



ISSN 2007-2422

Tecnología y Ciencias ^{del} Agua



Fuente Múdejar, Córdoba, España, 2016. Foto: Marina Ruiz Rodríguez.



Tecnología y Ciencias Agua

Comité Editorial

Consejo Editorial

Dr. Adrián Pedrozo Acuña
Director General
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Jefe
Dr. Álvaro Alberto Aldama Rodríguez
Consultor Independiente, México

Editor en Agua y Energía
Dr. Rodolfo Alvarado Montero
Consultor independiente, Holanda

Editora en Calidad del Agua
Dra. Julia Elena Prince Flores
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Tratamiento del Agua
Dr. Miguel Ángel López Zavala
Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, México

Editor en Ciencias Hidroagrícolas
Dr. Jaime Garatuzza Payán
Instituto Tecnológico de Sonora, México

Editora en Ciencias Sociales
Dra. María Luisa Torregrosa y Armentia
FLACSO, México

Editor en Gestión del Agua
Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco
Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, México

Editor en Hidráulica
Dr. Martín Dagoberto Mundo Molina
Universidad Autónoma de Chiapas, México

Editora en Hidrología Subterránea
Dra. Graciela Herrera Zamarrón
Universidad Nacional Autónoma de México

Editor en Hidrología Superficial
Dr. Martín Alfonso Gutiérrez López
Universidad Autónoma del Estado de Querétaro, México

Editor en Innovación Científica y Tecnológica
Dr. Salvador Peña Haro
Photrack AG, Suiza

Secretario Técnico
Mtro. Alberto Rojas Rueda
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Coordinadora editorial
M.I.D. Helena Rivas López
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Coordinación Editorial
Seguimiento del proceso de arbitraje: Elizabeth Peña Montiel, Josefa Figueroa Miranda y Luis Aviles Rios
Marcación y XML: Luisa Guadalupe Ramírez Martínez
Webmaster: Claudia Patricia Martínez Salgado

• **Dr. Alcides Juan León Méndez**, Centro de Investigaciones Hidráulicas, Cuba • **Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco**, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, México • **Dr. Alejandro López Alvarado**, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile • **Dra. Alma Chávez Mejía**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Andrei S. Jouravlev**, Comisión Económica para América Latina y el Caribe, Chile • **Dr. Andrés Rodríguez**, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina • **Dra. Anne Margrethe Hansen Hansen**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Ariosto Aguilar Chávez**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Armando Guevara Gil**, Pontificia Universidad Católica, Perú • **Dr. Arturo Marcano**, Asociación Internacional de Ingeniería e Investigaciones Hidráulicas, Venezuela • **Dra. Aziza Akhmouch**, Organisation for economic Cooperation and Development, Francia • **Dr. Carlos Chairez Araiza**, consultor, México • **Dr. Carlos Cruickshank Villanueva**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Carlos Díaz Delgado**, Universidad Autónoma del Estado de México • **Dr. Carlos E. Puente**, University of California, EUA • **Dr. Cleverson Vitorio Andreoli**, Centro Universitario Unifae, Brasil • **Dr. Daene C. McKinney**, University of Texas at Austin, Estados Unidos • **Dr. Daniel Murillo Licea**, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social, México • **Dr. Eduardo A. Varas Castellón**, Pontificia Universidad Católica, Chile • **Dr. Emmanuel Galindo Escamilla**, Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo, México • **Dr. Enrique Cabrera Marcet**, Universidad Politécnica de Valencia, España • **Dr. Enrique Playán Jubillar**, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, España • **Dr. Eric Rendón Schreiner**, Universidad Nacional Agraria La Molina, Perú • **Dr. Erick R. Bandala**, Desert Research Institute, Reno, EUA • **Dr. Ernesto José González Rivas**, Universidad Central de Venezuela • **Dr. Federico Estrada**, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España • **Dr. Gerardo Buelna**, Centre de Reserche Industrielle Québec, Canadá • **Dra. Gabriela Eleonora Moeller Chávez**, Universidad Politécnica del Estado de Morelos, México • **Dr. Gueorguiev Tzatchkov Velitchko**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Ing. Héctor Garduño Velasco**, consultor, México • **M.I. Horacio Rubio Gutiérrez**, Comisión Nacional del Agua, México • **Dr. Ismael Aguilar Barajas**, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, México • **Dr. Ismael Mariño Tapia**, Instituto Politécnico Nacional, México • **Dr. Ismael Piedra Cueva**, Universidad de la República, Uruguay • **Dr. Iván Obando Camino**, Universidad de Talca, Chile • **Dr. Jaime Iván Ordóñez Ordóñez**, Universidad Nacional, Bogotá, Colombia • **Dr. Joaquín Rodríguez Chaparro**, Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino, España • **Dr. José Ángel Raynal Villaseñor**, Universidad de las Américas, Puebla, México • **Dr. José D. Salas**, University of Colorado, EUA • **Dr. José Joel Carrillo Rivera**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. José Luis Pimentel Equihua**, Colegio de Postgraduados, México • **José María Gómez Espín**, Universidad de Murcia, España • **M.C. Juan Andrés Martínez Álvarez**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Juan B. Valdes**, The University of Arizona, EUA • **Dr. Juan Pedro Martín Vide**, Universidad Politécnica de Cataluña, España • **Dr. Julio Kuroiwa Zevallos**, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú • **Dr. Karim Acuña Askar**, Universidad Autónoma de Nuevo León, México • **Dra. Luciana Coutinho**, Universidad de Do Minhho, Portugal • **Dr. Luis F. León Vizcaino**, Waterloo, University, Canadá • **Dr. Luis Teixeira**, Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay • **Dra. Luisa Paré Ouellet**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Manuel Contijoch Escontria**, consultor • **Dr. Marcos von Sperling**, Universidad Federal de Minas Gerais, Brasil • **Dra. María Claudia Campos Pinilla**, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia • **Dra. María Rafaela De Saldanha Matos**, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Portugal • **Dra. María Teresa Oré**, Pontificia Universidad Católica del Perú • **Dra. María Victoria Vélez Otálvaro**, Universidad Nacional de Colombia • **M.I. Mercedes Esperanza Ramírez Camperos**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Michel M. Rosengaus Moshinsky**, consultor, México • **Dr. Miguel A. Medina**, Duke University, EUA • **Dr. Moisés Berezowsky Verduzco**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Omar A. Miranda**, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Argentina • **Dr. Oscar L. Palacios Vélez**, Colegio de Postgraduados • **Dra. Natalia Uribe Pando**, Water Lex, Suiza • **Dr. Óscar F. Ibáñez Hernández**, Universidad Autónoma de Ciudad Juárez, México • **Dr. Paulo Salles Alfonso de Almeida**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Rafael Val Segura**, Sistema de Aguas de la Ciudad de México • **Dr. Rafael Pardo Gómez**, Instituto Superior Politécnico • **Dr. Ramón Domínguez Mora**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Ramón Fuentes Aguilar**, Instituto de Innovación en Minería y Metalurgia, Chile • **Dr. Ramón Ma. Gutiérrez Serret**, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España • **Ing. Raquel Duque**, Asociación Internacional de Ingeniería e Investigaciones Hidráulicas, Colombia • **Dr. Raúl Antonio Lopardo**, Instituto Nacional del Agua, Argentina • **Dr. Rodolfo Silva Casarín**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Serge Léonard Tamari Wagner**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Simón González Martínez**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Tomás Martínez Saldaña**, Colegio de Postgraduados, México • **Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka**, consultor • **Dra. Ximena Vargas Mesa**, Universidad de Chile •

Artículos (originales)
Articles (original)
Artículos (traducción)
Articles (translation)

<p>Estudio numérico-experimental del campo de velocidades en un canal rectangular con curvatura compuesta y ancho variable en 2DH <i>José Luis Aragón-Hernández</i> <i>Christian Alberto Caballero-Coranguéz</i> <i>Amado Abel Jiménez-Castañeda</i> <i>Moisés Berezowsky-Verduzco</i></p>	<p><i>Experimental-numerical study of the velocity field in a rectangular channel with composite curvature and variable width in 2DH</i> <i>José Luis Aragón-Hernández</i> <i>Christian Alberto Caballero-Coranguéz</i> <i>Amado Abel Jiménez-Castañeda</i> <i>Moisés Berezowsky-Verduzco</i></p>	1
<p>Simulación de las garantías de abastecimiento para las demandas de agua en Mexicali, B.C. <i>Raymundo Rangel-Parra</i> <i>Xan Neira</i> <i>Jorge Dafonte</i></p>	<p><i>Simulation of the supply guarantee for the water demands in Mexicali, B.C.</i> <i>Raymundo Rangel-Parra</i> <i>Xan Neira</i> <i>Jorge Dafonte</i></p>	49
<p>Evaluación de la operación de un tramo del canal principal de riego con un enfoque económico <i>Penélope Cruz-Mayo</i> <i>Ariosto Aguilar</i></p>	<p><i>Evaluation of the operation in a main canal reach of an irrigation district with an economic approach</i> <i>Penélope Cruz-Mayo</i> <i>Ariosto Aguilar</i></p>	89
<p>Treatment of domestic wastewater using activated carbon prepared from sugarcane bagasse <i>Ebelia Del Angel</i> <i>Mayra Agustina Pantoja</i> <i>Rosendo López</i> <i>Alida Elizabeth Cruz</i></p>	<p><i>Tratamiento de aguas residuales domésticas utilizando carbón activado preparado de bagazo de caña de azúcar</i> <i>Ebelia Del Angel</i> <i>Mayra Agustina Pantoja</i> <i>Rosendo López</i> <i>Alida Elizabeth Cruz</i></p>	144
<p>Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en México: diagnóstico y desafíos de política pública <i>Antonio Cáñez-Cota</i></p>	<p><i>Municipal wastewater treatment plants in Mexico: Diagnosis and public policy challenges</i> <i>Antonio Cáñez-Cota</i></p>	184
<p>Modelos de evapotranspiración de referencia diaria en la zona arrocerera del Valle del Cauca, Colombia <i>Jesica Natalia Valencia-Gonzalez</i> <i>Ramón Arteaga-Ramírez</i> <i>Mario Alberto Vázquez-Peña</i> <i>Abel Quevedo-Nolasco</i></p>	<p><i>Daily reference evapotranspiration models in the rice zone of Valle del Cauca, Colombia</i> <i>Jesica Natalia Valencia-Gonzalez</i> <i>Ramón Arteaga-Ramírez</i> <i>Mario Alberto Vázquez-Peña</i> <i>Abel Quevedo-Nolasco</i></p>	246
<p>Estudio hidrológico de una cuenca para la evaluación del potencial de una pico central hidroeléctrica en una zona rural <i>Inés AberlÍ Nieves-Vilchez</i> <i>Hiram Joshua Castillo-Infante</i> <i>Josué Isac Carillo-Espinoza</i> <i>Noé Benjamín Pampa-Quispe</i></p>	<p><i>Hydrological study of a basin for the evaluation of the potential of a pico hydroelectric power station in a rural area</i> <i>Inés AberlÍ Nieves-Vilchez</i> <i>Hiram Joshua Castillo-Infante</i> <i>Josué Isac Carillo-Espinoza</i> <i>Noé Benjamín Pampa-Quispe</i></p>	292
<p>Evidencias de cambio climático en la región hiperárida de la costa sur de Perú, cabecera del desierto de Atacama <i>Edwin Pino-Vargas</i> <i>Eduardo Chávarri-Velarde</i></p>	<p><i>Evidence of climate change in the hyper-arid region of the southern coast of Peru, head of the Atacama Desert</i> <i>Edwin Pino-Vargas</i> <i>Eduardo Chávarri-Velarde</i></p>	333
<p>Determinación de parámetros de diseño de rompeolas sumergidos mediante simulación numérica para su empleo en playas <i>Kenia Hernández-Valdés</i> <i>Luis Fermín Córdova-López</i></p>	<p><i>Determination of design parameters of submerged breakwater by means of numeric simulation for their employment in beaches</i> <i>Kenia Hernández-Valdés</i> <i>Luis Fermín Córdova-López</i></p>	377
<p>Variation of surface runoff due to change of land use in the river Duero watershed <i>Nelly Bernal-Santana</i> <i>Gustavo Cruz-Cárdenas</i> <i>José Teodoro Silva</i> <i>Sergio Martínez-Trinidad</i> <i>Rodrigo Moncayo-Estrada</i> <i>Francisco Estrada-Godoy</i> <i>Salvador Ochoa-Estrada</i> <i>Dioselina Álvarez-Bernal</i></p>	<p><i>Variación de la escorrentía superficial por el cambio de uso de suelo en la cuenca del río Duero</i> <i>Nelly Bernal-Santana</i> <i>Gustavo Cruz-Cárdenas</i> <i>José Teodoro Silva</i> <i>Sergio Martínez-Trinidad</i> <i>Rodrigo Moncayo-Estrada</i> <i>Francisco Estrada-Godoy</i> <i>Salvador Ochoa-Estrada</i> <i>Dioselina Álvarez-Bernal</i></p>	427

**Estudio numérico-experimental del campo de
velocidades en un canal rectangular con curvatura
compuesta y ancho variable en 2DH**

**Experimental-numerical study of the velocity field in a
rectangular channel with composite curvature and
variable width in 2DH**

José Luis Aragón-Hernández¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5102-1598>

Christian Alberto Caballero-Coranguéz², ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9080-7083>

Amado Abel Jiménez-Castañeda³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2081-5429>

Moisés Berezowsky-Verduzco⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7675-3450>

¹Departamento de Hidráulica, División de Ingenierías Civil y Geomática, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México, jaragonh@unam.mx

²Coordinación de Hidráulica, Subdirección de Hidráulica y Ambiental, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México, ccaballeroc@iingen.unam.mx

³Coordinación de Hidráulica, Subdirección de Hidráulica y Ambiental, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México, ajimenezc@iingen.unam.mx

⁴Coordinación de Hidráulica, Subdirección de Hidráulica y Ambiental, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México, mbv@pumas.ii.unam.mx

Autor para correspondencia: José Luis Aragón-Hernández, jaragonh@unam.mx

Resumen

Se presenta un análisis de la aproximación obtenida con los sistemas de modelación matemática HEC-RAS, Iber y Telemac-Mascaret para el cálculo del campo de velocidades en un canal de sección rectangular con curvatura compuesta y ancho variable; en el canal se desarrollaron corrientes secundarias y separación de flujo; los tres modelos son de uso libre y se basan en la hipótesis de flujo bidimensional horizontal (2DH). Se utilizan las ecuaciones de Saint Venant en cada modelo matemático para calcular la hidrodinámica y la turbulencia. El campo de velocidades se determina a partir de mediciones físicas en un canal de laboratorio con un velocímetro Doppler acústico (Micro-ADV 16 MHz) y se compara con

los campos de velocidades calculados con los sistemas de modelación matemática (HEC-RAS, Iber y Telemac–Mascaret). Se presenta un análisis de errores, con el objetivo de determinar el grado de aproximación obtenido con cada sistema de modelación, y la discusión de los factores y fenómenos observados en el laboratorio, esto permite tener conocimiento sobre la complejidad en la naturaleza de los flujos turbulentos en canales con curvaturas fuertes. Se encontró que los tres modelos, en general, tienen un comportamiento similar y aceptable, con una aproximación promedio superior al 93 %; en cambio, en un análisis por sección, en una zona de recirculación, se observó separación del flujo y alta turbulencia (procesos físicos de la dinámica del fluido que los modelos empleados no pueden reproducir de forma adecuada); la aproximación promedio disminuye hasta el 82.5 %.

Palabras clave: canal curvo, modelación numérica bidimensional horizontal, hidrodinámica, turbulencia, separación de flujo.

Abstract

An analysis of the approximation obtained with the mathematical modeling systems HEC-RAS, Iber, and Telemac–Mascaret is presented, for calculation of velocity field in a rectangular section channel with compound curvature and variable width. On the channel, secondary currents, and flow separation developed; all three models are free to use and based on the horizontal two-dimensional flow (2DH) hypothesis. The Saint Venant equations are used in each mathematical model to calculate

hydrodynamics and turbulence. The velocity field is determined from physical measurements in a laboratory channel with an acoustic Doppler velocimeter (Micro-ADV 16 MHz) and it is compared with the velocity fields calculated with the mathematical modeling systems (HEC-RAS, Iber, and Telemac-Mascaret). An error analysis is presented, to determine the degree of approximation obtained with each modeling system and discussion of the factors and phenomena observed in the laboratory, this allows knowing the complexity like turbulent flows in channels with strong bent. It was found that the three models, in general, have similar and acceptable behavior, with an average approximation greater than 93 %; on the other hand, in an analysis by section, in a recirculation zone, flow separation and high turbulence were observed (physical processes of fluid dynamics that the models used cannot reproduce adequately); the average approximation decreases to 82.5 %.

Keywords: Bend channel, horizontal two-dimensional numerical modeling, hydrodynamics, turbulence, flow separation.

Recibido: 24/08/2020

Aceptado: 02/12/2020

Introducción

En Jiménez y Berezowsky (2004) se presentó el desarrollo de un sistema de modelación matemática para calcular el campo de velocidades en canales, cuyas fronteras laterales tienen una geometría irregular o con curvas en planta; consideraron coordenadas curvilíneas generales para adaptarse a estas geometrías y usaron la versión covariante con componentes físicos de las ecuaciones de hidrodinámica para aproximar la solución a las ecuaciones promediadas en la profundidad, considerando la hipótesis de flujo bidimensional horizontal; las ecuaciones diferenciales las resolvieron en diferencias finitas con el esquema de MacCormack (García & Kahawita, 1986; Fennema & Chaudhry, 1990), que es del tipo explícito y de segundo orden; incluyeron el cálculo de la viscosidad turbulenta (ν_t) con los modelos parabólico y $k - \varepsilon$. El trabajo contiene cinco geometrías distintas sobre las cuales se valida el modelo matemático desarrollado; presentan mediciones experimentales y velocidades calculadas; muestran el proceso de calibración, verificación y validación. Los autores indican que la comparación es similar en la mayoría de los casos; sin embargo, en una de las aplicaciones existen diferencias apreciables entre los campos de velocidades medidos y calculados en una pequeña zona, en principio asociadas con limitaciones en el tamaño de la malla de cálculo, aunque no presentan una explicación

que permitiera comprender esta variación entre la velocidad medida y calculada.

Luo (2013) presentó un estudio referido a la separación del flujo y a la recirculación que se tienen en las expansiones de canales; describe el cálculo de los perfiles de velocidad, los perfiles de esfuerzos cortantes (τ) debidos a la turbulencia, los perfiles de energía cinética turbulenta (k), así como la tasa de disipación de energía y el coeficiente de dispersión. Los resultados medidos fueron comparados con los calculados al emplear un modelo de hidrodinámica que utiliza las ecuaciones promediadas en la profundidad y cinco modelos de turbulencia para el cálculo de la viscosidad turbulenta (ν_t). Un trabajo pionero y fundamental sobre el análisis de la hidrodinámica en canales con curvas es el desarrollado por Rozovskii (1957).

Con el avance del estado del conocimiento en métodos numéricos y el aumento de la velocidad de los equipos de cómputo, hoy en día las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones se utilizan para el cálculo de la hidrodinámica (Ghamry & Steffler, 2005; Luo, 2013), la turbulencia (Luo, 2013; Wu, Wang, & Chiba, 2004), flujos secundarios (Ghamry & Steffler, 2005; Song, Seo, & Kim, 2012), separación de flujo y recirculación (Luo, 2013) en canales curvos, con resultados aceptables. Para el cálculo de la turbulencia, además se incluyen los modelos de turbulencia parabólico, longitud de mezcla modificado, $k - \varepsilon$, $k - \varepsilon$ sin equilibrio y RNG $k - \varepsilon$ (Luo, 2013; Wu *et al.*, 2004).

En los trabajos anteriores, la discretización del dominio de estudio se puede realizar con coordenadas rectangulares (Luo, 2013) y

coordenadas curvilíneas generales (Kalkwijk & De-Vriend, 1980; Jiménez & Berezowsky, 2004); en el primer caso conlleva limitaciones en la flexibilidad de la malla y en el cálculo de soluciones con discontinuidades (Bladé *et al.*, 2014b); en cambio, en el segundo permite tener una mejor aproximación en la representación de fronteras con curvatura (Jiménez & Berezowsky, 2004).

Hoy en día se tienen distintos sistemas de modelación matemática, algunos contienen sus propios generadores de mallas bastante eficientes, con elementos de tres (triángulos), cuatro (cuadriláteros) o más lados que permiten tener una mejor aproximación de las fronteras y refinado de la malla en distintas zonas. Entre estos modelos destacan aquellos que son de uso libre, principalmente HEC-RAS, Iber y Telemac-Mascaret; dichos modelos han sido evaluados y comparados con otros modelos de tipo académico (Horritt *et al.*, 2007; Kaveh *et al.*, 2019; Shustikova, Domeneghetti, Neal, Bates, & Castellarin, 2019) y comerciales (Pinos & Timbe, 2019; Rousseau, Biron, & Van-de-Wiel, 2016); todos ellos implementados en distintos estudios hidráulicos para calcular la hidrodinámica en dispositivos experimentales y modelos físicos (García & Matamoros, 2019; Hafnaoui & Debabeche, 2020) con buenos resultados.

El uso de modelos numéricos en ingeniería es una herramienta esencial para el diseño de estructuras hidráulicas, verificación y/o validación de las mismas; permite plantear escenarios para la toma de decisiones, determinar vulnerabilidades y la optimización del funcionamiento hidráulico, entre otros. Sin embargo, es necesario conocer las capacidades y limitaciones que ofrecen, con el objetivo de

evitar caer en soluciones erróneas; por lo tanto, es fundamental contar con conocimientos de la física del fenómeno y criterios para optar por soluciones óptimas y eficientes (Bladé, Cea, & Corestein, 2014a). Es así que los modelos numéricos, al ser aproximaciones, deben ser validados y verificados, aunque esto en la aplicación directa en ingeniería en muchas ocasiones resulta complicado de determinar, ya sea porque no se cuenta con mediciones de variables en campo, como lo pueden ser niveles de agua, caudales, velocidades, temperatura, o incluso más complejas como lo es la aceleración, y el transporte de sedimento de fondo y en suspensión (Knight, 2014).

Por otra parte, en los estudios experimentales es muy importante la medición de las variables hidráulicas con dispositivos con resolución temporal y espacial adecuada (Voulgaris & Trowbridge, 1998). Para ello, se dispone de sofisticados equipos de medición intrusivos y no intrusivos con distintos avances tecnológicos; la mayoría de las investigaciones más recientes implementa técnicas ultrasónicas con equipos intrusivos para medir el campo de velocidades, como los velocímetros Doppler acústicos (ADV), ya sea puntuales o perfiladores en la vertical (Voulgaris & Trowbridge, 1998; Lane *et al.*, 1998); otras técnicas recientes no intrusivas basadas en la visualización, como la velocimetría por rastreo de partículas (PIV, PTV), están ganado popularidad (Ruonan, Liekai, Xingkui, & Danxun, 2016). Una muestra de lo anterior es el campo de velocidades medido con un perfilador de velocimetría ultrasónico de efecto Doppler empleado por Bombar, Elçi, Tayfur, Güney y Bor (2011); trabajos similares han sido desarrollados por Da-Silva, El-Tahawy y Tape

(2006); Abad y Garcia (2009); Termini (2009), y Abad, Frias, Buscaglia y Garcia (2013), entre otros.

El objetivo de este trabajo es presentar el comportamiento hidrodinámico que se desarrolla en un canal con curvas horizontales y ancho variable en planta presentado por Jiménez y Berezowsky (2004), esencialmente el campo de velocidades a partir de mediciones experimentales y el determinado por tres modelos matemáticos: HEC-RAS, Iber y Telemac-Mascaret. Se presenta la comparación de las velocidades y el análisis del error en cada uno de los modelos empleados. Esto proporciona conocimiento sobre el comportamiento de la hidrodinámica en canales curvos, pues en la mayoría de los casos, las geometrías empleadas son canales de laboratorio rectos sobre los cuales se han validado numerosas aplicaciones, o que presentan un ancho constante a lo largo de una curva, como los trabajos de Abad y Garcia (Abad & Garcia, 2006; Abad & Garcia, 2009), pero el uso de estos modelos numéricos en la aplicación en ingeniería de ríos muestra geometrías irregulares más complejas, lo que ocasiona un flujo turbulento, y dificulta la validación de los modelos numéricos con mediciones de campo, e incluso establecer las condiciones en las fronteras para el o los escenarios en estudio.

Una de las ventajas de estos tres modelos es que son de uso libre, y que todos aproximan una solución a las ecuaciones de hidrodinámica promediadas en la profundidad sobre mallas estructuradas y no estructuradas formadas por elementos de tres (triángulos), cuatro (cuadriláteros) o más lados, e incluyen algunos modelos de turbulencia.

El trabajo se integra de cinco apartados. En el primero se describe el conjunto experimental y el funcionamiento hidráulico del mismo, el equipo de medición empleado y las pruebas realizadas. En el segundo se hace una breve descripción de los sistemas de modelación utilizados, así como de algunas de sus características principales. En el tercero se presentan los resultados y una comparación gráfica entre los componentes de la velocidad medidos (\bar{u} y \bar{v}) y los calculados numéricamente (la barra indica promedios en el tiempo). En el cuarto se realiza un análisis de resultados y se presentan las diferencias de la comparación. Finalmente, en el quinto se incluyen las conclusiones y recomendaciones para futuros trabajos.

Materiales y métodos

Conjunto experimental

El dispositivo experimental es un canal de sección rectangular con curvatura compuesta (curva mixta cóncava–convexa–cóncava con radios de curvatura de 1.67, 0.725 y 0.964 m, respectivamente), pendiente horizontal, ancho variable y una longitud horizontal de 6.53 m (Figura 1).

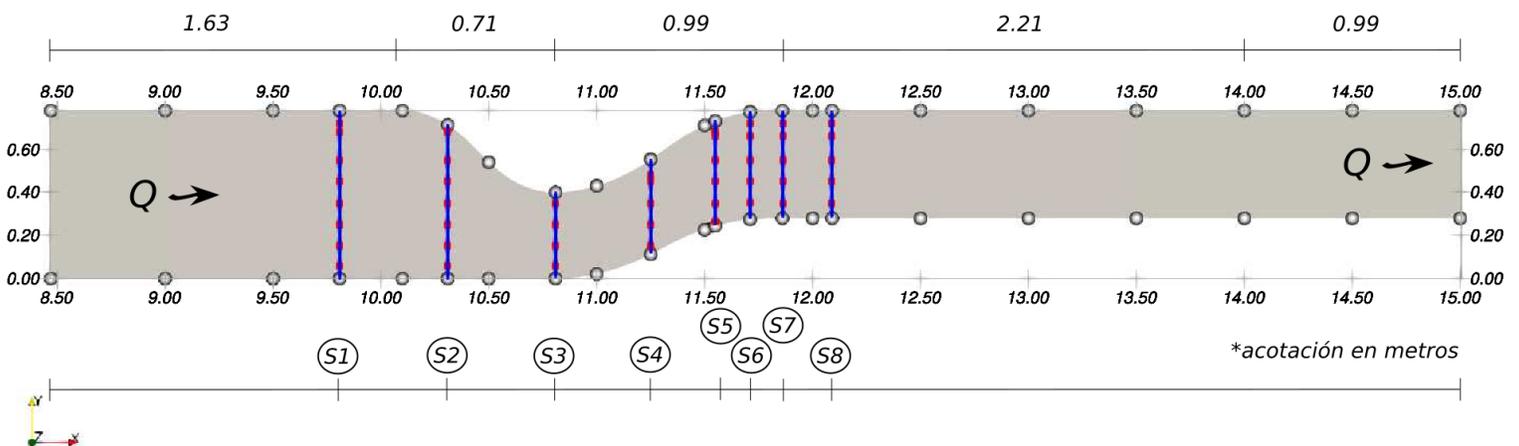


Figura 1. Geometría y dimensiones del canal en planta.

El canal inicia con un tramo recto de 1.63 m de longitud y ancho de plantilla constante ($b = 0.78 \text{ m}$). En el trazo en planta, en la margen izquierda (MI) empieza la reducción del ancho por la presencia de la curva cóncava, la cual llega a un ancho mínimo ($b = 0.40 \text{ m}$); hasta este mismo punto, la margen derecha (MD) se mantiene recta. Después se presenta una curva convexa sobre ambas márgenes; enseguida el canal retoma una curvatura cóncava hasta alcanzar aguas abajo la trayectoria recta inicial con ambas márgenes paralelas.

El ancho de la sección posterior a la máxima contracción ($b = 0.40 \text{ m}$) presenta una ampliación gradual de 0.40 a 0.50 m sobre la MI. La longitud recta de la salida del canal es de 3.20 m. La plantilla del canal es de acero y las paredes laterales son de vidrio. El tramo del canal que se estudia comprende desde $X = 9.50 \text{ m}$ hasta $X = 13.0 \text{ m}$, con un área en planta de 1.932 m^2 y un perímetro de 8.539 m. Se fijaron ocho secciones transversales en las que se realizan las mediciones puntuales de la velocidad, localizadas perpendicularmente al eje X (Figura 1 y Tabla 1).

Tabla 1. Secciones de medición, localización y ancho.

Sección [ID]	X [m]	Ancho [m]
S1	9.81	0.780
S2	10.31	0.713
S3	10.81	0.400
S4	11.25	0.441
S5	11.55	0.467
S6	11.71	0.478
S7	11.86	0.499

S8	12.09	0.500
----	-------	-------

Cuando el ancho del canal es menor a 0.749 m, éste se podría considerar estrecho ($B/h < 5$) y con efectos de pared, pero debido al material de las paredes (vidrio) y fondo (acero), se trata de un canal de pared hidráulicamente liso y con rugosidades similares, por lo que no es necesario realizar el análisis de dicho efecto en la resistencia al flujo producido por la fricción de las paredes en el campo de velocidades, pues se considera despreciable (Guo, 2017).

Las mediciones puntuales de los tres componentes de la velocidad se obtuvieron con un velocímetro Doppler acústico (Micro-ADV 16 MHz), orientado en la dirección vertical (con los sensores hacia abajo). La descripción detallada de la operación del equipo de medición se encuentra en Kraus, Lohrmann y Cabrera (1994); Lohrmann, Cabrera y Kraus (1994); Anderson y Lohrmann (1995); Lane *et al.* (1998); Voulgaris y Trowbridge (1998); Nikora y Goring (1998); McLelland y Nicholas (2000), y López y Garcia (2001), entre otros. El ADV se colocó en un soporte de acero que permite desplazar el instrumento tanto en el sentido horizontal como en el vertical, con la finalidad de controlar la posición de los sensores dentro del flujo y determinar su posición relativa con respecto a una margen del canal. Los datos recolectados durante un periodo de tiempo y con cierta frecuencia se analizaron con el *software* WinADV (Wahl, 2000), primero para determinar los parámetros de calidad y posteriormente las características del flujo.

