



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería de Biosistemas

Trabajo Final de Graduación para optar por el título de Licenciatura
en Ingeniería Agrícola y de Biosistemas

**Modelación hidráulica de la cuenca del río Cañas-Diriá
para la determinación del impacto de las obras hidráulicas de la
red primaria de canales de riego del proyecto de Abastecimiento
de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y
Comunidades Costeras (PAACUME)**

Estudiante:

María Paula Agüero Delgado; B50093

Directora: Dra. Alejandra Rojas González

Asesor: Dr. Felipe Calleja Apéstegui

Asesor: Dr. Alberto Serrano Pacheco

07 Julio, 2025

Investigación Dirigida/ Proyecto de Graduación/Práctica Dirigida de Graduación sometido a consideración de la Escuela de Ingeniería de Biosistemas como requisito final para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Agrícola y de Biosistemas

Sustentante:



María Paula Agüero Delgado
Estudiante

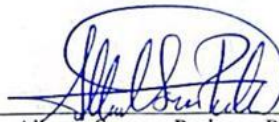
Aprobado por:



Ronald Aguilar Álvarez, Ph.D
Presidente del Tribunal
Escuela de Ingeniería de Biosistemas



Alejandra Rojas González, Ph.D
Director (a) del Trabajo Final de Graduación
Escuela de Ingeniería de Biosistemas



Alberto Serrano Pacheco, Ph.D
Asesor (a)
Escuela de Ingeniería de Civil



Felipe Calleja Apéstegui, Ph.D
Asesor (a)
Escuela de Ingeniería de Biosistemas



Alberto Jiménez Cordero, M.Sc
Invitado (a) Tribunal
Escuela de Ingeniería de Civil

Dedicatoria

A mi mamá, quien siempre confió y apoyo cada uno de mis sueños.

*A Camila, quien desde el cielo siempre me ha impulsado a ser alguien de quien ella estaría
orgullosa*

*A Victoria, quien siempre me alegra los días y por quien trato de ser la mejor versión de mí
para ser un buen ejemplo para ella.*

Agradecimientos

A Dios por permitirme recorrer este camino.

A mi mamá Ana Yancy Agüero por siempre estar a mi lado en los buenos, pero especialmente malos momentos, nunca dejarme caer y siempre apostar por mí. A mi padrastro Marco Miranda por apoyarme desde el momento en que llego a mi vida. A mi hermana Daniela Agüero por brindarme su compañía y a mi abuela y a mis tías por el apoyo brindado a lo largo de los años.

A cada uno de mis amigos y compañeros de carrera que de una u otra forma me apoyaron durante la carrera, pero en especial a mi mejor amiga y colega Nicole Salazar por alentarme, acompañarme y aconsejarme en los momentos difíciles.

A cada uno de los profesores de la escuela que me transmitieron su conocimiento y amor por la carrera. A la Doctora Alejandra Rojas por su guía, paciencia y su contagiosa actitud positiva en cada etapa del proyecto y por haber confiado en mí para desarrollar el trabajo. A mis asesores por su tiempo, conocimiento y apoyo.

A cada uno de mis compañeros del departamento GTIC-AD del Instituto Interamericano de Cooperación para la Agricultura (IICA) porque en los momentos difíciles me sacaban una sonrisa, me impulsaban a continuar y siempre estaban dispuestos a colaborarme, pero en especial a mi jefe Emmanuel Picado por sus consejos y confianza depositada en mí y a mi colega Andrés Sánchez por su apoyo en la etapa final del proyecto.

Al Instituto Meteorológico Nacional (IMN) y al Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (Senara) por la colaboración con los datos brindados.

A cada persona que a lo largo de los años de esfuerzo me acompañaron, me apoyaron y me impulsaron a seguir adelante. Con aquellos con lo que compartí los momentos felices y también las tribulaciones.

Resumen

Se realiza una modelación hidráulica bidimensional de la cuenca del río Cañas-Diriá mediante el software HEC-RAS versión 6.4.1. El objetivo principal del estudio es evaluar el impacto que genera la incorporación del canal primario de riego MD8, parte del Proyecto Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME), sobre los niveles de tirante durante eventos de inundación en la zona.

Para el desarrollo del modelo se utilizaron datos de precipitación provenientes de la estación 74-053, ubicada en Santa Cruz, Guanacaste, suministrada por el Instituto Meteorológico Nacional (IMN), así como información topográfica de alta resolución obtenida mediante tecnología LiDAR en gran parte del área de estudio. El evento de lluvia considerado corresponde a las precipitaciones registradas durante el mes de noviembre de 2024 en la zona.

Se llevaron a cabo simulaciones bajo diferentes periodos de retorno, considerando escenarios tanto con cómo sin la presencia del canal. Los resultados obtenidos indican que no se presentan variaciones significativas en los tirantes máximos en ninguno de los escenarios evaluados, lo que sugiere que la inclusión del canal MD8 no genera un efecto hidráulico considerable sobre la dinámica del flujo superficial. El ajuste del modelo mostró un coeficiente de determinación (R^2) de 0,85, lo cual indica una alta correspondencia entre los resultados simulados y los datos observados.

Adicionalmente, se generaron mapas de velocidades del flujo y de zonas de peligro por inundación, los cuales permiten identificar áreas con mayor exposición al riesgo y sirven como herramienta clave para la planificación y la toma de decisiones en gestión del riesgo.

Palabras Clave: Modelación hidráulica, Lidar, inundación, tirantes, velocidades, zonas de peligro.

Índice

Dedicatoria	3
Agradecimientos	4
Resumen	5
1.Introducción	17
<i>1.1 Justificación</i>	<i>17</i>
<i>1.2 Delimitación del problema.....</i>	<i>19</i>
2. Marco Teórico	20
<i>2.1 Sitio de estudio</i>	<i>20</i>
<i>2.2 Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME).....</i>	<i>21</i>
<i>2.2.1 Red de distribución</i>	<i>22</i>
<i>2.2.1.1 Canales primarios</i>	<i>24</i>
<i>2.2.1.1.1 Canal MD 8</i>	<i>24</i>
<i>2.3 Eventos meteorológicos: Inundaciones</i>	<i>26</i>
<i>2.3.1 Tipos de inundaciones</i>	<i>26</i>
<i>2.3.2 Inundaciones en la zona de estudio</i>	<i>27</i>
<i>2.4 Mapas de riesgo de inundación.....</i>	<i>29</i>
<i>2.4.1 Tipos de mapas de riesgo de inundación</i>	<i>30</i>
<i>2.4.2 Determinación de zonas de peligrosidad</i>	<i>30</i>
<i>2.5 Herramientas de modelación.....</i>	<i>33</i>
<i>2.5.1 ArcGis Pro.....</i>	<i>33</i>
<i>2.5.2 HEC-RAS.....</i>	<i>33</i>
<i>2.5.2.1 Ecuaciones que utiliza el programa para realizar los cálculo hidráulicos: .</i>	<i>34</i>
<i>2.5.3.1 Modelación en dos dimensiones (2D):</i>	<i>35</i>
<i>2.5.3.1.1 Flujo</i>	<i>37</i>

2.5.3.1.2 Información de elevación del terreno	37
2.5.3.1.4 Malla Computacional	37
2.5.3.1.5 Condiciones de frontera	39
2.5.3.1.6 Condiciones iniciales	39
2.5.3.1.7 Plan de modelación	40
2.5.3.1.8 Exactitud y estabilidad del modelo	41
2.6. Estudios Relevantes sobre Modelación de Inundaciones con HEC-RAS 2D	44
3.1 Objetivo general	47
3.2 Objetivos específicos	47
4 Metodología	48
4.1 Caracterización de la zona de estudio en términos hidrológicos e hidráulicos.....	48
4.1.1 Caracterización hidrológica	48
4.1.1.1 Capas de interés	48
4.1.1.2 Caracterización de la cuenca hidrológica	49
4.1.1.2.1 Delimitación de la llanura de inundación	50
4.1.2 Canal de riego MD8.....	50
4.1.3 Generación de hidrogramas de entrada	50
4.2 Modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS	52
4.2.1 Modelación en HEC-RAS.....	52
4.2.2 Condiciones actuales	55
4.2.3 Condiciones futuras	56
4.3 Análisis estadísticos	57
5. Resultados	58
5.1. Caracterización de la zona de estudio en términos hidrológicos e hidráulicos.....	58
5.1.1 Cuenca hidrográfica del río Cañas-Diriá.....	58

5.1.2 Llanura de inundación simulada	58
5.1.3 Canal primario de riego MD 8, sus estructuras hidráulicas y alrededores	59
5.1.4 Tipo de cobertura del suelo y valores de la <i>n</i> de Manning	61
5.1.5 Análisis de eventos hidrometeorológicos	63
5.1.5.1 Datos de precipitación.....	63
5.1.7.2 Recolección de datos en la zona de estudio	66
5.1.7.3 Elección del evento a utilizar en la modelación hidráulica	69
5.1.6 Hidrogramas de entrada para el modelo hidráulico	70
5.2. Modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS de las condiciones actuales. 75	
5.2.1 Preparación del modelo y condiciones iniciales.....	75
5.2.2. Resultados de la simulación hidráulica	81
5.3 Modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS con la incorporación de la nueva infraestructura hidráulica de la red primaria de PAACUME..... 99	
5.3.1 Implementación de modificaciones en el modelo.....	99
5.3.2 Resultados bajo condiciones modificadas	100
5.4 Comparación de los resultados obtenidos en ambas modelaciones hidráulicas... 112	
5.5 Variaciones locales del flujo y estructuras del canal..... 121	
6. Conclusiones..... 137	
7. Recomendaciones..... 138	
9. Anexos 144	

Índice de figuras

Figura 1. Mapa de la cuenca hidrográfica del río Cañas-Diriá.....	20
Figura 2. Distritos dentro del proyecto PAACUME.....	21
Figura 3. Componentes principales de PAACUME	22
Figura 4. Ubicación, distribución y nomenclatura de la red de canales pertenecientes al proyecto PAACUME.	23
Figura 5. Diseño general del canal de red de distribución	24
Figura 6. Ubicación de estructuras a construir en el canal MD8.....	26
Figura 7. Potencial de inundación de sitios dentro del proyecto PAACUME.....	28
Figura 8. Zonas de peligro según el criterio del gobierno francés.	31
Figura 9. Zonas de peligro según el criterio del FEMA.	32
Figura 10. Zonas de peligro según el criterio del gobierno de Galés del Sur	32
Figura 11. Principales opciones del Hec-Ras para modelación en 2D.	36
Figura 12. Principales componentes de las celdas de la malla computacional..	38
Figura 13. Diagrama del proceso seguido para el desarrollo del trabajo.	48
Figura 14. Diagrama de flujo para la modelación hidráulica en Hec-Ras.....	52
Figura 15. Metodología del análisis estadístico aplicado a los resultados del modelo hidráulico.	57
Figura 16. Subcuenas presentes en la cuenca hidrográfica correspondiente la río Cañas-Diriá.....	58
Figura 17. Llanura de inundación simulada de la cuenca del río Cañas-Diriá.....	59
Figura 18. Infraestructuras hidráulicas por incluir y poblados circundantes al canal de riego MD8.....	60
Figura 19. Tipos de cobertura del suelo presentes en la llanura de inundación.	61
Figura 20. Porcentajes de distribución de los distintos tipos de cobertura en la zona de inundación.	62
Figura 21. Estimación de comportamiento de las precipitaciones respecto a distintos periodos de retorno en la cuenca del río Cañas-Diriá.....	64
Figura 22. Mapeo de lugares donde se realizaron las conversaciones con los pobladores de la llanura de inundación.....	67

Figura 23. Fotografías del evento de lluvias de Noviembre, 2024 en punto de validación número 10.	69
Figura 24. Comportamiento de las precipitaciones en los primeros 16 días del mes de noviembre, 2024 en la zona de Santa Cruz.	70
Figura 25. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 2 años.	72
Figura 26. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 5 años.	72
Figura 27. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 10 años.	73
Figura 28. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 25 años.	73
Figura 29. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 100 años.	74
Figura 30. Unión de modelo digital de elevación Lidar y CRDTM2020 en la parte Sur de la zona de estudio.	76
Figura 31. Modificaciones para encausar los ríos en zonas con menor resolución.	77
Figura 32. Ubicación de las entradas, salidas y puentes en la modelación hidráulica.	78
Figura 33. Malla computacional del modelo hidráulico.	79
Figura 34. Zonas de refinamiento en comparación con la malla computacional general. ..	80
Figura 35. Ejemplo de línea de corte utilizada en la modelación hidráulica.	80
Figura 36. Mapa de tirante máximo de inundación para el evento ocurrido en noviembre, 2024 en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá.	85
Figura 37. Comparación de mancha de inundación obtenida en la modelación hidráulica y la captada por Sentinel 1.	88
Figura 38. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 2 años.	89
Figura 39. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 5 años.	89
Figura 40. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 10 años. ..	90
Figura 41. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 25 años. ..	90
Figura 42. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 100 años. ..	91

Figura 43. Velocidad máxima obtenida en la modelación del evento de lluvias de noviembre, 2024.	92
Figura 44. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 2 años.	93
Figura 45. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 5 años.	93
Figura 46. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 10 años.	94
Figura 47. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 25 años.	94
Figura 48. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 100 años.	95
Figura 49. Mapa de niveles de riesgo para el evento de lluvias de Noviembre, 2024.	96
Figura 50. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 2 años.	97
Figura 51. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 5 años.	97
Figura 52. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 10 años.	98
Figura 53. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 25 años.	98
Figura 54. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 100 años.	99
Figura 55. Inclusión del canal primario MD8 en la modelación hidráulica.	100
Figura 56. Canal MD8 lleno de agua antes de comenzar la simulación.	100
Figura 57. Mapa de tirante máximo de inundación para el evento ocurrido en noviembre, 2024 en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8 en la zona.	101
Figura 58. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 2 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.	102
Figura 59. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 5 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.	103
Figura 60. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 10 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.	103
Figura 61. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 25 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.	104

Figura 62. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 100 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.....	104
Figura 63. Velocidad máxima en inundación por lluvias de Noviembre, 2024 con inclusión del canal de riego MD8.	105
Figura 64. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 2 años con inclusión del canal de riego MD8.	106
Figura 65. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 5 años con inclusión del canal de riego MD8.	106
Figura 66. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 10 años con inclusión del canal de riego MD8.	107
Figura 67. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 25 años con inclusión del canal de riego MD8.	107
Figura 68. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 100 años con inclusión del canal de riego MD8.....	108
Figura 69. Mapa de niveles de riesgo para lluvias de Noviembre, 2024 con la inclusión del canal de riego MD8.	109
Figura 70. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 2 años con la inclusión del canal de riego MD8.	110
Figura 71. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 5 años con la inclusión del canal de riego MD8.	110
Figura 72. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 10 años con la inclusión del canal de riego MD8.	111
Figura 73. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 25 años con la inclusión del canal de riego MD8.	112
Figura 74. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 100 años con la inclusión del canal de riego MD8.	112
Figura 75. Visualización en 3D de la mancha de inundación obtenida en la modelación para las lluvias de Noviembre, 2024, en las condiciones actuales.	113
Figura 76. Visualización en 3D de la mancha de inundación obtenida en la modelación para las lluvias de Noviembre, 2024, con la inclusión del canal de riego MD8.	113
Figura 77. Representación de tirantes mayores y menores a 0.3 m en el área de estudio.	116

Figura 78. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el evento de lluvias de noviembre de 2024.	117
Figura 79. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 2 años.	119
Figura 80. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 5 años.	119
Figura 81. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 10 años.	120
Figura 82. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 25 años.	120
Figura 83. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 100 años.	121
Figura 84. Tirante máximo en posible ubicación de la bomba requerida para el transporte de agua del canal MD8 a la zona costera	122
Figura 85. Cambio promedio del tirante aguas arriba y aguas abajo del cruce del canal en el río Diríá.	124
Figura 86. Tirante aguas arriba del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.	124
Figura 87. Tirante aguas abajo del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.	125
Figura 88. Tirante aguas arriba del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.	125
Figura 89. Tirante aguas abajo del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.	126
Figura 90. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.	126
Figura 91. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.	127
Figura 92. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.	127

Figura 93. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.	128
Figura 94. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.	128
Figura 95. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.	129
Figura 96. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.	129
Figura 97. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.	130
Figura 98. Cambio promedio del tirante aguas arriba y aguas abajo del cruce del canal en el río Cañas.	131
Figura 99. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.	131
Figura 100. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.	132
Figura 101. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.	132
Figura 102. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.	133
Figura 103. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.	133
Figura 104. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.	134
Figura 105. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.	134
Figura 106. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.	135
Figura 107. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.	135

Figura 108. Tirante abajo arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.	136
Figura 109. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.	136
Figura 110. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.	137

Índice de tablas

Tabla 1. Principales características hidráulicas del canal MD 8.....	25
Tabla 2. Configuraciones para el número de Courant en la modelación hidráulica.	54
Tabla 3. Extensiones y nombre de cada uno de los sifones del canal de riego MD8.	60
Tabla 4. Coeficiente de rugosidad asignado para cada tipo de cobertura de suelo encontrada en la llanura de inundación.	62
Tabla 5. Datos de precipitación acumulada de distintos periodos de retorno.....	64
Tabla 6. Acumulados máximos de precipitación de dos potenciales eventos hidrometeorológicos a utilizar en la modelación hidráulica.....	65
Tabla 7. Comparación de los tirantes de la inundación de ambos eventos en los lugares mapeados en la llanura de inundación de la cuenca del río Cañas-Diriá.	67
Tabla 8. Lluvias acumuladas de diseño para cada duración y periodo de retorno.....	71
Tabla 9. Caudales máximos para cada entrada al modelo hidráulico en distintos periodos de retorno.....	75
Tabla 10. Información de las entradas y salidas del modelo hidráulico.	78
Tabla 11. Parámetros hidráulicos y errores numéricos del modelo hidráulico para distintos escenarios temporales.	82
Tabla 12. Comparación de los tirantes reportados por los pobladores vs los obtenidos en el modelo hidráulico realizado.	85
Tabla 13. Resumen de análisis estadísticos realizados para la validación del modelo.....	87
Tabla 14. Tirante y velocidad promedio con su respectiva desviación estándar para distintos escenarios con y sin la inclusión del canal MD8.....	114
Tabla 15. Análisis estadístico de los cambios en el tirante entre escenarios con y sin canal para el evento de noviembre de 2024.	116
Tabla 16. Análisis estadístico de los cambios en el tirante entre escenarios con y sin canal para distintos periodos de retorno.....	118

1.Introducción

1.1 Justificación

Según Arroyo (1992), existía una notable falta de información sobre los peligros naturales que el país podría enfrentar. Señalaba que los planes para atender una posible amenaza natural eran escasos, debido a la carencia de materiales cartográficos que permitieran ubicar las zonas más vulnerables a los embates de catástrofes, según sus características físicas y naturales.

Treinta años después, la situación no es muy diferente. Actualmente existen mapas de amenazas con escalas 1:50000 o mayores para todo el territorio nacional. Debido a la escala utilizada y la poca información referente al tema de desastres naturales históricos, los mapas cuentan con bastantes limitaciones, por ejemplo, algunos mapas presentan áreas sin ningún tipo de información (denominadas en “blanco”). Además, las potenciales amenazas detectadas en el sector en estudio pueden no estar correctamente ubicadas y se recomienda ajustar la locación en caso de ser aplicados a escalas menores (Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencia, 2023). El tener mapas de riesgo de eventos naturales con poca precisión puede tener grandes riesgos para las poblaciones y para las edificaciones, especialmente en zonas propensas a estos eventos.

El territorio costarricense está sujeto a la influencia de fenómenos hidrometeorológicos como frentes fríos y sistemas de baja presión y ciclones tropicales, que generan intensas precipitaciones con la capacidad de provocar inundaciones en distintos puntos del país (Comisión Nacional del Agua, 2011). En Costa Rica, se estima que un 85% de los eventos de desastre están relacionados con el exceso de lluvias que generan inundaciones, ya sea por el desbordamiento de cuerpos de agua o por el diseño o incorporación de infraestructura hidráulica en la zona de forma errónea (Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencia, 2022). Específicamente en la provincia de Guanacaste, las inundaciones han ocasionado pérdidas humanas, daños económicos y agrícolas, así como un aumento en enfermedades. Este impacto abarca lo social, económico, sanitario y ambiental (Retana & Solano, 2008).

Relacionado con el proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME), se ha identificado un alto riesgo de

inundación en la margen derecha del proyecto, motivado por fenómenos periódicos de inundación en la zona que podría verse potenciados por la incorporación de los canales de riego. Se sugiere realizar una modelación hidráulica bidimensional en las planicies inundables de las subcuencas de los ríos Las Palmas, Cañas, Diriá y Charco que permitirá determinar la amenaza de inundación y proponer medidas de mitigación efectivas (Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento, 2022). Dado lo anterior, en este proyecto se busca realizar mapas de inundación a partir de modelaciones hidráulicas, de forma que se obtengan condiciones de flujo más específicas para la planicie Cañas-Diriá.

Si bien el tener mapas de inundaciones más precisos en esta zona no evitará que este tipo de eventos naturales ocurran, sí permitirá a las autoridades pertinentes tomar decisiones para gestionar este tipo de eventos de forma predictiva, preventiva y correcta buscando que se minimice el daño causado por las mismas.

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente, la justificación de la realización del presente proyecto se resume en los siguientes puntos:

- Actualmente, no se cuenta con mapas de riesgo por inundaciones precisos y adecuados para el estudio y toma de decisiones respecto a potenciales inundaciones.
- Mapas de riesgos de inundación con información relevante permitirán tomar decisiones adecuadas para minimizar los efectos negativos que tienen las inundaciones en los ámbitos sociales, económicos y ambientales en el país.
- Se sugiere realizar estudios de riesgo de inundación en zonas ubicadas en la margen derecha del río Tempisque para la determinación de posibles efectos de la incorporación de la infraestructura necesaria para establecer los canales de riego en la zona.
- Los resultados de este trabajo brindarán información detallada y precisa de los impactos de la infraestructura hidráulica a incluir, sobre las condiciones de flujo en una potencial inundación en la planicie del río Cañas-Diriá, para su uso en la toma de futuras decisiones respecto al proyecto PAACUME.

1.2 Delimitación del problema

Se desconoce si la inclusión de la infraestructura hidráulica de canales de irrigación primaria del proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME), en la planicie del río Cañas-Diriá, Guanacaste, Costa Rica, tendrá efecto en los niveles de altura del agua en el caso de darse una inundación en la zona. La planicie antes mencionada se ubica en la margen derecha del Río Tempisque.

Este estudio es realizado como un proyecto de graduación que forma parte del desarrollo del proyecto B7522-21: Estudio de Zonas de Amenaza por Inundación usando Sensores Remotos, Análisis Hidrológico e Hidráulico para Mejorar la Cuantificación y Gestión del Riesgo, perteneciente a la Universidad de Costa Rica (UCR), a la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencia (CNE) y al Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA). Esta última institución como ente responsable de PAACUME

Como alcance del proyecto se plantea la realización de mapas de inundación de la zona de estudio con la condiciones estructurales actuales (sin los canales de riego) y con la condiciones estructurales futuras (con la incorporación de los canales de riego). En estos mapas se busca mostrar las condiciones hidráulicas de flujo obtenidas en una inundación para distintos periodos de retornos.

Se hará uso de datos de precipitación, sistemas de información geográfica (SIG), sistemas de posicionamiento global (GPS), capas de cobertura de suelos, y software como HEC-RAS y ArcGis Pro para realizar modelos hidráulicos de la zona en distintas condiciones estructurales. A partir de los modelos, se podrá determinar la influencia que tendría la infraestructura hidráulica de la red primaria de canales de riego en la zona sobre las condiciones de flujo cuando ocurre una inundación en la planicie en estudio para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años. Y a partir de estos datos obtenidos por medio de estas modelaciones, se realizarán los mapas de inundación de la zona en estudio.

2. Marco Teórico

2.1 Sitio de estudio

La cuenca hidrográfica de estudio corresponde a la del río Cañas-Diriá (Figura 1); específicamente la planicie del río Cañas que se une con el río Diriá ubicada en el margen derecho del río Tempisque. La misma se ubica en la provincia de Guanacaste, Costa Rica y abarca los distritos de: Santa Cruz, Veintisiete de Abril, Cartagena, y Tempate.

La cuenca del río Cañas tiene un área de aproximadamente 360 km² y una longitud del cauce de 31,86 km. Por otra parte, la cuenca del río Diriá posee una extensión de 166 km² y una longitud de cauce de aproximadamente 31,10 km (Barquero, 2019).

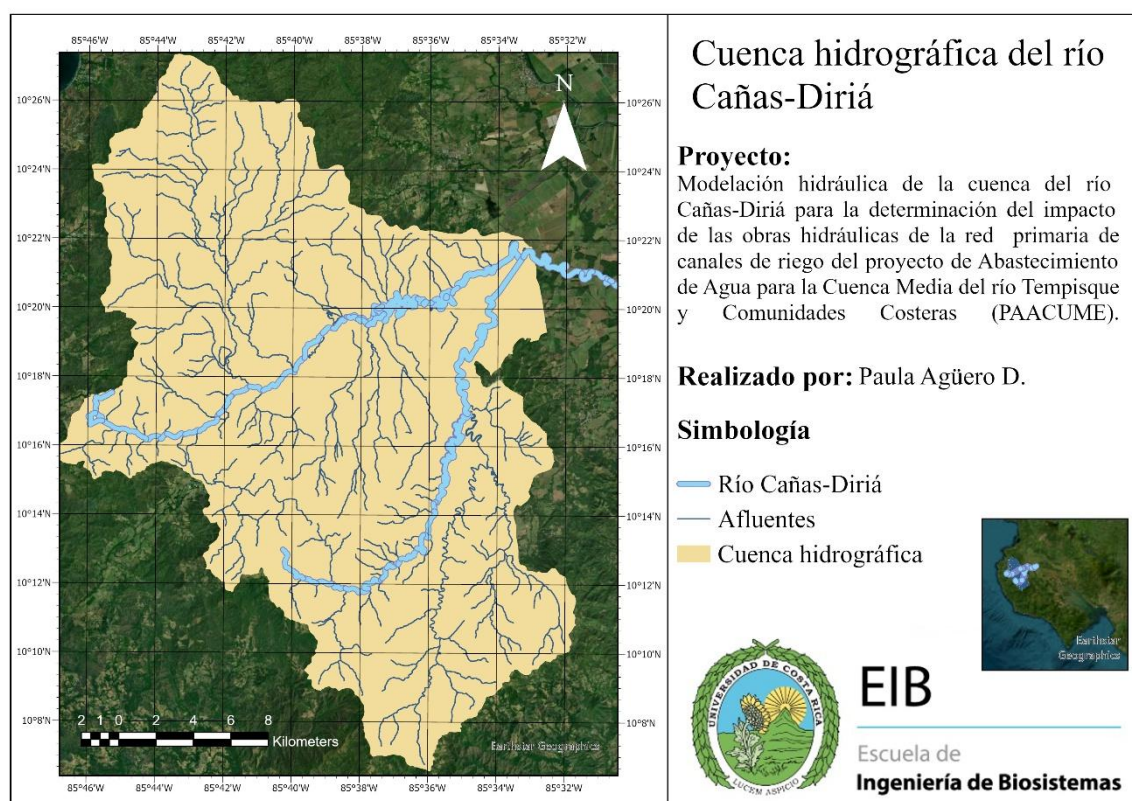


Figura 1. Mapa de la cuenca hidrográfica del río Cañas-Diriá.

2.2 Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME)

El Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y comunidades costeras (PAACUME) se encuentra ubicado en la región Chorotega, provincia de Guanacaste (SENARA, 2022). Su área comprende los cantones de Liberia, Bagaces, Carrillo, Santa Cruz y Nicoya los cuales abarcan los distritos que se observan en la Figura 2.

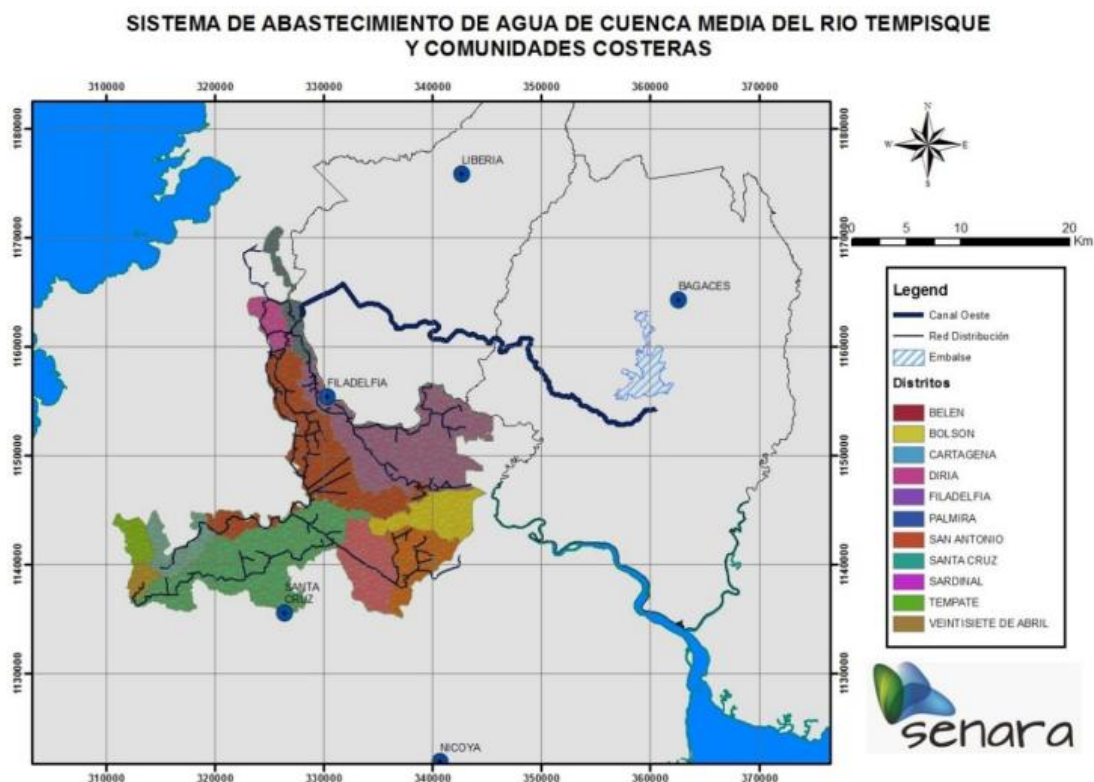


Figura 2. Distritos dentro del proyecto PAACUME. Nota: Tomado de SENARA (2022).

Según SENARA (2022), el proyecto se consta de cuatro componentes básicos (Figura 3):

- Embalse y presa: Su potencial ubicación es en Bagaces, a la altura del río Piedras. Tendría un espejo de agua de aproximadamente 850 hectáreas y un volumen útil de 71,40 hectómetros cúbicos.
- El Canal Oeste (tramos II y III): trasladaría el agua desde el embalse hasta la margen derecha del río Tempisque. Sería un trayecto de 55 kilómetros
- Red de distribución: inicia en Palmira. Se estiman 300 kilómetros de canales en los cantones de Carrillo, Santa Cruz y Nicoya.

- Infraestructura para generación hidroeléctrica en la presa: el aprovechamiento de agua para riego también permite la generación eléctrica entre 36 y 44 GWH, energía que permite abastecer aproximadamente 14.500 hogares.

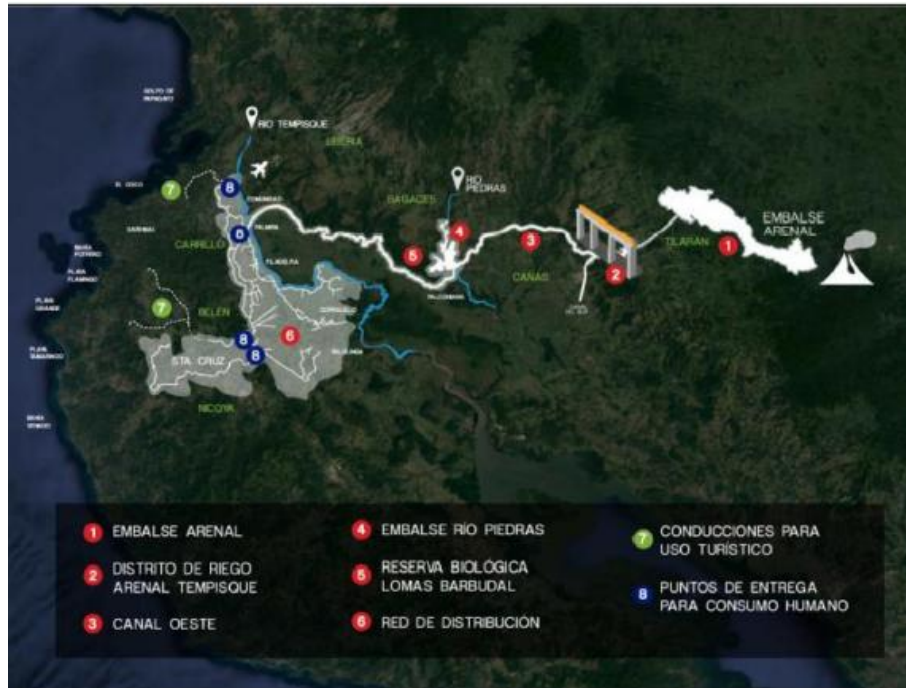


Figura 3. Componentes principales de PAACUME. Nota: Tomado de SENARA (2022).

El objetivo principal de la construcción de este proyecto es el de incrementar la disponibilidad del agua en la margen derecha del río Tempisque mediante la construcción de obras de infraestructura que permitan un mejor aprovechamiento del agua y un aumento en el desarrollo socioeconómico de la región y su adaptación al cambio climático (SENARA, 2022).

Se prevé que el proyecto beneficie con aproximadamente 16.5 m³/s de agua para riego, donde se cubrirían aproximadamente 18.700 ha, a 746 productores entre grandes, medianos y pequeños propietarios. Además, daría agua para consumo humano para abastecer a una población de 500.000 personas en un horizonte temporal de 50 años y 1.5 m³/s para riego de zonas turísticas (SENARA, 2022).

2.2.1 Red de distribución

El sistema de distribución está formado por canales primarios y secundarios de sección trapezoidal dimensionados de acuerdo con la demanda en los diferentes sectores. La

longitud de canales por construir de la red de distribución en la margen derecha es de 271 kilómetros, los cuales corresponden a la red primaria (116, 2 kilómetros), secundaria (116,2 kilómetros) y terciaria (38,6 kilómetros). Estos canales serán revestidos con concreto que transportarán el agua por gravedad (SENARA, 2022).

En la Figura 4, se observa la distribución, propuesta por la entidad responsable del proyecto, para la red de canales pertenecientes al proyecto. Las líneas color rojo corresponden a los canales primarios y las líneas verdes corresponden a la red de canales secundarios y terciarios. Así como la nomenclatura asignada a cada tramo de la red. En el caso de este proyecto, el tramo de interés está localizado al sur y es denominado canal MD8, el cual corresponde a un canal primario.

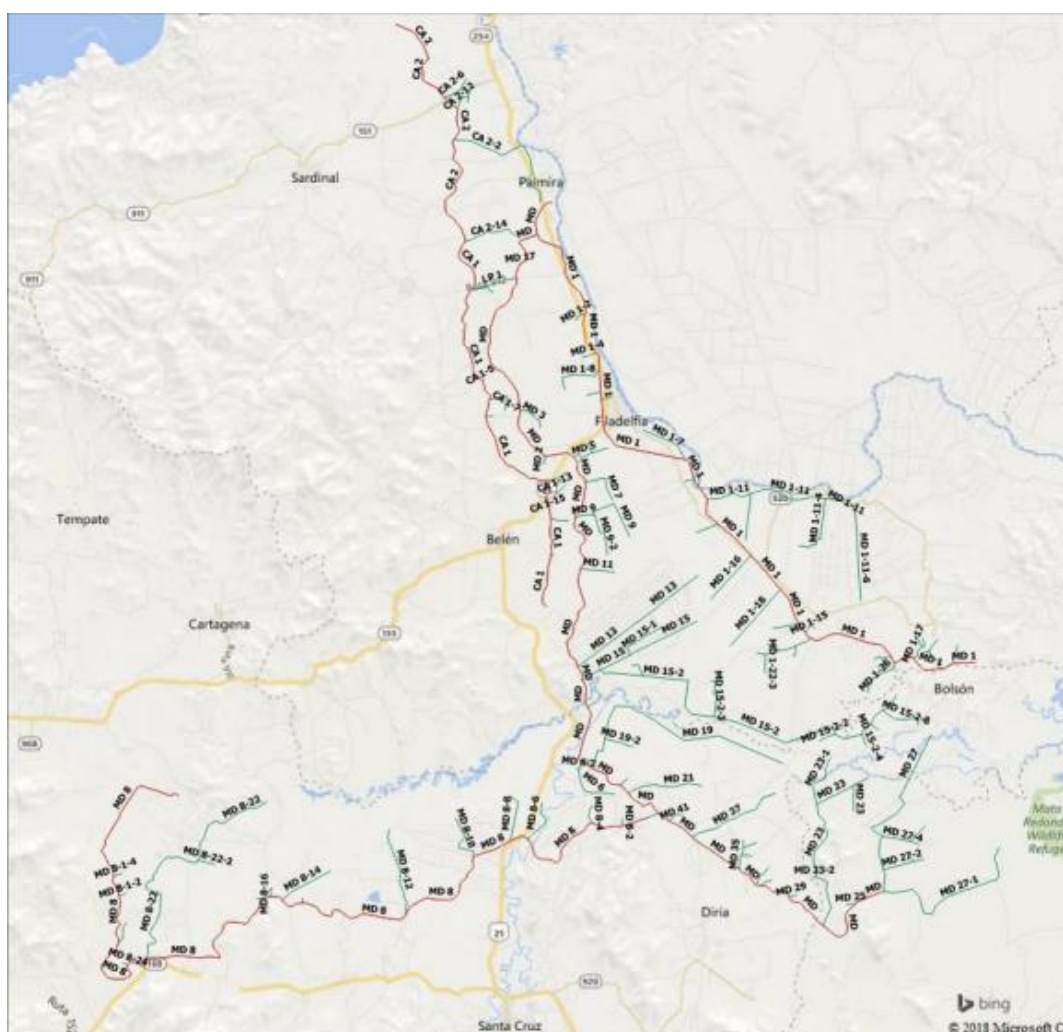


Figura 4. Ubicación, distribución y nomenclatura de la red de canales pertenecientes al proyecto PAACUME. Nota: Tomado de SENARA (2022).

2.2.1.1 Canales primarios

Según SENARA (2022), los canales serán de sección trapezoidal revestidos con una losa de concreto reforzado de 0,075 metros de espesor. Además, como se indica en la Figura 5, se propone un ancho que alberga la sección del canal (T), una sobre ancho al lado izquierdo de 2 metros y de 6 metros al lado derecho esto para construir un camino (4 metros) y un borde de protección (2 metros). Es importante mencionar que se consideró pertinente sobredimensionar en un 25% la capacidad hidráulica de los canales de la red de distribución. Se diseñan con una pendiente de 1/10000. Además, por ser canal revestido con concreto, se estima un coeficiente de rugosidad de 0,014 y un talud de diseño de 1:1,5. La red cuenta con cinco canales primarios: Canal MD, MD 1, MD 8, CA 1 y CA 2

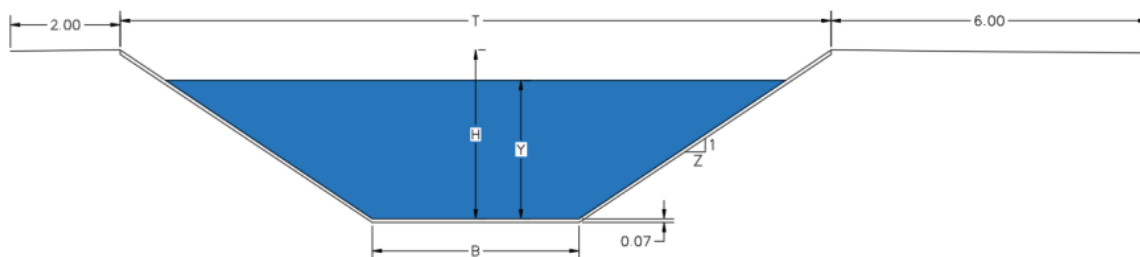


Figura 5. Diseño general del canal de red de distribución. Nota: Tomado de SENARA (2022).

2.2.1.1.1 Canal MD 8

Es un canal abierto trapezoidal de 24,2 kilómetros que se encarga de conducir un caudal de $3,10 \text{ m}^3/\text{s}$ desde la zona de Bernabela de Santa Cruz hasta las cercanías del poblado Hatillo de Santa Cruz. Este canal solo entregará agua a las fincas ubicadas a la derecha del sentido del flujo del agua, esto debido a que es el sector que tiene dominio para poder conducir el agua por gravedad en los canales secundarios y terciarios.

El margen izquierdo del canal se encuentra a cotas más altas que la rasante del canal. El MD8 inicia en la coordenada (330771, 1141869) y sigue el trazo hacia el oeste, pasando cerca del poblado de Lagunilla de Santa Cruz. El canal tiene varias derivaciones a canales secundarios y tomas parcelarias a lo largo de su recorrido. En la estación 5+835 se ubica la toma del canal MD 8-8 que deriva $0,35 \text{ m}^3/\text{s}$. Luego siguiendo el recorrido en dirección oeste se localiza la toma del canal MD 8-22 que conducirá un caudal de $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ en la estación

21+665. Luego de esto, el trazo del canal tendrá un cambio en su rumbo, ya que ahora este último tramo estará trazado hacia el norte hasta llegar a la estación 24+175 en el punto final del canal. En este tramo final se instalarán dos estaciones de bombeo que llevarán por medio de dos líneas de tubería un caudal de 1,0 m³/s entre las dos hasta sitios altos de la zona costera para usar el agua en riego de zonas turísticas.

Este canal se divide en cinco secciones, cuyas características geométricas e hidráulicas principales se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Principales características hidráulicas del canal MD 8. Nota: Tomado de SENARA, 2022.

Estación Inicial	Estación Final	Altura (m)	Base (m)	Tirante (m)	Rugosidad (Manning)	Talud (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Pendiente del canal (mm/mm)
0+000	6+705	1.65	1.75	1.35	0.014	1.50	0.60	3.10	0.0001
6+705	12+950	1.60	1.50	1.29	0.014	1.50	0.57	2.55	0.0001
12+950	16+950	1.30	1.25	1.06	0.014	1.50	0.50	1.53	0.0001
16+950	23+950	1.30	1.00	1.00	0.014	1.500	0.47	1.19	0.0001
23+950	24+175	0.40	0.30	0.20	0.014	1.5	0.17	0.020	0.0001

2.2.1.1.1 Estructuras en el canal

Es necesario la instalación y/o construcción de ciertas estructuras en el canal para garantizar la operación, medición y manejo del agua en la red de distribución de forma óptima. Las estructuras necesarias para el funcionamiento de la red de distribución son las siguientes: tomas parcelarias, pasos de fauna, estructuras de medición de caudales, sifones, puentes, tomas canal-canal, vertedores de excedencias, alcantarillas, cruces de caminos, represas, descargas de fondo y caminos (SENARA, 2022). En la figura 6, se pueden conocer todas las estructuras que se proponen para el correcto funcionamiento del canal de interés, así como la ubicación propuesta por el SENARA para cada una de ellas. Para más detalle de las estructuras consultar anexo 1.

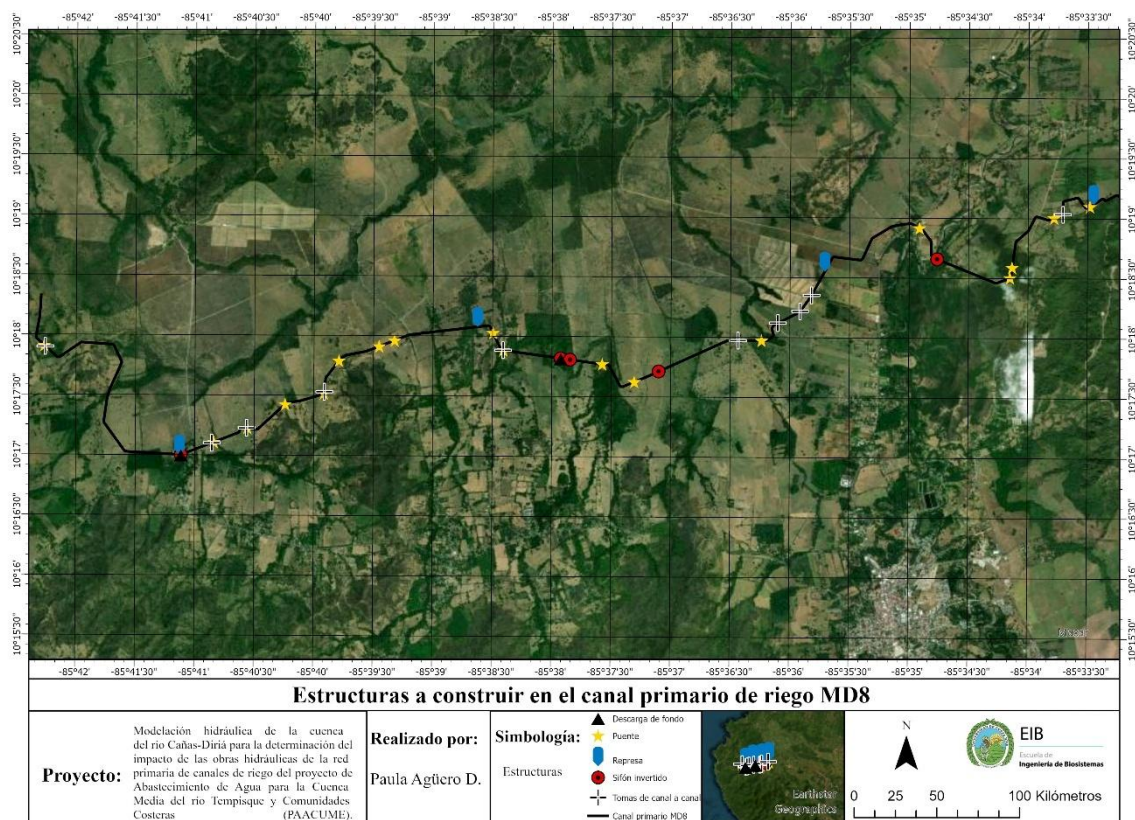


Figura 6. Ubicación de estructuras a construir en el canal MD8.

2.3 Eventos meteorológicos: Inundaciones

Por definición, una inundación es el desborde de agua fuera de los límites normales de un arroyo, río u otro cuerpo de agua o se acumula en un área que generalmente está seca (Federación Internacional de Sociedades de la Cruz Roja y de la Media Luna Roja, 2022).

Este tipo de eventos se consideran un fenómeno global que pueden causar devastación generalizada, daños económicos y pérdidas de vidas. Están asociados a un aumento en la frecuencia e intensidad de las precipitaciones y representan un riesgo considerable ya que, la mayoría de las veces ocurre en espacios ocupados por actividades productivas o en espacios urbanos (Camilloni et al., 2020).

2.3.1 Tipos de inundaciones

De acuerdo con el Sistema Nacional de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres de Colombia (2024) existen varios tipos de inundaciones:

- Repentinas: Ocurren cuando hay presencia de grandes cantidades de agua en muy corto tiempo. Son frecuentes en ríos de zonas montañosas con bastante pendiente, y son producto de: fuertes e intensas precipitaciones en terrenos sin vegetación, de obstrucciones que han caído al cauce del río, forman una represa, y eventualmente el agua ejerce la suficiente fuerza sobre los obstáculos para romperlos y arrastrarlos agua abajo.
- Lentas o en la llanura: Se producen sobre terrenos con poca o nula pendiente que desaguan o drenan muy lentamente. La mayoría son producto del comportamiento normal del régimen de aguas de un río que es expuesto a lluvias frecuentes o intensas.
- Urbanas: Producto de sistemas inefectivos de alcantarillado y desagües en las ciudades. Ocurren como producto directo de las precipitaciones

2.3.2 Inundaciones en la zona de estudio

Según el SENARA (2022), la zona donde se realizará la ampliación y distribución del canal se encuentra dentro de la llanura del Tempisque, la cual es un territorio plano propenso a inundarse en la época lluviosa. Específicamente en la zona de interés de este proyecto, se indica que los sitios de cruce de los ríos Las Palmas, Belén, Cañas y Diriá, tienen un riesgo de inundación con una probabilidad de ocurrencia alta, entre 1 y 5 años de período de retorno (Figura 7). Para estos sitios de cruce en el canal de conducción y la red de distribución, se deberán de tomar las medidas preventivas para minimizar posibles afectaciones sobre las estructuras, y sobre la operación del sistema de riego, debido al desbordamiento de los ríos.

