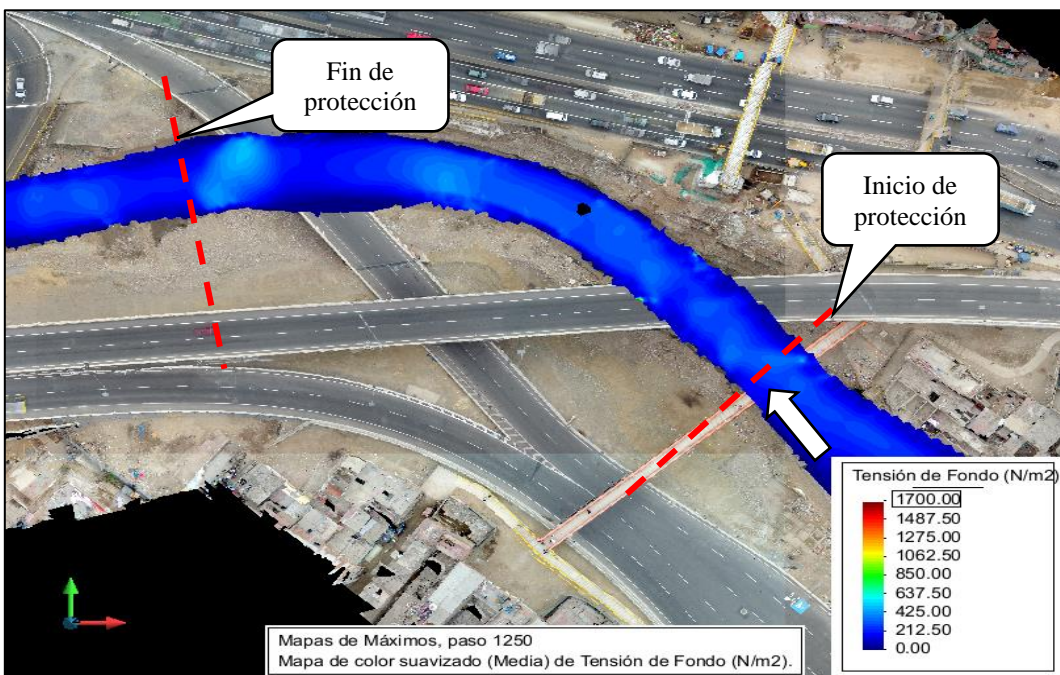


Figura 38. Variación de la tensión en el fondo (N/m²) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 39 y Figura 40 exponen la distribución espacial de la erosión y sedimentación, respectivamente. Luego que la onda transita se forma una erosión máxima en el centro del tramo curvo de 1.20 m al pie de talud (margen izquierda) y en el centro 0.6 m.

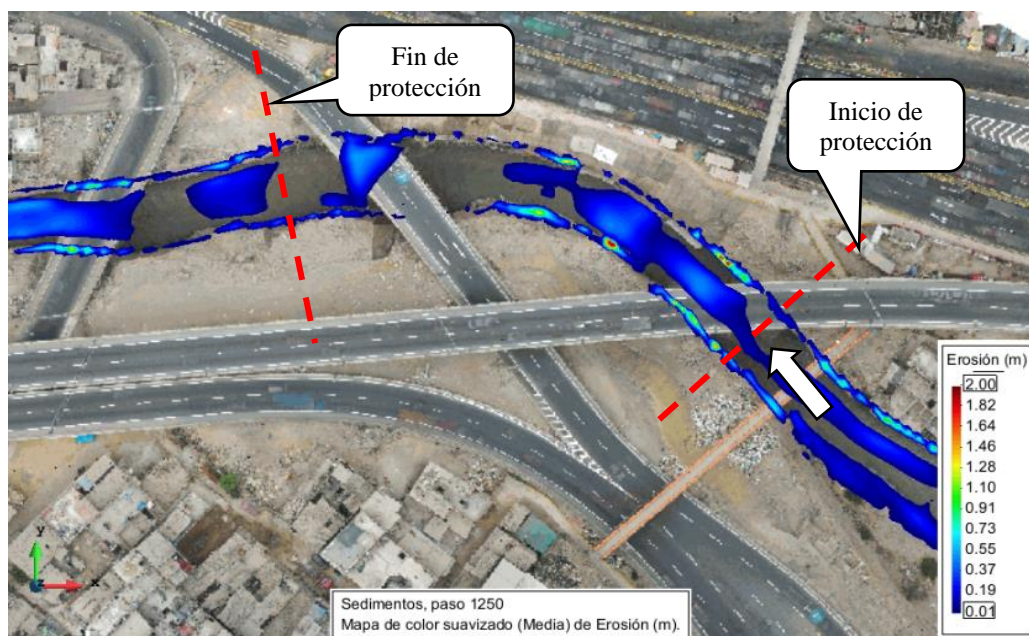


Figura 39. Variación de la erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

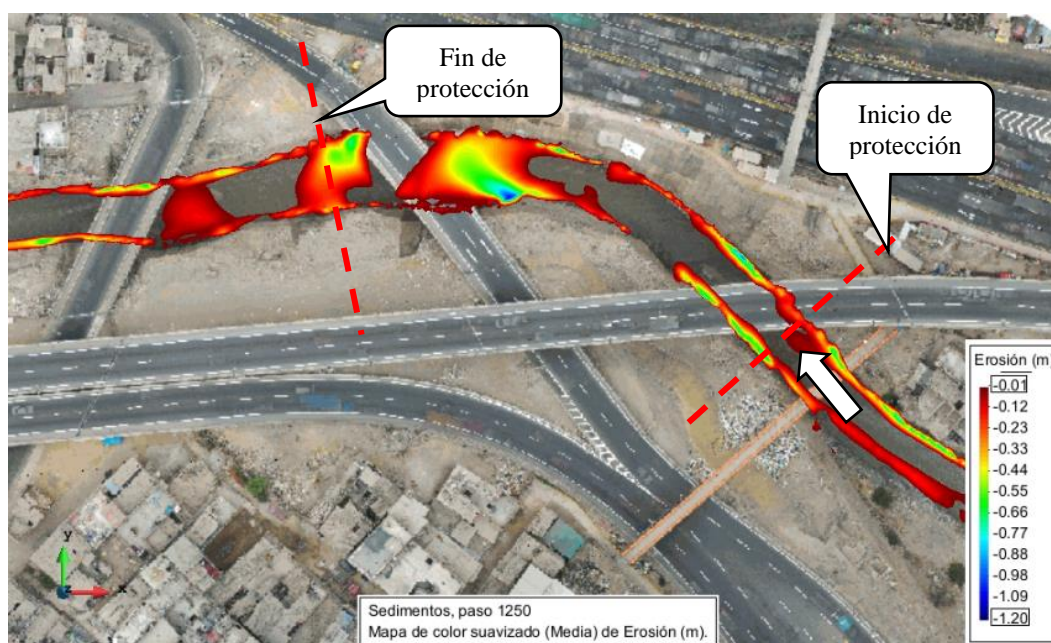


Figura 40. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, en la Figura 41 se observan los valores de tirante máximo en el cauce para un caudal máximo frecuente de $150 \text{ m}^3/\text{s}$; la Figura 42 corresponde a los valores de velocidad

máxima; la Figura 43 muestra los valores de tensión de fondo; en la Figura 44 y Figura 45 se tienen los valores de erosión y sedimentación respectivamente.

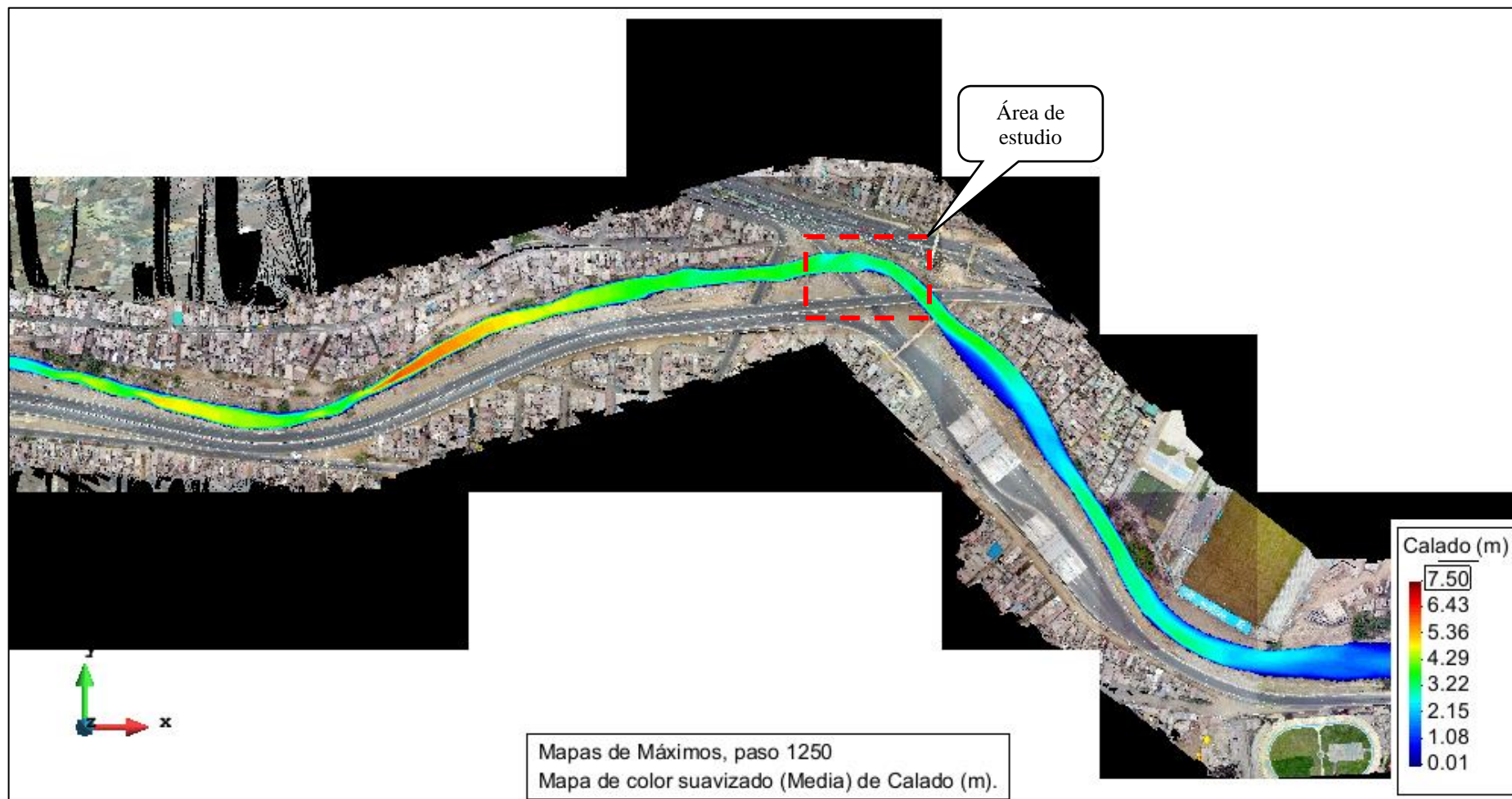


Figura 41. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

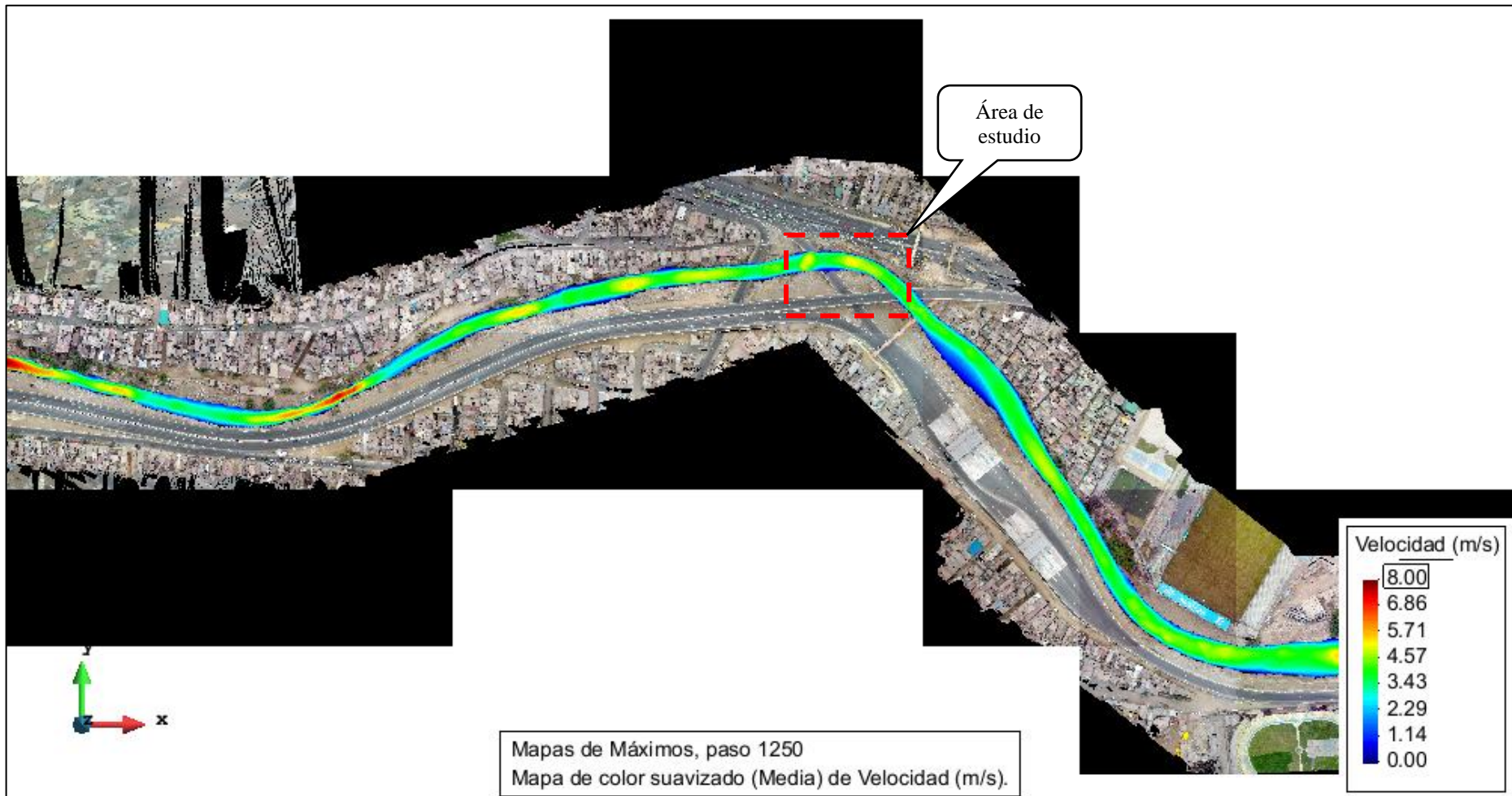


Figura 42. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

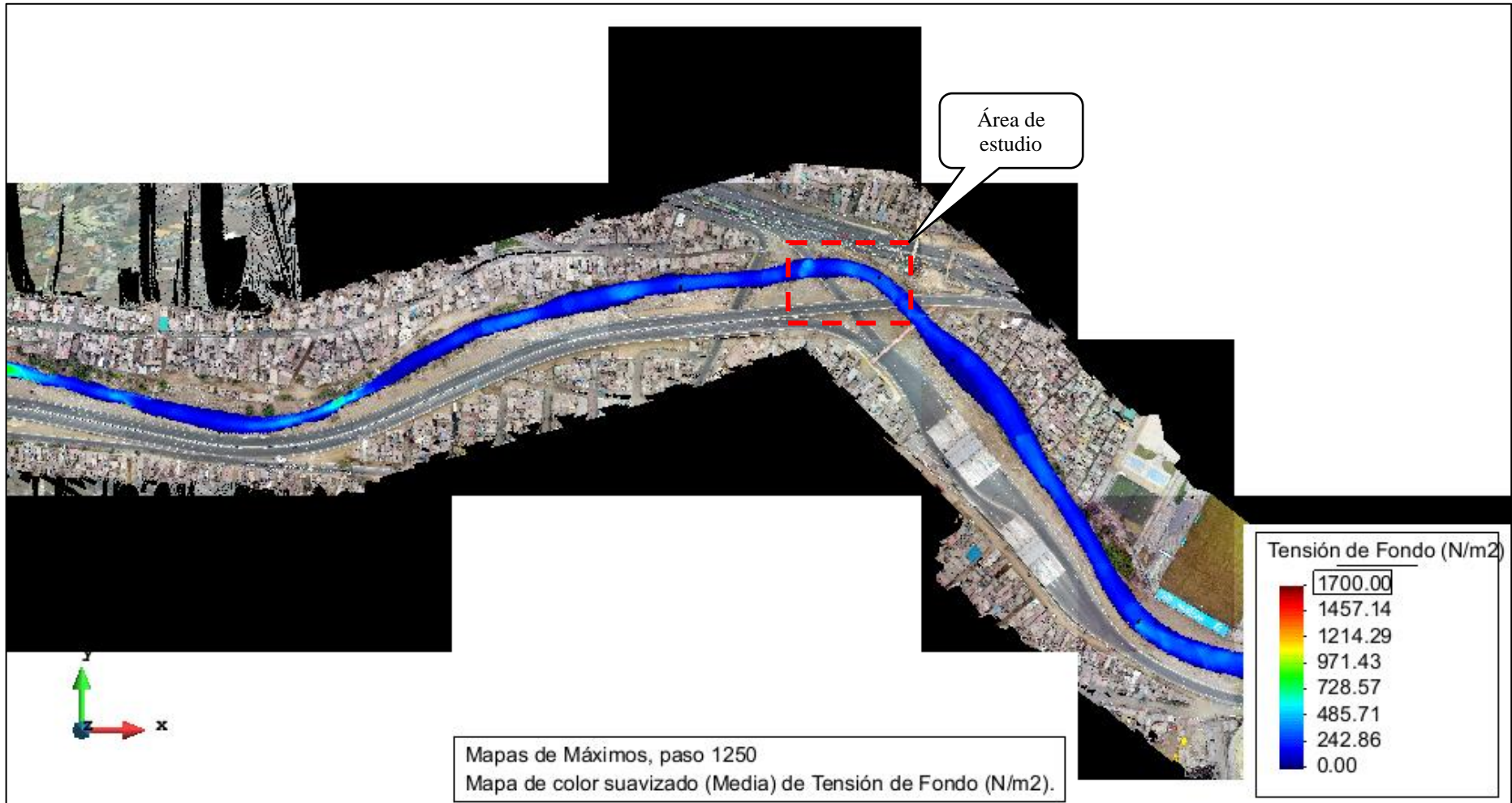


Figura 43. Variación de tensión de fondo (N/m²) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