La calidad de los datos recopilados se define con dos parámetros: la relación señal-ruido (SNR, por sus siglas en inglés) y el coeficiente de correlación (COR) para cada receptor del ADV; el fabricante recomienda valores de SNR superiores a 15 dB y coeficiente de correlación mayor al 70 % para tener una descripción adecuada de las características del flujo y de la turbulencia; estos parámetros dependen de partículas y/o microburbujas que viajan con el fluido o de la adición de partículas de siembra (SonTek, 1997). En los experimentos, los datos se filtraron con SNR superior a 20 dB y 90 % de correlación, por lo que en este estudio en particular no fue necesario introducir ningún tipo de partículas de siembra para mejorar las mediciones debido a la naturaleza turbulenta del flujo.

Prueba experimental

La campaña de medición de la prueba A (Tabla 2) consiste en establecer un caudal de entrada de $Q = 10.3 \text{ l/s}$ suministrado por un depósito de carga constante, abastecido por dos equipos de bombeo de 5.0 hp cada uno y aforado con un vertedor triangular de pared delgada con un ángulo de 90° situado en $X = 0.00 \text{ m}$ (el caudal de salida llega a un cárcamo de

bombeo subterráneo generando un circuito cerrado); y un tirante de $y = 0.149 \text{ m}$ localizado en $X = 13.00 \text{ m}$ establecido mediante una compuerta vertical plana ubicada en $X = 15 \text{ m}$; las condiciones anteriores permitieron establecer en el canal un flujo subcrítico y permanente.

Tabla 2. Condición experimental.

Prueba	Q [l/s]	y [m]	U_{s1} [m/s]	S_w [$\times 10^{-4}$]	$F_{r_{s1}}$ –	$R_{e_{s1}}$ [$\times 10^4$]	h_m [m]
A	10.3	0.149	0.088	4.3	0.072	1.32	0.06

El volumen de muestreo para determinar los componentes de la velocidad se ubicó a una elevación del 40 % del tirante, es decir, $h_m = 0.4y$, medido desde la plantilla del canal, esto es, a 0.06 m (Tabla 2). La medición de los componentes de la velocidad se realizó en 45 puntos (Tabla 3), con una frecuencia de muestreo de 50 Hz durante 180 s. Con la información obtenida de los ocho puntos de medición de la sección S1 se determinaron las variables hidráulicas indicadas en la Tabla 2.

Tabla 3. Puntos de medición.

Punto	Sección	X	Y	Punto	Sección	X	Y
--------------	----------------	-----	-----	--------------	----------------	-----	-----

		[m]	[m]			[m]	[m]
1	S1	9.81	0.720	24	S4	11.25	0.038
2	S1	9.81	0.680	25	S5	11.55	0.436
3	S1	9.81	0.550	26	S5	11.55	0.416
4	S1	9.81	0.450	27	S5	11.55	0.306
5	S1	9.81	0.350	28	S5	11.55	0.206
6	S1	9.81	0.250	29	S5	11.55	0.106
7	S1	9.81	0.150	30	S5	11.55	0.021
8	S1	9.81	0.060	31	S6	11.71	0.446
9	S2	10.31	0.680	32	S6	11.71	0.386
10	S2	10.31	0.550	33	S6	11.71	0.276
11	S2	10.31	0.450	34	S6	11.71	0.176
12	S2	10.31	0.350	35	S6	11.71	0.076
13	S2	10.31	0.250	36	S7	11.86	0.440
14	S2	10.31	0.150	37	S7	11.86	0.380

15	S2	10.31	0.060	38	S7	11.86	0.270
16	S3	10.81	0.350	39	S7	11.86	0.170
17	S3	10.81	0.250	40	S7	11.86	0.070
18	S3	10.81	0.150	41	S8	12.09	0.440
19	S3	10.81	0.060	42	S8	12.09	0.370
20	S4	11.25	0.368	43	S8	12.09	0.280
21	S4	11.25	0.338	44	S8	12.09	0.170
22	S4	11.25	0.238	45	S8	12.09	0.070
23	S4	11.25	0.138				

En la Tabla 2, Q es el caudal de entrada; y , el tirante localizado en $X = 13.00 \text{ m}$; U_{S1} , la velocidad media medida en la sección S1 (velocidad de referencia para los cálculos presentados más adelante), la cual se obtuvo como el promedio aritmético de la magnitud de la velocidad de cada uno de los ocho puntos de medición de la sección S1; S_w , la pendiente de la superficie libre del agua entre las secciones S1-S8; h_m , la elevación de medición a partir del fondo; $F_{r_{S1}}$ y Re_{S1} son el número de Froude y Reynolds en la sección S1, respectivamente.

A partir de las mediciones de velocidad y el tirante de agua se determina que la superficie libre del agua tiende a ser horizontal, como se indica en la Tabla 2. También se observó que en la margen izquierda del canal, cerca de la sección S4, se forma una estela de pequeños remolinos apreciable en la superficie libre del agua.

Modelos matemáticos

Se presenta una breve descripción de los modelos matemáticos utilizados para el cálculo de la hidrodinámica 2DH, así como las referencias en las que se puede profundizar más en el tema.

HEC-RAS

El sistema de modelación matemática HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System) es desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del Instituto de Recursos Hídricos (Institute Water Resources) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers). Este sistema permite realizar el cálculo de la hidrodinámica en flujos a superficie libre con régimen permanente y variable, en una y dos dimensiones, transporte de sedimentos y análisis de calidad del agua en redes de canales y ríos (HEC-RAS, 2016c).

El módulo de cálculo de flujo variable en dos dimensiones resuelve las ecuaciones de la onda difusiva y/o las ecuaciones de Saint Venant, con la opción de utilizar el modelo de turbulencia parabólico. Las ecuaciones son aproximadas con los métodos de diferencias finitas y volúmenes finitos de tipo implícito, que permite pasos de tiempo de cálculo mayores que los de tipo explícito, y un algoritmo de secado-mojado robusto; las mallas de cálculo pueden ser estructuradas y no estructuradas hasta con ocho lados (HEC-RAS, 2016a; HEC-RAS, 2016b). En este trabajo se utilizó el módulo correspondiente al cálculo de flujo bidimensional horizontal con las ecuaciones de Saint Venant y el modelo de turbulencia parabólico.

Mediante RAS Mapper se define la zona de estudio y se elabora la malla de cálculo (tipo, tamaño y número de elementos); posteriormente se imponen las condiciones hidráulicas, iniciales y de contorno, finalmente se definen los datos de cálculo.

Iber

Iber es un modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo a superficie libre, morfodinámica, procesos de transporte y hábitat en ríos y estuarios, desarrollado a partir de la colaboración del Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidade da Coruña), del Grupo de Ingeniería Matemática (Universidade de Santiago de Compostela), del Instituto Flumen (Universitat Politècnica de Catalunya y Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria) y promovido por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (Bladé *et al.*, 2014b). Consta de diferentes módulos acoplados, entre ellos, los módulos de hidrodinámica y de turbulencia, los cuales se emplean en este trabajo.

El módulo de hidrodinámica resuelve las ecuaciones bidimensionales de aguas poco profundas promediadas en la profundidad (SWE) para calcular la profundidad del agua y los dos componentes horizontales de la velocidad (Bladé *et al.*, 2014b); en el módulo de turbulencia se incluyen varios modelos, uno es el de tipo Boussinesq, otro es el promediado en la profundidad para calcular los esfuerzos de corte turbulentos (Cea, Puertas, & Vázquez-Cendón, 2007), y también el modelo $k - \varepsilon$ (Rastogi & Rodi, 1978). Estas ecuaciones se resuelven con

un método de volúmenes finitos de tipo explícito en el tiempo sobre mallas estructuradas y/o no estructuradas con elementos de 3 y/o 4 lados (Bladé *et al.*, 2014b). El preproceso de los datos y posproceso de los resultados se realiza mediante la herramienta GiD (CIMNE, 2009).

En el preproceso de datos, mediante la interfaz de GiD se elabora la geometría de la zona de estudio, y se imponen las condiciones hidráulicas, condiciones iniciales y de contorno; posteriormente se define el tipo, tamaño y número de elementos (malla de cálculo), y por último se determinan los datos de cálculo.

Telemac-Mascaret

El sistema Telemac-Mascaret en su versión 2DH permite aproximar una solución a las ecuaciones de flujo a superficie libre promediadas en la profundidad (Hervouet, 2007). Se basa esencialmente en la técnica de elementos finitos y permite determinar magnitudes hidráulicas que son dependientes de la geometría. El dominio de cálculo se discretiza con elementos triangulares, y el cálculo lo desarrolla en cada nodo de la malla; también permite incorporar los efectos de la turbulencia mediante el modelo $k - \varepsilon$ (Rastogi & Rodi, 1978); cuenta con módulos adicionales

como lo son calidad del agua y transporte de sedimentos, entre otros (EDF-R&D, 2016).

En la etapa de preproceso se construye la geometría del modelo (canal curvo) y se establecen las condiciones de frontera; para esto se emplea la herramienta Blue Kenue (CHC, 2011), con la que se realiza el preproceso y posproceso. Las ecuaciones de flujo y de turbulencia se resuelven de forma modular con el método de pasos fraccionados: primero se calcula la advección con el método de las características, luego la propagación y la difusión (incluida la turbulencia) y los términos fuente en las ecuaciones dinámicas, aunque existen recomendaciones para implementar los esquemas numéricos (Hervouet, 2007).

En los tres modelos, las ecuaciones 2DH consideran la hipótesis de distribución de presión hidrostática y velocidad uniforme en la profundidad del agua,; estas hipótesis son bien aceptadas en la aplicación en la ingeniería de ríos.

Resultados

La discretización del canal curvo con HEC-RAS se realizó con 23 559 elementos de 4 y 5 lados con longitud, y área promedio de 0.009 m y 0.818 cm², respectivamente; en Iber con 1 277 640 elementos de cuatro lados con longitud de 0.001-0.0015 m y área promedio de 0.015 cm², respectivamente; y con Telemac-Mascaret con 153 149 elementos de tres lados con longitud de 0.001-0.005 m y área promedio de 0.0126 cm², respectivamente. El tipo de malla utilizado en cada modelo se indica en la Tabla 4.

Tabla 4. Datos de cálculo.

Modelo	Tipo de malla	Núm. de elementos	Modelo de turbulencia	CFL	Δt (s)
HEC-RAS	Estructurada	23 559	Parabólico	-	0.10
Iber	Estructurada	1 277 640	k- ϵ	0.45	0.00016- 0.0019
Telemac-Mascaret	No estructurada	153 149	k- ϵ	0.10	0.0015

En los tres modelos se usó como condición inicial una profundidad de 0.149 m; en la condición de contorno de entrada un caudal de 0.0105 m³/s y de salida un tirante de 0.149 m. La fricción del fondo y las paredes

se consideró mediante un único coeficiente de fricción de Manning de $0.011 \text{ s/m}^{1/3}$; dicho parámetro se empleó para calibrar los modelos, esto es, se propusieron distintos valores del coeficiente de fricción de Manning hasta obtener las diferencias mínimas entre los valores de velocidad calculada y medida. Con respecto al incremento de tiempo de cálculo en HEC-RAS se utilizó el mínimo permitido de 0.10 s, en Iber y Telemac-Mascaret, los determinados por la condición de Courant-Friedrichs-Levy (CFL), que corresponden a 0.0016 s-0.00019 s y 0.0015 s, respectivamente. El modelo de turbulencia utilizado en cada modelo se muestra en la Tabla 4.

Con las condiciones anteriores se realizó el cálculo hasta alcanzar las condiciones de flujo permanente, lo cual se logró con un tiempo de seis minutos; de esta forma, los tiempos de cálculo fueron de 10 minutos con HEC-RAS, en un equipo de cómputo con un procesador Intel Core i7-4770, 3.4 GHz, 16 GB de RAM; de 35.38 horas con Iber en un tarjeta gráfica GeForce GTX 650 Ti de un equipo de cómputo con un procesador Intel Core i7-4770, 3.4 GHz, 16 GB de RAM; en el sistema Telemac, la optimización del proceso de cálculo distribuido se desarrolló en un clúster con 24 núcleos de procesamiento AMD, distribución CentOS, versión 6.9, arquitectura de 64 bits; para el cálculo en paralelo se utilizó la interfaz de envío de mensajes (MPI), que permite el intercambio de mensajes entre los procesadores (Gropp, Lusk, & Skjellum, 2014) y METIS, que realiza la distribución de la malla entre el número de procesadores, permitiendo que el número de elementos de la malla sea el mismo para cada procesador y así minimizar el número de elementos adyacentes, esto con

el objetivo de equilibrar el cálculo entre los procesadores (Karypis, 2013), por lo que el tiempo de cálculo fue de 3.67 horas.

En la Figura 2 se presenta la comparación de los resultados calculados con los datos medidos. En cada ilustración, el eje de las abscisas corresponde a los componentes de la velocidad \bar{u} (izquierda) y \bar{v} (derecha) adimensionalizadas con la velocidad media de la sección S1 (velocidad de referencia); el eje de las ordenadas corresponde a la ubicación en planta del punto de medición adimensionalizada con el ancho total de la sección transversal del canal.

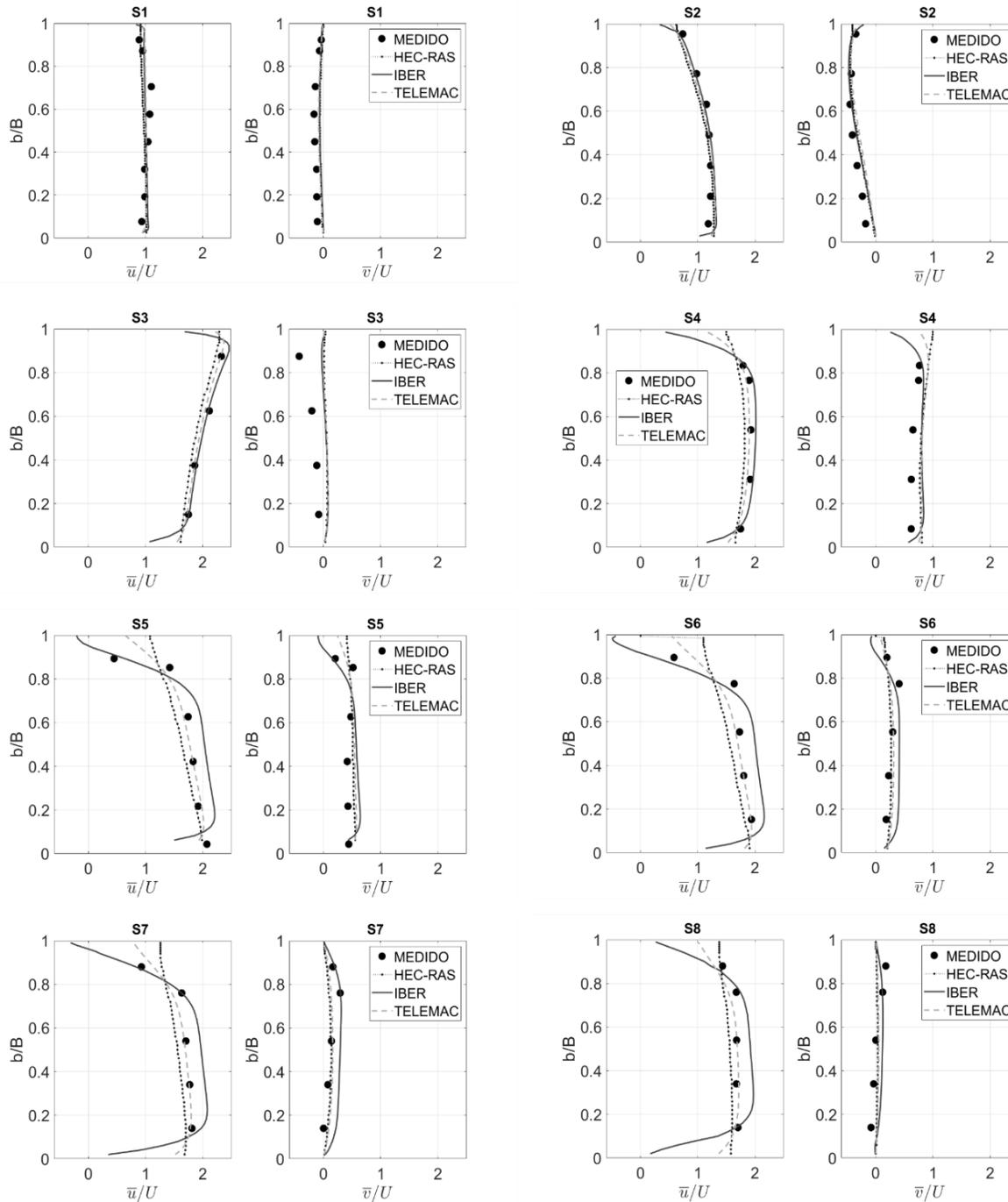


Figura 2. Comparación numérico-experimental de los componentes horizontales de la velocidad.

Además, para profundizar en la comprensión de la hidrodinámica del fenómeno que se presenta entre las secciones S3 y S7, se presentan los campos de los componentes de la velocidad adimensionalizados con la velocidad media de la sección S1 (velocidad de referencia) \bar{u}/U_{S1} (Figura 3a) y \bar{v}/U_{S1} (Figura 3b); la magnitud y gradiente de la velocidad (Figura 4), que permite mostrar el desarrollo de la capa de corte; la energía cinética de la turbulencia (Figura 5) y el número de Reynolds (Figura 6); todos ellos calculados por el modelo Telemac-Mascaret.

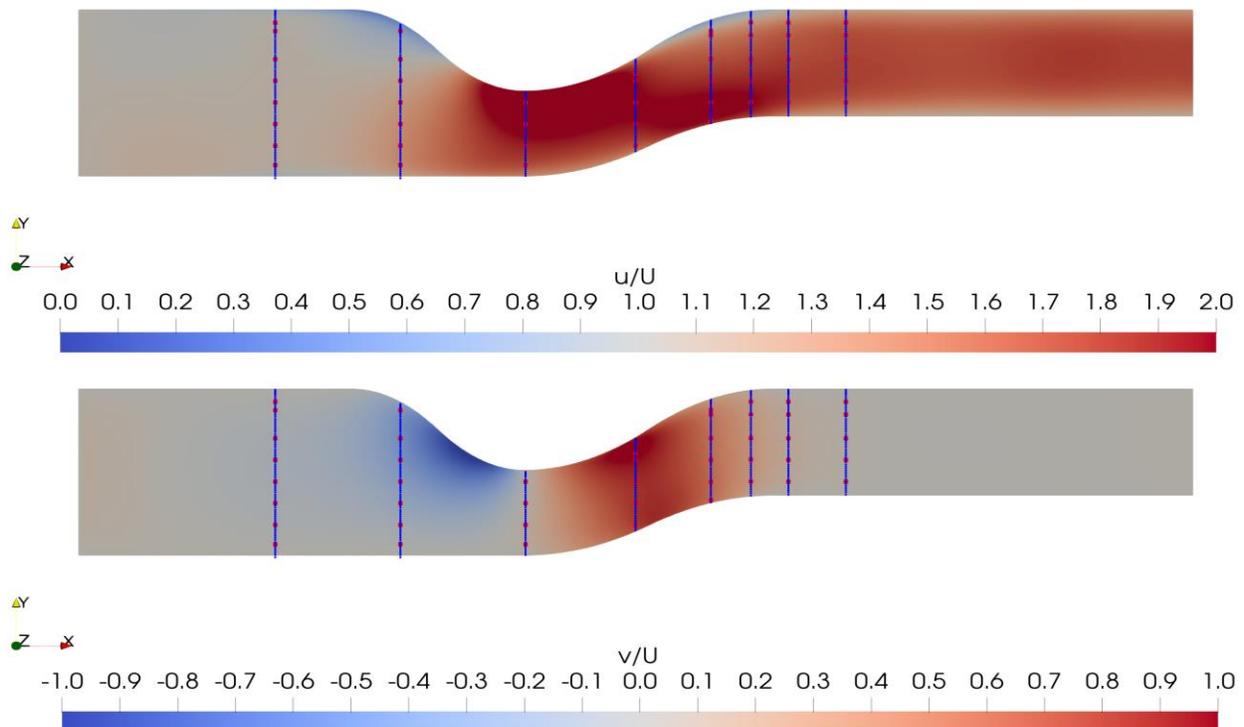


Figura 3. Campos de los componentes de la velocidad.

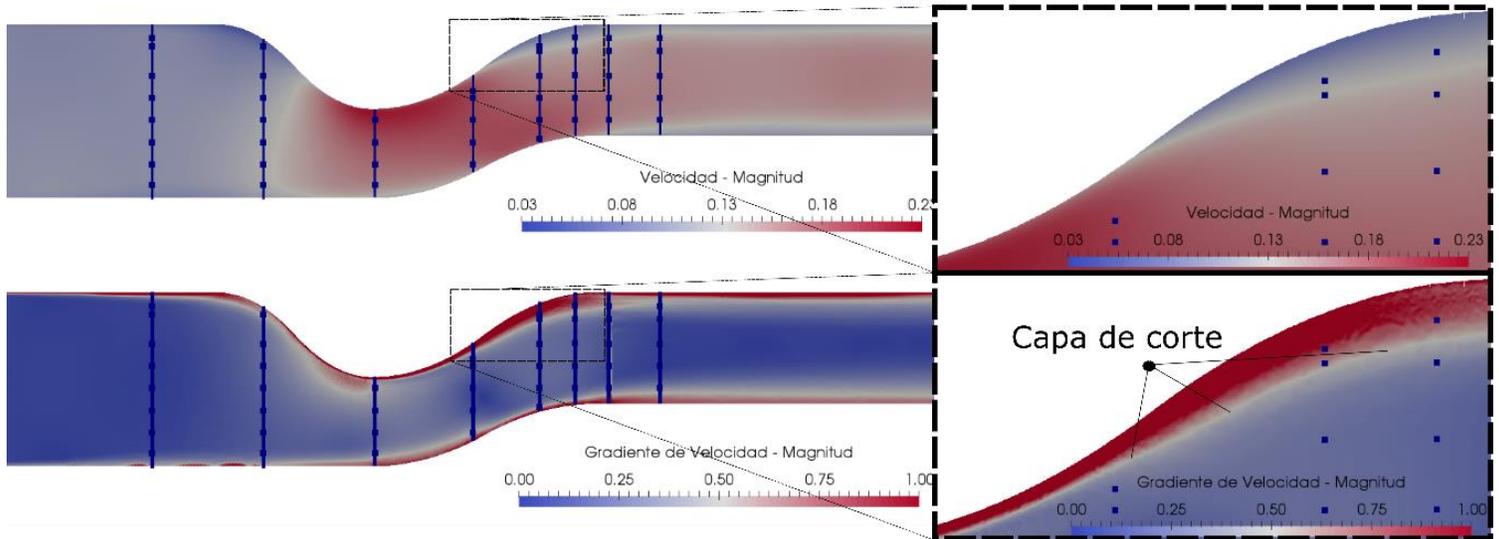


Figura 4. Magnitud y gradiente de la velocidad.

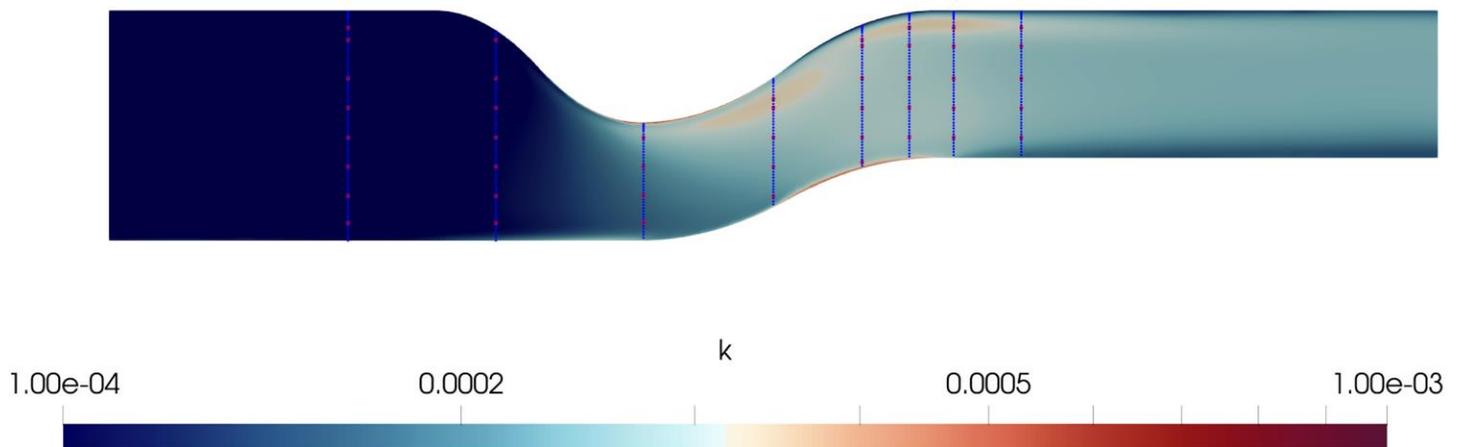


Figura 5. Energía cinética de la turbulencia.

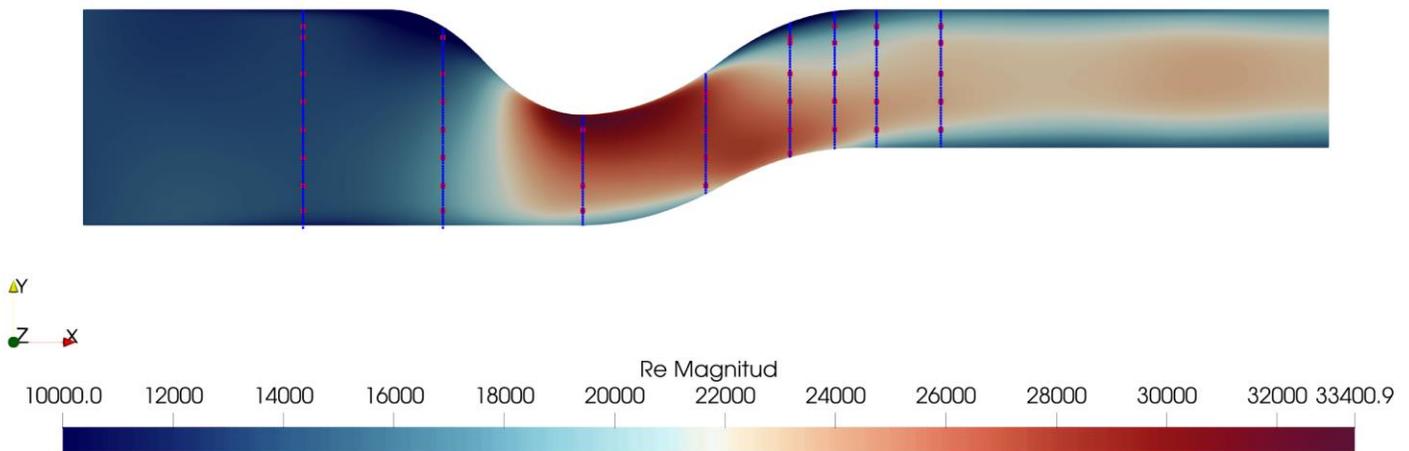


Figura 6. Número de Reynolds.

Análisis y discusión de resultados

De forma general, los resultados calculados con los modelos empleados siguen la tendencia de los valores medidos. Así, en las primeras dos secciones (S1 y S2), los valores medidos y calculados son similares; en cambio, en las siguientes dos secciones (S3 y S4), dicha similitud se

mantiene solamente en el componente \bar{u} de la velocidad, dado que en el componente \bar{v} , los tres modelos tienen un comportamiento distinto a los valores medidos. En las últimas cuatro secciones transversales, a pesar de que los valores calculados siguen la tendencia de los valores medidos, existe mayor dispersión de éstos, pero los resultados fueron ligeramente mejores que los reportados por Jiménez y Berezowsky (2004). En todas las secciones transversales se observa que los resultados del modelo Telemac-Mascaret siempre se encuentran entre los resultados de HEC-RAS e Iber; con HEC-RAS se obtienen valores menores a los medidos en la margen derecha y mayores en la margen izquierda; en cambio, con Iber, el comportamiento de los valores es a la inversa, presumiblemente debido a que trata de adaptarse al perfil de velocidades cerca de las paredes; en dichos resultados no se percibe una mejora debido al aumento del número de elementos, lo cual es compatible con los resultados reportados por Ghamry y Steffler (2005) en canales curvos.

Con la finalidad de conocer el desempeño de cada uno de los modelos empleados se realizó un análisis de errores entre los valores medidos y calculados. Determinar la diferencia de la comparación numérico-experimental es una tarea compleja, ya que siempre existen errores innatos en el proceso de medición y los asociados con la calibración de los modelos, la instrumentación y/o los equipos de medición. Aunado a lo anterior, se encuentran los procesos hidráulicos y turbulentos que intervienen en el comportamiento del flujo, recordemos que actualmente la turbulencia sigue siendo un fenómeno sin resolver.

Por otra parte, la medición de una variable disminuye la incertidumbre sobre su comportamiento siempre y cuando se sigan ciertos criterios, con el objetivo de minimizar los distintos tipos de errores; al tener un registro en el tiempo de su comportamiento y al procesar dicha información, se puede tener en cuenta qué parte del registro de medición es aceptable y cuál no mediante parámetros de calidad (SNR y COR).

De esta forma, con la finalidad de determinar la aproximación que ofrece cada uno de los modelos numéricos, se plantea un análisis de regresión lineal simple con el fin de estimar la relación entre la velocidad medida y la calculada por los modelos numéricos utilizados. Partiendo desde el punto de vista de que en las mediciones se pueden presentar distintos tipos de errores innatos en el proceso de medición y que los modelos numéricos son aproximaciones a la solución de ecuaciones, en este caso en particular 2DH o SWE, y que no son una solución exacta del comportamiento de un flujo a superficie libre, y adicionalmente a la hipótesis de que la variación del comportamiento de la distribución de velocidades en la vertical puede ser reemplazada por un promedio, se puede establecer la relación indicada.