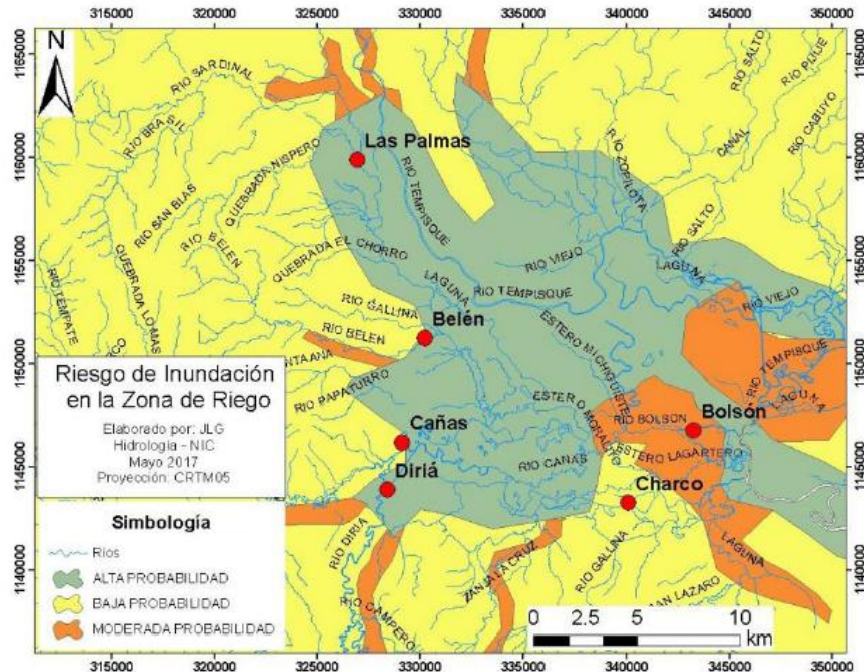


Figura 7. Potencial de inundación de sitios dentro del proyecto PAACUME. Nota: Tomado de SENARA (2022).

En las últimas 2 décadas, varios fenómenos meteorológicos han provocado afectaciones importantes en nuestro país y más concretamente en Guanacaste. Esta provincia es conocida por ser una de las principales regiones de Costa Rica con afectación por inundaciones cuando ocurre un evento atmosférico que genere precipitaciones intensas. Es posible mencionar dos eventos de esta índole que han provocado grandes afectaciones en la zona:

-Tormenta tropical Nate: De acuerdo con el Instituto Meteorológico Nacional (2017), en la primera semana de octubre se formó la tormenta tropical Nate, los días 4 y 5 de octubre del 2017, fueron los días donde se presentaron las precipitaciones más intensas, principalmente en la costa del Pacífico donde se alcanzaron acumulados entre 400-550 mm en dicho período. Si bien la tormenta Nate no impactó directamente en el territorio costarricense, los daños ocasionados por este sistema lo convirtieron en uno de los más dañinos que se han registrado en Costa Rica en la última década. Cerca de 11.517 personas tuvieron que ser reubicadas en 176 albergues a lo largo de la vertiente del Pacífico. Se reportó el fallecimiento de 11 personas y 4 desaparecidos. Las comunidades más afectadas en Guanacaste fueron Filadelfia, Abangares, Carrillo, Bagaces y Cañas.

En cuanto a daños materiales se reportaron cerca de 499 carreteras con algún tipo de afectación, de las cuales 117 eran rutas nacionales y 36 puentes estaban completamente inhabilitados. Además, se estimaron daños en aproximadamente 120 hectáreas de cultivos. El costo total de los daños causados por la emergencia se estimó en 185 millones de dólares.

- Precipitaciones intensas en noviembre, 2024: El mes de noviembre del año 2024 se convirtió en un mes histórico en Costa Rica por la intensidad de las lluvias y los incidentes asociados. Los eventos se atribuyeron al efecto indirecto de los huracanes Rafael y Sara, así como a la interacción de la Zona de Convergencia Intertropical. En Sardinal y La Cruz, se registraron los aguaceros más intensos en un noviembre de los últimos 27 años, con precipitaciones extremas en un lapso de 24 horas. Inclusive, se reportaron zonas en las que llovió unos 1000 litros por metro cuadrado entre el 4 y el 10 de noviembre. Se reportaron 2840 incidentes relacionados con inundaciones, deslizamientos y otros efectos de los fenómenos hidrometeorológicos, concentrándose en las provincias de Guanacaste y Puntarenas. La Comisión Nacional de Emergencias (CNE) declaró estado de emergencia durante 22 días consecutivos, movilizand o a 3065 personas a alojamientos temporales. Se indica que, según IMN, desde 1991 no se había presentado un noviembre donde se registraran tres temporales en un periodo tan corto de tiempo, de ahí la difícil situación con las inundaciones y los acumulados tan impresionantes. En el cantón de Santa Cruz, los registros de la estación meteorológica acumularon 1378 mm de lluvia, equivalentes a la precipitación promedio de un año en solo el periodo de los temporales (Madrigal, 2025).

2.4 Mapas de riesgo de inundación

Los mapas de riesgo de inundación se consideran una herramienta vital de análisis que facilita identificar áreas de mayor o menor riesgo al ser expuestos a fenómenos meteorológicos. Permite priorizar zonas en las que se debe invertir en infraestructura como, por ejemplo, la construcción de caminos, de obras hidráulicas, de edificios de salud y educación, entre otras instalaciones. Además, es un recurso importante cuando se trata de prevenir situaciones futuras de riesgo adecuando la gestión del territorio a las condiciones restrictivas para su ocupación (Renda et al., 2017)

De acuerdo con Ribera (2004), los mapas de riesgo de inundaciones se elaboran a partir de cartografía que localiza y caracteriza el fenómeno físico de las inundaciones, y a partir de cartografía que localiza y caracteriza los elementos expuestos.

2.4.1 Tipos de mapas de riesgo de inundación

La tipología de los mapas de riesgo de inundación presentada a continuación fue propuesta por Ribera (2004):

- Mapas de riesgo de áreas inundables: Son los mapas de riesgo de inundación más comunes; buscan visualizar las áreas con potencial de ser afectadas por un evento de inundación. En términos sencillos busca determinar la ocurrencia o no de un suceso en un territorio determinado. Se puede obtener por medio de distintas metodologías como la histórica, la geomorfológica y la hidrológica-hidráulica.
- Mapas de peligrosidad: En este tipo de mapas se plasman aquellas características específicas del suceso que lo pueden volver más o menos dañino. Por ejemplo, las profundidades, velocidades del agua o permanencia de la lámina de agua en un evento de inundación.
- Mapas de exposición: Toman en cuenta la ubicación de elementos expuestos durante un periodo de tiempo determinado; permite conocer la situación de aquellos elementos que pueden modificar su afectación en un evento en concreto.
- Mapas de vulnerabilidad a las inundaciones: muestran las peculiaridades de algunos elementos que incrementan o disminuyen el impacto de un potencial evento.
- Mapas de riesgo de daños por inundación: muestran las inundaciones en relación con el efecto negativo de las mismas sobre personas, bienes y actividades. Para su realización, se debe disponer de los cuatro mapas anteriormente mencionados.

2.4.2 Determinación de zonas de peligrosidad

Determinar el nivel de peligrosidad se puede definir considerando la altura y la velocidad del agua en calles, ríos y arroyos. Los criterios pueden variar dependiendo del país. A continuación, se muestran los criterios más relevantes en este tema:

- Criterio del Gobierno de Francia: Propuesta por Loat & Petrascheck en 1997, se secciona en tres categorías (Figura 8). El nivel alto se establece cuando se presenta

un peligro para las personas tanto dentro como fuera de sus casas de habitación; el nivel medio cuando el riesgo para la población existe solo fuera de sus viviendas y las estructuras pueden sufrir daños considerables. Por último, el nivel bajo cuando las estructuras pueden sufrir daños menores y la inundación o el arrastre de sedimentos pueden afectar el interior de las edificaciones (Alcocer et al., 2016).

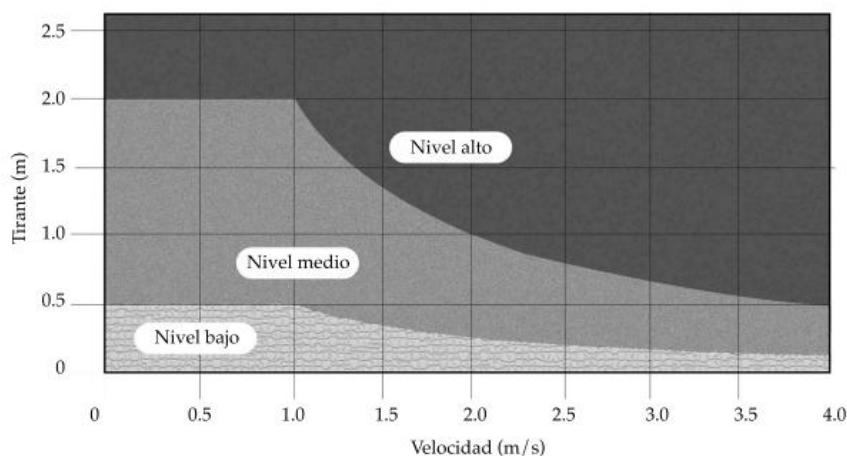


Figura 8. Zonas de peligro según el criterio del gobierno francés. Nota: Tomado de Alcocer, et al. (2016).

- Criterio de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA): Propuesto en 2009, relaciona el tirante máximo h (m) con la velocidad máxima del agua v (m/s) (Figura 9). En la zona de alto peligro la vida de las personas está en riesgo y las edificaciones pueden sufrir de algún tipo de fallas estructurales. En la zona media, existen daños en la integridad de las poblaciones y afectaciones en edificios y en la zona de peligro bajo, no existe ningún tipo de riesgo para los individuos, pero si pueden existir daños mínimos a infraestructuras (Alcocer et al., 2016).

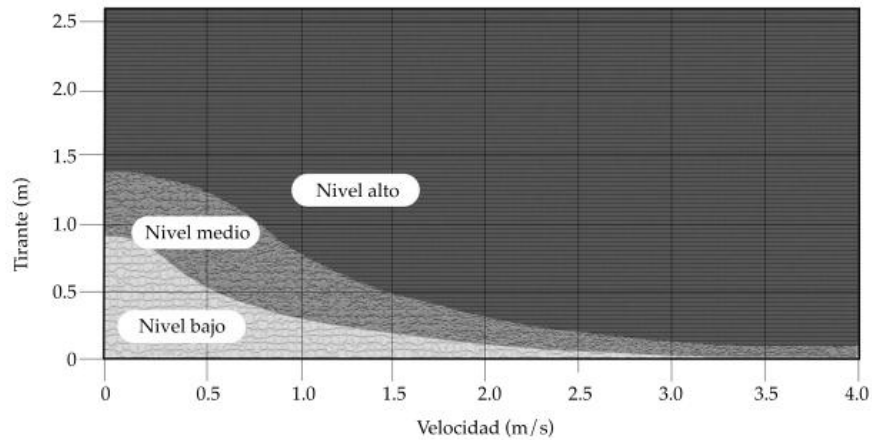


Figura 9. Zonas de peligro según el criterio del FEMA. Nota: Tomado de Alcocer, et al. (2016).

- Criterio del Gobierno de Gales del Sur: Propuesto en el 2005, definen tres rangos de peligro (Figura 10). En el nivel alto se especifica que la evacuación por vehículos es difícil; además, los adultos tienen problemas para cruzar las calles con seguridad y existe un potencial daño estructural a las construcciones; la zona de transición depende de la condiciones del lugar; en el nivel bajo se establece que, en caso necesario, los vehículos pueden evacuar a las personas y sus posesiones, y los adultos tendrían inconvenientes para cruzar las avenidas con seguridad (Alcocer et al., 2016).

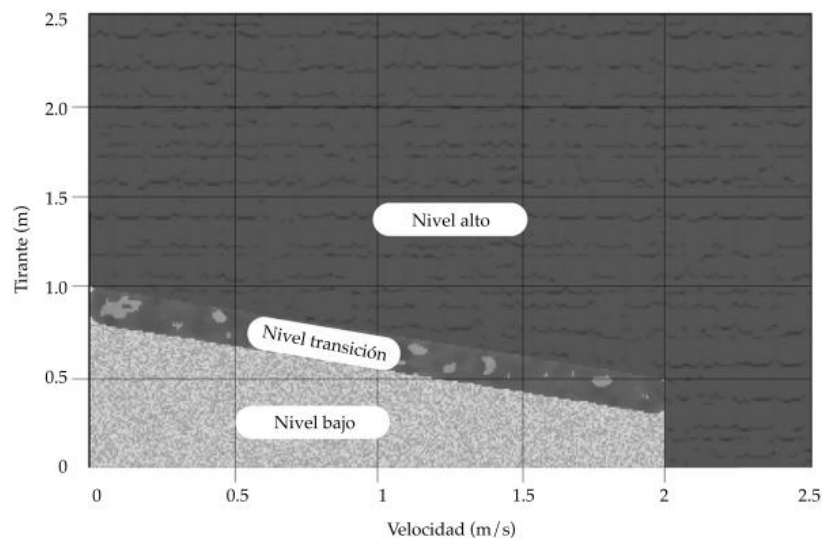


Figura 10. Zonas de peligro según el criterio del gobierno de Gales del Sur. Nota: Tomado de Alcocer, et al. (2016).

2.5 Herramientas de modelación

2.5.1 ArcGis Pro

El software permite realizar una recopilación, organización, administración, análisis, y distribución de información geográfica (ArcGIS Resource Center, s.f). Entre las principales áreas de uso de este programa, se pueden mencionar:

- *Creación de mapas:* Un mapa de ArcGIS es un mapa inteligente que muestra, integra y sintetiza completas capas de información geográfica y descriptiva de diversas fuentes. La información mostrada en este tipo de archivos, permiten utilizarla para la consulta, el análisis, la planificación y la administración. Es una herramienta que permite la búsqueda de patrones y relaciones, el análisis y modelado con la finalidad de resolver problemas específicos (ArcGIS Resource Center, s.f).
- *Compilación de información geográfica:* permite sintetizar datos de diversas fuentes en una misma vista geográfica unificada. Estas fuentes de datos incluyen información de bases de datos geográficas, datos tabulares de sistemas de administración de bases de datos (DBMS) y otros sistemas empresariales, archivos, hojas de cálculo, vídeos y fotos con geoetiquetas, KML, CAD Data, fuentes en directo de sensores, imágenes aéreas y de satélite (ArcGIS Resource Center, s.f).
- *Resolución de problemas con análisis espacial:* derivar nueva información de los datos existentes para permitir una mejor toma de decisiones. El software ofrece cientos de operaciones y herramientas analíticas que permiten resolver una amplia variedad de problemas distintos, desde localizar entidades que cumplen ciertos criterios a modelar procesos naturales como el flujo del agua sobre el terreno (ArcGIS Resource Center, s.f).

2.5.2 HEC-RAS

Programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés). Es un sistema integrado de software, diseñado para el uso interactivo en un entorno multitarea. Permite realizar cálculos de flujo constante unidimensional, cálculos de flujo inestable de una y dos dimensiones, cálculos de transporte de sedimentos/lecho móvil y modelado de la temperatura del agua/calidad del agua. El sistema se compone de una interfaz gráfica de usuario (GUI), componentes de análisis

separados, capacidades de almacenamiento y gestión de datos, gráficos, mapeo e instalaciones de informes (United States Army Corps of Engineers, 2023).

2.5.2.1 Ecuaciones que utiliza el programa para realizar los cálculos hidráulicos:

- Ecuaciones de Saint Venant:

Se trata de un sistema conformado por tres ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, de tipo hiperbólico y no lineal. Son fundamentales para el diseño y análisis de sistemas de transporte de fluidos, así como para la comprensión y predicción de fenómenos naturales como inundaciones, flujos de lodo y erupciones volcánicas (Sanz et al., 2020). A continuación, se presentan las ecuaciones que componen este sistema:

- ✓ Ecuación de continuidad: Cantidad de agua presente

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad \text{Ec.1}$$

Donde: h: elevación de la superficie del agua; u: velocidad media en x; v: velocidad media en y.

- ✓ Ecuación de momentum para “x”: Movimiento del agua en dirección horizontal

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2 + \frac{gh^2}{2})}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad \text{Ec.2}$$

Donde: h: elevación de la superficie del agua; u: velocidad media en x; v: velocidad media en y; g: aceleración de la gravedad; So: gradiente superficial en x o y; Sf: resistencia por fricción en x o y.

- ✓ Ecuación de momentum para “y”: Movimiento del agua en dirección vertical

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(hv^2 + \frac{gh^2}{2})}{\partial y} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad \text{Ec.3}$$

Donde: h: elevación de la superficie del agua; u: velocidad media en x; v: velocidad media en y; g: aceleración de la gravedad; So: gradiente superficial en x o y; Sf: resistencia por fricción en x o y.

- Ecuaciones de Onda difusa:

Son un modelo simplificado de las ecuaciones de Saint Venant. Se ignoran algunos términos de las ecuaciones como por ejemplo la aceleración convectiva y local, gradientes

de presión horizontal o fricción y pérdidas de energía. Se utiliza cuando el flujo se mueve lentamente y está dominado por la gravedad y la fricción (Mohajerani et al, 2021).

2.5.3.1 Modelación en dos dimensiones (2D):

El modelado de flujo en dos dimensiones se logra agregando elementos de área de flujo 2D en el modelo de la misma manera que agregando un área de almacenamiento. Los principales pasos para desarrollar este tipo de modelaciones consisten en dibujar un polígono de área de flujo 2D; desarrollar la malla computacional 2D; y luego vincular las áreas de flujo 2D a los elementos del modelo 1D y / o conectando directamente las condiciones de límite a las áreas 2D (United States Army Corps of Engineers, 2023).

Las principales opciones provistas por el software para la toma de decisiones respecto a las modelaciones en 2D se muestran en la Figura 11.

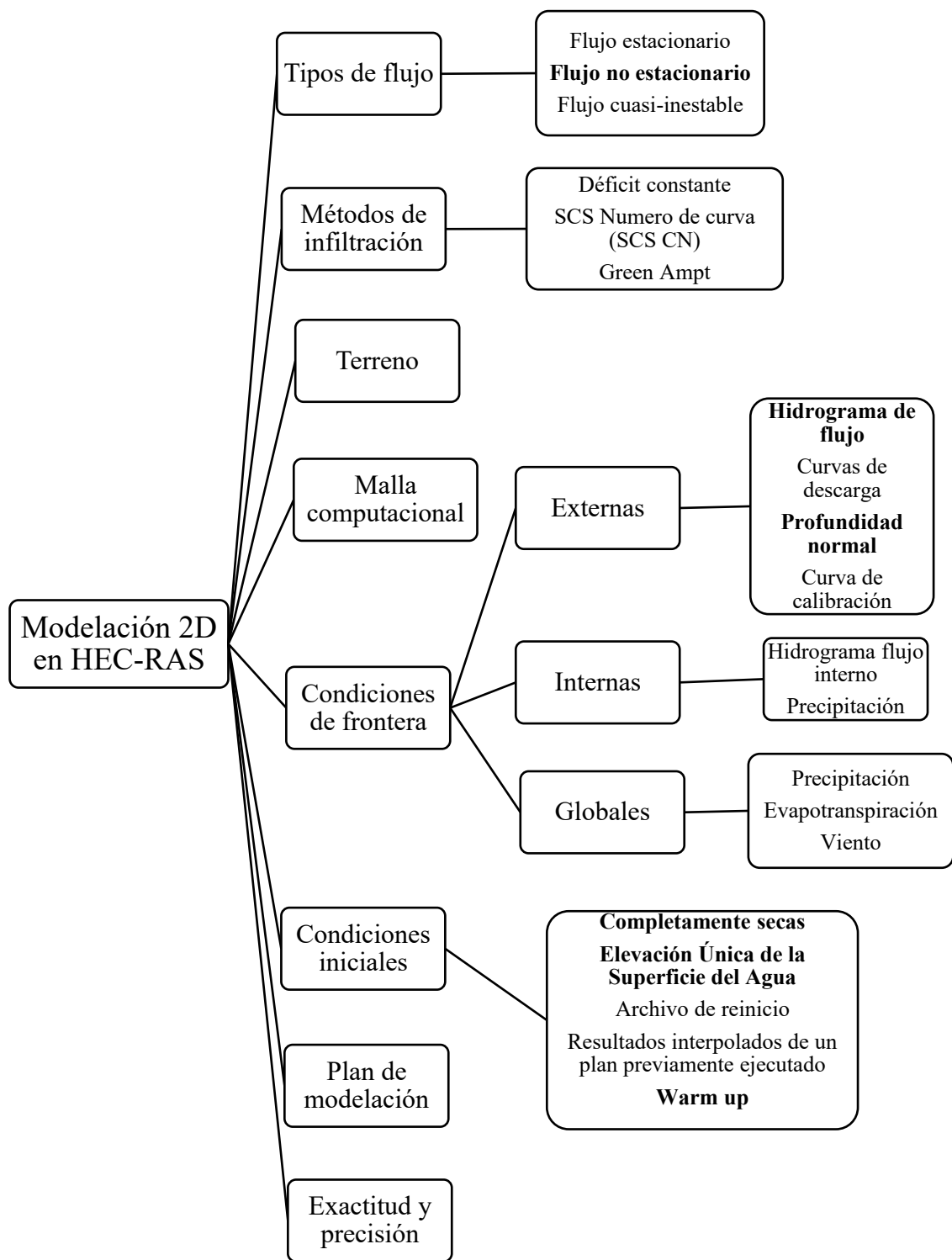


Figura 11. Principales opciones del Hec-Ras para modelación en 2D.

A continuación, se detallan algunos de los aspectos principales a tomar en cuenta para realizar una modelación hidráulica adecuada en el software HEC-RAS:

2.5.3.1.1 Flujo

El flujo no estacionario es aquel en el que su estado cambia con el paso del tiempo, es decir, si se observa el flujo en un mismo punto en distintos lapsos de tiempo, es posible notar diferencias en la velocidad, caudal o presión. Este tipo de flujo suele presentarse en condiciones naturales o no controladas (Nakayama. 2018).

2.5.3.1.2 Información de elevación del terreno

Otro punto de suma importancia es el modelo de elevación de terreno, el mismo es una representación de la superficie del suelo en lugares que afectan el movimiento del agua a través de la llanura de inundación. HEC-RAS admite el uso de datos de terreno en un formato ráster. Con el fin de representar de la mejor manera el área de la llanura de inundación y desarrollar una geometría precisa que lleve a buenos resultados en la modelación, el modelo de terreno digital (DTM) debe tener datos representativos de la zona en estudio. Se recomienda incluir las características lineales que rigen el movimiento del agua, llámese diques, muros, y carreteras. El tamaño de las celdas en el terreno debe ser lo suficientemente pequeño para capturar las principales características del terreno en el que se está desarrollando el proyecto estable (United States Army Corps of Engineers, 2023).

2.5.3.1.4 Malla Computacional

De acuerdo con United States Army Corps of Engineers (2023), la malla computacional es la encargada de controlar el movimiento del agua a través del área de flujo 2D. El primer paso es dibujar un polígono de contorno, el mismo debe rodear la zona donde se requiera computar la modelación en 2D. Una vez realizado el proceso, se procede a computar el polígono para obtener la malla. Se debe decidir el tamaño de las celdas de la malla de acuerdo con las necesidades del proyecto. Cada celda creada en la malla tendrá estas tres propiedades (Figura 12):

- Centro de la celda (Cell Center): Aquí es donde se calcula la elevación de la superficie del agua para la celda. El centro de la celda no corresponde necesariamente al centroide.

- Caras de la celda (Cell Faces): Estas son los límites de las celdas, son generalmente líneas rectas, pero también pueden ser líneas multipunto, como el límite exterior del área de flujo 2D. El límite de caras por celda es de 8.
- Puntos de cara de celda (Cell Face points): Son los extremos de las caras de la celda. Los que se encuentren en para el límite exterior del área de flujo 2D se utilizan para conectar el área de flujo 2D a elementos y condiciones de límite 1D.

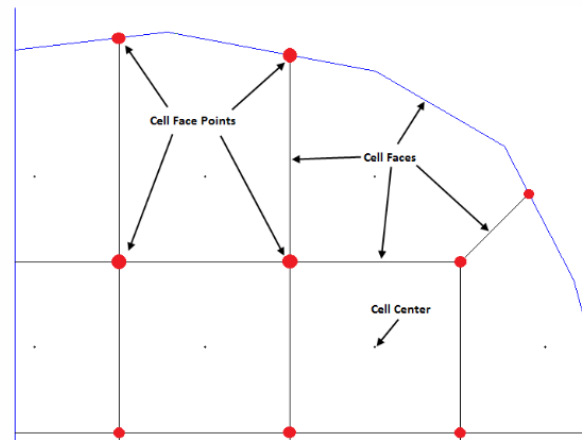


Figura 12. Principales componentes de las celdas de la malla computacional. Nota: Tomado de United States Army Corps of Engineers (2023).

La malla se podrá refinar, es decir, adecuar el tamaño de celda en ciertas regiones específicas, ya sea con línea de corte o zonas de refinamiento:

- Líneas de corte (breaklines): Estas se utilizan para forzar la malla a alinear las caras de celda computacional a lo largo de las líneas de corte. En general, este tipo de líneas deben agregarse a cualquier ubicación que sea una barrera al flujo, o controle el flujo/dirección. Además, es posible controlar el tamaño/espaciado de las celdas a lo largo de estas líneas (United States Army Corps of Engineers, 2023).
- Zonas de refinamiento (refinement regions): Permite refinar o ensanchar un área de la malla. Se crea un polígono para definir el límite del área de refinamiento. Las regiones de refinamiento se pueden utilizar para densificar un área donde se deseen resultados más detallados debido a cambios rápidos en el terreno o la elevación de la superficie del agua, o para simplificar un área donde la elevación de la superficie del agua no varía mucho y se desea reducir el número de puntos de cálculo en esa zona (United States Army Corps of Engineers, 2023).

2.5.3.1.5 Condiciones de frontera

a. Frontera externa:

- Hidrograma de flujo (Flow Hydrograph): se puede utilizar para introducir o extraer flujo de un área de flujo 2D. Los valores positivos introducirán flujo en el área mientras que los valores negativos, extraerán flujo de la zona 2D zona. Generalmente, esta condición límite se utiliza aguas arriba, sin embargo, es posible utilizarla aguas abajo (United States Army Corps of Engineers, 2023).
- Profundidad normal (Normal Depth): Esta condición solo se utiliza para extraer flujo de un área de flujo 2D. Se requiere que el usuario ingrese una pendiente de fricción para esa área, que también es necesaria para una ubicación de sección transversal 1D. La pendiente de fricción puede basarse en la pendiente del terreno en las cercanías de la línea de la condición de frontera del área de flujo 2D. Se calcula de manera individual para cada celda (United States Army Corps of Engineers, 2023).

2.5.3.1.6 Condiciones iniciales

Según United States Army Corps of Engineers (2023), las modelaciones 2D pueden comenzar en distintas condiciones:

- Completamente secas: No es necesario hacer nada para comenzar un área de flujo 2D en condiciones secas, ya que esta es la opción predeterminada. Es importante resaltar que una zona 2D conectada directamente al extremo aguas arriba o aguas abajo de un tramo 1D no puede comenzar en seco.
- Calentamiento de Condiciones Iniciales para Áreas de Flujo 2D: Es un periodo de preparación o calentamiento, el modelo comienza con las condiciones iniciales y mantiene constantes todas las condiciones de contorno, basándose en su valor al inicio de la simulación, y luego ejecuta una serie de pasos de tiempo con el caudal de entrada constante. Permite que el modelo establezca las elevaciones de la superficie del agua y los caudales que son consistentes con las ecuaciones de flujo no estacionario que se aplican. Se utiliza para suavizar la transición del flujo hacia el área de flujo 2D al inicio de una simulación ya que permite que el flujo se establezca gradualmente, en

lugar de entrar de forma repentina. Esto busca a evitar choques o transiciones abruptas en el sistema, que pueden generar inestabilidad o resultados no realistas.

2.5.3.1.7 Plan de modelación

De acuerdo con lo indicado por United States Army Corps of Engineers (2023), el plan define qué geometría y datos de flujo no estacionario se usarán, además de proporcionar una descripción e identificador corto para la ejecución. También se incluye en la información los programas seleccionados para ejecutarse, el intervalo de tiempo de la simulación, los ajustes de cómputo y las opciones de simulación.

Existen tres componentes utilizados para realizar un análisis de flujo no estacionario en HEC-RAS:

1. *Preprocesador de datos geométricos*: Procesa la información geométrica del modelo para su uso en la simulación convirtiendo la misma en una serie de tablas de propiedades hidráulicas, curvas de calibración y familias de curvas de calibración. Esto se realiza para acelerar los cálculos de flujo no estacionario. En lugar de calcular las variables hidráulicas para cada sección transversal en cada iteración, el programa interpola las variables hidráulicas a partir de las tablas generadas. El preprocesador debe ejecutarse al menos una vez, y solo es necesario volver a ejecutarlo si se realiza algún cambio en los datos geométricos. El preprocesador crea tablas de propiedades hidráulicas para el canal principal y la llanura de inundación. Cada tabla de propiedades hidráulicas contiene un mínimo de 21 puntos (un punto cero en el fondo del cauce y 20 valores calculados), y puede tener hasta un máximo de 100 puntos. Depende del usuario asegurarse de que la combinación del incremento y el número de puntos produzca una tabla que se extienda a una elevación suficientemente alta. Si la superficie del agua calculada supera el límite de la tabla, las propiedades se extrapolan extendiendo linealmente los dos últimos puntos. Esta extrapolación a menudo puede hacer que el modelo se vuelva inestable.
2. *Simulador de flujo no estacionario*: Lleva a cabo los cálculos del flujo basándose en las condiciones de frontera y los datos geométricos definidos.
3. *Postprocesador de salida*: Genera y presenta los resultados de la simulación en formatos visuales y tabulares. Por defecto, el postprocesador calculará una salida

detallada para un perfil de superficie de agua de etapa máxima. Este perfil no representa un momento específico en el tiempo, sino que muestra el perfil de la etapa máxima que ocurrió en cada sección transversal durante toda la simulación. Este perfil suele ser útil para obtener una vista rápida de la extensión máxima de la inundación durante un evento específico

2.5.3.1.8 Exactitud y estabilidad del modelo

- a. Exactitud: Según United States Army Corps of Engineers (2023), se puede definir como el grado de cercanía de la solución numérica a la solución verdadera y depende de los siguientes factores:
 - Suposiciones y limitaciones del modelo
 - Precisión de los datos geométricos: secciones transversales, valores de n de Manning, puentes, etc
 - Precisión de los datos de flujo y condiciones de contorno: hidrogramas de entrada.
- b. Estabilidad: De acuerdo con lo indicado por United States Army Corps of Engineers (2023), un modelo numérico inestable es aquel en el que ciertos tipos de errores numéricos crecen hasta el punto en que la solución comienza a oscilar o los errores se vuelven tan grandes que los cálculos no pueden continuar.

Los siguientes factores afectarán la estabilidad y la precisión numérica del modelo:

- Paso de tiempo de cálculo: Es un parámetro crítico en los modelos de flujo de ríos y otras simulaciones. Una forma de computar un paso de tiempo apropiado es por medio del número de Courant:

Número de Courant: Analiza la separación entre las secciones transversales y la velocidad de la onda de inundación. El principio básico es que el intervalo de computación debe ser igual o menor al tiempo que tarda el agua en viajar de una sección transversal a la siguiente. Se puede calcular mediante la ecuación 4.

$$C = \frac{V * \Delta T}{\Delta x} \leq 1 \quad \text{Ec. 4}$$

Nota: Número de Courant (C), V: velocidad de la onda de inundación (m/s); ΔT : tiempo computacional (s); Δx : tamaño promedio de las celdas (m).

El valor óptimo del número de Courant (C), por lo general, se establece en 1, por lo tanto, el tiempo computacional que asegura tener este número óptimo, se obtiene por medio de la ecuación 5.

$$\Delta T = \frac{\Delta x}{V} \quad \text{Ec.5}$$

Nota: V: velocidad de la onda de inundación (m/s); ΔT : tiempo computacional (s); Δx : tamaño promedio de las celdas (m).

Para ríos medianos a grandes, el número de Courant que se obtenga puede ser extremadamente restrictivo, a raíz de esto, se podría usar un paso de tiempo mayor, dado por la ecuación 6, y aun así mantener la exactitud y estabilidad del modelo.

$$\Delta T \leq \frac{Tr}{20} \quad \text{Ec. 6}$$

Nota: ΔT : tiempo computacional (s); Tr: tiempo de ascenso de la principal onda de inundación (s).

Al seleccionar este método es importante tomar en cuenta 5 aspectos que deben ser ingresados al software:

- ✓ *Courant máximo*: este es el número máximo de Courant permitido en cualquier celda 2D o sección transversal 1D. Si se excede el número máximo de Courant, el paso de tiempo se reduce a la mitad para el siguiente intervalo de tiempo. En general, si la onda de inundación está subiendo y bajando lentamente (la profundidad y la velocidad cambian lentamente), el modelo puede manejar números de Courant extremadamente altos. Para estos casos, los usuarios pueden establecer un número máximo de Courant tan alto como 5 o más. Sin embargo, si la onda de inundación cambia muy

rápida­mente (la profundidad y la velocidad cambian rápida­mente con el tiempo), el número máxi­mo de Courant deberá ajustarse más cerca de 1.

- ✓ *Courant mínimo:* Si el número de Courant en "todas" las ubica­ciones caen por debajo del mínimo, el paso de tiempo se duplicará. El valor de "Courant mínimo" siempre debe ser un poco menor que la mitad del valor de "Courant máxi­mo". Este parámetro esta estrictamente ligado con el "Número de pasos por debajo del mínimo antes de duplicar" que se explica en el siguiente punto.
- ✓ *Número de pasos por debajo del mínimo antes de duplicar:* se ingresa el número entero de pasos de tiempo en los que el número de Courant debe estar por debajo del mínimo especificado por el usuario antes de que se pueda aumentar el paso de tiempo. Esto puede evitar que el modelo aumente el paso de tiempo demasiado rápido. Los valores típicos para este campo pueden estar en el rango de 5 a 10.
- ✓ *Número máxi­mo de duplicaciones del paso de tiempo base:* Se ingresa el número máxi­mo de veces que el paso de tiempo base puede duplicarse.
- ✓ *Número máxi­mo de reducción del paso de tiempo base:* establece cuántas veces el modelo puede reducir el paso de tiempo para hacer cálculos más precisos. Cuando el flujo cambia muy rápido, el modelo puede decidir reducir el intervalo de tiempo para realizar cálculo más precisos, pero hay un máxi­mo de veces que esto puede ocurrir.
- Factor de ponderación Theta: Aplicado a las aproximaciones por diferencias finitas al resolver las ecuaciones de flujo no permanente. Puede variar de 0.5 a 1. Sin embargo, en la práctica, su rango útil está entre 0.6 y 1. Un valor de $\Theta = 1.0$ proporciona mayor estabilidad numérica, pero con menor precisión mientras que $\Theta = 0.6$ ofrece mayor precisión, pero con menor

estabilidad. En HEC-RAS, el valor predeterminado es 1. Una vez que el modelo esté configurado, se recomienda reducir Theta hacia 0.6, siempre que el modelo siga siendo estable (United States Army Corps of Engineers, 2023).

2.6. Estudios Relevantes sobre Modelación de Inundaciones con HEC-RAS 2D

En el estudio de Ongdas et al., (2020) sobre la cuenca del río Yesil, en Kazajistán, se realizó una modelación hidráulica bidimensional con HEC-RAS 2D en la cuenca del río Yesil, en Kazajistán, con el propósito de generar mapas de inundación para eventos con periodos de retorno de 10, 20 y 100 años. Se construyeron dos modelos con igual tamaño de celda, pero con configuraciones distintas: uno que incorporaba líneas de corte y otro que no. Las líneas de corte representaban elevaciones críticas del terreno, como zonas de terreno alto y márgenes del río, lo cual permitió forzar el modelo a respetar de forma más precisa los cambios topográficos que influyen en la dinámica del flujo. La finalidad de esta comparación era evaluar si la inclusión de estas estructuras topográficas mejoraba la precisión de las simulaciones. Ambos modelos fueron evaluados frente a un evento real de caudal alto ocurrido en el año 2017, utilizando datos observacionales para validar los resultados. El análisis reveló que, aunque el tamaño de la malla por sí solo (25, 50 y 75 m) no mostró diferencias significativas en la precisión del modelo, sí tuvo un impacto considerable en el tiempo de simulación: mallas más finas ofrecían mayor resolución, pero requerían más recursos computacionales. Por otro lado, la inclusión de las líneas de corte resultó en una ligera mejora en la precisión del modelo, así como en una reducción del tiempo de simulación, al permitir una representación más eficiente de las características del terreno sin necesidad de disminuir el tamaño de celda.

Pasando al continente americano, Chaverra, Aristizábal & Ríos (2024) realizaron un estudio en Colombia, específicamente en la zona denominada Quebrada La Liboriana, donde se implementó un modelo hidráulico bidimensional en HEC-RAS 6.2 con el fin de simular el comportamiento de flujos torrenciales en un entorno montañoso. La base del modelo fue un levantamiento topográfico detallado, cubriendo un tramo de 340 metros con una pendiente media de 0.038 m/m. A partir de esta información se generó un modelo digital del terreno (MDT) con una resolución espacial de 0.5 x 0.5 metros, el cual incluía tanto el cauce como su planicie de inundación. Para representar las condiciones del terreno se utilizaron dos valores distintos de rugosidad de Manning: 0.06 para el lecho de la quebrada, caracterizado

por gravas y arenas, y 0.03 para las zonas adyacentes, dominadas por vegetación tipo pasto. La malla hidráulica empleada fue estructurada y rectangular, con un mayor refinamiento (0.5 m) en el lecho y un refinamiento menor (2.0 m) en la llanura de inundación, lo que permitió un balance adecuado entre precisión y capacidad computacional. Las condiciones de entrada del modelo se definieron mediante hidrogramas de caudal generados a partir de datos obtenidos por una consultoría previa. Los resultados validaron la utilidad del modelo para estudios de amenaza por inundación y sugiere que su implementación puede ser clave para el ordenamiento territorial y la prevención de desastres.

Propiamente en Costa Rica, Guzmán et al. (2017) muestra una modelación realizada en la provincia de Limón, más concretamente en el río La Estrella. Esta modelación se realizó utilizando mallas de diferentes tamaños para adaptar el nivel de detalle según la importancia del área. En zonas críticas como diques, cauces angostos y canales principales se aplicaron mallas finas de 5 y 10 metros, mientras que en áreas menos sensibles se usaron tamaños mayores de 15 y 50 metros. Se utilizaron los programas Iber y HEC-RAS para simular escenarios de crecidas con periodos de retorno de 1, 5, 10, 25 y 50 años. La comparación entre ambos modelos mostró que, aunque las extensiones de inundación y los patrones de profundidades y velocidades son similares, Iber tiende a estimar niveles de agua y áreas inundadas ligeramente mayores, con diferencias del orden del 12 al 16 % dependiendo del escenario. Las mayores velocidades se localizaron en la parte alta del río, donde la pendiente es mayor, y las diferencias en resultados se atribuyen principalmente al tipo de mallado. La calibración del modelo se apoyó en datos topográficos proporcionados por entes externos, con interpolación de secciones transversales en un tramo importante del valle. Se validó con información histórica de eventos de inundación y observaciones de campo

Por último, en la provincia donde se desarrollará este proyecto, es decir, en Guanacaste. Específicamente en la cuenca del río Tempisque, se encuentra el estudio desarrollado por Villalobos (2014), quien realizó una modelación integral de dicha cuenca combinando herramientas hidrológicas e hidráulicas con el fin de simular el comportamiento del sistema fluvial bajo diferentes condiciones. La metodología se estructuró en dos componentes principales. En primer lugar, se implementó un modelo hidrológico en HEC-HMS, el cual subdividió la cuenca en unidades hidrológicas homogéneas tomando en cuenta

criterios como la fisiografía, el uso del suelo y la cobertura vegetal. Para cada subcuenca se aplicó el método del número de curva (CN) propuesto por el SCS para estimar la escorrentía directa, mientras que la generación de los hidrogramas de salida se realizó utilizando el hidrograma unitario del mismo organismo. La información hidrometeorológica se obtuvo a partir de registros pluviométricos del Instituto Meteorológico Nacional (IMN), y se complementó con mapas de uso del suelo y un modelo digital de elevación (DEM) generado con base en cartografía digital y datos topográficos provistos por CATIE y otras fuentes locales.

En la segunda etapa del estudio, los caudales generados por el modelo hidrológico fueron empleados como condiciones de entrada en un modelo hidráulico unidimensional desarrollado en HEC-RAS. Este modelo consideró 56 secciones transversales del cauce del río Tempisque, las cuales fueron levantadas mediante topografía convencional, además de incorporar información batimétrica obtenida en tramos representativos del río. Las condiciones de borde aguas abajo se definieron con base en los niveles observados en la estación de control de Guardia, mientras que aguas arriba se utilizaron los caudales derivados del modelo hidrológico. Se llevaron a cabo simulaciones en régimen permanente para distintos escenarios de caudal (bajo, medio y alto), y se analizaron las operaciones del embalse Arenal y del Canal del Sur, evaluando su efecto en la dinámica hidráulica del sistema. Asimismo, se simularon diferentes combinaciones de caudales base y configuraciones operativas del embalse con el fin de identificar condiciones críticas de desbordamiento. Como resultado, el modelo permitió localizar zonas vulnerables a inundaciones, especialmente en la parte baja del valle del Tempisque, y brindó información valiosa para la evaluación de la capacidad de respuesta del sistema frente a eventos extremos.

3. Objetivos

3.1 Objetivo general

Evaluar el impacto de la infraestructura hidráulica de la nueva red de distribución primaria del proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME) sobre las condiciones de flujo en una inundación en la planicie del río Cañas-Diriá para las crecientes producidas por las tormentas con periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años.

3.2 Objetivos específicos

- 3.2.1 Caracterizar la zona de estudio en términos hidráulicos e hidrológicos con el fin de obtener la base de datos necesaria para realizar la modelación hidráulica bidimensional correspondiente.
- 3.2.2 Realizar una modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS de las condiciones actuales de la planicie inundable del río Cañas-Diriá para las crecientes producidas en los periodos de retorno establecidos con el fin de obtener las condiciones hidráulicas de flujo en una inundación.
- 3.2.3 Efectuar una modelación hidráulica bidimensional de las condiciones de la planicie con la incorporación de la nueva infraestructura hidráulica de la red primaria de PAACUME para los periodos de retorno elegidos con el fin de obtener las condiciones hidráulicas de flujo en una inundación.
- 3.2.4 Comparar estadísticamente los resultados de las condiciones hidráulicas de flujo obtenidas en ambos escenarios para determinar si existen diferencias significativas entre ambas modelaciones producto de la inclusión de la infraestructura hidráulica de los canales de riego primarios de PAACUME en la zona.

4 Metodología

En la figura 13, se observa el proceso completo del desarrollo de la investigación. En las siguientes secciones se detallan cada uno de los bloques presentados.

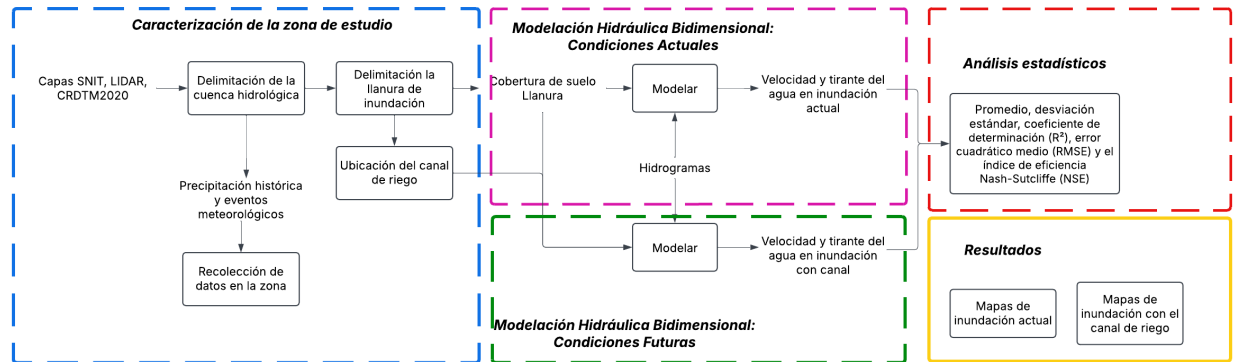


Figura 13. Diagrama del proceso seguido para el desarrollo del trabajo.

4.1 Caracterización de la zona de estudio en términos hidrológicos e hidráulicos

4.1.1 Caracterización hidrológica

4.1.1.1 Capas de interés

Para la obtención de las capas de curvas de nivel y red hidrográfica, se recurrió al Sistema Nacional de Información Territorial (SNIT). La capa de curvas de nivel utilizada se titula “Costa Rica. Curvas de Nivel a escala 1:25 000 (Capa oficial)”, publicada por el Instituto Geográfico Nacional - Registro Nacional en 2016. Esta capa es de tipo vectorial, con codificación de datos en UTF-8 y referenciada espacialmente bajo el sistema EPSG:5367. Por su parte, la capa correspondiente a los ríos lleva por nombre “Costa Rica. Cauce y Drenaje a escala 1:25 000”, también publicada por el Instituto Geográfico Nacional - Registro Nacional, pero en el año 2020. Al igual que la anterior, esta capa presenta una representación vectorial, codificación UTF-8 y sistema de referencia EPSG: 5367.

El SENARA proporcionó información topográfica de alta resolución obtenida mediante tecnología LIDAR (detección y localización por luz, por sus siglas en inglés) para algunas secciones dentro del área de estudio. Esta información, levantada en el año 2021, cuenta con una resolución espacial de 0.5 metros, lo cual permite un análisis más detallado del terreno y contribuye a una mayor precisión y exactitud en los resultados de la modelación hidráulica. Los datos fueron entregados en formato raster (.tif).

La información LIDAR no se encontraba disponible para la zona de estudio completa, por esta razón fue necesario completar con el modelo de terreno digital CRDTM2020, publicado por la Universidad Nacional en el año 2020 (Vázquez, 2022).

El DTM de CRDTM2020, con una resolución original de 30 metros, fue adaptado a un tamaño de celda de 0.5 metros para hacerlo compatible con la resolución espacial de los datos LIDAR. Cabe destacar que este proceso no mejora la resolución del DTM original, sino que ajusta el tamaño de celda para permitir su integración en una sola capa con el LIDAR, preservando la información original.

Todas las capas utilizadas fueron procesadas mediante el software de ArcGis Pro. Se realizaron delimitaciones de la información, delimitación de zonas de interés, uniones de capas, escalamiento de modelos de terreno digital y extracciones de las capas ya procesadas para su posterior inclusión al modelo hidráulico.

4.1.1.2 Caracterización de la cuenca hidrológica

La delimitación de la cuenca del río Cañas-Diriá, con una extensión de aproximadamente 590 km², dividida en 21 subcuencas, se realizó de forma manual en ArcGIS Pro debido a que el procedimiento automático no fue efectivo. Aunque se contaba con un modelo digital de elevación (MDE) y curvas de nivel, la presencia de zonas con pendientes muy suaves y pequeñas diferencias altimétricas impedía que las herramientas hidrológicas automáticas identificaran correctamente las divisorias de aguas. Por ello, se optó por una delimitación manual, apoyada en la interpretación visual del relieve, el análisis de las curvas de nivel y el trazado de líneas divisorias de acuerdo con la topografía natural, lo cual permitió obtener una segmentación coherente del sistema hidrológico para su posterior modelación.

Se realizó un análisis de precipitaciones históricas y de los eventos hidrometeorológicos ocurridos en la zona, con esta información se generaron las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) para la generación de hidrogramas. Además, se seleccionaron los eventos meteorológicos de interés y se calcularon los máximos acumulados en 1, 2, 3, 6, 12 y 24 horas para comparar con las curvas IDF y periodos de retorno dados. Además, con la elección de los eventos, se realizó una visita de campo donde se sondeó sobre las alturas percibidas por los pobladores en las inundaciones generadas a partir de estos fenómenos.

Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n) se determinaron a partir de una revisión bibliográfica y fueron ajustados en función de las coberturas de suelo presentes en la zona de estudio.

4.1.1.2.1 Delimitación de la llanura de inundación

Con la cuenca delimitada y sus respectivas capas, se delimitó la llanura de inundación tomando en cuenta aspectos como las alturas presentes en la zona y las ciudades que pudieran verse afectadas por una potencial inundación.

La extensión de la zona de estudio se determinó con base en criterios geomorfológicos e hidrológicos, incluyendo el cauce principal y áreas potencialmente inundables durante eventos extremos. Asimismo, se amplió hacia sectores fuera de la llanura activa con el fin de incluir el área urbana del poblado de Santa Cruz, debido a su relevancia socioeconómica y su exposición ante eventos de inundación. La topografía dentro de este dominio presenta una altitud máxima de 443,5 msnm y una mínima de 8,6 msnm; sin embargo, no se espera que toda esta área se inunde. La llanura de inundación activa, es decir, las zonas efectivamente anegadas bajo los escenarios simulados, corresponde únicamente a los sectores de menor altitud y cercanos al cauce, definidos por la pendiente local y la capacidad hidráulica. Esta disposición topográfica, con una depresión central, sugiere la existencia de una zona de acumulación natural en el centro de la planicie, lo cual puede favorecer el estancamiento de agua y aumentar el riesgo de inundación prolongada en esa área.