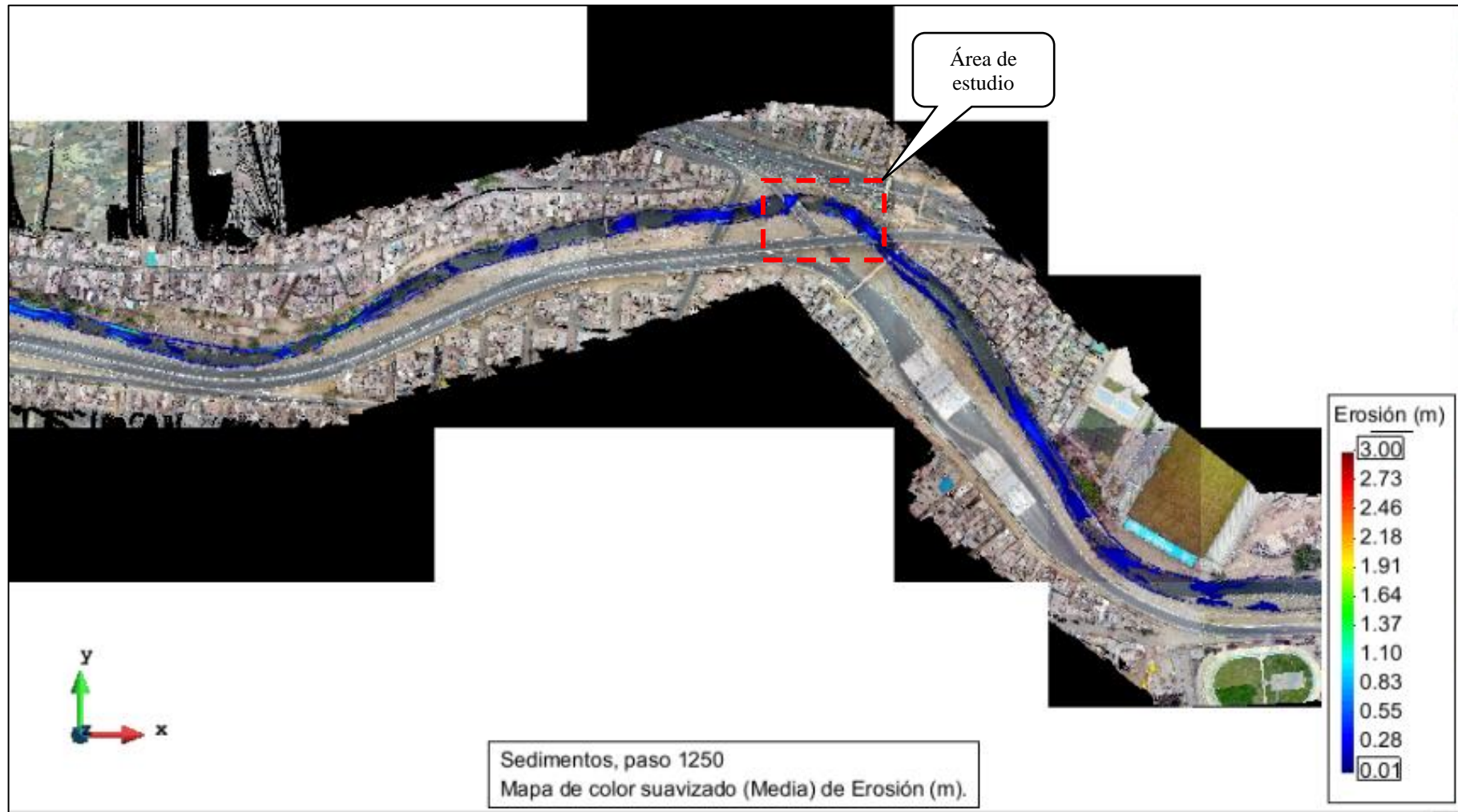


Figura 44. Variación de erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

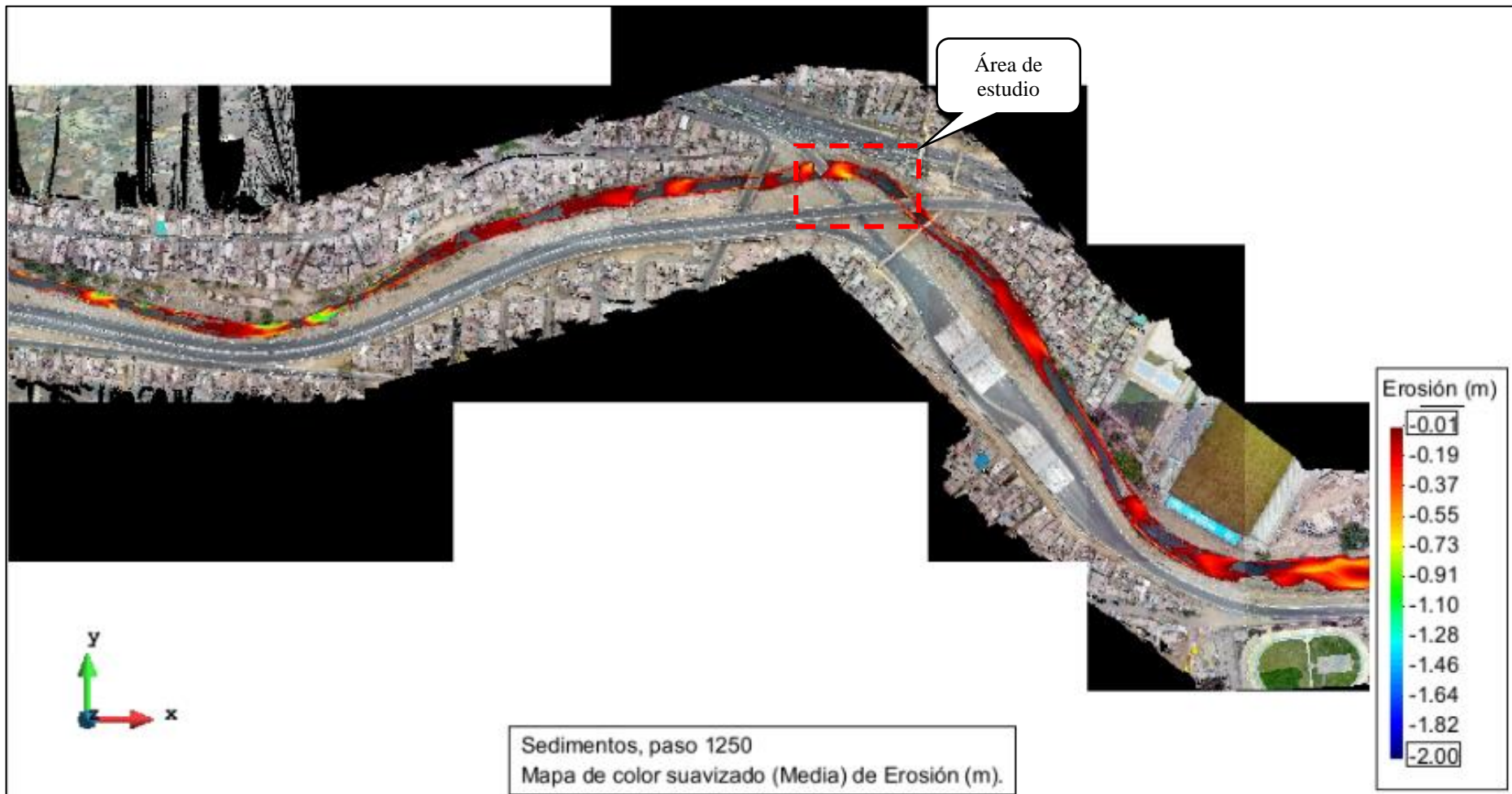


Figura 45. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.2 Resultados para un Caudal de 511 m³/s

De la simulación del caudal de 511 m³/s, caudal máximo frecuente, se obtiene la huella de inundación máxima. Como resultado de la simulación de la evolución de la onda de crecida a lo largo del tiempo de simulación, se obtiene tirantes máximos, velocidades máximas, tensión de fondo, cota de fondo y erosión.

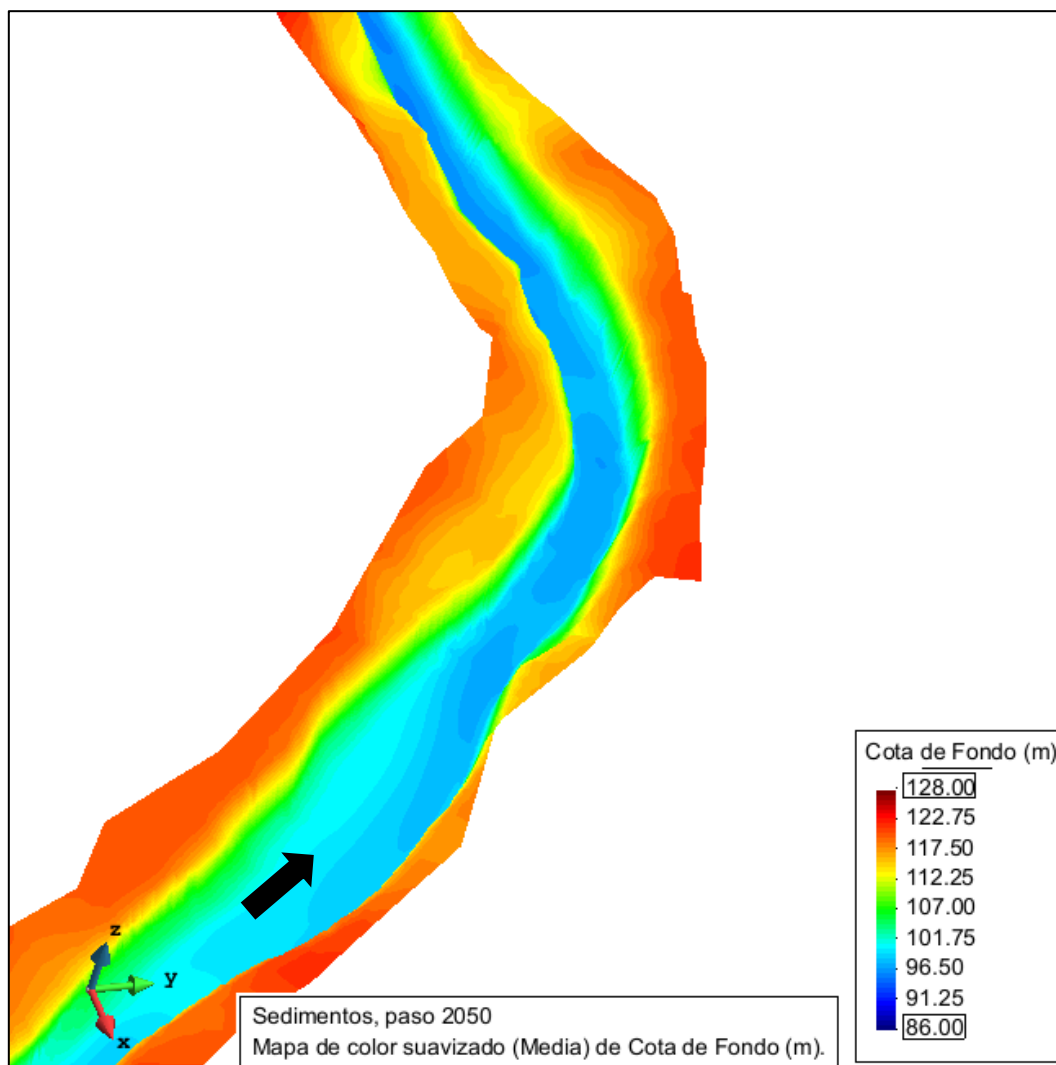


Figura 46. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 47 expone el tramo analizado cuando el nivel de agua cubre en su totalidad la curva para un caudal de 511 m³/s. Además, se muestra la variación del tirante desde aguas arriba hacia aguas abajo de la curva: aguas arriba no presenta sobreelevación ni a lo largo del

tramo curvo. El valor mínimo es de 6.90 m a la salida del tramo y el máximo tirante de agua es de 8.50 m en la entrada del tramo.

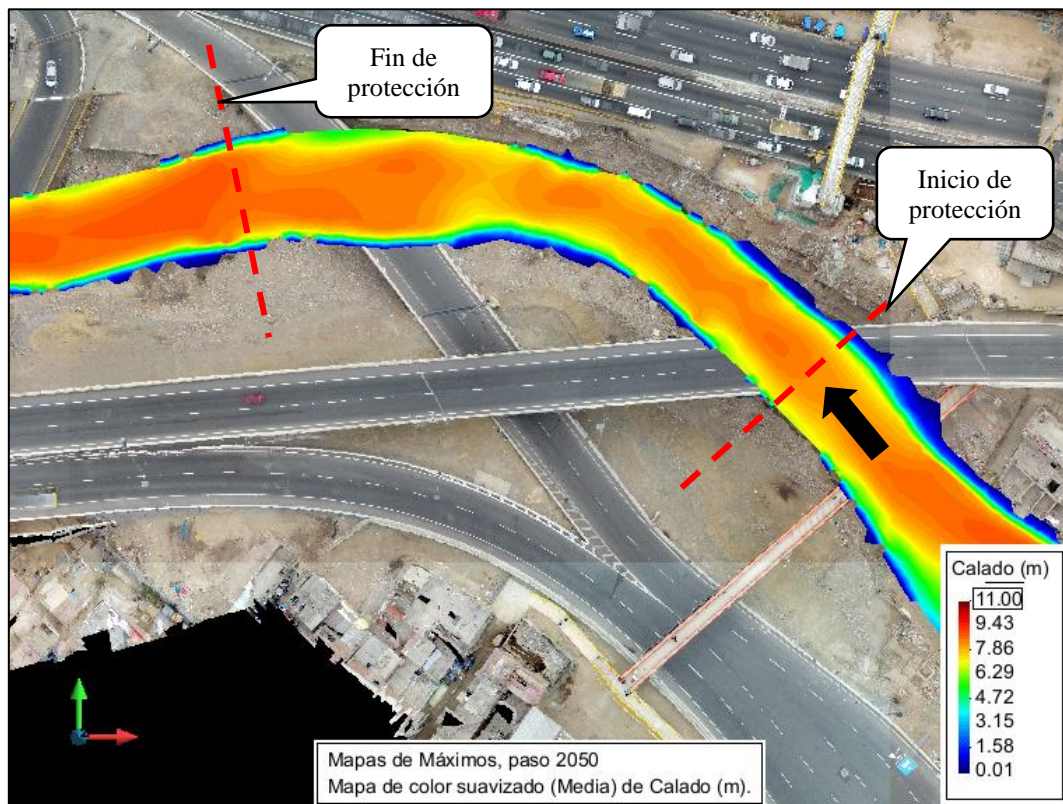


Figura 47. Variación del tirante (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 48 expone el área de estudio y se muestra la distribución espacial de la velocidad: al inicio del tramo curvo presenta un valor mínimo de 5.75 m/s, mientras que el valor máximo de velocidad es de 7.60 m/s en el centro del tramo curvo.

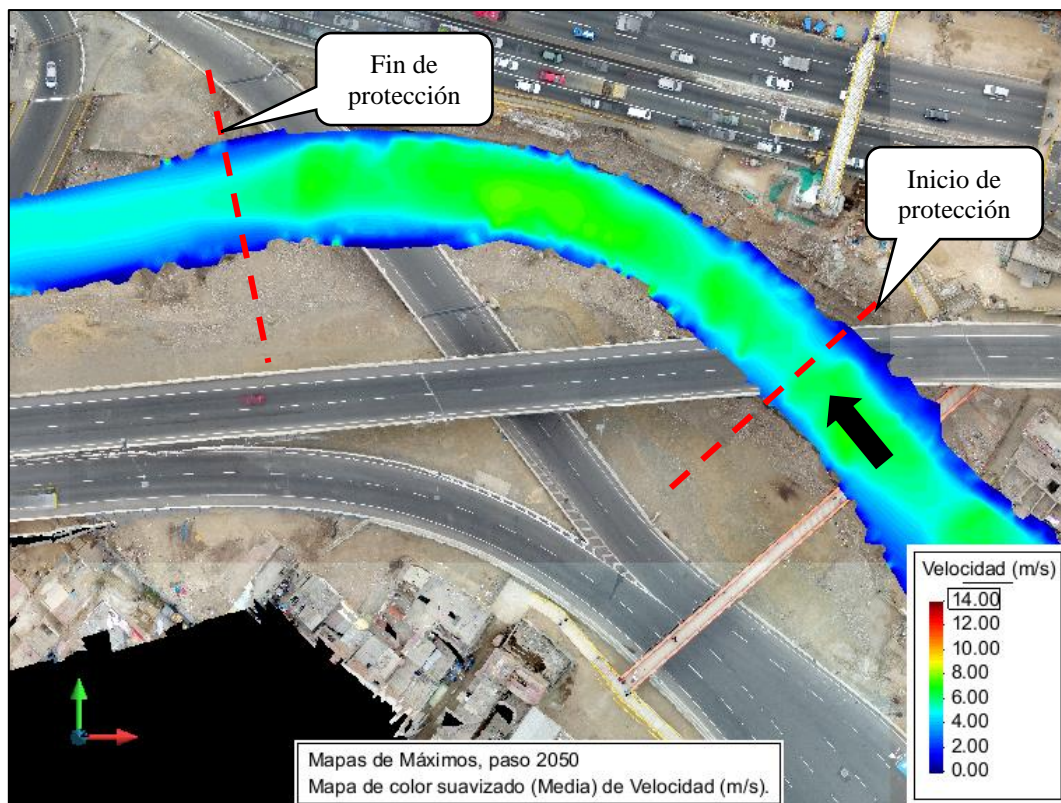


Figura 48. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 49 expone la distribución espacial de la tensión de fondo sobre el tramo analizado. En el centro del tramo curvo presenta un valor máximo de 1628 N/m^2 , pero en la entrada y salida presenta los valores mínimos, aproximadamente 500 N/m^2 .