En la Figura 7 se presenta dicho análisis para los 45 puntos de medición de las tres variables de la velocidad (\bar{U} , \bar{u} y \bar{v}); los resultados se presentan adimensionalizados como: $\bar{U}_{med} = \frac{|\bar{U}|_{medida}}{U_{S1}}$, $\bar{U}_{cal} = \frac{|\bar{U}|_{calculada}}{U_{S1}}$, $\bar{u}_{x_{med}} = \frac{\bar{u}_{x_{medida}}}{U_{S1}}$, $\bar{u}_{y_{med}} = \frac{\bar{u}_{y_{medida}}}{U_{S1}}$, $\bar{u}_{x_{cal}} = \frac{\bar{u}_{x_{calculada}}}{U_{S1}}$, $\bar{u}_{y_{cal}} = \frac{\bar{u}_{y_{calculada}}}{U_{S1}}$. Con línea continua se representa la relación esperada (RE) considerada como óptima, la cual indica que la velocidad medida debe ser igual a la velocidad

calculada o viceversa; los puntos corresponden a la relación entre la velocidad medida y la calculada (RMC); finalmente, se determina y se muestra la correlación existente mediante regresión lineal simple con línea discontinua (RL) y su correspondiente coeficiente de correlación (R), que permite determinar la bondad de ajuste del modelo de regresión (Menhenhall, Beaver, & Beaver, 2010). En la Tabla 5 se presentan los coeficientes de correlación R.

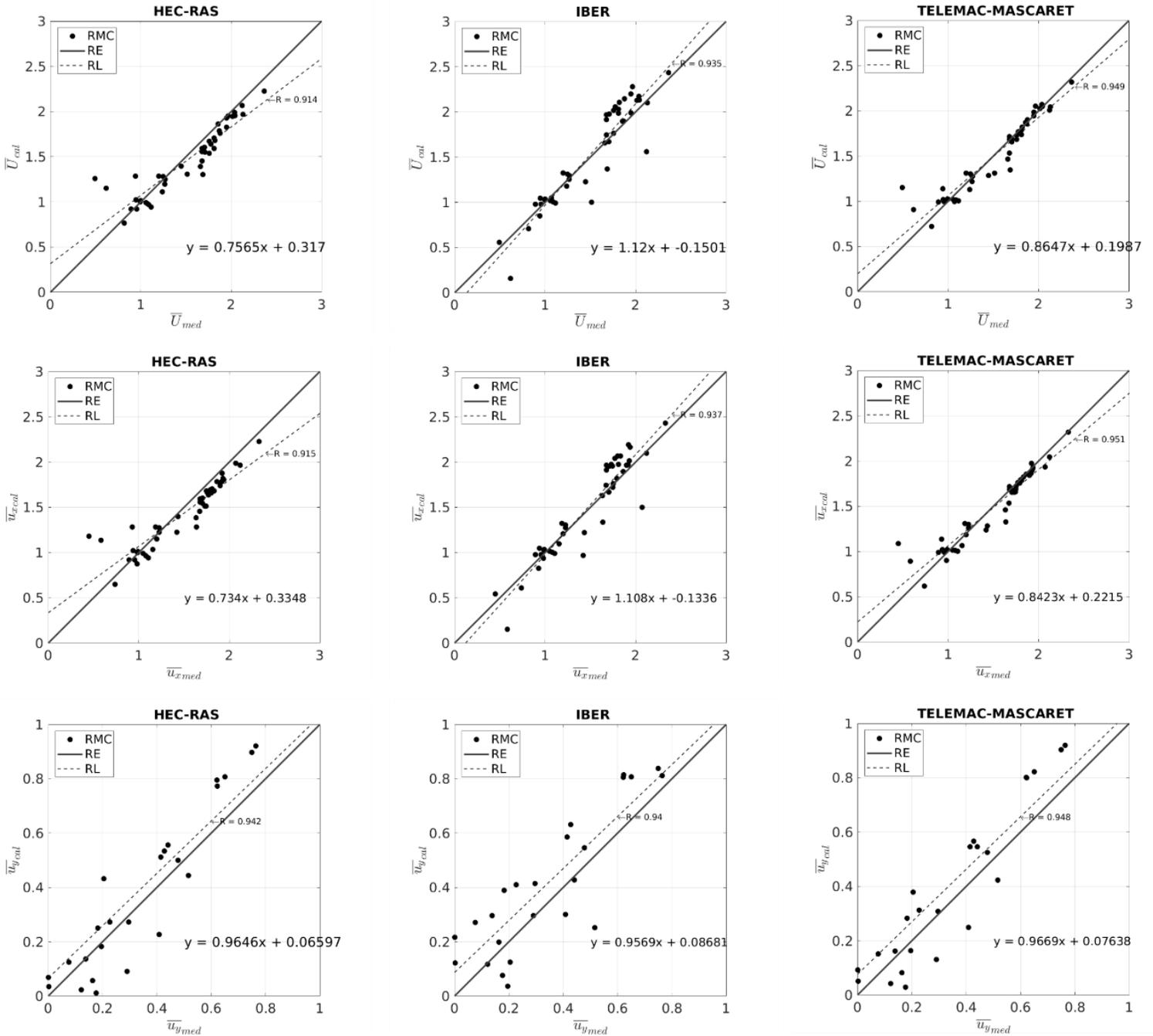


Figura 7. Modelos de regresión lineal.

Tabla 5. Coeficientes de correlación para los 45 puntos de medición.

Modelo/variable	$R_{\bar{y}}$	$R_{\bar{u}}$	$R_{\bar{v}}$
HEC-RAS	0.914	0.915	0.942
Iber	0.935	0.937	0.940
Telemac-Mascaret	0.949	0.951	0.948

A partir del análisis anterior, se observa que los menores valores de correlación corresponden a HEC-RAS, mientras que los mayores a Telemac-Mascaret; en cambio, Iber está muy cerca del valor medio, aunque para fines ingenieriles los tres modelos son aceptables.

El procedimiento descrito anteriormente también se realizó para los puntos de medición de las tres variables de la velocidad de cada sección; los coeficientes de correlación se presentan en la Tabla 6. De forma particular se destaca que con los tres modelos en la sección S1 se presentan las menores correlaciones, siendo muy bajas para la magnitud de la velocidad y los componentes; al revisar los ajustes en esta sección se observa que los modelos tienden a subestimar para una velocidad mayor a la unidad y sobreestimar para una velocidad menor a la unidad, esto tiene que ver con el proceso de remover la velocidad media, ya que con ello quedan pequeñas fluctuaciones que no tienden a ajustarse a un modelo lineal con una recta a 45° sino más bien a una recta horizontal con una ordenada al origen muy cercana a la unidad, además es la sección

en la cual se determina la velocidad de referencia; la siguiente sección con menor coeficiente de correlación con los tres modelos corresponde a la sección S5. También se observa que con HEC-RAS se obtienen coeficientes de correlación bajos en el componente de velocidad \bar{v} .

Tabla 6. Coeficientes de correlación para los puntos de cada sección de medición.

Mod.	HEC-RAS			Iber			Telemac-Mascaret		
	\bar{U}	\bar{u}	\bar{v}	\bar{U}	\bar{u}	\bar{v}	\bar{U}	\bar{u}	\bar{v}
S1	0.101	0.085	-0.896	0.023	0.023	0.002	0.378	0.378	0.292
S2	0.925	0.899	0.467	0.959	0.959	0.935	0.938	0.938	0.920
S3	0.995	0.995	0.985	0.992	0.992	0.992	0.995	0.995	0.995
S4	0.950	0.802	0.103	0.981	0.981	0.976	0.985	0.985	0.952
S5	0.822	0.820	0.660	0.819	0.819	0.818	0.890	0.890	0.889
S6	0.822	0.815	0.878	0.965	0.965	0.964	0.920	0.920	0.918
S7	0.832	0.829	0.581	0.979	0.979	0.978	0.942	0.942	0.941
S8	0.791	0.791	0.478	0.873	0.873	0.874	0.917	0.917	0.917

La comparación numérico-experimental es aceptable si el coeficiente de correlación tiende a 1 o -1, y en la sección S5 es menor que 0.9; en la margen izquierda de la sección S5 en las pruebas del laboratorio se observó una zona de recirculación intermitente; se determinó que corresponde a una zona de separación del flujo y de inicio de remolinos que se propagan aguas abajo, por lo tanto, una razón para la baja correlación.

Por otra parte, la forma en planta del canal (curvatura compuesta y ancho variable) provoca un comportamiento particular del flujo, propio de ríos meandriiformes. Así, la disminución del ancho del canal de 0.78 m (S1) a 0.40 m (S3) por la presencia de la curva cóncava-convexa en la margen izquierda del canal primero genera la disminución del componente de la velocidad \bar{u} (Figura 3a) y velocidades negativas en el componente \bar{v} (Figura 3b) en las inmediaciones de la sección S2. En la sección S3 el flujo se acelera y la velocidad en el componente \bar{u} aumenta; se mantiene hasta la sección S7 (Figura 3a). La curva convexa-cóncava que permite la expansión del ancho del canal de 0.40 a 0.50 m en la margen izquierda (S3 a S7) presenta una expansión no simétrica que ocasiona un aumento del componente de la velocidad \bar{v} (Figura 3b) y una disminución del componente de la velocidad \bar{u} (Figura 3a), esto es, un gradiente de velocidades entre las secciones S5 a S7 (Figura 4b), comportamiento que los modelos empleados no pueden reproducir.

Profundizando en la misma dirección, el gradiente de velocidades (Figura 4b) genera el desarrollo de una capa de corte (velocidades menores que las del flujo principal), indicada por una delgada curva en la

Figura 4b; el flujo entre la pared izquierda y la capa de corte es altamente turbulento y presenta velocidades bajas, comparadas con las velocidades del flujo principal (Figura 4a) y separación de flujo (color rojo en la Figura 4b); estos procesos hidráulicos son analizados en este trabajo en 2D, pero en esencia son en 3D, por lo que las fluctuaciones de la velocidad (u' y v') aumentan y, por lo tanto, se ve reflejado en la energía cinética de la turbulencia (k) (Figura 6), principalmente en la margen izquierda entre las secciones S5-S7; zona en donde los valores de la velocidad calculados difieren de los valores medidos.

Finalmente, el comportamiento del número de Reynolds, que permite establecer y comprender la importancia de la relación de las fuerzas de inercia (aceleración) y las fuerzas viscosas (fricción) (Çengel & Cimbala, 2010), muestra la aceleración del flujo al considerar que las variaciones en las fuerzas viscosas son pequeñas, ello también indica que los efectos de la rugosidad de la pared son despreciables.

Conclusiones y recomendaciones

En este trabajo se realizó la comparación numérico-experimental de los componentes de la velocidad y su magnitud en una canal rectangular con curvatura horizontal compuesta y los calculados con tres sistemas de modelación matemática bidimensional de uso libre más empleados en la práctica en la ingeniería de ríos para el cálculo de la hidrodinámica y la turbulencia.

Del análisis de errores realizado de los 45 puntos de medición se determina que los tres modelos tienen un comportamiento similar y aceptable, con una aproximación promedio de las tres variables de velocidad superior al 93 %, siendo Telemac-Mascaret (94.9 %) el que se aproxima ligeramente mejor, después Iber (93.7 %) y finalmente HEC-RAS (92.4 %) en este trabajo. Sin embargo, al evaluar las variables de la velocidad por sección, la aproximación en el componente \bar{v} con HEC-RAS disminuye hasta 40.7 %, mientras que Iber presenta una aproximación del 81.7 % y Telemac-Mascaret del 85.3 %.

Al observar los campos de los componentes de velocidad se determina que \bar{u} aumenta poco antes de la sección S3, no se presenta de manera uniforme a lo ancho de la sección y se concentra principalmente en la margen izquierda, después el núcleo de máxima velocidad pasa de la MI a la MD (secciones S3 a S5); para el componente \bar{v} , la velocidad máxima se concentra cerca de la MI en la sección S5, y la mínima en la misma margen entre las secciones S2 y S3.

El número de Reynolds indica un flujo turbulento. Si se considera que la variación de la longitud característica es similar en todo el canal y la variación de la viscosidad es pequeña permite observar la aceleración

del flujo. Así se identifica una zona cerca de la margen izquierda en donde la relación es menor, es decir, el flujo se desacelera sobre la margen izquierda entre las secciones S4 a la S8. También se determina el desarrollo de la capa de corte con el gradiente de velocidades del flujo (Figura 4b). Esta capa afecta la distribución del flujo después de la sección S4, ocasionando que el flujo principal se desvíe hacia el centro y a la MD del canal, concentrando el núcleo de velocidad máxima en esta margen. La zona entre la MI y la capa de corte es una zona de separación de flujo, producto de la expansión gradual en el ancho del canal, lo que permite el desarrollo de flujos secundarios, ya que al disminuir la velocidad \bar{u} , y aunque el número de Reynolds disminuye dentro de esta zona, la energía cinética de la turbulencia (k) aumenta; con base en lo anterior, una de las conclusiones importantes es que esta zona no puede ser reproducida por los modelos numéricos basados en la hipótesis de Saint Venant, y esto lo demuestra la comparación numérico-experimental de las velocidades mostradas en la Figura 2, en los puntos localizados cerca de la MI entre las secciones S5-S8.

En general, la hidrodinámica del canal con la geometría presentada —calculada por los modelos numéricos empleados— tiene en promedio una aproximación superior al 93 %, siguiendo la hipótesis de que el campo de velocidades localizado a 0.6 de la profundidad del flujo, que para fines de aplicación ingenieril resulta aceptable. La zona de menor aproximación (margen izquierda de las secciones S4-S7) pone en duda la hipótesis 2DH, dado que es mucho más compleja de reproducir y el modelo numérico no es el adecuado. Sin embargo, este fenómeno es importante, pues la expansión puede afectar de forma considerable la redistribución del flujo,

sobre todo en estructuras hidráulicas, que es en donde se debe tener un control adecuado del flujo, por lo que el análisis presentado debe ser considerado en el diseño. Por su parte, la aplicación de este análisis en ríos meandriiformes también plantea una línea de investigación debido a los efectos en la migración de las márgenes al recibir la incidencia del flujo en ellas, al igual que el fenómeno de transporte de sedimentos, y la interacción de la evolución del fondo y la adaptación del flujo, lo que sin duda modifica su comportamiento.

Finalmente, se recomienda ampliar las mediciones con un mayor número de puntos, medir a distintas profundidades y ampliar a la zona que no es reproducible en este trabajo, con la finalidad de mejorar el conocimiento del comportamiento del flujo en canales curvos; esto, con el objetivo de adentrarse en las líneas de investigación planteadas.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo de la Dirección General de Cómputo y de Tecnologías de Información y Comunicación (DGTIC) de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), por los recursos de supercómputo para el desarrollo de los cálculos numéricos asignados bajo el proyecto LANDCAD-UNAM-DGTIC-389, y al Departamento de Sistemas Linux y Súper Cómputo de la Secretaría de Telecomunicaciones e Informática del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Referencias

- Abad, J. D., Frias, C. E., Buscaglia, G. C., & Garcia, M. H. (2013). Modulation of the flow structure by progressive bedforms in the Kinoshita meandering channel. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(13), 1612-1622. DOI: 10.1002/esp.3460
- Abad, J. D., & Garcia, M. H. (2006). Hydrodynamics in Kinoshita-generated meandering bends: Importance for river-planform evolution. *River, Coastal and Estuarine Morphodynamics: RCEM 2005-Proceedings of the 4th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*, Urbana, USA, 2(1), 761-771.
- Abad, J. D., & Garcia, M. H. (2009). Experiments in a high-amplitude Kinoshita meandering channel: 1. Implications of bend orientation on mean and turbulent flow structure. *Water Resources Research*, 45(2). DOI: 10.1029/2008WR007016.
- Anderson, S., & Lohrmann, A. (1995). *Open water test of the SonTek acoustic Doppler velocimeter*. St. Petersburg, FL, USA: Proceedings of the IEEE Fifth Working Conference on Current Measurement, 188-192. DOI:10.1109/ccm.1995.516172
- Bladé, E., Cea, L., & Corestein, G. (2014a). Modelización numérica de inundaciones fluviales. *Ingeniería del Agua*, 18(1), 71-82.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M. E., Dolz, J., & Coll, A. (2014b). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería*, 30(1), 1-

10. DOI: 10.1016/j.rimni.2012.07.004

Bombar, G., Elçi, Ş., Tayfur, G., Güney, M. Ş., & Bor, A. (2011). Experimental and numerical investigation of bed-load transport under unsteady flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(10), 1276-1282. DOI: 10.1061/(asce)hy.1943-7900.0000412

Cea, L., Puertas, J., & Vázquez-Cendón, M. E. (2007). Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 14(3), 303-341. DOI:10.1007/s11831-007-9009-3

Çengel, Y. A., & Cimbala, J. M. (2010). *Fluid mechanics. Fundamentals and applications*. New York, USA: McGrawHill.

CHC, Canadian Hydraulics Centre. (2011). *Blue Kenue Reference manual*. Ontario, Canada: Canadian Hydraulics Centre, National Research Council.

CIMNE, Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria. (2009). *GiD. The universal, adaptative and user friendly pre and postprocessing system for computer analysis in science and engineering. Reference manual*. Recuperado de <http://www.gidhome.com>

Da-Silva, A. M. F., El-Tahawy, T., & Tape, W. D. (2006). Variation of flow pattern with sinuosity in sine-generated meandering streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(10), 1003-1014. DOI: 10.1061/(asce)0733-9429(2006)132:10(1003)

EDF-R&D. (2016). *Telemac modelling system. 3D hydrodynamics. Operating manual (release 7.1)*. Francia: EDF-R&D.

- Fennema, R. J., & Chaudhry, M. H. (1990). Explicit Methods for 2-D transient free surface flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(8), 1013-1034. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1990)116:8(1013)
- García, D. A., & Matamoros, H. (2019). Análisis y comparación de los resultados de la simulación de flujo de un modelo físico a escala con el modelo numérico utilizado por el software IBER 2D. *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería*, 114(2019), 77-85.
- Garcia, R., & Kahawita, R. A. (1986). Numerical solution of the St. Venant equations with MacCormack finite-difference Scheme. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 6(5), 259-274. DOI: 10.1002/flid.1650060502
- Ghamry, H. K., & Steffler, P. M. (2005). Two-dimensional depth-averaged modeling of flow in curved open channels. *Journal of Hydraulic Research*, 43(1), 44-55. DOI: 10.1080/00221680509500110
- Gropp, W., Lusk, E., & Skjellum, A. (2014). *Using MPI: Portable parallel programming with the message-passing interface* (3rd ed.). Cambridge, USA: The MIT Press.
- Guo, J. (2017). Exact procedure for Einstein-Johnson's sidewall correction in open channel flow. *Journal Hydraulic Engineering*, 143(4), 06016027. DOI: 10.1061/(asce)hy.1943-7900.0001260
- Hafnaoui, M. A., & Debabeche, M. (2020). Numerical modeling of the hydraulic jump location using 2D Iber software. *Modeling Earth Systems and Environment*. DOI: 10.1007/s40808-020-00942-3
- HEC-RAS. (2016a). *2D Modelling user's manual. River Analysis System* (version 5.0). Davis, USA: Hydrologic Engineering Center, Institute

- for Water Resources, U. S. Army Corps of Engineers.
- HEC-RAS. (2016b). *Hydraulic reference manual. River Analysis System* (version 5.0). Davis, USA: Hydrologic Engineering Center, Institute for Water Resources, U. S. Army Corps of Engineers.
- HEC-RAS. (2016c). *User's manual. River Analysis System* (version 5.0). Davis, USA: Hydrologic Engineering Center, Institute for Water Resources, U. S. Army Corps of Engineers.
- Hervouet, J. M. (2007). *Hydrodynamics of free surface flows: Modelling with the finite element method*. Chichester, England: John Wiley and Sons, Ltd. DOI: 10.1002/9780470319628
- Horritt, M. S., Di-Baldassarre, G., Bates, P. D., & Brath, A. (2007). Comparing the performance of a 2-D finite element and a 2-D finite volume model of floodplain inundation using airborne SAR imagery. *Hydrological Processes*, 21(20), 2745-2759. DOI: 10.1002/hyp.6486
- Jiménez, A. A., & Berezowsky, M. (2004). *Modelación del flujo bidimensional horizontal con coordenadas curvilíneas generales* (SID 641). Ciudad de México, México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Kalkwijk, J. P. T., & De-Vriend, H. J. (1980). Computation of the flow in shallow river bends. *Journal of Hydraulic Research*, 18(4), 327-342. DOI: 10.1080/00221688009499539
- Karypis, G. (2013). *METIS. A software package for partitioning unstructured graphs and computing fill-reduced orderings of sparse matrices* (version 5.1.0.). Minneapolis, USA: Department of Computer Science & Engineering, University of Minnesota.

- Kaveh, K., Reisenbüchler, M., Lamichhane, S., Liepert, T., Nguyen, N. D., Bui, M. D., & Rutschmann, P. (2019). A comparative study of comprehensive modeling systems for sediment transport in a curved open channel. *Water (Switzerland)*, 11(9). DOI: 10.3390/w11091779
- Knight, D. W. (2014). River hydraulics - A view from midstream. *Journal of Hydraulic Research*, 52(1), 138-139. DOI: 10.1080/00221686.2013.855270
- Kraus, N. C., Lohrmann, A., & Cabrera, R. (1994). New acoustic meter for measuring 3D laboratory flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 120(3), 406-412. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1994)120:3(406)
- Lane, S. N., Biron, P. M., Bradbrook, K. F., Butler, J. B., Chandler, J. H., Crowell, M. D., McLelland, S. J., Richards, K. S., & Roy, A. G. (1998). Three-dimensional measurement of river channel flow processes using acoustic Doppler velocimetry. *Earth Surface Processes and Landforms*, 23(13), 1247-1267. DOI: 10.1002/(SICI)1096-9837(199812)23:13<1247::AID-ESP930>3.0.CO;2-D
- Lohrmann, A., Cabrera, R., & Kraus, N. C. (1994). Acoustic-Doppler velocimeter (ADV) for laboratory use. *Proceedings of the Symposium on Fundamentals and Advancements in Hydraulic Measurements and Experimentation* (pp. 351-365), ASCE, Buffalo, USA.
- López, F., & Garcia, M. H. (2001). Mean flow and turbulence structure of open-channel flow through non-emergent vegetation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(5), 392-402. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2001)127:5(392)
- Luo, E. C. R. (2013). Hydrodynamic characteristics of expanded channels

with their applications -the state-of-the-art. *American Journal of Civil Engineering*, 1(1), 31-40. DOI: 10.11648/j.ajce.20130101.15

McLelland, S. J., & Nicholas, A. P. (2000). A new method for evaluating errors in high-frequency ADV measurements. *Hydrological Processes*, 14(2), 351-366. DOI: 10.1002/(sici)1099-1085(20000215)14:2<351::aid-hyp963>3.3.co;2-b

Menhenhall, W., Beaver, R. J., & Beaver, B. M. (2010). *Introducción a la probabilidad y estadística* (13^a ed.). México, DF, México: Cengage Learning.

Nikora, V., & Goring, D. (1998). ADV measurements of turbulence: Can we improve their interpretation? *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(6), 630-634. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1998)124:6(630)

Pinos, J., & Timbe, L. (2019). Performance assessment of two-dimensional hydraulic models for generation of flood inundation maps in mountain river basins. *Water Science and Engineering*, 12(1), 11-18. DOI: 10.1016/j.wse.2019.03.001

Rastogi, A. K., & Rodi, W. (1978). Predictions of heat and mass transfer in open channels. *Journal Hydraulics Division*, 104(3), 397-420.

Rousseau, Y. Y., Biron, P. M., & Van-de-Wiel, M. J. (2016). Sensitivity of simulated flow fields and bathymetries in meandering channels to the choice of a morphodynamic model. *Earth Surface Processes and Landforms*, 41(9), 1169-1184. DOI: 10.1002/esp.3885

Rozovskii, I. L. (1957). *Flow of water in bends of open channels*. Kiev, Ukraine: Academy of Sciences of the Ukrainian SSR.

- Ruonan, B., Liekai, C., Xingkui, W., & Danxun, L. (2016). Comparison of ADV and PIV measurements in open channel flows. *Procedia Engineering* (12th International Conference on Hydroinformatics (HIC 2016)-Smart Water for the Future), 154, 995-1001. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.588
- Shustikova, I., Domeneghetti, A., Neal, J. C., Bates, P., & Castellarin, A. (2019). Comparing 2D capabilities of HEC-RAS and LISFLOOD-FP on complex topography. *Hydrological Sciences Journal*, 64(14), 1769-1782. DOI: 10.1080/02626667.2019.1671982
- Song, C. G., Seo, I. W., & Kim, Y. D. (2012). Analysis of secondary current effect in the modeling of shallow flow in open channels. *Advances in Water Resources*, 41(2012), 29-48. DOI: 10.1016/j.advwatres.2012.02.003
- SonTek. (1997). *Pulse coherent Doppler processing and the ADV correlation* (November). San Diego, USA: SonTek Technical Note.
- Termini, D. (2009). Experimental observations of flow and bed processes in large-amplitude meandering flume. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(7), 575-587. DOI: 10.1061/(asce)hy.1943-7900.0000046
- Voulgaris, G., & Trowbridge, J. H. (1998). Evaluation of the acoustic doppler velocimeter (ADV) for turbulence measurements. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 15(1), 272-289. DOI: 10.1175/1520-0426(1998)015<0272:eotadv>2.0.co;2
- Wahl, T. L. (2000). Analyzing ADV data using WinADV. *Joint Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and*

Management, Minneapolis, USA. DOI: 10.1061/40517(2000)300

Wu, W., Wang, P., & Chiba, N. (2004). Comparison of five depth-averaged 2-D turbulence models for river flows. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 51(2), 183-200.

DOI: 10.24850/j-tyca-2022-01-02

Artículos

Simulación de las garantías de abastecimiento para las demandas de agua en Mexicali, B.C.

Simulation of the supply guarantee for the water demands in Mexicali, B.C.

Raymundo Rangel-Parra¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8984-8494>

Xan Neira², ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1141-6023>

Jorge Dafonte³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4305-1521>

¹Departamento de Ingeniería Agroforestal, Escuela Politécnica Superior, Universidad de Santiago de Compostela, Lugo, España, rangel.ray@hotmail.com

²Departamento de Ingeniería Agroforestal, Escuela Politécnica Superior, Universidad de Santiago de Compostela, Lugo, España, xan.neira@usc.es

³Departamento de Ingeniería Agroforestal, Escuela Politécnica Superior, Universidad de Santiago de Compostela, Lugo, España, jorge.dafonte@usc.es

Autor para correspondencia: Raymundo Rangel-Parra,
rangel.ray@hotmail.com

Resumen

En este trabajo de investigación se realiza un ejercicio de simulación para las garantías en las demandas de agua en Mexicali, considerando un escenario de control con periodo del 2005 al 2018 y un escenario futuro con proyección del 2020 al 2040. En dichas proyecciones se incluyen las reducciones en las entregas de agua a México estipuladas en el Acta 323 de la CILA. Se utilizó el *software* de gestión de recursos hídricos AQUATOOL, con el que se evaluaron las garantías en el abastecimiento de agua al escenario de control y al futuro, incluyendo también una nueva demanda industrial con una cantidad de hasta 20 Hm³ anuales. Se evaluó esta nueva demanda tanto en el escenario futuro como desde el periodo de control para simular qué podría haber pasado si hubiera existido previamente. El resultado muestra que hay ocasiones en que en el escenario de control se presentan algunos fallos en las garantías de abastecimiento. La actual situación de estrés y presión sobre los recursos hídricos, sumados a los efectos del cambio climático en la cuenca del río Colorado y en especial en la ciudad de Mexicali, hacen poco recomendable agregar nuevas demandas al sistema, ya que esto intensifica la competencia por los recursos hídricos.

Palabras clave: gestión de recursos hídricos, río Colorado, AQUATOOL, garantías de abastecimiento.

Abstract

In this research work, a simulation exercise is carried out for the guarantees in the water demands in Mexicali, considering a control scenario with period from 2005 to 2018 and a future scenario with projection from 2020 to 2040. In said projections the reductions in water deliveries to Mexico stipulated in Minute 323 of the IBWC are included. The AQUATOOL water resources management software has been used, with which the guarantees in the water supply to the control scenario and in the future have been evaluated, also including a new industrial demand with an amount of up to 20 Hm³ per year. This new demand was evaluated both in the future scenario and in the control period, to simulate what could have happened if it had existed previously. The result shows that there are occasions in the control scenario in which there are some failures in the supply guarantees. The current situation of stress and pressure on water resources, added to the effects of climate change, in the Colorado River basin and especially in the city of Mexicali, make it unwise to add new demands to the system, since this intensifies competition by water resources.

Keywords: Water resources management, Colorado river, AQUATOOL, supply guarantees.

Recibido: 07/10/2020

Aceptado: 02/12/2020

Introducción

El río Colorado llega a México entre los límites fronterizos de California y Arizona de EUA, por donde cruza el territorio mexicano entre las ciudades de Mexicali y San Luis Río Colorado. La imagen del río Colorado en el noroeste de México es la de un cauce seco desde hace más de 50 años. Sin embargo, el volumen de agua acarreado anualmente en el río Colorado en EUA varía alrededor de los 17 000 Hm³, pero toda el agua es controlada por un sistema de presas en el lado de EUA. Los recursos hídricos entre ambos países se gestionan a través de un Tratado de Aguas Internacionales (TAI), en donde se establece a que México le corresponden 1 850 Hm³ al año.

A raíz del TAI se crea la Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA) como un organismo binacional, multidisciplinario en el área técnico-diplomático, que funciona como base para la aplicación de los acuerdos que se realicen en las reuniones de la comisión y que quedan plasmados en las Actas. De 1889 a 2017 se han firmado 323 Actas. De esta manera, se desarrolla la gestión internacional del agua en la cuenca del río Colorado. Como parte del proceso de manejo adaptativo del río, ambos países acuerdan Actas que se anexan al TAI. Como lo comentan Hinojosa-Herta y Carrillo-Guerrero (2010), estas Actas contienen generalmente especificaciones o temas no incluidos en el cuerpo del

tratado per se, como la calidad del agua, implementación de proyectos de mantenimiento de la infraestructura hidráulica y más recientemente aspectos ambientales. En 2017, con la llamada Acta 323, se han establecido una serie de medidas y proyectos mediante un plan de contingencia e inversión para hacer frente a la escasez del recurso.