4.1.2 Canal de riego MD8

Las principales características del canal, incluyendo ubicación, ancho, profundidad, pendiente y forma de la sección transversal del canal de riego primario fueron brindadas por el SENARA. La información detallada se presenta en la tabla 1, donde se describen las dimensiones y parámetros hidráulicos esenciales de cada sección del canal.

4.1.3 Generación de hidrogramas de entrada

El proceso que se describe a continuación fue realizado propiamente por el proyecto B7522-21: “Estudio de Zonas de Amenaza por Inundación usando Sensores Remotos, Análisis Hidrológico e Hidráulico para Mejorar la Cuantificación y Gestión del Riesgo”, al cual se adscribe este trabajo, para su uso en el modelo hidráulico.

Con el objetivo de obtener lluvias de diseño para el análisis hidrológico de la cuenca, se recopilieron datos históricos de precipitación. Se seleccionaron los valores máximos de lluvia acumulada por año para los periodos de 1, 2, 3, 6, 12 y 24 horas. Para cada una de estas duraciones, se calcularon los promedios de precipitación máxima por hora analizada y sus respectivas desviaciones estándar, con el fin de caracterizar el comportamiento estadístico de las lluvias extremas en la región.

Posteriormente, se empleó la Distribución de Valor Extremo Tipo I (Gumbel) para estimar los valores de precipitación asociados a diferentes periodos de retorno, permitiendo así la construcción de lluvias de diseño con fundamento estadístico. Los periodos de retorno considerados fueron de 2, 5, 10, 25 y 100 años, utilizando para cada uno su respectiva probabilidad de excedencia. A partir de estos parámetros, se determinó un factor de frecuencia que, junto con los valores de promedio y desviación estándar previamente calculados para cada duración, permitió obtener la lluvia de diseño correspondiente a cada periodo de retorno y duración analizada.

Con los resultados obtenidos, se elaboró un conjunto de lluvias acumuladas de diseño para cada duración y periodo de retorno, facilitando su posterior uso como entrada en el modelo de simulación hidrológica. Estos valores permitieron definir de forma consistente la precipitación de entrada en el modelo HEC-HMS, lo que facilitó analizar la respuesta de la cuenca ante diferentes escenarios de eventos extremos y permitió estimar caudales máximos necesarios para el análisis de riesgos de inundación.

Los hidrogramas de entrada empleados en el modelo hidráulico fueron generados utilizando el software HEC-HMS, el cual permite simular la respuesta hidrológica de una cuenca ante eventos de precipitación.

Se calcularon hidrogramas para un total de 14 puntos de entrada al modelo hidráulico, abarcando tanto el evento de lluvias ocurrido en noviembre de 2024 como los escenarios asociados a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años. Estos hidrogramas representan el caudal en función del tiempo y reflejan la respuesta hidrológica de las distintas subcuencas ante diferentes intensidades de lluvia, permitiendo una mejor comprensión del comportamiento del flujo superficial durante eventos extremos.

Dado que no se cuenta con datos observados de caudales para realizar una validación externa, se llevó a cabo una validación interna basada en la consistencia y lógica de los resultados simulados. Se verificó que los hidrogramas obtenidos respondieran adecuadamente a los distintos escenarios de lluvia y periodos de retorno, mostrando un aumento progresivo en los caudales máximos y volúmenes conforme se incrementaba la intensidad del evento, lo cual es coherente con el comportamiento esperado del sistema hidráulico.

4.2 Modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS

4.2.1 Modelación en HEC-RAS

Para el desarrollo de la modelación hidráulica se utilizó el software HEC-RAS 6.4.1. En la figura 14, se observa el proceso completo seguido para el desarrollo del modelo hidráulico. Los procesos se detallan en las siguientes secciones.

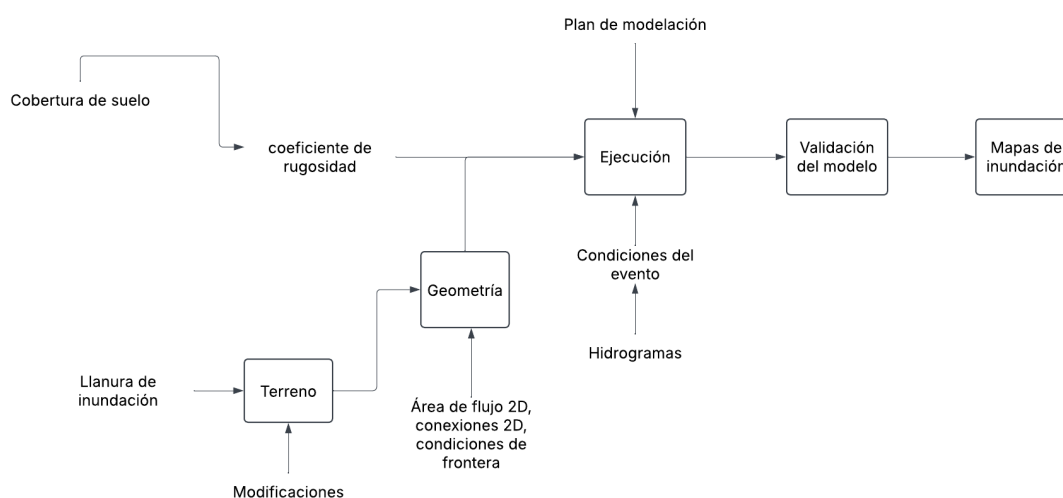


Figura 14. Diagrama de flujo para la modelación hidráulica en Hec-Ras.

En el terreno, se agregaron modificaciones en forma de canal correspondientes a secciones de río en las que se tenían problemas debido a la baja resolución del DTM CRDTM2020 en las áreas fuera del modelo levantado con LIDAR. Estos canales fueron definidos siguiendo el trazo visible del río en imágenes satelitales, y se les asignaron secciones geométricas simplificadas (trapezoidales) con dimensiones estimadas en función

de observaciones en campo y características de cauces similares. Además, se ajustaron las pendientes del fondo para garantizar la continuidad del flujo.

Los anchos y profundidades de estos canales se definieron según análisis de imágenes satelitales, con valores promedio de 15 metros de ancho y 4 metros de profundidad.

✓ Capas de interés y coeficiente de rugosidad

Se agregaron la capas de cobertura de suelo para introducir al modelo el coeficiente de rugosidad.

✓ Geometría:

Se debieron incluir características vitales para una modelación correcta:

- Áreas de flujo 2D: se delimitó la zona de interés donde el flujo se movilizaría durante la ejecución de la modelación, en este caso, con celdas de 30mx30m y se refinaron áreas específicas, con celdas de 10mx10m, donde se requería mayor precisión y exactitud en la modelación. La malla de cálculo fue definida considerando los objetivos del estudio, la topografía y la disponibilidad de datos de alta resolución. La extensión total de la malla se estableció para cubrir la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, incluyendo áreas aledañas con potencial de escurrimiento superficial, y se extendió para incluir el poblado de Santa Cruz, dada su relevancia para la evaluación de riesgos de inundación. Se realizaron cortes rectos en un sector en el bordes de la malla principalmente porque fuera de esos límites no se contaba con datos LIDAR, y dichas zonas no presentaban asentamientos poblacionales ni áreas de interés crítico para la modelación hidráulica. Así, la malla se limitó, en la medida de lo posible, a las zonas donde se contaba con la información de mayor resolución disponible, con el fin de optimizar la calidad del modelo y reducir los tiempos de cálculo.
- Condiciones de frontera: se establecieron las condiciones de frontera tanto de entrada como de salida. En las entradas, se aplicaron hidrogramas de flujo mediante la opción “Flow Hydrograph”. En esta configuración, se ingresó de forma individual cada uno de los hidrogramas calculados previamente. Por su parte, para las salidas, se utilizó la condición de frontera de “Normal Depth”, la

cual requiere la definición de una pendiente de energía, estimada mediante la generación de un perfil longitudinal del cauce principal en HEC-RAS.

- Conexiones 2D: se incluyeron estructuras hidráulicas, específicamente, puentes ya existentes. La particularidades de cada infraestructura fueron recopiladas en giras de campo.
- Líneas de corte: se definieron secciones donde se requería la adición de este tipo de líneas para el correcto funcionamiento de la modelación.

✓ Condiciones del evento:

Para las entradas del modelo se seleccionó “Flow Hydrograph” y se introdujeron los datos correspondientes a los hidrogramas de cada una de las entradas. Mientras que a los tramos donde el agua es extraída de la zona de estudio, se seleccionó la condición de “Normal Depth”. En este caso fue necesario introducir la pendiente de energía. Esta pendiente se obtuvo directamente en HEC-RAS, mediante la creación de una línea que siguiera el cauce del río en las cercanías del punto de salida. El software calcula la pendiente promedio del terreno a lo largo de dicha línea, lo que permitió asignar un valor representativo.

✓ Plan de modelación

Las configuraciones computacionales fueron uno de los puntos donde mayor atención se debió prestar ya que la estabilidad y exactitud del modelo están muy ligados a una correcta configuración de estas. Se eligió trabajar con un paso de tiempo controlado por el número de Courant buscando un modelo más exacto y estable. El paso de tiempo elegido fue de 30 segundos. Mientras que las configuraciones del parámetro de Courant elegidas para el modelo se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2. Configuraciones elegidas para el número de Courant en la modelación hidráulica.

Parámetro	Valor utilizado
Máximo Courant	1
Mínimo Courant	0.45
Mínimo de pasos debajo del mínimo antes de duplicar	4
Número máximo de duplicación del paso de tiempo base	2

✓ Parámetros hidráulicos y errores numéricos del modelo

En la configuración numérica del modelo se establecieron parámetros de convergencia rigurosos para asegurar estabilidad y precisión en los cálculos. La tolerancia de la superficie del agua se fijó en 0.003 m para condiciones normales y 0.006 m para eventos más extremos, lo que define el umbral de variación aceptable entre iteraciones en la altura del agua para considerar una celda como convergente. De forma análoga, se utilizó la misma tolerancia para el área de almacenamiento, lo cual permitió controlar la estabilidad volumétrica en celdas con acumulación significativa.

Por otra parte, en el proceso de modelación hidráulica, uno de los indicadores que permite evaluar la precisión del modelo es el porcentaje de error del balance hídrico. Este parámetro representa la diferencia entre el volumen total de agua que ingresa al sistema y la suma del volumen que sale más el que queda almacenado al finalizar la simulación. Idealmente, un modelo conservativo debería cumplir con la ley de conservación de la masa, por lo que un porcentaje de error bajo indica que el modelo se encuentra bien calibrado desde el punto de vista numérico. Un porcentaje de error bajo sugiere que la configuración del modelo (el tamaño de celda, los pasos de tiempo y las condiciones de frontera) es adecuada y que los resultados son confiables para los fines del análisis.

4.2.2 Condiciones actuales

Con el modelo configurado, se introdujeron los hidrogramas correspondientes al evento de lluvias de noviembre, 2024, se corrió el modelo y se procedió a validar el mismo.

✓ Validación del modelo

Para validar el modelo hidráulico, se realizaron giras de campo en la llanura de inundación, donde se registraron niveles de agua en puntos determinados, los cuales sirvieron como referencia para evaluar la precisión del modelo. En estos lugares, se conversó con los pobladores acerca de las alturas percibidas por ellos en el evento de inundación, así como el rango de tiempo de esta. Los puntos de observación fueron georreferenciados utilizando las

coordenadas obtenidas mediante el sistema de localización de Google Earth, y a cada uno se le asignó el valor del tirante de inundación reportado, con el fin de compararlo con los resultados simulados por el modelo.

El modelo hidráulico se corrió varias veces, ajustando varios parámetros y redefiniendo secciones hasta lograr que los tirantes arrojados por el modelo en los puntos muestreados en la gira de campo tuvieran un alto nivel de coincidencia. Para evaluar el desempeño del modelo hidrológico desarrollado, se utilizó el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE), el cual permite cuantificar el grado de ajuste entre los caudales simulados por el modelo y los datos observados. Este indicador estadístico compara la variabilidad de los errores del modelo con la variabilidad natural de los datos observados, proporcionando una medida de su precisión. Además, como parte de la validación del modelo, se utilizó el coeficiente de determinación (R^2). Sumado a lo anterior, se realizaron comparaciones de los resultados del modelo con imágenes satelitales que capturaron la mancha de inundación en un tiempo específico.

4.2.3 Condiciones futuras

Con el modelo creado y validado anterior, se procedió a la incorporación del canal MD8 a la modelación hidráulica. Se añadió el canal como una modificación del terreno.

El canal MD8 cuenta con 5 tramos principales, los cuales se ingresaron de forma independiente. Para cada tramo se ingresaron los datos característicos, como el ancho de la base, el ancho máximo y el talud (Tabla 1). Se introdujeron datos de algunas estaciones relevantes junto con sus respectivas elevaciones, para ajustar de mejor forma el canal de la modelación al que se planea construir en la realidad, así como adecuar la pendiente de la infraestructura en la modelación.

4.3 Análisis estadísticos

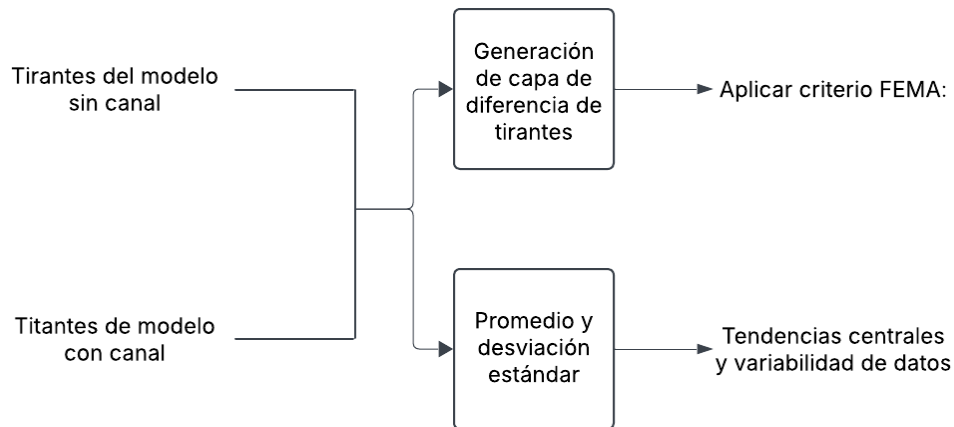


Figura 15. Metodología del análisis estadístico aplicado a los resultados del modelo hidráulico.

Para evaluar el efecto del canal en la magnitud de los tirantes de inundación, se compararon los resultados de las simulaciones hidráulicas bajo escenarios con y sin canal para distintos eventos de diseño (lluvia de noviembre y periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años). Se generó una capa de diferencia de tirantes que buscó determinar si existían zonas donde la presencia del canal altera de forma significativa la profundidad del flujo.

El criterio de evaluación se basó en los lineamientos establecidos por la Federal Emergency Management Agency (FEMA), la cual considera que un cambio en el tirante mayor 0.30 m representa una variación significativa desde el punto de vista del impacto hidráulico. Este enfoque determinístico fue adoptado debido a su amplia aceptación en estudios de modificación de obras hidráulicas y modelación de zonas inundables.

Adicionalmente, se calcularon estadísticas descriptivas (promedios y desviaciones estándar) de los tirantes obtenidos en ambos escenarios para cada evento simulado. Estas medidas permitieron observar tendencias generales y la dispersión de los datos, proporcionando una visión complementaria del comportamiento hidráulico del sistema. (Figura 15). Este enfoque combinado permitió no solo cuantificar las potenciales áreas afectadas por cambios en la profundidad, sino también respaldar los hallazgos con métricas generales del comportamiento hidráulico de la zona en estudio

5. Resultados

5.1. Caracterización de la zona de estudio en términos hidrológicos e hidráulicos

5.1.1 Cuenca hidrográfica del río Cañas-Diriá

La zona de estudio se divide en 21 subcuencas siendo la de mayor extensión la subcuenca Brisas con una extensión de 60 km² y la de menor área es la subcuenca nombrada Cerro Vieja con 7 km² (Figura 16).

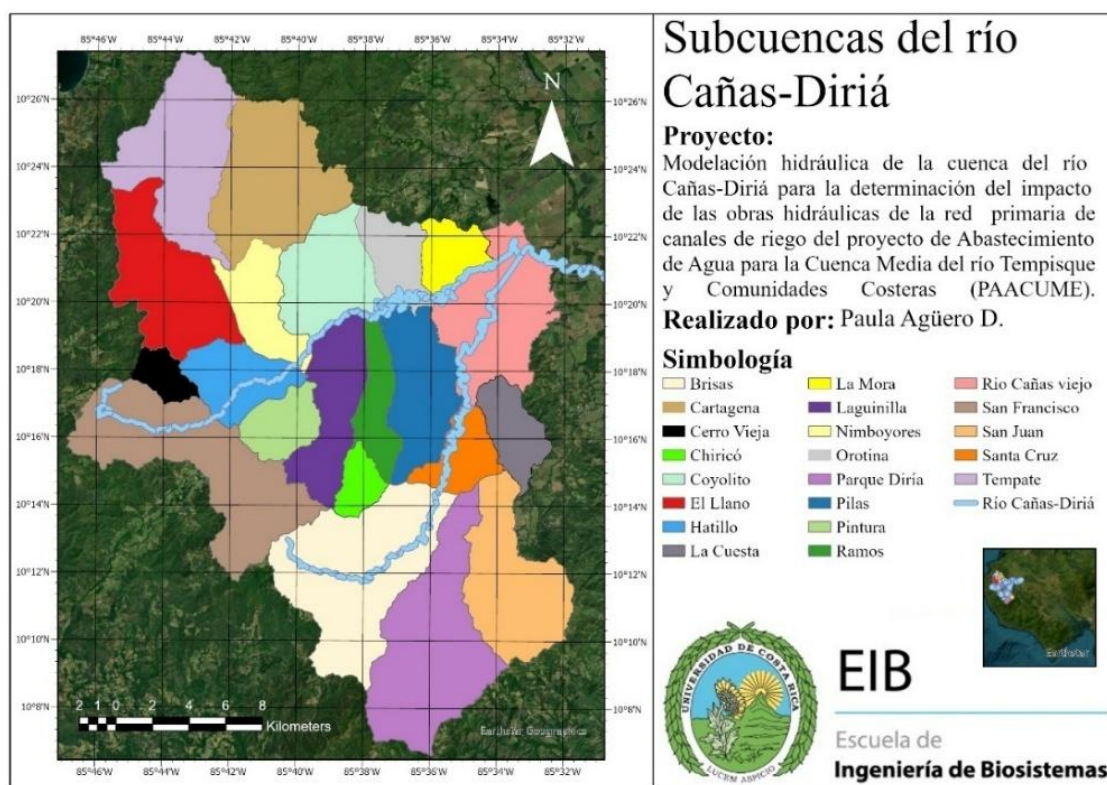


Figura 16. Subcuencas presentes en la cuenca hidrográfica correspondiente al río Cañas-Diriá

5.1.2 Llanura de inundación simulada

El área definida para la simulación hidráulica en HEC-RAS 2D abarca aproximadamente 197 km², incluyendo no solo la llanura de inundación activa, sino también zonas más elevadas que forman parte del dominio computacional del modelo.

La Figura 17 ilustra el área total del modelo, incluyendo tanto la llanura activa como las zonas elevadas integradas por razones técnicas y de cobertura territorial. Las unidades en esta figura están dadas en metros sobre el nivel del mar (msnm).

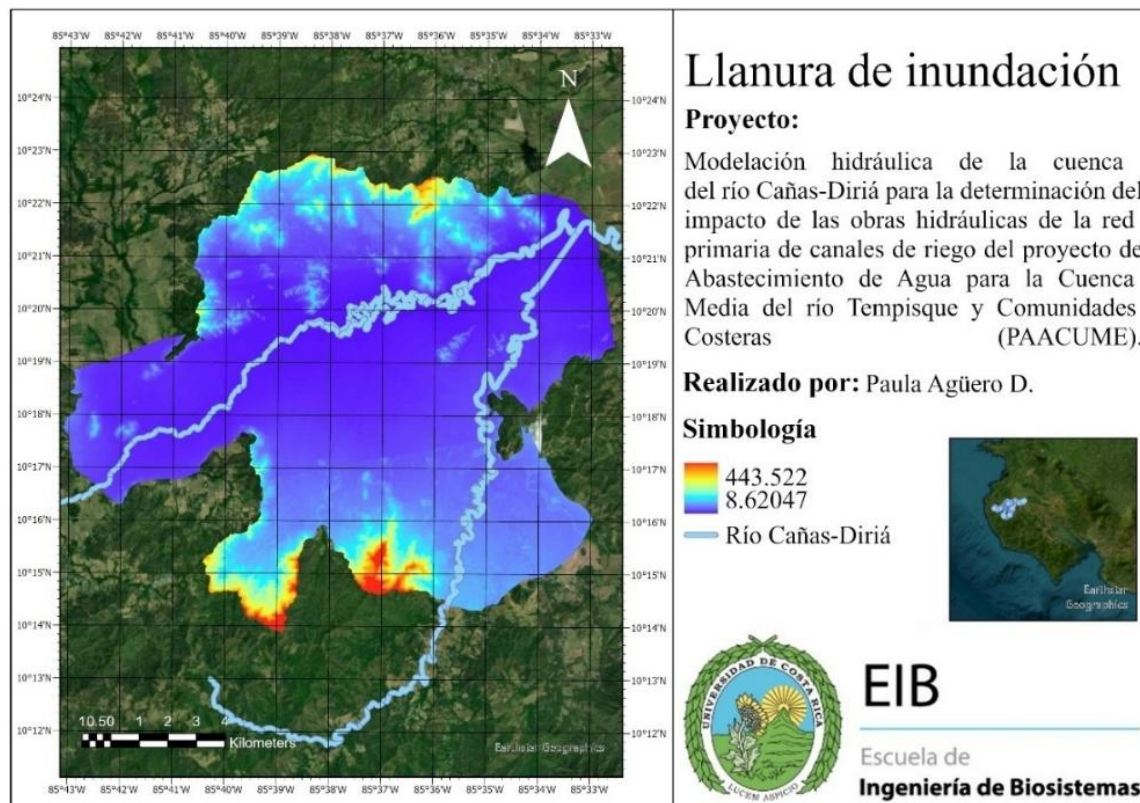


Figura 17. Llanura de inundación simulada de la cuenca del río Cañas-Diriá.

5.1.3 Canal primario de riego MD 8, sus estructuras hidráulicas y alrededores

En el canal proyectado, el SENARA tiene planificada la incorporación de 6 sifones, 5 puentes y 11 alcantarillas, como se ilustra en la Figura 18. Estas estructuras hidráulicas son fundamentales para garantizar la continuidad del flujo, la conectividad vial y la protección de áreas agrícolas y urbanas ante posibles obstrucciones o desbordamientos. La ubicación de estas obras adquiere particular relevancia al considerar el contexto territorial en el que se desarrollará el proyecto, ya que la zona de estudio se encuentra mayormente en el cantón de Santa Cruz, aunque una porción menor se extiende hacia el cantón de Carrillo, ambos pertenecientes a la provincia de Guanacaste.

En el área de influencia del proyecto se identificaron 16 centros poblados principales, entre los cuales destacan Santa Cruz, Bernabela y Río Cañas Viejo (Figura 18). La proximidad de estas comunidades al trazado del canal y a las zonas potencialmente inundables refuerza la necesidad de una evaluación hidráulica detallada, que permita anticipar riesgos y planificar adecuadamente las obras de mitigación y protección.

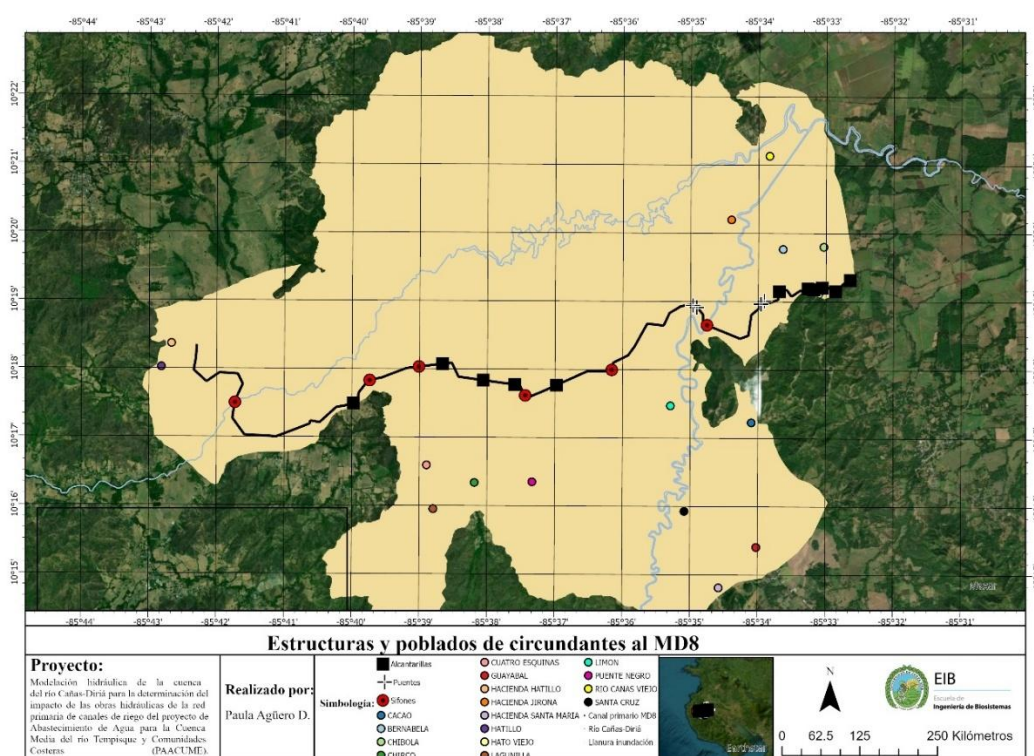


Figura 18. Infraestructuras hidráulicas por incluir y poblados circundantes al canal de riego MD8.

Los sifones se numeraron y nombraron de derecha a izquierda, siendo el último el sifón del río Cañas, las extensiones de cada una de estas estructuras se detallan en la Tabla 3.

Tabla 3. Extensiones y nombre de cada uno de los sifones del canal de riego MD8.

Sifón	Estación		Longitud (m)	Nombre
	Inicial	Final		
1	5+200	5+275	75	Sifón Diriá
2	9+085	9+115	30	Sifón Quebrada Pilas
3	11+615	11+675	60	Sifón Chirco
4	14+890	14+910	20	Sifón Quebrada Lima

5	16+280	16+320	40	Sifón 5
6	21+310	21+360	50	Sifón Cañas

5.1.4 Tipo de cobertura del suelo y valores de la *n* de Manning

En la zona en estudio, se localizaron cinco tipos distintos de cobertura de suelo (Figura 19). El 56 % de la zona de estudio está cubierta por pastos, mayormente ubicados en las partes más bajas de la zona. Gran parte del territorio guanacasteco está destinado a pastizales para la cría de ganado vacuno, una de las principales actividades económicas de la región (Estado de la Nación, 2024).

Por otra parte, el 18 % está cubierto por bosque maduro, un 2% por cobertura urbana que corresponde, en su mayoría, a los pueblos de Santa Cruz y Cañas Viejo, un 10% por bosque secundario y el restante 14% corresponde a bosque deciduo; estos dos últimos son encontrados mayormente en las zonas más altas de la zona en estudio (Figura 20).

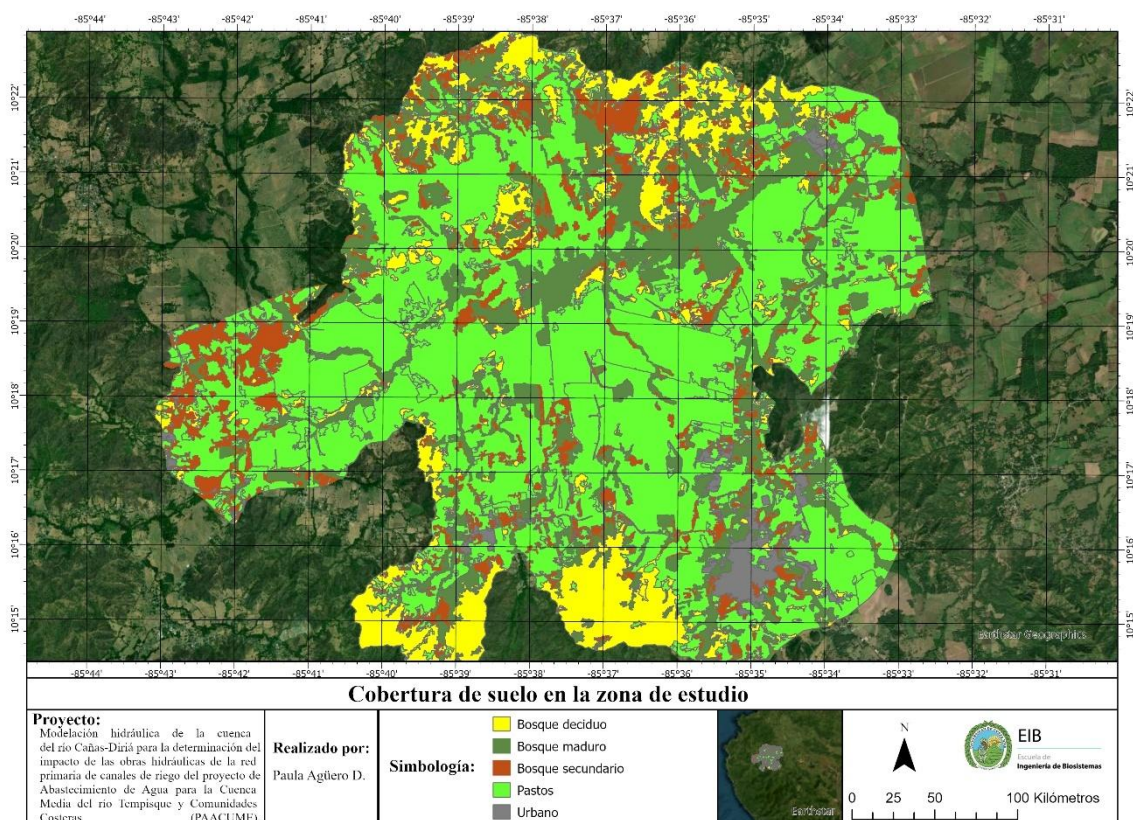


Figura 19. Tipos de cobertura del suelo presentes en la llanura de inundación.

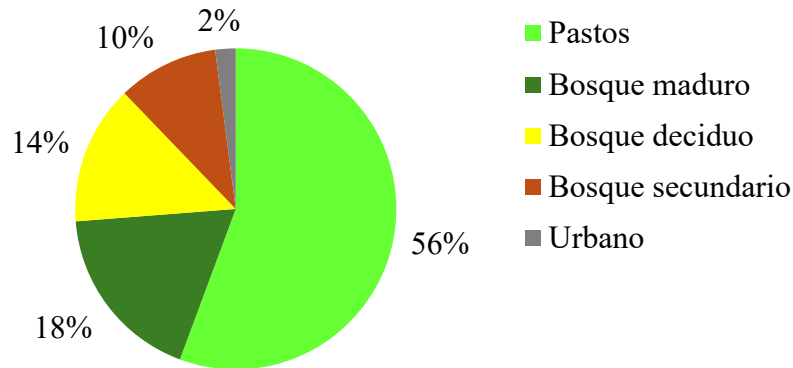


Figura 20. Porcentajes de distribución de los distintos tipos de cobertura en la zona de inundación.

A partir de las distintas superficies de cobertura identificadas en el área de estudio, se realizó una revisión bibliográfica con el objetivo de asignar valores adecuados del coeficiente de rugosidad (n de Manning) para la modelación hidráulica. De acuerdo con las recomendaciones del United States Army Corps of Engineers (2016), se establecieron rangos de n de Manning para cada tipo de superficie, los cuales fueron utilizados como referencia para asignar los valores representativos en el modelo. Estos rangos se detallan en la Tabla 4, y permitieron caracterizar hidráulicamente tanto áreas urbanas como rurales, vegetación natural, cauces y otras coberturas relevantes presentes en el dominio computacional. Posteriormente, estos valores fueron ajustados de forma puntual durante el proceso de calibración del modelo, mediante la comparación entre los resultados simulados (tirantes) y la información recopilada en campo, como niveles de agua reportados por pobladores. Este enfoque permitió mejorar la coherencia entre la simulación y la realidad observada, sin perder consistencia técnica en la asignación de rugosidades.

Tabla 4. Coeficiente de rugosidad asignado para cada tipo de cobertura de suelo encontrada en la llanura de inundación.

Tipo de cobertura	Rango de coeficiente de rugosidad asignado (adimensional)	Valor utilizado en la modelación
Bosque deciduo	0.10 - 0.20	0.15
Bosque maduro	0.08 - 0.16	0.16

Bosque secundario	0.08 - 0.20	0.1
Cultivos varios /Pastos	0.020 - 0.05	0.025
Urbano	0.08 - 0.15	Rural: 0.09
		Denso: 0.12

5.1.5 Análisis de eventos hidrometeorológicos

5.1.5.1 Datos de precipitación

Se utilizaron los datos históricos de precipitación de la estación 74053-Santa Cruz, gestionada por la Universidad de Costa Rica (UCR). Estos registros abarcan desde el 9 de marzo de 1995 hasta el 19 de diciembre de 2024 y cuentan con un intervalo temporal horario. En la zona de estudio existen aproximadamente dos estaciones meteorológicas adicionales; sin embargo, estas no fueron consideradas para el análisis debido a que una de ellas se encontraba desconectada desde hace varios años, mientras que la otra registra únicamente valores promedio diarios, lo que limita su utilidad para simulaciones con detalle temporal fino. Asimismo, se intentó obtener datos meteorológicos horarios adicionales a través de la empresa Central Azucarera Tempisque (CATSA), pero la información disponible también correspondía a promedios diarios. Por lo tanto, la estación 74053 fue la única fuente con datos horarios adecuados para la modelación en esta investigación, lo cual puede representar una limitación en la representatividad espacial de la precipitación en toda la cuenca hidrográfica y, en consecuencia, en la precisión de los hidrogramas generados.

Las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) obtenidas a partir de los datos históricos de precipitación de la estación mencionada anteriormente fueron proporcionadas por el proyecto B7522-21: Estudio de Zonas de Amenaza por Inundación usando Sensores Remotos, Análisis Hidrológico e Hidráulico para Mejorar la Cuantificación y Gestión del Riesgo (Figura 21). Estas curvas muestran la relación entre la intensidad de la lluvia (mm/h), la duración del evento (minutos a horas) y su frecuencia de ocurrencia (periodo de retorno en años) para la zona de estudio. Los resultados evidencian que las precipitaciones acumuladas aumentan con el periodo de retorno.

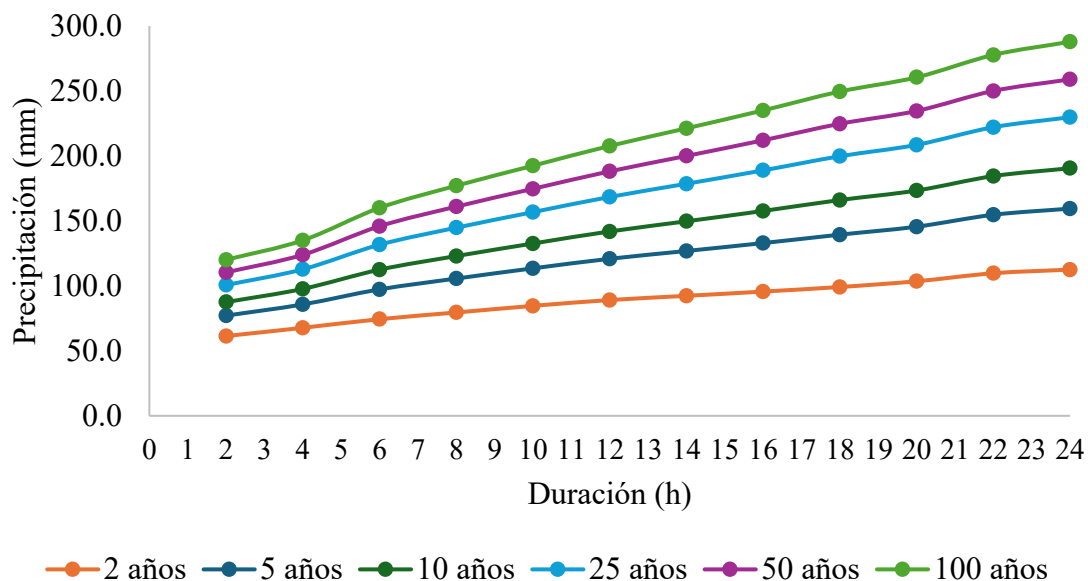


Figura 21. Estimación de comportamiento de las precipitaciones respecto a distintos periodos de retorno en la cuenca del río Cañas-Diriá.

En la tabla 5, se muestran las estimaciones de datos de precipitación acumulada de distintos periodos de retorno.

Tabla 5. Datos de precipitación acumulada de distintos periodos de retorno.

Duración(h)	Periodo de Retorno (T)					
	T2	T5	T10	T25	T50	T100
1	56.2	69.7	78.6	89.8	98.2	106.4
2	61.4	77.1	87.5	100.6	110.4	120.1
3	63.5	81.8	93.5	107.7	118.4	129.0
4	67.7	85.7	97.7	112.8	124.0	135.1
6	74.4	97.3	112.5	131.7	145.9	160.0
8	79.5	105.6	122.9	144.8	161.0	177.1
10	84.6	113.5	132.6	156.8	174.7	192.5
12	89.1	120.8	141.9	168.4	188.1	207.7
14	92.3	126.8	149.7	178.6	200.0	221.2
16	95.6	132.9	157.6	188.9	212.0	235.0
18	99.1	139.4	166.1	199.7	224.7	249.5

20	103.5	145.5	173.4	208.5	234.6	260.5
22	109.7	154.7	184.5	222.1	250.0	277.7
24	112.5	159.4	190.5	229.8	258.9	287.8

Producto de una revisión bibliográfica de eventos de lluvia ocurridos en el territorio costarricense y que hayan tenido un efecto importante en la provincia de Guanacaste, se analizaron 2 eventos:

- Tormenta Tropical Nate: Ocurrida en octubre, 2017
- Lluvias de Noviembre, 2024: Se registraron 3 “temporales” en menos de 15 días. Fue producto de influencia indirecta del Huracán Rafael, un sistema de baja presión, y la influencia de la tormenta tropical Sara.

Al analizar ambos eventos de lluvia (Tabla 6), se observa que la tormenta Nate registró intensidades máximas acumuladas superiores a las de las lluvias de noviembre de 2024 en casi todas las duraciones evaluadas. Esto indica que el evento ocurrido en 2017 presentó una mayor magnitud en términos de intensidad pluviométrica. Según la estimación basada en curvas de intensidad-duración-frecuencia, la tormenta Nate corresponde a un periodo de retorno estimado entre 50 y 100 años para una duración de 24 horas, mientras que las precipitaciones de noviembre de 2024 se ubican dentro de un periodo de retorno de entre 10 y 25 años.

Tabla 6. Acumulados máximos de precipitación de dos potenciales eventos hidrometeorológicos a utilizar en la modelación hidráulica.

		Intensidad máxima
Duración (h)		acumulada (mm)
Tormenta Nate	1	32.0
	2	61.9
	3	93.4
	6	145.1
	12	180.2
	24	267.9

	1	35.0
	2	50.0
Lluvias	3	63.8
noviembre,	6	95.8
2024	12	148.4
	24	202.4

5.1.7.2 Recolección de datos en la zona de estudio

A pesar de que los análisis de datos meteorológicos indican que la tormenta Nate tuvo un periodo de retorno mucho mayor a las lluvias de noviembre, la percepción de los habitantes de la llanura de inundación de la cuenca del río Cañas-Diriá, respecto a estos dos eventos, es opuesta a lo esperado.

En las conversaciones que se mantuvieron con los pobladores de la zona respecto a cuál de los 2 eventos generó lluvias de mayor duración y en cuál evento el tirante de la inundación fue de mayor elevación, la gran mayoría expreso que las lluvias de noviembre del 2024 fueron “algo nunca visto”. En cada uno de los 37 puntos mapeados (Figura 22), se preguntó sobre el tirante de las inundaciones provocados por ambos eventos y mayoritariamente, las respuestas se inclinaron hacia el evento más reciente (Tabla 7).

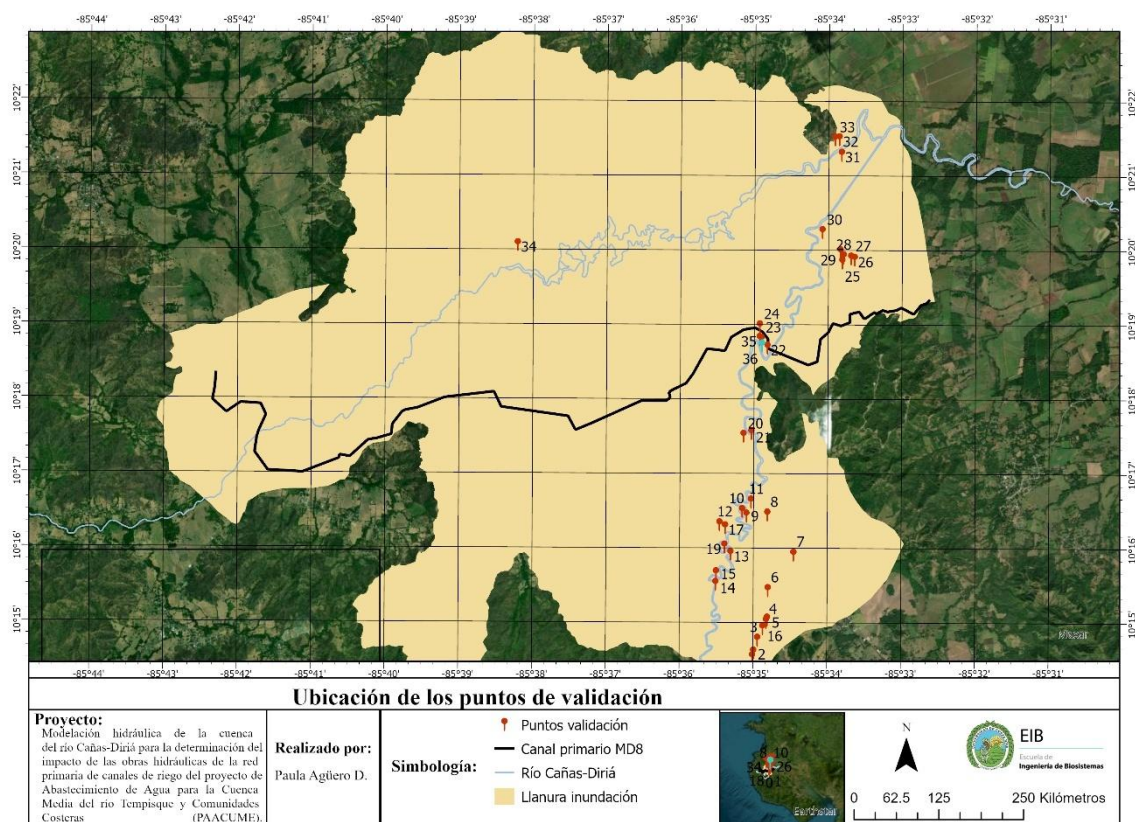


Figura 22. Mapeo de lugares donde se realizaron las conversaciones con los pobladores de la llanura de inundación.

Tabla 7. Comparación de los tirantes de la inundación de ambos eventos en los lugares mapeados en la llanura de inundación de la cuenca del río Cañas-Diriá.

Punto	Tirante (m) reportado en tormenta Nate	Tirante (m) reportado en lluvias de noviembre, 2024
1	0.00	0.00
2	0.40	0.00
3	-	0.00
4	-	0.40
5	0.00	0.00
6	0.30	0.25
7	0.15	0.15
8	0.10	0.25

9	0.50	1.00
10	-	1.20
11	-	0.00
12	0.00	0.50
13	0.00	0.00
14	0.00	0.00
15	0.50	0.80
16	0.80	0.40
17	0.00	0.00
18	-	Arrancó casa
19	0.00	0.00
20	-	1.50
21	0.25	0.40
22	0.20	0.50
23	0.00	0.50
24	-	0.55
25	0.00	0.00
26	0.10	0.50
27	0.00	0.05
28	0.00	0.05
29	0.2-0.3	0.60
30	-	0.30
31	0.20	0.65
32		0.20
33	1.25	0.60
34	1.00	0.50
35	0.4-0.6	2.00
36	-	0.80
37	0.6	0.60

Se logró obtener imágenes del evento de noviembre vivido por una habitante y su familia en el punto 10 ubicado en Santa Cruz, Guanacaste (Figura 22) donde se observa cómo

se ve la parte trasera de su casa de habitación en condiciones normales (Figura 23.a) y como se observó, el mismo sector, con el desborde del río Diríá producto de las lluvias del noviembre 2024 (Figura 23.b). Se realizaron mediciones y se estimó que el patio se encuentra entre 1.10-1.20 metros por debajo de la casa, por lo que el tirante rondo estas alturas en este sector.



a. Parte trasera de la casa en condiciones normales b. Inundación en parte trasera de la casa

Figura 23. Fotografías del evento de lluvias de Noviembre, 2024 en punto de validación número 10.

5.1.7.3 Elección del evento a utilizar en la modelación hidráulica

Aunque los análisis de los datos de precipitación indican que el evento de Nate fue mayor, el evento de noviembre 2024, de igual forma se salió de los parámetros de lluvia normales esperados para un mes como noviembre. Sumado a esto, el sentir de la población respecto a la magnitud de la inundación y que algunos pobladores no vivían en la zona o no recordaban el evento de Nate por lo que faltaba información para validar el modelo, llevó a tomar la decisión de utilizar el evento de lluvias que tuvo lugar en noviembre del 2024 para realizar la modelación hidráulica de la zona en estudio.

Con base en el comportamiento de las precipitaciones durante los primeros 16 días de noviembre de 2024 en la zona de Santa Cruz, Guanacaste (Figura 24), se identifican dos periodos principales de lluvias significativas. El primero corresponde a los días del 8 al 10 de noviembre, mientras que el segundo abarca del 13 al 16 de noviembre.

Cabe destacar que los datos recolectados en campo para la validación del modelo corresponden, en su mayoría, a este segundo periodo. Los pobladores percibieron este lapso como el más intenso, debido a que se presentaron varios días consecutivos de lluvias fuertes, sobre suelos ya saturados por las precipitaciones anteriores. Por lo anterior, la modelación hidráulica se centró en el periodo comprendido entre el 13 y el 16 de noviembre de 2024.

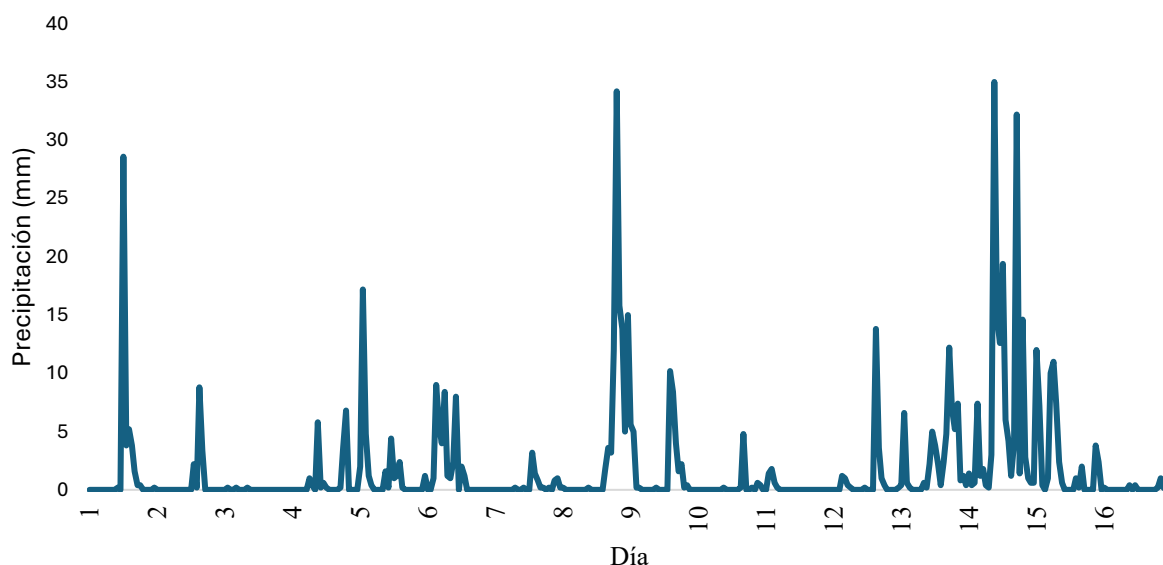


Figura 24. Comportamiento de las precipitaciones en los primeros 16 días del mes de noviembre, 2024 en la zona de Santa Cruz.