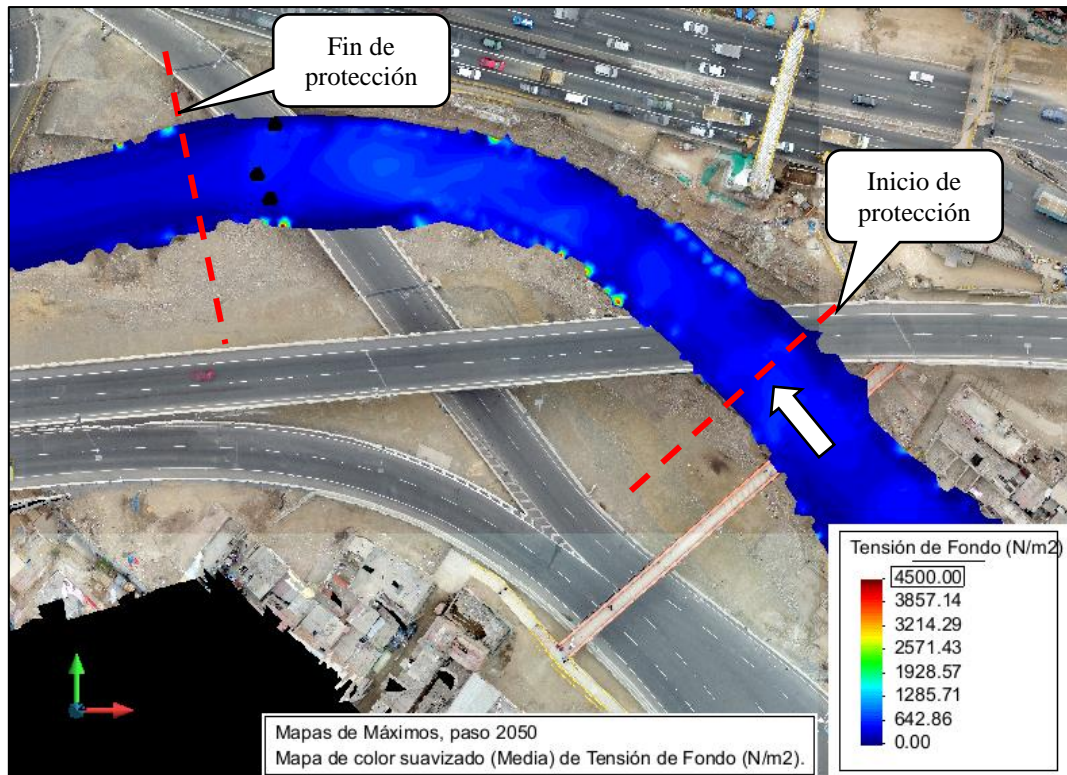


Figura 49. Variación de la tensión en el fondo (N/m²) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 50 y la Figura 51 expone la distribución espacial de la erosión y sedimentación, respectivamente. Luego que la onda transita se forma una erosión máxima en el centro del tramo curvo de 3.00 m al pie de talud (margen izquierda) y en el centro 0.80 m.

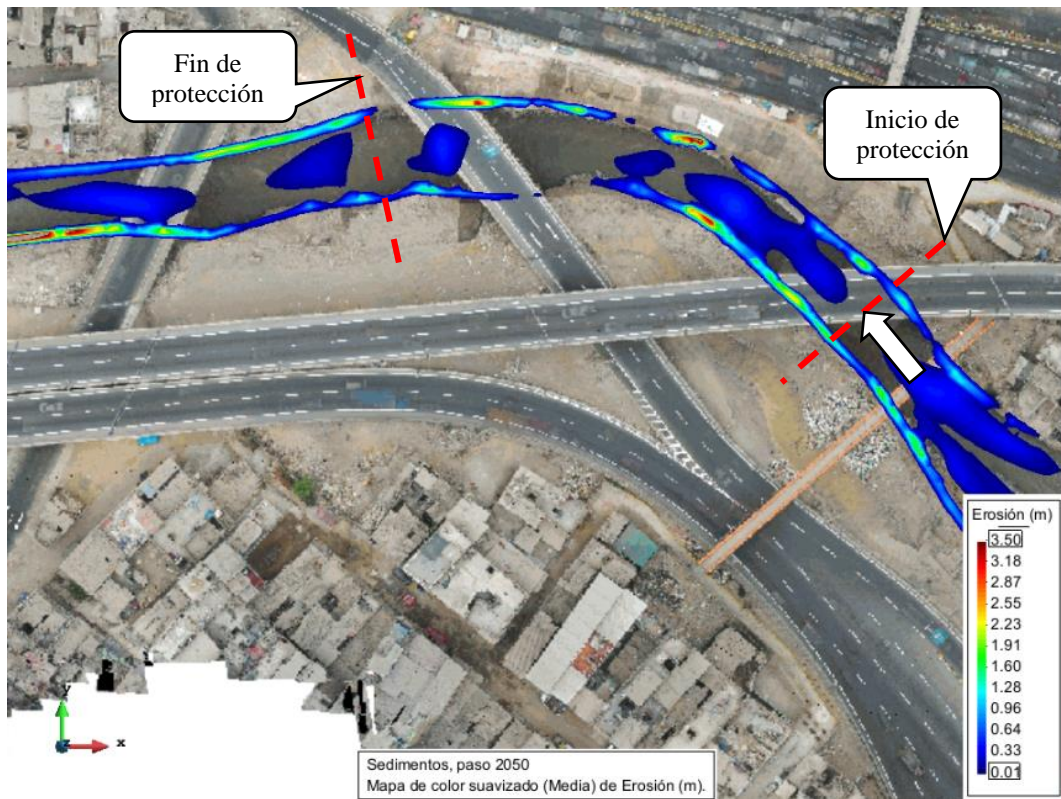


Figura 50. Variación de la erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

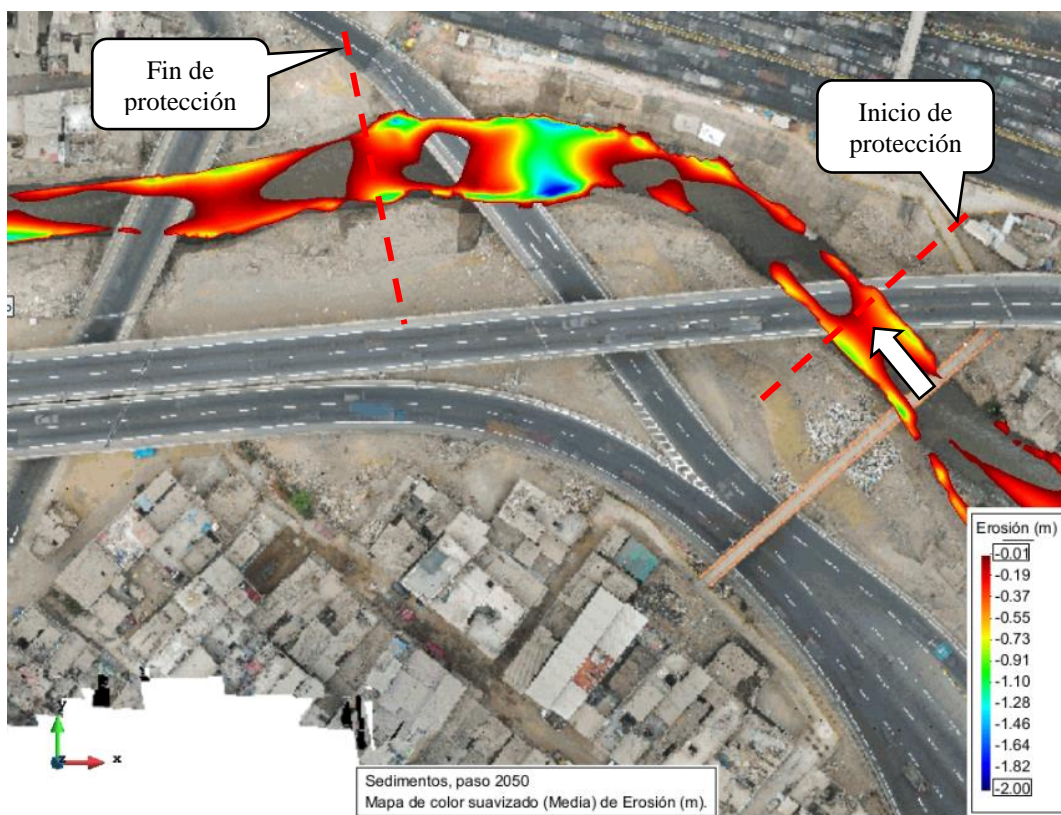


Figura 51. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, en la Figura 52 se observan los valores de tirante máximo en el cauce para un caudal de $511 \text{ m}^3/\text{s}$; la Figura 53 corresponde a los valores de velocidad máxima; la Figura 54 muestra los valores de tensión de fondo; en la Figura 55 y Figura 56 se tienen los valores de erosión y sedimentación respectivamente.

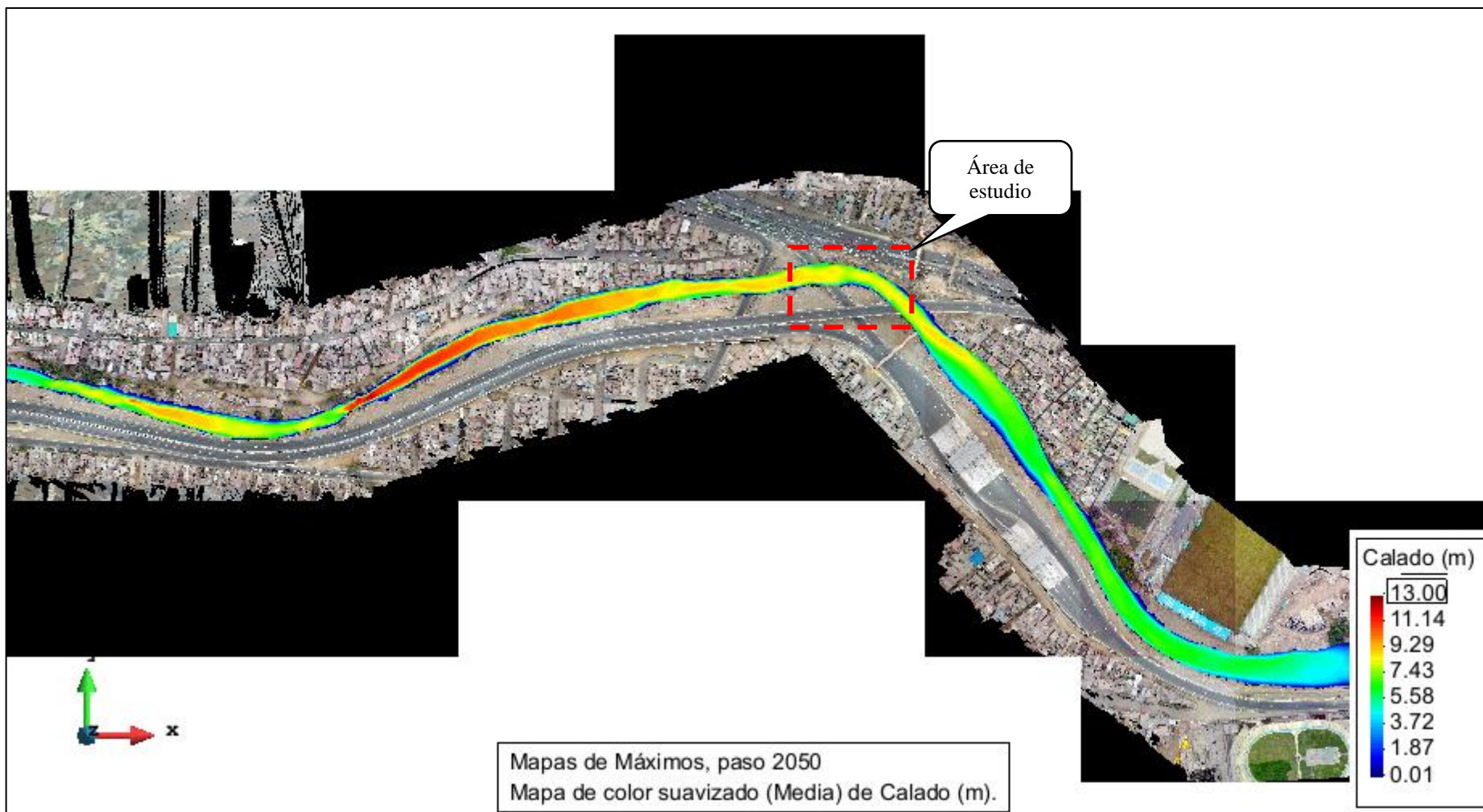


Figura 52. Variación del tirante (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

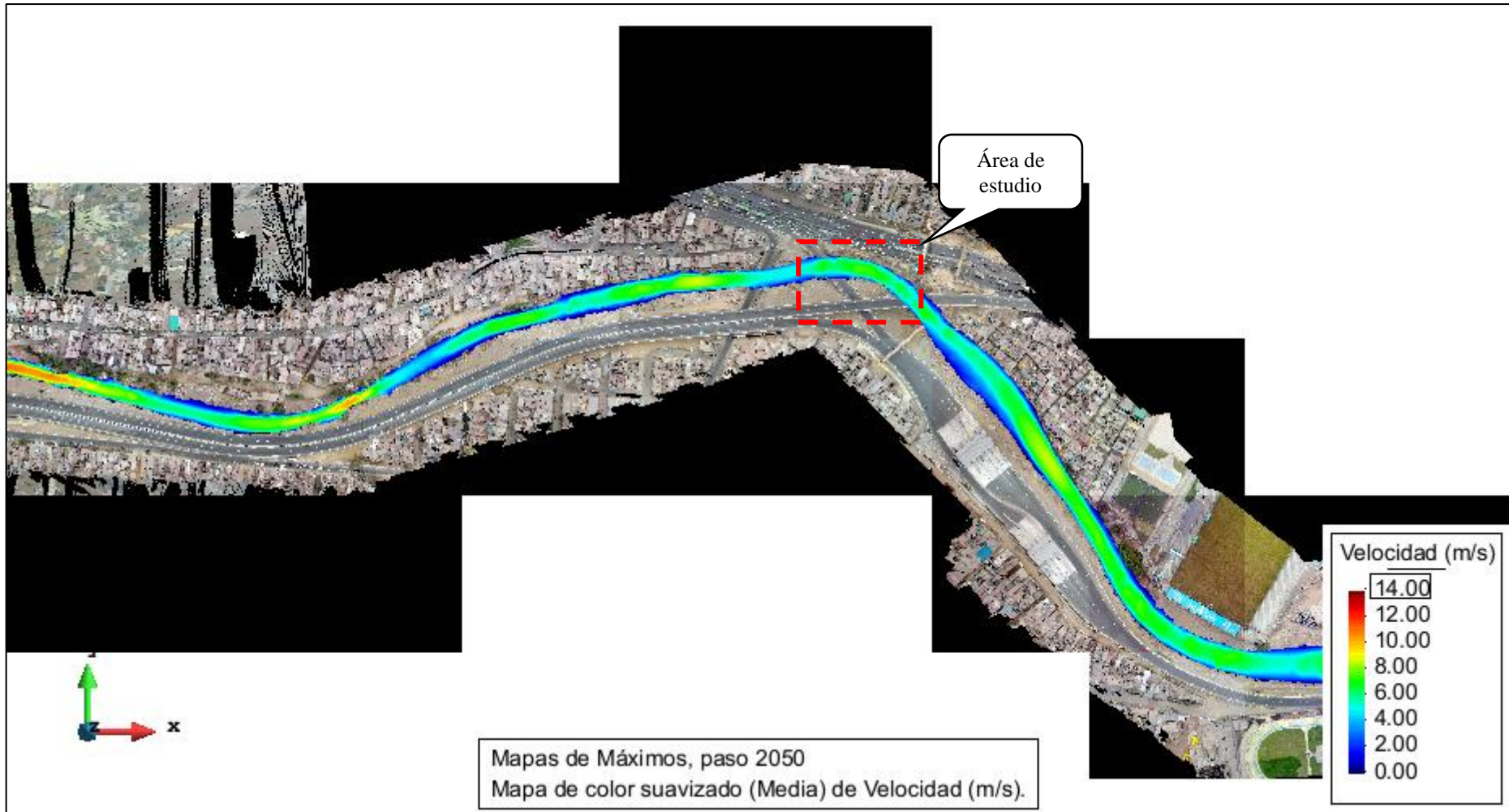


Figura 53. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

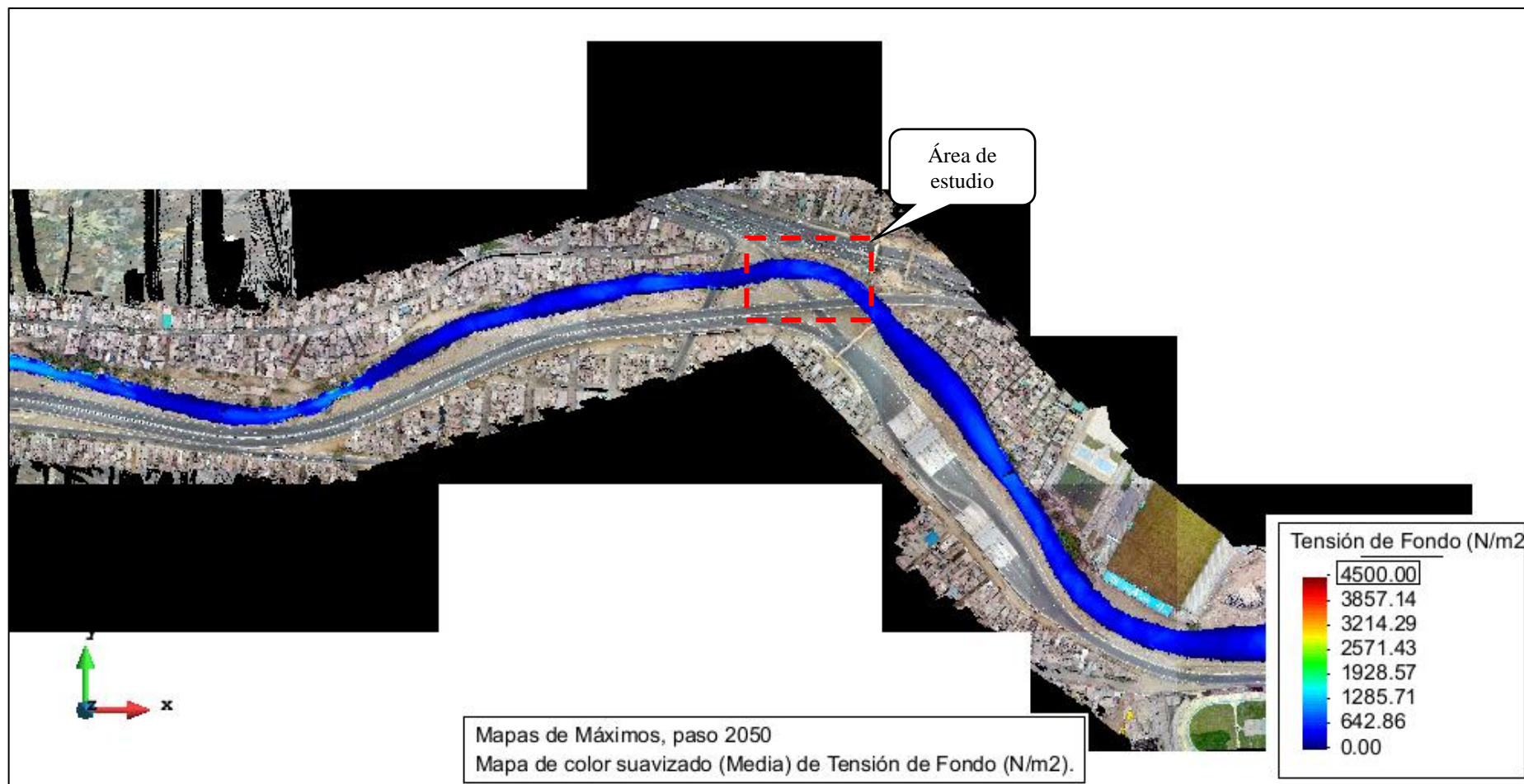


Figura 54. Variación de tensión de fondo (N/m²) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