El río Colorado es la fuente de vida para el suroeste de Estados Unidos y el noroeste de México, pero presenta unas características particulares en la disponibilidad natural de los recursos hídricos. La cuenca transfronteriza del Colorado abarca un área de más de 630 000 km² en donde más del 85 % del volumen de agua disponible es captada en las montañas del estado de Colorado, en un área que cubre tan sólo el 15 % de la cuenca en total (Adler, 2007). El volumen de agua acarreado cada año en el río Colorado varía alrededor de los 17 000 Hm³; sin embargo, el 70 % del volumen anual fluye en la temporada de deshielo (mayo a julio) (Cohen & Henges-Jeck, 2001). El total de derechos de agua asignados en la cuenca del río Colorado (en ambos países) es de 21 586 Hm³/año (Luecke *et al.*, 1999), por lo que se tiene una sobreasignación de recursos hídricos de aproximadamente 27 %. En estas cantidades no se incluye o considera el caudal ecológico.

La importancia de la gestión en la cuenca hidrográfica del río Colorado es crítica al encontrarse en una región donde las precipitaciones son mínimas en la mayor parte de su territorio, altas temperaturas medias, y un crecimiento poblacional y económico continuo. Además, diversas investigaciones (Christensen, Wood, Voisin, Lerrenmaier, & Palmer, 2004; Ficklin, Stewart, & Maurer, 2013; USBR, 2016; Udall & Overpeck, 2017; Gautam & Mascaro, 2018) coinciden en que las

proyecciones de cambio climático causarán aumentos en la temperatura media anual, así como disminuciones en la precipitación y escorrentía.

Desde el año 2000, según los datos del United States Bureau of Reclamation (USBR, 2019a), los niveles de la presa Hoover (presa que se usa como nivel de referencia para clasificar la situación de los recursos hídricos en la cuenca) ubicada en el lago Mead, se encuentran por debajo de 327 msnm (2015-2016), considerándose como una condición de escasez. Esto dio origen a que en 2017 la CILA firmara el Acta 323, donde se establecen una serie de medidas y proyectos mediante un plan de contingencia e inversión para hacer frente a la escasez del recurso (CILA, 2017a).

La disponibilidad real del agua del río Colorado en México se realiza a través de la coordinación de la CILA de ambos países y en una agenda planificada con base en un Plan Anual de Operación (AOP, por sus siglas en inglés). La distribución real del agua año con año de la cuenca del Colorado para ambos países se fundamenta en la proyección oficial futura de disponibilidad que realiza el USBR. Se trata de un informe con un estudio de 24 meses con proyecciones para el 1° de enero de cada año. Las operaciones anuales resultantes para el lago Mead se informan en el AOP para los almacenamientos del río Colorado para el año siguiente (CILA, 2017b).

Actualmente disponemos de herramientas tecnológicas que permiten automatizar la simulación y la optimización, dos enfoques esenciales para el modelado de cuencas hidrográficas. Como lo mencionan McKinney, Cai, Rosegrant, Ringler y Scott (1999), en la

simulación el comportamiento de los recursos hídricos se simula en función de un conjunto de reglas que rigen las asignaciones de agua y la operación de la infraestructura, mientras que en la optimización las asignaciones se optimizan en función de una función objetiva y restricciones asociadas.

El objetivo que aborda este trabajo es el de realizar un ejercicio de simulaciones para analizar las garantías de abastecimiento de agua en las demandas en Mexicali, para un escenario de control y otro a futuro. Con esto se busca brindar una nueva perspectiva sobre cómo las herramientas tecnológicas disponibles son una ayuda esencial para la gestión de los recursos hídricos. Debido a que la disponibilidad real de agua del río Colorado a México se determinan cada año por el AOP del USBR, este trabajo únicamente funciona como un ejercicio para probar un *software* de gestión y planificación de recursos hídricos, analizar los resultados y su grado de realidad, así como para identificar los retos en la obtención de datos para el área de estudio de Mexicali y Baja California en específico.

Área de estudio

Mexicali es una ciudad con casi un millón de habitantes que se encuentra en el estado de Baja California (B.C.) al noroeste de México, en la frontera

con EUA. El clima es cálido seco, muy árido, con temperatura media anual de 22.3 °C y una muy baja precipitación anual estimada en 76.9 mm, lo que provoca una casi nula aportación natural de agua. Los recursos hídricos superficiales que llegan a Mexicali son sólo por el último tramo del recorrido del río Colorado, que varían entre el 80 y 90 % de los 1 850 Hm³ anuales del TAI.

El río Colorado llega desde EUA a México entre las ciudades de Mexicali y San Luis Río Colorado, como se muestra en la Figura 1. Otros elementos de importancia para la gestión de los recursos hídricos en el sistema de Mexicali son el Acueducto Río Colorado (ARCT) y la extensión del acuífero del Colorado. El ARCT entró en operación en el año de 1982, cumpliendo con la finalidad de abastecer de agua la demanda urbana de las otras ciudades del estado de Baja California, Tecate, Tijuana, Playas de Rosarito y recientemente también Ensenada.

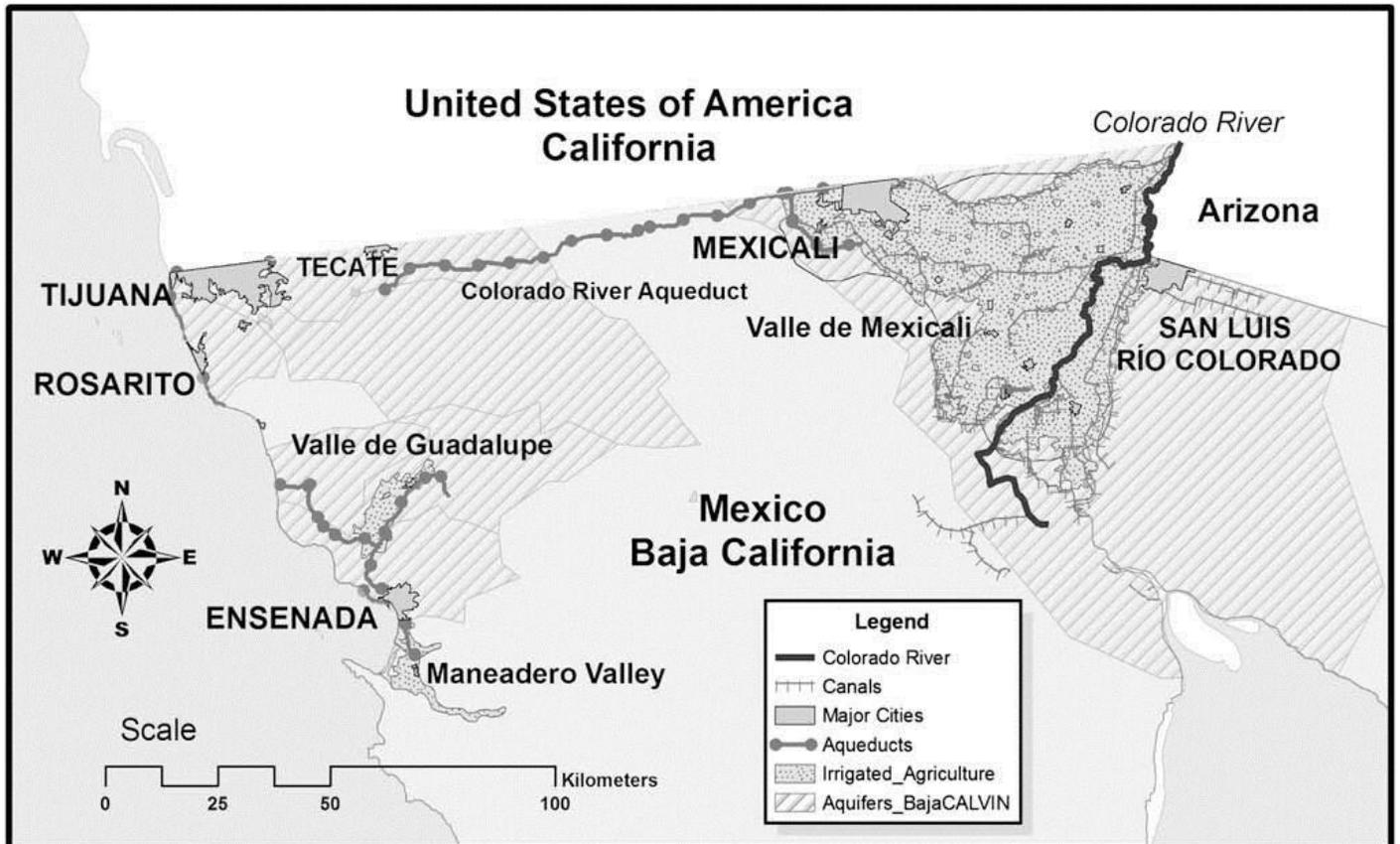


Figura 1. Tramo del río Colorado en la parte mexicana. Fuente: Medellín-Azuara, Mendoza-Espinosa, Lund, Harou y Howitt (2009).

Del volumen de agua del río Colorado acordado en el TAI se reciben 1 677.5 Hm³ anuales por el punto denominado Lindero Norte (LN) en la presa derivadora Morelos y 172.7 Hm³ por el punto denominado Lindero Sur (LS) en el Canal Sánchez Mejorada.

Respecto a los recursos subterráneos en la parte mexicana, al año se extrae agua con base en las concesiones de pozos federales (500 Hm³)

y particulares (200 Hm³) en los acuíferos 0210-Valle de Mexicali y 2601-San Luis Río Colorado, que forman parte del acuífero del Colorado. Asimismo, se tienen asignados volúmenes de agua subterránea para otras ciudades de B.C. (Tijuana, Tecate, Rosarito y Ensenada), que son enviadas por el Acueducto Río Colorado-Tijuana (ARCT) con una extracción de alrededor de 148.96 Hm³ anuales. Por lo tanto, también existe una sobre asignación de recursos subterráneos, al ser de 520 Hm³ la recarga anual del acuífero. Un aspecto importante es que actualmente no existe un tratado de aguas subterráneas entre México y EUA, además de que existen diferencias entre ambos países respecto a la legislación y jurisdicción de las aguas subterráneas.

Las cantidades de las demandas y origen de los recursos hídricos en el sistema de Mexicali se muestra en la Tabla 1, información que fue recopilada de acuerdo con los escasos datos oficiales encontrados. La demanda mayor se trata de la agrícola en el DR-014, requiriendo alrededor del 90 % de los recursos, seguida del ARCT con más del 5 % y después la demanda urbana de Mexicali (UDU_Mexicali) con aproximadamente el 2.5 %. La demanda anual industrial y comercial (UDI_Mexicali) al 2017 se estimaba en 16.36 Hm³ de recurso bruto. También existen tres denominadas demandas rurales (UDR), que corresponden a núcleos de población ubicados en la zona agrícola DR-014. Es notable la gran cantidad de agua destinada a la actividad agrícola debido a la gran extensión territorial del DR-014.

Tabla 1. Resumen de las demandas anuales de agua en el sistema del río Colorado en Mexicali. Elaborado de CEABC (2017) y CEABC (2016).

Demanda de agua (2017)	Superficial (Hm³)	Subterránea (Hm³)	%
UDU_Mexicali	68.41	-	2.52
UDI_Mexicali	16.36	-	0.60
Pérdidas UDU y UDI	16.52	-	0.61
Suma 3 UDR (Valle de Mexicali)	10.98	-	0.40
Demanda agrícola DR-014	1 753.19	700	90.38
Acueducto ARCT (mesa arenosa)	-	148.96	5.49
Subtotal	1 865.46	848.9	
Gran total	2 714.36		100

A pesar de la limitación natural y del alto grado de presión en los recursos hídricos en Mexicali, aún no existen recortes en el suministro diario de agua. No obstante, esto no quiere decir que el agua esté garantizada para un futuro cercano. Otra característica importante para resaltar es que no existen reservorios de agua de ningún tipo para almacenar recursos. Las condiciones climáticas y de terreno no permiten tener presas más allá de la existente en el límite fronterizo, la Presa

Morelos, donde los recursos hídricos almacenados no son gestionados a voluntad por México.

Desde 2016 se presentó en Mexicali un conflicto entre grupos sociales y el gobierno del estado debido a la autorización de una nueva demanda industrial. Esta polémica ha llegado hasta escenarios internacionales, donde se cuestiona la disponibilidad de agua para sustentar la demanda industrial declarada en 20 Hm³ anuales.

Clima en Mexicali y cambio climático en la cuenca del río Colorado

En Mexicali se han registrado grandes contrastes térmicos, con temperaturas tan altas como 54.3 °C y tan bajas como -7 °C (SPABC, 2012). Las proyecciones del SRES reportadas por la Secretaría de Protección al Ambiente de B.C. (SPABC) para Mexicali indican que las temperaturas máximas medias anuales para los escenarios A2 y B2 se incrementarán del año 2010 al 2100 en 5 y 4 °C, respectivamente, en comparación con el periodo 1961-1990.

En marzo de 2016, el USBR publicó un reporte técnico de "RECLAMATION – Managing in the West" titulado "West-Wide Climate Risk Assessments: Hydroclimate Projections". Este informe identifica el cambio climático como un riesgo creciente para la gestión del agua en el oeste y

menciona temperaturas más cálidas, cambios en la precipitación, la capa de nieve, y el tiempo y la calidad de la escorrentía en las principales cuencas fluviales como amenazas para la sostenibilidad del agua. Las reducciones en la escorrentía de primavera y principios de verano podrían traducirse en una caída en el suministro de agua para satisfacer las demandas de riego e impactar adversamente las operaciones de energía hidroeléctrica en los embalses de EUA.

Actualmente la gestión del río Colorado enfrenta una situación de sequía que afecta ambos países, los cuales, en 2017, con el Acta 323, han establecido una serie de medidas y proyectos mediante un plan de contingencia e inversión para hacer frente a la escasez del recurso. Se especifica el Plan Binacional de Contingencia, en el cual se marcan dos cosas relevantes: 1) las acciones a realizar respecto a niveles altos en el lago Mead con incrementos en la entrega y para niveles bajos con reducciones (para el caso de México sería de 51 a 185 Hm³ en el total entregado) en la disponibilidad para ambos países, y 2) los proyectos para conservación y nuevas fuentes de agua tanto en México como en EUA.

Materiales y métodos

Como herramienta de simulación se utilizó el *software* AQUATOOL y su módulo SIMGES, desarrollados por la Universidad Politécnica de Valencia, España. Solera-Solera, Paredes-Arquiola y Andreu-Álvarez (2015) lo describen como una interface o entorno de trabajo para el desarrollo y análisis de sistemas de ayuda en la decisión de planificación y gestión de cuencas. El programa es una serie de fichas interactivas que permiten la edición de los datos necesarios para el análisis de alternativas de gestión de los recursos hídricos de cuencas hidrográficas.

En AQUATOOL, la simulación y gestión del sistema superficial se efectúan a un tiempo mediante el uso de un algoritmo de optimización de redes de flujo conservativo. Dicho algoritmo se encarga de determinar el flujo en el sistema, tratando de satisfacer al máximo los objetivos múltiples de minimización de déficits (Andreu, Solera, Capilla, & Ferrer, 2007). Por tanto, la primera tarea del modelo después de la lectura de datos de entrada es la adaptación del esquema del usuario como una red de flujo conservativo. Para ello es necesario el desdoblamiento de cada elemento del sistema. El resultado es una "red de flujo interna" mucho más compleja que la del usuario, que ya es conservativa, y que es la que manejará el modelo sin trascendencia exterior al usuario. Una vez confeccionada dicha red interna se entra en la dinámica de la simulación, en la que para cada mes del periodo de simulación se resuelve la red de flujo con los valores de aportaciones, demandas y parámetros de gestión correspondientes a ese mes; se itera entre estos dos últimos pasos, y se almacenan valores para su escritura anual y estadísticas. Finalmente, una vez terminado el periodo de simulación, se procede a la confección de estadísticas y cálculos de garantías (Andreu *et al.*, 2007).

Los criterios que utiliza AQUATOOL para evaluar las garantías han sido los de la instrucción para la planificación hidrológica (IPH) del 2008 (IPH, 2008) (BOE, Orden ARM/2656/2008) del gobierno de España para demandas urbanas y agrícolas (criterio UTAH DWR):

“Para la demanda urbana, se considera fallo cuando en el déficit en un mes es superior al 10% de la demanda mensual. Para la demanda agrícola, se considera fallo cuando el déficit en un año es superior al 50% de la demanda anual. (D.A)., se considera fallo cuando en dos años consecutivos la suma del déficit es superior al 75% de la D.A., y se considera fallo cuando en diez años consecutivos la suma de déficit es superior al 100% de la D.A.”.

Esquema para la simulación del agua en el sistema de Mexicali

La disponibilidad del recurso hídrico del río Colorado para México está determinada por el TAI de 1944; la operación de las entregas es estimada por el USBR en toda la cuenca en general, y los flujos son monitoreados por la CILA (2018). Por tal motivo, no corresponde realizar la simulación

hidrológica en la cuenca del río Colorado aguas arriba del punto de entrega a México para conocer el volumen de agua disponible para Mexicali mensualmente. Este volumen de agua se puede conocer con los datos de las entregas de los últimos años en el LIN y así obtener un promedio de entrega para cada mes, que se puede considerar como la disponibilidad al mes correspondiente. La cantidad de agua retenida en el LIN no es manejada por México sino a través de las negociaciones diplomáticas entre la CILA de ambos países.

Se planteó realizar una serie de simulaciones para analizar la garantía del abastecimiento de las demandas actuales y futuras en Mexicali. El Acta 323 estipula una serie de reducciones a los 1 850 Hm³ en caso de que los niveles de la presa Hoover (lago Mead) continúen descendiendo. De acuerdo con las proyecciones del USBR y las cantidades establecidas en el Acta 323, en 2017 se debió aplicar la primera reducción de 51 Hm³ y en 2019 la segunda reducción adicional de 37 Hm³. Utilizando una caída lineal de los niveles de la presa, un factor de variación mensual en las entregas de agua a México y las adicionales reducciones aplicables según el Acta 323, se calcularon las entregas de agua reducidas a México hasta 2040. Para estas proyecciones al 2040 se asumen las condiciones futuras en la cuenca del río Colorado que llevaran a una reducción de los recursos hídricos, como lo concuerdan los estudios de proyección climática realizados en la cuenca del Colorado.

En lo que respecta a consideraciones especiales para definir algunas demandas, el ARCT ha sido como una de ellas, pues el agua que se bombea por el acueducto está en función de una demanda y de esta manera se pueden evaluar la garantía y los fallos.

Al momento de la realización de este trabajo (2017-2018), no se encontró información detallada sobre la distribución exacta en tiempo y espacio de la demanda agrícola, ni sobre los recursos hídricos subterráneos utilizados principalmente en el DR-014 ubicado en el Valle de Mexicali. Ante esta situación, se optó por hacer una estimación indirecta con la información de las entregas de agua en el LIN y LIS, pues se entiende que la entrega debe estar en función de una demanda. Con una estimación de los promedios de entrega de agua por cada mes se obtiene un factor de variación temporal que, multiplicado por del total del uso anual de la demanda agrícola declarado por Conagua (2018), se calcula el uso de agua para cada mes.

Escenario del sistema de Mexicali con una nueva demanda de agua

Con el fin de evaluar el escenario futuro, se agregó al sistema de flujos de agua de Mexicali una nueva demanda industrial. El volumen de 20 Hm³/año de agua para producción está publicado por la empresa que requiere la demanda de agua (en su página web <http://www.cbrands.mx/nuestra-historia/unidades-de-negocio>).

Los escenarios establecidos para las simulaciones consistieron en un periodo de control con datos reales de entregas de agua (2005-2020) y un escenario futuro (2020-2040) con las proyecciones de las entregas de agua reducidas para México. Con estos escenarios se simularon las garantías en el abastecimiento de las demandas actuales de Mexicali y hasta el 2040.

Posteriormente, en otra simulación separada, se agregó la nueva demanda industrial de 20 Hm³ tanto en el escenario de control como en el futuro, para evaluar su comportamiento en un periodo de datos reales y con datos proyectados, respectivamente. Esta nueva demanda fue planeada en dos fases: una de 5 Hm³ y otra de 20 Hm³, ya que así estaba planeada la operación industrial que iniciaría con 5 y aumentaría hasta 20. La fuente de abastecimiento para esta nueva demanda industrial es de los recursos superficiales, pues sólo se puede evaluar el impacto que tendría en estos recursos al ser los únicos de los que se tienen información más o menos detallada debido a que los datos sobre las extracciones de agua subterránea son mínimos o ausentes.

Resultados

El esquema en la Figura 2 representa de manera simplificada el flujo de agua en el sistema en la ciudad de Mexicali, pues el esquema en AQUATOOL es demasiado extenso para ser representado en este documento. El esquema se hizo con base en las fuentes de información disponible en informes y publicaciones de la CEABC y la CILA, así como de los estudios hechos en EUA que involucran a la parte del río Colorado en Mexicali. Se empleó la orientación de los esquemas de flujos en las investigaciones de Medellín-Azuara *et al.* (2009); Howes, Burt y Feist (2012), y Carrillo-Guerrero, Glenn e Hinojosa-Huerta (2013).

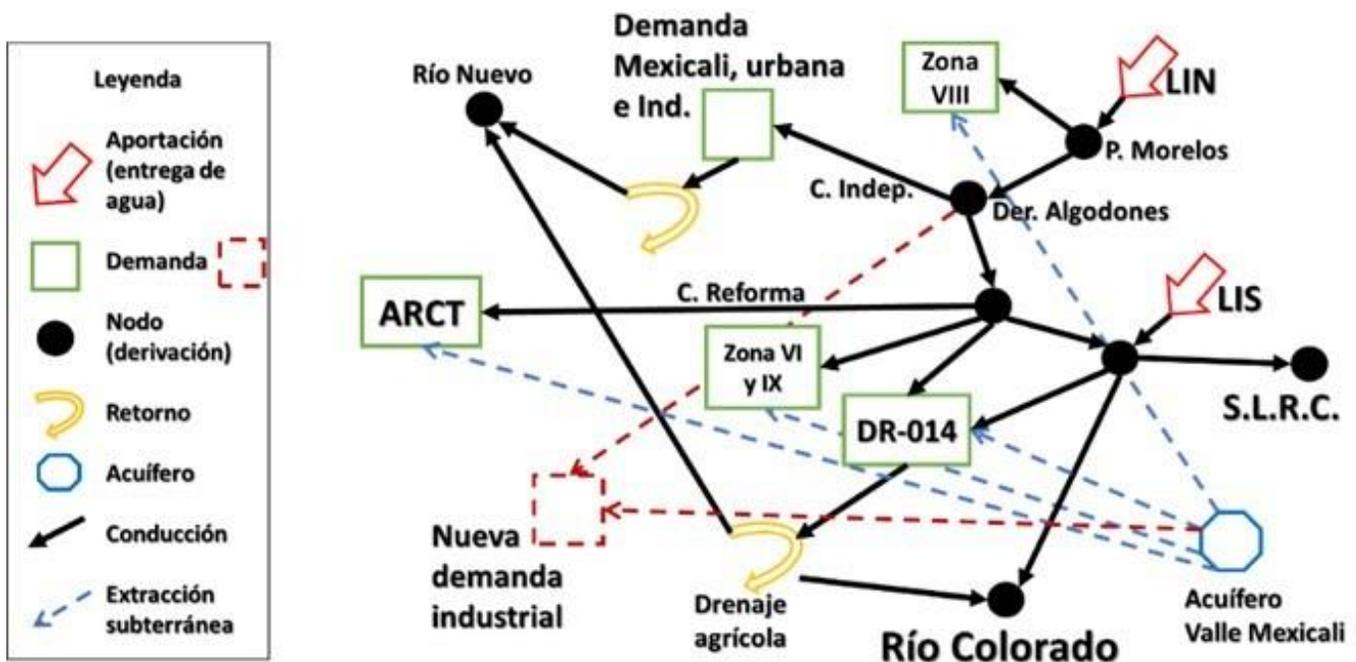


Figura 2. Esquema "simplificado" de AQUATOOL para el sistema de flujos de agua en Mexicali.

En la Tabla 2 y en la Figura 3 se presenta la estadística mensual, promedio, mínima, máxima, desviación estándar y porcentaje de distribución de las entregas de agua del río Colorado a México en el periodo 2005-2018. Se calculó un Factor de Variación en el Tiempo (FVT) (Ecuación (1)), para poder calcular otras demandas de las que no se tienen más que solamente cantidades anuales, como es el caso de la demanda agrícola. Se puede observar que en marzo y abril es cuando México recibe la mayor cantidad de agua y en octubre la menor cantidad.

$$FVT = \frac{\bar{Q}_i}{\sum_{i=1}^n \bar{Q}_i} \quad (1)$$

En donde "i" es el mes y "n" es el número de meses total de meses "i". En este caso, "Q" es el promedio de cada mes en el periodo 2005-2015.

Tabla 2. Estadística mensual de entregas de agua a México 2005-2018 y FVT.

Promedio mensual de entregas de agua a México					
	(Q) Hm³	Hm³	Hm³	Hm³	% (FVT)
Mes (i)	Promedio	Mín	Máx	Desv. est	Distribución
					n

Ene	167.39	147.50	214.62	17.38	0.089
Feb	196.87	173.02	229.09	16.25	0.105
Mar	253.94	220.10	286.66	16.22	0.136
Abr	240.32	211.85	258.21	14.64	0.128
May	133.86	104.17	152.07	11.82	0.072
Jun	138.37	105.68	166.47	15.63	0.074
Jul	147.74	119.75	163.40	12.19	0.079
Ago	125.00	114.53	145.22	7.35	0.067
Sep	114.32	109.79	127.05	4.17	0.061
Oct	89.88	72.11	130.34	16.40	0.048
Nov	118.96	98.25	142.35	11.81	0.064
Dic	145.28	109.52	173.11	19.36	0.078
Total	1 871.93				1

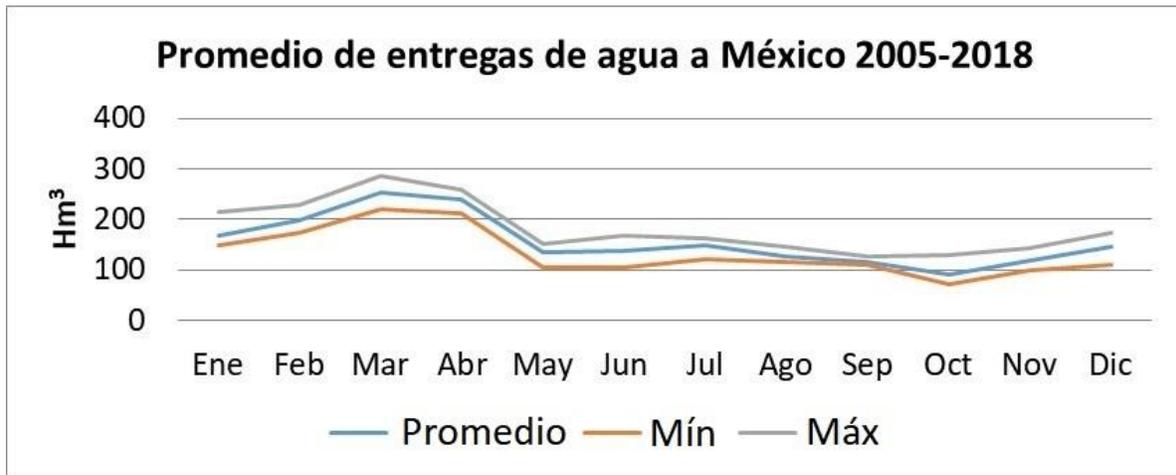


Figura 3. Promedio, mínima, máxima mensual de las entregas de agua del río Colorado a México, 2005-2018.

En ausencia de datos mensuales de la demanda agrícola, se usó un cálculo indirecto para determinarla, utilizando el FVT de la Tabla 2 y multiplicándolo por la cantidad anual reportada para 2015-2016 (1 450 Hm³ superficial y 700 Hm³ subterránea) en esta demanda agrícola según los datos de la Conagua (2018). Como se muestra en la Tabla 3, de esta manera se puede obtener una distribución mensual de la demanda agrícola de la que no hay disponibles datos mensuales.

Tabla 3. Distribución mensual de la demanda agrícola en el DR-014.

Mes	FVT en entregas LIN y LIS	Demanda superficial Hm³	Demanda subterránea Hm³	Demanda total DR014 Hm³
Enero	0.089	129.67	62.594	192.262
Febrero	0.105	152.50	73.618	226.122
Marzo	0.136	196.71	94.959	291.673
Abril	0.128	186.17	89.867	276.034
Mayo	0.072	103.70	50.058	153.756
Junio	0.074	107.19	51.741	158.927
Julio	0.079	114.45	55.247	169.694
Agosto	0.067	96.83	46.744	143.578
Septiembre	0.061	88.56	42.749	131.306
Octubre	0.048	69.62	33.610	103.235
Noviembre	0.064	92.15	44.485	136.640
Diciembre	0.078	112.54	54.328	166.873
Total	1.000	1 450.100	700.000	2 150.100

En la Figura 4 se presenta la gráfica con las distribuciones de la demanda agua de Mexicali (suma de la demanda urbana, industrial y rural), la demanda agrícola y la demanda del acueducto que va para la

ciudad de Tijuana y otras ciudades del estado de Baja California. Se puede observar la proporción mucho mayor de la demanda agrícola en comparación de las otras dos.

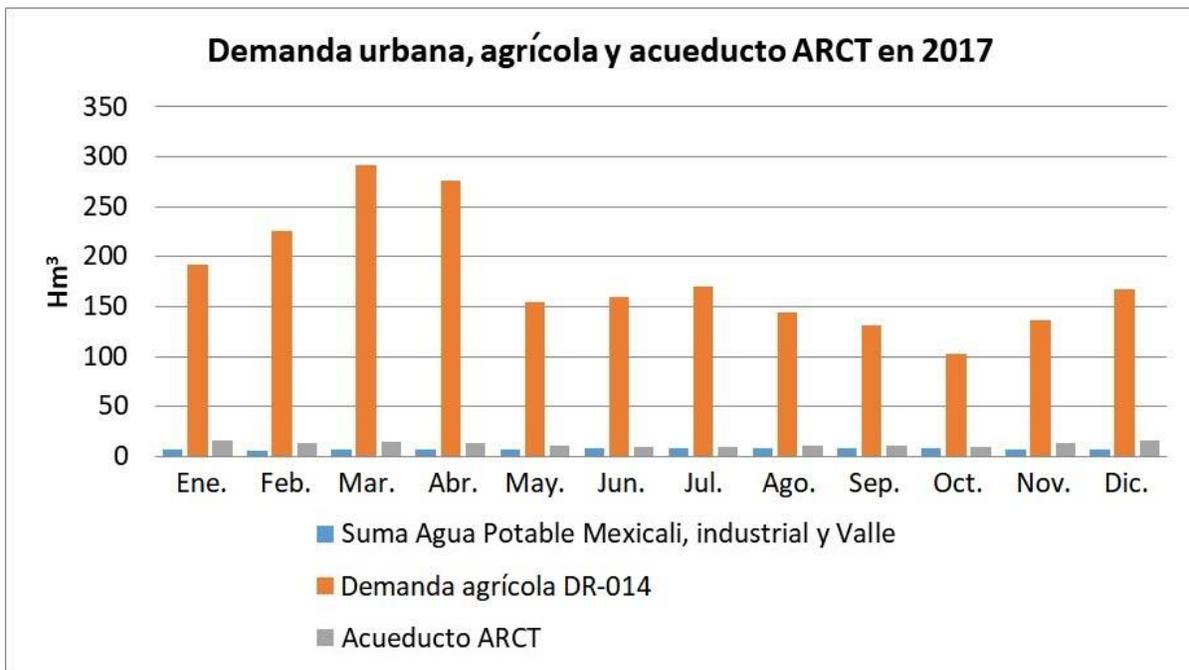


Figura 4. Demanda mensual de agua urbana, agrícola y del Acueducto ARCT para el 2017 en Mexicali.