5.1.6 Hidrogramas de entrada para el modelo hidráulico

En la Tabla 8 se presentan los valores de lluvias de diseño para distintos periodos de retorno (2, 5, 10, 25 y 100 años) y duraciones desde 1 hasta 24 horas. Los datos muestran un aumento progresivo de la precipitación acumulada conforme crece la duración del evento, con valores que van desde 56 mm para 1 hora y un periodo de retorno de 2 años, hasta 288 mm para 24 horas y un periodo de retorno de 100 años. A partir de estos valores de lluvia de diseño se procedió a calcular los hidrogramas para cada subcuenca, permitiendo obtener la variación temporal de los caudales generados en función de las diferentes frecuencias de

lluvia analizadas, información fundamental para el análisis hidrológico e hidráulico de la cuenca de estudio.

Tabla 8. Lluvias acumuladas de diseño para cada duración y periodo de retorno

Hora	Precipitación (mm)				
	T2	T5	T10	T25	T100
1	56	70	79	90	106
2	61	77	88	101	120
3	65	82	93	108	129
6	74	97	113	132	160
12	89	121	142	168	208
24	113	159	191	230	288

Los hidrogramas de entrada para se calcularon para cada una de las 14 entradas definidas para el modelo hidráulico. El comportamiento de estos datos se observa desde la figura 25 a la figura 29. Entre todas las entradas, el punto de aporte del río Cañas registró el mayor caudal en cada uno de los escenarios modelados, le siguió en magnitud la entrada del río Nimboyores, mientras que el tercer mayor aporte correspondió a la entrada del río Diría. Este orden de magnitud se mantuvo constante en cada uno de los escenarios evaluados, lo cual resalta su importancia dentro del sistema hidráulico y la necesidad de prestar especial atención a su comportamiento en el análisis de riesgo de inundaciones.

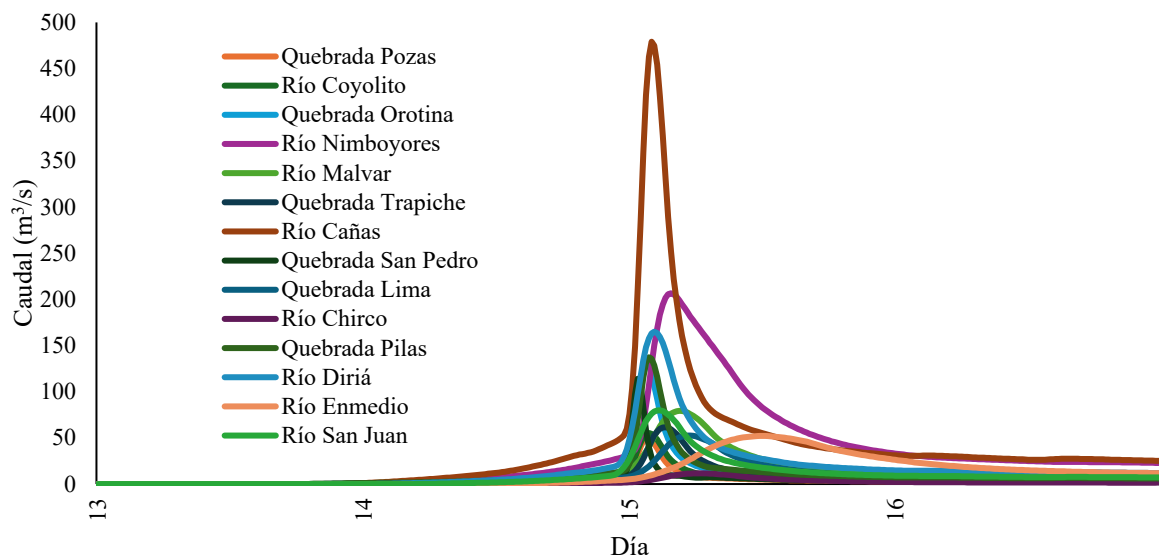


Figura 25. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 2 años.

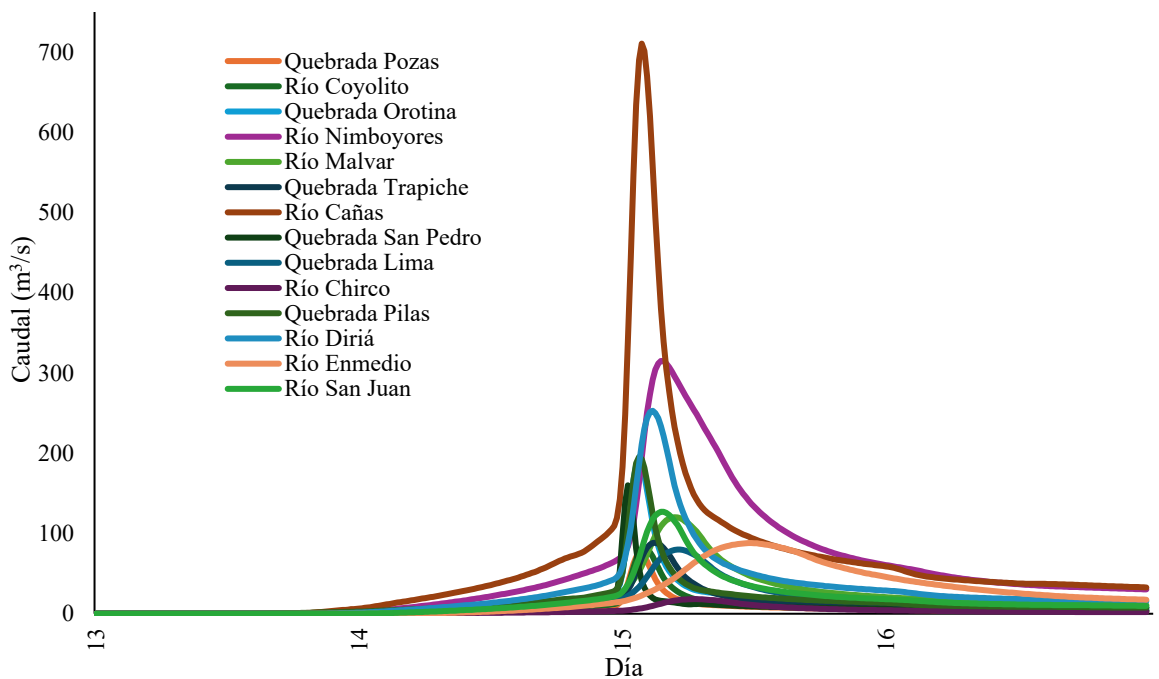


Figura 26. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 5 años.

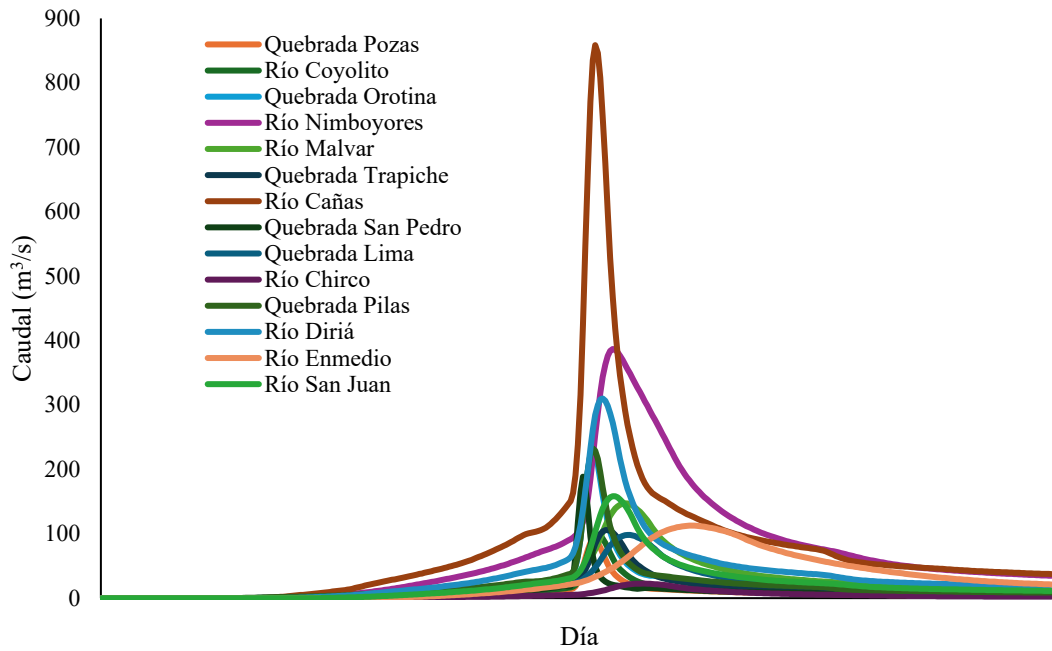


Figura 27. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 10 años.

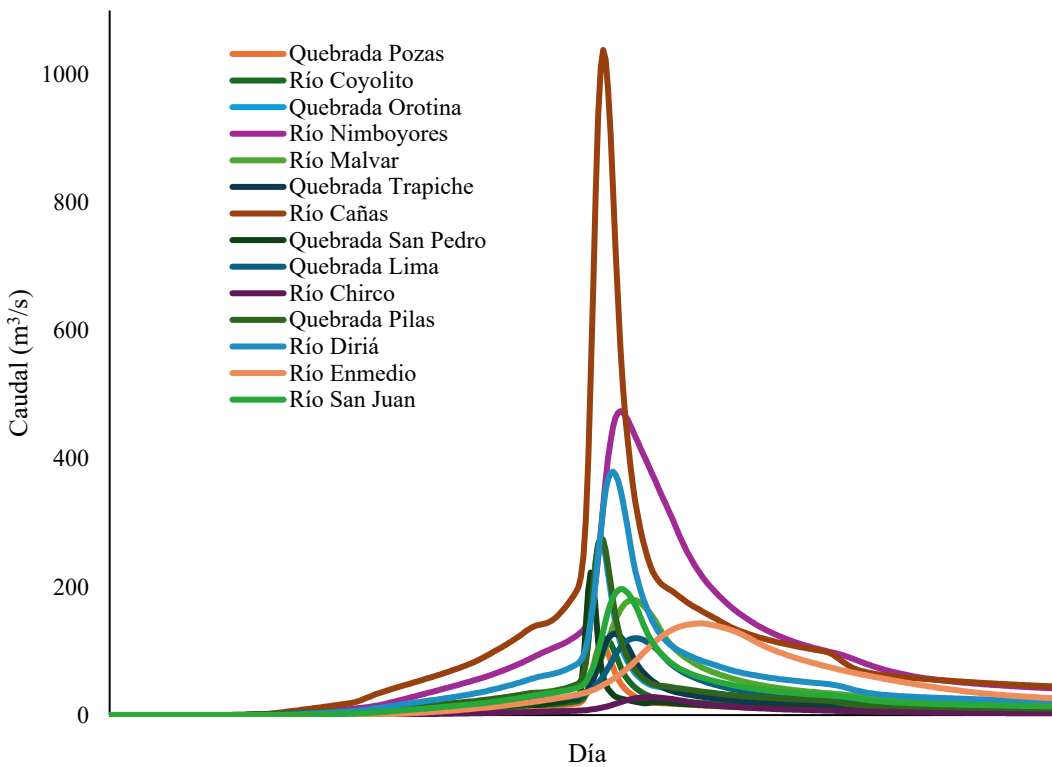


Figura 28. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 25 años.

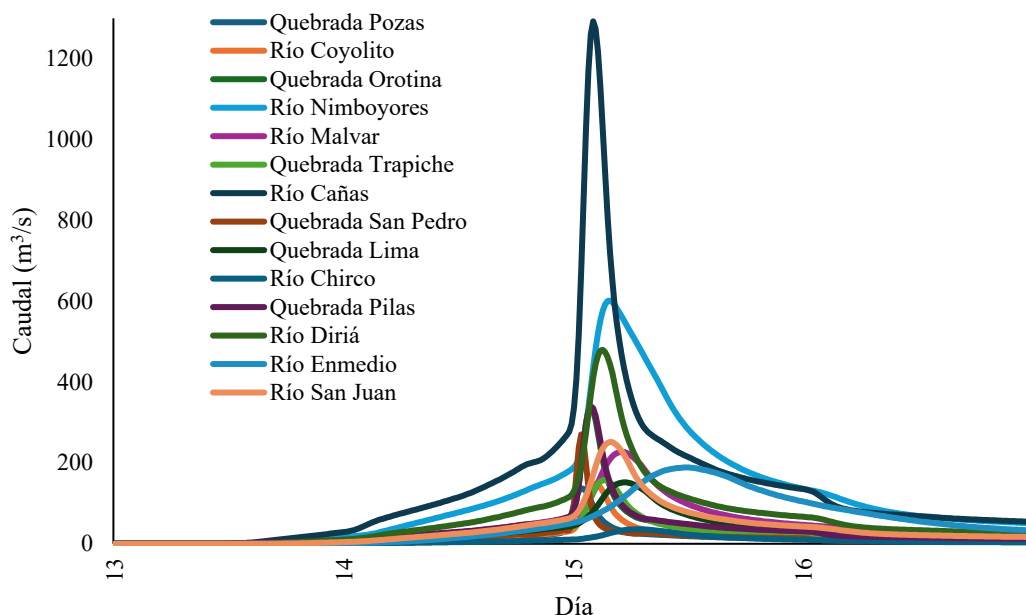


Figura 29. Hidrograma para las entradas al modelo hidráulico para un periodo de retorno de 100 años.

La Tabla 9 presenta de forma detallada los caudales máximos obtenidos para cada escenario de entrada, considerando los diferentes periodos de retorno evaluados en el estudio. Estos valores permiten analizar la variabilidad de los caudales pico en función de la frecuencia de los eventos de lluvia, aportando información clave para comprender la respuesta hidrológica de la cuenca. Se observa que los caudales pico varían de manera significativa según la cuenca y la recurrencia del evento, con valores que oscilan entre 11.6 m³/s en el Río Chirco para un periodo de retorno de 2 años, hasta 1292.6 m³/s en el Río Cañas para un periodo de retorno de 100 años. Estos resultados permiten identificar las cuencas con mayor potencial de escorrentía durante eventos extremos, destacando el Río Cañas, el Río Nimboyores y el Río Diriá, que presentan los caudales máximos más elevados en todos los escenarios analizados, lo que los convierte en áreas prioritarias para la gestión del riesgo y la planificación de medidas de mitigación en la región de estudio.

Tabla 9. Caudales máximos para cada entrada al modelo hidráulico en distintos periodos de retorno.

Entrada	Caudal máximo (m ³ /s)				
	T2	T5	T10	T25	T100
Quebrada Pozas	49.7	74.6	90.5	109.8	137.1
Quebrada Orotina	55.3	81.8	98.8	119.6	148.9
Río Coyolito	131.5	190.5	228.0	273.3	337.2
Río Nimboyores	206.6	315.1	386.8	474.6	601.7
Río Malvar	79.3	120.3	147.2	180.0	227.5
Quebrada					
Trapiche	61.5	88.5	105.8	127.1	157.3
Río Cañas	479.1	710.6	858.5	1038.4	1292.6
Quebrada San					
Pedro	114.0	160.1	188.6	222.6	270.6
Quebrada Lima	52.5	80.0	98.1	120.1	152.1
Río Chirco	11.6	18.2	22.6	28.0	35.9
Quebrada Pilas	137.3	195.5	232.5	277.2	340.4
Río Diríá	165.0	253.0	310.0	380.1	479.9
Río En medio	52.1	88.1	112.6	143.2	188.9
Río San Juan	79.8	127.1	158.3	196.7	252.0

5.2. Modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS de las condiciones actuales

5.2.1 Preparación del modelo y condiciones iniciales

Para la modelación se realizó una combinación de información Lidar con información de CRDTM2020 para cubrir toda la zona en estudio (Figura 30). En la parte superior de la imagen se observa la información Lidar cuya resolución es mucho más alta si se compara con la resolución brindada por CRDTM2020 (parte inferior de la figura 30).

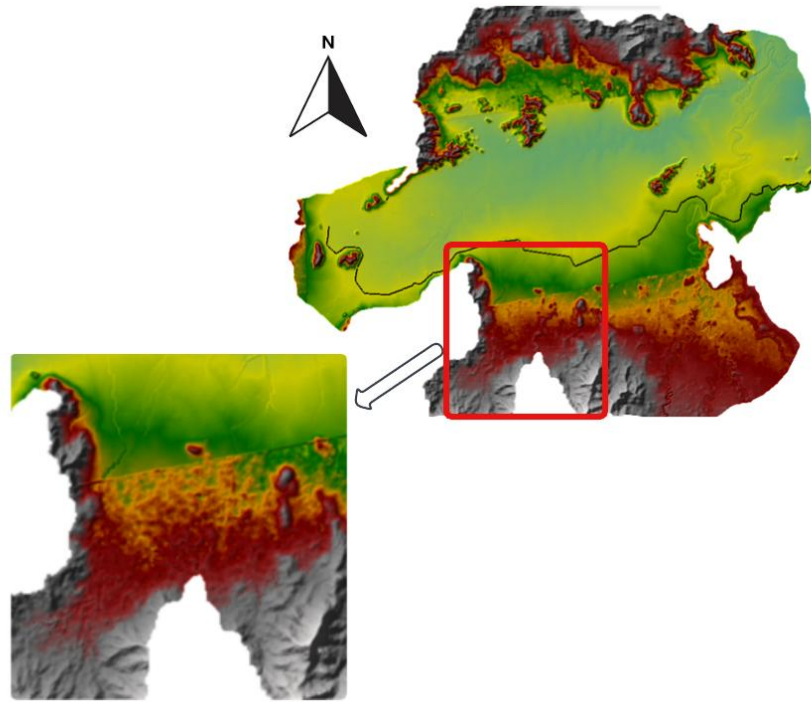


Figura 30. Unión de modelo digital de elevación Lidar y CRDTM2020 en la parte Sur de la zona de estudio.

Debido a la resolución de modelo CRDTM2020, los cauces de los ríos presentes en esta zona no estaban completamente definidos, lo cual podría representar un problema en la modelación. Para solventar este desafío, se añadieron modificaciones en forma de canal (líneas negras en figura 31), que permitieran guiar el río hasta la zona de más alta resolución donde los cauces si estaban bastante definidos.

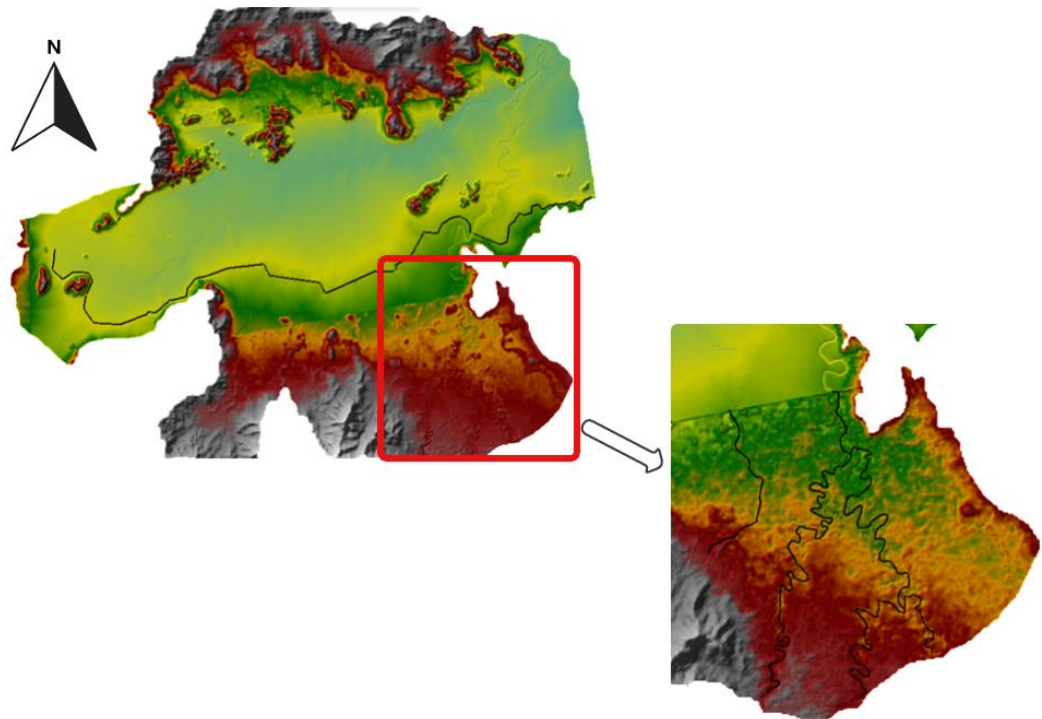


Figura 31. Modificaciones para encausar los ríos en zonas con menor resolución.

Se establecieron 14 entradas y 2 salidas a lo largo de la zona de estudio (Figura 32). Las entradas consisten en hidrogramas donde los caudales pico se muestran en la Tabla 10. Asimismo, se incluyeron 3 puentes principales, dos de ellos sobre el río Enmedio que es un importante afluente del río Diriá y el otro puente corresponde el que atraviesa el río Cañas y comunica las comunidades de Cañas Viejo y Cañas Nuevo (Figura 32).

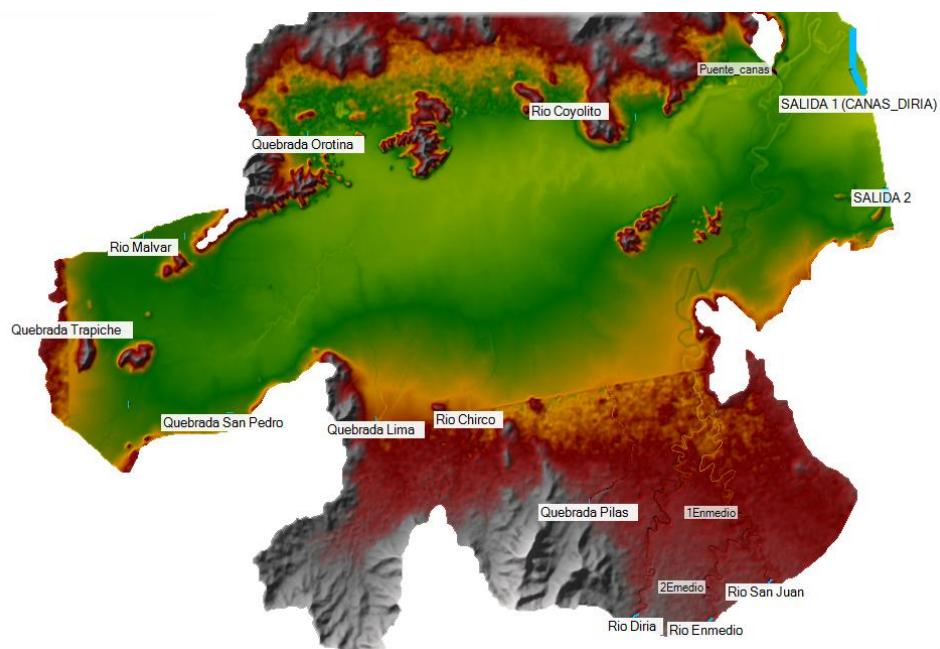


Figura 32. Ubicación de las entradas, salidas y puentes en la modelación hidráulica.

Tabla 10. Información de las entradas y salidas del modelo hidráulico.

Condición de frontera	Caudal pico (m ³ /s)	Pendiente (m/m)	Tipo de frontera
Quebrada Pozas	56.6	-	Externa
Río Coyolito	63.9	-	Externa
Quebrada Orotina	137.9	-	Externa
Río Nimboyores	194.5	-	Externa
Río Malvar	124.7	-	Externa
Quebrada Trapiche	210.4	-	Externa
Río Cañas	217.5	-	Externa
Quebrada San Pedro	95.9	-	Externa
Quebrada Lima	82.9	-	Externa
Río Chirco	19.7	-	Externa
Quebrada Pilas	139.5	-	Externa
Río Diriá	205.5	-	Externa
Río En medio	130.0	-	Externa
Río San Juan	137.9	-	Externa

Salida 1	-	0.000447	Externa
Salida 2	-	0.00238	Externa

La malla computacional utilizada (figura 33) para la modelación hidráulica bidimensional está conformada por un total de 566.537 celdas, lo que permite una alta resolución espacial en la representación del flujo superficial en la cuenca del río Cañas-Diriá. El tamaño promedio de las celdas es de 210 m², con una longitud promedio de 14 metros por lado, lo cual refleja una malla densa y detallada, adecuada para capturar con precisión los gradientes de tirante y velocidad, especialmente en zonas críticas de inundación.

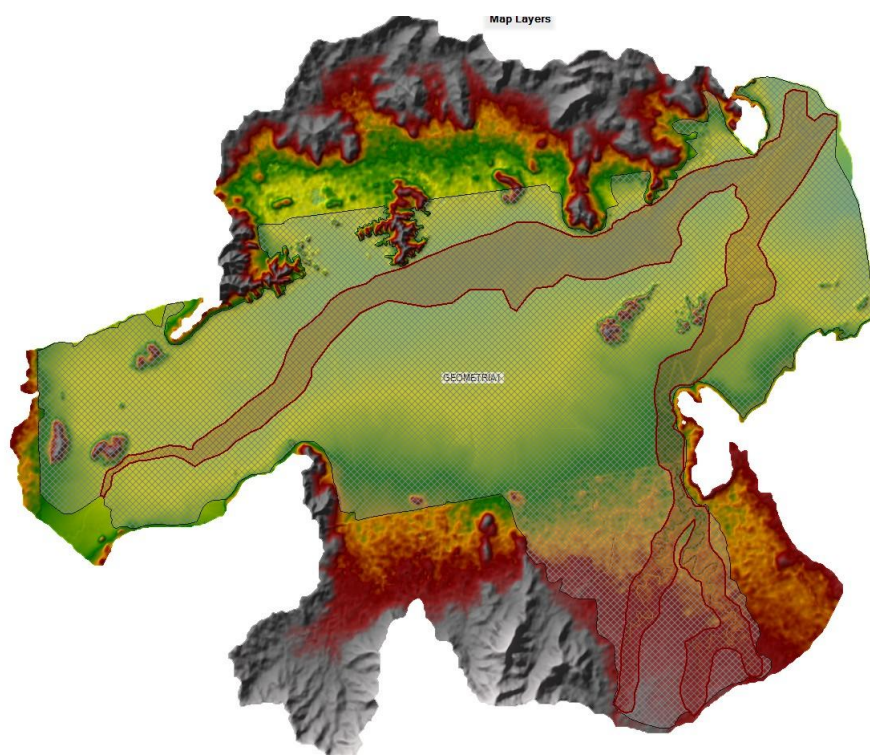


Figura 33. Malla computacional del modelo hidráulico.

Además, se implementaron zonas de refinamiento con celdas de 10x10 metros en las inmediaciones de los ríos principales (Figura 34), con el objetivo de mejorar la representación del cauce y sus interacciones hidráulicas durante eventos de lluvia intensa. No obstante, el modelo puede generar celdas aún más pequeñas de forma automática, si así se requiere para mantener la estabilidad numérica y garantizar una transición adecuada entre las zonas refinadas y las celdas de la malla general. Este refinamiento local permite una mayor

precisión en la estimación de variables clave, como la velocidad del flujo y el tirante, especialmente en áreas de mayor riesgo.

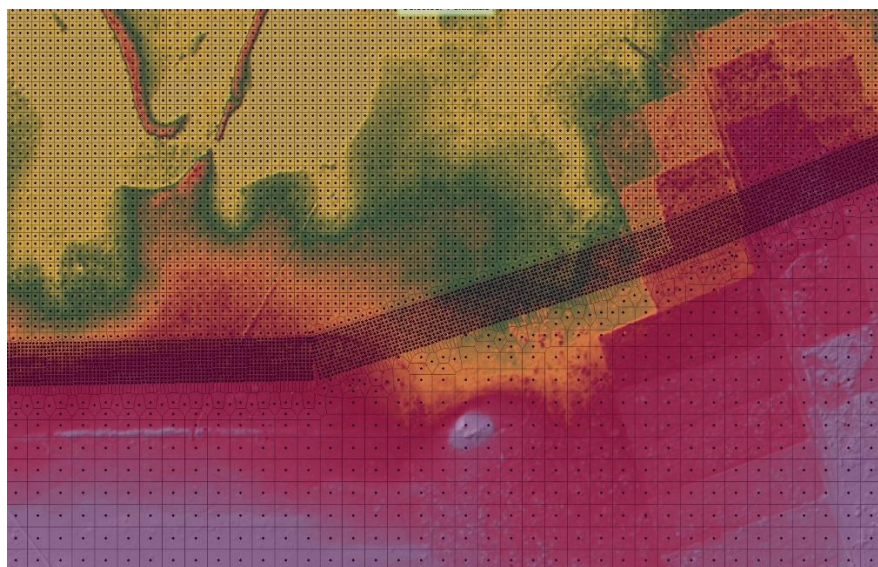


Figura 34. Zonas de refinamiento en comparación con la malla computacional general.

Para garantizar una correcta representación del relieve y evitar distorsiones en la geometría del modelo, se utilizaron líneas de corte (breaklines) en el trazado del canal y carreteras (Figura 35). Estas líneas permiten al modelo seguir con mayor fidelidad los cambios bruscos de elevación, preservando la forma del terreno y dirigiendo adecuadamente el flujo.

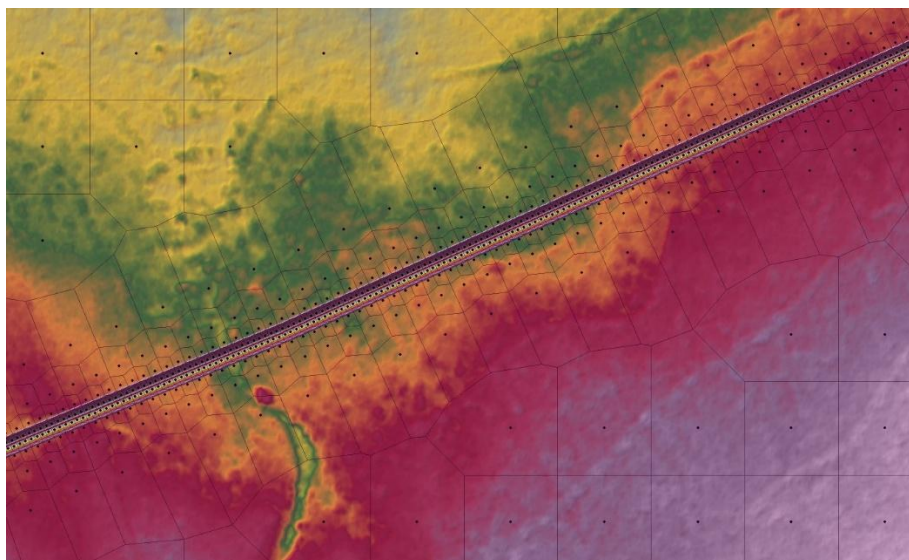


Figura 35. Ejemplo de línea de corte utilizada en la modelación hidráulica

5.2.2. Resultados de la simulación hidráulica

- Errores numéricos y parámetros hidráulicos finales

Previo a la presentación de los mapas de resultados para cada escenario simulado, se exponen los principales indicadores de desempeño numérico y parámetros hidráulicos relevantes del modelo (Tabla 11). Con base en este análisis, y considerando tanto los márgenes de error del modelo como los estándares establecidos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés), que indican que las áreas con profundidades promedio de inundación menores a un pie (aproximadamente 0.30 m) no se incluyen rutinariamente en los estudios de riesgo de inundación (FEMA, 2021), se definió un umbral mínimo de representación cartográfica. Por ello, en los mapas de tirantes que se presentan a continuación, se excluyen todas las celdas con valores inferiores a 0.10 m, dado que estas pueden corresponder a oscilaciones numéricas, errores inherentes al modelo, acumulaciones localizadas no representativas o ruido hidráulico. Esta depuración permite enfocar la interpretación espacial en las áreas donde los efectos del flujo son relevantes desde el punto de vista técnico, operativo o de riesgo.

El umbral de 0.10 m se estableció considerando que los errores volumétricos del modelo son bajos (entre 0.0037 y 0.0139), lo que evidencia una alta estabilidad numérica y adecuada conservación de masa. Asimismo, los indicadores estadísticos reportan un Error Absoluto Medio (MAE) de 0.16 m y una Raíz del Error Cuadrático Medio (RMSE) de 0.25 m (Tabla 13), que representan los márgenes promedio y extremos del error del modelo, respectivamente. Aunque el MAE podría interpretarse como un límite para la confiabilidad, utilizarlo como umbral resultaría demasiado restrictivo, ya que eliminaría zonas con escurrimientos bajos que pueden ser relevantes desde un punto de vista técnico y operativo. Por esta razón, se optó por un valor más conservador que filtra el ruido hidráulico evidente sin perder información útil, favoreciendo una representación espacial más precisa.

Tabla 11. Parámetros hidráulicos y errores numéricos del modelo hidráulico para distintos escenarios temporales.

		Escenario					
Parámetro		Noviembre, 2024	T2	T5	T10	T25	T100
Sin Canal	Tolerancia de la superficie del agua (m)	0.003			0.006		
	Tolerancia del área de almacenamiento (m)	0.003			0.006		
	Número máximo de iteraciones			30			
	Inicio simulación			00:00 día 1			
	Fin de simulación			24:00 día 4			
	Máximo paso de simulación (s)			120			
	Mínimo paso de simulación (s)			1.88			
	Volumen de entrada (1000 m3)	129 078	58 236	98 401	126 354	162 078	216 059
	Volumen de salida (1000 m3)	62 117	14 668	29 610	44 166	65 338	103 531
	Volumen acumulado (1000 m3)	67 741	43 576	68 798	82 195	96 747	112 536
	Porcentaje de error	0.01152	0.01398	0.007128	0.006389	0.004333	0.003653
Con Canal	Tolerancia de la superficie del agua (m)	0.003			0.006		
	Tolerancia del área de almacenamiento (m)	0.003			0.006		
	Número máximo de iteraciones			30			

Inicio simulación	00:00 día 1					
Fin de simulación	24:00 día 4					
Máximo paso de simulación (s)	120					
Mínimo paso de simulación (s)	1.88					
Volumen de entrada (1000 m3)	129 078	58 332	98 504	126 457	162 182	216 155
Volumen de salida (1000 m3)	61 289	14 642	29 415	43 900	64 983	103 016
Volumen de acumulado (1000 m3)	67 967	43 697	69 096	82 565	97 202	113 148
Porcentaje de error	0.009383	0.01016	0.005852	0.005436	0.003729	0.003189

- Cartografía de Inundación: Tirantes, Velocidades y Peligrosidad

El modelo correspondiente al evento de noviembre de 2024 fue el primero en construirse y constituyó la base del proceso de modelación hidráulica. Este escenario se calibró utilizando información hidrometeorológica disponible y parámetros locales del terreno. La relación entre los valores modelados y los medidos fue fundamental para evaluar la precisión del modelo hidráulico. Se observó una correspondencia general adecuada entre los valores de tirante modelados y los niveles de agua reportados en campo. En la mayoría de los puntos de validación, los tirantes simulados por el modelo coincidieron razonablemente con las alturas de agua reportadas durante el evento de noviembre de 2024. Esta coherencia fue particularmente notable en las zonas con mejor calidad topográfica. Aunque se presentaron algunas discrepancias puntuales, principalmente en áreas con información de baja resolución, los resultados indicaron que el modelo reproducía de manera confiable la dinámica de inundación observada. Sumado a lo anterior, los resultados de las métricas estadísticas (error medio absoluto, el coeficiente de determinación, el error cuadrático medio y el índice de eficiencia Nash-Sutcliffe) mostraron un buen ajuste entre los niveles de agua simulados y los datos observados en campo, lo cual respalda la capacidad del

modelo para representar de manera adecuada el comportamiento hidrodinámico en la zona de estudio.

A partir del modelo calibrado de tirantes de noviembre, 2024, se generaron los escenarios de tirante para los diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 25 y 100 años). De igual manera, se obtuvieron las velocidades correspondientes tanto para el evento de noviembre como para los escenarios de periodo de retorno.

- ***Tirantes máximos para lluvias de Noviembre, 2024***

En la figura 36 se muestra el mapa del tirante máximo de inundación obtenido mediante la modelación hidráulica realizada con el evento de lluvias que tuvo lugar en noviembre, 2024 en condiciones actuales. En la tabla 12, se observan los tirantes reportados por los pobladores y los obtenidos por el modelo donde la mayor diferencia se encuentra en el punto 20 y ronda los 0.42 m. Adicionalmente, se compararon las simulaciones con datos observados mediante métricas (Tabla 13) como el coeficiente de determinación (R^2), error cuadrático medio (RMSE) y el índice de eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE). Este último varía desde $-\infty$ hasta 1, donde valores más cercanos a 1 indican una mayor concordancia entre los datos simulados y observados (McCuen et al., 2006). En este caso, el valor obtenido para este índice, calculado mediante el código en Python (Anexo 2), fue de 0.834, lo que representa un buen nivel de ajuste y confirma la capacidad del modelo para reproducir adecuadamente las condiciones hidráulicas. Asimismo, un coeficiente de determinación (R^2) de 0.847, un error absoluto medio (MAE) de 0.16 m y una raíz del error cuadrático medio (RMSE) de 0.25 m, sugieren que el modelo presenta un nivel aceptable de calibración.

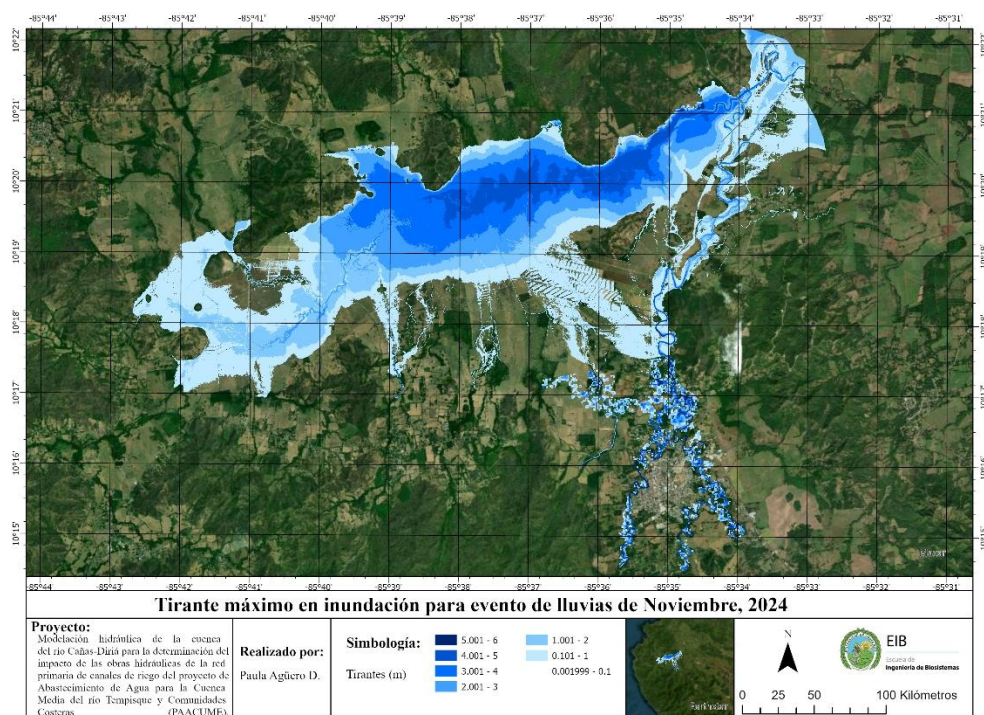


Figura 36. Mapa de tirante máximo de inundación para el evento ocurrido en noviembre, 2024 en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá.

Tabla 12. Comparación de los tirantes reportados por los pobladores vs los obtenidos en el modelo hidráulico realizado.

Punto	Tirante (m) reportado en lluvias de noviembre, 2024	Tirante (m) obtenido en la modelación hidráulica	Diferencias absolutas de altura (m)
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.40	0.00	0.40
5	0.00	0.00	0.00
6	0.25	0.30	0.05
7	0.15	0.12	0.03
8	0.25	0.51	0.26

9	1.00	1.18	0.18
10	1.20	1.45	0.25
11	0.00	0.38	0.38
12	0.50	0.29	0.21
13	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00
15	0.80	1.00	0.20
16	0.40	0.00	0.40
17	0.00	0.00	0.00
18	Arrancó casa	1.99	-
19	0.00	0.00	0.00
20	1.50	1.08	0.42
21	0.40	0.47	0.07
22	0.50	0.90	0.40
23	0.50	0.23	0.27
24	0.55	0.60	0.05
25	0.00	0.00	0.00
26	0.50	0.55	0.05
27	0.05	0.06	0.01
28	0.05	0.00	0.05
29	0.60	0.64	0.04
30	0.30	0.38	0.08
31	0.65	0.57	0.08
32	0.20	0.27	0.07
33	0.60	0.63	0.03
34	0.50	0.56	0.06
35	2.00	1.97	0.03
36	0.80	1.03	0.23
37	0.60	0.64	0.04

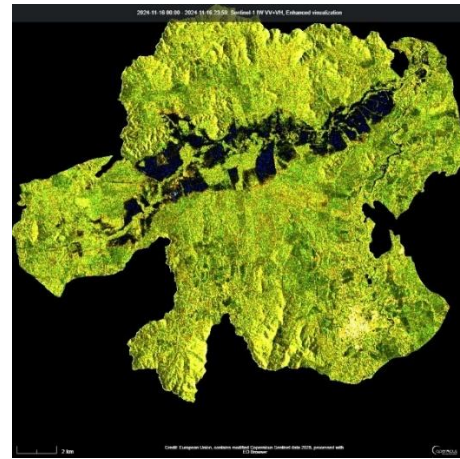
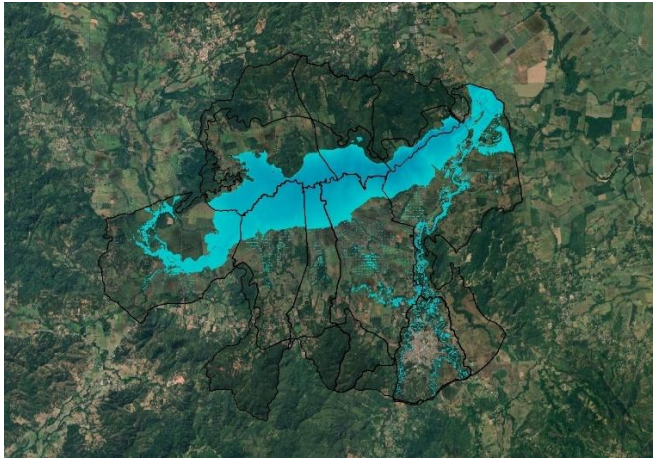
Tabla 13. Resumen de análisis estadísticos realizados para la validación del modelo.

Análisis estadístico	Valor
Índice de eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE)	0.834
Coefficiente de determinación (R^2)	0.847
Error absoluto medio (MAE)	0.160
Raíz del error cuadrático medio (RMSE)	0.250

Además de la estadística, se realizó una comparación entre los resultados de la modelación hidráulica (figura 37.a) y productos derivados de imágenes satelitales (figura 37.b). Se utilizó una imagen Sentinel-1, perteneciente al proyecto Copernicus, con sello horario de 23:59 UTC. Dado que Costa Rica se encuentra en el huso horario UTC-6, dicha imagen corresponde a las 17:59 horas (5:59 p. m.) hora local.

La Figura 37.b corresponde a un producto GRD (Ground Range Detected) de Sentinel-1, procesado con corrección radiométrica para obtener gamma⁰. Se le aplicó una composición en color falso elaborada a partir de datos de Sentinel-1, utilizando las polarizaciones VV y VH calibradas a gamma⁰. Esta combinación resalta las diferencias de retrodispersión entre superficies urbanas, vegetación, suelo desnudo y cuerpos de agua, lo que facilita la interpretación de áreas inundadas. En la visualización generada a partir de la composición de las polarizaciones VV y VH de Sentinel-1, las zonas de agua o anegadas se representan en tonos azul oscuro o negro; las áreas urbanas aparecen en amarillo verdoso claro o blanco; la vegetación se muestra en verde mostaza; y el suelo desnudo se visualiza en verde más oscuro.

Si bien las manchas no coinciden exactamente en toda su extensión, en términos generales presentan una distribución espacial muy similar, lo que constituye un indicio favorable de la adecuada calibración y funcionamiento del modelo. Esta coincidencia espacial demuestra que el modelo es capaz de reproducir de manera confiable las áreas inundables y la dinámica del flujo superficial bajo las condiciones del evento estudiado.



a. Inundación modelada

b. Inundación captada por satélite

Figura 37. Comparación de mancha de inundación obtenida en la modelación hidráulica y la captada por Sentinel 1.

○ *Tirante máximo para distintos periodos de retorno*

De la figura 38 a la figura 42, se observan los mapas obtenidos en condiciones actuales para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años. Conforme el periodo de retorno aumentaba, se obtenían tirantes mayores que podían llegar hasta los 6 metros. En cada uno de los periodos, los tirantes con mayor valor se observan en la zona más baja del territorio en estudio, ya que, por la poca pendiente presente en esta zona, el agua tiende a “estancarse”, haciendo que el tirante aumente su valor. Además, la extensión de la mancha de inundación es muy similar en todos los periodos de retorno, exceptuando el periodo de 2 años donde se observa una mancha de inundación un poco menos extendida.

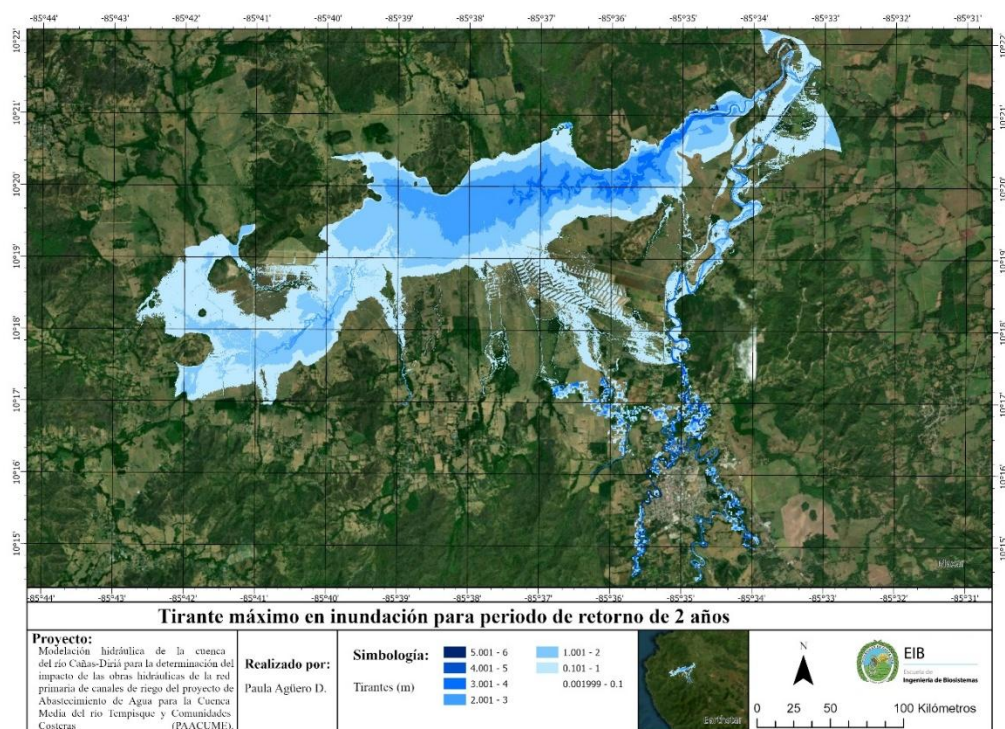


Figura 38. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 2 años.

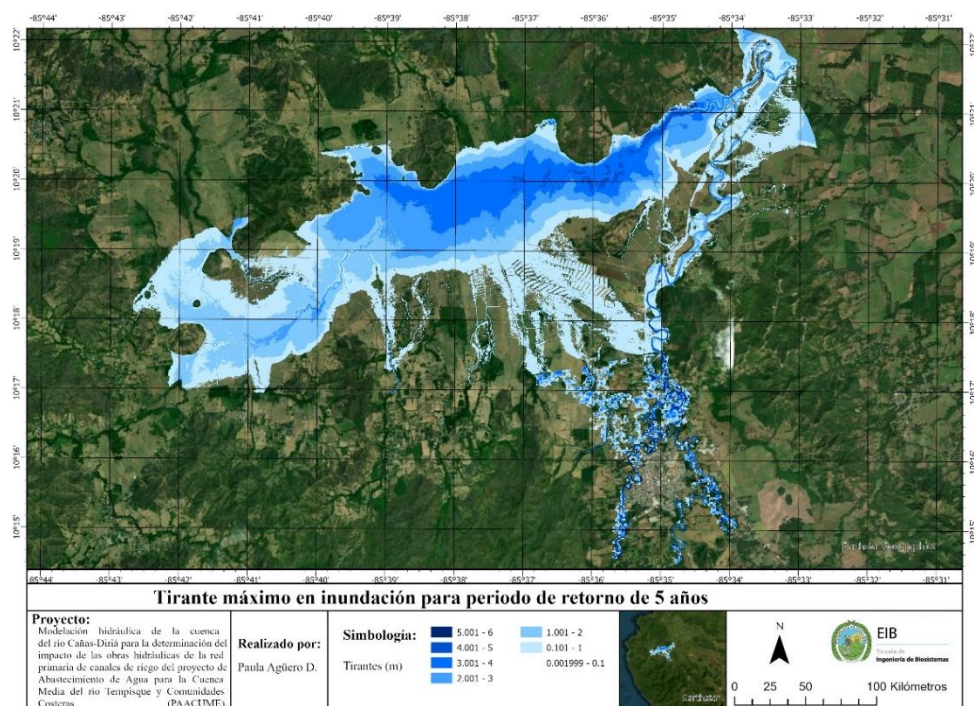


Figura 39. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 5 años.