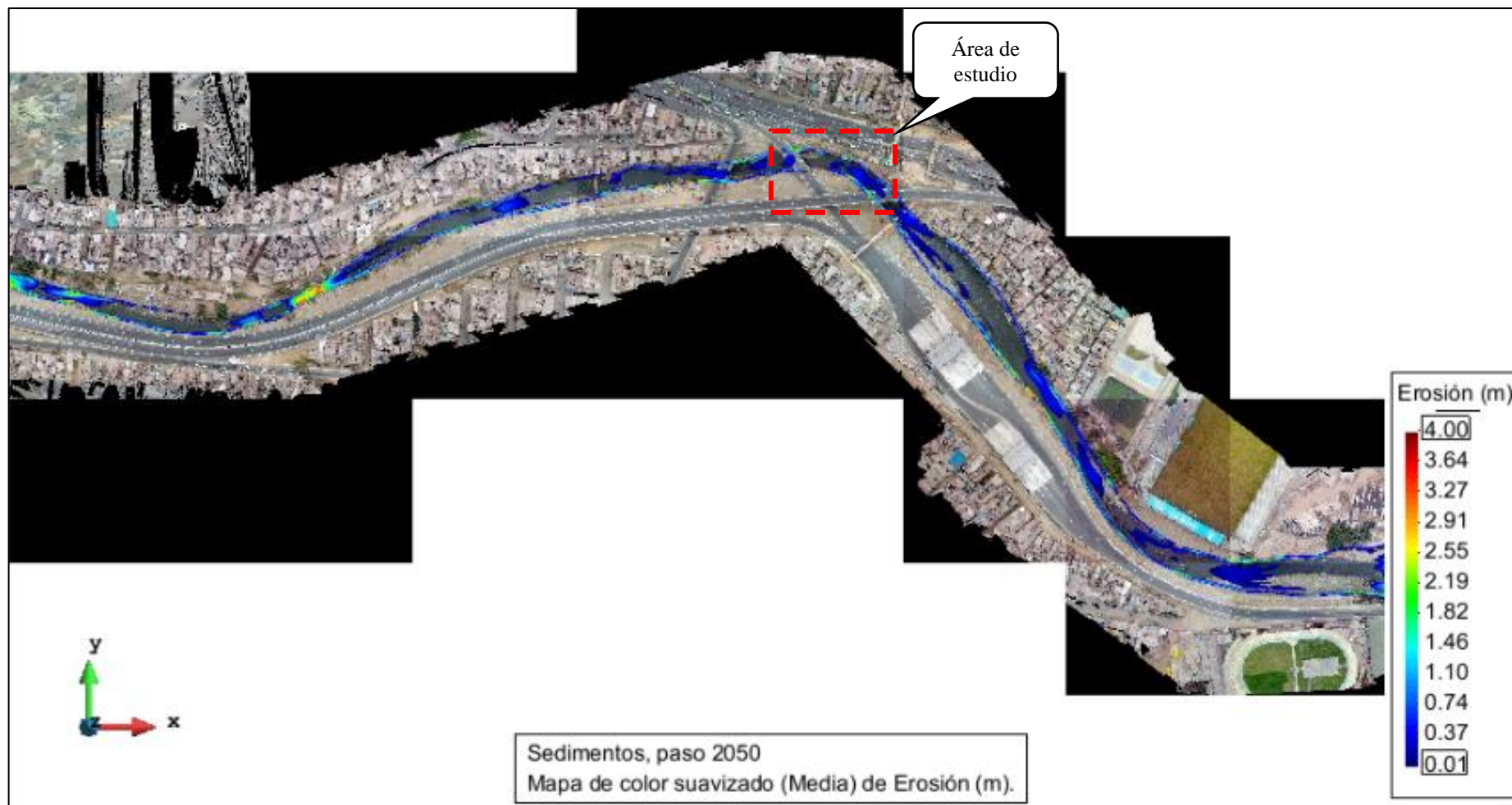


Figura 55. Variación de erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

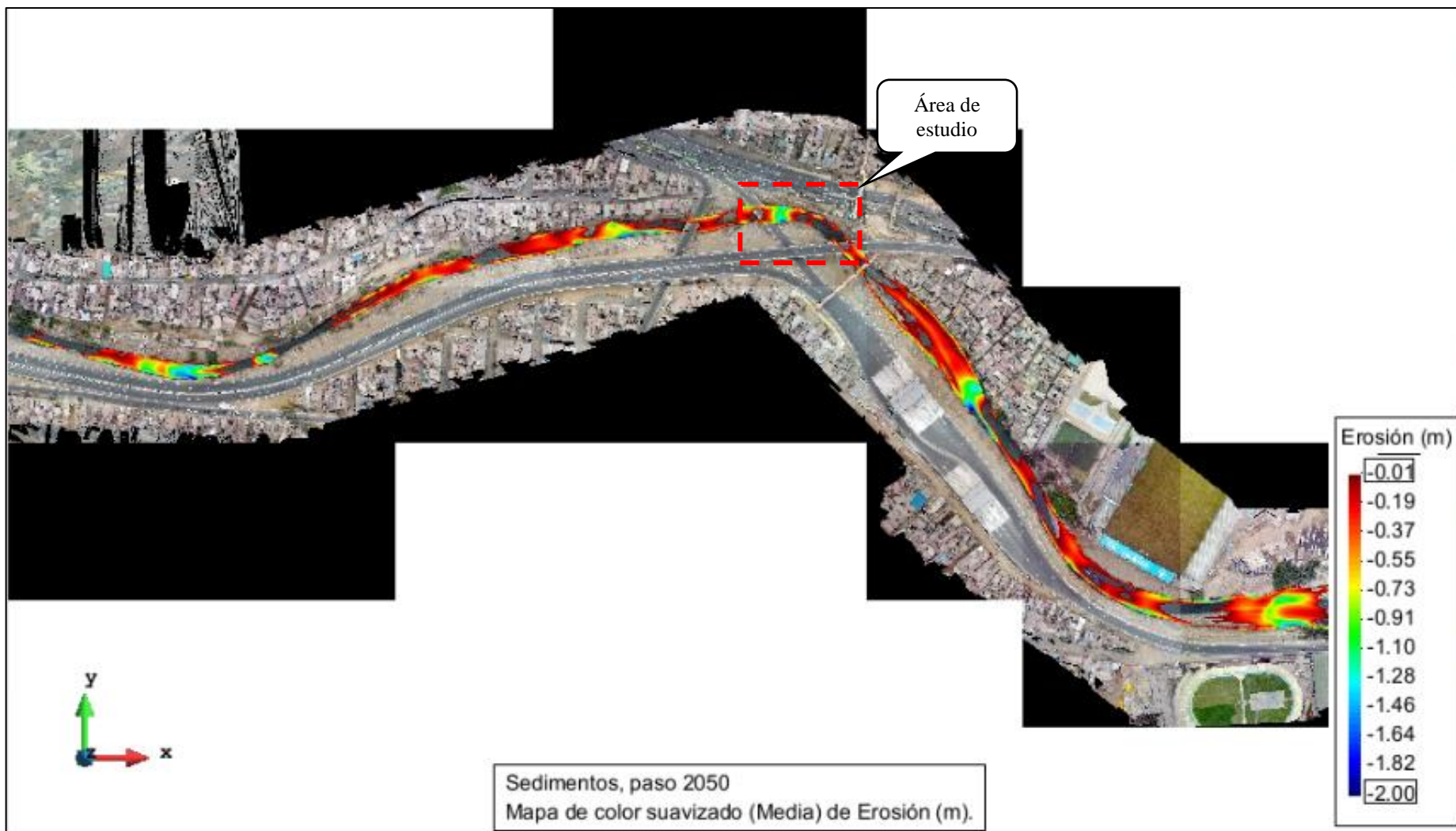


Figura 56. Variación de sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Análisis de Socavación en Situación con Defensas Ribereñas

4.2.2.1 Resultados para un Caudal de $150 \text{ m}^3/\text{s}$

De la simulación del caudal de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal máximo frecuente, se obtiene la huella de inundación máxima. Como resultado de la simulación de la evolución de la onda de crecida a lo largo del tiempo de simulación, se obtiene tirantes máximos, velocidades máximas, tensión de fondo, cota de fondo y erosión.

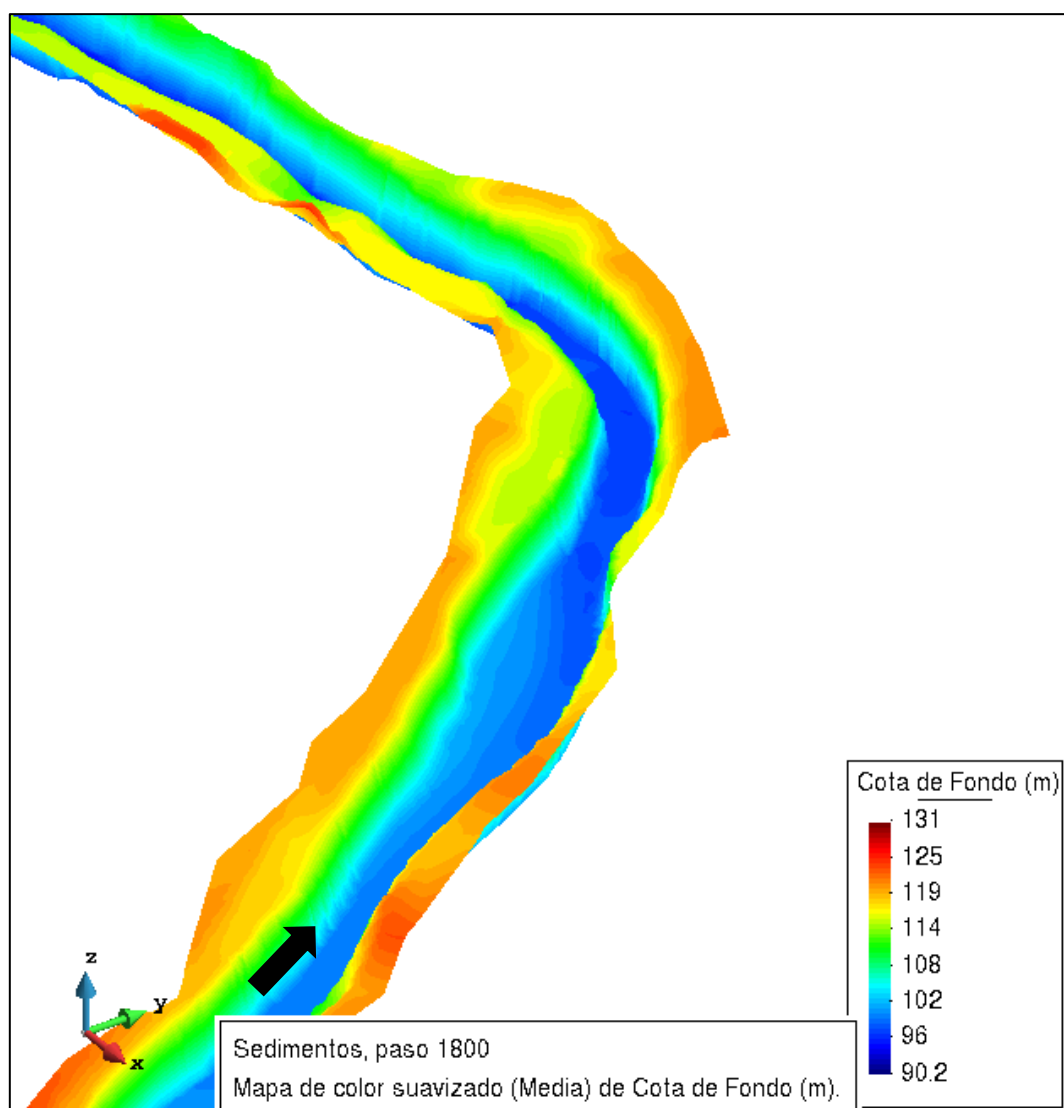


Figura 57. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 58 expone el tramo analizado cuando el nivel de agua cubre en su totalidad la curva para un caudal de $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Además, se muestra la variación del tirante desde aguas arriba hacia aguas abajo de la curva: aguas arriba no presenta sobreelevación ni a lo largo del

tramo curvo. El valor mínimo es de 2.85 m a la salida del tramo y el máximo de tirante de agua es de 3.78 m en la entrada del tramo.

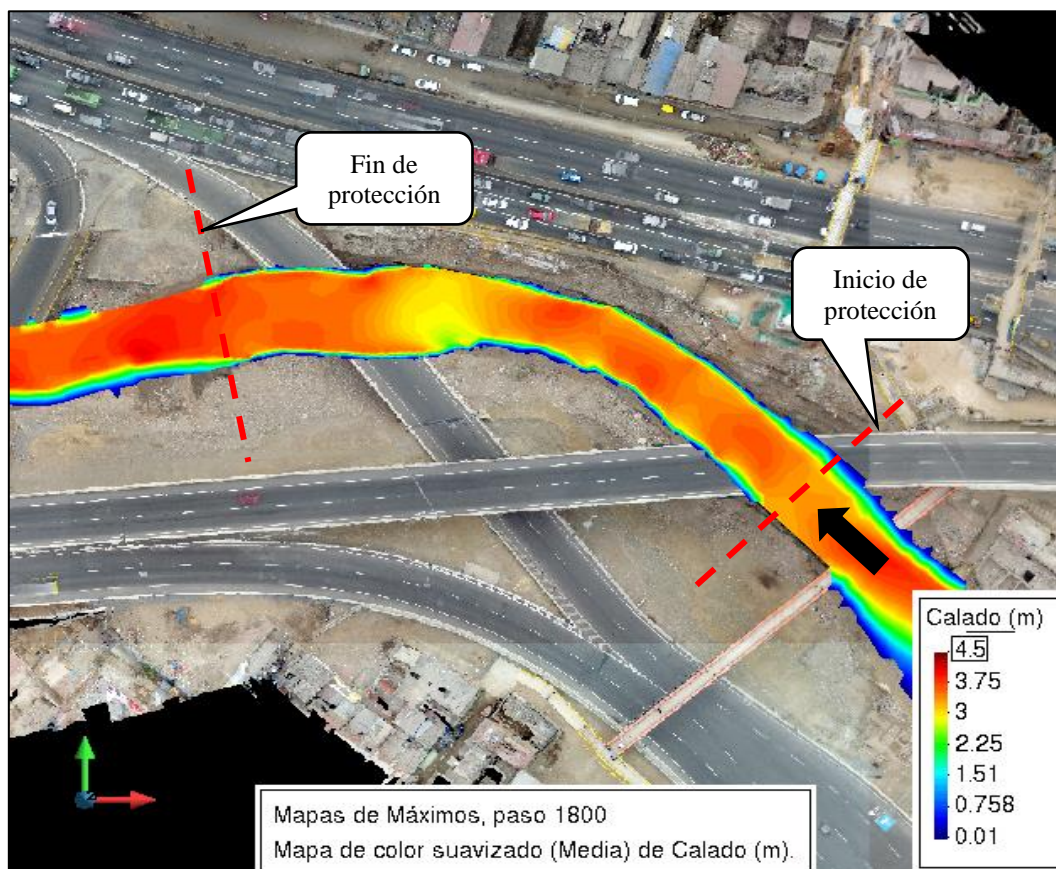


Figura 58. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 59 expone el área de estudio y se muestra la distribución espacial de la velocidad: al inicio del tramo curvo presenta un valor mínimo de 4.26 m/s, mientras que el valor máximo de velocidad es de 5.60 m/s en el centro del tramo curvo.