Con las especificaciones de las reducciones aplicables establecidas en el Acta 323, los niveles proyectados al 2040 de la presa Hoover y las entregas de agua a México observadas del periodo 2005-2018, se han estimado las proyecciones de entregas de agua hasta el 2040. En la Figura 5 se representa la gráfica de las proyecciones, en donde las reducciones iniciarían en octubre de 2017 con 51 Hm³ por año, restados al total anual

de los derechos de 1 850 Hm³, hasta que el nivel de la presa de referencia suba o baje a la siguiente categoría. Esta primera reducción significa en realidad una disminución mensual entre 1.49 y 4.20 Hm³ según el mes. Posteriormente, las siguientes adicionales reducciones (ya que son acumulativas) se estiman en mayo de 2019 con 37 Hm³ y hasta julio de 2026, cuando se alcanzaría la máxima reducción estipulada en el Acta 323 de 185 Hm³. Para dar presencia a las predicciones de los efectos del cambio climático en la cuenca del río Colorado estimados por la USBR y los otros estudios mencionados que coinciden en una disminución de la disponibilidad de los recursos hídricos en toda la cuenca, se aplicó una reducción a las entregas de agua siguiendo la tendencia de la tabla establecida en el Acta hasta llegar al año 2040. Las entregas de agua a México tanto del periodo observado como del proyectado son consideradas como las aportaciones que fueron ingresadas al *software* AQUATOOL.

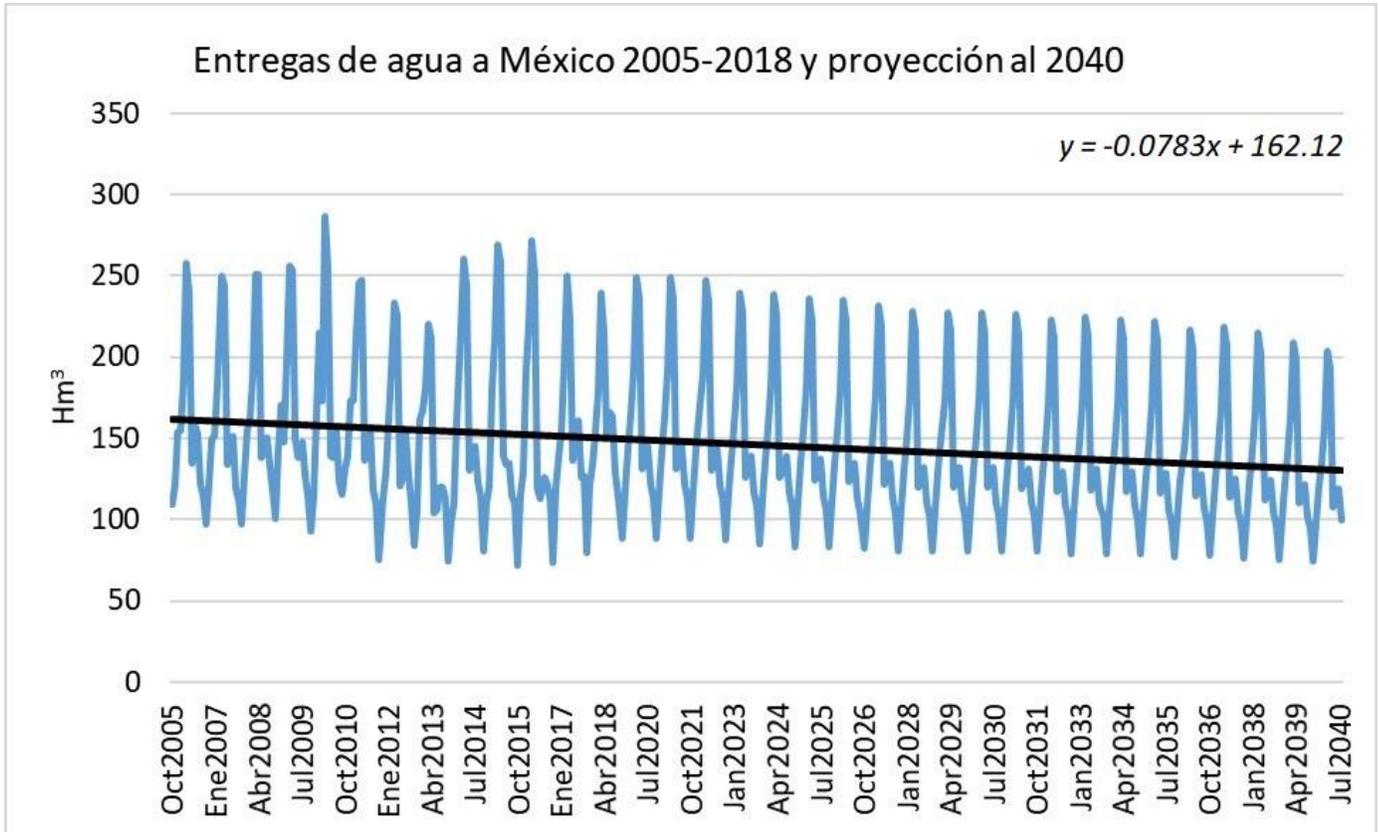


Figura 5. Entrega real mensual de agua México 2005-2018 y proyección con reducciones al 2040.

Simulaciones con las demandas actuales

Una vez que se estimaron la distribución de la demanda de agua agrícola y las aportaciones proyectadas para el escenario futuro 2020-2040 fue

posible realizar las simulaciones tanto en el escenario de control como en el futuro. El periodo simulado en AQUATOOL corresponde a 35 años hidrológicos de 2005 a 2040. Para el orden de prioridad de abastecimiento en el *software* AQUATOOL se ha dado la mayor importancia a las demandas urbanas e industriales (incluyendo el ARCT) sobre la demanda agrícola.

Los resultados en las simulaciones con AQUATOOL muestran que sólo la demanda agrícola DR-014 presenta nueve fallos en la garantía de abastecimiento en el escenario 2005-2020. Después, esta misma demanda más la del acueducto ARCT y dos demandas rurales presentan aún más fallos para el periodo futuro 2020-2040 con reducciones de agua. Estos fallos en el abastecimiento agrícola se puede pensar que muy probablemente fueron satisfechos por una mayor extracción de agua subterránea por parte de los usuarios o alguna medida de adaptación de riego. Sin embargo, no existen datos públicos de un control exacto sobre la extracción de agua subterránea. Para el escenario de 2020-2040, con solamente las demandas de agua actuales, se presentan 18 fallos en el DR-014 generados por las disminuciones calculadas respecto a las disminuciones en las entregas a México hasta 2040. El acueducto ARCT presenta 18 fallos en el periodo 2020-2040, aunque a pesar de esto, las garantías parecen estar por encima del 90 %. Las demandas rurales UDR_Zona_VIII y Zona_IX presentan un total de 12 fallos en el periodo 2020-2040. Incluso con estos fallos estimados, las garantías volumétricas en estas demandas de agua se mantienen por encima del 97 % (Tabla 4).

Tabla 4. Resultado de fallos en la simulación de las garantías 2005-2020 y 2020-2040 en el sistema del río Colorado en Mexicali.

Demanda	Núm. fallos 2005-2020	Núm. fallos 2020-2040	Garantía (%)	Garantía volumétrica (%)	Máx. déficit mensual (Hm³)	Máx. déficit en dos meses (Hm³)
UDA_DR-014	9	18	93.6	98.9	94.96	107.58
ARCT	0	18	95.7	97.3	14.659	25.28
UDR_ZONA_V III	0	12	97.1	97.2	0.421	0.726
UDR_ZONA_I X	0	12	97.1	99.3	0.287	0.391

Simulaciones con la nueva demanda de agua industrial

Se agregó la supuesta nueva demanda de agua industrial al sistema de flujos de agua en Mexicali para evaluar el comportamiento y determinar si existirían fallos en cumplir con su garantía. En el esquema de AQUATOOL se agregó la nueva demanda en dos fases. La primera fase se abastece de 5 Hm³/año y la segunda con 20 Hm³, siendo ambas de fuente

de agua superficial. Las dos fases se evaluaron desde el periodo de datos observados hasta la proyección futura.

Los resultados de las simulaciones observados en la Figura 6 muestran que si bien los primeros años del escenario futuro 2020-2040 no se presentan fallos en el abastecimiento, sí se presentan hacia el final del periodo, coincidiendo con los fallos de las otras demandas y con los respectivos aumentos en los recortes de entrega de agua. Además, la nueva demanda industrial también presenta fallos en el periodo 2005-2020 tanto para la fase de 5 Hm³ como de 20 Hm³. Esto significaría que, en ciertos años, si la nueva demanda hubiera existido en el periodo de datos observados, habría presentado fallos en su abastecimiento y, por consiguiente, una competencia con las otras demandas reales.

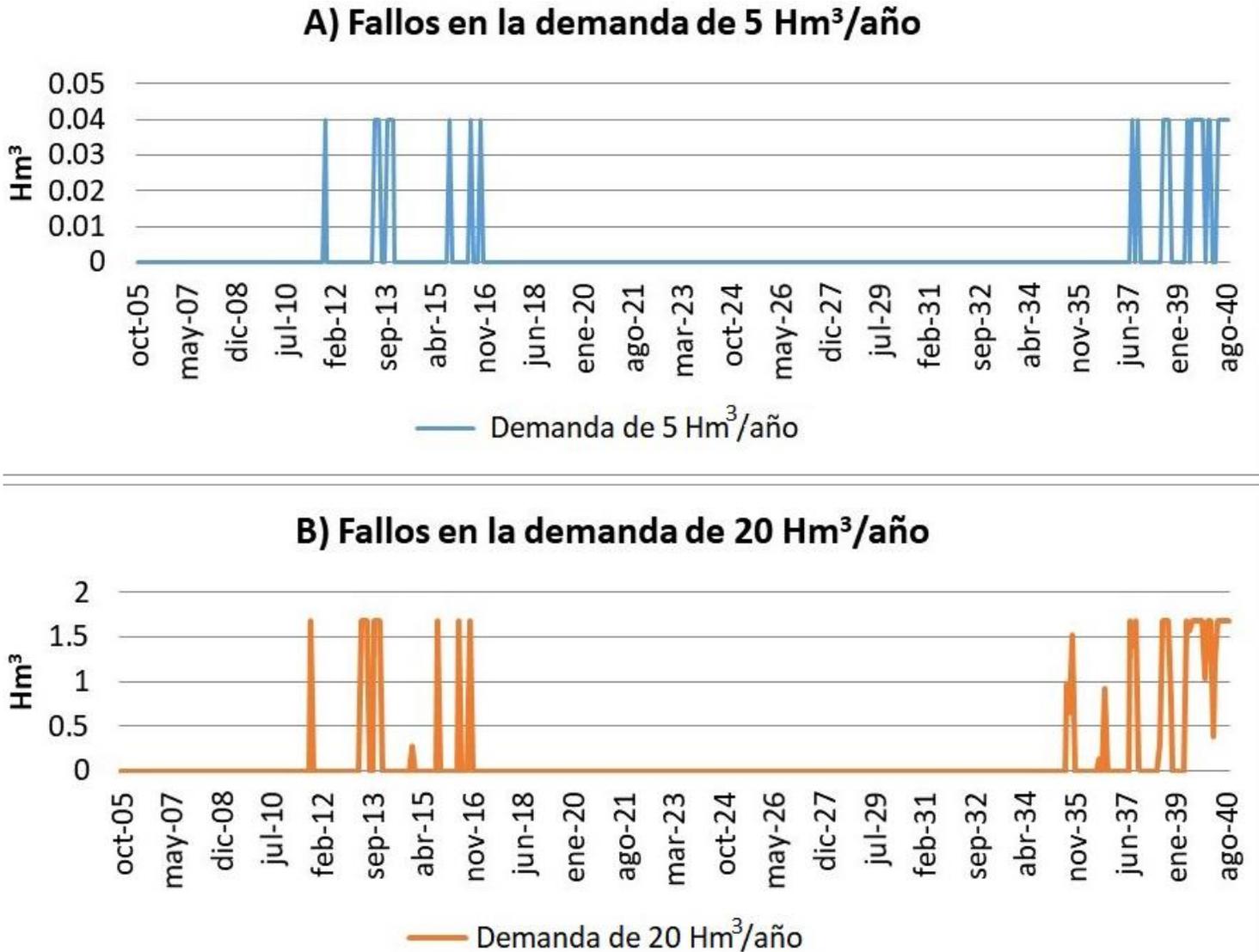


Figura 6. Fallos en la garantía de la nueva demanda de agua para A) 5 Hm³/año y B) 20 Hm³/año en el sistema de Mexicali.

Los fallos en la nueva demanda industrial son relativamente menores para la fase de 5 Hm³, pero más significativos en la fase de 20 Hm³, manteniéndose similares durante todo el periodo de simulación. Los fallos

presentados a partir del año 2035 coinciden con los fallos en las demandas reales, generándose por las supuestas menores entregas de agua a México. Sin embargo, los fallos entre el periodo 2011 y 2016, en donde el comportamiento del sistema se puede considerar como más histórica por tratarse de un rango de tiempo con entregas de agua observadas, muestran que, en ciertas ocasiones, el sistema de Mexicali no podría cumplir con la nueva demanda industrial al 100 %.

Discusión

Con todos los pasos anteriores es posible llegar a obtener el modelo base para el sistema de flujos de agua en Mexicali, que servirá para evaluar el comportamiento de los flujos en el sistema para cualquier alternativa planteada sobre cambios en la gestión en un periodo de tiempo definido. Sobre este modelo base se puede realizar cualquier tipo de cambios, ya sea en las aportaciones, en las demandas, o en cualquier otro de los elementos del sistema, y obtener la información estadística para poder comparar resultados entre las alternativas. La cantidad, complejidad y tipo de alternativas propuestas a evaluar en el modelo base dependerán de los intereses del usuario.

Es importante mencionar que siempre se debe buscar generar un modelo robusto para la gestión de los recursos hídricos. Mientras más datos, periodos más largos e información validada, el modelo base podrá representar mejor la realidad.

La calibración de AQUATOOL normalmente se verifica entre el resultado de algún elemento simulado y los datos observados del mismo elemento, como pueden ser los niveles de una presa, o los flujos en un punto de control en un río o canal. En el caso de este trabajo, no es posible utilizar la presa Morelos en el LIN debido a que el sistema de Mexicali no tiene control sobre ella y, además, agua arriba de esta presa no hay escurrimiento natural, pues todo el río Colorado está controlado por EUA. Ante esta situación y con la ausencia de datos oficiales y públicos de flujos en puntos de control dentro del sistema de Mexicali se puede considerar que el modelo de AQUATOOL funciona correctamente al observarse que las demandas de Mexicali son satisfechas, como sucede en la realidad. Esta situación refuerza la necesidad de poder contar con datos duros oficiales y de buena calidad, para poder ofrecer un análisis confiable en este tipo de investigaciones.

Después de la experiencia de búsqueda, recolección y procesamiento de datos, simulaciones e interpretación de los resultados para el caso de la subcuenca del río Colorado en Mexicali, se proponen los siguientes trabajos futuros que involucran temas desde la disponibilidad de datos hasta nuevos enfoques de análisis para la situación actual y futura. Primero, desarrollar una base de datos con la mayor cantidad de datos posibles y con el mayor periodo disponible para los parámetros meteorológicos, flujos de distribución de agua dentro del sistema,

demandas de agua, parámetros físicos del subsuelo e hidrogeológicos, flujos y niveles en cuerpos de agua, extracción de agua subterránea, entregas de agua en el LIN y LIS, datos agrícolas de extensiones, cultivos y aplicación de riegos, eficiencia del riego, tratamientos de agua, retornos al río, etcétera. Segundo, se podría trabajar en una plataforma SIG, en la que se identifiquen todos los elementos, como en el esquema de AQUATOOL, y en los que la información de la base de datos esté contenida, visible y disponible. Tercero, generar y calibrar un modelo base como el presentado en este trabajo, el cual servirá para evaluar el comportamiento desde propuestas para mejorar la eficiencia en el uso de los recursos hídricos hasta para valorar el impacto de cambio climático, o el costo-beneficio de, por ejemplo, proyectos como los propuestos en el Acta 323 para generación de fuentes de agua o algún tipo de reservorios de agua para Mexicali.

Otra demanda que no se está considerando es la de incorporar las necesidades de flujos ambientales al cauce natural del río Colorado estimados por Hinojosa-Herta y Carrillo-Guerrero (2010). Se trata de una cifra entre 390 y 600 Hm³ anuales, que requerirían de ajustes en las demandas del sistema de Mexicali. Esta demanda de flujos ambientales causaría mayor competencia por el agua y complicaría el cumplimiento de las garantías de las otras demandas. Si se siguen los ejemplos de otras cuencas en el mundo, la demanda ecológica está en segundo lugar de jerarquía, sólo después de la urbana, lo que resulta en otra razón más para mejorar la eficiencia en los volúmenes consumidos de la demanda agrícola.

Con los efectos esperados del cambio climático, al aumentar las temperaturas se espera una disminución de los recursos hídricos en la cuenca del río Colorado por evaporación, lo que al mismo tiempo incrementaría las cantidades para satisfacer las demandas debido a las pérdidas en el sistema. Esta condición hace aún más evidente la necesidad de mejorar los sistemas de gestión de recursos hídricos tanto en el ámbito internacional como local en Mexicali.

Conclusiones

La atención al tema del agua en Mexicali y Baja California (como debería ser en todas las ciudades) es urgente e importante. Aunque en Mexicali aún no se han presentado recortes en los suministros de agua, sí sucede a la fecha en Ensenada, B.C., donde no se puede garantizar el suministro de agua procedente del río Colorado.

Los fallos en la demanda agrícola son difíciles de comprobar al no haber información detallada de las entregas y de los usuarios agrícolas. Lo que sí es una realidad es la actual inconformidad de los agricultores por una variedad de temas al respecto, que incluyen la gestión en el abastecimiento de agua.

Agregar una nueva demanda de agua entre 5 y 20 Hm³ anuales al sistema de Mexicali podría generar fallos en el sistema de agua superficial, como sucede si se agrega la demanda en el periodo de control. Si bien la nueva demanda industrial presenta fallos en cantidades menores al 10 % de lo que demandaría, es prueba de que su abastecimiento puede estar limitado en ciertos momentos. Además, una demanda de 20 Hm³ representa una cantidad significativamente más alta que otras demandas existentes. Incluso una nueva demanda inicial de 5 Hm³ debería ser cuidadosamente analizada. Aunque en la actualidad se ha suspendido la instalación de la empresa que requeriría esta nueva demanda, es importante considerar que las necesidades actuales de agua en Mexicali y Baja California pueden no estar garantizadas en un futuro próximo.

No existe una fuente completa de información de datos necesarios para este tipo de estudios. Si bien hay que acudir a las oficinas correspondientes para obtener algunos datos, muchos no los hay o no existen, o no están disponibles para cualquier persona. La cuenca del río Colorado en la parte mexicana presenta poca disponibilidad de datos oficiales y de estudios científicos realizados en la región. Debido a esto se deben hacer importantes asunciones y estimaciones indirectas para poder realizar este tipo de investigaciones. Ello resulta en una disminución en la certeza de los resultados, reduciéndolos a ser estrictamente orientativos.

Lo que es una realidad es que mejorar la eficiencia del sistema de riego del DR-014 y reducir la demanda agrícola; es el área de mayor oportunidad para aumentar la disponibilidad en el sistema.

A pesar de las posibles reducciones aplicadas a las entregas de agua a México, determinados por el Acta 323, si se mantienen las demandas actuales, éstas podrían ser abastecidas a corto plazo.

La aplicación de AQUATOOL en el sistema de flujos de agua en Mexicali y los resultados obtenidos muestran la utilidad para desarrollar una infinidad de análisis de “¿qué pasaría si...?”, como en el caso de agregar la nueva demanda industrial o suponer una modificación las cantidades, etcétera.

La actual situación de conflicto por el agua en Mexicali desde el año 2016 muestran la carencia de comunicación y cooperación entre los usuarios.

Agradecimientos

Este trabajo se realiza bajo el financiamiento del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) de México para beca para doctorado en el extranjero otorgada al primer autor, el cual también forma parte de la tesis doctoral.

Referencias

- Adler, R. (2007). *Restoring Colorado River ecosystems: A troubled sense of inmensity*. Washington, DC, USA: Island Press.
- Andreu, J., Solera, A., Capilla, J., & Ferrer, J. (2007). *Modelo SIMGES de simulación de la gestión de recursos hídricos, incluyendo utilización*

conjunta. Versión 3.00. Manual del Usuario. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia.

Carrillo-Guerrero, Y., Glenn, E., & Hinojosa-Huerta, O. (2013). Water budget for agricultural and aquatic ecosystems in the delta of the Colorado River, Mexico: Implications for obtaining water for the environment. *Ecological Engineering*, (59), 41-51.

CEABC, Comisión Estatal del Agua de Baja California. (2017). *Informe mensual diciembre 2017.* Mexicali, México: Comisión Estatal del Agua de Baja California.

CEABC, Comisión Estatal del Agua de Baja California. (2016). *Programa hídrico del estado de Baja California, visión 2035 – Resumen ejecutivo.* Mexicali, México: Comisión Estatal del Agua de Baja California.

Christensen, N., Wood, A., Voisin, N., Lerrenmaier, D., & Palmer, R. (2004). The effects of climate change on the hydrology and water resources of the Colorado river basin. *Climatic Change*, (62), 337-363.

CILA, Comisión Internacional de Límites y Aguas entre México y los Estados Unidos de América. (2018). *Entregas de agua a México del Río Colorado.* Recuperado de <https://cila.sre.gob.mx/cilanorte/index.php/avisos/116-entregasagua-rc>

CILA, Comisión Internacional de Límites y Aguas entre México y los Estados Unidos de América. (2017a). Acta 323. *Aplicación de las medidas de cooperación y adopción de un plan binacional de*

contingencia ante la escasez de agua en la cuenca del río Colorado.
Ciudad Juárez, México: Comisión Internacional de Límites y Aguas
entre México y los Estados Unidos de América.

CILA, Comisión Internacional de Límites y Aguas entre México y los
Estados Unidos de América. (2017b). *Las aguas subterráneas y la
jurisdicción de la CILA.* Recuperado de
<http://www.cila.gob.mx/as/baasmxeu.pdf>

Cohen, M., & Henges-Jeck, C. (2001). *Missing water, the uses and flows
of water in the Colorado River Delta Region.* Oakland, USA: Pacific
Institute for Studies in Development Environment and Security.

Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2018). *Estadísticas del Agua en
México, edición 2018.* Ciudad de México, México: Comisión Nacional
del Agua.

Ficklin, D., Stewart, I., & Maurer, E. (2013). Climate change impacts on
streamflow and subbasin-scale hydrology in the upper Colorado
River Basin. *PLoS ONE*, 8(8), e71297.

Gautam, J., & Mascaro, G. (2018). Evaluation of coupled model
intercomparison project phase 5 historical simulations in the
Colorado River basin. *International Journal of Climatology*, (38),
3861-3877.

Hinojosa-Herta, O., & Carrillo-Guerrero, Y. (2010). *Las cuencas
hidrográficas de México. La cuenca binacional del río Colorado.*
México, DF, México: Instituto Nacional de Ecología y Cambio
Climático.

- Howes, D., Burt, C., & Feist, K. (2012). *Basin-wide remote sensing of actual evapotranspiration and its influence on regional water resources planning*. Irrigation Training and Research Center, 002. Recuperado de www.itrc.org/papers/pdf/remotesensing.pdf
- IPH, Instrucción de Planificación Hidrológica. (2008). *Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción de Planificación Hidrológica (IPH)*. Madrid, España: Boletín Oficial de España (BOE).
- Luecke, D., Pitt, J., Congdon, C., Glenn, E., Valdés-Casillas, C., & Briggs, M. (1999). *A delta once more*. Boulder, USA: Environmental Defense Fund.
- McKinney, D., Cai, X., Rosegrant, M., Ringler, C., & Scott, C. (1999). *Modeling water resources management at the basin level: review and future directions*. Colombo, Sri Lanka: International Water Management Institute.
- Medellín-Azuara, J., Mendoza-Espinosa, L., Lund, J., Harou, J., & Howitt, R. (2009). Virtues of simple hydro-economic optimization: Baja California, Mexico. *Journal of Environmental Management*, (90), 3470-3478.
- Solera-Solera, A., Paredes-Arquiola, J., & Andreu-Álvarez, J. (2015). *AQUATOOL+, Manual de usuario*. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia.
- SPABC, Secretaría de Protección al Ambiente de Baja California. (2012). *Programa Estatal de Acción ante el Cambio Climático de Baja*

California. Mexicali, México: Secretaría de Protección al Ambiente de Baja California.

Udall, B., & Overpeck, J. (2017). The twenty-first century Colorado River hot drought and implications for the future. *Water Resources Research*, 3(53), 2404-2418.

USBR, U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation. (2019a). *Annual operating plan recipients*. Recuperado de <https://www.usbr.gov/lc/region/g4000/24mo/index.html>

USBR, U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation. (2019b). *Sequía en la cuenca del Río Colorado, perspectivas utilizando datos abiertos*. Recuperado de <https://cida-test.er.usgs.gov/bluedragon/dev/es/>

USBR, U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation. (2016). *West-wide climate risk assessments: Hydroclimate projections*. Denver, USA: U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation.

Evaluación de la operación de un tramo del canal principal de riego con un enfoque económico

Evaluation of the operation in a main canal reach of an irrigation district with an economic approach

Penélope Cruz-Mayo¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9982-5659>

Ariosto Aguilar², ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2884-5908>

¹Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Campus Morelos IMTA, Jiutepec, Morelos, México, penelopecruz@comunidad.unam.mx

²Subcoordinador de Posgrado, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México, aaguilar@tlaloc.imta.mx

Autora para correspondencia: Penélope Cruz-Mayo, penelopecruz@comunidad.unam.mx

Resumen

En un distrito de riego, la red de distribución del agua es un punto esencial en el manejo y la entrega de agua a los usuarios. En el diseño de un nuevo distrito de riego se establece la forma de manejo, y se aplican

herramientas y métodos específicos para lograrla; en cambio, si el distrito ya está construido y en operación, para mejorar el uso del agua se desarrolla un proyecto de modernización que debe tomar en cuenta los aspectos de ingeniería y sociales de la zona. En este trabajo se presenta un análisis económico e hidráulico para implementar un modelo de control automático de las compuertas de un distrito de riego. El funcionamiento hidráulico de la red de canales se analiza con un modelo de simulación numérica, con diferentes opciones de control automático que se pueden instaurar, y un análisis de los precios sombra en la producción agrícola a partir de los escenarios dinámicos de simulación numérica. Esta metodología se aplica a un distrito de riego ubicado en el noroeste de México y se obtienen diferentes escenarios que pueden ser considerados en la modernización de la red de canales.

Palabras clave: control automático, simulación numérica de flujo en canales de riego, valor del agua de riego.

Abstract

In an irrigation district, the water distribution network is an essential point in the management and delivery of water to users. In the design of a new irrigation district, the way of management is established, and specific tools and methods are applied to achieve it. In contrast, if the district is already built and in operation, to improve the use of water, a modernization project is developed that must consider the engineering and social aspects of the area. In this work, an economic and hydraulic analysis is presented to implement an automatic control model of the gates in an irrigation district. The hydraulic operation of the canal network

is analyzed with a numerical simulation model, with different automatic control options that can be established, and an analysis of the shadow prices in agricultural production based on dynamic numerical simulation scenarios. This methodology is applied to an irrigation district located in the northwest of Mexico and different scenarios are obtained that can be considered in the modernization of the canal network.

Keywords: Automatic control, numerical simulation of irrigation channels, irrigation water value.

Recibido: 20/07/2020

Aceptado: 02/12/2020

Introducción

En el diseño de una red canales se tiene en cuenta que la eficiencia de operación depende de la técnica de regulación y la forma de operar las compuertas de regulación. Cuando el diseño es nuevo, se definen la operación y el control con estructuras para tener un sistema altamente eficiente. Sin embargo, estas condiciones de diseño no son las más usuales, porque en muchos países los distritos de riego y las redes de

canales ya están operando y modificar la forma de regulación tiene un alto costo.

La necesidad de un uso más racional del agua y las competencias en la demanda de agua —como la necesidad de cubrir los requerimientos de uso urbano por el crecimiento poblacional o el aumento del valor del agua destinada al uso industrial— implican evaluar si es factible modernizar los sistemas de regulación del agua de riego en distrito. En el caso particular de los canales de riego, una opción recurrente es automatizar las compuertas con el mismo tipo de regulación.

Los estudios sobre proyectos de automatización como el de Clemmens, Sloan y Schuurmans (1994) no indican con claridad la rentabilidad de estas acciones, pero sí indican que los volúmenes ahorrados son una oferta de mejora en el manejo del agua. Ahora bien, los resultados de estas estrategias de modernización no siempre han logrado los objetivos planteados en el proceso de diseño. Por ejemplo, tras la instalación de compuertas auto operantes tipo AMIL en canales ya construidos (Pedroza & Hinojosa, 2014; García, 2015), se han observado problemas de vandalismo, dificultad en la calibración de las estructuras y, en algunos casos, oscilaciones continuas de la compuerta.