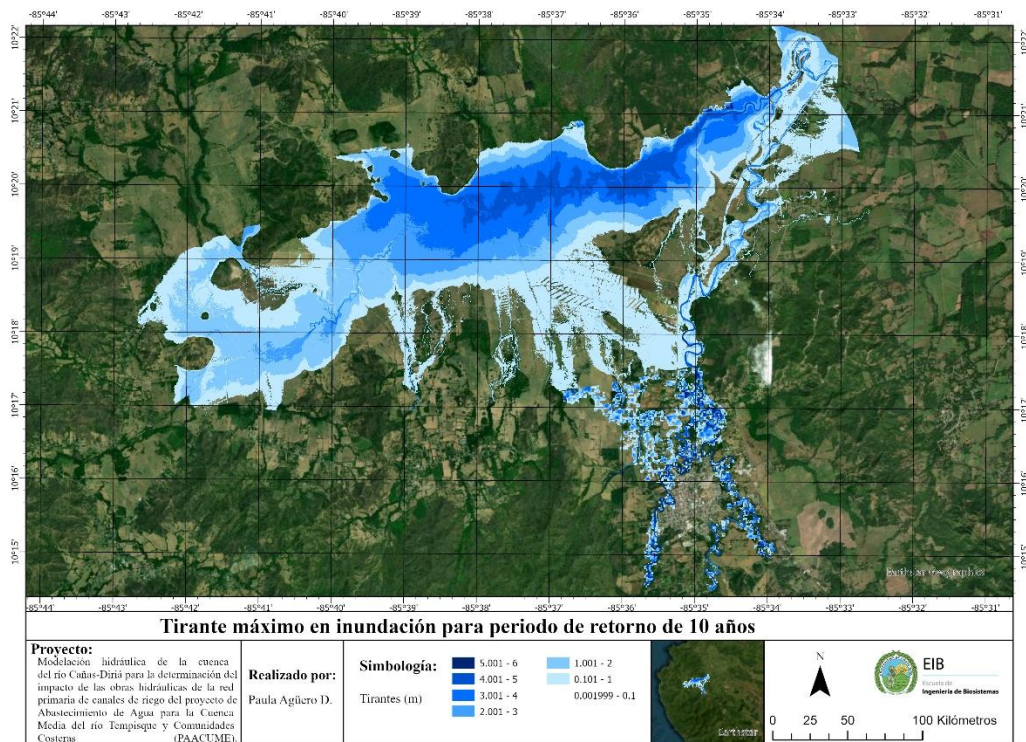


Figura 40. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 10 años.

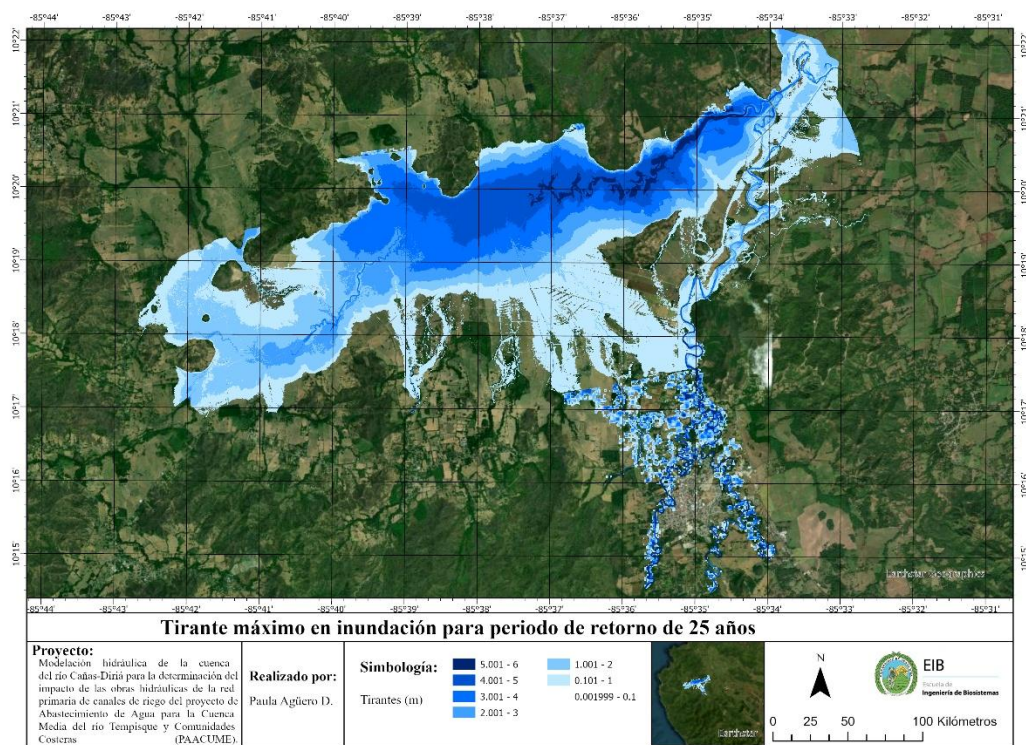


Figura 41. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 25 años.

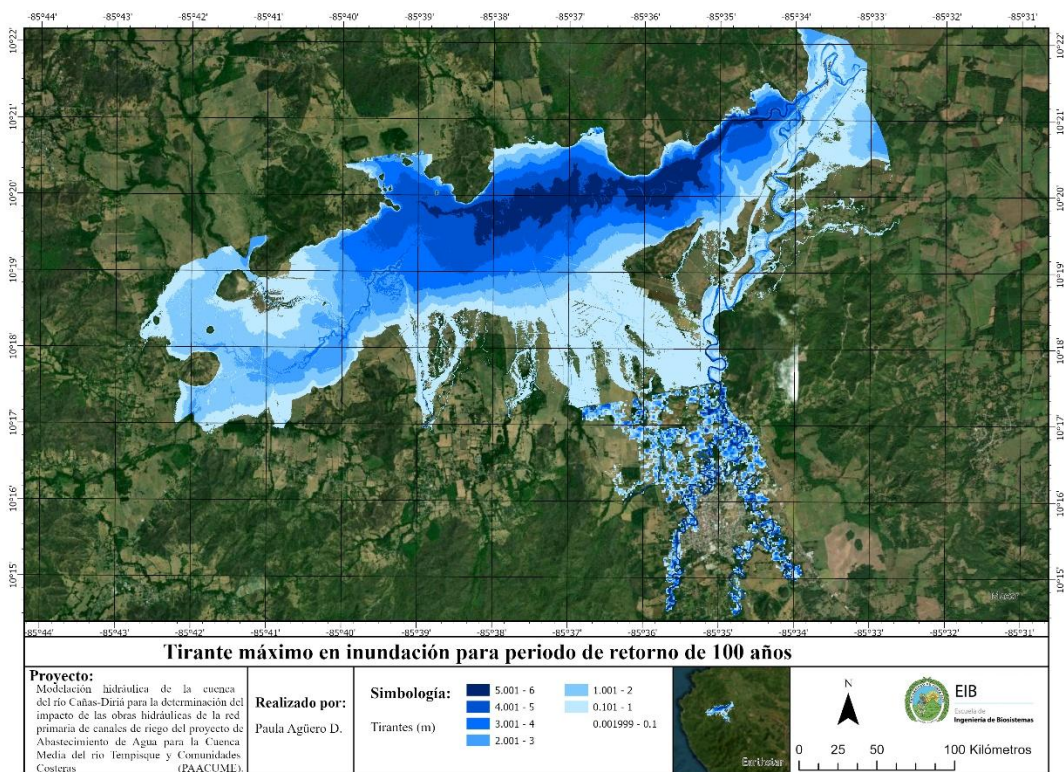


Figura 42. Mapa de tirante de inundación obtenido para periodo de retorno de 100 años.

- Velocidades máximas para lluvias de noviembre y distintos periodos de retorno

De la figura 43 a la figura 48, se muestran las velocidades de agua máximas obtenidas en la modelación. Para distintos periodos de retorno. Visualmente, en ningún periodo, se observan cambios importantes de las velocidades, lo que indica una respuesta hidráulica relativamente estable del sistema.

Las máximas velocidades se registran consistentemente en el cauce principal de los ríos, donde los caudales se concentran y las pendientes son mayores, alcanzando valores de hasta 3 m/s. Estas velocidades se mantienen constantes en todos los periodos de retorno, lo que refleja que el cauce actúa como el principal conductor de energía hidráulica, con un comportamiento constante frente a eventos de precipitaciones crecientes.

En contraste, las zonas más planas del terreno, particularmente en la parte baja central de la zona de estudio, muestran velocidades máximas de hasta 0.5 m/s. Esto se asocia a la acumulación de agua en áreas de pendiente suave, donde el movimiento del agua es menos acelerado, pero mantiene un desplazamiento constante.

La distribución espacial de las velocidades se mantiene constante entre periodos de retorno, lo que sugiere que la topografía y la red de drenaje natural tienen un mayor peso en la dinámica del flujo que el volumen del evento. Es decir, aunque los caudales aumenten, el patrón espacial de velocidades se conserva, con los máximos siempre en el cauce y los mínimos en las planicies.

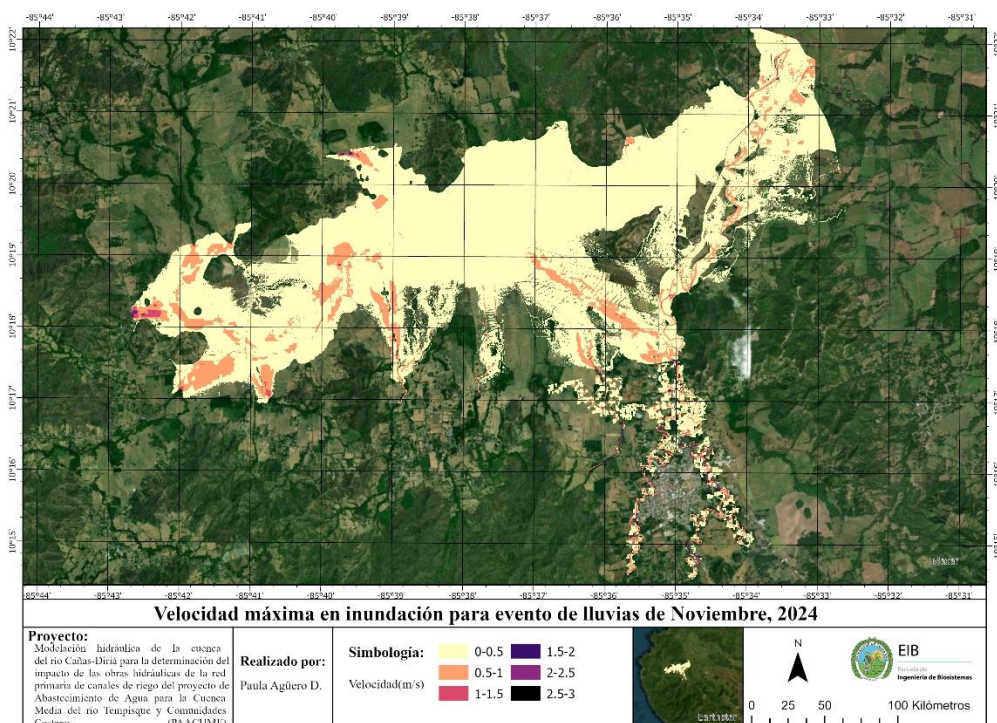


Figura 43. Velocidad máxima obtenida en la modelación del evento de lluvias de noviembre, 2024.

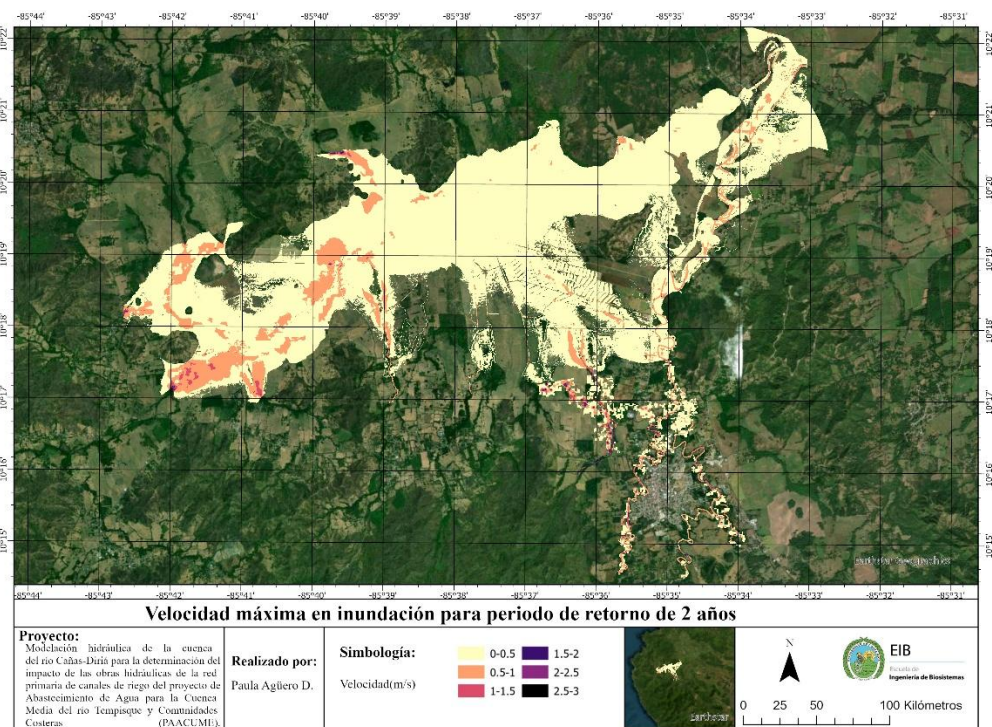


Figura 44. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 2 años.

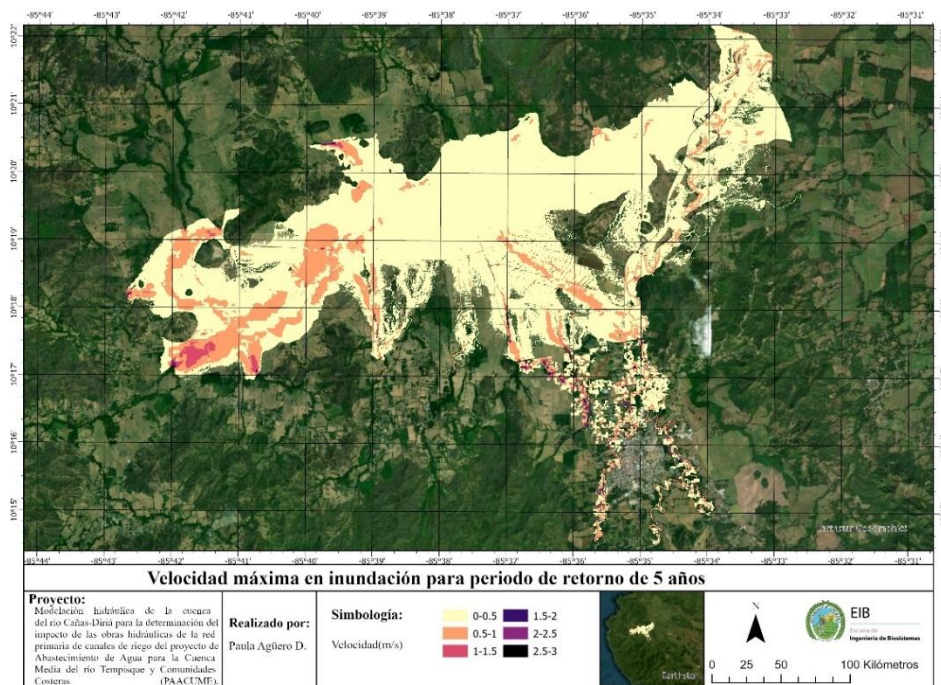


Figura 45. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 5 años.

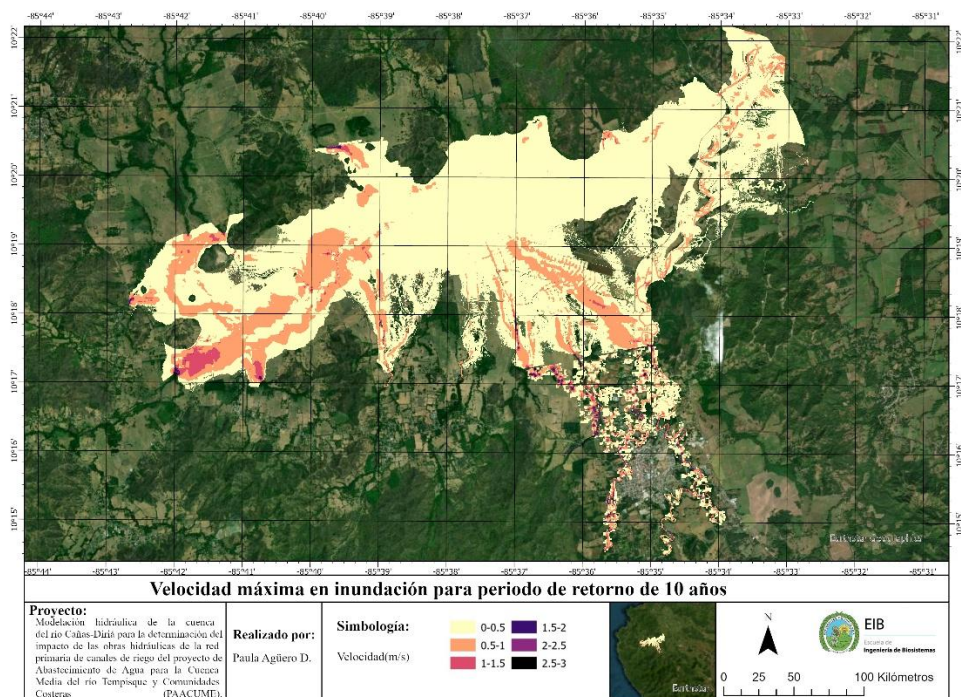


Figura 46. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 10 años.

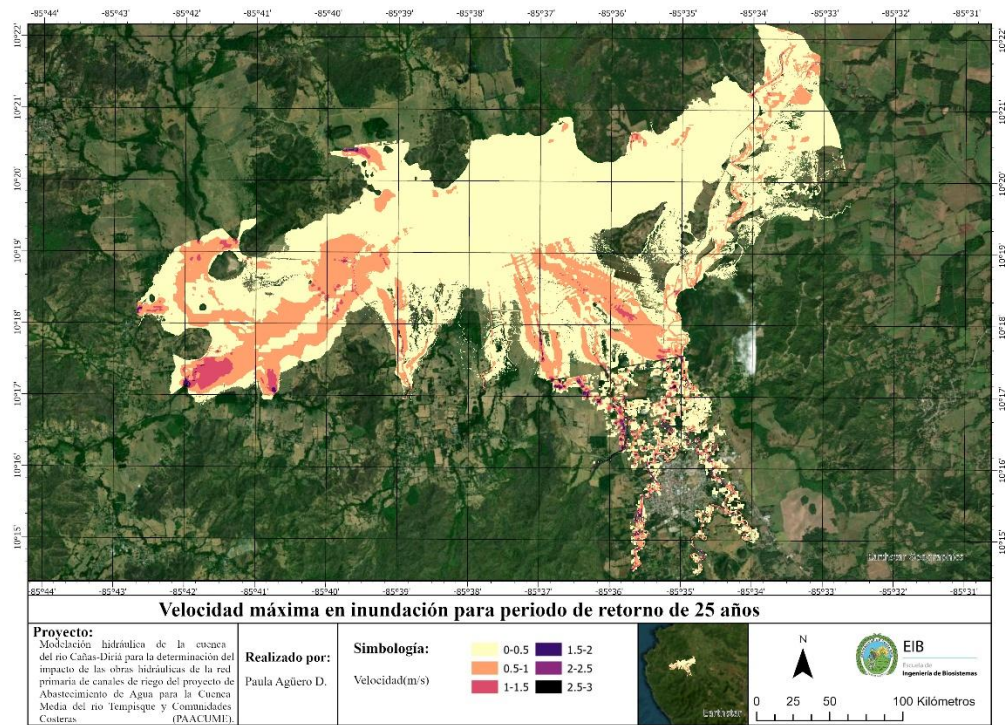


Figura 47. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 25 años.

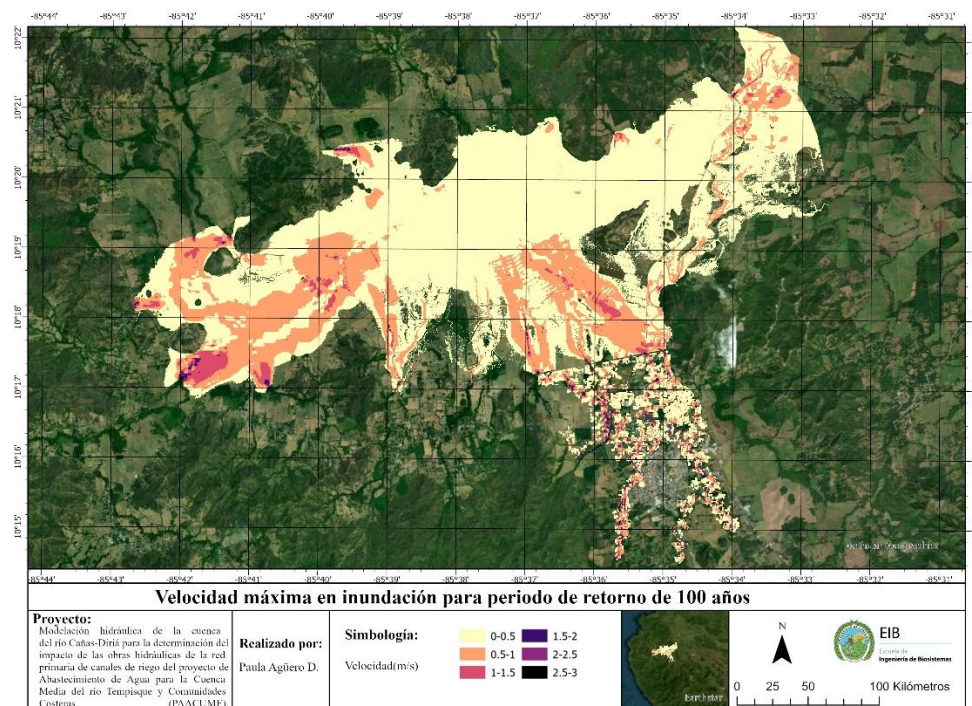


Figura 48. Velocidad máxima obtenida en la modelación para un periodo de retorno de 100 años.

- Zonas de peligrosidad

Además, mediante un código (Anexo 3), se creó una capa que unía la capa de velocidades y la capa de tirante de la inundación para obtener un nivel de riesgo de acuerdo con lo indicado por FEMA. El color verde indica un riesgo bajo, el color amarillo un riesgo intermedio y el color rojo un riesgo alto. Las velocidades máximas no necesariamente correspondían con los tirantes máximos, por esta razón este análisis de riesgo debe hacerse a una hora de interés determinada y no con los valores máximos. En este caso, se eligió a las 00:00 del día 15 de noviembre, 2024, que es donde los pobladores percibieron ya sea mayores tirantes o mayores velocidades en distintos puntos. Si se quisiera analizar otra hora, en el archivo de HEC-RAS creado, solo se tendría que buscar la hora de interés y se podría observar los niveles de riesgo obtenidos para esa hora. Los mapas resultantes se observan desde la figura 49 a la figura 54. Se observa que, en todos los casos, el mayor riesgo existe en la parte más plana de la zona en estudio. Esto es un comportamiento esperado ya que, el agua tiene más dificultades para moverse debido a la poca pendiente existente, por lo que comienza a almacenarse y por ende a crecer el tirante. De acuerdo con el criterio utilizado, es decir el de FEMA, un tirante mayor a 1.5 m, ya se considera alto riesgo sin importar la

velocidad. Con la información de los mapas de velocidades máximas mostrados anteriormente (figura 43 a figura 48), se observa que, en la zona de alto riesgo, las velocidades son bastante bajas, por lo que, en este caso, la velocidad no está teniendo un impacto tan importante en la determinación del peligro como el tirante. Por otra parte, los ríos como tal son zonas de alto peligro debido al alto caudal que transportan y, en este caso, la velocidad si pudiese tener mayor inferencia a la hora de determinar el nivel de peligro.

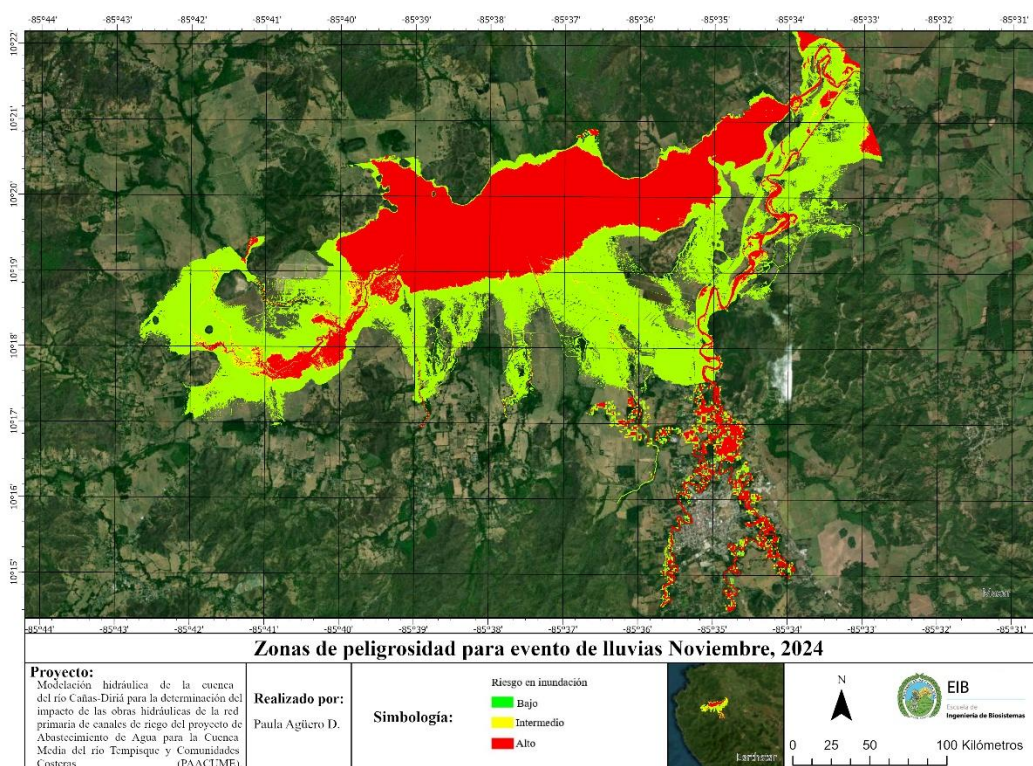


Figura 49. Mapa de niveles de riesgo para el evento de lluvias de Noviembre, 2024.

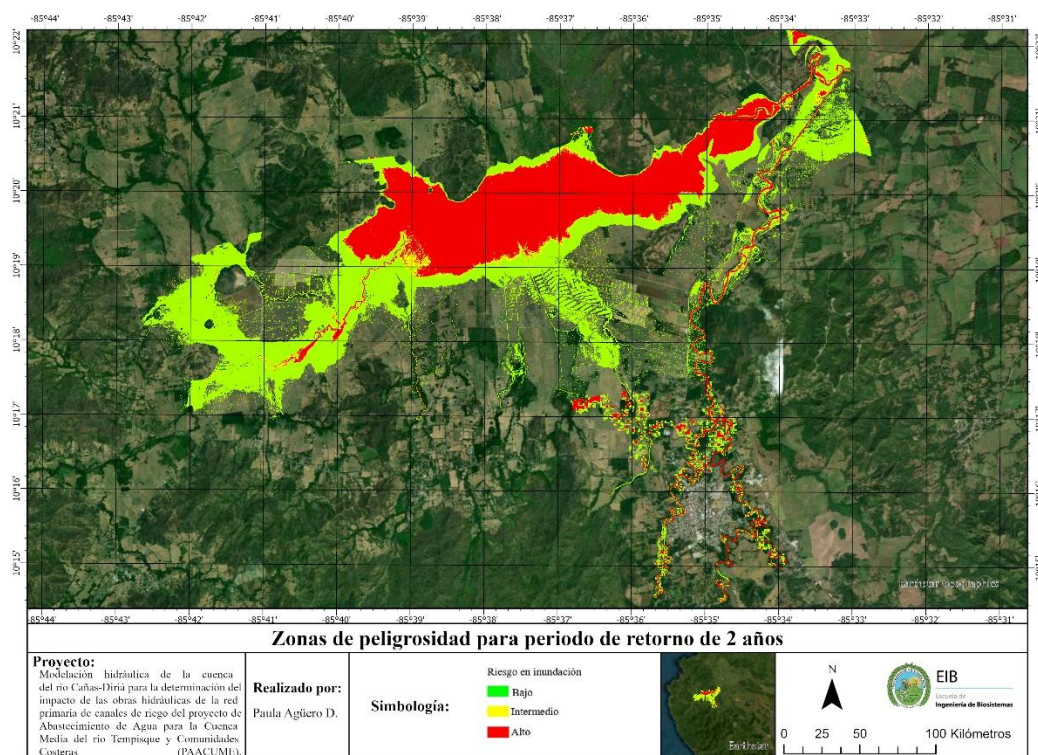


Figura 50. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 2 años.

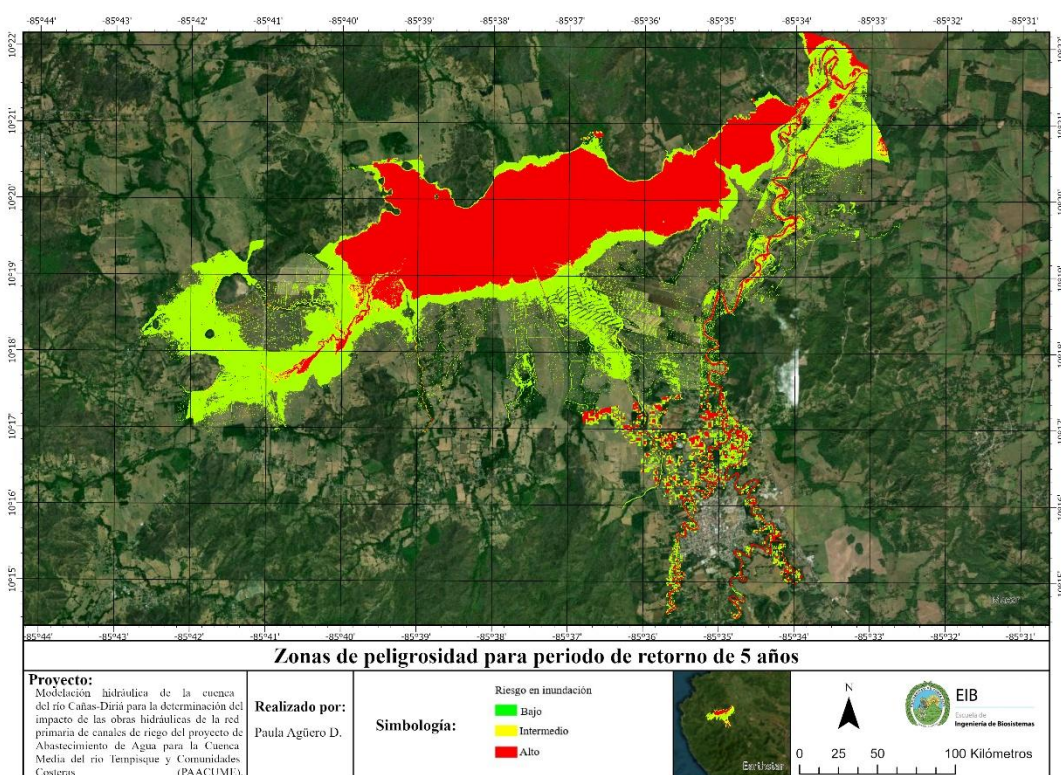


Figura 51. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 5 años.

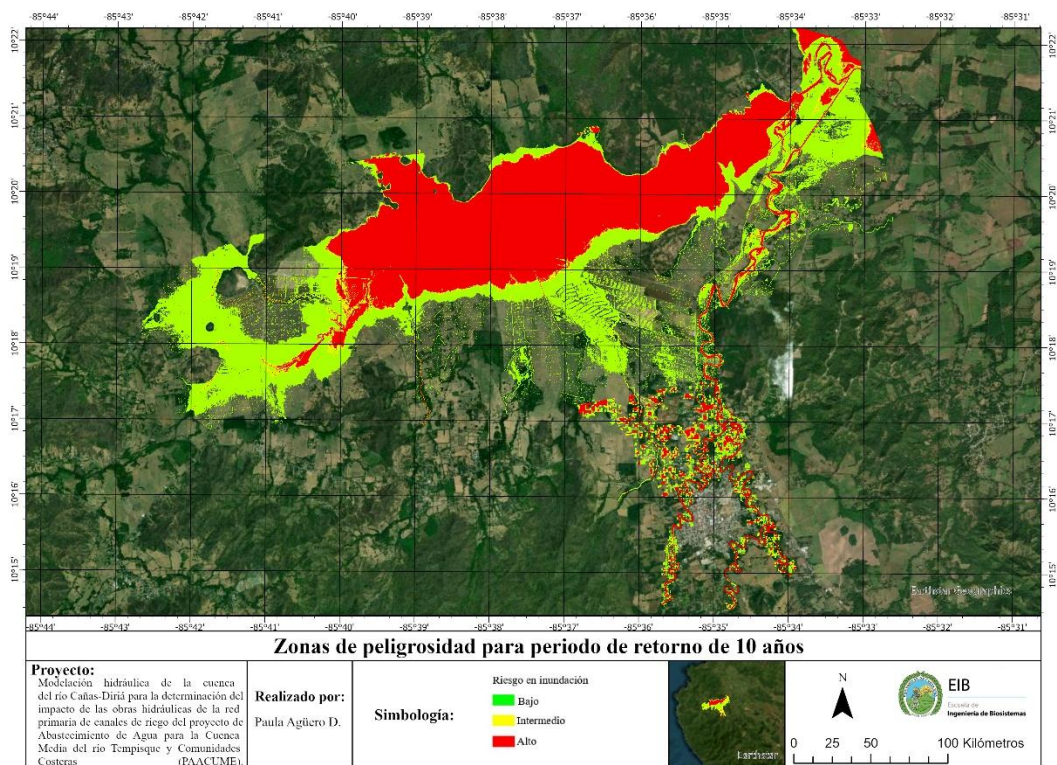


Figura 52. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 10 años.

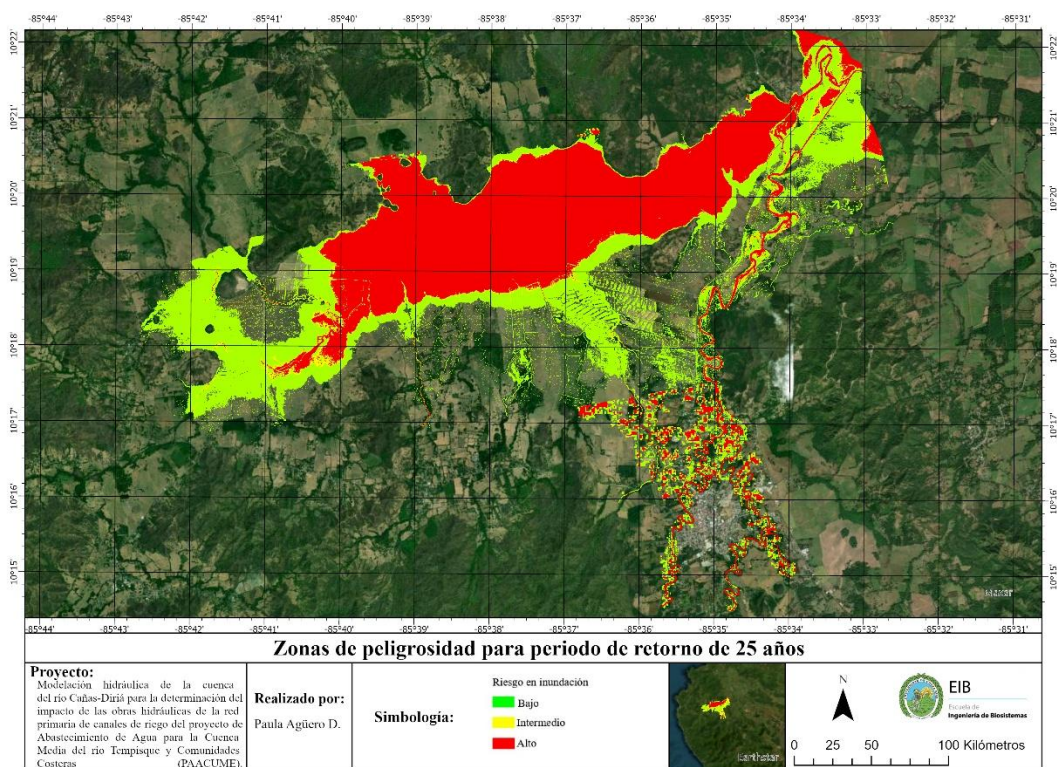


Figura 53. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 25 años.

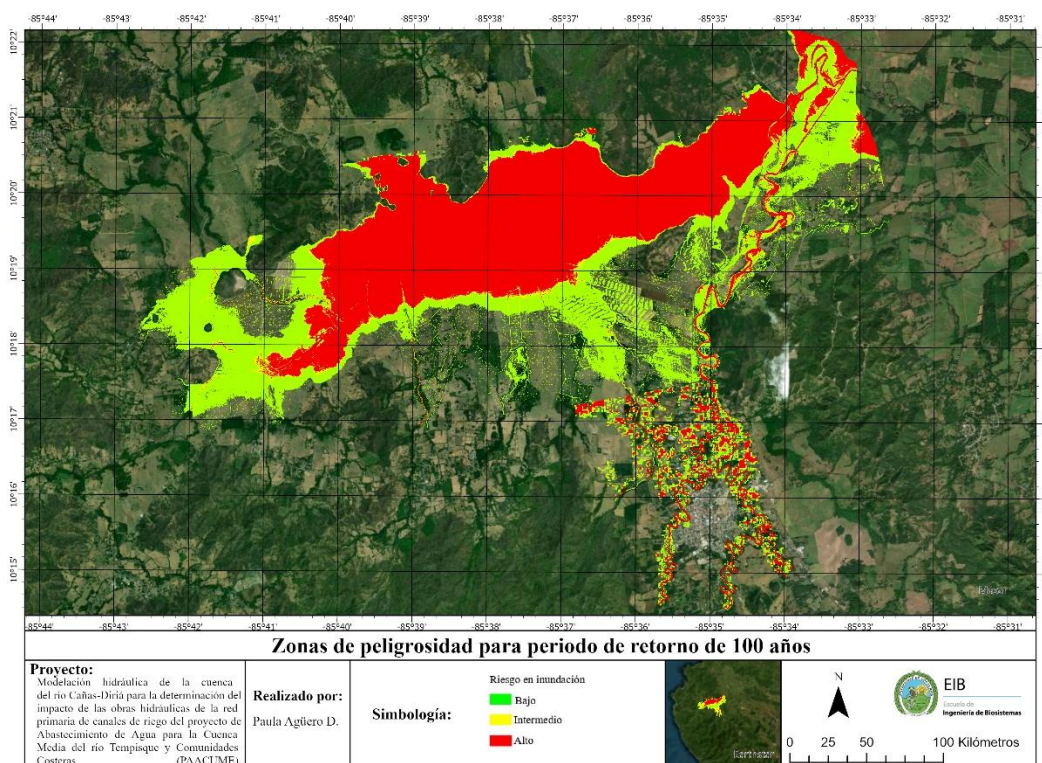


Figura 54. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 100 años.

5.3 Modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS con la incorporación de la nueva infraestructura hidráulica de la red primaria de PAACUME.

5.3.1 Implementación de modificaciones en el modelo

La inclusión del canal MD8, se realizó mediante una modificación en el terreno donde se dieron las características hidráulicas y ubicación propuesta por el SENARA (línea negra en figura 55).

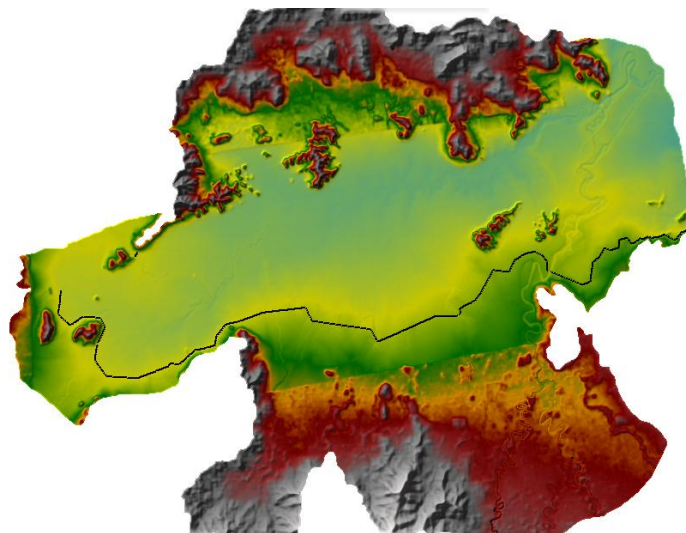


Figura 55. Inclusión del canal primario MD8 en la modelación hidráulica.

Se corrió un plan que permitió llenar el canal a los niveles indicados por el SENARA (Figura 56). En este plan, se eligió la opción de crear un archivo de condiciones iniciales, que se utilizó para correr el modelo hidráulico con el canal MD8, lleno desde el momento cero.

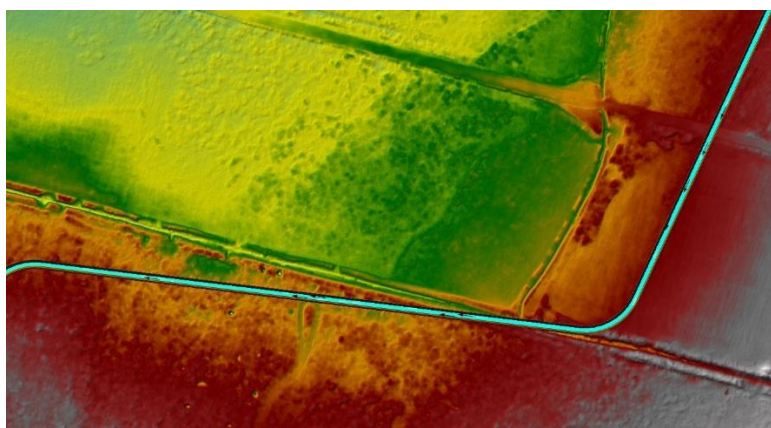


Figura 56. Canal MD8 lleno de agua antes de comenzar la simulación.

5.3.2 Resultados bajo condiciones modificadas

- Tirante máximo para lluvias de noviembre y distintos periodos de retorno con la inclusión del canal de MD8

En la Figura 57 se presenta el mapa del tirante máximo de inundación correspondiente al evento de lluvias ocurrido en noviembre de 2024, considerando la inclusión del canal de riego primario MD8 en la zona de estudio. Al compararlo visualmente con el mapa del mismo

evento bajo condiciones actuales, es decir, sin la presencia del canal (Figura 35), no se aprecian diferencias significativas en la distribución ni en la magnitud del tirante. Esto sugiere que la incorporación del canal MD8 no genera un impacto relevante en la profundidad del flujo para este evento específico. En términos cuantitativos, el tirante promedio con canal fue de aproximadamente 1.57 m, mientras que sin canal se registró un valor muy similar, cercano a los 1.58 m. Esta similitud en los promedios sugiere que, a escala global, el canal no altera sustancialmente los patrones de profundidad, y que su capacidad hidráulica y posición dentro del sistema natural no influyen de forma relevante sobre el comportamiento del flujo superficial. Esto es coherente con los resultados visuales y espaciales obtenidos en los mapas para este escenario en las distintas condiciones.

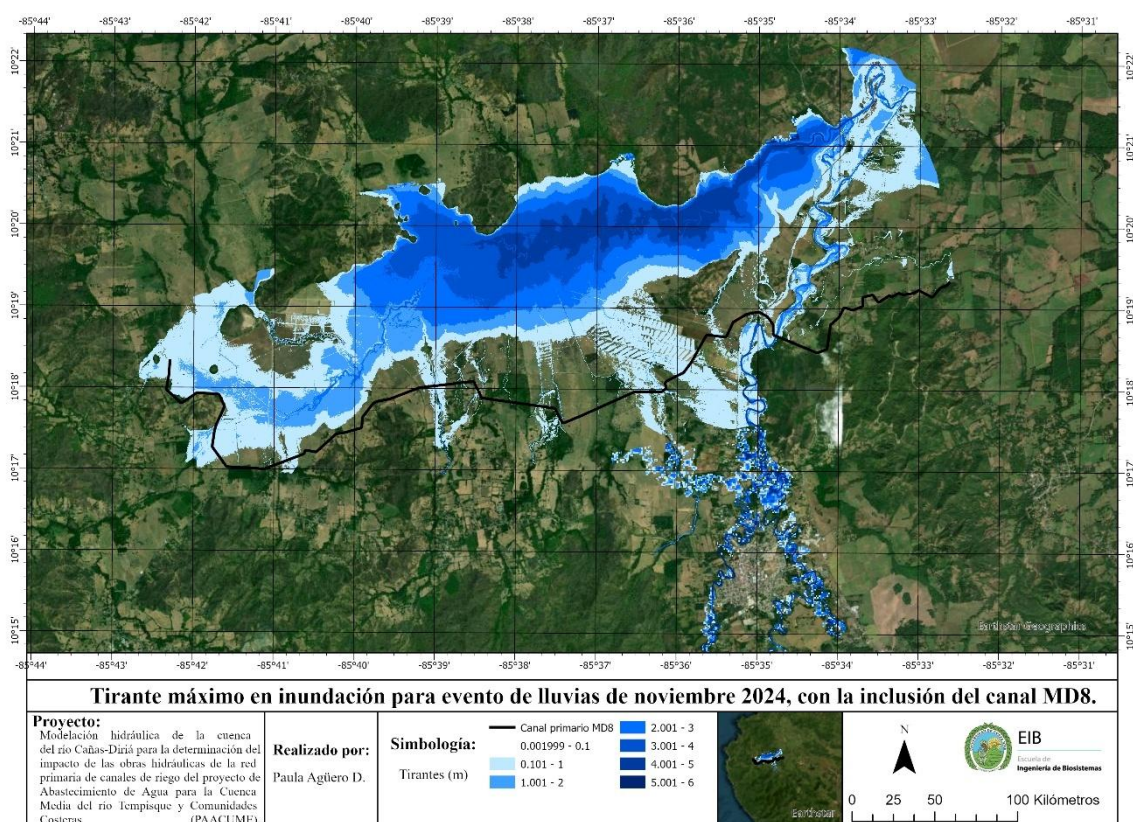


Figura 57. Mapa de tirante máximo de inundación para el evento ocurrido en noviembre, 2024 en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8 en la zona.

Asimismo, en las figuras 58 a 62 se presentan los mapas de tirante máximo de inundación para los distintos periodos de retorno, considerando la inclusión del canal

primario de riego MD8 en la zona. Al igual que en el escenario del evento de noviembre de 2024, no se aprecian diferencias visualmente importantes en la extensión de las manchas de inundación ni en los tirantes resultantes al comparar los escenarios con y sin la presencia del canal. Esto indica que, bajo las condiciones modeladas, la incorporación del canal MD8 no genera un impacto relevante en la dinámica de inundación del área, incluso ante eventos hidrológicos de mayor magnitud. Además, se confirma que, al igual que en los escenarios sin canal, a medida que aumenta el periodo de retorno, los tirantes de inundación tienden a incrementarse, especialmente en la zona central y baja de la llanura de inundación, donde el terreno permite una mayor acumulación de agua y el flujo pierde velocidad, favoreciendo la elevación de los niveles.