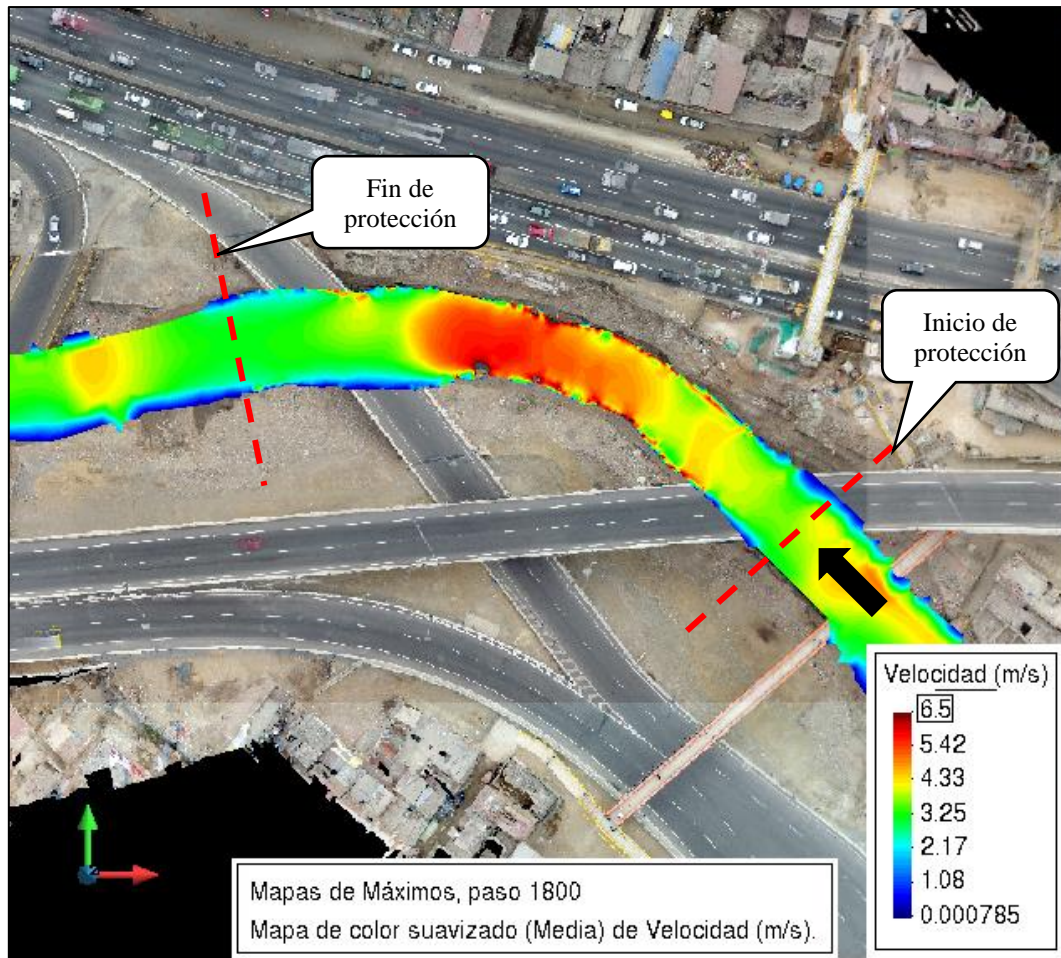


Figura 59. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 60 expone la distribución espacial de la tensión de fondo sobre el tramo analizado. En el centro del tramo curvo presenta un valor máximo de 300 N/m^2 , pero en la entrada y salida presenta los valores mínimos, aproximadamente 485 N/m^2 .

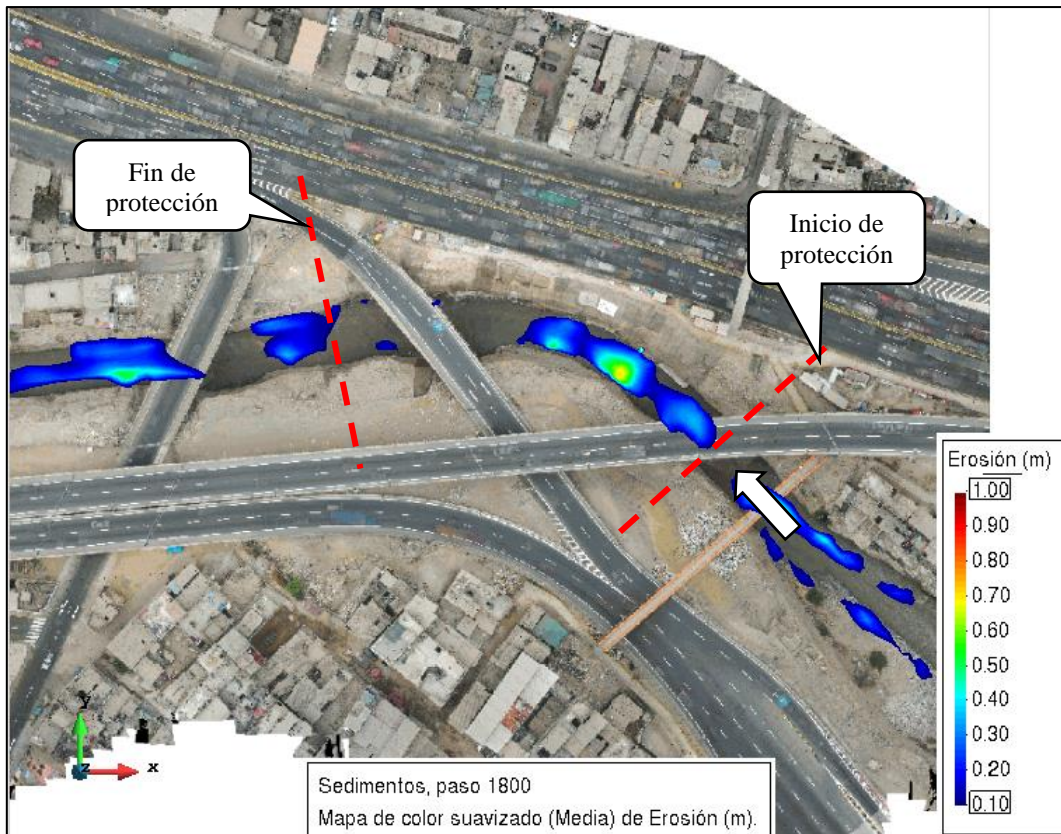


Figura 61. Variación de la erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

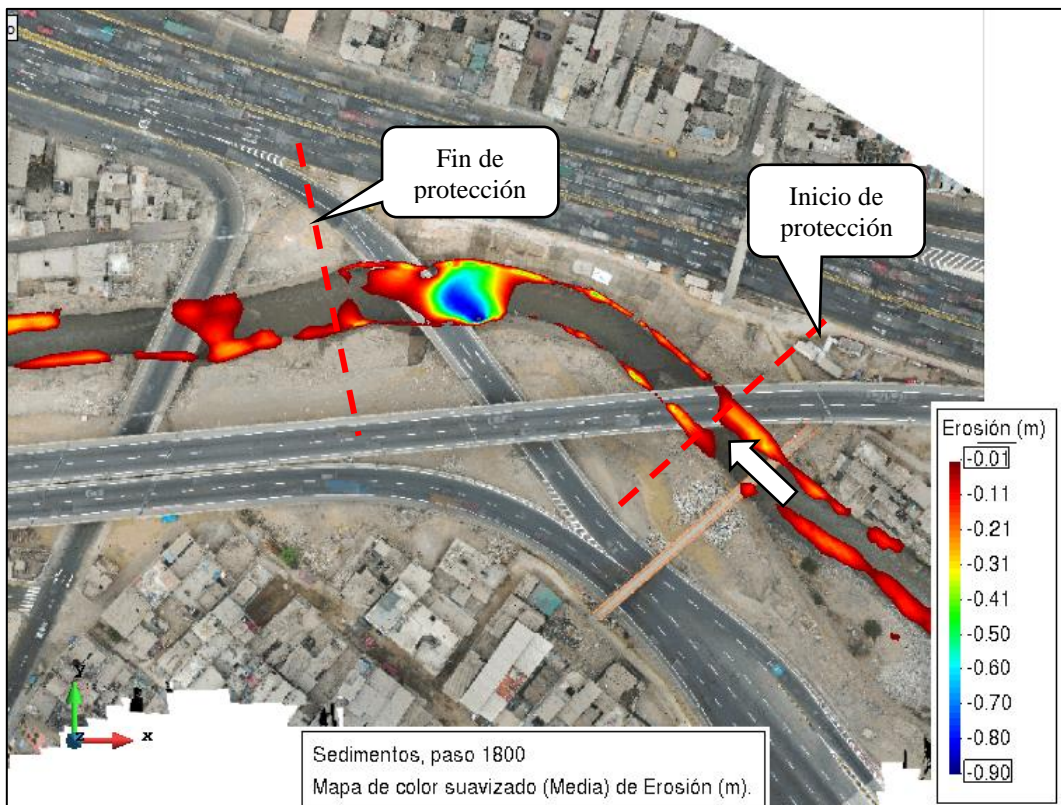


Figura 62. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, en la Figura 63 se observan los valores de tirante máximo en el cauce para un caudal de $150 \text{ m}^3/\text{s}$; la Figura 64 corresponde a los valores de velocidad máxima; la Figura 65 muestra los valores de tensión de fondo; en la Figura 66 y Figura 67 se tienen los valores de erosión y sedimentación respectivamente.

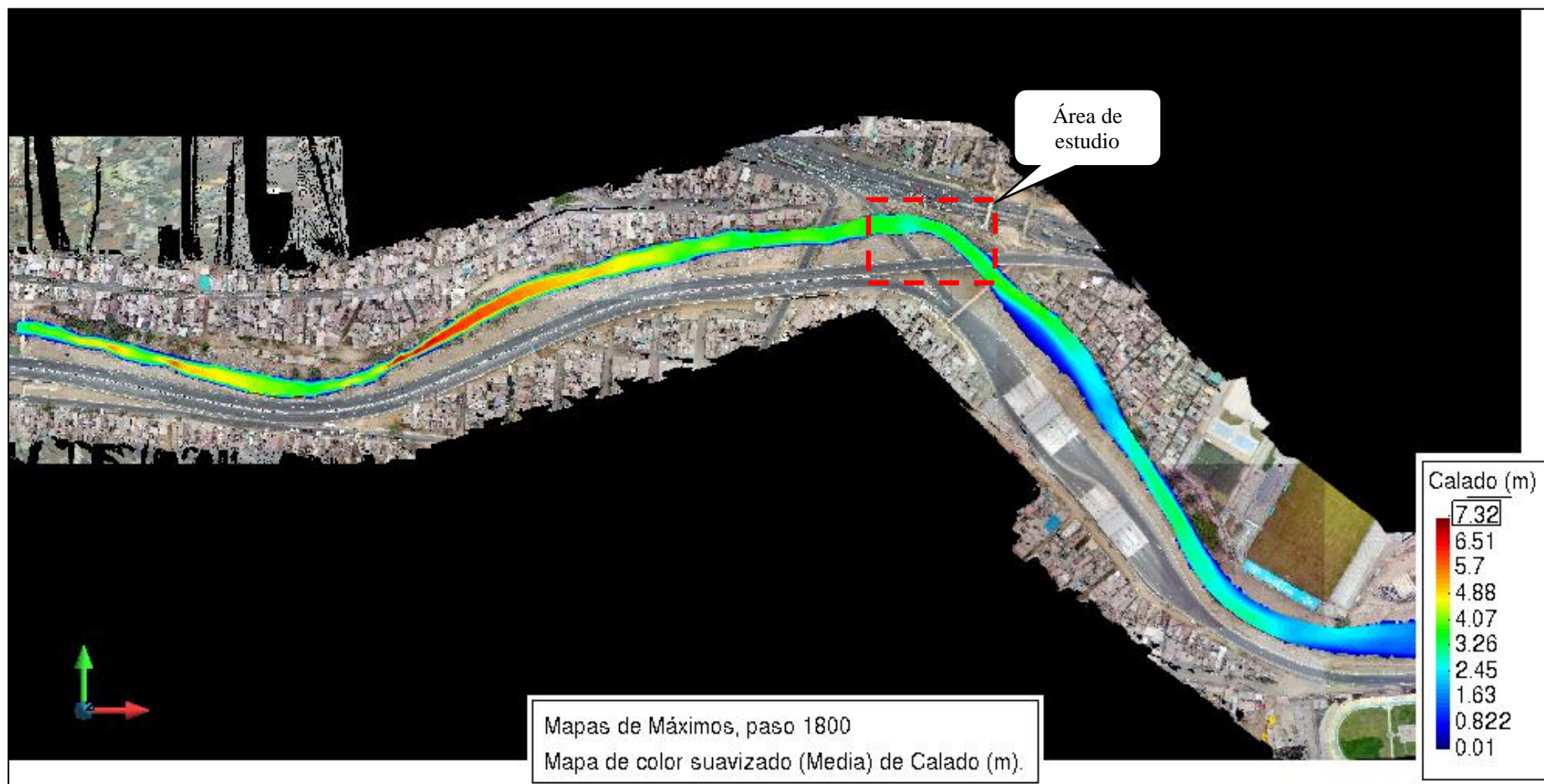


Figura 63. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

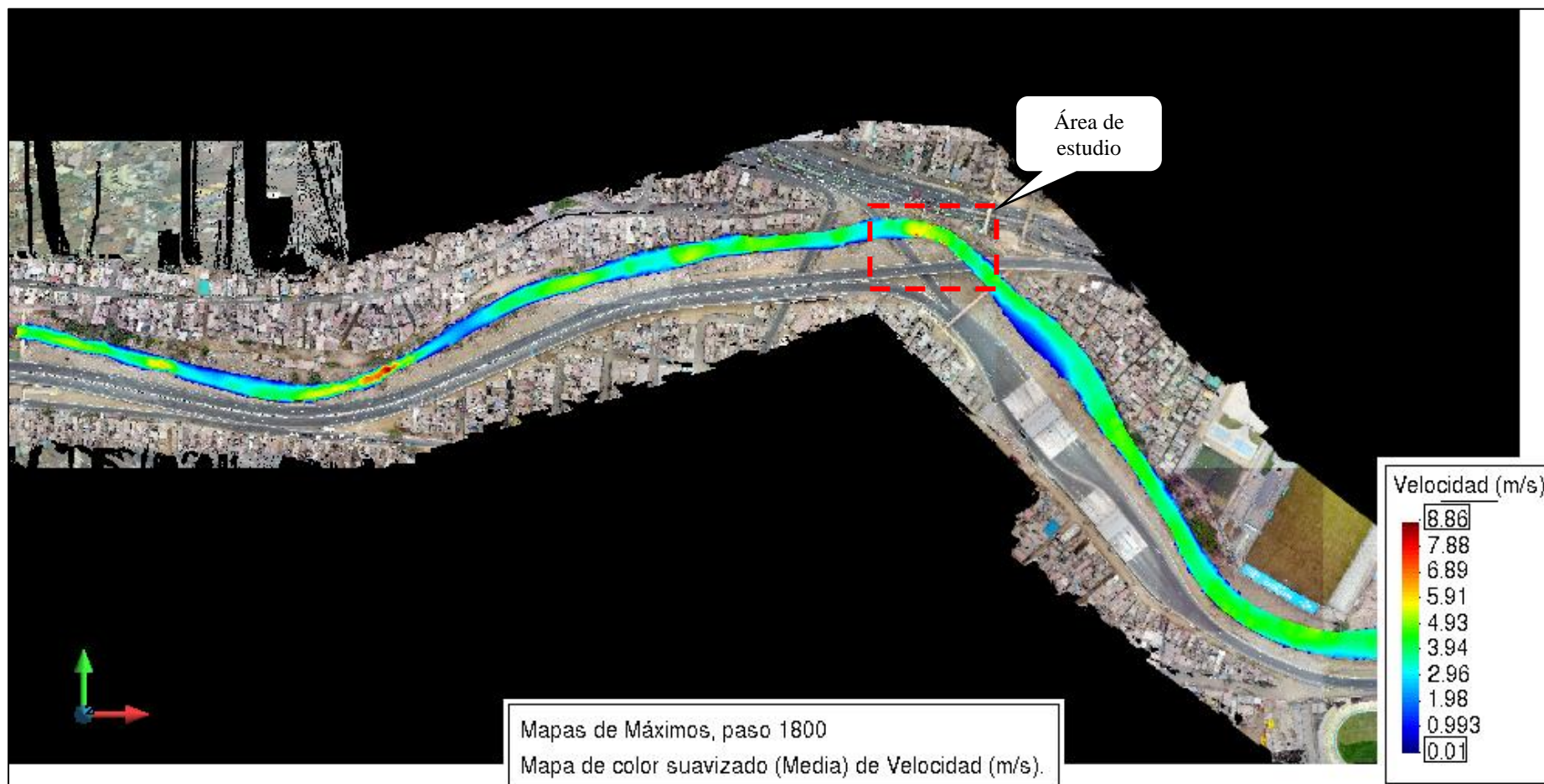


Figura 64. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

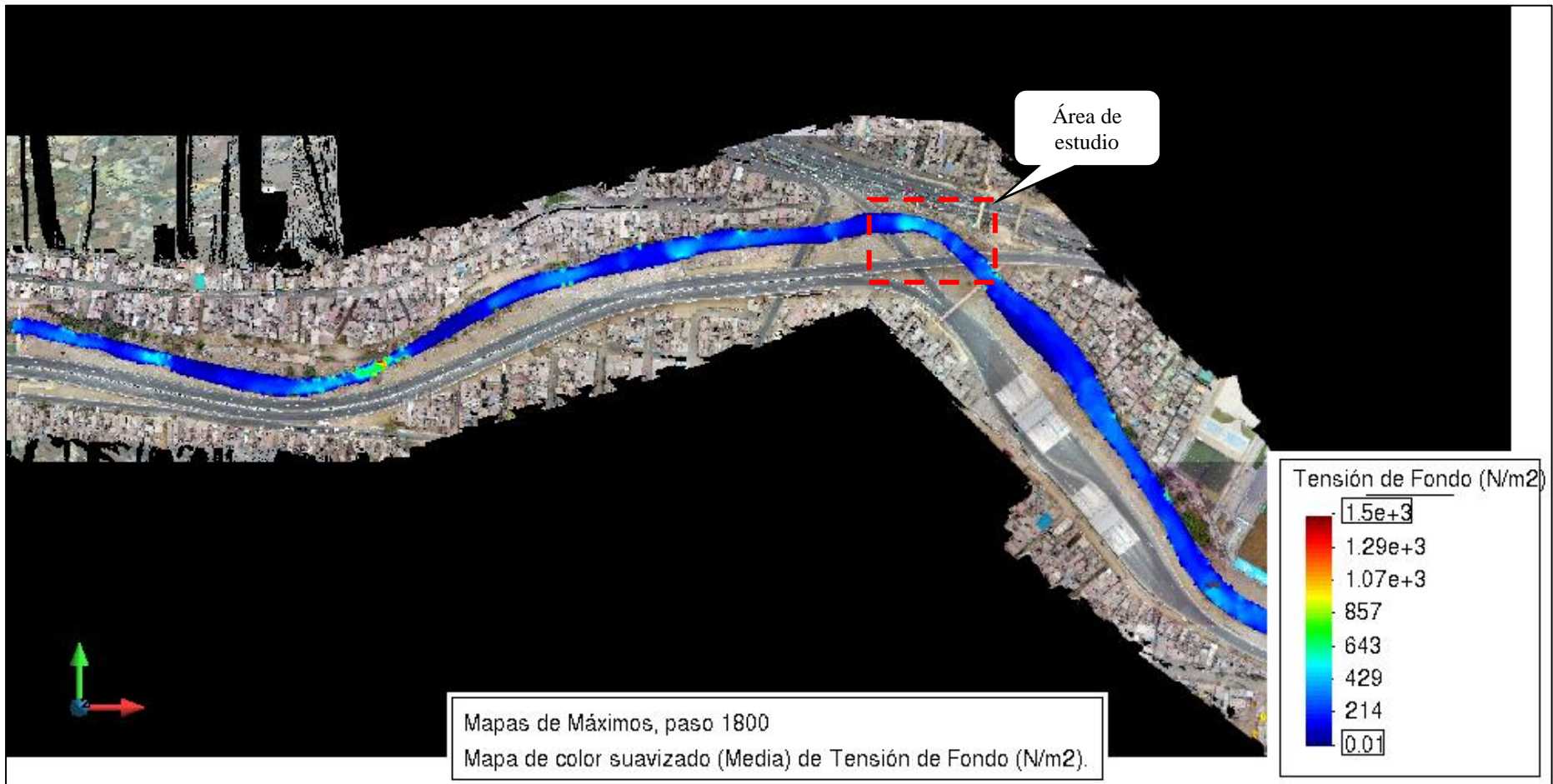


Figura 65. Variación de tensión de fondo (N/m²) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