Entre los esfuerzos por mejorar la operación de los canales se incluyen las obras de control automático, por ejemplo, en el Canal Alto del Río Yaqui (Aguilar-Chávez, Pedroza-González, Kosuth, & Daval, 1994) y en el Canal Principal La Begoña (González Trinidad, León-Mojarro, Carmona-Ruiz, & Rendón-Pimentel, 1999). El resultado obtenido en la implementación de estos proyectos fue un buen diseño e instalación de sistemas control automático, pero no fue posible convencer a los

operarios y usuarios de los beneficios que se obtendrían al utilizar estos sistemas. En el caso de los operarios es más complicado debido a que tienen una gran experiencia en el control y regulación manual, y los efectos de la automatización no se perciben en forma directa, pues no tienen registros continuos de las entregas de volúmenes sino sólo verificaciones esporádicas.

Respecto a la apropiación de las nuevas tecnologías, Van-Overloop *et al.* (2014) consideran que para automatizar un canal no se debe eliminar totalmente la participación del ser humano en su operación, por lo que proponen añadir una estrategia de control manual al modelo de control automático (MPC, por sus siglas en inglés) para tener un control combinado MoMPC (Mobile Model Predictive Control). Este tipo de control es más aceptado, porque permite incorporar los conocimientos del operario manual (Van-Overloop *et al.*, 2014).

Por su parte, Hashemy, Hasani, Majidi y Maestre (2016), y Hassani *et al.* (2019) proponen operar un canal principal desde una perspectiva económica, donde el objetivo es optimizar la asignación del agua para maximizar el ingreso económico derivado de las actividades agrícolas. Este marco de operación incluye un modelo económico alimentado por los costos de producción, el rendimiento de los cultivos, las tarifas del agua, los precios de venta de los cultivos, la disponibilidad del agua, las concesiones, los requerimientos de riego, las eficiencias, etcétera, con el objetivo de maximizar las ganancias del distrito de riego. Además, se proponen esquemas de distribución del agua a las unidades agrícolas con base en el promedio ponderado del valor económico del agua. Para la aplicación de esta estrategia, Hassani *et al.* (2019) utilizan un modelo de

simulación de la operación y evalúan la reasignación de los volúmenes de agua. Los resultados maximizan la ganancia global del distrito de riego cuidando la asignación de los cultivos más rentables.

En un proyecto de automatización de canales de riego es necesario encontrar un punto de equilibrio en el que se consideren los beneficios que pueden tener los usuarios, en este caso los productores, y un manejo más sustentable del recurso. Así, es importante tener en cuenta las asimetrías entre los usuarios, considerando su ubicación a lo largo del canal, pues los volúmenes y tiempos de entrega de agua se cumplen con mayor certidumbre a los usuarios aguas arriba y va disminuyendo la eficiencia hacia aguas abajo.

En algunos países, en el proceso de producción agrícola se considera que el elemento esencial hídrico tiene un costo que se evalúa como un insumo e impacta en la producción, acción que tiene un beneficio directo ante cualquier acción de modernización; pero existen otros escenarios en donde el costo del agua no tiene un valor económico, por ejemplo, en México, donde la ley indica que el uso de agua para la agricultura está exento de pago de cuota de acuerdo con el artículo 224 fracción IV de la Ley Federal de Derechos (1981). Este aspecto de no cobro sobre el uso de agua agrícola no refleja en forma directa la importancia del valor del agua como un recurso en la producción, pero no resta que pueda analizarse de otra forma.

De acuerdo con la experiencia del Banco Mundial en Bangladesh y en Nepal, “los usuarios pobres están dispuestos a pagar más por el agua siempre y cuando el sistema sea de calidad y confiable” (Norton, 2004). El punto de confiabilidad es un valor adicional que se debe considerar en

cualquier estudio de mejoramiento en la operación de un canal de riego. Por lo tanto, para analizar con un enfoque sociohidráulico la implementación de un proyecto de automatización de canales, se deben tener las características del proyecto de ingeniería, las opciones de hidráulica y de automatización electrónica o fluídica, pero además contar con un análisis detallado del impacto de beneficio social y económico del proyecto.

En este trabajo, además de los aspectos de ingeniería, se propone evaluar dinámicamente los volúmenes entregados a cada toma y los impactos en la producción. Por ejemplo, se puede entregar el volumen global, pero con variaciones en el gasto suministrado durante el día o que la programación de una toma adicional cercana produzca disminuciones en el volumen. Para evaluar los impactos de estas variaciones en las entregas de agua a cada usuario, se analizarán éstas en función del precio sombra de los cultivos en la zona. Con este análisis se busca identificar el valor social y ambiental del agua, comparado con el proceso de producción de los cultivos.

La idea de aplicar un indicador económico al evaluar el desempeño del control de canales tiene antecedentes como el trabajo de Álvarez, Ridao, Ramírez y Sánchez (2013), en el que se evaluó el desempeño de un modelo de control predictivo descentralizado en el canal de riego "La Pedrera" en Murcia, España. En dicha evaluación se utilizó un índice económico para penalizar con 0.2 €/m³ el volumen de agua desperdiciada y con 0.5 €/m³ la demanda insatisfecha. Respecto al monto de las penalizaciones, Ramírez (2018) comenta que: "se eligieron de manera que fuesen números razonables y diferentes entre sí, a fin de señalar que

no son igualmente tolerables las condiciones de demanda insatisfecha o de pérdida de agua". En la Figura 1 se muestran las variaciones típicas del suministro de gastos, y se distingue entre entregas excedentes y faltantes con respecto al gasto esperado.

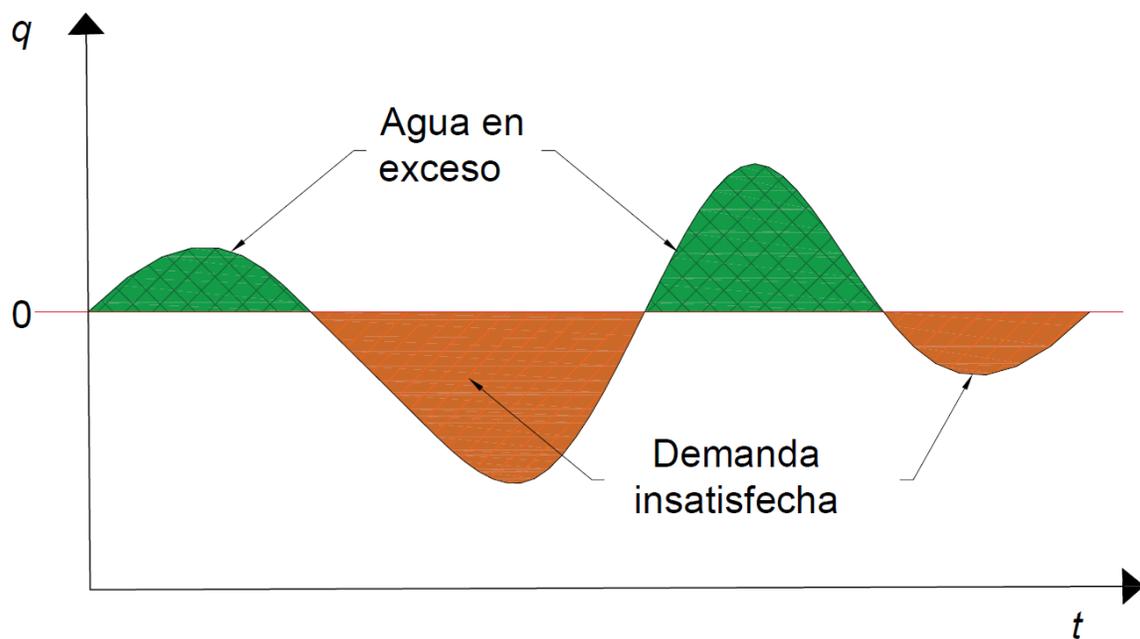


Figura 1. Errores en el tránsito de un incremento de gasto. Se distingue entre demanda insatisfecha y en exceso, y se aplica un indicador financiero para evaluar el desempeño de un controlador predictivo descentralizado. Basado en Álvarez *et al.* (2013).

Aspectos económicos e hidráulicos en la operación de canales en distritos de riego

Los estudios de funcionamiento hidráulico de una red de canales se fundamentan en los controles de gasto circulante y volúmenes entregados en las tomas laterales. En este trabajo se propone una metodología que toma en cuenta los aspectos de la ingeniería (hidráulica y de operación de estructuras), y los puntos relacionados con la aceptación social de las mejoras y los impactos en la economía, pero que a su vez busca un marco ambientalmente sustentable. En la Figura 2 se muestra un mapa conceptual que involucra los aspectos que se pueden analizar.



Figura 2. Mapa conceptual de operación integral de los canales de riego. Se muestra la interacción entre los aspectos técnicos de la operación de canales y los económicos de la zona agrícola. El valor económico de los errores en la operación es el reflejo de la eficiencia de las técnicas de control ante las condiciones específicas de mercado, rendimiento de cultivos y disponibilidad hídrica de una zona de cultivo.

A la izquierda del esquema de la Figura 2 se muestran los factores que influyen directamente en el funcionamiento hidráulico de la operación del canal y a la derecha los factores sociales. El funcionamiento hidráulico obedece a la necesidades sociales del sitio.

Una obra de ingeniería busca satisfacer una necesidad social. En los casos más ortodoxos se trata de instalar las compuertas de regulación

para que puedan ser operadas de forma manual. En contraparte, cualquier acción de mejora que se proponga, como la automatización de la compuertas y los tipos de algoritmos con los que se maneja la operación, debe ser evaluada no sólo en la respuesta del control local, sino en forma global. En ese sentido, esta metodología se enfoca en medir el impacto que genera una técnica de operación y control. El punto de partida es analizar la política de operación generada por los requerimientos de riego en los puntos de entrega localizados a lo largo del canal.

Con lo anterior se genera un escenario de operación que se prueba en un modelo de simulación cargado con anterioridad con la topología del canal. Los resultados de simulación presentan de forma dinámica la confiabilidad en las entregas de los gastos a los usuarios. En forma ideal no debería haber ninguna diferencia entre la demanda y la entrega, pero en la realidad hay discordancias denominadas fallos. Con estos valores se realizará el análisis económico, considerando la zona de cultivo, el requerimiento hídrico y los precios en el mercado. Para evaluar los fallos se plantean tres formas: a) el precio sombra del maíz; b) el precio de la operación del distrito de riego, y c) la productividad de la zona de riego.

El precio sombra del agua representa el valor en que se incrementaría el ingreso neto si se dispusiera de una unidad adicional de agua (Zetina-Espinosa, Mora-Flores, Martínez-Damián, Cruz-Jiménez, & Téllez-Delgado, 2013). El precio de la operación del distrito de riego es el mínimo con el que el distrito de riego alcanzaría a cubrir todos sus gastos de operación (Torres-Sombra & García, 2015). La productividad de la zona se refiere a la relación entre cada metro cúbico de agua requerido y

el precio medio rural (PMR) estimado con un proyección de precios de mercado a futuro. Debido a que las zonas de riego tienen diferentes niveles de productividad y de disponibilidad de agua, se propone analizar para cada caso los cultivos de la zona, lo que involucra su consumo de agua, rendimientos, costos de producción y precios al mercado.

Escenarios de operación de un canal de riego

Para determinar con certidumbre los volúmenes circulantes y entregados en cada punto de extracción del canal, fue necesario adecuar un modelo numérico que resolviera la dinámica del flujo circulante y las condiciones de frontera de las estructuras de control y regulación, así como evaluar los gastos que entregaban en cada toma lateral. Se usó el modelo SFT (Sistema de Flujo Transitorio en canales de riego) (Cruz-Mayo, Aguilar-Chavez, & De-la-Torre, 2019); resuelve las ecuaciones de Saint-Venant en su versión conservativa (Abbot, 1979), que incluye los gastos laterales y los cambios de sección.

El SFT es un modelo en diferencias finitas no lineal (Aldama & Aguilar, 1996), con un acoplamiento de las condiciones de frontera para las compuertas de regulación, que permite generar un modelo multitramo (Cruz-Mayo *et al.*, 2019). Además del modelo numérico de solución de las

ecuaciones de flujo, el SFT permite hacer un monitoreo de los niveles y gastos en diferentes puntos del canal, y ejecutar de forma paralela un modelo de control de las aperturas de las compuertas.

Operación de canales

El objetivo del control de canales es proveer a cada usuario de los volúmenes requeridos en el momento correcto, reducir las pérdidas tanto como sea posible, proteger la infraestructura (Malaterre, 2007) y disminuir las fluctuaciones en los gastos entregados. No cumplir lo anterior afecta la confiabilidad del sistema de distribución del agua, sobre todo para los usuarios que se ubican en la cola del canal (Clemmens *et al.*, 1994). La parte física del sistema para analizar las estrategias de control es la red de canales. En este caso se plantea un escenario de operación y se utilizarán modelos de control con diferentes propuestas metodológicas que se analizan con el modelo SFT.

De acuerdo con Hashemy y Roozbhani (2015), al elegir el tipo de control en el canal principal se deben utilizar criterios que cubran los aspectos técnicos, económicos y sociales adecuados al lugar de estudio. Los criterios técnicos tienen el propósito de evaluar el método de operación, al controlar los niveles y gastos de descarga. El criterio económico se refiere a los costos de implementar la técnica de operación

(sensores, *data loggers*, actuadores automáticos, etc.). Los aspectos sociales se refieren a la disposición de los usuarios a operar, cuidar los equipos, y a cuestiones de seguridad de las instalaciones para mitigar el vandalismo.

En este trabajo se tomó en cuenta la condición de que la mayoría de los canales principales en México operan con control aguas arriba de las estructuras de regulación y, por lo tanto, se requiere tener un nivel constante para proporcionar una derivación constante de gasto a los canales secundarios. Esta condición es el punto de evaluación principal de los volúmenes requeridos por los usuarios.

Métodos de control de compuertas analizados

Control por retardos

El operador de canales de riego elabora los calendarios de riego con base en los volúmenes previamente solicitados por los usuarios. Así, se conoce con anticipación día, hora y volumen a entregar en cada toma. A continuación se describe el algoritmo de control manual basado en el retardo de una onda al cruzar el canal, que se estima como:

$$\Delta T_{m,i} = L_i / U_i \quad (1)$$

donde $\Delta T_{m,i}$ es el retardo en la i –ésima estructura del canal para un gasto (Q_m) m –ésimo establecido al inicio del canal (condición dinámica de operación del control manual); L_i , la distancia entre la cabeza del canal y la estructura de control, y U_i es la velocidad absoluta en el tramo agua arriba de la compuerta.

Con la condición de gasto circulante en el tramo se determinan las aperturas (w_i) con la ley de descarga de la compuerta, a partir de las condiciones del perfil de flujo gradualmente variado simulado ante cada condición de gasto (Q_m) previsto y nivel de operación (y_f).

La velocidad absoluta (U_i) depende de la velocidad media $u_i(A_j^0)$ y la celeridad de onda ($\sqrt{gD_j^0}$) con que una onda cruza cada tramo i (Chaudhry, 2008), y se calcula con la expresión siguiente:

$$U_i = u_i + \sqrt{gD_j^0} \quad (2)$$

En el cálculo de u_i y c_i se considera el área A_j^0 y D_j^0 de la condición inicial, pues se busca que no existan variaciones en el nivel de operación.

Finalmente, se calcula la hora H_m de accionamiento de las compuertas, con los valores acumulados de los retardos $\Delta T_{m,i}$. Este método está precargado en el SFT. Algunas de las limitaciones del método

son que no toma en cuenta las extracciones inesperadas, no se evalúa el retardo inducido por alguna operación, y depende de la puntualidad y habilidad del operador de canales para hacer las aperturas y cierres de compuertas.

Control por balance de masa

Esta estrategia de control global consiste en contabilizar cada determinado tiempo los errores cometidos en las entregas de agua y aplicar una compensación en un periodo que establezca el operario. En el caso de este estudio, la estrategia de control de balance de masa se aplicó con la siguiente secuencia metodológica:

1. Se detecta una extracción aguas abajo del tramo n .
2. Se activa durante 30 minutos un control local.
3. Se calcula un balance de masa y se programa la compensación del volumen durante los siguientes 20 minutos.
4. Los siguientes 10 minutos se busca estabilizar el flujo, por lo que no se mueven las compuertas.
5. Finalmente, se hacen las ultimas correcciones con el control local en el nivel de operación.

La compensación del volumen es global y se aplica de forma proporcional por tramos, estableciendo en la compuerta aguas arriba el volumen faltante y la apertura de compuerta.

Control local generado con técnicas de perturbación (perturbatorios)

Si el objetivo del control es mantener constantes en el tiempo el nivel de operación \bar{y}_r y un gasto de descarga Q conocido, en este caso se considera que los únicos valores dinámicos del sistema son la apertura de compuerta $w(y_3, y_r; t)$, tirante aguas abajo $y_3(t)$ y tirante aguas arriba $y_r(t)$. Mediante una expansión en serie de Frechet-Taylor (Milne, 1980) se expresó la apertura y el tirante aguas arriba en función del tirante objetivo y las posibles perturbaciones en la descarga de una compuerta. Así, la apertura de la compuerta se evalúa con el modelo (3) (ver apéndice A):

$$w^{n+1} = w^n + K_L K_{p_1} y_r' \quad (3)$$

en donde w^n es la apertura de compuerta actual y w^{n+1} la actualización; F_1 contiene los términos invariantes de la descarga $F_1 = \frac{Q}{c_d b \sqrt{2g}}$; K_L es un coeficiente con valores de 0 a 1 que aplicado a la derivada K_{p_1} ayuda a

suavizar las perturbaciones generadas por el movimiento de la compuerta; los coeficientes K_{p1} y K_{p2} se definen como:

$$K_{p1} = -\frac{1}{2} F_1 \cdot (y_r - y_3)^{-1.5} \quad (4)$$

$$K_{p2} = \frac{3}{8} F_1 \cdot (y_r - y_3)^{-2.5} \quad (5)$$

Para este algoritmo se requiere definir el intervalo de tiempo que permanece activo el control ($T_{control}$) y el intervalo de tiempo en que se calculará la nueva maniobra ($T_{maniobra}$). Este control tiene la ventaja de que permite estimar el valor de los coeficientes K_{p_s} en función de las mismas propiedades físicas de la descarga. Como se puede notar en su formulación, se enfoca en el control de nivel.

Control Stringam

Stringam y Wahl (2015) proponen una fórmula pensada en personas que no están familiarizadas con técnicas de control. Se trata de un algoritmo de control de tipo proporcional, ya que se establece una proporción entre la actual apertura de compuerta (pgp) y gasto (pQ), con la nueva apertura de compuerta (ngp) para hacer circular el gasto deseado (nQ). Dada la

proporción, es posible obtener la nueva apertura de compuerta para cualquier gasto aplicando una regla de tres:

$$\frac{ngp}{nQ} = \frac{pgp}{pQ} \quad (6)$$

Si la nueva apertura de compuerta (ngp) se expresa en términos del cambio de la posición (Δgp) y de la posición actual de la compuerta (pgp), al sustituir ngp en la proporción anterior y despejar Δgp , resulta que el cambio de apertura de la compuerta depende proporcionalmente ($K_p = \frac{pgp}{pQ}$) del cambio en el gasto ($e = nQ - pQ$):

$$\Delta gp = \frac{pgp}{pQ} (nQ - pQ) = e \left(\frac{pgp}{pQ} \right) \quad (7)$$

Así, se observa que esta ecuación contiene el coeficiente de ganancia proporcional. Stringam y Wahl (2015) mencionan que este método es apropiado cuando el fenómeno es de frecuencia corta, por lo que para el caso de los canales puede entrar en resonancia si se llegaran a hacer movimientos de compuerta muy rápidos. Los tiempos de control dependen del cambio de volumen (ΔV) requerido en el canal para lograr hacer el cambio de gasto propuesto.

$$\Delta V = LB(\Delta y) \quad (8)$$

donde L es la longitud del tramo; B es el promedio del ancho de la superficie libre ante los rangos de flujo en análisis, y Δy es el cambio en el tirante necesario para obtener el nuevo gasto. Entonces el tiempo requerido para hacer el cambio de gasto es:

$$\Delta t = \frac{\Delta V}{\Delta Q} = LB \frac{\Delta H}{\Delta Q} = LB \frac{dH}{dQ} \quad (9)$$

La derivada $\frac{dH}{dQ}$ dependerá de la estructura de control de gasto. Este control está enfocado en el gasto y se puede aplicar ante una operación manual.

Control proporcional integral y derivativo (PID)

El control PID es de tipo *feedback*, se alimenta de los errores del pasado y es definido en función del error de la variable de control $e(t)$. Los errores son afectados por los coeficientes de ganancia proporcional (K_p), integral (K_i) y derivativa (K_d) del controlador (Astrom & Murray, 2008). La señal de salida $y(t)$ estará dada por el modelo (10):

$$y(t) = K_p e(t) + k_i \int_0^t e(t) dt + k_d \frac{de}{dt} \quad (10)$$

En la calibración de los coeficientes K_p , K_i y K_d se aplican las herramientas de diseño y análisis de sistemas de control de MATLAB® (The Mathworks, I. N., 2019). Cuando no se conoce el modelo de planta, una opción para identificar el sistema físico, es decir, calcular los coeficientes K_p , K_i y K_d , es partir de datos medidos en la entrada y salida del sistema. Para el caso de aplicación mostrado en este artículo, se utilizan las respuestas del canal al aplicar control por retardos. Se toma como entrada el error en el tirante y como salida las aperturas de compuerta.

Control con redes neuronales artificiales (RNA)

El método numérico de redes neuronales artificiales trata de imitar el comportamiento del cerebro humano. Pasa por un proceso de entrenamiento, en el cual, mediante una variable de entrada, se busca llegar a reconocer una variable de salida conocida. Una vez que el sistema ha aprendido puede identificar y clasificar patrones nunca vistos (Nunes-da-Silva, Hernane-Spatti, Andrade-Flauzino, & Bartocci-Liboni, 2017). Este método ha mostrado buenos resultados ante problemas no lineales (Durdu, 2004; Ruslan, 2014; Mohapatra & Lenka, 2016). En la identificación de la dinámica del canal con RNA se utilizan como señal de

entrada las variaciones del tirante (Δy_j^n) con respecto al tirante objetivo (y_f), y variaciones de gasto al inicio del tramo (ΔQ_1^n) y variaciones en apertura de la compuerta (Δw^n) como variable de salida:

$$\Delta y_j^n = y_j^n - y_f \quad (11)$$

En este estudio se utiliza una red con arquitectura NARXNET (por las siglas de Nonlinear Autoregressive Network with exogenous inputs), ya que mostró buenos resultados en la identificación del tramo "El Bocal" de acuerdo con Hernández, Feliu y Rivas (2017). Este tipo de red es dinámica y autorregresiva con conexiones de retroalimentación a varias capas de la red. El modelo NARX es descrito por la Ecuación (12) (Haykin, 2010). (Figura 3).

$$w^{n+1} = F(w^n, \dots, w^{n-q+1}, x^n, \dots, x^{n-q+1}) \quad (12)$$

donde w^{n+1} es el siguiente valor de la señal dependiente de salida, en este caso la apertura de compuerta; F es una función no lineal; x^n representa las entradas originadas desde afuera de la red, que estará integrada por Δy_j^n y ΔQ_1^n .

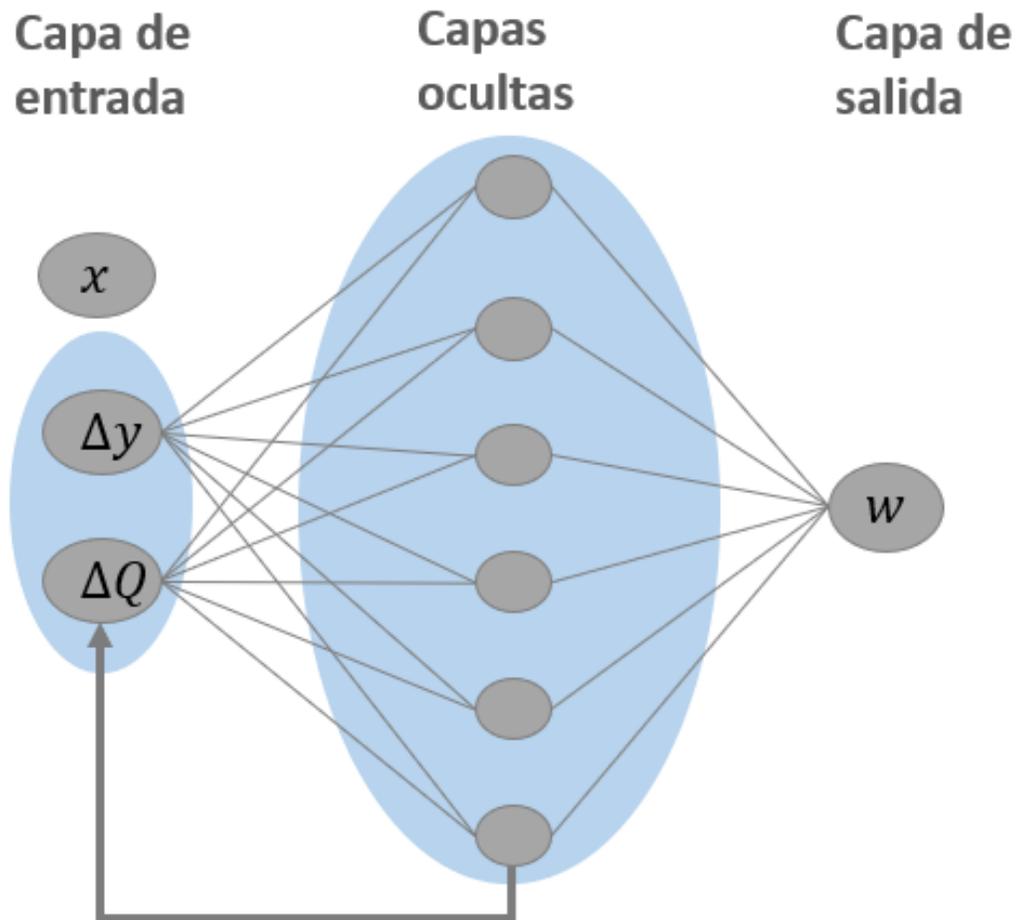


Figura 3. Arquitectura de la RNA tipo NARX utilizada. En la entrada $x(t)$ hay dos clases de datos Δy_j^n y ΔQ_1^n .

La serie de datos de entrenamiento se generó con una simulación en SFT de 24 horas, en la que se asignó como hidrograma a la cabeza del canal una secuencia de pulsos entre 63 y 77 m³/s con intervalos de dos horas. Como estrategia de control se aplicó un control local PI, con $k_p = 0.3533$ y $k_i = -0.0087$. Los parámetros usados fueron $t_{control} = 900$ s;

$t_{manobra} = 1\ 200\ s$, y $\Delta t = 30\ s$. En la capa oculta se utilizó una función de activación tangente sigmoïdal y *pureline* en la capa de salida, mientras que en el entrenamiento se aplicó el método Levenberg-Marquardt.

Control mixto

El control mixto consiste en una combinación entre control global y uno local, por lo general automático. Este tipo de control es una alternativa a los sistemas de control totalmente manuales o automáticos. Van-Overloop *et al.* (2014) mencionan que esta estrategia permite mantener al ser humano involucrado por completo en el ciclo de control y a la vez ofrece mejores resultados que el control por retardos. Además de proporcionar seguridad a los equipos, promueve la aceptación de nuevas tecnologías y tiene menor movimiento de compuertas que un control totalmente automático.

En esta estrategia de control, las aperturas de compuerta importantes se programan para tener control de gastos. Posteriormente se activa un control automático local para hacer pequeñas correcciones durante una ventana de tiempo, llamada tiempo de control, y así corregir el nivel de operación. En la Tabla 1 se muestran las combinaciones propuestas para este estudio.

Tabla 1. Estrategias de control mixto.

Nombre	Controles involucrados	Descripción
Mixto 01	Retardo + perturbatorios	Consiste en programar los cambios fuertes de la compuerta con base en el método de retardo y los ajustes menores con un control local perturbatorio
Mixto 02	Retardo + PID	En este control mixto, los ajustes menores se calculan con un control proporcional integral (PI)
Mixto 03	Balance de masa + perturbatorios	Se aplica compensación de volumen y posteriormente corrección al tirante en el nivel de operación mediante un control local de tipo perturbatorio

Indicadores de desempeño del control en canales de riego

La ASCE propuso indicadores de desempeño para comparar el funcionamiento de diferentes algoritmos de control (Clemmens, Kacerek,

Grawitz, & Schuurmans, 1998). En este estudio se utilizan el máximo error absoluto (MAE), la integral absoluta del error (IAE) y la integral absoluta de los movimientos de la compuerta (IAW), descritos en las ecuaciones (13) a (15). Estos indicadores permiten vigilar el máximo error generado por el algoritmo de control, la velocidad de respuesta y la tendencia del error final a cero:

$$MAE = \max(|y_f - y_o|) / y_o \quad (13)$$

$$IAE = \frac{\frac{\Delta t}{T_{(12-24h)}} \sum_{t=0}^T |y_f - y_o|}{y_o} \quad (14)$$

$$IAW = \sum_{t=t_1}^{t_2} (|W_t - W_{t-1}|) - |W_{t_1} - W_{t_2}| \quad (15)$$

Donde y_f es el tirante de operación en metros, y_o es el tirante medido en el punto de control.

Para calcular el indicador económico e hidráulico se aplica el siguiente proceso:

1. Simular la política de operación del canal de riego en el sistema SFT con los diferentes modelos de control de apertura de las compuertas para un escenario de modificación de gasto deseado (Q_n).
2. Calcular las diferencias de volúmenes entre el gasto deseado (Q_n) y el realmente entregado (Q_{nr}). Se distingue si el error se debe a gasto entregado en exceso (ΔV_e) o faltante (ΔV_f) con la siguiente expresión:

$$\Delta V_{e/f} = \int_{t_1}^{t_2} (Q_n - Q_{n_r}) dt = \sum_{n=1}^N (Q_n - Q_{n_r}) dt \quad (16)$$

Se analizan tres formas de evaluar económicamente los errores en la entrega de volúmenes de agua. El primero es con base en el precio por metro cúbico de agua que se debe pagar para cubrir los costos de operación del distrito de riego. El segundo se refiere al precio sombra del agua en el cultivo de mayor producción en la zona de riego. El tercero tiene que ver con la productividad económica de un cultivo y su consumo de agua en una determinada zona de riego. El procedimiento para evaluar económicamente el volumen del agua consiste en analizar la operación y calcular el valor de la producción del metro cúbico de agua en la zona de riego, como se describe a continuación:

1. Calcular el rendimiento de los cultivos de la zona.
2. Calcular la lámina neta de agua requerida para cada cultivo en particular y posteriormente evaluar el volumen requerido para regar toda la superficie correspondiente a cada cultivo.
3. Hacer un pronóstico del precio de venta del producto de acuerdo con datos históricos. Para esto se hará uso de la base de datos del Sistema Nacional de Información e Integración de Mercado (SNIIM) de la Secretaría de Economía (2019).
4. Calcular la relación entre el precio de la producción y el volumen de agua utilizado.