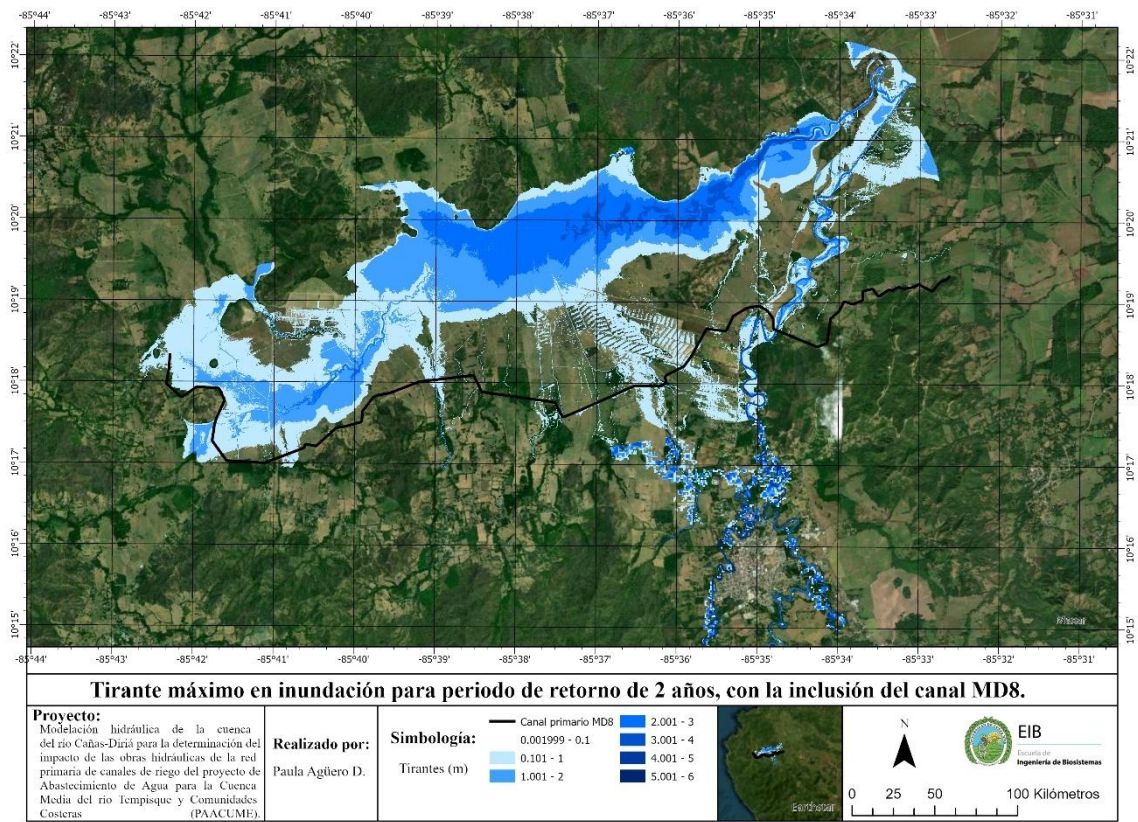


Figura 58. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 2 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.

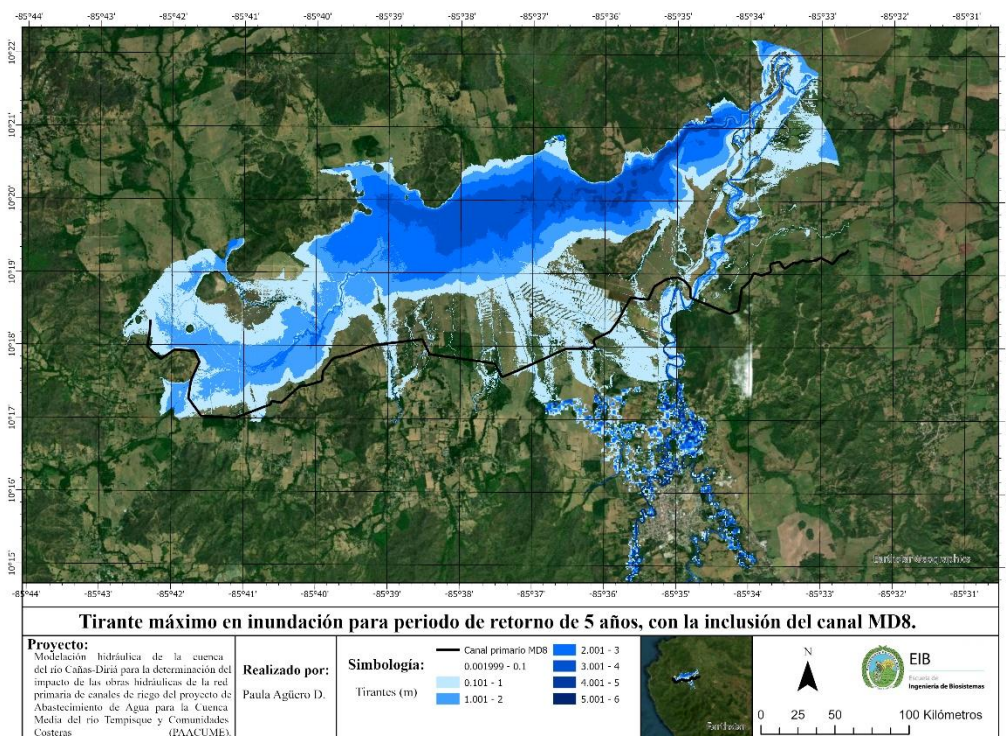


Figura 59. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 5 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.

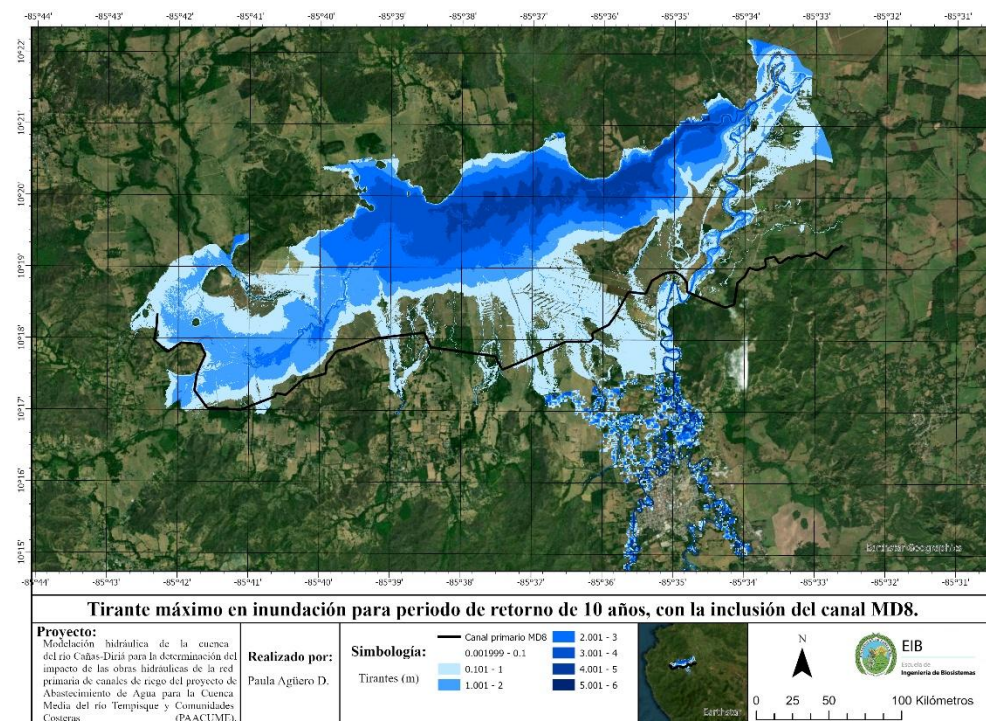


Figura 60. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 10 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.

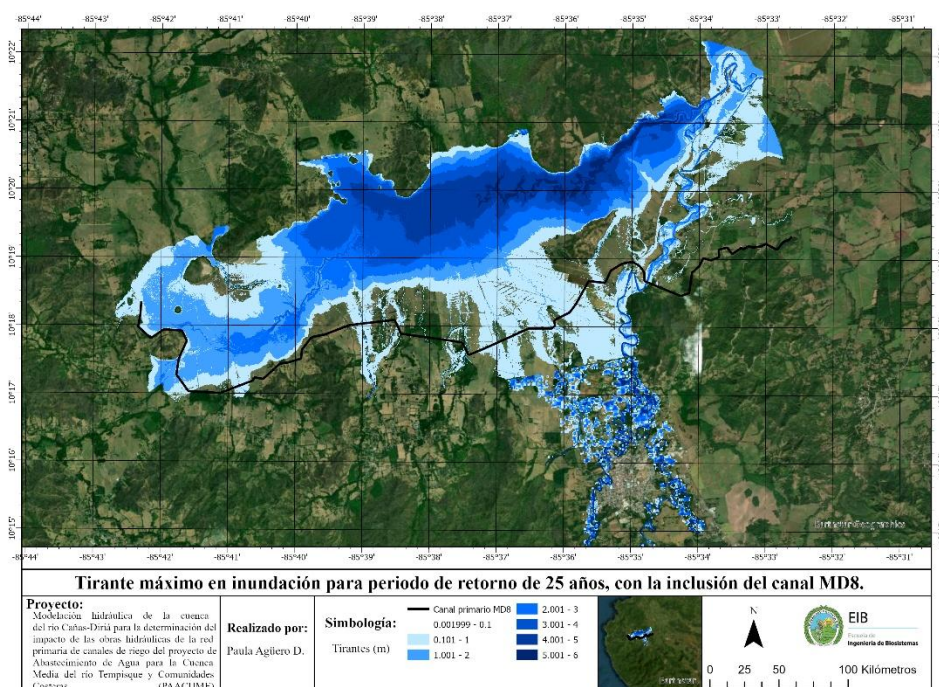


Figura 61. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 25 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.

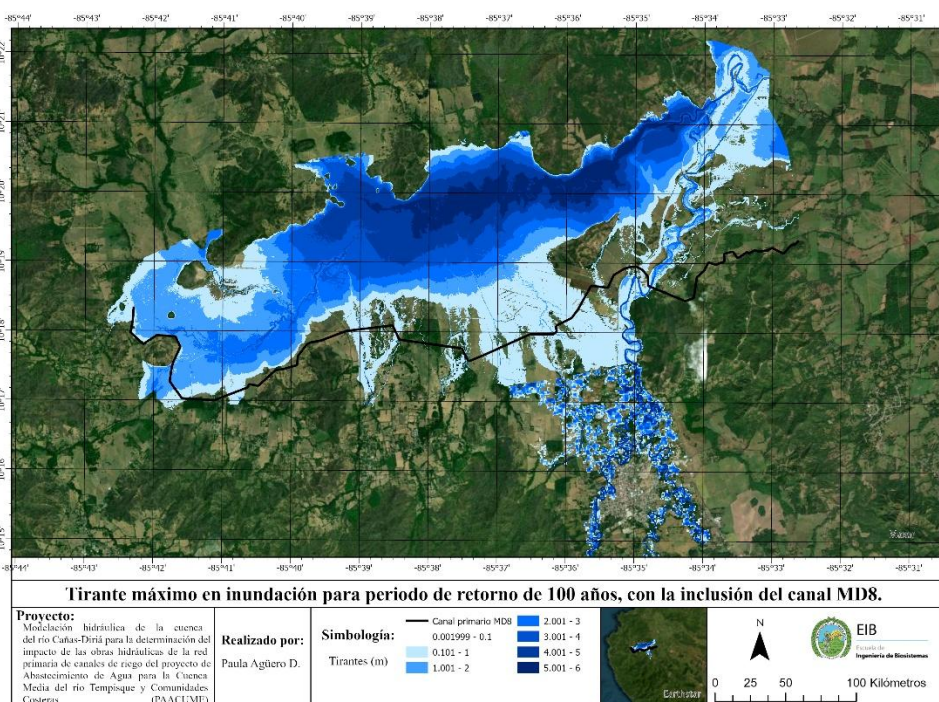


Figura 62. Mapa de tirante máximo de inundación periodo de retorno de 100 años, en la llanura de inundación del río Cañas-Diriá, con la inclusión del canal de riego MD8.

- Velocidades máximas para lluvias de noviembre, 2024 y distintos periodos de retorno con la inclusión del canal MD8

De la figura 63 a la figura 68, se observan las velocidades obtenidas en las modelaciones hidráulicas con la inclusión del canal MD8 para el evento de lluvias de Noviembre, 2024 y para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años respectivamente.

Al comparar visualmente las velocidades máximas obtenidas en los modelos sin y con la inclusión del canal de riego, se evidencia que las diferencias entre ambos escenarios son mínimas o prácticamente inexistentes en términos de distribución y magnitud de las velocidades del flujo. En ambos casos, las velocidades máximas continúan concentrándose en los cauces principales, alcanzando valores cercanos a los 3 m/s, mientras que en las zonas planas y más bajas del territorio las velocidades se mantienen por debajo de 0.5 m/s, evidenciando un patrón espacial de velocidades que no se ve alterado significativamente por la presencia del canal.

A partir de esto, se puede indicar que la incorporación del canal de riego no altera de forma importante el patrón de velocidades del flujo en la zona de estudio, es decir, el canal no representa un riesgo adicional de modificación de los patrones hidráulicos preexistentes.

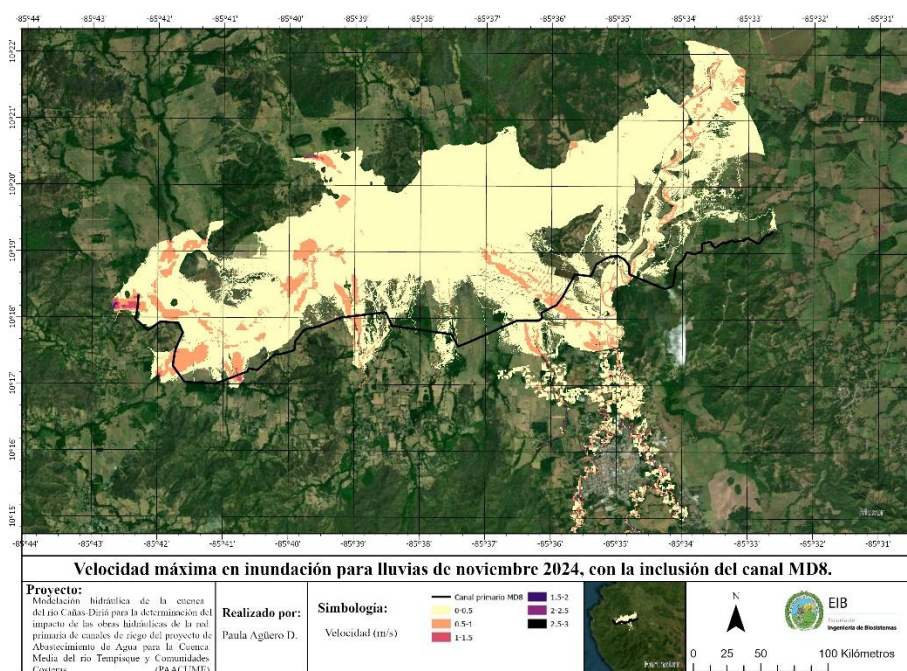


Figura 63. Velocidad máxima en inundación por lluvias de Noviembre, 2024 con inclusión del canal de riego MD8.

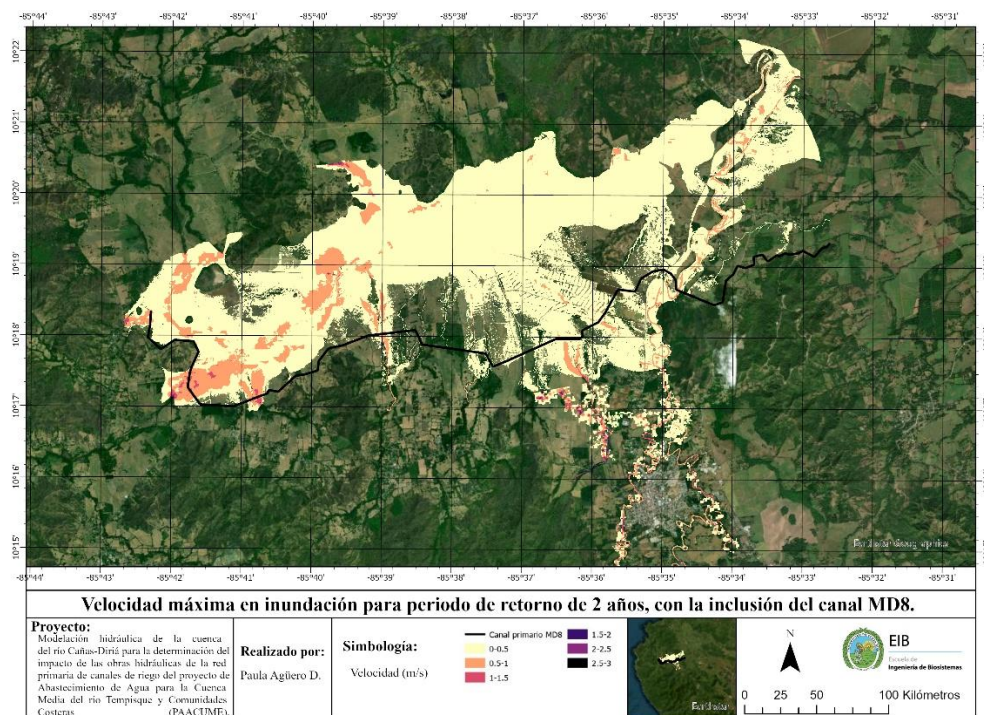


Figura 64. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 2 años con inclusión del canal de riego MD8.

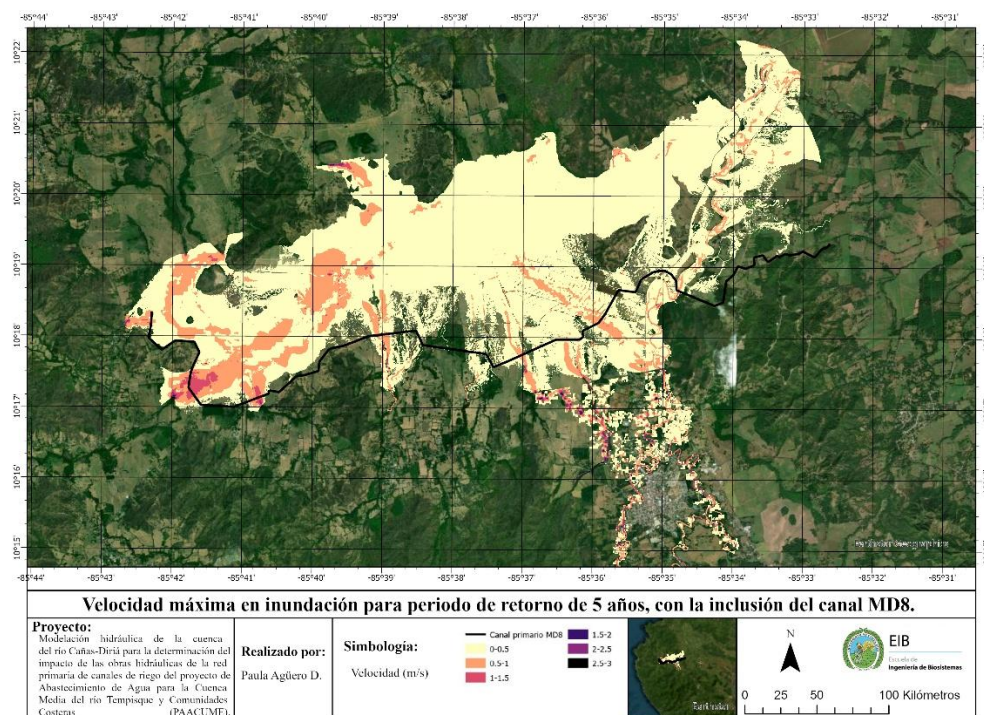


Figura 65. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 5 años con inclusión del canal de riego MD8.

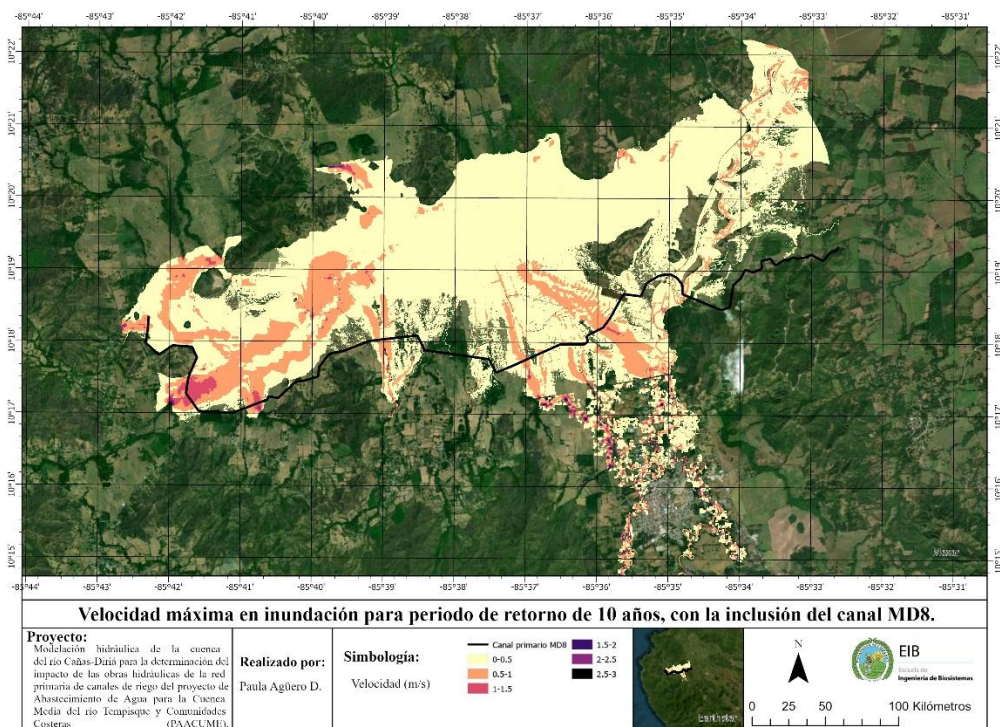


Figura 66. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 10 años con inclusión del canal de riego MD8.

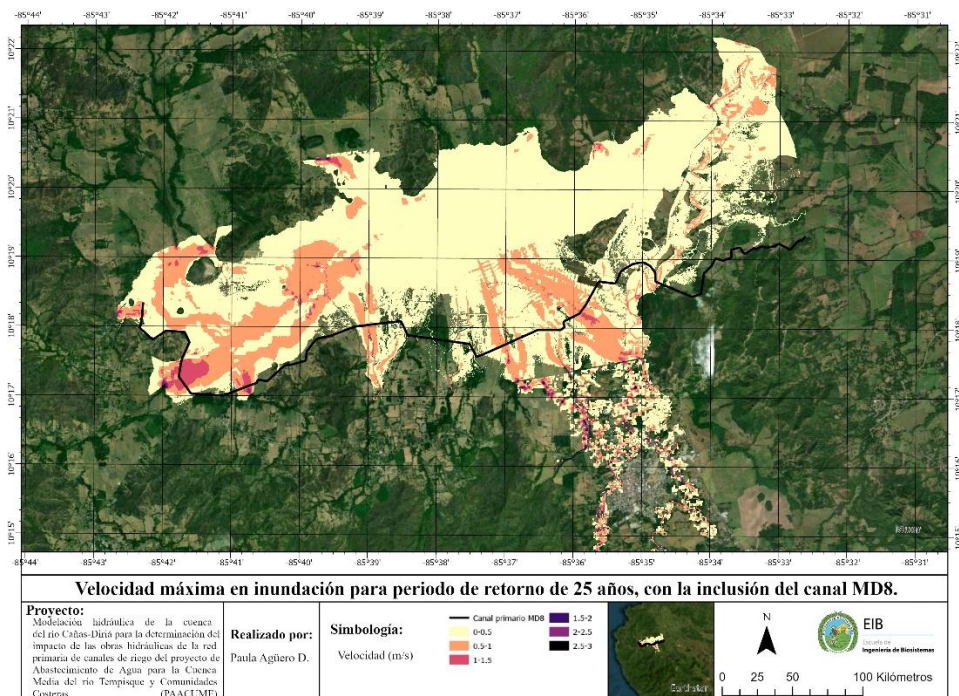
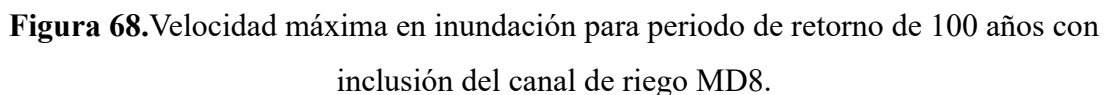


Figura 67. Velocidad máxima en inundación para periodo de retorno de 25 años con inclusión del canal de riego MD8.



Se realizaron los mapas de zonas de riesgo para estas condiciones y periodos de retornos mencionados anteriormente (Figura 69 a Figura 74).

Esta estabilidad en los resultados puede atribuirse a que el canal se localiza principalmente fuera de las áreas críticas de escurrimiento superficial y a que su diseño no interfiere con los cauces naturales. Además, el volumen de agua que transporta el canal es reducido en comparación con los caudales generados en eventos extremos, por lo que su impacto en la dinámica general del flujo superficial es mínimo.

En términos de gestión del riesgo, estos hallazgos permiten deducir que el canal de riego MD8 puede coexistir con los patrones de escurrimiento existentes sin aumentar significativamente la amenaza o vulnerabilidad de la zona de estudio.

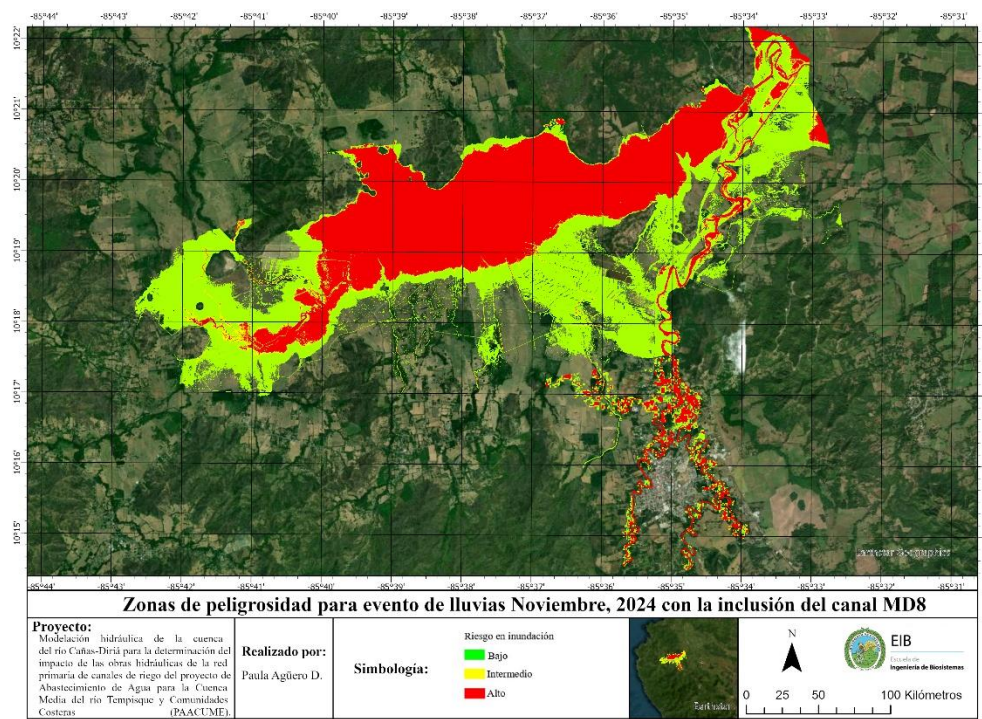


Figura 69. Mapa de niveles de riesgo para lluvias de Noviembre, 2024 con la inclusión del canal de riego MD8.

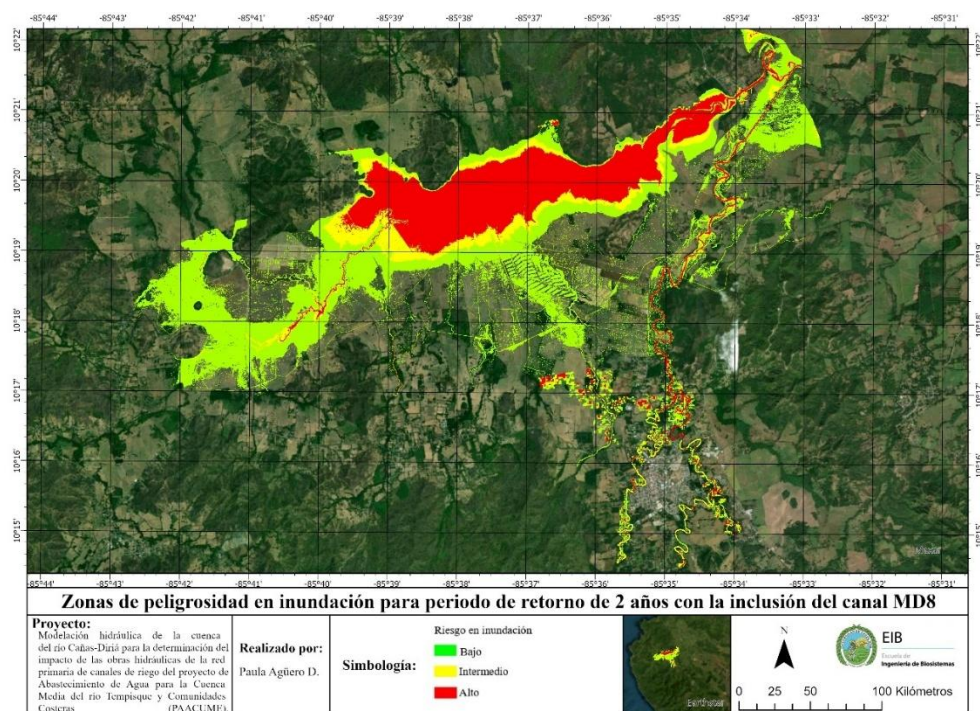


Figura 70. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 2 años con la inclusión del canal de riego MD8.

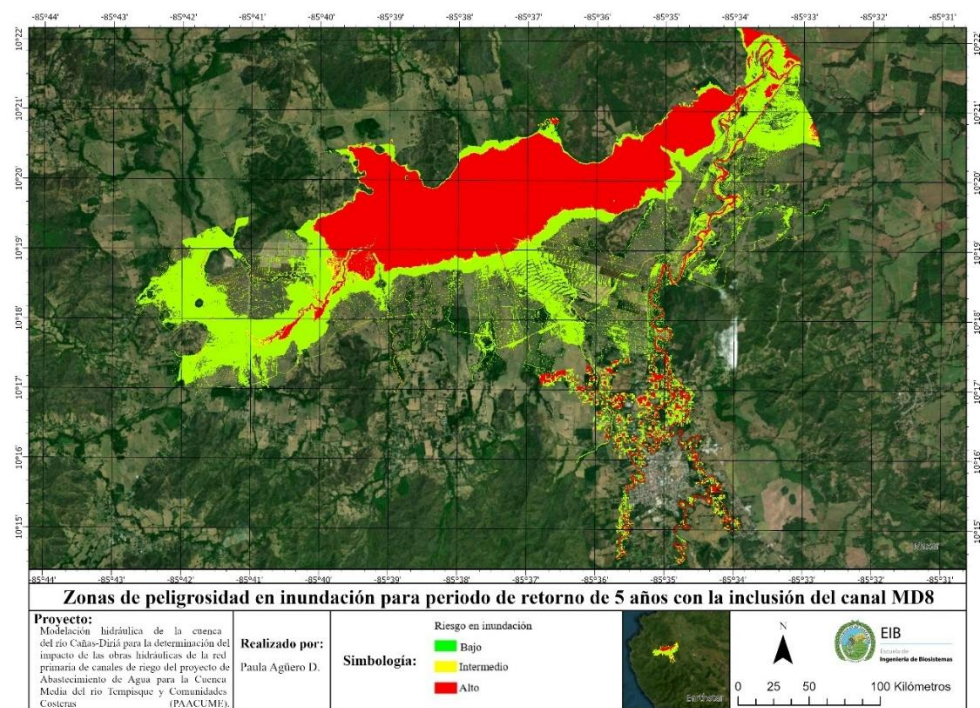


Figura 71. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 5 años con la inclusión del canal de riego MD8.

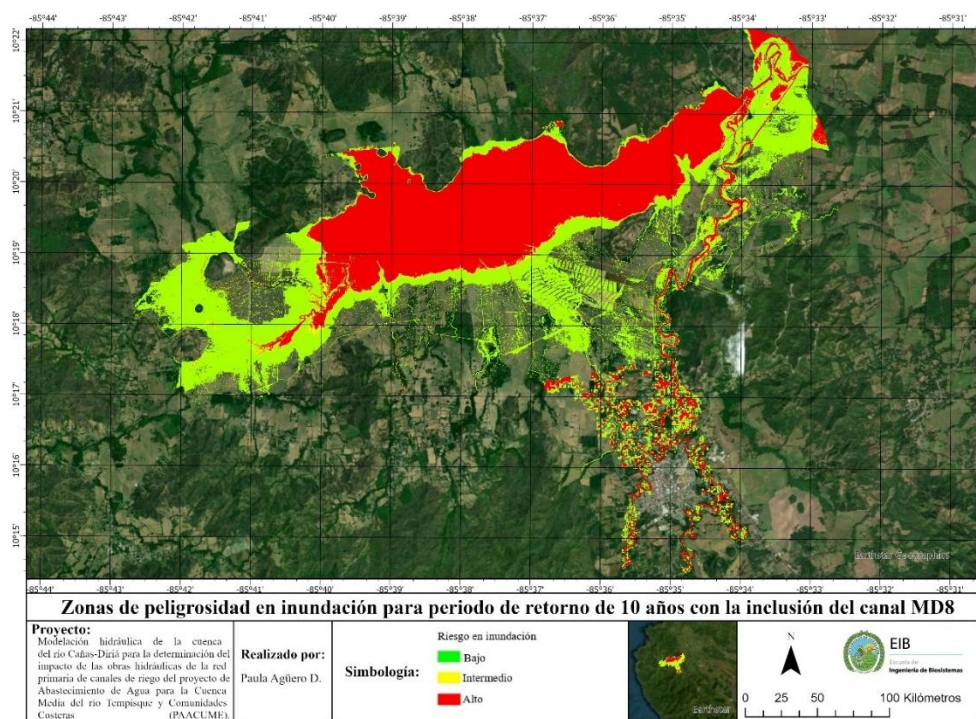


Figura 72. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 10 años con la inclusión del canal de riego MD8.

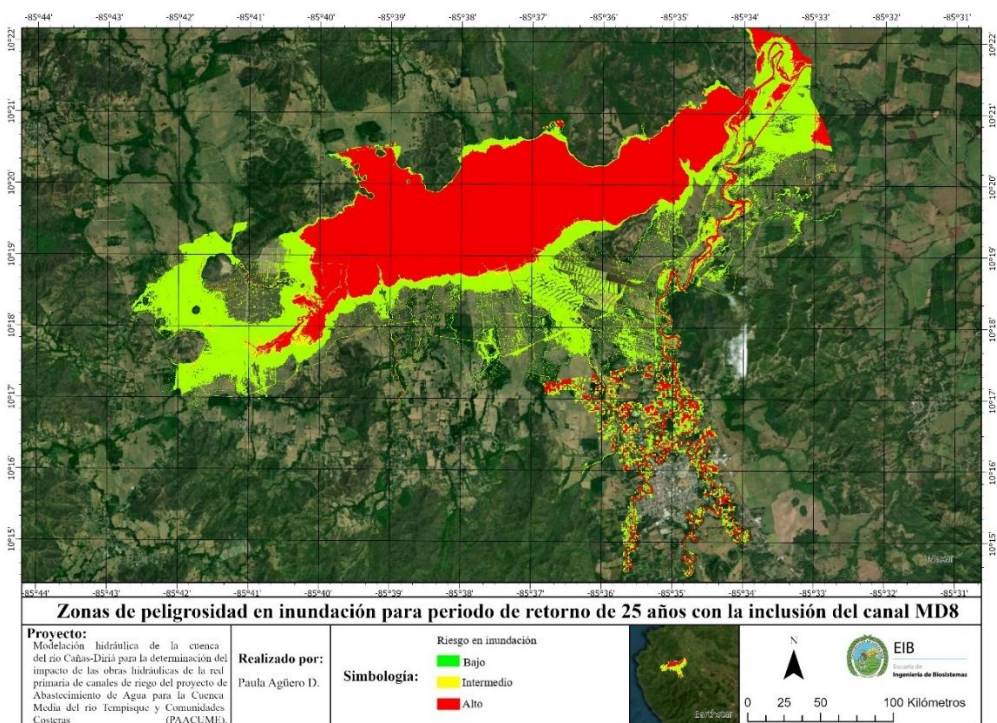


Figura 73. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 25 años con la inclusión del canal de riego MD8.

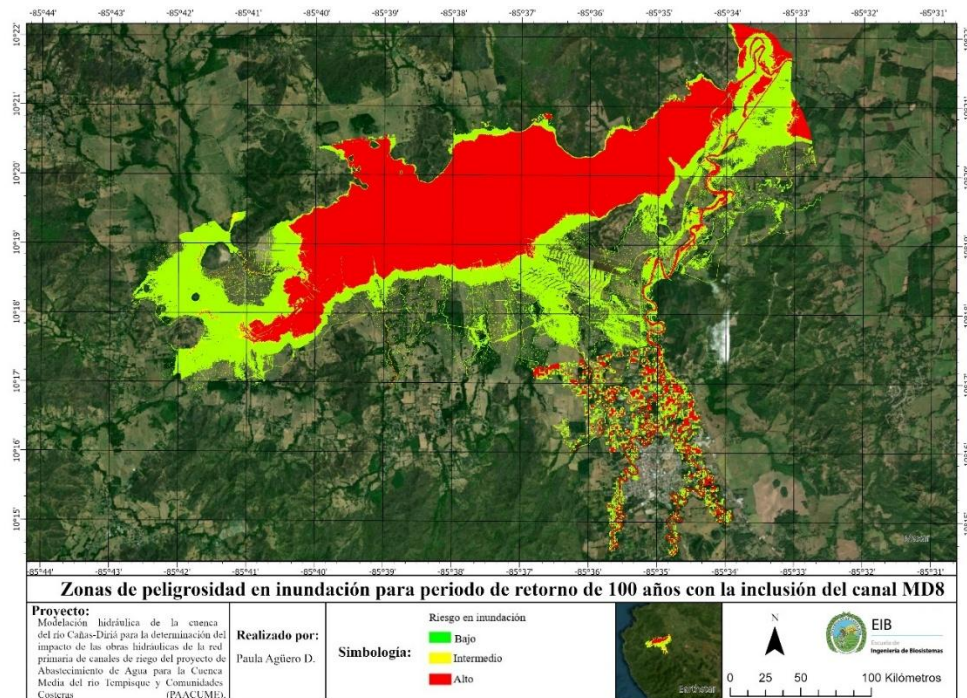
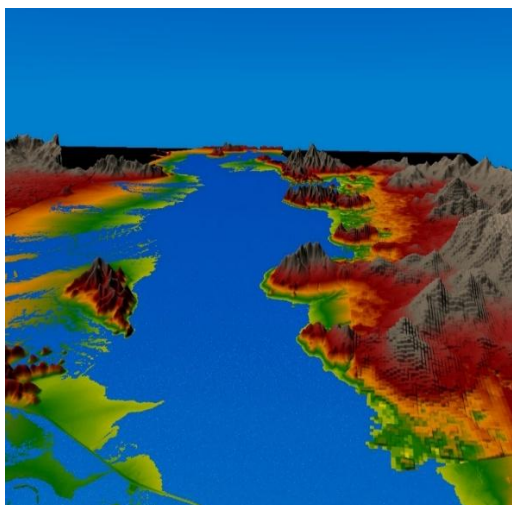


Figura 74. Mapa de niveles de riesgo para periodo de retorno de 100 años con la inclusión del canal de riego MD8.

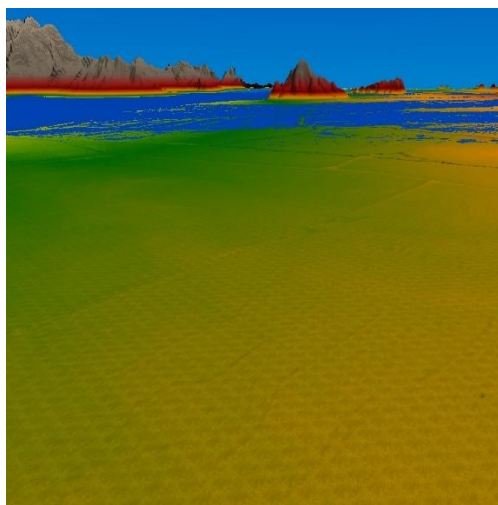
5.4 Comparación de los resultados obtenidos en ambas modelaciones hidráulicas

- Comparación Visual de la Influencia del Canal MD8 en la Llanura de Inundación

En la figura 75.a se presenta una visualización tridimensional de la zona más baja de la llanura de inundación, donde se aprecia con mayor claridad la distribución espacial de la mancha de inundación en este sector de menor elevación. Por otro lado, en la figura 75.b se muestra la mancha de inundación desde un punto estratégico, correspondiente al área donde se proyecta construir parte del canal MD8. La figura 76.a exhibe la visualización 3D de la misma zona baja, pero ahora considerando la inclusión del canal de riego MD8. Asimismo, en la figura 76.b se muestra el área desde el mismo punto estratégico de la figura 75.b, pero ya con la presencia del canal. Al comparar las figuras, visualmente, no hay cambios apreciables en la extensión ni en la forma de la mancha de inundación.

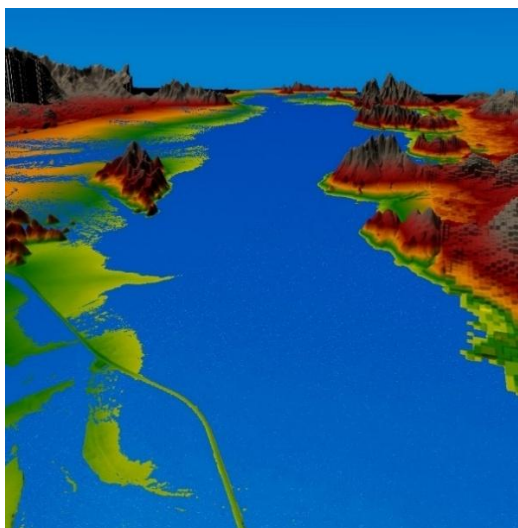


a. Mancha inundación con el MD8

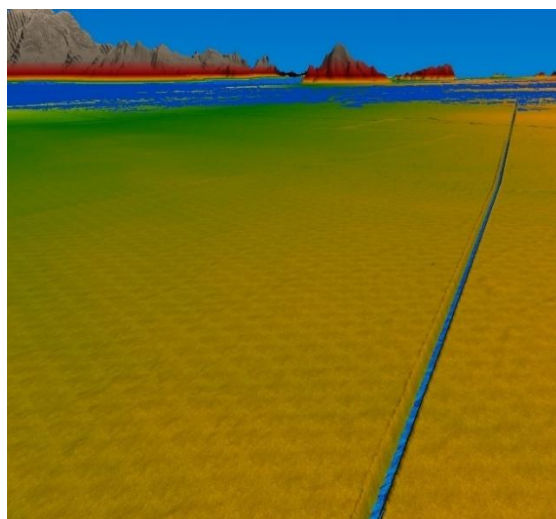


b. Vista alternativa de la inundación

Figura 75. Visualización en 3D de la mancha de inundación obtenida en la modelación para las lluvias de Noviembre, 2024, en las condiciones actuales.



a. Mancha inundación con el MD8



b. Vista alternativa de la inundación

Figura 76. Visualización en 3D de la mancha de inundación obtenida en la modelación para las lluvias de Noviembre, 2024, con la inclusión del canal de riego MD8.

- Análisis de tirante y velocidades promedio para distintos escenarios en condiciones con y sin canal de riego

Al comparar los valores de tirante y velocidad promedio entre los escenarios con y sin la inclusión del canal de riego primario MD8 (Tabla 14), se observa que las diferencias son mínimas en todos los casos analizados, tanto para el evento de noviembre de 2024 como para los distintos periodos de retorno. Para el evento de noviembre, el tirante promedio

disminuye apenas 0.01 m al incorporar el canal, mientras que la velocidad promedio se mantiene constante en 0.26 m/s, lo que sugiere una afectación prácticamente nula sobre el comportamiento hidráulico global del sistema.

Esta tendencia se mantiene para los demás escenarios, donde las reducciones en el tirante promedio al incluir el canal oscilan entre 0.01 m y 0.02 m, siendo más notorias en los periodos de retorno más bajos, mientras que, para los periodos de retorno mayores, los valores de tirante son prácticamente idénticos. En cuanto a la velocidad promedio, las diferencias también son marginales, sin superar los 0.01 m/s en la mayoría de los casos. Estos resultados refuerzan lo observado anteriormente en los mapas: la inclusión del canal MD8 no produce alteraciones significativas en la dinámica general del flujo superficial, al menos en términos de promedios espaciales.

Tabla 14. Tirante y velocidad promedio con su respectiva desviación estándar para distintos escenarios con y sin la inclusión del canal MD8.

Condición	Escenario	Tirante promedio (m)	Desviación estándar (m)	Velocidad promedio (m/s)	Desviación estándar (m/s)
Sin canal	Noviembre, 2024	1.58	1.43	0.26	0.22
	Periodo de retorno: 2 años	1.08	0.98	0.28	0.22
	Periodo de retorno: 5 años	1.36	1.24	0.31	0.25
	Periodo de retorno: 10 años	1.53	1.38	0.34	0.26
	Periodo de retorno: 25 años	1.75	1.54	0.37	0.28
	Periodo de retorno: 100 años	2.01	1.73	0.39	0.30
Con canal	Noviembre, 2024	1.57	1.43	0.26	0.21
	Periodo de retorno: 2 años	1.06	0.98	0.27	0.22
	Periodo de retorno: 5 años	1.34	1.24	0.31	0.24
	Periodo de retorno: 10 años	1.53	1.39	0.34	0.26
	Periodo de retorno: 25 años	1.74	1.55	0.36	0.28

Periodo de retorno:
100 años

2.01

1.73

0.39

0.3

- Determinación de variaciones en el tirante por la inclusión del canal de riego

A partir del criterio de FEMA expuesto en la sección 5.2.2, en el presente apartado se buscará identificar si existen sectores donde la inclusión del canal de riego genere un aumento del tirante igual o superior a 0.30 m, lo cual se considera un cambio significativo desde el punto de vista hidráulico y de gestión del riesgo.

Mediante el código presentado en el anexo 4, se generaron mapas de tirante diferencial, obtenidos al restar los valores de tirante máximo entre los escenarios con y sin la inclusión del canal de riego. El análisis de los histogramas de los cambios en tirante, correspondientes al evento de noviembre de 2024 y a los distintos periodos de retorno estudiados, muestra que el incremento en los tirantes varía entre 0 y aproximadamente 1.6 metros. Sin embargo, se observa que los aumentos superiores a 0.3 metros se concentran exclusivamente dentro del área del canal (Figura 77). En esta figura, cualquier color diferente al rojo indica incrementos en el tirante inferiores a 0.3 metros, lo que sugiere una afectación superficial sin implicaciones significativas de riesgo, conforme a los criterios establecidos por FEMA.

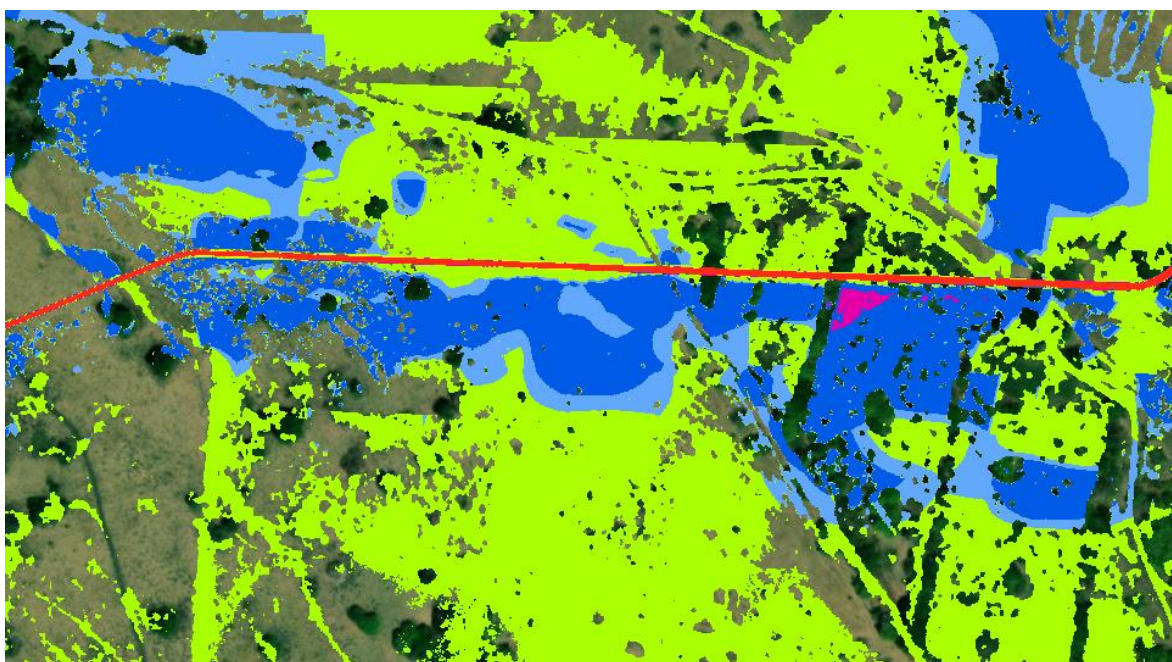


Figura 77. Representación de tirantes mayores y menores a 0.3 m en el área de estudio.