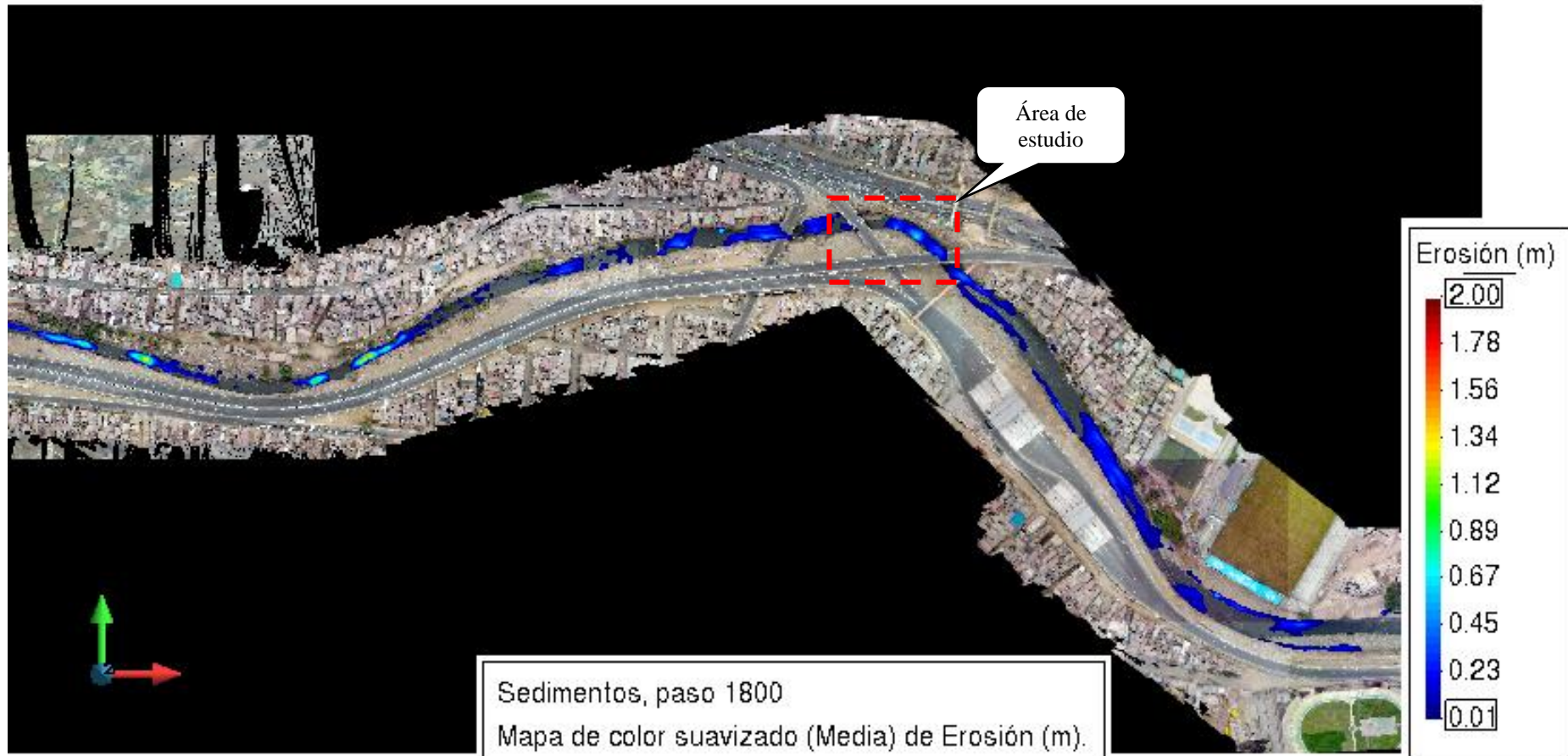


Figura 66. Variación de erosión (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

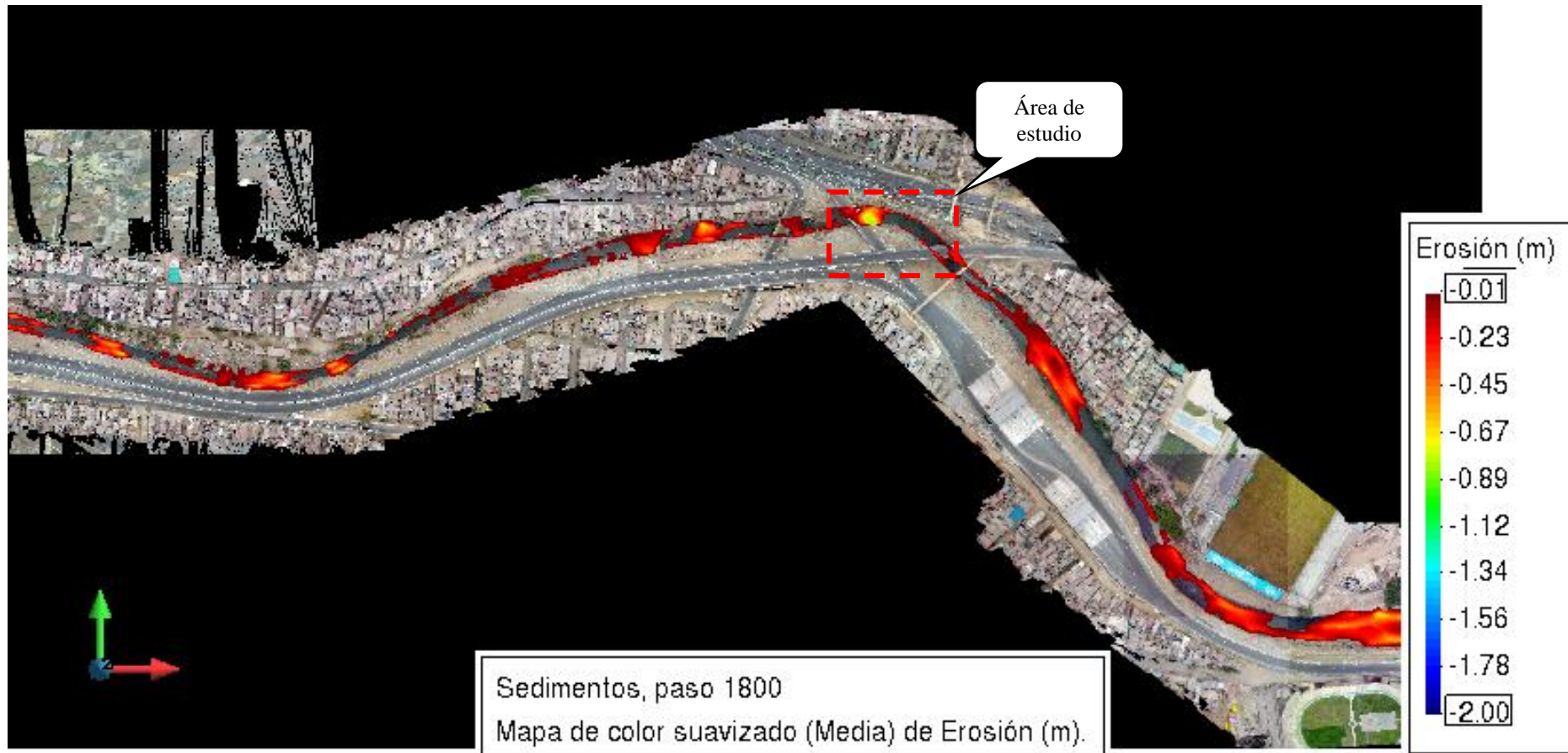


Figura 67. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.2 Resultados para un Caudal de 511 m³/s

De la simulación del caudal de 511 m³/s, caudal máximo frecuente, se obtiene la huella de inundación máxima. Como resultado de la simulación de la evolución de la onda de crecida a lo largo del tiempo de simulación, se obtiene tirantes máximos, velocidades máximas, tensión de fondo, cota de fondo y erosión.

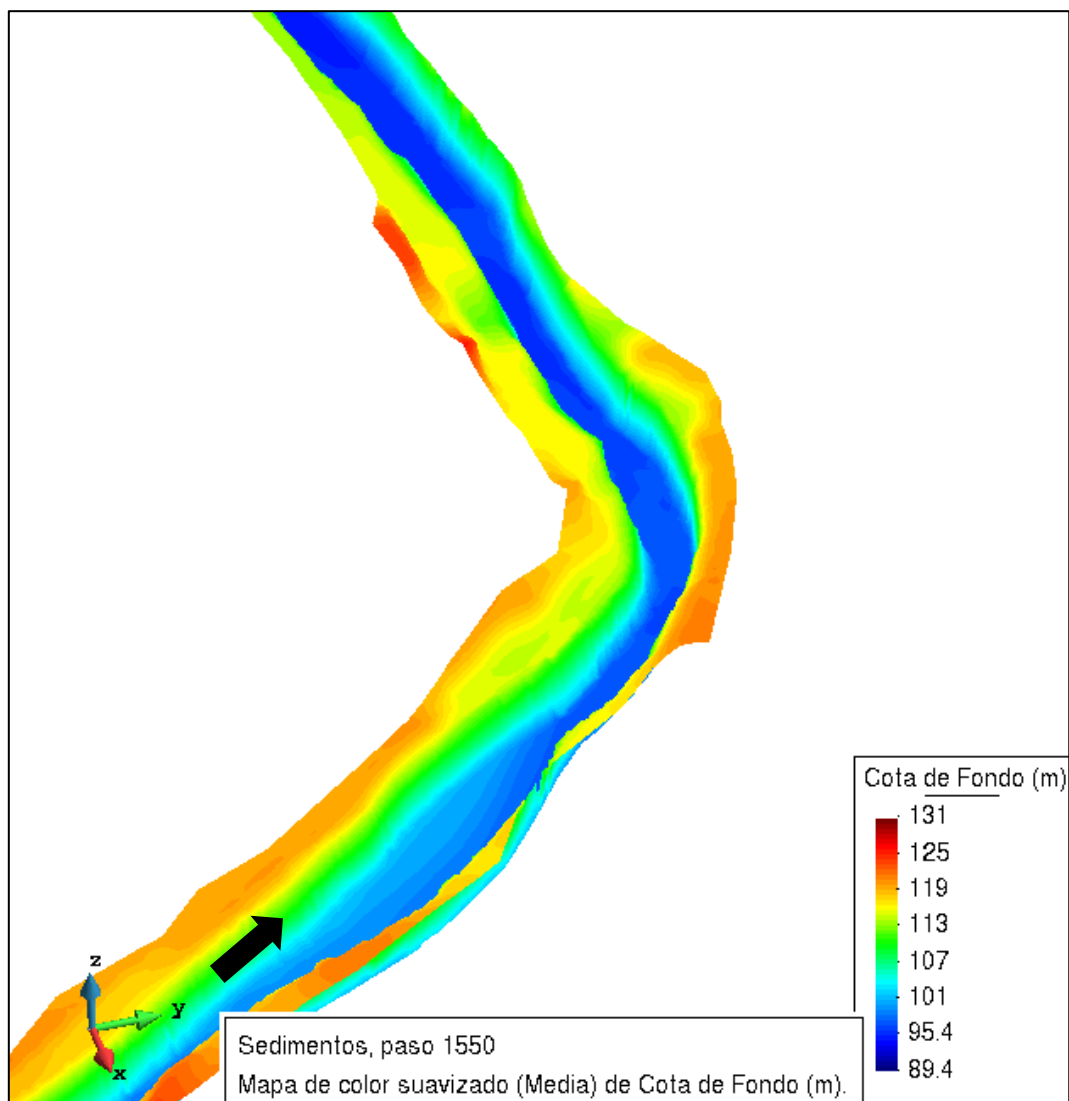


Figura 68. Variación de la cota de fondo (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 69 expone el tramo analizado cuando el nivel de agua cubre en su totalidad la curva para un caudal de 511 m³/s. Además, se muestra la variación del tirante desde aguas arriba hacia aguas abajo de la curva: aguas arriba no presenta sobre-elevación ni a lo largo del

tramo curvo. El valor mínimo es de 8.19 m a la salida del tramo y el máximo de tirante de agua es de 9.24 m en la entrada del tramo.

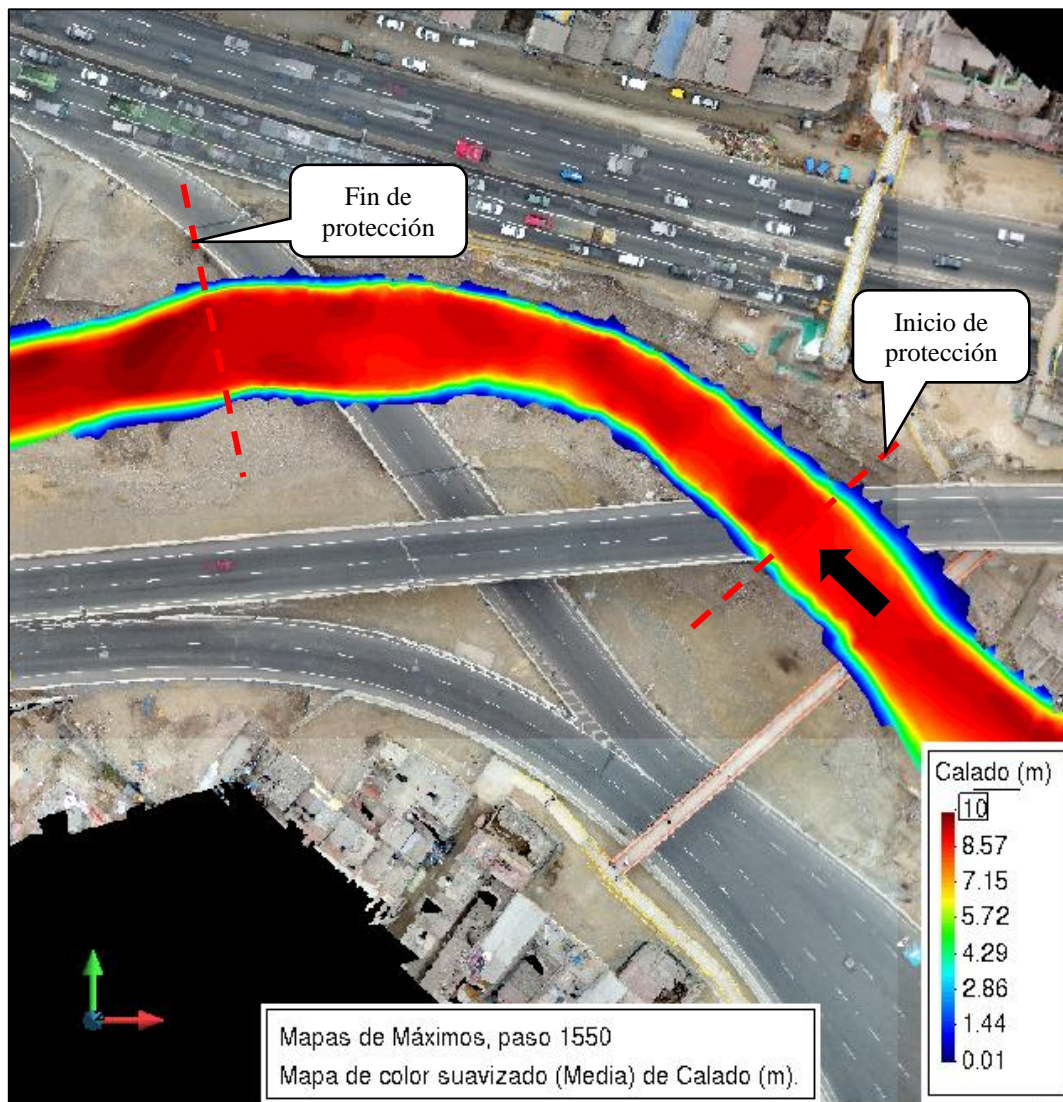


Figura 69. Variación del tirante (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 70 expone el área de estudio y se muestra la distribución espacial de la velocidad: al inicio del tramo curvo presentar un valor mínimo de 6.50 m/s, mientras que el valor máximo de velocidad es de 8.59 m/s en el centro del tramo curvo.