Caso de estudio

El canal principal del Carrizo, localizado en el Distrito de Riego 076 (Valle del Carrizo, Sinaloa), fue diseñado para conducir el agua desde la presa Josefa Ortiz de Domínguez, a fin de irrigar 43 000 ha del distrito del Carrizo; 35 000 ha de la ampliación Fuerte-Mayo; 6 000 ha de los módulos la Capilla y Los Llanos; esto es, un total de 84 000 ha. Para este estudio se seleccionaron los primeros 32 km del canal principal del Carrizo, conocido como tramo muerto, pues no tiene extracciones hasta el km 32+000 (Figura 4).

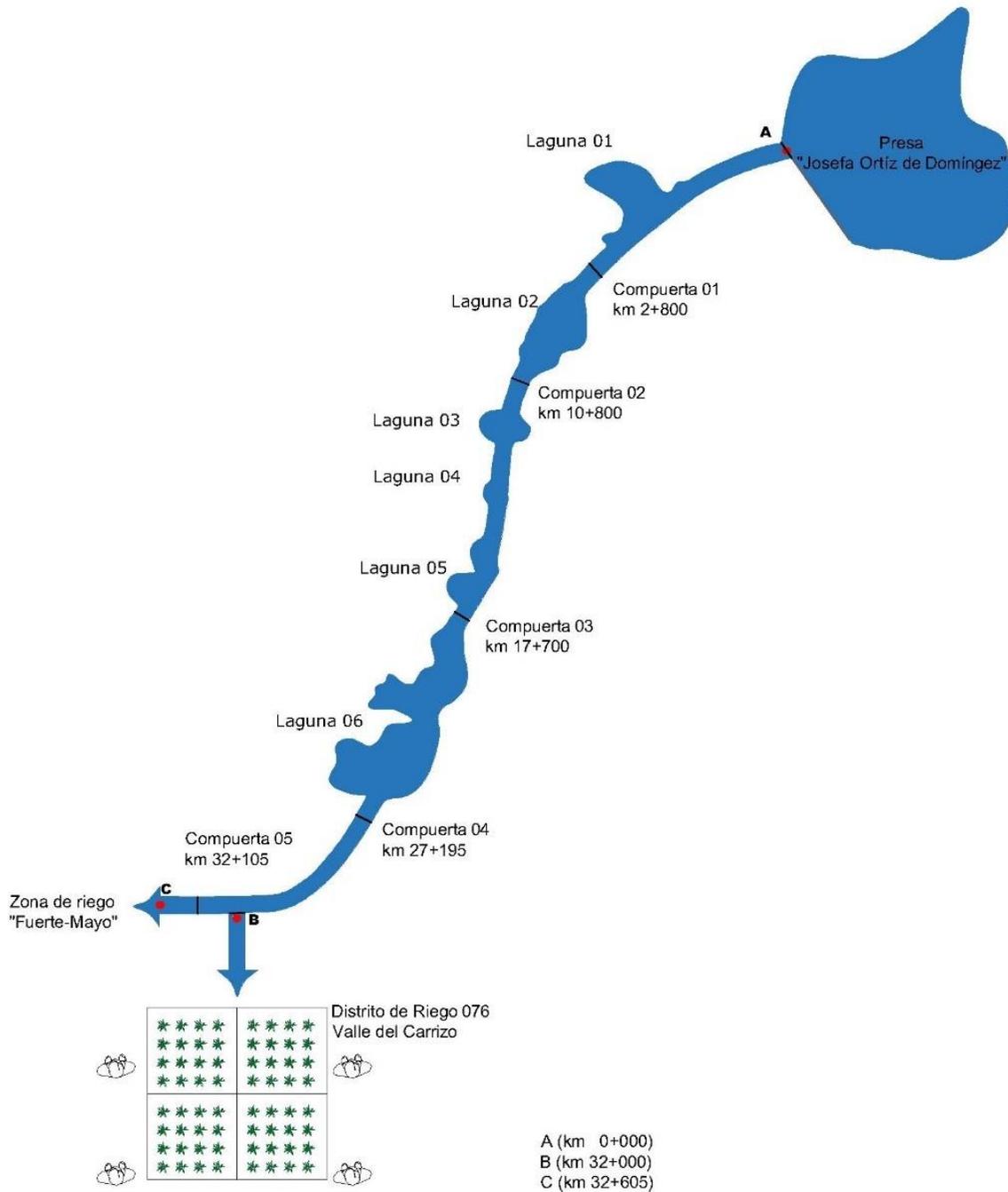


Figura 4. Esquema del canal principal en estudio. El punto A es el inicio del canal; en el punto B se ubica la toma lateral hacia el DR 076 Valle

del Carrizo, y el punto C es el fin del tramo del canal en estudio, el flujo continuo hacia el Fuerte-Mayo.

Este es un caso interesante de evaluar, ya que atraviesa lagunas de regulación que se extienden desde 1.7 km hasta 0.6 km la menor, medidos sobre el eje del canal. En total hay 8.740 km de lagunas no revestidas y con vegetación, que inducen un retardo adicional o también pueden ser utilizadas para adelantar volúmenes en la operación, pero en ambos casos tienen influencia en la dinámica del canal. El tramo muerto conduce el agua para abastecer al DR 076 Valle del Carrizo en la primera toma y el canal continúa hacia la zona de riego Fuerte-Mayo. El agua se destina a uso agrícola y doméstico, y es un posible punto de conflicto por las disputas en la entrega de los volúmenes, al ser una zona árida.

Geometría del tramo. El canal principal es de sección trapezoidal de 5 m de plantilla, taludes de 1.5:1 y pendiente de $S_o = 0.0003$ del km 0+000 al km 20+800, y de este kilometraje al km 26+100 la pendiente es de 0.0005. El resto de los parámetros se conserva en la sección transversal del canal.

Geometría de las estructuras. En este tramo del canal hay represas con dos compuertas de 4.15 m de ancho, por lo que el coeficiente de descarga se calculará con el modelo de Swamee (1992). En este estudio se considera que los diques no reciben aportaciones por lluvia en la temporada de operación del canal.

Datos hidráulicos del canal. El tramo de 0+000 a 32+000 es operado con gastos de 70 m³/s y tirante normal de 4.26 m. El canal tiene tramos revestidos de concreto con rugosidad $n = 0.015$, y en los tramos

sin revestimiento, sinuosos, flujo de baja velocidad y un poco de hierba, $n = 0.030$ (Chaudhry, 2008).

Operación del canal. La fuente de abastecimiento del canal es la presa Josefa Ortiz de Domínguez, el punto en el sitio A de la Figura 4. Desde este sitio hasta el km 32+080 hay una derivación hacia el DR 076 Valle del Carrizo (B) y el canal continúa hacia la zona de riego Mayo-Fuerte (C). El agua que conduce este canal es para uso agrícola, pero tiene una demanda continua anual para uso público urbano de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Los ciclos agrícolas son de otoño-invierno y se suspende la demanda a los cultivos en el periodo primavera-verano. Para los análisis se propone simular en el programa SFT la operación de ocho horas, tal como se indica en la Tabla 2, y se evalúa un incremento en la demanda en el punto B (DR 076 Valle del Carrizo), pero se conservaría para el gasto de entrega en el punto C (distrito Fuerte-Mayo) (Figura 5).

Tabla 2. Programa de operación de ocho horas. Hay un incremento en la demanda de la toma en B y en C continua constante.

Horario	Puntos de entrega		
	A	B	C
0:00	70	15	55
0:05	70	15	55
0:10	77	15	55
1:10	77	15	55
1:15	77	22	55

8:00	77	22	55
------	----	----	----

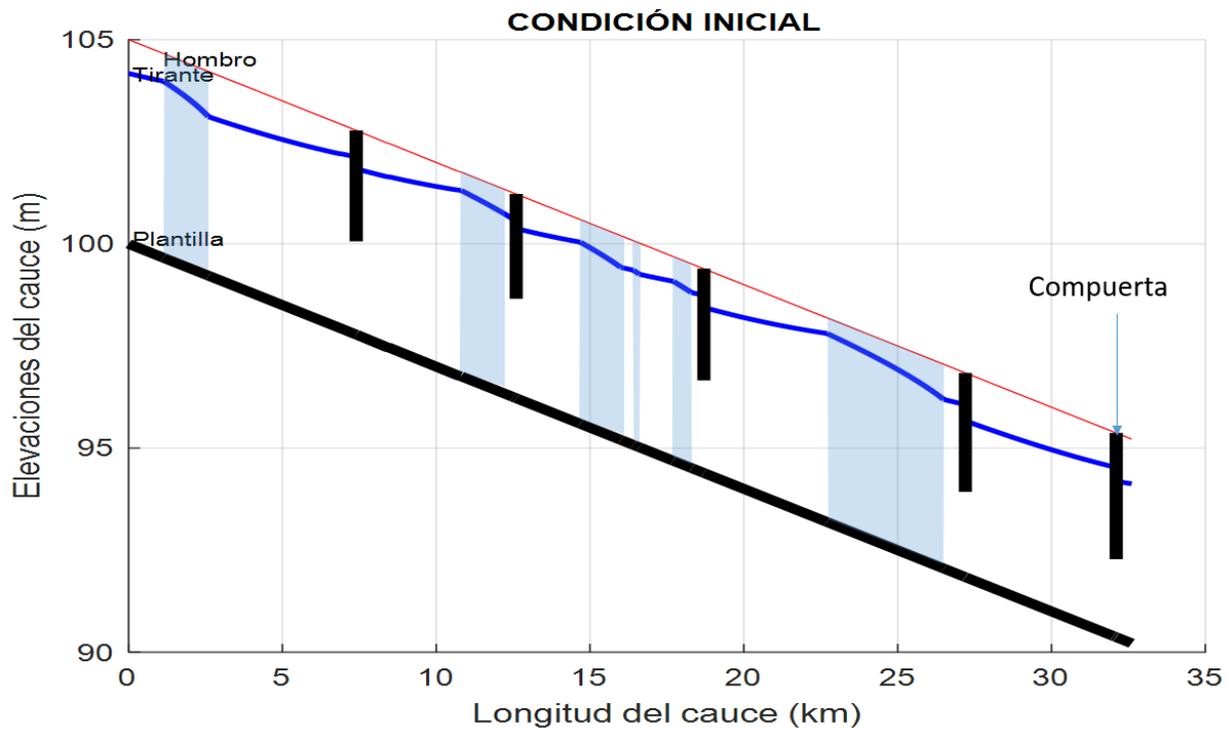


Figura 5. Perfil de flujo del canal. Las franjas sombreadas muestran la localización de lagunas sobre el eje del canal ($n = 0.30$), compuertas y perfil de flujo para $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$, y extracción $q_{lat} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la operación de las compuertas, los cambios en la apertura deberán ser menores o iguales al 5 % de la apertura actual (Stringam & Wahl, 2015), con la finalidad de evitar aperturas o cierres abruptos que induzcan inestabilidad en el sistema.

Valor económico del agua en la zona de riego

Como se mencionó anteriormente, se consideran tres formas de evaluar los fallos en la operación. Para evaluar el precio del agua de riego con respecto al maíz se utilizó el estudio presentado por Bierkens, Reinhard, De-Brujin, Veninga y Wada (2019), donde analizan el precio sombra del agua de riego en los países con mayor agotamiento de aguas subterráneas, entre los que aparece México. En la función de producción utilizada por Bierkens *et al.* (2019) se considera el uso de agua verde (precipitación), azul (riego), no renovable (subterránea), y se involucran los costos de semillas, fertilizantes, herbicidas, energía, labor y capital.

En la Tabla 3 se muestran los precios sombra calculados para cinco cultivos de México, con base en FAOSTAT, del periodo 1991-2010 (Bierkens *et al.*, 2019). Torres-Sombra y García (2015) mencionan que, para que se cubran los costos de operación de los organismos que administran el recurso en los distritos de riego de Sinaloa, México, el agua debería costar US\$ 0.014 / MX\$0.221 m³ (US \$1 = MX \$15.82).

Tabla 3. Precio sombra del agua de riego en cinco cultivos de México.

Fuente: Bierkens *et al.* (2019).

Periodo	Trigo (US\$)	Papa (US\$)	Maíz (US\$)	Arroz (US\$)	Cítricos (US\$)
2006-2010	0.022	0.156	0.053	0.004	0.081

Por otro lado, se hace una proyección de la productividad del metro cúbico de agua en las zonas de riego, en la cual se considera la superficie y el rendimiento de los 11 principales cultivos (Conagua, 2018). Se evaluó la lámina neta requerida por cada cultivo y posteriormente el volumen requerido ante una eficiencia del 76 %. A partir de los registros de precios del Sistema Nacional de Información e Integración de Mercados (SNIIM) de la Secretaría de Economía (2019), se hizo una proyección para los siguientes meses. Con las superficies cultivadas y el rendimiento reportado por la Conagua (2018), en la Tabla 4 se muestra el cálculo del volumen de agua requerida por un cultivo y los precios de venta. Los resultados son que la productividad media del agua es de US\$0.70 /m³ y la del maíz, cultivo de mayor extensión después del trigo, es de US\$0.26/ m³.

Tabla 4. Lámina de riego y volumen neto requerido por los cultivos de la zona de riego. Fuente: elaboración propia con datos de *Conagua (2018) y ** Secretaría de Economía (2019)

	Núm.	Cultivo	A *	Ya *	Ln_total	2019 PMR**	Productividad del agua
			(ha)	(ton/ha)	(m)	(US\$)	\$/m³

Otoño–invierno	1	Trigo grano	62 745	5.6	0.552	176.14	0.14
	2	Maíz grano	6 357	9.6	0.811	291.58	0.26
	3	Tomate	1 919	18.5	0.737	311.85	0.60
	4	Frijol	906	1.6	0.442	753.63	0.21
	5	Sorgo grano	832	5.7	0.941	151.71	0.07
	6	Espárrago	507	5.9	1.106	4417.88	1.80
	7	Calabaza	491	15.0	0.460	467.77	1.16
	8	Cártamo	20	1.6	0.491	436.59	0.11
	9	Garbanzo	259	1.6	0.430	1031.18	0.29
	10	Papa	130	24.5	0.552	779.63	0.003
	11	Sandía	115	45.0	0.460	415.80	3.10

Resultados

Control global

El calendario de aperturas de compuertas resultó en el programa de la Tabla 5. El operador deberá moverse a unos 25 km/h de un punto de

control al siguiente, lo que queda condicionado por el estado de los caminos de terracería. En una segunda prueba se verificó que no hay cambios significativos en los resultados al redondear las horas de accionamiento de compuerta a múltiplos de cinco minutos.

Tabla 5. Programa de operación por retardos de compuerta.

Compuerta	Localización	Operación 1		Operación 2	
		HH:MM:SS	apertura	HH:MM:SS	Apertura
3	Km 2+600	0:28:59	2.38	-	-
6	Km 10+800	0:42:21	2.64	-	-
13	Km 17+700	0:57:35	2.44	-	-
18	Km 27+195	1:19:02	2.11	2:34:02	2.11
23	Km 32+085	1:32:05	1.85	2:47:05	1.72

Control local

Con el control derivado de métodos perturbatorios se actualizan en cada intervalo de tiempo de control los coeficientes k 's. Los coeficientes de ganancia del control PID obtenidos tras la identificación del canal en el módulo de "Análisis y diseño de sistemas de control" en MATLAB® (The Mathworks, I. N., 2019) se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Coeficientes del controlador PID.

Compuerta	<i>kp</i>	<i>ki</i>
1	-0.3533	-0.0087
2	-0.4060	-0.0061
3	-0.4060	-0.0061
4	-0.3533	-0.0081
5	-0.4060	-0.0061

El control de Stringam y Wahl (2015) calcula con la Ecuación (7) la corrección Δw cada cinco minutos y ejecuta el cambio en la apertura de la compuerta en dos minutos. Así, se consiguió estabilizar el nivel de operación aguas arriba de la compuerta C en aproximadamente 20 minutos.

En la condición inicial, la compuerta de la toma lateral (toma B) tiene una apertura $w_o = 0.28 \text{ m}$; a la 1:20 h se comienza a abrir hasta alcanzar la apertura $w_1 = 0.42 \text{ m}$. Con este cambio en la compuerta lateral la extracción cambia de 15 a 22 m^3/s . En la Figura 6 se muestran las variaciones de la apertura de la compuerta C sobre el canal principal. La operación de la compuerta lateral se supone manual, su apertura dura cinco minutos y posteriormente queda fija en w_1 . Debido a esto, y como puede observarse en la Figura 7, la descarga lateral depende sólo del tirante aguas arriba de la toma B, mismo que dependerá del control en la compuerta C.

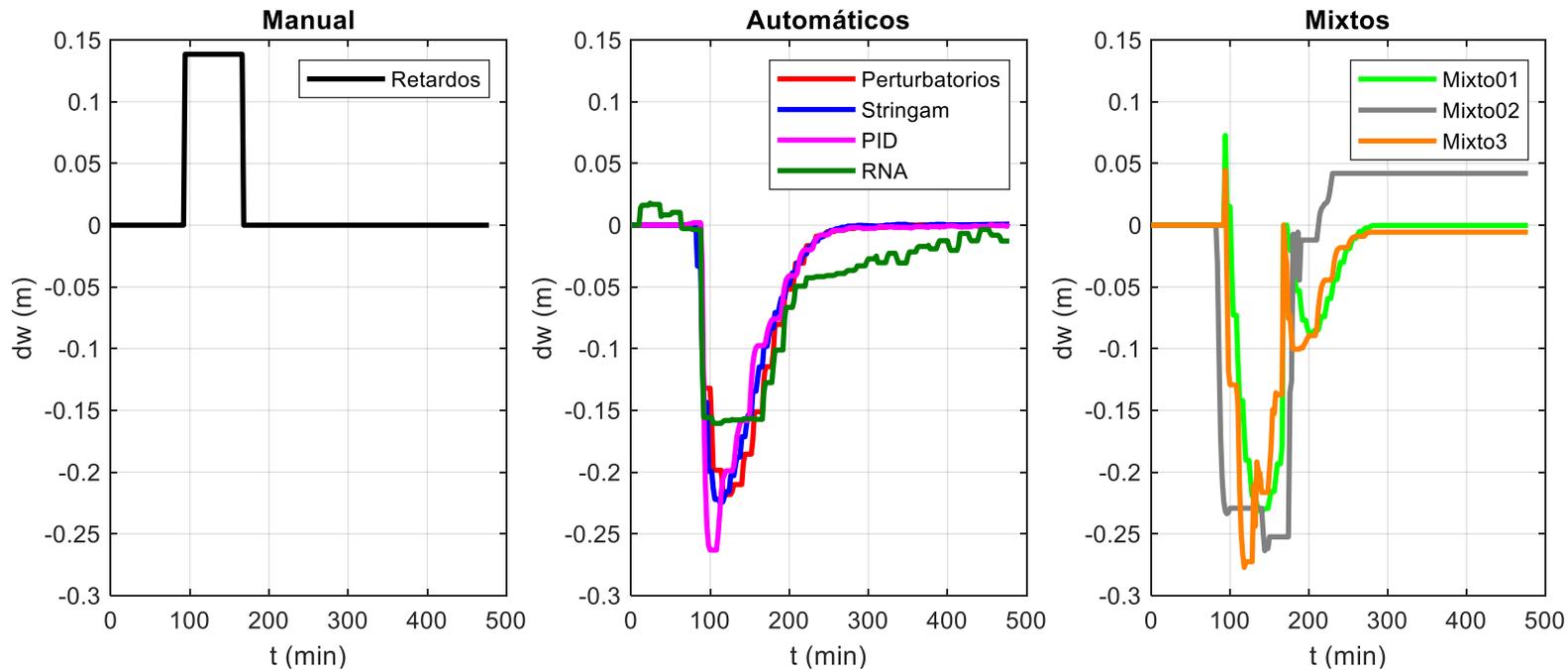


Figura 6. Ajustes en apertura de compuerta C (canal principal). En este gráfico se observan los movimientos de compuerta ejecutados por cada categoría de algoritmo de control. Aquí se aprecia la respuesta de los algoritmos de control al incremento en la extracción lateral (que inicia a la 1:10 h), ya que la compuerta C comienza a tener respuesta a la 1:32 h (retardos), 1:10 h (PID), 1:14 (Stringam), 1:16 (perturbatorios), 1:32 h (mixto 1 y 3) y 1:20 h (mixto 2).

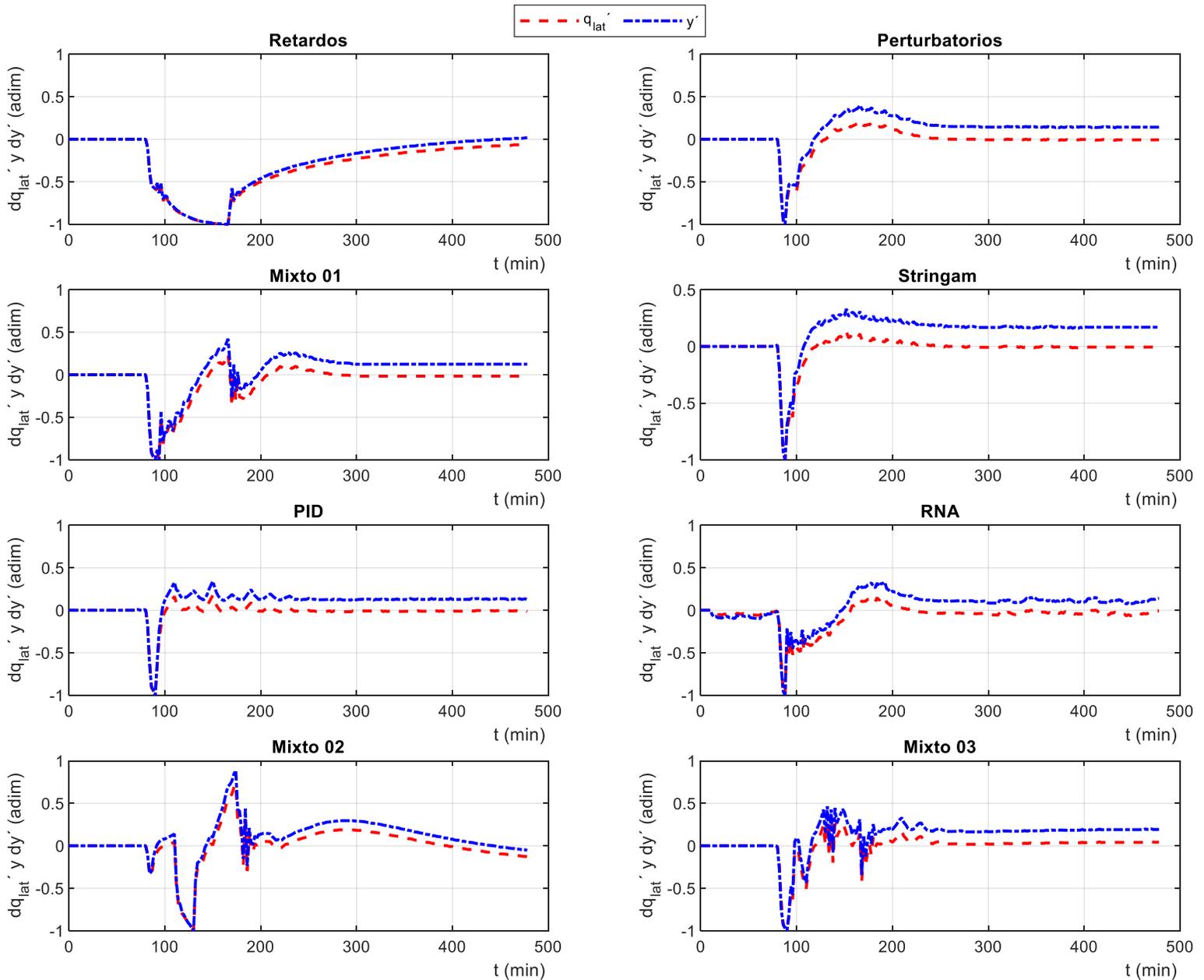


Figura 7. Errores normalizados del gasto y nivel de operación en la toma lateral B, con respecto al máximo error ($x' = (x^n - x^0) / \max(|x^n - x^0|)$).

Mientras tanto, en las compuertas del canal principal la operación se hace de acuerdo con los algoritmos de control antes mencionados.

En la Figura 8 se muestran los resultados en gasto y tirante sobre el canal principal (punto C), tras aplicar los algoritmos de control. En la compuerta C, a excepción del control por retardos, la descarga depende directamente de la apertura de compuerta. En el algoritmo de control mixto 2, el hidrograma de entrada al canal se fue calculando de acuerdo con los balances de masa ejecutados cada 30 minutos durante la simulación.

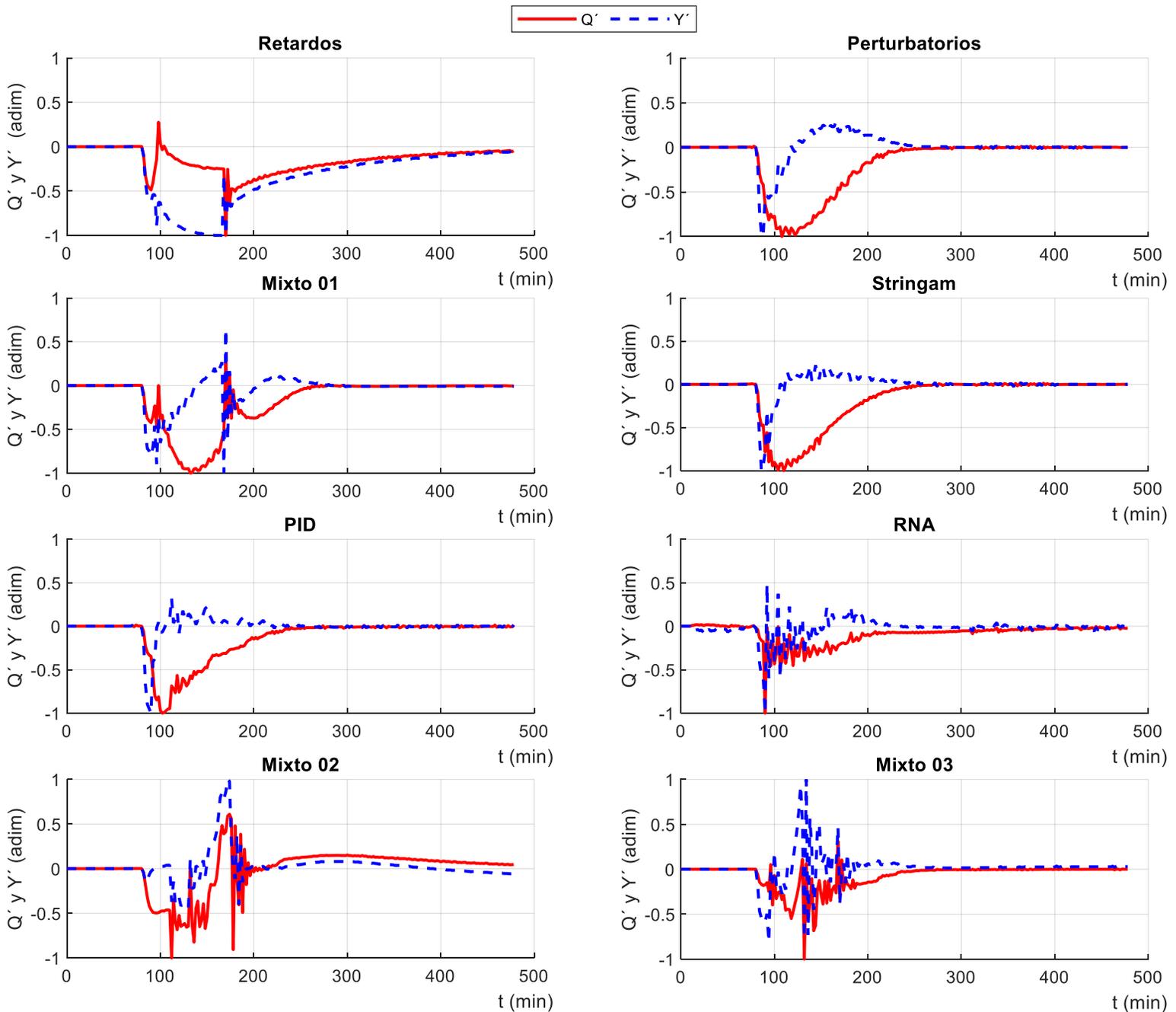


Figura 8. Errores normalizados del gasto y nivel de operación en la compuerta C. Q' y Y' son las variaciones normalizadas del gasto descargado por la compuerta C y del tirante de operación.

Discusión

Al comparar los indicadores de desempeño de los algoritmos de control de la Tabla 7 con los reportados por Clemmens *et al.* (1998), se observa que el desempeño de los algoritmos de control sobre el canal principal (ver Figura 8) están dentro de los valores reportados en la literatura: $IAE \approx 0.60\%$ y $MAE = [2.2-2.5]\%$.

Tabla 7. Indicadores de desempeño de la toma lateral (B km 32+00).

Método	MAE	IAE	Dy
	%	%	M
Retardos	3.52	0.24	0.15
Perturbatorio	1.95	0.08	0.08
Mixto1 (R+P)	2.04	0.08	0.09
Stringam	1.65	0.07	0.07
PID	2.07	0.07	0.09
RNA	1.96	0.07	0.08
Mixto2 (B+P)	3.28	0.14	0.14

Mixto3 (R+PID)	2.04	0.09	0.09
----------------	------	------	------

En la Figura 6 y Figura 8 se observa que la respuesta de control de gasto y nivel de los algoritmos de control local (perturbatorios, Stringam, PID y RNA) es más rápida y estable, tal y como lo indica el IAE $\approx 0.07\%$. Los métodos de control local, excepto por el de RNA, consiguieron pérdidas netas menores de US\$13.00 (ver Tabla 8). El método de Stringam y el de PID tuvieron pérdidas netas de US\$9.5; no es coincidencia que estos métodos tengan resultados tan parecidos, ya que de acuerdo con Stringam y Walh (2015), su método es una simplificación del PID. Sin embargo, el método de Stringam puede ser ejecutado ante un control manual y el PID es para un control totalmente automático.

Tabla 8. Evaluación de pérdidas en toma lateral B (DR 076 del Carrizo).