- *Noviembre, 2024*

El análisis del cambio promedio en el tirante para el evento registrado en noviembre de 2024 muestra un valor de 0.01 metros, con una desviación estándar de 0.02 metros (Tabla 15). Estos resultados indican una alteración prácticamente imperceptible en el comportamiento hidráulico general tras la inclusión del canal de riego. Además, el mapa de diferencias de tirantes (Figura 78) evidencia que cualquier variación fuera del canal es inferior a 0.3 metros, representada mediante colores distintos al azul. Esto sugiere una afectación muy superficial y sin implicaciones significativas de riesgo, de acuerdo con los criterios de FEMA. La baja desviación estándar también refleja que no hay sectores del modelo con aumentos puntuales abruptos, reforzando la estabilidad hidráulica del escenario modelado.

Tabla 15. Análisis estadístico de los cambios en el tirante entre escenarios con y sin canal para el evento de noviembre de 2024.

Escenario	Cambio promedio en el tirante (m)	Desviación Estándar (m)
Noviembre, 2024	0.01	0.02

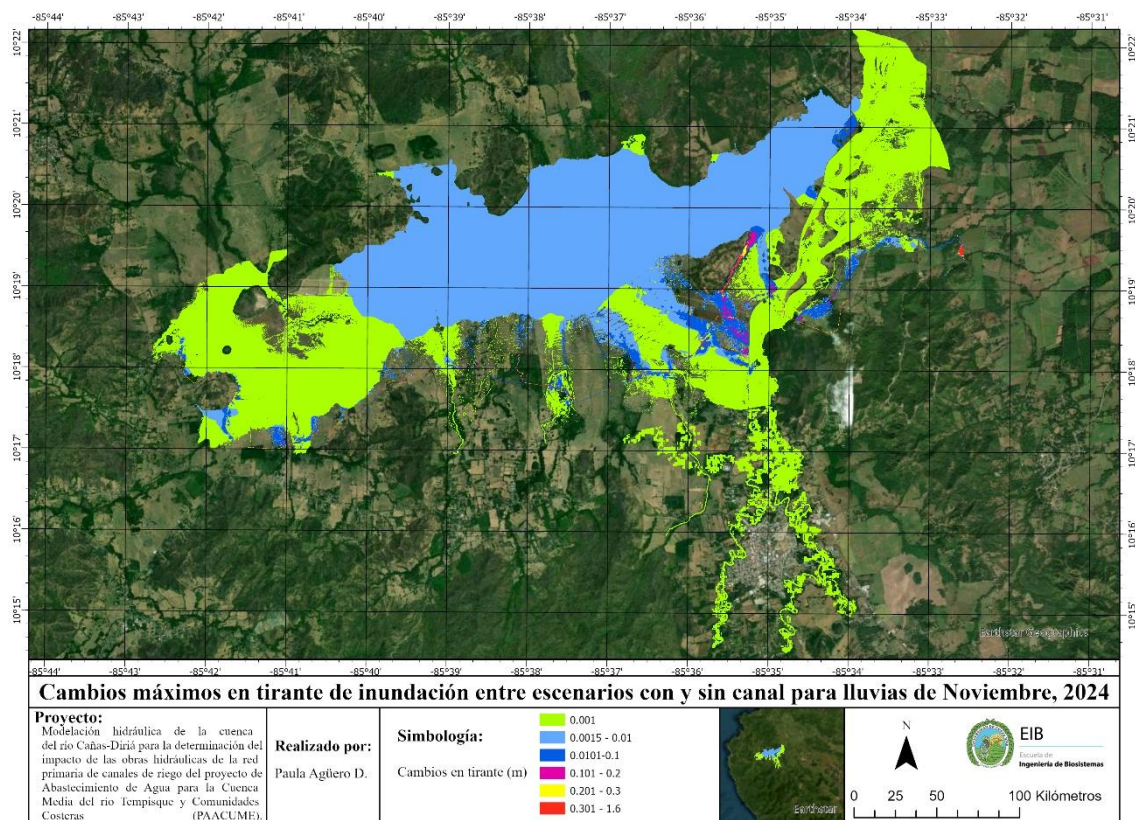


Figura 78. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el evento de lluvias de noviembre de 2024.

- *Periodos de retorno:*

Para los escenarios simulados con periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años, los resultados muestran una alta consistencia: el cambio promedio en el tirante es de 0.00 metros para el escenario de 2 años y de 0.01 metros para los demás. La desviación estándar permanece constante en 0.03 metros en todos los casos, lo que indica una baja dispersión espacial en las diferencias de tirante generadas por la inclusión del canal (Tabla 16). Este comportamiento sugiere que, independientemente de la magnitud del evento de diseño, la influencia del canal fuera de su cauce es mínima y no alcanza valores que puedan considerarse relevantes en términos de riesgo.

Cabe destacar que el valor promedio obtenido en el escenario de 2 años puede atribuirse a la baja magnitud del evento, donde el caudal es lo suficientemente reducido como para que el canal absorba y conduzca eficientemente el flujo sin inducir alteraciones detectables en las zonas adyacentes. Por el contrario, los eventos con mayor recurrencia

generan caudales más altos, que pueden inducir ligeras interacciones hidráulicas entre el canal y el terreno circundante. Sin embargo, estas diferencias siguen siendo marginales y no superan los umbrales establecidos por criterios de riesgo, como el propuesto por FEMA. Además, el valor de 0.00 metros podría también estar influenciado por limitaciones de precisión numérica del modelo, ya que diferencias mínimas, del orden de milímetros, pueden no reflejarse en el promedio reportado debido a redondeos en los cálculos.

Tabla 16. Análisis estadístico de los cambios en el tirante entre escenarios con y sin canal para distintos periodos de retorno.

Periodo de retorno (años)	Cambio promedio en el tirante (m)	Desviación Estándar (m)
2	0.00	0.03
5	0.01	0.03
10	0.01	0.03
25	0.01	0.03
100	0.10	0.03

En las figuras de diferencia de tirantes correspondientes a cada periodo de retorno (Figuras 79 a 83), se observa una predominancia de colores distintos al azul, indicativo de tirantes mayores a 0.3 m, en las zonas de inundación. Esta consistencia entre escenarios refuerza la conclusión de que la inclusión del canal no genera impactos significativos sobre las áreas externas, incluso ante eventos de alta recurrencia.

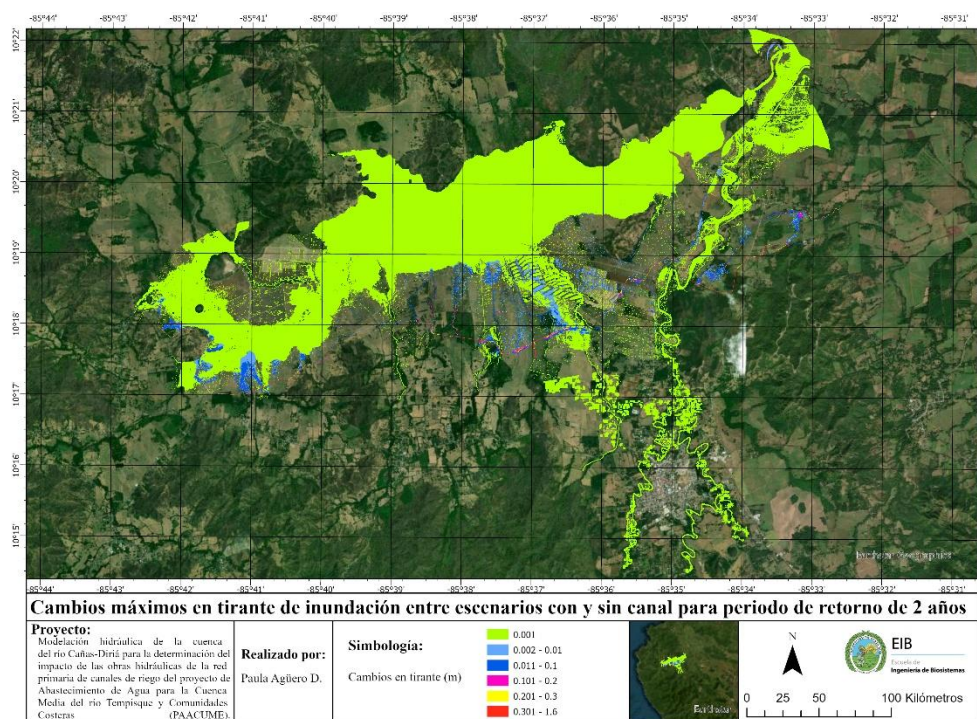


Figura 79. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 2 años.

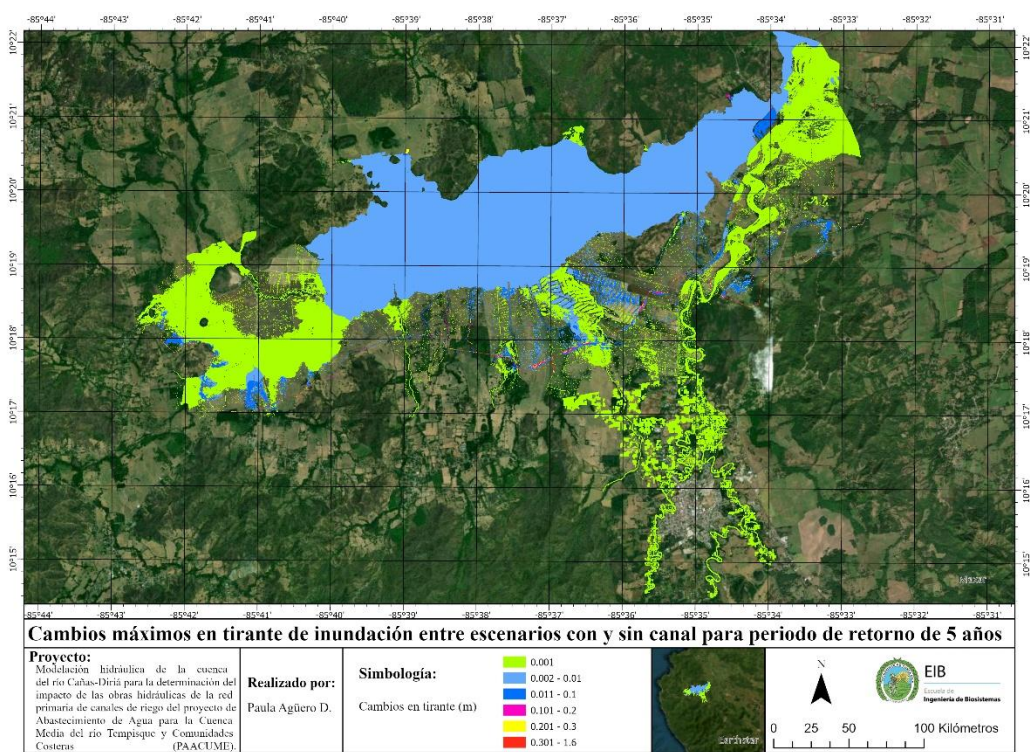


Figura 80. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 5 años.

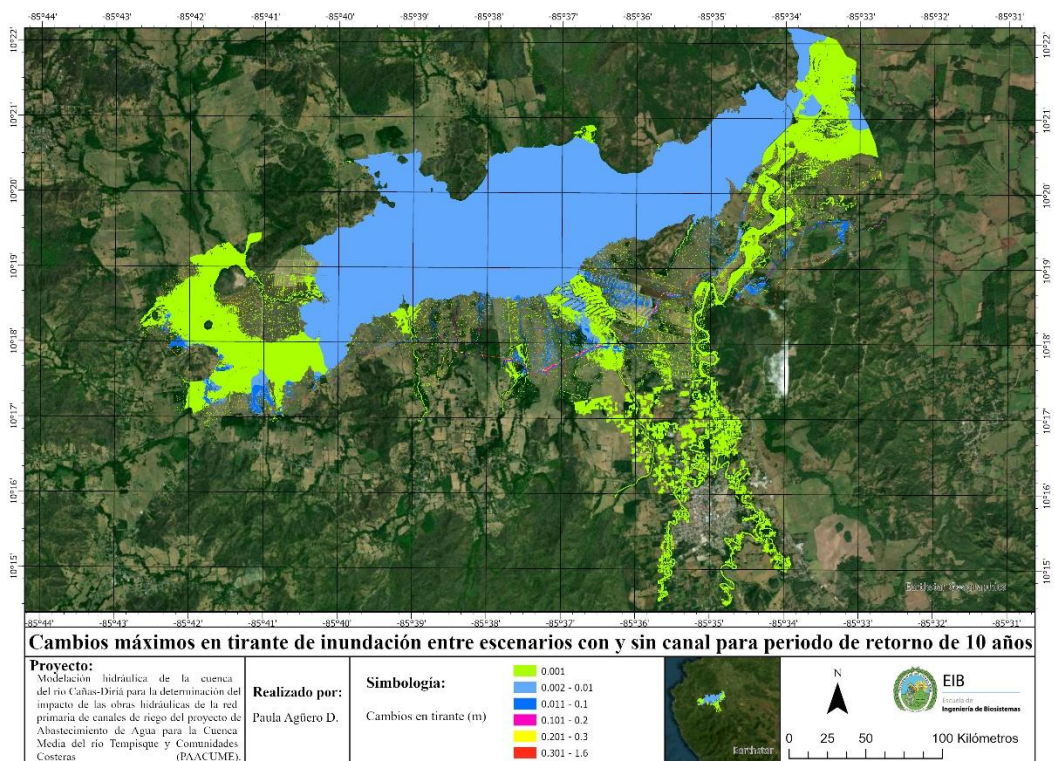


Figura 81. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 10 años.

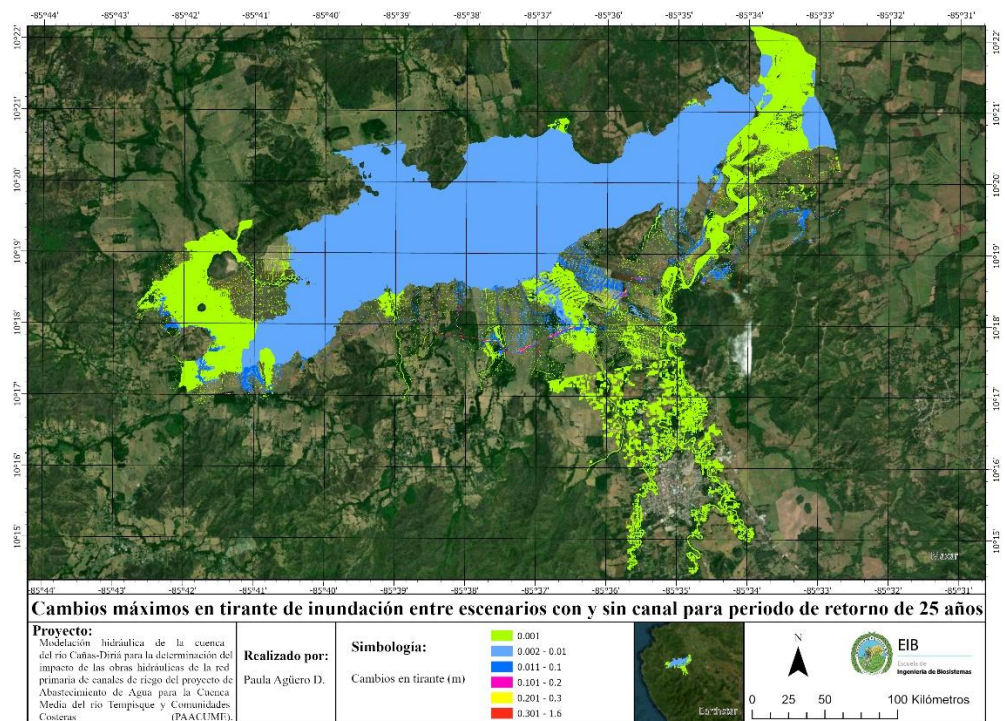


Figura 82. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 25 años.

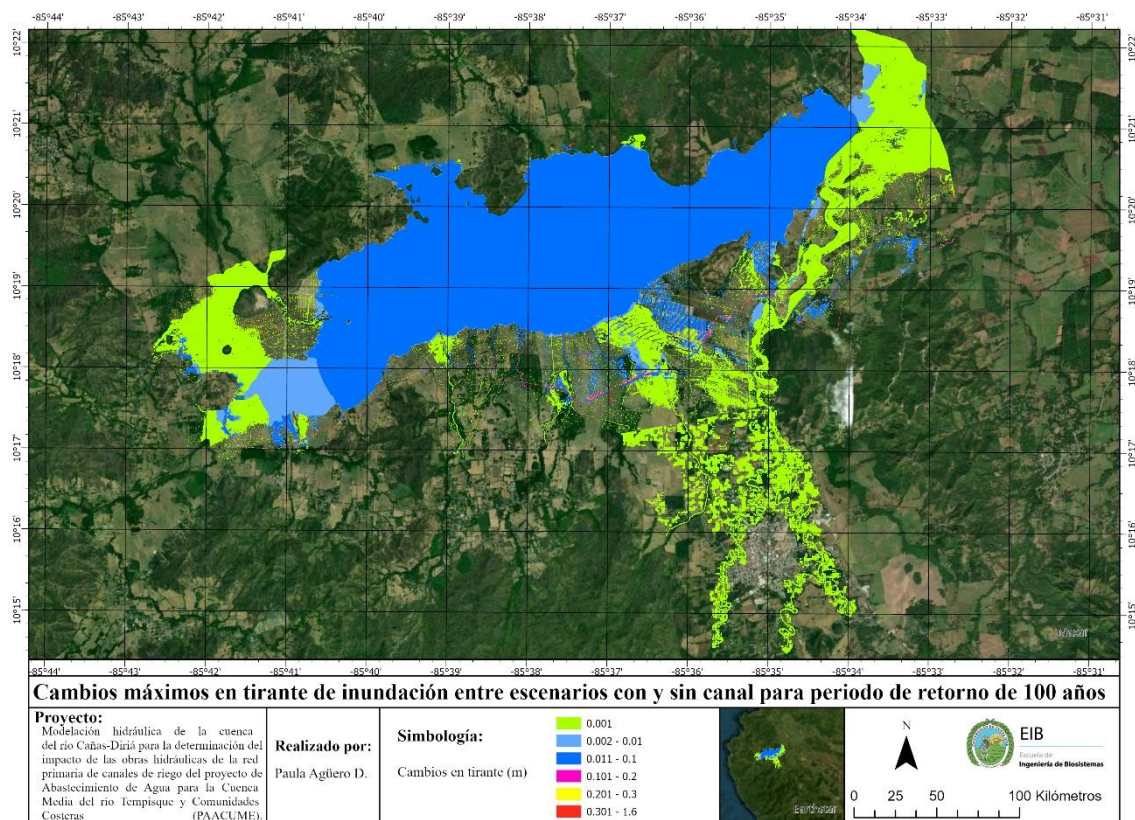


Figura 83. Cambios en el tirante entre los escenarios con y sin canal para el periodo de retorno de 100 años.

5.5 Variaciones locales del flujo y estructuras del canal

En términos generales, la inclusión del canal de riego MD8 en el modelo hidrodinámico no generó diferencias significativas en los tirantes de las zonas de inundación, al comparar con los escenarios sin canal. Sin embargo, el análisis detallado a lo largo del canal y en su entorno inmediato permitió identificar puntos específicos de interés, donde se presentan comportamientos hidráulicos relevantes. Estos hallazgos, aunque localizados, pueden ser determinantes para el diseño, operación y mantenimiento del canal, así como para la gestión del riesgo en áreas cercanas. A continuación, se describen las principales observaciones encontradas a lo largo del trazado del canal MD8.

✓ Evaluación hidráulica en el tramo final del canal y zona de bombeo:

En la estación 24+175, correspondiente al tramo final del canal MD8, se localiza la infraestructura de bombeo destinada a impulsar un caudal combinado de 1,0 m³/s hacia sectores de mayor altitud en la zona costera. Este punto representa un nodo crítico en el

sistema, no solo por su función operativa, sino también por su exposición a posibles afectaciones hidráulicas. El análisis en esta zona se centró en evaluar las condiciones de flujo en el tramo final y el comportamiento de los niveles del agua en eventos extremos.

Aunque esta estructura aún no ha sido construida, es fundamental anticipar su interacción con eventos de inundación para garantizar su protección bajo condiciones extremas. Los resultados de la modelación para un periodo de retorno de 100 años indican que el tirante máximo en esta zona alcanza aproximadamente 0.88 metros (Figura 84). En consecuencia, la base de la estructura no debería ubicarse por debajo de esta cota para salvaguardar los equipos y evitar afectaciones por anegamiento. Además, se recomienda considerar un borde libre adicional sobre esta cota, que permita un margen de seguridad frente a posibles variaciones o incertidumbres en el modelo, así como ante condiciones extraordinarias no contempladas en la simulación.

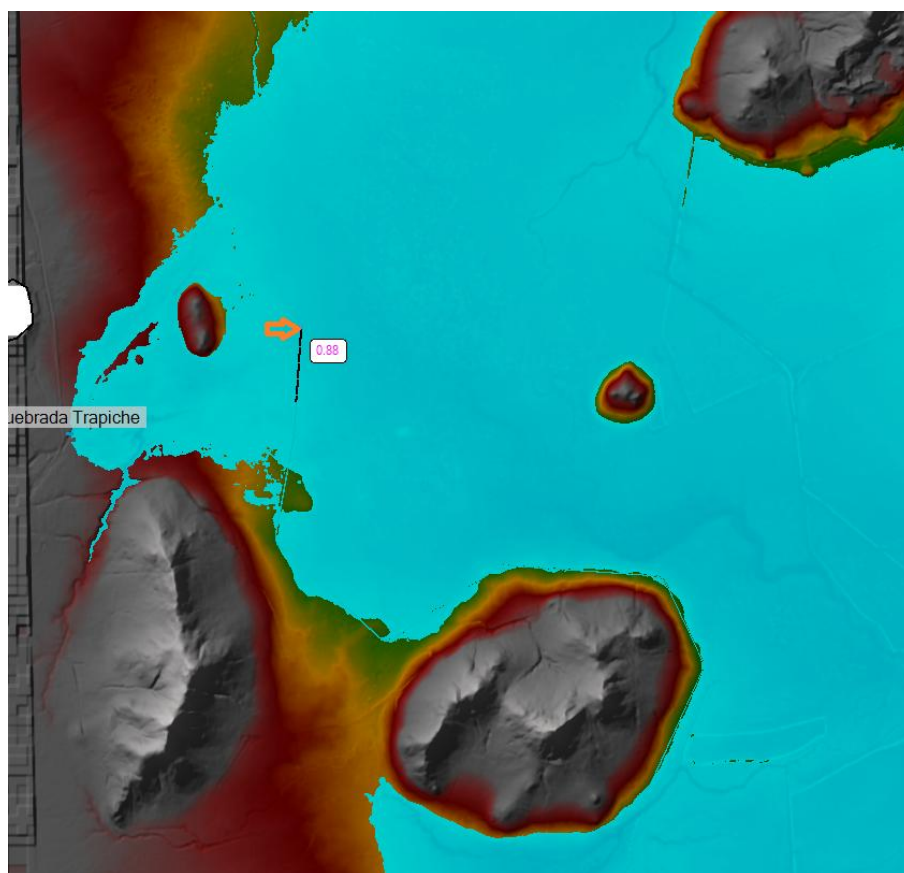


Figura 84. Tirante máximo en posible ubicación de la bomba requerida para el transporte de agua del canal MD8 a la zona costera

✓ Comportamiento del flujo en zonas donde el canal interseca cauces

El propósito es comparar la elevación del agua en estos sitios bajo dos escenarios: con la presencia del canal y sin él. Esta comparación permitirá identificar si la inclusión del canal modifica los tirantes, lo cual es fundamental para evaluar la seguridad, funcionalidad y posibles riesgos asociados a la infraestructura existente y futura.

Los gráficos presentados muestran perfiles transversales del nivel de agua, es decir, cortes perpendiculares al cauce del río, realizados tanto aguas arriba como aguas abajo del punto donde se planea la instalación de sifones, que corresponde al lugar de encuentro entre la infraestructura del canal y el río Cañas. Estos perfiles permiten observar cómo varía la lámina de agua a lo ancho del cauce en diferentes ubicaciones.

○ Río Diríá:

Se realizaron perfiles de nivel de agua en líneas perpendiculares al cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del punto de encuentro entre la infraestructura y el cauce, comparando escenarios con y sin canal. Estos cruces representan zonas críticas desde el punto de vista hidráulico, ya que pueden generarse interferencias mutuas entre el flujo del canal y el flujo de los ríos o quebradas. Aunque en el modelo se representaron mediante la interrupción del canal y la continuidad del cauce natural, es importante analizar el comportamiento del agua en estos puntos, tanto aguas arriba como aguas abajo del cruce. Esta evaluación se hizo para el evento de noviembre 2024 y para los periodos de retorno (2, 5, 10, 25, y 100 años) con el fin de observar el comportamiento bajo condiciones de creciente intensidad. En todos los periodos de retorno evaluados, se observó que la presencia del canal provoca una leve disminución en el nivel de agua, tanto aguas arriba como aguas abajo del punto de cruce (figura 85).

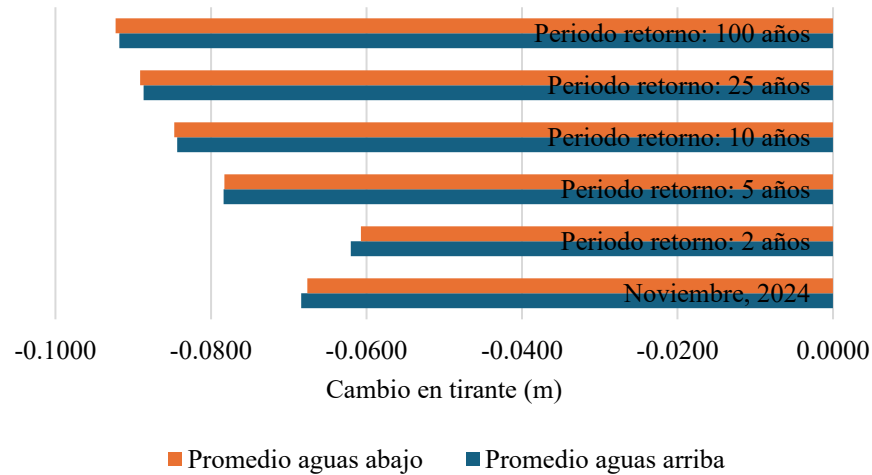


Figura 85. Cambio promedio del tirante aguas arriba y aguas abajo del cruce del canal en el río Diríá.

Noviembre, 2024: En el escenario con canal, se observó una ligera disminución del tirante promedio de aproximadamente 0.068 m en los puntos ubicados aguas arriba del cruce (figura 86), en comparación con el escenario sin canal, durante el evento de noviembre 2024. Por otra parte, aguas abajo (figura 87), la disminución promedio ronda los 0.067 m.

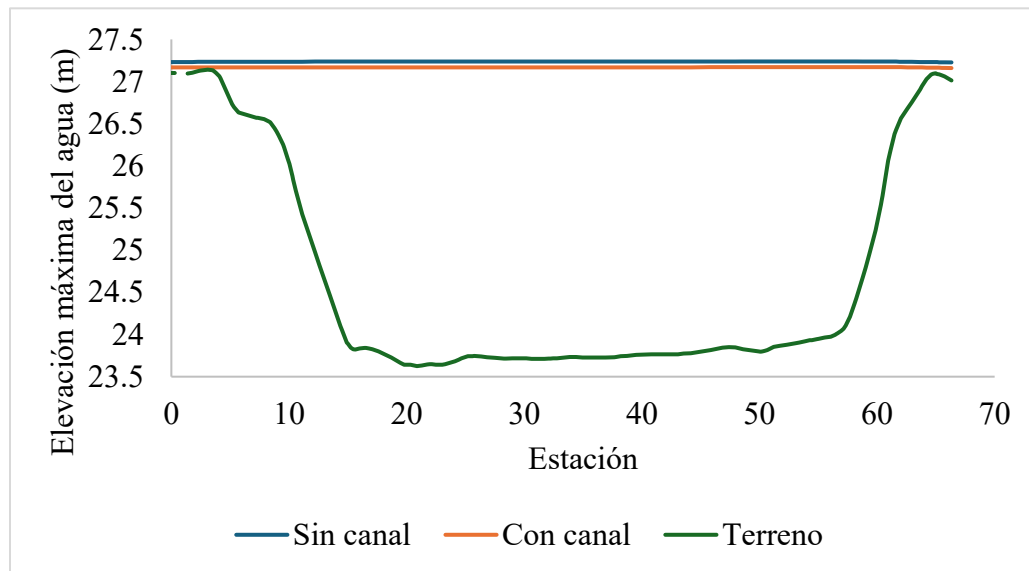


Figura 86. Tirante aguas arriba del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.

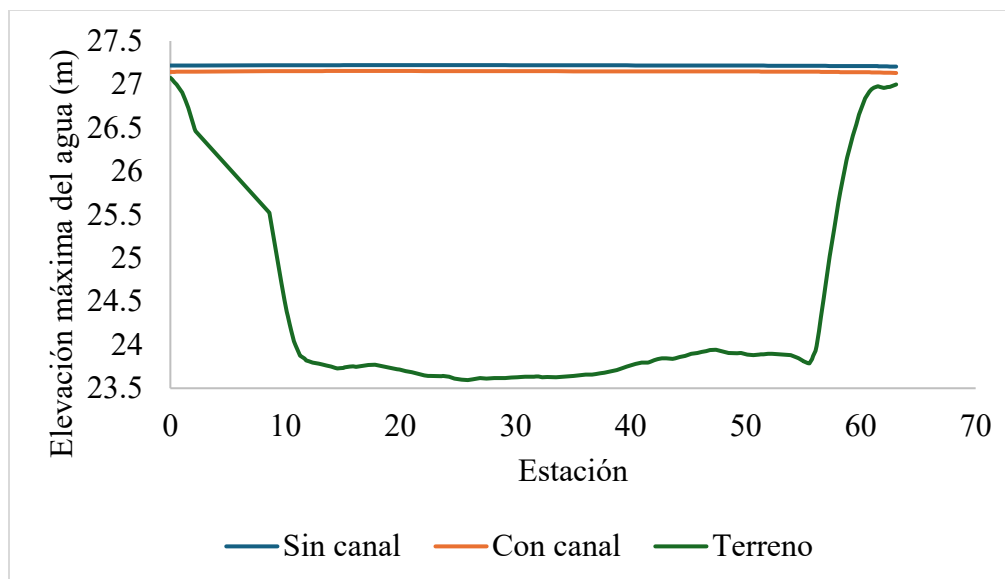


Figura 87. Tirante aguas abajo del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.

Periodo de retorno: 2 años: el escenario con canal mostró una leve reducción en los niveles de agua en comparación con el escenario sin canal. Aguas arriba del cruce, el tirante promedio disminuyó aproximadamente 0.062 m (Figura 88), mientras que aguas abajo (Figura 89), la disminución promedio fue cercana a 0.060 m.

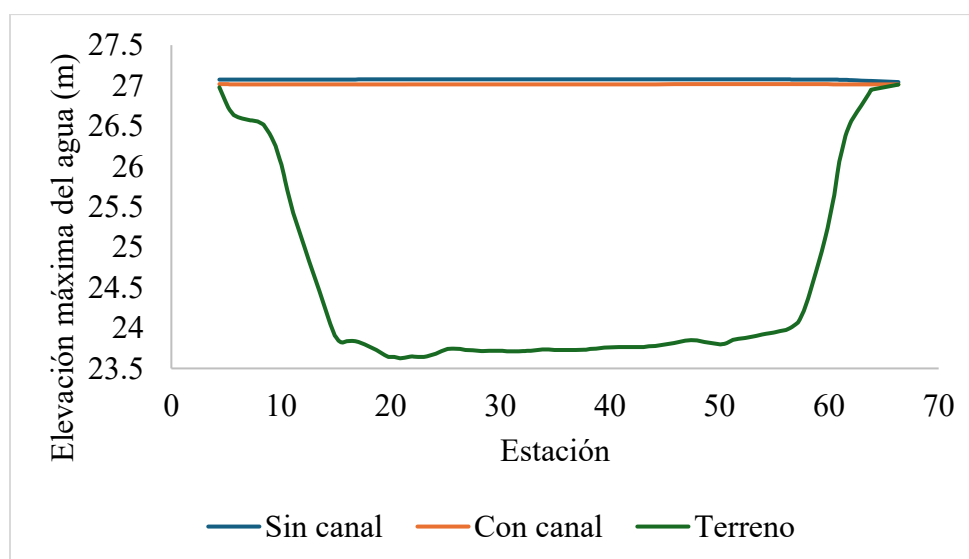


Figura 88. Tirante aguas arriba del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.

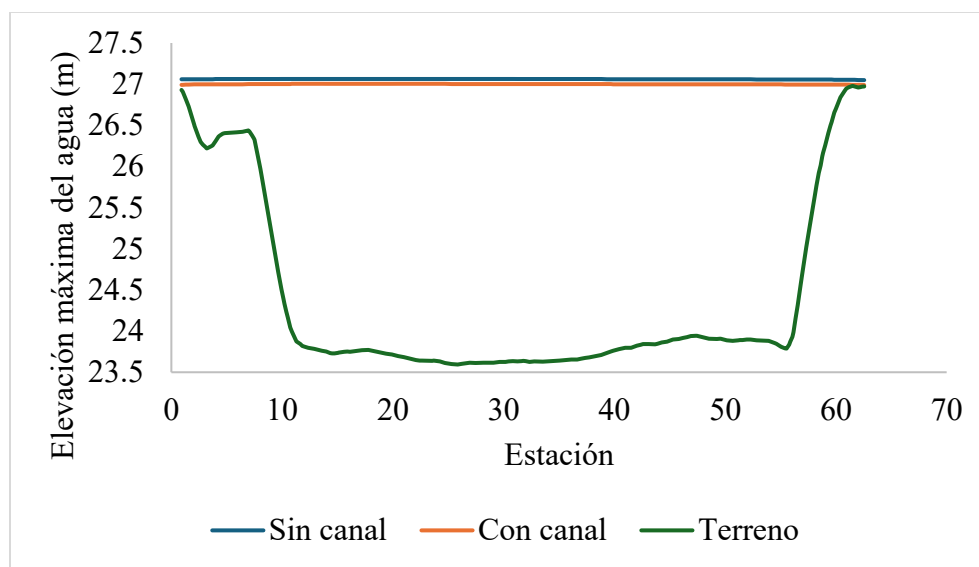


Figura 89. Tirante aguas abajo del punto de interés en el río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.

Periodo de retorno: 5 años: se identificó una leve reducción en los niveles de tirante en comparación con el escenario sin canal durante este periodo de retorno. Aguas arriba del cruce, el tirante promedio disminuyó aproximadamente 0.078 m (Figura 90), mientras que aguas abajo la reducción fue de cerca de 0.077 m (Figura 91).

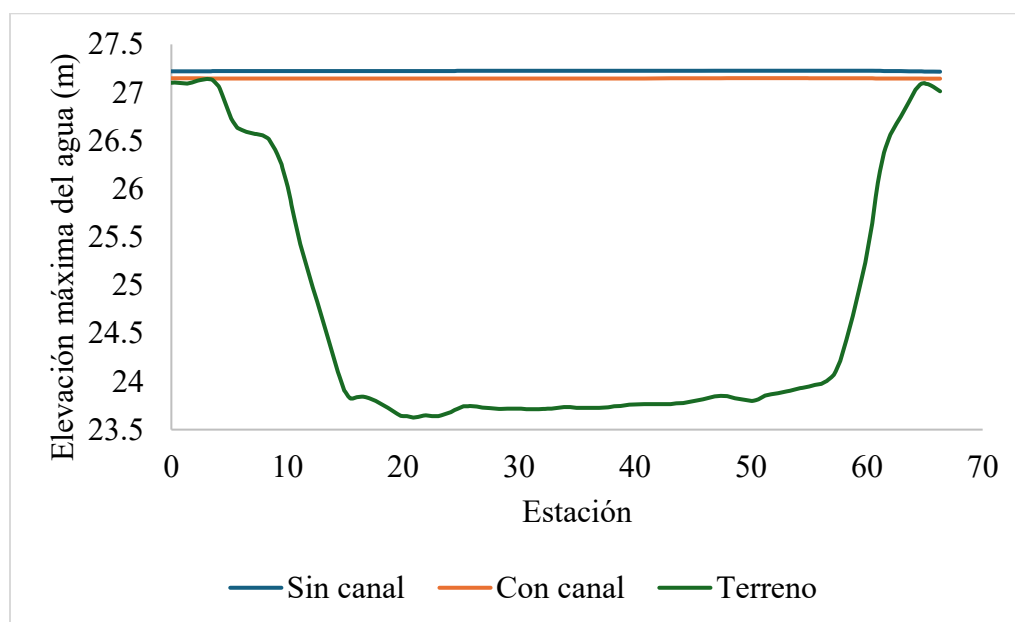


Figura 90. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.

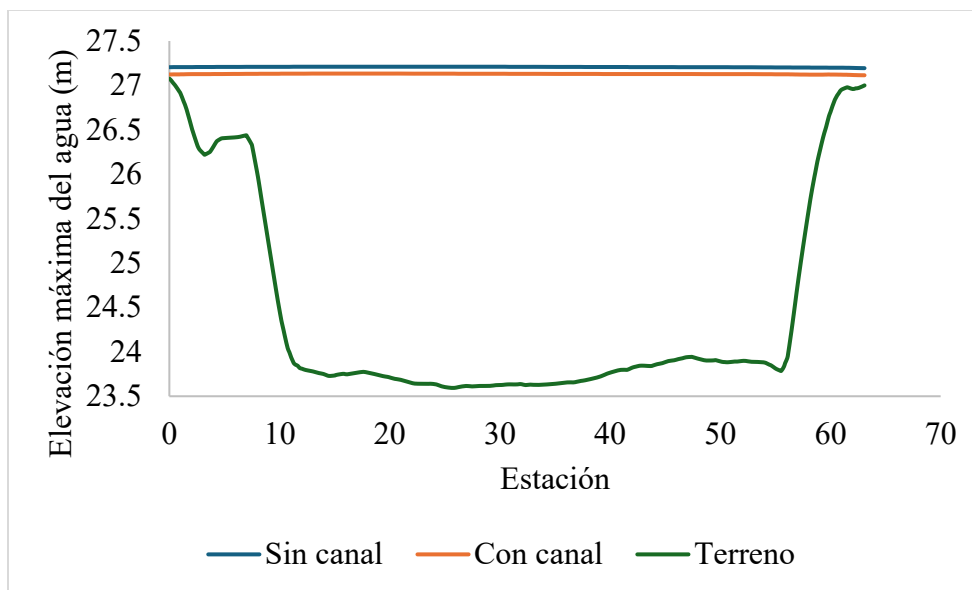


Figura 91. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.

Periodo de retorno: 10 años: En los puntos ubicados aguas arriba, el tirante promedio se redujo aproximadamente 0.084 m en comparación con el escenario sin canal (Figura 92). Aguas abajo del cruce (Figura 93), la diferencia promedio fue de alrededor de 0.084 m. Aunque estas variaciones son mínimas, reflejan una tendencia clara en la que el canal contribuye a una ligera disminución de los niveles de agua en las inmediaciones del cruce.

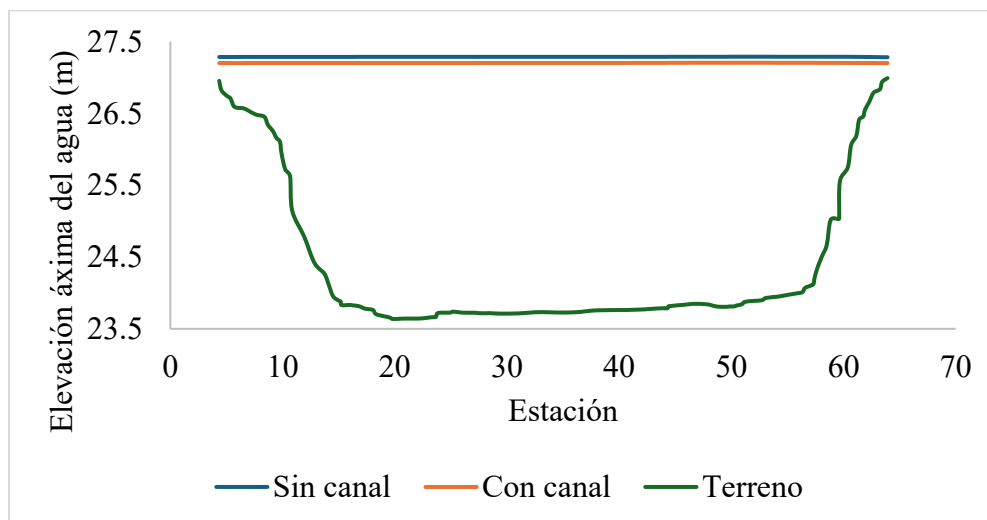


Figura 92. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.

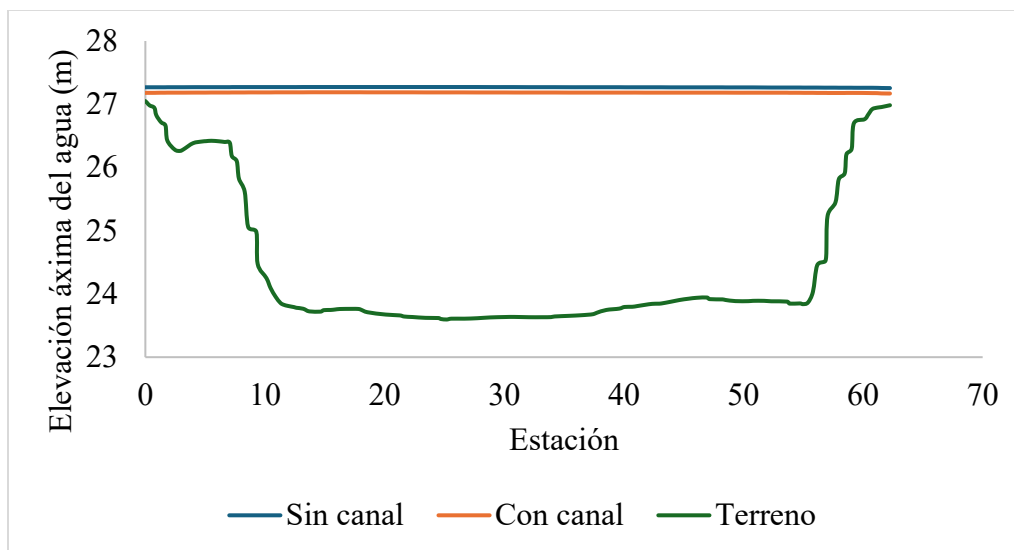


Figura 93. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.

Periodo de retorno: 25 años: en el escenario con canal, se observó una leve disminución del tirante promedio de aproximadamente 0.089 m en los puntos ubicados aguas arriba del cruce (Figura 94), en comparación con el escenario sin canal. En cuanto a los puntos ubicados aguas abajo (Figura 95), la disminución promedio fue de alrededor de 0.088 m.

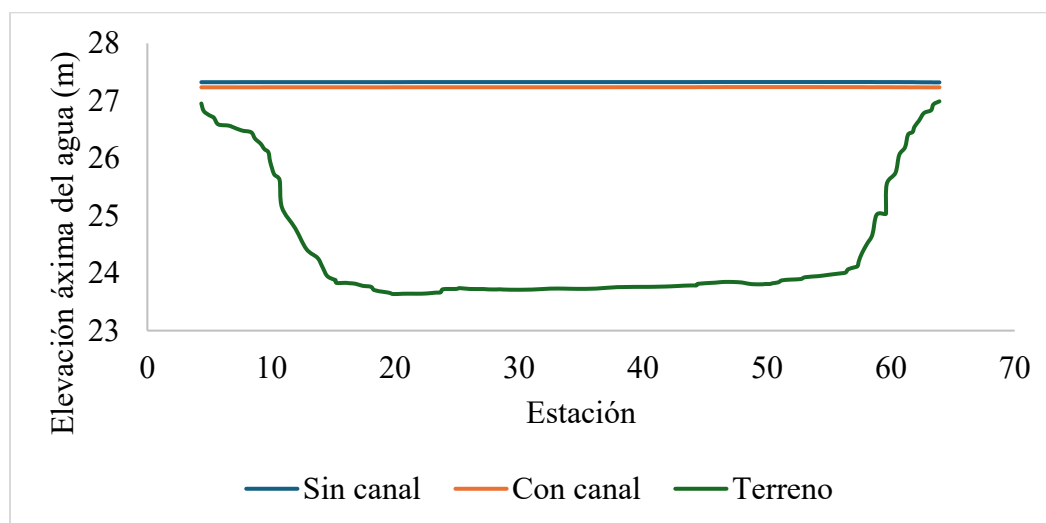


Figura 94. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.

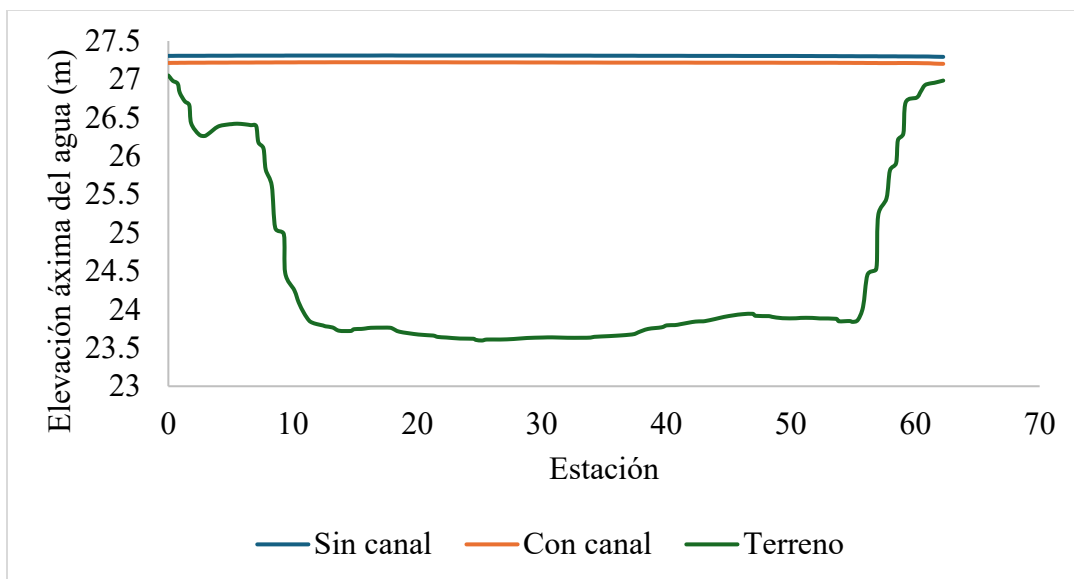


Figura 95. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.

Periodo de retorno: 100 años: En el escenario con canal, se observó una ligera disminución del tirante promedio de aproximadamente 0.092 m en los puntos ubicados aguas arriba del cruce (Figura 96), en comparación con el escenario sin canal. Por su parte, aguas abajo del cruce (Figura 97), la disminución promedio fue de cerca de 0.091 m. Aunque las diferencias son sutiles, se mantiene la tendencia general de una mayor reducción del nivel de agua en los puntos aguas arriba del cruce.

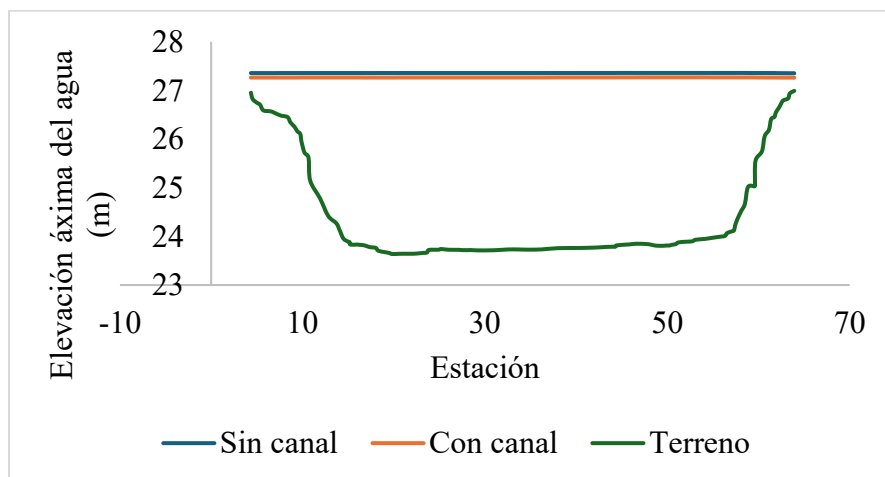


Figura 96. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.