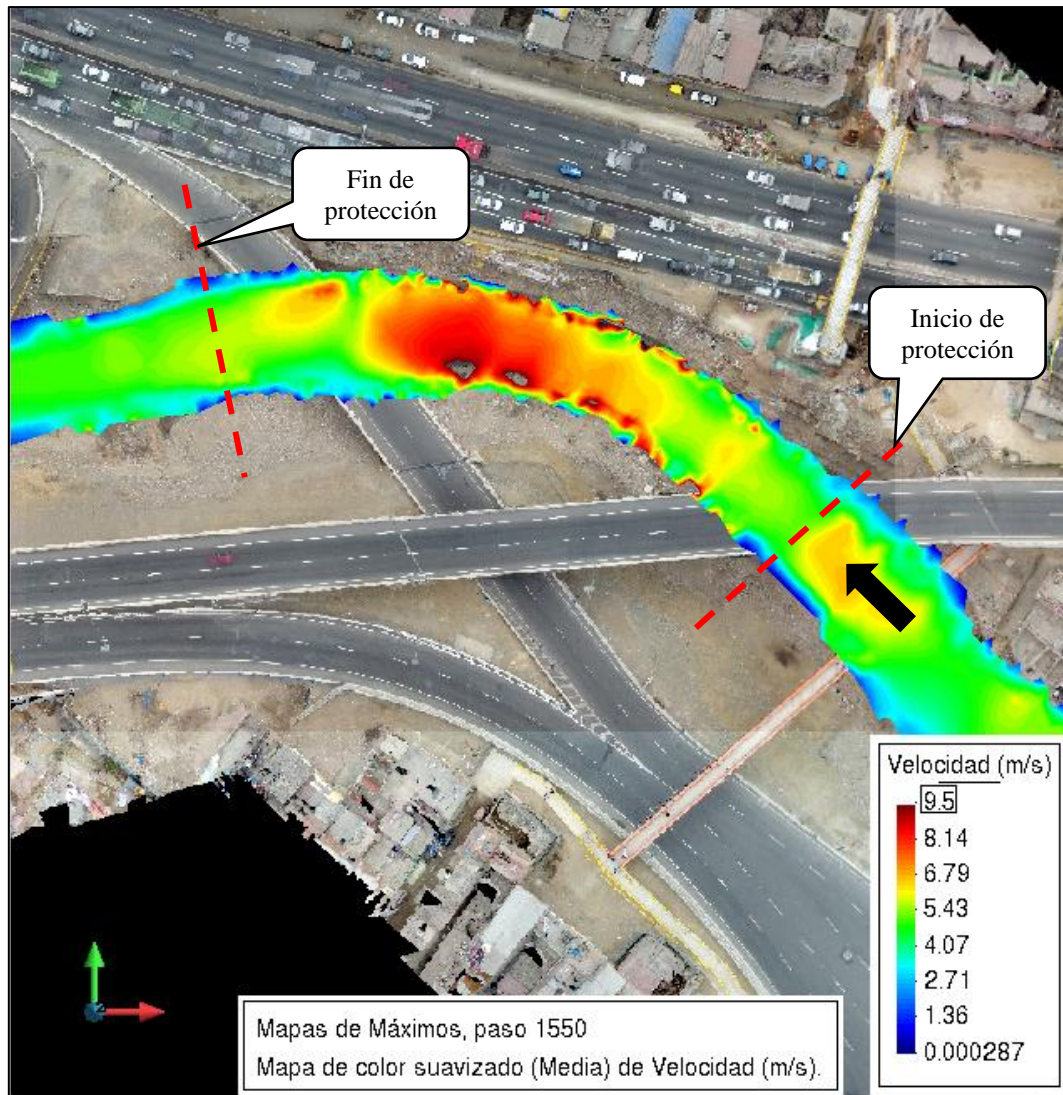


Figura 70. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 71 expone la distribución espacial de la tensión de fondo sobre el tramo analizado. En el centro del tramo curvo presenta un valor máximo de 600 N/m^2 , pero en la entrada y salida presenta los valores mínimos, aproximadamente 1700 N/m^2 .

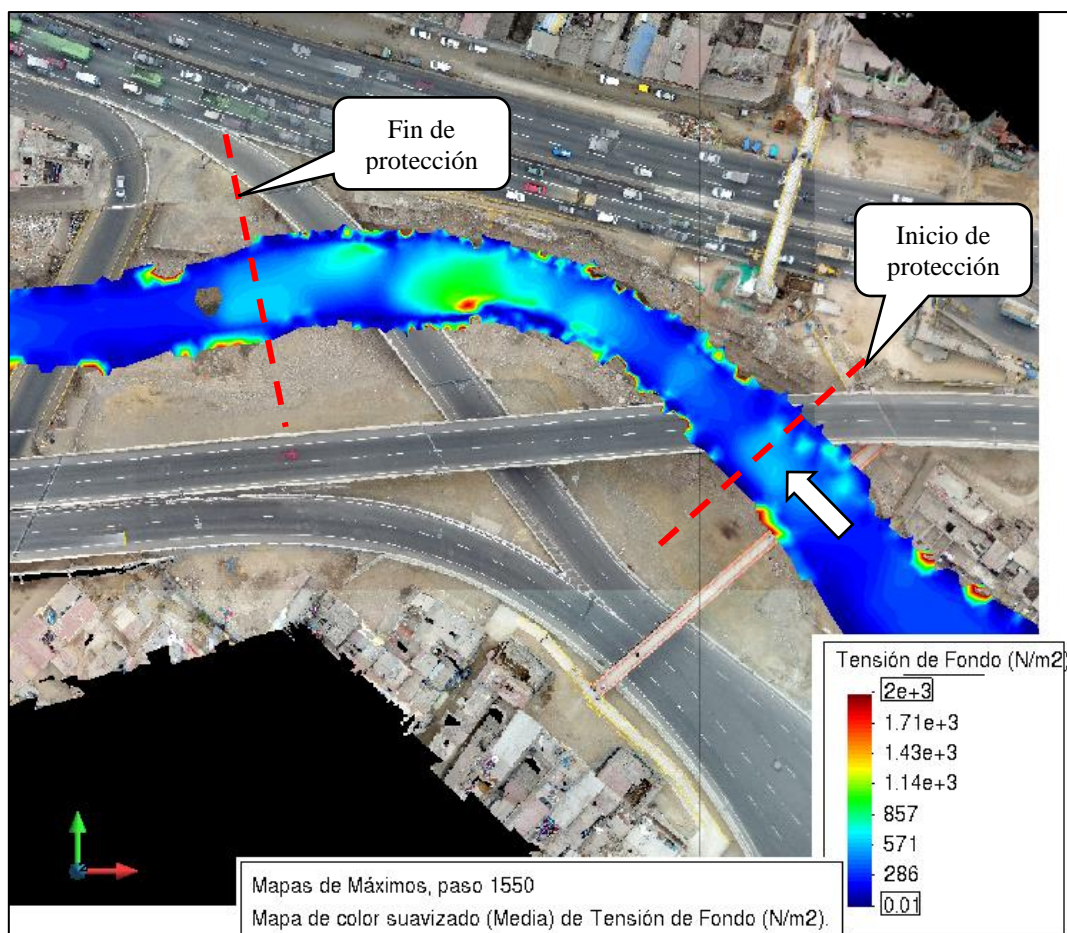


Figura 71. Variación de la tensión en el fondo (N/m²) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 72 y la Figura 73 expone la distribución espacial de la erosión y sedimentación, respectivamente. Luego que la onda transita se forma una erosión máxima de 1.10 m en la entrada del tramo curvo y un valor mínimo de 0.20 aguas abajo; en el centro del tramo curvo se da una sedimentación de 0.48 m.

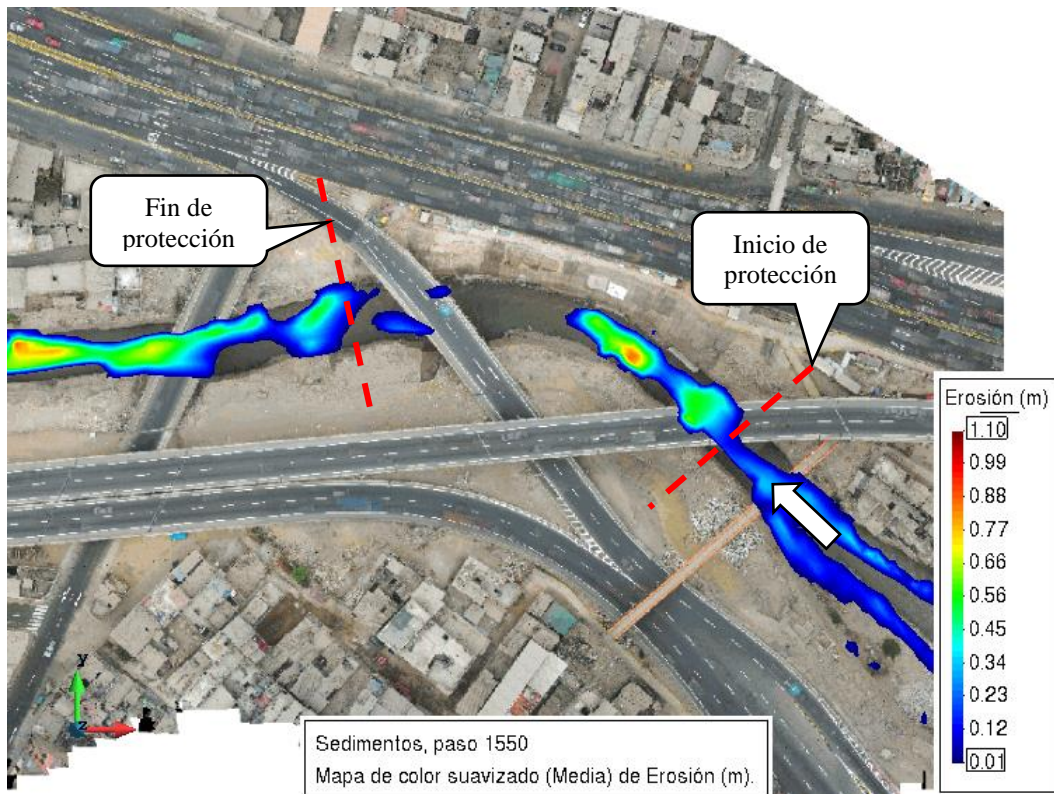


Figura 72. Variación de la erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

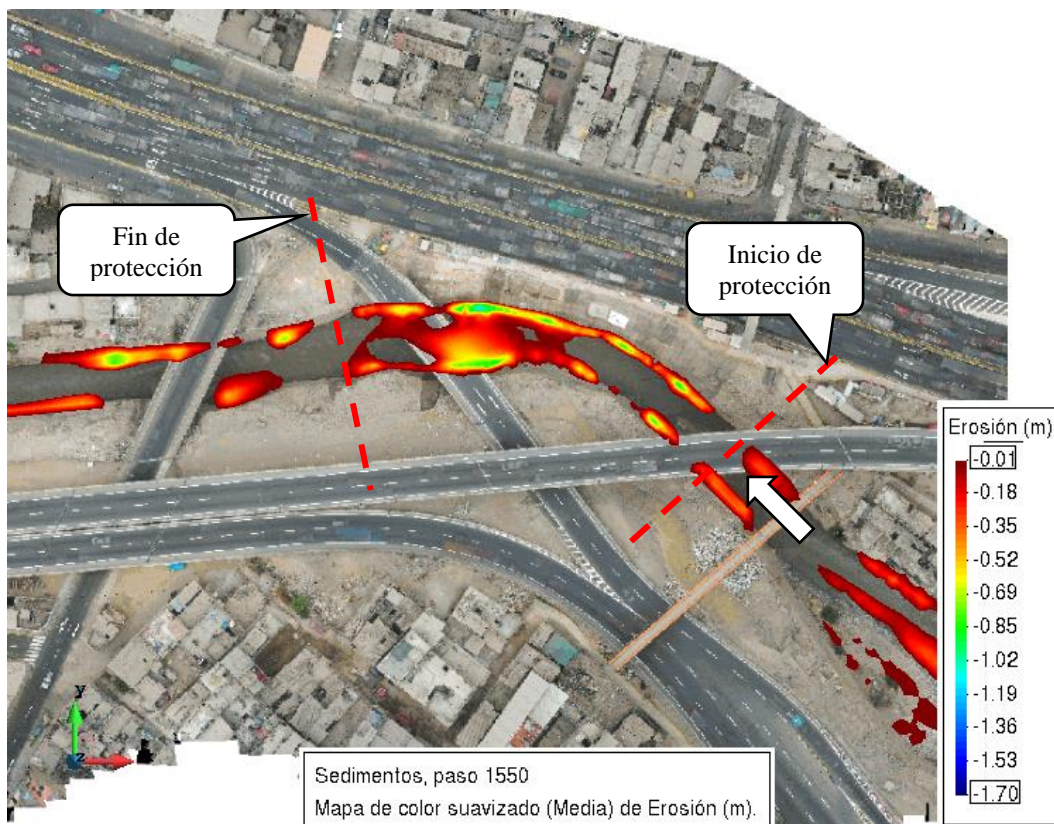


Figura 73. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, en la Figura 52 se observan los valores de tirante máximo en el cauce para un caudal de $511 \text{ m}^3/\text{s}$; la Figura 53 corresponde a los valores de velocidad máxima; la Figura 54 muestran los valores de tensión de fondo; en la Figura 55 y Figura 56 se tienen los valores de erosión y sedimentación respectivamente.

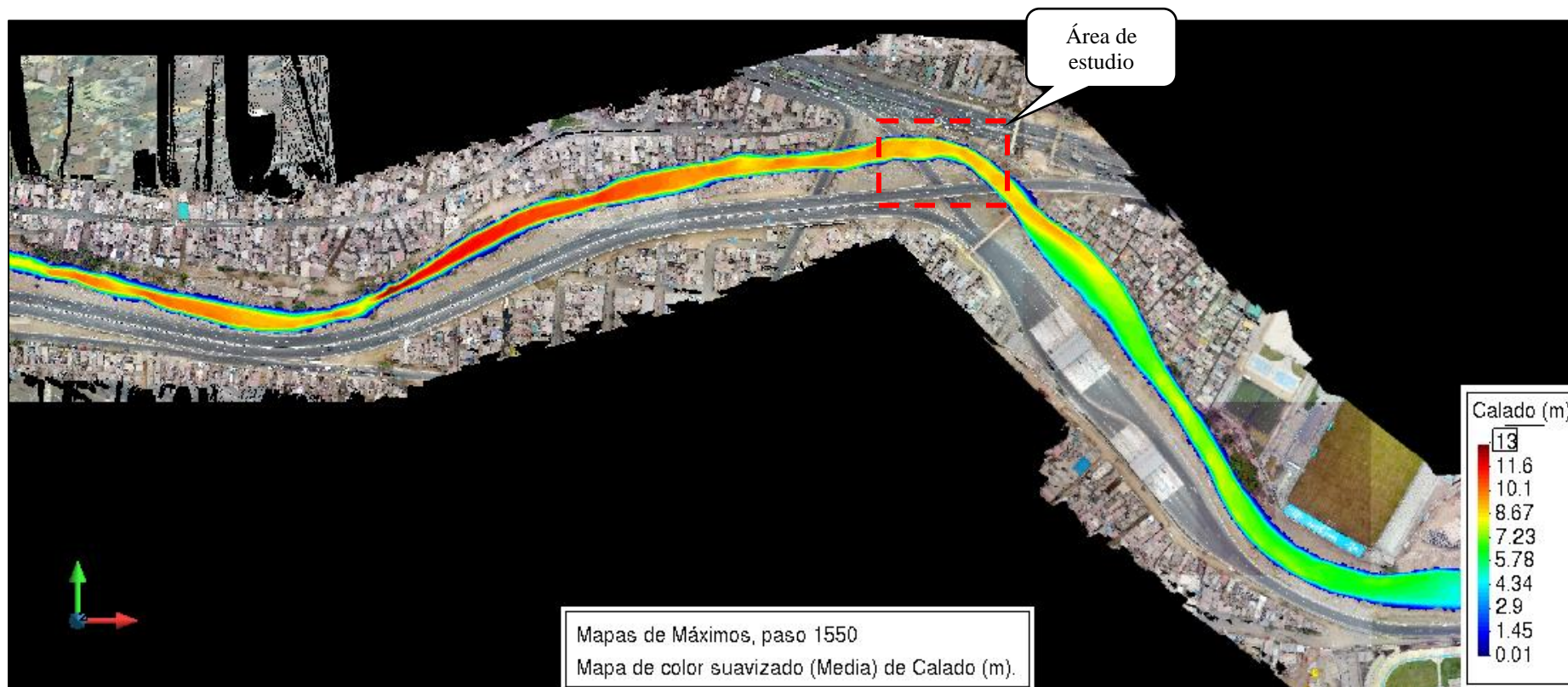


Figura 74. Variación del tirante (m) – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

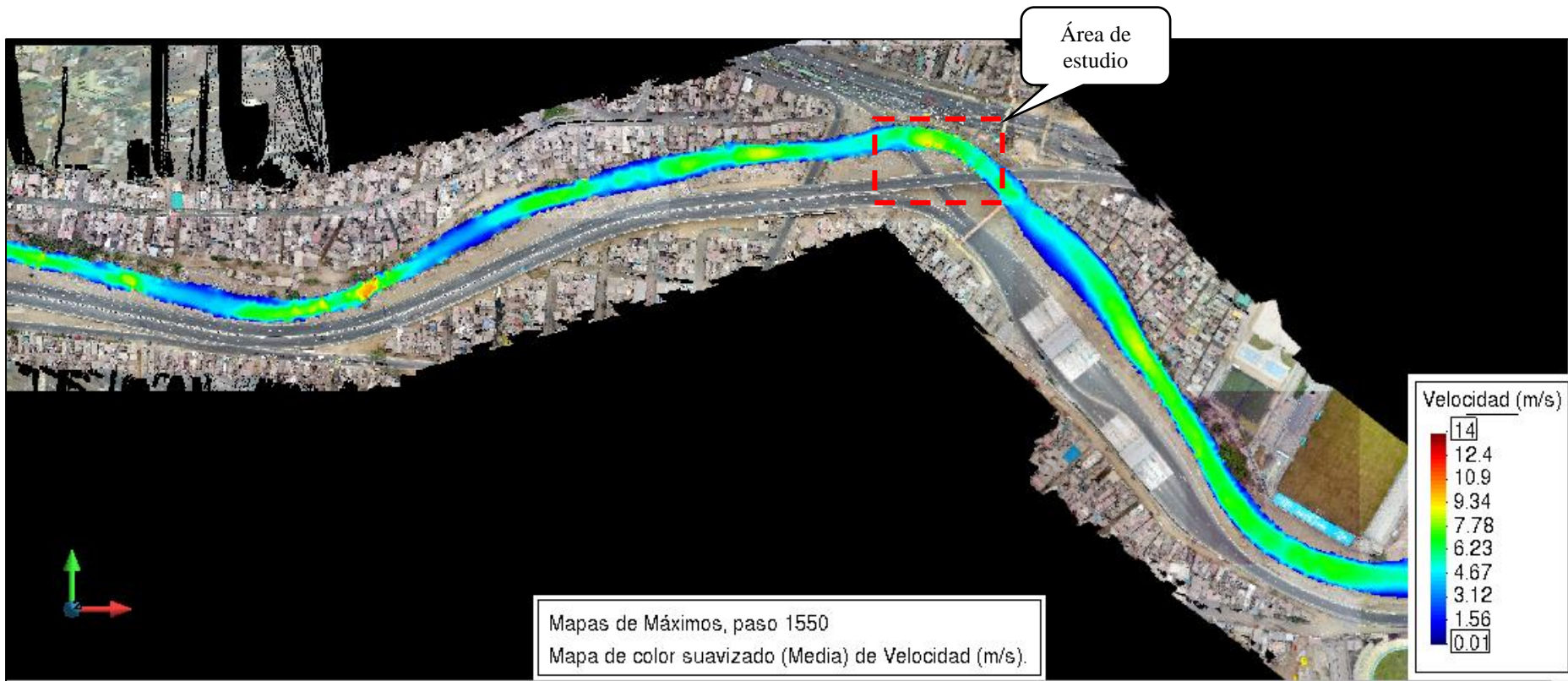


Figura 75. Variación de la velocidad (m/s) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