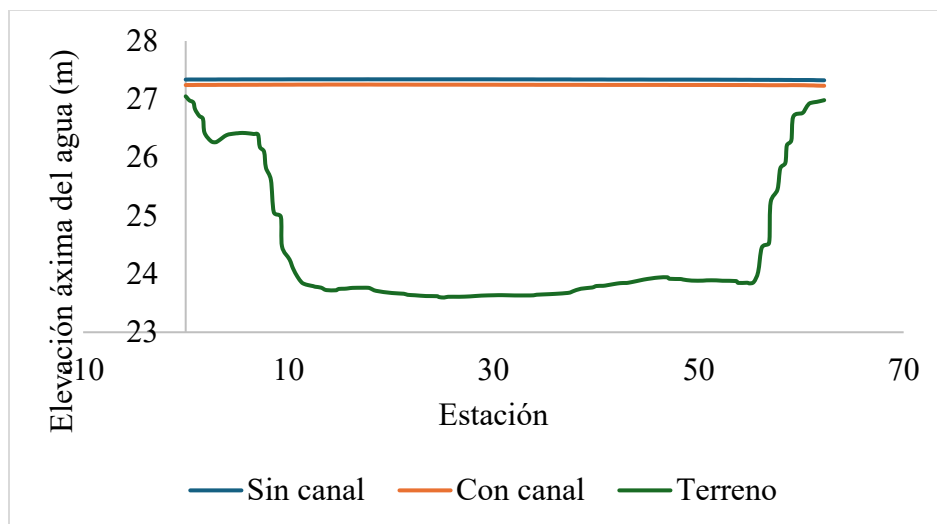


Figura 97. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Diríá para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.

○ Río Cañas

Se realizaron perfiles de nivel de agua en líneas perpendiculares al cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del punto de encuentro entre la infraestructura del canal y el río Cañas, comparando escenarios con y sin canal. Esta evaluación se realizó para el evento de noviembre de 2024 y para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 100 años. A diferencia del río Diríá, en el caso del río Cañas, se observó que aguas arriba del cruce la lámina de agua presenta un ligero aumento cuando el canal está presente, mientras que aguas abajo se evidencia una leve disminución (figura 98). Estas variaciones, aunque mínimas, reflejan el efecto puntual que puede tener la infraestructura en la dinámica local del flujo

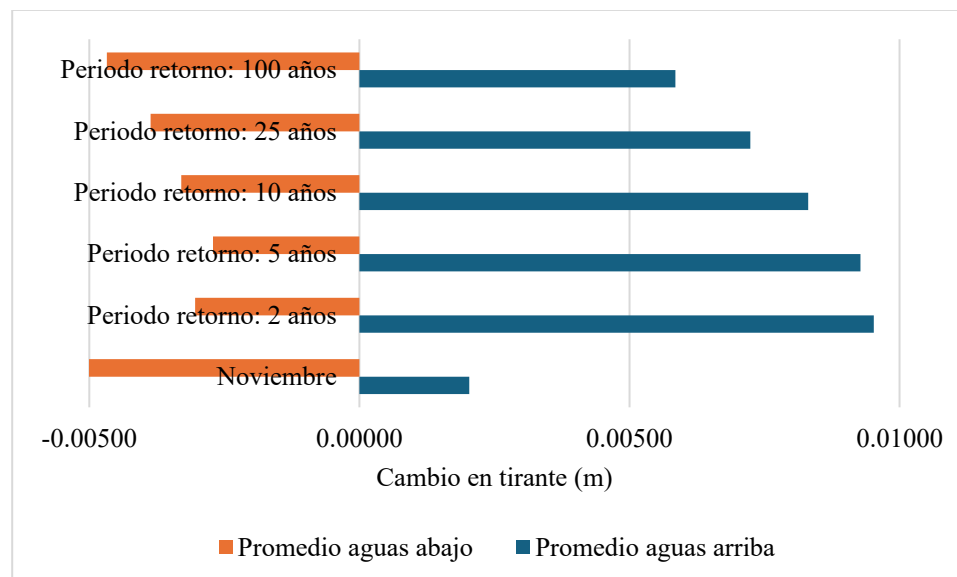


Figura 98. Cambio promedio del tirante aguas arriba y aguas abajo del cruce del canal en el río Cañas.

Noviembre, 2024: Durante el evento de noviembre, se observó un comportamiento mixto en la interacción entre el canal y el cauce. Aguas arriba del punto de cruce (figura 99), se presentó un aumento leve en el tirante promedio de aproximadamente 0.002 metros. Por otro lado, aguas abajo (figura 100) se evidenció una disminución promedio de 0.005 metros, lo que indica que el canal favorece ligeramente la evacuación del flujo en esa zona.

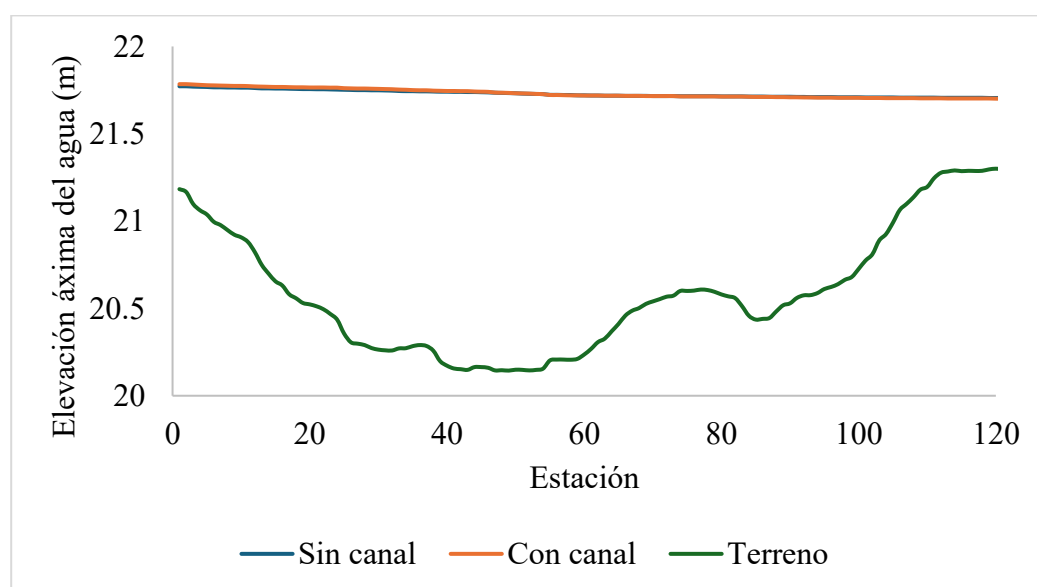


Figura 99. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.

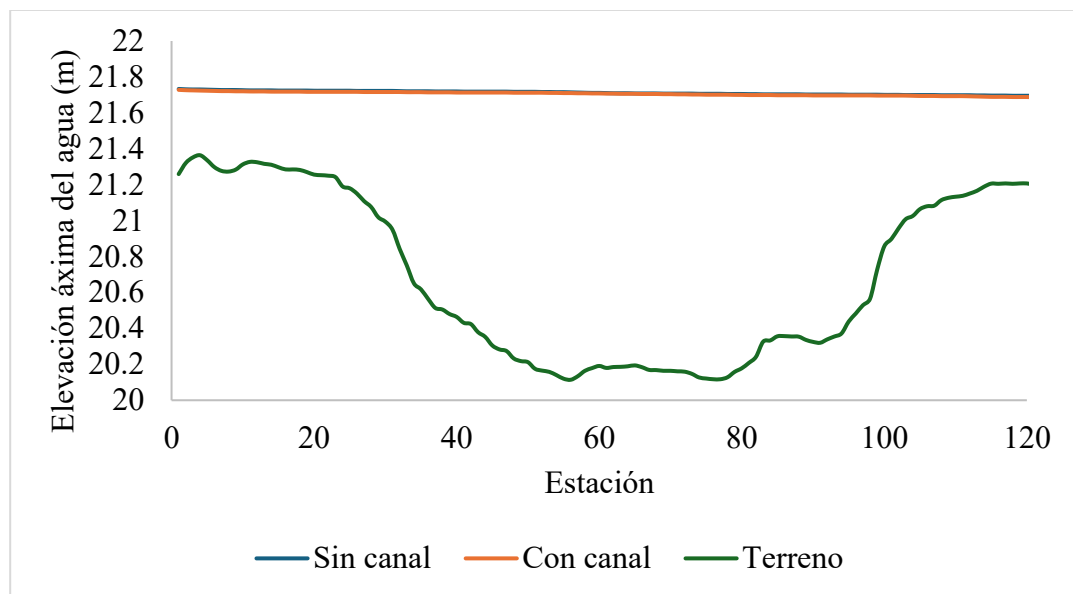


Figura 100. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el evento de noviembre, 2024.

Periodo de retorno: 2 años: La presencia del canal tuvo un impacto más marcado aguas arriba (Figura 101), donde se detectó un aumento promedio del tirante de 0.009 metros, el valor más alto entre todos los eventos analizados. Esto podría deberse a una mayor sensibilidad del sistema hidráulico ante pequeñas variaciones en el flujo. En contraste, aguas abajo (Figura 102) del cruce se produjo una disminución promedio de 0.003 metros.

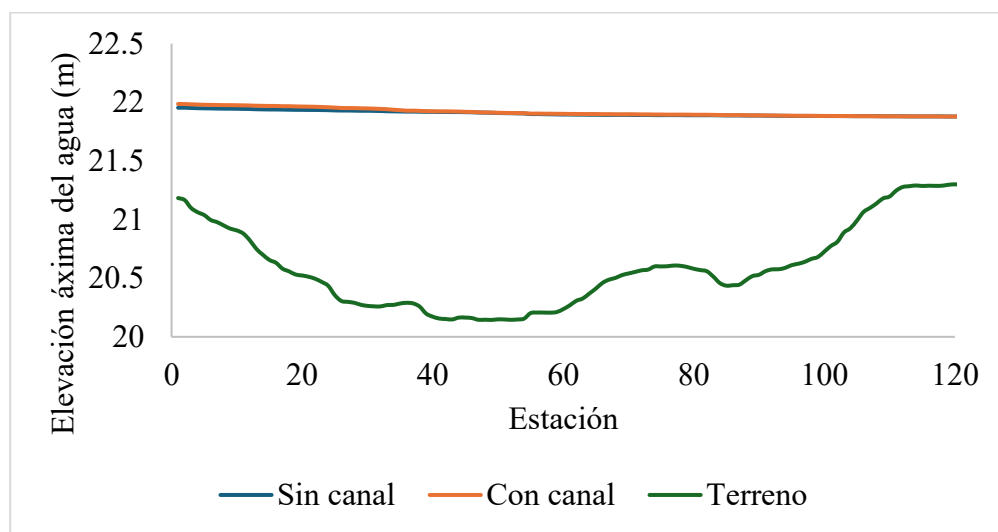


Figura 101. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.

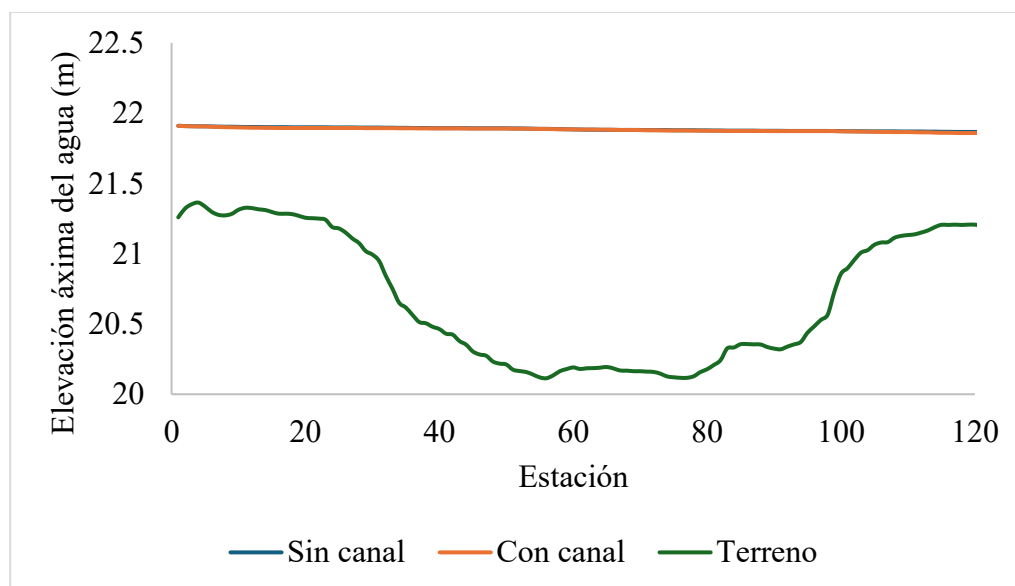


Figura 102. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 2 años.

Periodo de retorno: 5 años: En este escenario, se registró un aumento promedio de 0.009 metros en el tirante aguas arriba del cruce (Figura 103), muy similar al observado en el periodo de 2 años. Aguas abajo (Figura 104), la disminución del nivel fue de 0.002 metros, el valor más bajo entre todos los eventos, lo que indica una reducción mínima en esa zona.

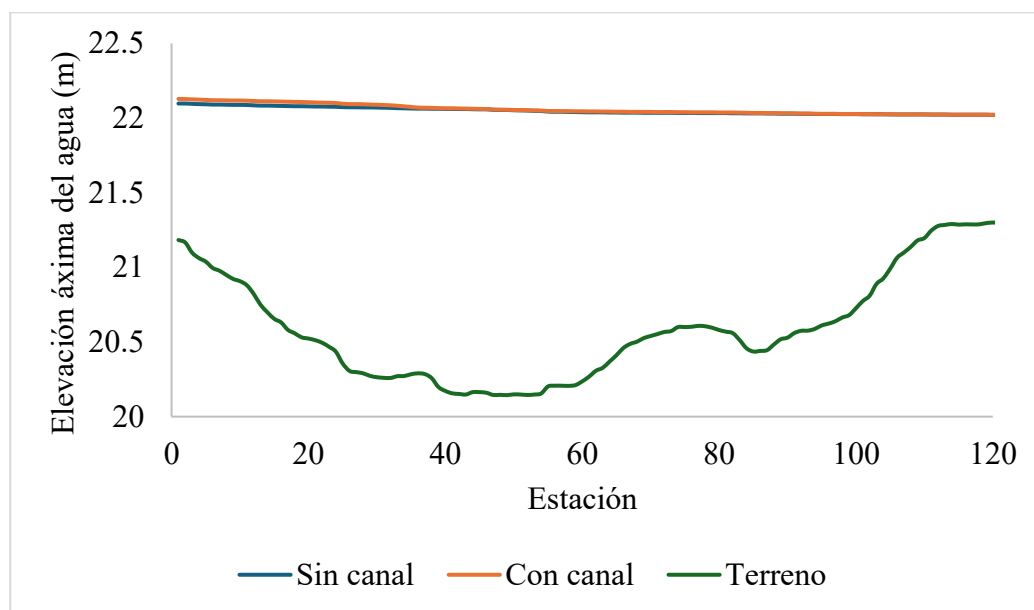


Figura 103. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.

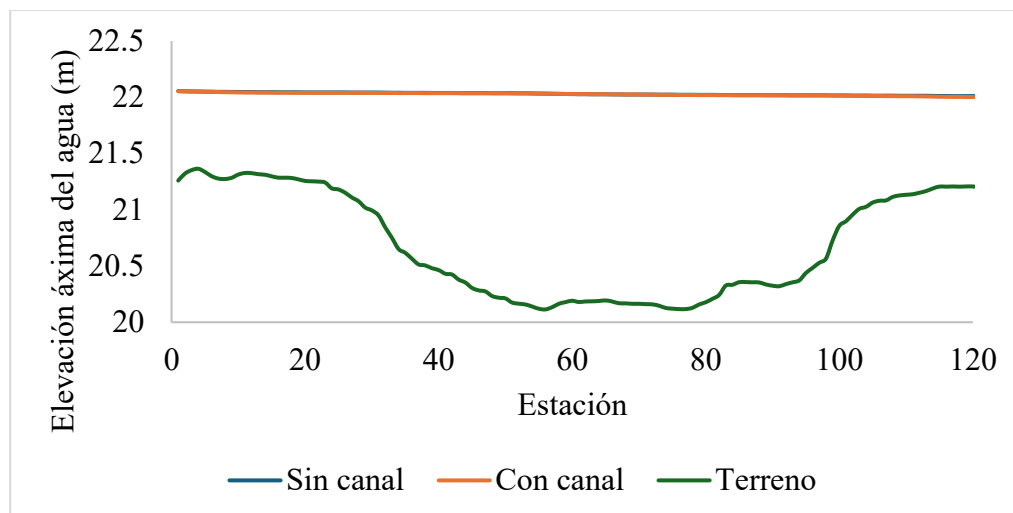


Figura 104. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 5 años.

Periodo de retorno: 10 años: el tirante promedio aguas arriba (Figura 105) aumentó 0.008 metros en presencia del canal, manteniéndose la tendencia de leve acumulación previa al cruce. Aguas abajo (Figura 106) se registró una disminución de 0.003 metros.

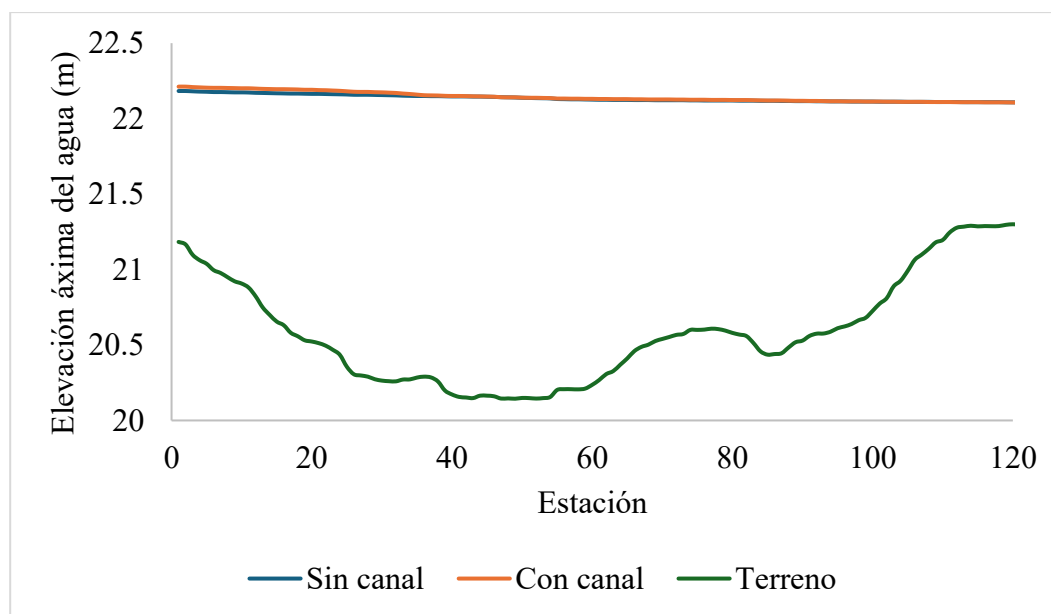


Figura 105. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.

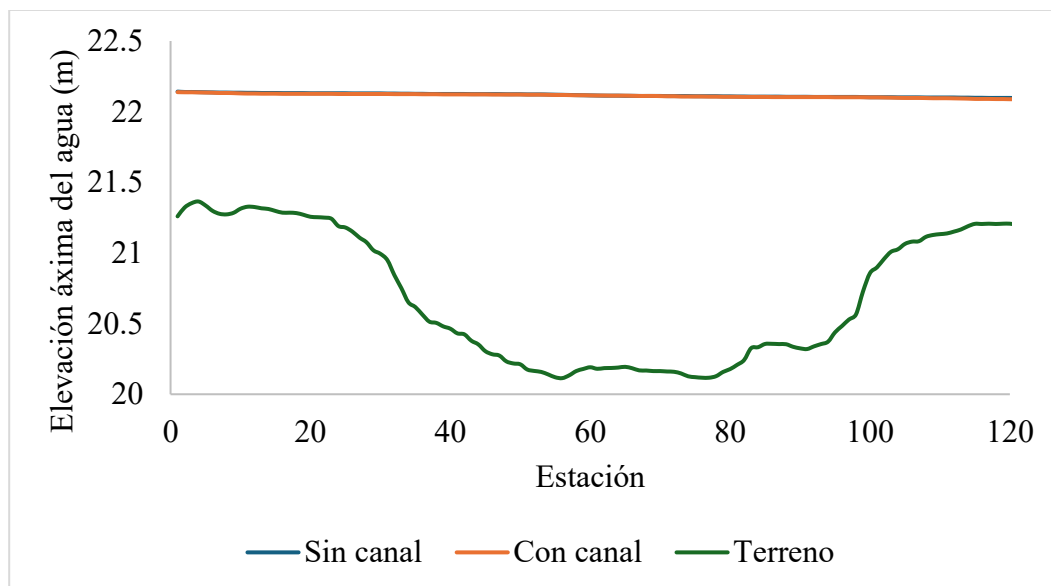


Figura 106. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 10 años.

Periodo de retorno: 25 años: Para este evento más intenso, se observó un aumento promedio de 0.007 metros aguas arriba (Figura 107), mostrando que el efecto acumulativo del canal disminuye ligeramente conforme aumenta el caudal. Aguas abajo (Figura 108), se obtuvo una disminución de 0.003 metros.

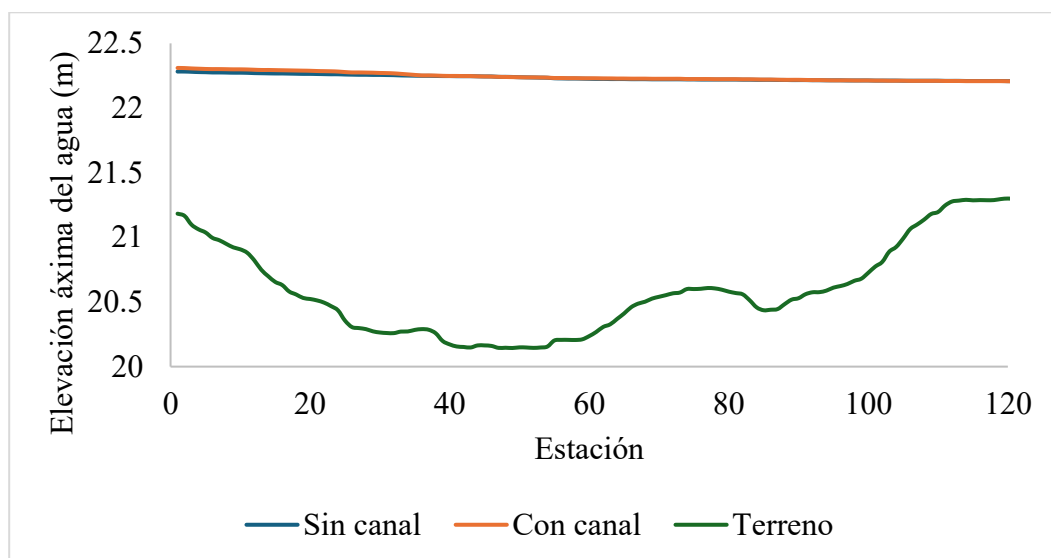


Figura 107. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.

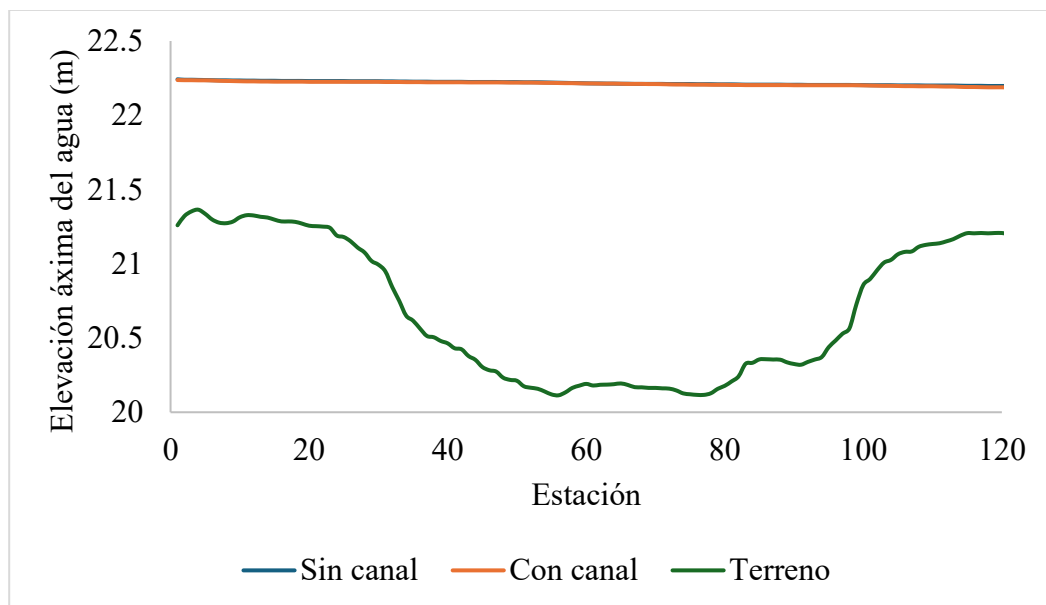


Figura 108. Tirante abajo arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 25 años.

Periodo de retorno: 100 años: en el evento de mayor magnitud analizado, el tirante promedio aguas arriba aumentó en solo 0.005 metros, el valor más bajo de todos los escenarios (Figura 109). Esto indica que, bajo condiciones extremas, la influencia del canal sobre la elevación del agua en esa zona es marginal. En cambio, aguas abajo se registró una disminución de 0.004 metros, uno de los valores más altos en cuanto a reducción (Figura 110).

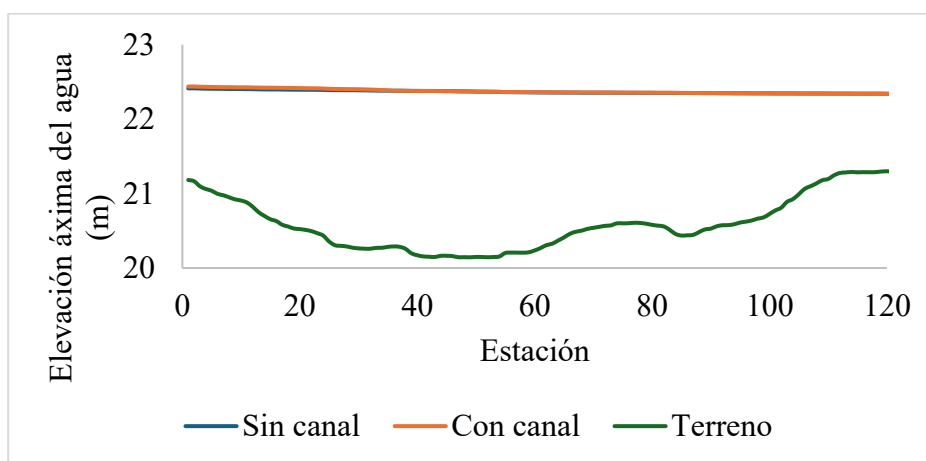


Figura 109. Tirante aguas arriba del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.

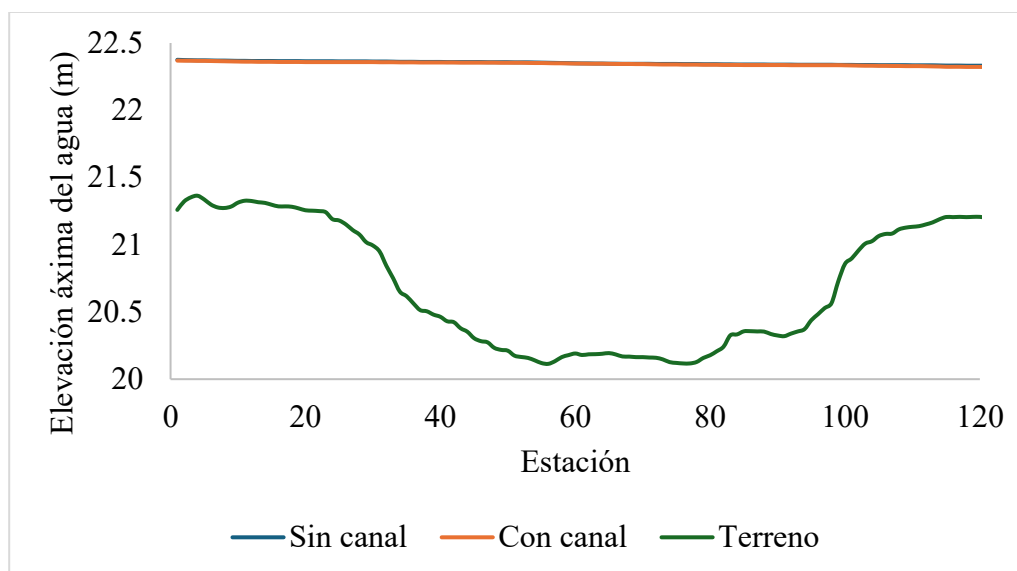


Figura 110. Tirante aguas abajo del punto de interés en río Cañas para escenarios con y sin canal de riego para el periodo de retorno de 100 años.

6. Conclusiones

- La caracterización hidrológica de la zona de estudio incluyó la recopilación de datos topográficos, pluviométricos, y de uso de suelo, lo que permitió establecer una base de datos completa y precisa indispensable para realizar una modelación hidráulica bidimensional confiable y representativa del comportamiento real del flujo en la planicie inundable del río Cañas-Diriá.
- La inclusión del canal primario de riego MD8, perteneciente, al proyecto Paacume, no tiene inferencia significativa en el comportamiento global del tirante de potenciales inundaciones en la llanura de la cuenca del río Cañas-Diriá en ningún escenario estudiado.
- El patrón de distribución del flujo superficial es prácticamente el mismo en ambos escenarios (con y sin canal de riego), lo que sugiere la existencia de una conectividad hidráulica natural en el terreno que no es interrumpida ni canalizada significativamente por la estructura de riego.
- El análisis comparativo entre los escenarios con y sin la incorporación del canal de riego MD8 evidenció que no se produjeron variaciones significativas en los tirantes de agua fuera del canal, según el umbral de 30 cm establecido por FEMA, ya que en ninguno de los periodos de retorno evaluados se superó dicho valor, siendo la mayor diferencia registrada

de aproximadamente 10 cm en el escenario de 100 años, lo que indica un impacto hidráulico mínimo y una dinámica de inundación similar a la actual.

- Este trabajo constituye un valioso ejercicio académico que brinda información importante sobre el riesgo de inundación en la zona de estudio, aunque debido a simplificaciones como considerar únicamente el canal principal, el uso de datos topográficos con resoluciones variables y canales asumidos por falta de detalle, los resultados deben entenderse como aproximaciones preliminares que requieren mayor refinamiento para su aplicación en la toma de decisiones definitivas.

7. Recomendaciones

- Se recomienda establecer más estaciones meteorológicas en áreas clave para mejorar la modelación hidráulica, ya que la falta de estaciones limita la precisión de los datos necesarios para un análisis con mayor precisión y exactitud.

- Incluir la precipitación directa como una variable adicional en la modelación realizada en HEC-RAS 2D. La inclusión de esta variable puede mejorar significativamente la precisión de los resultados, al considerar el aporte hídrico directo sobre la superficie del terreno, especialmente en eventos de lluvia intensa.

- Es crucial incorporar información LIDAR en la modelación hidráulica de sectores que no cuentan con ella, ya que permite obtener datos topográficos precisos para mejorar la exactitud en el análisis de flujos y la gestión de riesgos de inundaciones.

- Incluir en futuros estudios la red completa de canales secundarios y terciarios, junto con todas las estructuras hidráulicas correspondientes, para lograr una representación más precisa y detallada del comportamiento hidrológico e hidráulico en la cuenca.

- Establecer puntos de control equipados con instrumentos para la medición directa de niveles máximos de agua durante eventos de inundación, con el fin de mejorar la exactitud de los datos utilizados en la validación y calibración del modelo, minimizando la dependencia de registros visuales o testimonios.

8. Referencias

- Aguilar, M. y Brenes, G. (2008). *Percepción del riesgo en hombres y mujeres, en situación de riesgo ante desastres, tomando como caso la comunidad de Las Vegas de Sixaola*. Tesis licenciatura en Psicología en Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica
- Alcocer, H., Rodríguez, J., Bourguett, V., Llaguno, O., & Albornoz, P. (2016). *Metodología para la generación de mapas de riesgo por inundación*. Tecnología y Ciencias Del Agua, 7, 33–55.
- ArcGIS Resource Center. (s.f.). ¿Qué es ArcGIS?. <https://resources.arcgis.com/es/help/gettingstarted/articles/026n00000014000000.htm>
- Arroyo, L. (1992). *Riesgos por Inundaciones en Costa Rica*. Una.ac.cr. <https://www.revistas.una.ac.cr/index.php/geografica/article/view/2930/2802>
- Barquero, G. (2019). *Análisis Hidrológico De Cauces De La Cuenca Del Río Tempisque Involucrados En El Proyecto Abastecimiento De Agua Para La Cuenca Media Del Río Tempisque Y Comunidades Costeras (PAACUME)*. Tesis licenciatura en Ingeniería Agrícola en Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Camilloni, I., V. Barros, S. Moreiras, G. Poveda y J. Tomasella. (2020). *Inundaciones y sequías*. En: Adaptación frente a los riesgos del cambio climático en los países iberoamericanos – Informe RIOCCADAPT [Moreno, J.M., C. Laguna-Defior, V. Barros, E. Calvo Buendía, J.A. Marengo y U. Oswald Spring (eds.)]. McGraw-Hill, Madrid, España (pp. 391-417, ISBN: 9788448621643).
- Chaverra, A., Aristizábal, H., & Ríos, D. (2024). *Análisis Con HEC-RAS 2d de Eventos Torrenciales, Caso Quebrada la Liboriana del Municipio de Salgar*. Revista EIA, 22(43), 1-17 <https://doi.org/10.24050/reia.v22i43.1802>
- Chinchilla, Miguel, Mata, Rafael, & Alvarado, Alfredo. (2011). Andisoles, inceptisoles y entisoles de la subcuenca del río Pirrís, Región de los Santos, Talamanca, Costa Rica. *Agronomía Costarricense*, 35(1), 83-107.

http://www.scielo.sa.cr/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0377-94242011000100005&lng=en&tlng=es.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1993). *Hidrología aplicada*. Colombia: McGraw-Hill

Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencia. (2022). *Estrategia de Manejo de Inundaciones*. Cne.go.cr.
https://www.cne.go.cr/reduccion_riesgo/biblioteca/estrategia/Estrategia%20de%20Manejo%20de%20Inundaciones.pdf

Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencia. (2023). *Mapas de Amenazas*. Cne.go.cr.
https://www.cne.go.cr/reduccion_riesgo/mapas_amenazas/index.aspx

Comisión Nacional del Agua. (2011). *Manual para el Control de Inundaciones*. Coyoacán, México, D.F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Dirección Nacional de Extensión Agropecuaria. (s.f.). Caracterización Del Área De Influencia De La Agencia De Extensión Agropecuaria. mag.go.cr.
<https://www.mag.go.cr/regiones/chorotega/CARACTERIZACION-AEA-SANTA-CRUZ.pdf>

Distributed Active Center For Biogeochemical Dynamics. (2020). *Global Hydrologic Soil Groups (HYSOGs250m) for Curve Number-Based Runoff Modeling*. Ornl.gov.
https://daac.ornl.gov/SOILS/guides/Global_Hydrologic_Soil_Group.html#:~:text=Hydrologic%20soil%20groups%20A%2C%20B,60%20cm%20of%20the%20surface.

Estado de la Nación. (2024). *Informe Estado de la Nación en Desarrollo Humano Sostenible 2024: Implicaciones de cambios de cobertura del suelo para el caso de infraestructura, pastos, cultivos y cobertura forestal en cantones multiproductores y zonas expuestas a inundaciones: 1986-2023*.
https://repositorio.conare.ac.cr/bitstream/handle/20.500.12337/9747/Gonzalez_V_Cobertura_suelo_pastos_cultivos_cobertura_forestal_1986_2023_IEN_2024.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- Federación Internacional de Sociedades de la Cruz Roja y de la Media Luna Roja. (2022). *Inundaciones*. Ifrc.org. <https://www.ifrc.org/es/nuestro-trabajo/desastres-clima-y-crisis/que-es-desastre/inundaciones>
- FEMA. (2021). *Standards for Flood Risk Analysis and Mapping: Policy Number FP-204-078-01, Revision 13*. U.S. Federal Emergency Management Agency. https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema_rm-policy-standards-flood-risk-analysis-mapping-policy_rev13.pdf
- IGN *Cartografía* 1:25mil. (2016). Snitcr.go.cr. https://www.snitcr.go.cr/ico_servicios_ogc_info?k=bm9kbzo6Mjc=&nombre=IGN%20Cartograf%C3%ADa%201:25mil
- Instituto Meteorológico Nacional. (2017). *Boletín Meteorológico Mensual*. <https://www.imn.ac.cr/documents/10179/437028/OCTUBRE>
- Loat, R., & Petrascheck, A. (1997). *Prise en compte des dangers dus aux crues dans la cadre des activités de l'aménagement du territoire*, Dangers Naturels. Bienne, Switzerland: Office Fédéral de l'Economie des Eaux (OFEE), Office Fédéral de l'Aménagement du Territoire (OFAT), Office Fédéral de l'Environnement des Forêts et du Paysage (OFEFP).
- Madrigal, L. (2025). *Noviembre rompió récord de lluvias e incidentes hidrometeorológicos en Costa Rica*. Delfino.cr. <https://delfino.cr/2024/12/noviembre-rompio-record-de-lluvias-e-incidentes-hidrometeorologicos-en-costa-rica>
- McCuen, R. H., Knight, Z., & Cutter, A. G. (2006). *Evaluation of the Nash–Sutcliffe Efficiency Index*. *Journal of Hydrologic Engineering*, 11(6), 597–602. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0699\(2006\)11:6\(597\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0699(2006)11:6(597))
- Mohajerani, H., Zema, D. A., Lucas-Borja, M. E., & Casper, M. (2021). *Understanding the water balance and its estimation methods*. En J. Rodrigo-Comino (Ed.), *Precipitation* (pp. 193-221). <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-822699-5.00019-7>
- Nakayama, Y. (2018). *Fundamentals of Flow. Introduction to Fluid Mechanics*, 51–65. <https://doi.org/10.1016/b978-0-08-102437-9.00004-8>

- Ongdas, N., Akiyanova, F., Karakulov, Y., Muratbayeva, A., & Zinabdin, N. (2020). *Application of HEC-RAS (2D) for Flood Hazard Maps Generation for Yesil (Ishim) River in Kazakhstan*. *Water*, 12(10), 2672. <https://doi.org/10.3390/w12102672>
- Prinos, P. (2009). *Review of flood hazard mapping*. En *Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies*
- Renda, E., Rozas, M., Moscardini, O., & Torchia, N. (2017). *Manual para la Elaboración de Mapa de Riesgo*. Gobierno de Argentina; Sistema Nacional para la Gestión Integral del Riesgo. https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/manual_para_la_elaboracion_de_mapas_de_riesgo.pdf
- Ribera, L. (2004). *Los mapas de riesgo de inundaciones: representación de la vulnerabilidad y aportación de las innovaciones tecnológicas*. *Doc. Anàl. Geogr*, 43, 153–171. <https://dugi-doc.udg.edu/bitstream/handle/10256/1839/31812-31736-1-PB.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Sanz, M., Bladé, E., Torralba, A., Oller, P. (2020). *Saint Venant's equations for dense-snow avalanche modelling*. *Ingeniería del agua*, 24(1), 65- 79. <https://doi.org/10.4995/Ia.2020.12302>
- Servicio de Conservación de Recursos Naturales. (2014). *Claves para la Taxonomía de Suelos*. <https://www.nrcs.usda.gov/sites/default/files/2022-10/Spanish-Keys-to-Soil-Taxonomy.pdf>
- Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento. (2022). *Proyecto Abastecimiento Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras: Estudio de Factibilidad*.
- Sistema Nacional de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres. (2024). *Inundaciones*. gestiondelriesgo.gov.co. <https://gestiondelriesgo.gov.co/snigrd/pagina.aspx?id=144>
- United States Army Corps of Engineers. (2016). *Creating Land Cover, Manning's n values, and % Impervious Layers*. Army.mil.

<https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs/r2dum/6.6/developing-a-terrain-model-and-geospatial-layers/creating-land-cover-mannings-n-values-and-impervious-layers>

United States Army Corps of Engineers. (2023). *HEC-RAS User's Manual*. Army.mil. <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs/rasum/latest/introduction-to-hec-ras>

Vásquez, E. (2022). *Modelos Digitales de Terreno CRDTM2020 y CRDTM2020plus*. Una.ac.cr. <https://www.etcg.una.ac.cr/index.php/proyectos/publicaciones?view=article&id=87&catid=28>

Villalobos, C. (2014). *Modelling of Tempisque River watershed, Guanacaste, Costa Rica* (Tesis de maestría). University of Florida. https://abe.ufl.edu/faculty/carpena/files/pdf/research/reports/thesis_Modelling%20of%20Tempisque%20River%20Watershed%2C%20Carlos%20GV.pdf

Watson, F., Guzmán, I., & Villagra, K. (2020). Estudio de caso: Análisis de parámetros de diseño para obras mediante una modelación hidráulica en la planicie de inundación de un tramo del río La Estrella, Limón Costa Rica. *Revista Tecnología En Marcha*, 33(1), Pág. 44–54. <https://doi.org/10.18845/tm.v33i1.5020>

Watson, F., Guzmán, I., Villagra, K., & Casasola, R. (2017). *Modelación hidrodinámica y morfológica del Río La Estrella, Limón* [Informe de proyecto de investigación, Instituto Tecnológico de Costa Rica]. Repositorio Institucional del Tecnológico de Costa Rica. <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/9154>

9. Anexos

Anexo 1. Estructuras por construir en el canal MD 8. Nota: Tomado de SENARA, 2022.

Nombre	Estructura	Ubicación	Observaciones
Q10MD 8	Estación de aforo	330766, 949 (Este) 1141867,112(Norte)	Coordenadas CRTM05 Coordenadas CRTM05
Q6MD 8	Estación de aforo	318444,734 (Este) 1139245,913(Norte)	Coordenadas CRTM05 Coordenadas CRTM05
Q1MD 8	Estación de aforo	326085,685 (Este) 1156581,884(Norte)	Coordenadas CRTM05 Coordenadas CRTM05
Puente_31ST	Puente	0+830	
Puente_Ruta21_Bernabela	Puente	5+255	
Puente_47ST	Puente	5+850	
Puente_49ST	Puente	6+582	
Puente_67ST	Puente	7+205	
Puente2_67ST	Puente	7+777	
Puente_108ST	Puente	8+445	
Puente2_108ST	Puente	8+698	
Puente3_67ST	Puente	10+300	
Puente4_67ST	Puente	10+618	
Puente_109ST	Puente	12+153	
Puente2_109ST	Puente	12+850	
Puente_82ST	Puente	14+940	
Puente_86ST	Puente	18+363	
Puente_65ST	Puente	20+165	
Puente_56ST	Puente	20+330	
Puente_131ST	Puente	21+523	
Puente_139ST	Puente	22+370	
Puente_102ST	Puente	24+415	
Sifón_Diria	Sifón invertido	4+712	
Sifón_67ST	Sifón invertido	11+508	
Sifón2_67ST	Sifón invertido	11+654	
Sifón_81ST	Sifón invertido	13+258	
Sifón_57ST	Sifón invertido	18+960	
Sifón_205ST	Sifón invertido	30+840	
Sifón_204ST	Sifón invertido	31+240	
Represa_1	Represa	4+692	
Represa_2	Represa	10+000	
Represa_3	Represa	16+500	
Represa_4	Represa	22+440	
Represa_5	Represa	27+000	
Represa_6	Represa	30+815	
Cruce_camino_134ST	Cruce de camino	25+907	

Cruce_camino_189ST	Cruce de camino	26+362
Cruce_camino_204ST	Cruce de camino	30+170
MD 8-2	Tomas de canal a canal	0+852
MD 8-6	Tomas de canal a canal	5+220
MD 8-8	Tomas de canal a canal	5+837
MD 8-10	Tomas de canal a canal	7+230
MD 8-12	Tomas de canal a canal	10+615
MD 8-20	Tomas de canal a canal	14+578
MD 8-14	Tomas de canal a canal	15+390
MD 8-16	Tomas de canal a canal	15+778
MD 8-18	Tomas de canal a canal	16+080
MD 8-22	Tomas de canal a canal	21+670
MD 8-24	Tomas de canal a canal	25+180
MD 8-1-2	Tomas de canal a canal	26+860
MD 8-1-4	Tomas de canal a canal	27+565
MD 8-1-6	Tomas de canal a canal	27+900
Vertedor_1	Vertedor de excedencia	4+712
Vertedor_4	Vertedor de excedencia	13+258
Vertedor_5	Vertedor de excedencia	18+960
Vertedor_7	Vertedor de excedencia	31+240
DF_Diria	Descargas de fondo	4+712
DF_67ST	Descargas de fondo	11+508
DF_205ST	Descargas de fondo	30+840

Anexo 2: Cálculo del índice de eficiencia Nash-Sutcliffe

```

eficiencia_index.py > ...
1  import pandas as pd
2  import numpy as np
3  # Función para calcular NSE
4  def nse(obs, sim):
5      return 1 - np.sum((obs - sim) ** 2) / np.sum((obs - np.mean(obs)) ** 2)
6  #Leer desde excel
7  df = pd.read_excel('datos.xlsx')
8  observados = df['observados'].to_numpy()
9  simulados = df['simulados'].to_numpy()
10 # Calcular y mostrar el NSE
11 print("NSE:", nse(observados, simulados))
12

```

PROBLEMS OUTPUT DEBUG CONSOLE **TERMINAL** PORTS

PS C:\Users\maria\OneDrive\Escritorio\indice_eficiencia> & C:/Users/maria/AppData/Local/Programs/Python/Python311/python.exe c:/Users/maria/OneDrive/Escritorio/indice_eficiencia/eficiencia_index.py
NSE: 0.8341381236790978
PS C:\Users\maria\OneDrive\Escritorio\indice_eficiencia>

Figura 1. Código utilizado para el cálculo del índice de eficiencia Nash-Sutcliffe.

Anexo 3. Código para obtener capa de riesgo.

```
'-----  
' Clasificación de peligro por tirante y velocidad de acuerdo usando criterio FEMA  
' Verde:      d < 1.0 m y v < 2.5 m/s → Bajo riesgo (1)  
' Amarillo:   1.01 ≤ d ≤ 1.5 y v < 4.0 m/s → Riesgo medio (2)  
' Rojo:       d > 1.5 m → Riesgo alto (3)  
'-----  
Const BAJO As Integer = 1      ' Verde  
Const MEDIO As Integer = 2     ' Amarillo  
Const ALTO As Integer = 3      ' Rojo  
Dim d As Single  
If WSE = NoData OrElse v = NoData Then  
    Output = NoData  
Else  
    d = WSE - SIN_CANAL  
    If d < 1.0 And v < 2.5 Then  
        Output = BAJO  
    ElseIf d >= 1.01 And d <= 1.5 And v < 4.0 Then  
        Output = MEDIO  
    ElseIf d > 1.5 Then  
        Output = ALTO  
    Else  
        Output = NoData  
    End If  
End If
```

Figura 2. Código utilizado para la creación de la capa de riesgo en HEC-Ras.

Anexo 4. Código para obtener capa de diferencia de tirantes en distintos escenarios

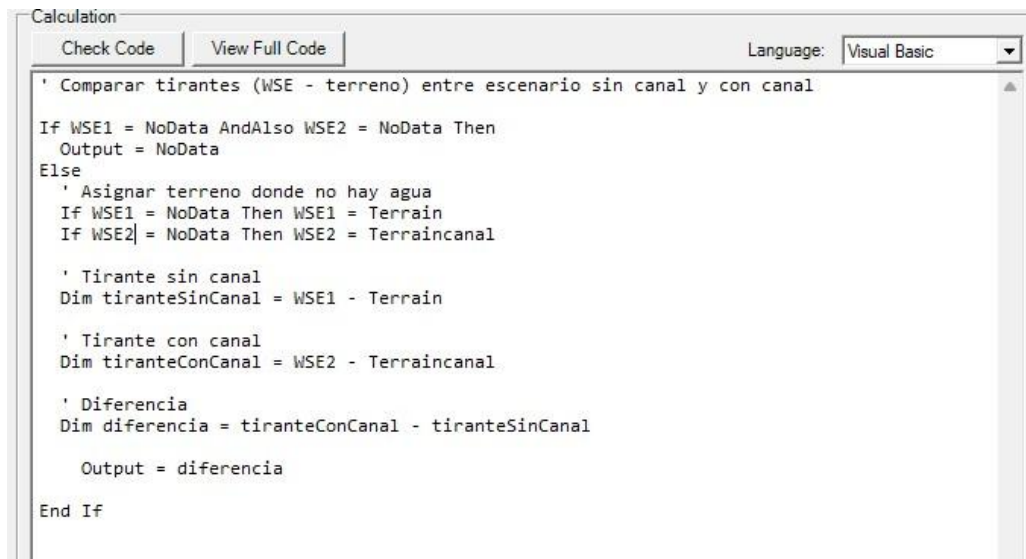


Figura 3. Código utilizado para la creación de la capa de diferencias de tirante en distintos escenarios en HEC-RAS.