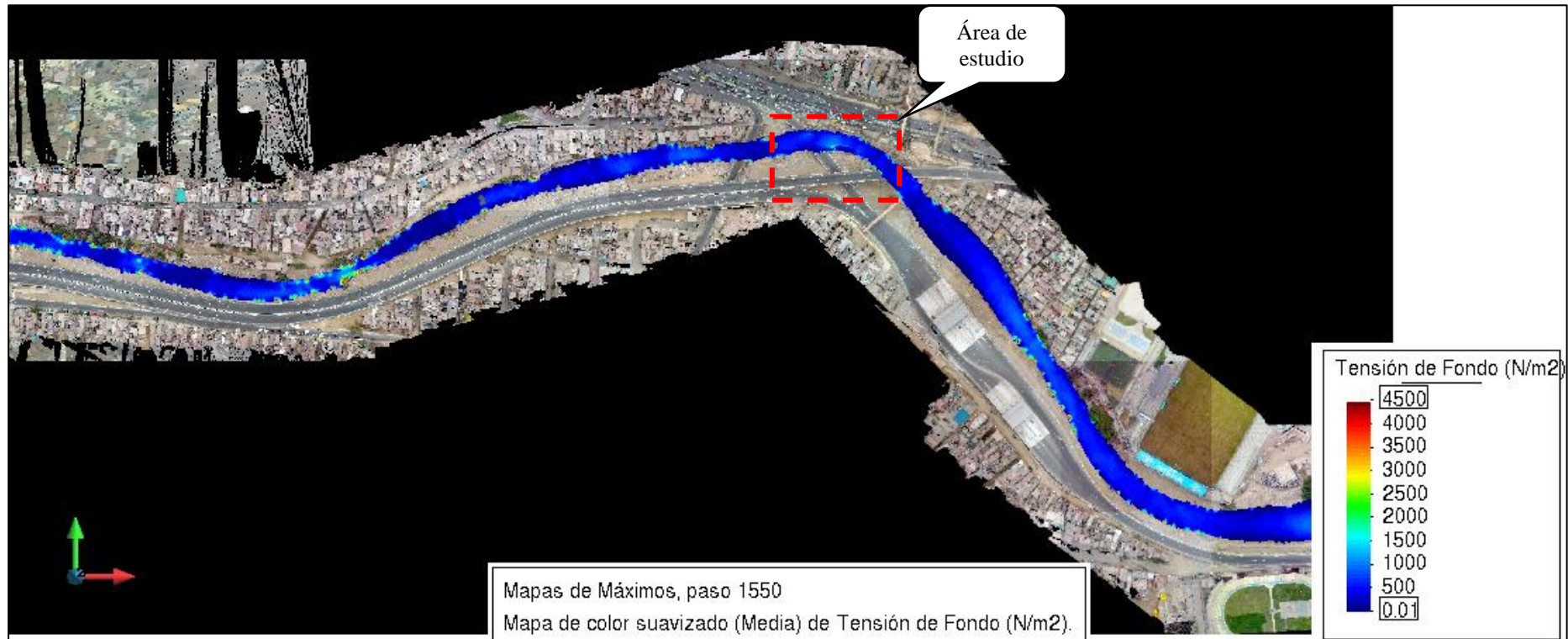


Figura 76. Variación de tensión de fondo (N/m²) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

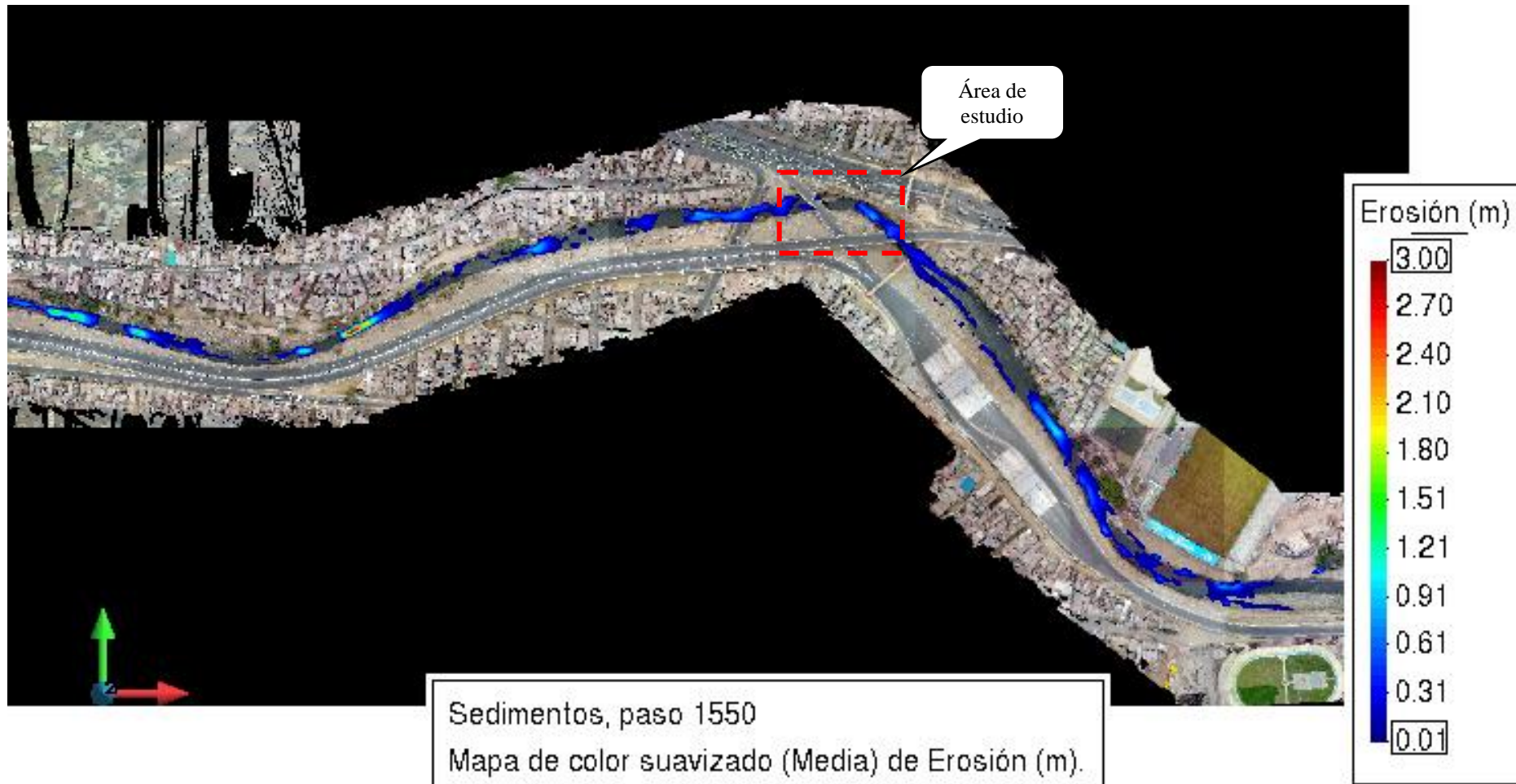


Figura 77. Variación de erosión (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

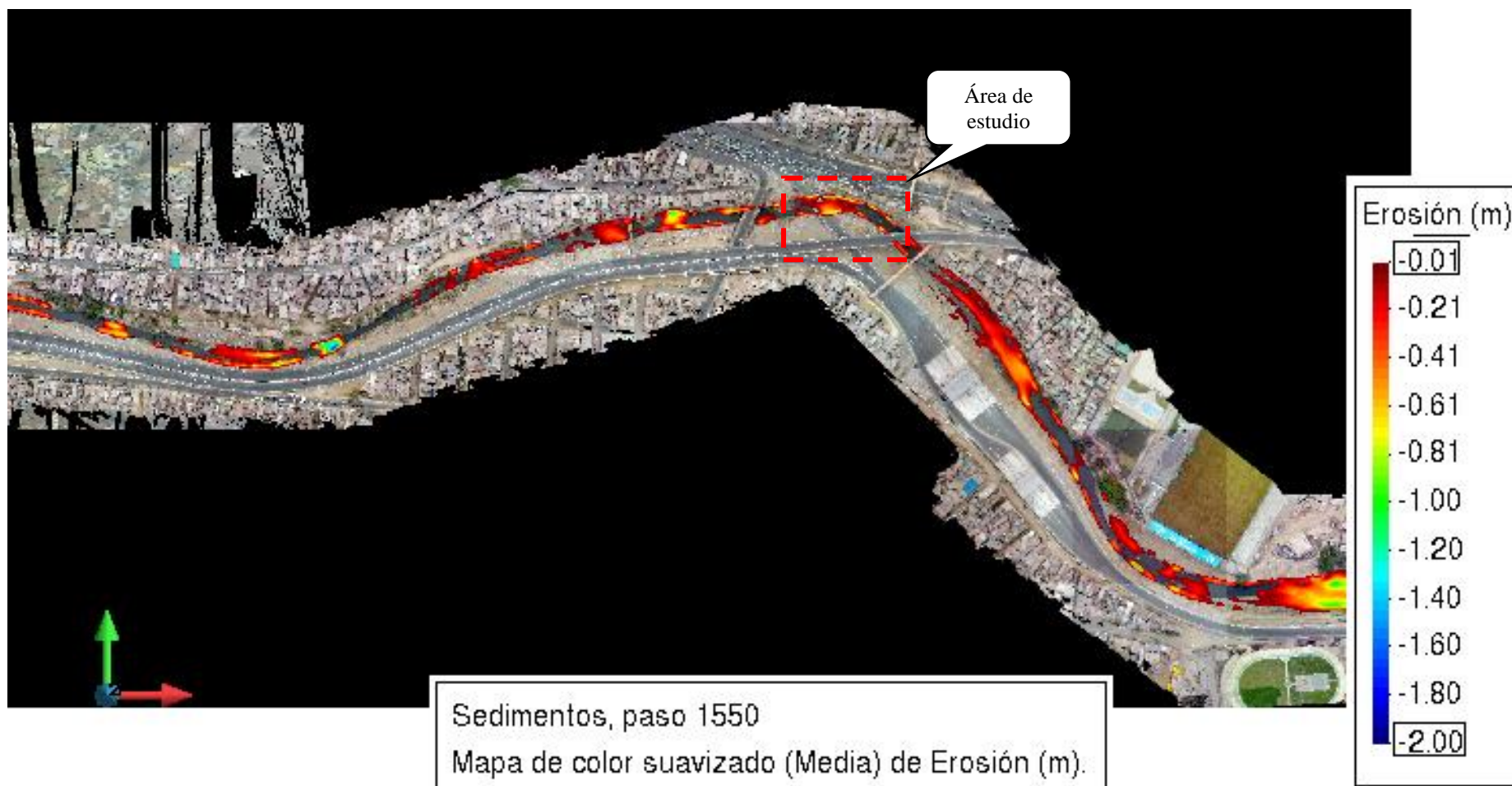


Figura 78. Variación de la sedimentación (m) – $Q = 511 \text{ m}^3/\text{s}$. Fuente: Elaboración propia.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De la evaluación del comportamiento hidráulico del río Rímac se han obtenido las siguientes conclusiones y recomendaciones.

5.1 Situación Actual

- Los tirantes obtenidos en el tramo de estudio en la situación actual para el caudal de 150 m³/s, están entre 2.90 m y 3.55 m y las velocidades promedio, entre 2.34 y 4.42 m/s. Mientras que los tirantes obtenidos en el tramo de estudio en la situación actual para el caudal de 511 m³/s, están entre 8.59 m y 10.15 m y las velocidades promedio, entre 2.68 y 4.42 m/s.

- Las fórmulas empíricas de Lischtvan Levediev y Blench dan como resultado 0.79 m y 1.67 m, respectivamente para un caudal de 150 m³/s. Mientras que para un caudal de 511 m³/s dan como resultado una socavación de 1.99 m y 2.50 m.

- La simulación hidráulica en Iber 2D en situación actual, para una longitud de 1460 m, obtuvo una socavación de 1.20 m al pie de talud (margen izquierda) para un caudal de 150 m³/s y una socavación de 3.00 m al pie de talud (margen derecha) para un caudal de 511 m³/s.

- En ese sentido, para el tramo de estudio en situación actual, la socavación recomendada a considerar para un caudal máximo frecuente de 150 m³/s es 1.50 m y para un caudal de 511 m³/s (TR = 500 años) es 3.00 m.

5.2 Situación con Defensas Ribereñas

- Los tirantes obtenidos en el tramo de estudio en la situación con defensas ribereñas para el caudal de 150 m³/s, están entre 2.84 m y 3.63 m y las velocidades promedio, entre 2.38 y 4.9 m/s. Mientras que los tirantes obtenidos en el tramo de estudio en la situación actual para el caudal de 511 m³/s, están entre 8.84 m y 10.11 m y las velocidades promedio, entre 2.75 y 4.65 m/s.

- Las fórmulas empíricas de Lischtván Levediev y Blench dan como resultado 1.16 m y 1.68 m, respectivamente para un caudal de 150 m³/s. Mientras que para un caudal de 511 m³/s dan como resultado una socavación de 1.78 m y 2.25 m.
- La simulación hidráulica en Iber 2D en la situación con defensas ribereñas, para una longitud de 1460 m, obtuvo una socavación de 0.75 m en el fondo del lecho para un caudal de 150 m³/s y una socavación de 1.10 m en el fondo del lecho para un caudal de 511 m³/s.
- En ese sentido, para el tramo de estudio en situación con defensas ribereñas, la socavación recomendada a considerar para un caudal máximo frecuente de 150 m³/s es 0.75 m y 511 m³/s (TR = 500 años) se encuentra en el rango entre 1.10 m y 2.59 m. Por lo tanto, se concluye que la altura de 2.00 m adoptada para las columnas de jet grouting es suficiente, ya que cubre la socavación obtenida para los caudales.

5.3 Comparativa de Situación Actual y Situación con Defensas Ribereñas

- La comparativa de los resultados de situación actual y situación con defensas ribereñas permite concluir que la protección planteada protege los taludes de la ribera del cauce sin tener una variabilidad significativa del área hidráulica en la intrusión de la obra de protección en el cauce, dándose un comportamiento hidrodinámico semejante en el tramo de estudio.
- La socavación máxima por la fórmula empírica de Lischtván Levediev para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s para la situación actual y situación con defensas ribereñas es la siguiente:

Tabla 16. Socavación máxima según ecuaciones empíricas (Lischtván Levediev).

Socavación	Situación Actual		Situación con Defensa Ribereñas	
	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s
Hs (m)	0.79	1.99	1.16	1.78

Fuente: Elaboración propia.

- La comparativa del modelamiento hidrodinámica con Iber de la situación actual y situación con defensas ribereñas respecto al tirante de agua, velocidad media, tensión de fondo y erosión no significativa para los caudales de 150 m³/s y 511 m³/s arroja los siguientes resultados:

Tabla 17. Comparativa de erosión máxima potencial con Iber.

Parámetro	Situación Actual		Situación con Defensa Ribereñas	
	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s	Q = 150 m ³ /s	Q = 511 m ³ /s
Tirante de agua (m)	3.76	8.50	3.78	9.24
Velocidad (m/s)	5.20	7.60	5.60	8.59
Tensión (N/m ²)	466	1628	485	1700
Erosión – Pie de talud (m)	1.20	3.00	0.08	0.20

Fuente: Elaboración propia.

- La situación actual y con defensa proyectada no producen cambios significativos aguas arriba y aguas abajo del tramo curvo en los parámetros de velocidad, tirante de agua, tensión de fondo y erosión.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ariathurai, R. y Arulanandan, K. (1978). Erosión rates of cohesive soils. Journal of the Hydraulics Division, Technical Notes 104 – No HY2.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., Coll, A., (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.
- Bladé E., Sánchez M., H. P. Sánchez, Juny, Niñerola, D. & Gómez, M. (2009) Modelación Numérica en Ríos en Régimen Permanente y Variable. Ediciones UPC. Barcelona.
- Blench, T. (1969). Mobile-bed fluviology: A régime theory treatment of canals and rivers for engineers and hydrologists (2^a ed.). The University of Alberta Press. Edmonton, Alberta.
- Farraday, R. V. y Charlton, F. G. (1983). Hydraulic factors in bridge design. Hydraulics Research Stations Ltd. Wallingford, Oxfordshire.
- FLUMEN, CEDEX, GEAMA, CIMNE (2014). Manual de referencia hidráulico IBER. Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. España.
- Freeze, R. A. y Cherry, J. A. (1979). Groundwater. Prentice-Hall. New Jersey.
- Juárez Badillo, (2008). Mecánica de suelos Tomo III, Ed. Limusa.
- Lacey, G. (1958). Flow in alluvial channels with sandy mobile beds. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Martín Vidé, J.P. (1997). Ingeniería fluvial. U.P.C.
- Melvill, B. W. y Coleman, S. E. (2000). Bridge scour. Water Resources Publications LLC. Littleton, Colorado.
- Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción (2011) Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

- Picandet, Pedro Ernesto & Kreimer, Eduardo (1986). Apuntes de Hidráulica Marítima y Fluvial. Universidad Nacional de la Plata – Facultad de Ingeniería.
- Van Rijn, L. C. (1984). Sediment transport, Part II: suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110 (11).
- Rubio, T. O. (2017). Hidrología hidráulica y socavación en puentes. (Ecoe, Ed.) (Primera). Bogotá.
- Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays, (1994). Hidrología Aplicada. McGraw Hill Interamericana S.A.
- Wong, M. y Parker, G. (2006). Reanalysis and correction of bed load relation of Meyer-Peter & Muller using their own database. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132 (11).