Métodos	Volumen en exceso		Volumen faltante		Excedentes (operación)	Faltantes (sombra)	Pérdidas netas
	m ³	%	m ³	%	US\$	US\$	US\$
Retardos	0	0.00	3 765	0.63	0.0	199.6	199.6
Perturbatorio	180	0.03	290	0.05	2.5	15.4	12.9
Mixto1 (R+P)	97	0.02	635	0.11	1.4	33.6	32.3
Stringam	78	0.01	198	0.03	1.1	10.5	9.4
PID	68	0.01	197	0.03	1.0	10.4	9.5
RNA	80	0.01	561	0.09	1.1	29.7	28.6
Mixto2 (B+P)	776	0.13	694	0.12	10.9	36.8	25.9

Mixto3 (R+PID)	273	0.05	288	0.05	3.8	15.3	11.4
Esperado	598		320.00				

Del modelo de RNA se esperaban mejores resultados, ya que en su planteamiento se incluyen como entradas los errores tanto en tirante como en gastos. Sin embargo, la calidad del RNA depende mucho de la calidad de los datos de entrenamiento, que en este caso se generaron con otro modelo numérico, lo que pudo ocasionar que se arrastraran errores. Esto se podría haber evitado utilizando datos de mediciones directas en campo. A pesar de los inconvenientes, las pérdidas netas calculadas con el RNA son mucho menores al método de retardos.

Mientras el control por retardos es el método que genera mayores pérdidas en la toma B (US\$199.6), muestra buen desempeño sobre el canal principal (porcentaje de errores de operación menores al 5 % (Luján, 1991) debido a que está diseñado para entregar en tiempo los gastos sobre el canal principal, precisamente, y no en las tomas laterales.

De manera general se logra apreciar que los modelos de control automáticos garantizan una entrega más uniforme en comparación con la operación manual. Sin embargo, en la prueba del control mixto 3 se muestra una mejora al tradicional control por retardos, que va de \$199.6 a \$11.5 en pérdidas netas en el volumen de agua. A pesar de que esta estrategia de control genera mayores pérdidas que el control totalmente automático PID, así como el control MoMPC propuesto por Van-Overloop *et al.* (2014), esta estrategia sigue involucrando al ser humano en el ciclo del control, lo que se asocia con una mejor vigilancia de los equipos de control.

Evaluación económica del control manual

El volumen faltante en la operación manual (retardos) representa menos de 1 % del volumen requerido en la toma lateral, pero en términos económicos son US\$199.5 de pérdidas en volumen de agua. Si se considera la productividad del agua en la zona (Tabla 3), se puede decir que en esta zona se han dejado de producir US\$1 135.00 en maíz. Se toma como ejemplo el maíz porque es el cultivo sembrado en mayor superficie en la zona de riego, después del trigo, que se ha descartado como parámetro de la productividad por su resistencia al estrés hídrico.

Como ya se mencionó, la mejor forma de mejorar el control por retardos sin sacar del todo al ser humano fue, en este caso, combinar con el control PID. En esta prueba, los volúmenes faltantes y en exceso habrían generado una pérdida máxima de $US\$0.26 \times (288 \text{ m}^3 + 273 \text{ m}^3) = US\145.9 . Con la operación manual basada en el cálculo de los retardos se obtuvo una eficiencia de 97.8 %, lo que indica que la operación manual no debería estar directamente relacionada con eficiencias menores al 90 %. Luego, los puntos a cuidar de la operación manual serían identificar muy bien el canal y la puntualidad tanto de los operadores como de los usuarios, tal y como lo mencionan Luján (1991), Pedroza e Hinojosa (2014), y García (2015).

Conclusión

A partir del escenario evaluado aplicando los diferentes algoritmos de control, se observó que los controles Stringam y PID logran mantener el nivel dentro del margen $\Delta y < 0.10 \text{ cm}$ y tienen un desempeño de IAE = 0.07 %. También se observa que no hay cambios en el gasto en la compuerta de la descarga lateral. Sin embargo, hacia aguas abajo del canal, debido a que se quiere mantener el control al final del tramo, se generan variaciones en la descarga hacia el punto C. De igual forma, se evaluaron las ventajas de aplicar controles automáticos no tan complejos, pero con fundamentos sólidos como el de Stringam (Stringam & Wahl, 2015) de perturbaciones, como el que se presenta en el anexo A. Se observa que con los modelos de control automáticos mejora la uniformidad en las entregas de los volúmenes de agua, e incluso cuando se combinan con controles locales automáticos con un control global manual.

El agua es un bien insustituible y asignarle un precio a los errores en la operación permite incrementar el interés de los usuarios del agua en mejorar la eficiencia desde la conducción. Preciar el agua ante cada algoritmo de control busca sensibilizar sobre el uso del agua como un bien por el que no se paga, pero que contribuye a mejorar la planeación desde

una visión integrada de cuenca (Turner, Georgiou, Clark, & Brouwer, 2004).

En este artículo no se sugiere de ninguna forma que el agua deba ser cobrada o vista como bien económico, simplemente se da a conocer un valor estimado del agua en la producción agrícola, y se exploran algunos escenarios para mejorar su uso y aprovechamiento. Los resultados obtenidos pueden servir para que los usuarios consideren los beneficios de modernizar su infraestructura hidráulica y, en forma paralela, disminuir los volúmenes de aprovechamiento, con el fin de contribuir a un mejor cuidado del recurso natural hídrico.

Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) y a todos los que contribuyeron al desarrollo de este estudio.

ANEXO A. Controlador derivado por métodos perturbatorios

Sea la ecuación de la descarga de una compuerta $F_1 = \frac{Q}{c_d b \sqrt{2g}}$, se considera como objetivo mantener constantes en el tiempo el nivel de operación \bar{y}_r y un gasto de descarga Q conocido. Solamente la apertura $w(t)$, tirante aguas abajo $y_3(t)$ y tirante aguas arriba $y_r(t)$ son valores dinámicos del sistema:

$$Q = C d w b \sqrt{2g(y_r - y_3)} \quad (\text{A.1})$$

Si se despeja la apertura de la compuerta de la Ecuación (A.1) y se agrupan los términos considerados como invariantes $F_1 = \frac{Q}{c_d b \sqrt{2g}}$, para el caso en que se desea mantener constante la extracción, las variaciones en la apertura del canal son una función que depende del tirante observado aguas arriba y debajo de la compuerta:

$$w(y_r, y_3; t) = f(y_r, y_3; t) = F_1 (y_r - y_3(t))^{-\frac{1}{2}} \quad (\text{A.2})$$

El modelo dinámico de la ecuación anterior se puede descomponer en dos escalas: una sobre el nivel objetivo o nivel a controlar \bar{y}_r , y una variación o perturbación y'_r , y se dice que $\bar{y}_r \gg |y'_r|$ (ver Figura 1.A). Con lo anterior se puede considerar la separación de escalas $y_r = \bar{y}_r + y'_r$, es decir, una de baja y una de más alta frecuencia. Aplicando esta separación de escalas a la Ecuación (A.2), tal que $w(y_r) = w(\bar{y}_r + y'_r)$ para determinar las diferentes escalas sobre la función de apertura de la compuerta se propone aplicar una serie de Fréchet-Taylor (Milne, 1980), entonces se tiene:

$$w(y_r) = w(\bar{y}_r) + y'_r \left. \frac{\partial w}{\partial y_r} \right|_{\bar{y}_r} + \frac{y_r'^2}{2!} \left. \frac{\partial^2 w}{\partial y_r^2} \right|_{\bar{y}_r} + \dots \quad (\text{A.3})$$

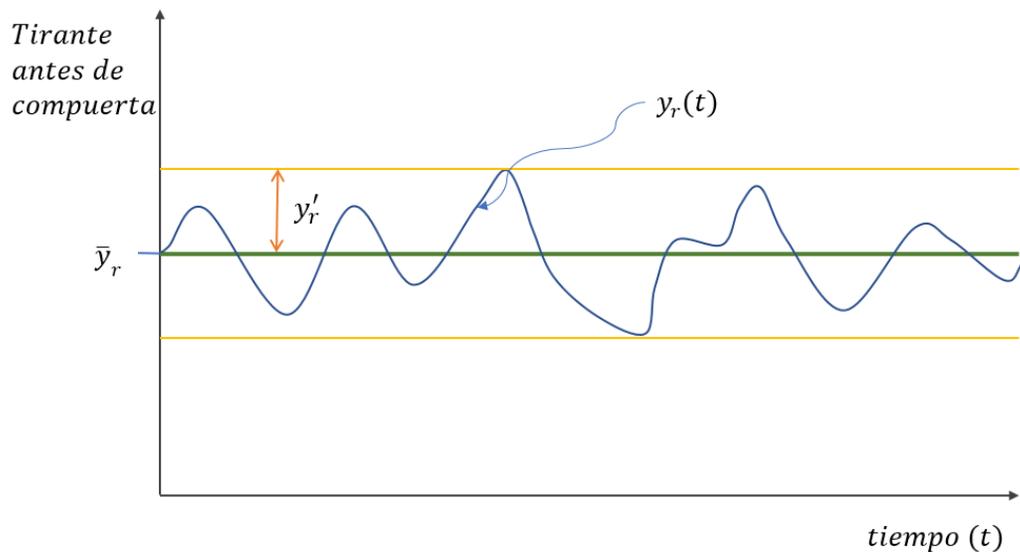


Figura A1. Variaciones del tirante arriba de la compuerta.

Los cambios en la apertura de compuerta son $\Delta w = w(y_r) - w(\bar{y}_r)$. Además, las derivadas son términos que incorporan los efectos de sensibilidad de la apertura sobre el nivel, para lo que $K_{p_1} = \left. \frac{\partial w}{\partial y_r} \right|_{\bar{y}_r} = -\frac{1}{2} F_1 \cdot (y_r - y_3)^{-1.5}$ y $K_{p_2} = \left. \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 w}{\partial y_r^2} \right|_{\bar{y}_r} = \frac{3}{8} F_1 \cdot (y_r - y_3)^{-2.5}$. Finalmente, el control de perturbaciones para dirigir la apertura de la compuerta queda como:

$$w^{n+1} = w^n + y_r' K_{p_1} + y_r'^2 K_{p_2} \quad (\text{A.4})$$

Este algoritmo requiere que se defina el intervalo de tiempo para el que se calculará la nueva acción de control ($T_{control}$) y además se debe establecer la velocidad con que la compuerta puede ejecutar una maniobra ($T_{maniobra}$). Al aplicar este algoritmo, se observó que se pueden suavizar las perturbaciones al utilizar una fracción de la derivada K_{p_1} , a la cual se le denominó K_L , y modificando el modelo como $w^{n+1} = w^n + K_L K_{p_1} y_r'$.

Referencias

- Abbot, M. (1979). *Computational hydraulics: Element of the theory of free surface flows*. London, UK: Pitman Publishing Limited.
- Aguilar-Chávez, A., Pedroza-González, E., Kosuth, P., & Daval, E. (1994). Automatización de un canal de riego. Canal Alto del distrito de Riego del río Yaqui. En: *El agua ante el siglo XXI*, 6.

- Aldama, A., & Aguilar, A. (1996). Stability analysis of a general Preissmann scheme. *Computational Methods in Water Resources*, 11,11, 37-44.
- Álvarez, A., Ridao, M. A., Ramírez, D., & Sánchez, L. (2013). Constrained predictive control of an irrigation canal. *Journal of Irrigation and Drainage*, 139(10), 841-854.
- Astrom, K., & Murray, R. (2008). *Feedback systems*. Princeton, USA: Princeton University Press.
- Bierkens, M. F., Reinhard, S., De-Brujin, J. A., Veninga, W., & Wada, Y. (25 de mayo, 2019). The shadow price of irrigation water in major groundwater-depleting countries. *Water Resources Research*, 55, 4266-4287.
- Chaudhry, M. H. (2008). *Open channel flow*. Columbia, USA: Springer.
- Clemmens, A. J., Kacerek, T., Grawitz, B., & Schuurmans, W. (1998). Test cases for canal control algorithms. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(1): 23-30.
- Clemmens, A., Sloan, G., & Schuurmans, J. (1994). Canal-control needs: Example. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 120(6), 1067-1085.
- Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2018). *Estadísticas agrícolas de los distritos de riego. Año agrícola 2016-2017*. Ciudad de México, México: Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Cruz-Mayo, P., Aguilar-Chavez, A., & De-la-Torre, C. D. (2019). Transient flow simulation in irrigation channels. En: IAHR (ed.). *E-proceedings of the 38th IAHR World Congress* (pp. 5476-5485). Panamá,

Panamá: International Association for Hydro-Environment Engineering and Research.

Ley Federal de Derechos. (1981). Capítulo VIII Agua. *Diario Oficial de la Federación*. Recuperado de http://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/pdf_mov/Ley_Federal_de_Derechos.pdf

Durdu, O. F. (2004). Optimal control of irrigation canals using recurrent dynamic neural network (RDNN). In: *World Water and Environmental Resources Congress*. Salt Lake City, USA: American Society of Civil Engineers. DOI: [http://doi.org/10.1061/40737\(2004\)223](http://doi.org/10.1061/40737(2004)223)

García, N. H. (2015). *Operación de canales. Conceptos generales*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

González-Trinidad, J., León-Mojarro, B. D., Carmona-Ruiz, V., & Rendón-Pimentel, L. (1999). Sistema de regulación de canales en el distrito de riego de la Begoña, Guanajuato. *Ingeniería Hidráulica en México*, 14(2), 11-20.

Hashemy, S. M., & Roozbhani, A. (2015). Selecting an appropriate operational method for main irrigation canals within multicriteria decision-making methods. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000996

Hashemy, S. M., Hasani, Y., Majidi, Y., & Maestre, J. M. (2016). Modern operation of Maing irrigation canals suffering water scarcity based on an economic perspective. *Journal of Irrigation and Drainage*

Engineering. 143(3): B4016001. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774

- Hassani, Y., Hashemy, S. M., Maestre, J., Zahraie, B., Ghorbanif, M., Rastegari H., S., & Kulshreshtha, S. N. (2019). An economic-operational framework for optimum agricultural water distribution in irrigation districts without water marketing. *Agricultural Water Management*. 221, 348-361.
- Haykin, S. (2010). *Neural networks and learning machines*. India: Pearson Education. Pearson Education India.
- Hernández, Y., Feliu, V., & Rivas, R. (2017). Artificial neural network based system identification of an irrigation main. *IEEE Latin America Transactions*, 15(9), 1595-1600.
- Luján, J. (1991). *Eficiencia del riego*. Madrid, España: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
- Malaterre, P. O. (2007). Control of irrigation canals: Why and how? In: Playan, G. N. (ed.). *International Workshop on Numerical Modelling of Hydrodynamics for Water Resources* (pp. 271-292). Zaragoza, España: Taylor and Francis (Balkema Ed.).
- Milne, R. (1980). *Applied functional analysis. An introduction treatment*. Londres, UK: Pitman Publishing Limited.
- Mohapatra, A. G., & Lenka, S. K. (2016). Neural network pattern classification and weather dependent fuzzy logic model for irrigation control in WSN based precision agriculture. *Procedia Computer Science*, 78, 499-506.

- Norton, R. G. (2004). *Política de desarrollo agrícola. Conceptos y principios*. Roma, Italia: Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura.
- Nunes-da-Silva, I., Hernane-Spatti, D., Andrade-Flauzino, R., & Bartocci-Liboni, L. H. (2017). *Artificial Neural Networks. A practical course*. Springer. São Paulo, Brazil. DOI 10.1007/978-3-319-43162-8
- Pedroza, E., & Hinojosa, G. (2014). *Manejo y distribución del agua en distritos de riego. Breve introducción didáctica*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Ramírez, D. R. (7 de diciembre, 2018). Comunicación personal.
- Ruslan, F. A. (2014). Flood water level modeling and prediction using NARX neural network: Case study at Kelang river. In: *2014 IEEE 10th International Colloquium on Signal Processing and its Applications* (pp. 204-207). IEEE. Kuala Lumpur, Malaysia.
- Secretaría de Economía. (octubre, 2019). *SNIIM*. Recuperado de <http://www.secofi-sniim.gob.mx>
- Stringam, B. L., & Wahl, T. L. (2015). The ratio controller for regulation of turnout flow rate. *Irrigation and Drainage*, 64(1), 69-76. DOI: 10.1002/ird.1881
- Swamee, P. K. (28 de enero, 1992). Sluice-Gate discharge equations. *Journal of Irrigation and Drainage*, 118(1), 56-60.
- The Mathworks, I. N. (2019). *MATLAB*. Massachusetts, USA: The Mathworks, I. N.

- Torres-Sombra, J., & García S., J. (2015). Uso del agua en el norte de Sinaloa: ¿a cuál consumidor asignar el recurso? *Tecnología y ciencias del agua*, 6(1), 167-173.
- Turner, K., Georgiou, S., Clark, R., & Brouwer, R. (2004). *Economic valuation of water resources in agriculture. From the sectorial to a functional perspective of natural resource management*. Rome, Italy: Food and Agriculture Organization.
- Van-Overloop, P. J., Maestre, J., Hashemy, S., Sadowska, A. D., Davids, J., & Camacho, E. (2014). Human in the loop control of Dez Main Canal. In: *Planning, Operation and Automation of Irrigation Delivery Systems* (pp. 307-319). Phoenix, USA: American Society of Civil Engineers.
- Zetina-Espinosa, A. M., Mora-Flores, J. S., Martínez-Damián, M. A., Cruz-Jiménez, J., & Téllez-Delgado, R. (2013). Economic value of water in Irrigation District 044, Jilotepec, Estado de México. *Agricultura, Sociedad y Desarrollo*, 10(2), 139-156.

**Treatment of domestic wastewater using activated
carbon prepared from sugarcane bagasse**

**Tratamiento de aguas residuales domésticas utilizando
carbón activado preparado de bagazo de caña de
azúcar**

Ebelia Del Angel¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-6567-4263>

Mayra Agustina Pantoja², ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7116-7500>

Rosendo López³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-6850-8973>

Alida Elizabeth Cruz⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7216-2699>

¹Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Academic Division of Engineering and Architecture, Cunduacán, Tabasco, Mexico, ebelia.delangel@ujat.mx

²Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Academic Division of Engineering and Architecture, Cunduacán, Tabasco, México, mayra.pantoja@ujat.mx

³Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Academic Division of Engineering and Architecture, Cunduacán, Tabasco, Mexico, rosendo.lopez@ujat.mx

⁴Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Academic Division of Engineering and Architecture, Cunduacán, Tabasco, Mexico, alida.cruz@ujat.mx

Corresponding author: Ebelia Del Angel-Meraz, ebelia.delangel@ujat.mx

Abstract

Solid residues of sugar cane industry represent one of the major agro-residues. They are often considered as waste; however, they can be used as an inexpensive raw material for different applications, including production of activated carbon (CA) to be used as adsorbent in sustainable processes. On the other hand, domestic wastewater contains grease and oil residues, which causes pipe plugging. Adsorption of these compounds is possible with activated carbon. In this work, CA was obtained from sugarcane bagasse residues through a simplified two steps method: chemical activation with H_3PO_4 and pyrolysis at 973 K. Textural and structural characterizations were performed by N_2 physisorption, scanning electron microscopy (SEM) and X-ray diffraction (XRD). Carbon samples ($S_{BET} = 914 \text{ m}^2\text{g}^{-1}$) showed a structure analogous to graphite and microporous surface characteristics of activated carbon. The adsorption of oils from domestic wastewater was evaluated with the synthesized

carbon. Results showed that after eight hours, the sugarcane bagasse activated carbon adsorbed 94 % of the oils contained in wastewater. These data are similar to the adsorption process carried out in a commercial activated carbon (96 %). In this work also adsorption kinetics were evaluated with pseudo first-order, pseudo second order, and intraparticle equations, the experimental data showed a better fit with the pseudo second order model and to the Langmuir isotherm. These results prove the fact we can add value to sugarcane bagasse residues to efficiently remove greases and oils from wastewater.

Keywords: Activated carbon, grease and oils, sugarcane bagasse, wastewater.

Resumen

Los residuos de la industria de la caña de azúcar representan uno de los principales agro-residuos. A menudo se consideran como basura y se pueden utilizar como materia prima barata para obtener carbón activado (CA). Por otra parte, el agua residual doméstica contiene residuos de grasas y aceites causantes del taponamiento de las tuberías; se puede lograr la adsorción de estas sustancias con carbón activado. En este trabajo se obtuvo CA a partir de residuos de bagazo de caña de azúcar mediante un método simplificado de dos pasos: activación química con H_3PO_4 y pirólisis a 973 K. La caracterización textural y estructural fue por fisiorción N_2 , microscopía electrónica de barrido (SEM) y difracción de rayos X (RDX). El carbono obtenido (S_{BET} de $914 \text{ m}^2\text{g}^{-1}$) mostró una estructura análoga al grafito y una superficie microporosa característica

de los carbonos activados. El carbono sintetizado se evaluó en la adsorción de grasas y aceites de aguas residuales domésticas. Los resultados mostraron el valor agregado que se obtiene del bagazo de caña para eliminar eficientemente grasas y aceites de aguas residuales, ya que después de ocho horas se encontró que su CA adsorbió el 94 % de las grasas y aceites contenidas en las aguas residuales, lo cual es similar a la adsorción de un CA comercial (96 %). También se evaluó la cinética de adsorción con las ecuaciones de pseudo primer orden, pseudo segundo orden e intrapartícula; los datos experimentales mostraron un mejor ajuste con el modelo de pseudo segundo orden.

Palabras clave: carbón activado, grasas y aceites, bagazo de caña de azúcar, agua residual.

Received: 11/03/2020

Accepted: 01/01/2021

Introduction

Adsorbents from natural sources have received special attention over the past fifty years, since the materials used are considered to be

environmentally friendly. These show a high activity in the decontamination of wastewater with a low consumption of chemical reagents for preparation. Among all natural adsorbents, activated carbon is the most promising material due to the availability of raw material for production including biomass, where several precursors have been reported, for example: coconut shell, rice husk, palm leaves, wood bark, peanut peel or other materials containing lignin, cellulose and hemicellulose.

The adsorption nature of activated carbon is different, not only by the biomass source, but also by the chemical procedure used for its production (Garg, Amita, Kumar, & Gupta, 2004; Velázquez-Trujillo, Bolaños-Reynoso, & Pliego-Bravo, 2010; Hajira, Muhammad, Nasir, Uzma, & Tahreem, 2016; Corral-Escárcega *et al.*, 2017; Ramírez-Rodríguez, Reyes-Ledezma, Chávez-Camarillo, Cristiani-Urbina, & Morales-Barrera, 2018; Almeida *et al.*, 2019). Remarkable differences related with the purification practices such as distillation, crystallization and solvent extraction, adsorption allows the removal of trace contaminants because their polar nature allows a strong bonding with polar and organic molecules on their surface.

The textural and structural properties of activated carbon, useful for the treatment of wastewater due to the textural and structural properties of activated carbon. For many adsorption applications such as the removal of metal ions (Garoma & Badriyha, 2010; Izzeldin, Bice, Ngilaa, & Nyamoria, 2013; Kuncoro, Dwi, Handoko, Oktiani, & Septya, 2018a; Kuncoro, Mitha-Isnadina, Darmokoesoemo, Dzembrahmatiny, &

Kusuma, 2018b) or protein purification, the purity of activated carbons takes a special relevance (Cruz, Ainassaari, Gómez, Solís, & Keiski, 2018; Andrade *et al.*, 2018).

Moreover, polar nature of carbons allows organic and polar molecules to bind strongly to their surface, due to this property, they can be considered as an almost universal adsorbent. In the field of water treatment, activated carbon acts as an effective and economical adsorbent with multiple effects improving the taste and odor of water, removing contaminants (Leyva-Ramos, Díaz-Flores, Guerrero-Coronado, Mendoza-Barrón, & Aragón-Piña, 2004; Ramavandi, Asgari, Faradmal, Sahebi, & Roshani, 2014; Leyva-Ramos, Rivera-Utrilla, Medellín-Castillo, & Sánchez-Polob, 2010; Goswami & Phukan 2017; Ghani, Yusoff, Zaman, Zamri, & Andas, 2017; Islam, Ahmed, Khanday, Asif, & Hameed, 2017).

Nowadays the Sugar Industry produce one ton of sugarcane bagasse per ton of refined sugar, and a portion of this bagasse is used as fuel for boilers or sold to the paper industry (Meza, Lomascolo, & Laurence, 2006). However, the disposal and confinement of the remaining waste becomes a serious environmental control problem. Some research has focused on the use of sugarcane bagasse to remove greases and oils and hydrocarbons. The most recent study is Almeida *et al.* (2019), which performed the adsorption of emulsified petroleum present in a synthetic wastewater, with cane bagasse, managing to eliminate 90 %. Most studies focus on the elimination of petroleum hydrocarbons using sugarcane bagasse as biosorbent, without transforming it into activated carbon (Leiva-Mass, Martínez-Nodal, Esperanza-Pérez, Rodríguez-Rico, &

Gordiz-García, 2012; Acosta, 2013; Rincones-Poyer, Valladares, Danglad-Flores, & Salazar-Palencia, 2015). In this investigation, activated carbon made from sugarcane bagasse is synthesized and characterized to assess its efficiency in the removal of domestic wastewater greases and oils respect to commercial carbon.

Materials and methods

Activated carbon synthesis

The sugarcane bagasse was obtained from the Ingenio Benito Juárez Presidente, located in Cárdenas, Tabasco, Mexico. The raw material was washed to remove residual inorganic substances, then dried at environmental conditions for three days. The samples were activated in a medium acid (H_3PO_4 -1.8 M) for 48 h (Mateo-Sánchez, 2011), followed by a carbonization process at 973 K for 1 h in a muffle. The resulting carbon was washed with distilled water at a temperature of 343 K using a NaOH solution (0.1M), until a valued of pH 6, dried then in a mufla at 373 K for 8 h (Figure 1).

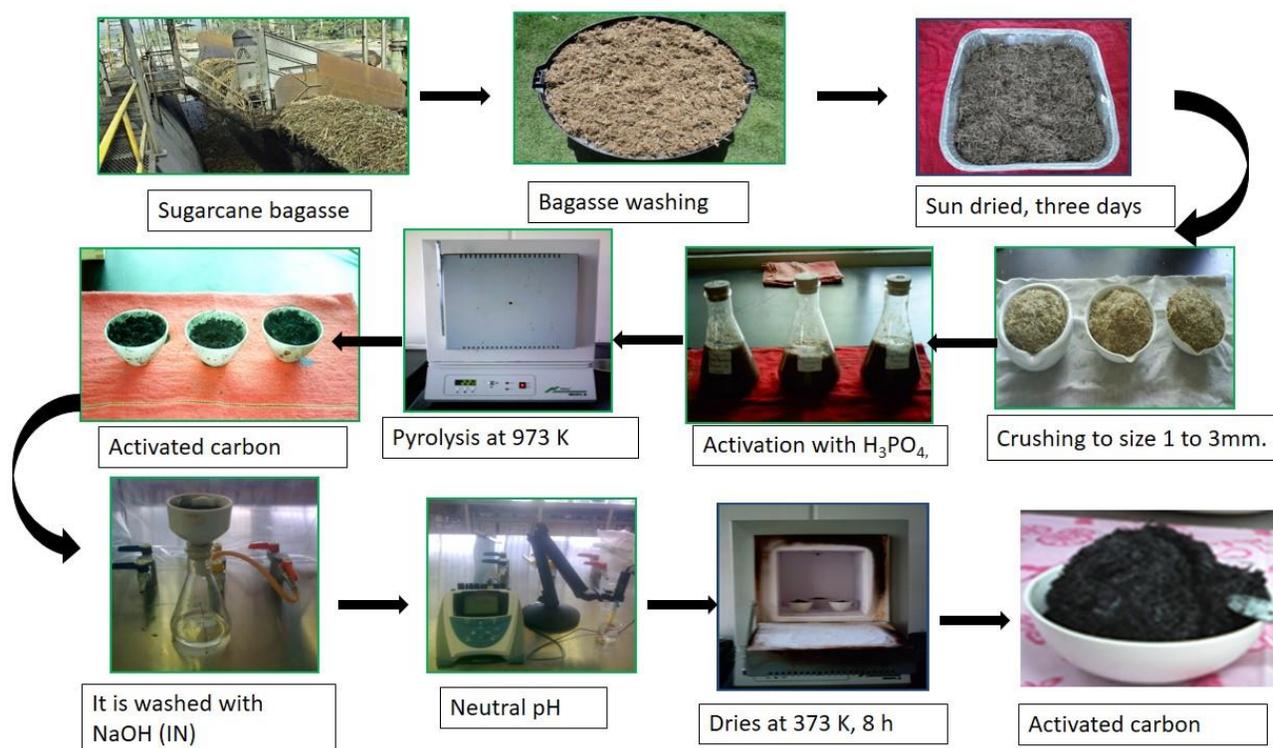


Figure 1. Synthesis of activated carbon from sugarcane bagasse.

Characterization of activated carbon

Diffraction patterns of carbon powder was performed on an X-ray equipment (XDR), recorded in the range $20^\circ \leq 2\theta \leq 80^\circ$ using a Phillips X'Pert diffractometer, radiation CuK (-1.5406 \AA) and a goniometer speed

of 1° (2 min^{-1}). The micrographs of activated carbon were obtained in a JEOL JSM-6010LA scanning electron microscope with EDS detector (SEM-EDS).

For the measurement of the isoelectric point (potential Z vs. pH) a solution of 0.05 mg of activated carbon in 10 ml of deionized water was prepared. Subsequently, it was dispersed in an ultrasonic processor and analyzed in the Zetasizer Nano ZS equipped with an automatic titrator using an HCl solution of 0.5 M and 0.25 M of NaOH.

Specific surface area, pore volume and pore size distribution of activated carbon were obtained from N_2 adsorption using conventional BET methods in a TriStar II Micromeritics. Measurements were performed at the normal boiling temperature of N_2 at a temperature of 77 K and at atmospheric pressure.

Greases and oils adsorption tests

The wastewater samples were collected from the drainage network of the dining room building located in the Academic Division of Engineering and Architecture of the Juarez Autonomous University of Tabasco in the town of Cunduacán in Tabasco State. Adsorption tests were carried out in different batches process, in which 1 gram of activated carbon was added

and dispersed in 1 liter of wastewater. Then, samples were taken in triplicate at different times of 0.5, 1, 8, 24 and 48 h. After that, to determine the greases and oils content the NMX-AA-005-SCFI-2000 standard was applied. Then, the adsorption capacity of activated carbon made from cane bagasse (BAC) was compared with commercial activated carbon (CAC-Repsol brand), under the same reaction conditions described above. CAC and BAC adsorption capacity (q_t) in mg/g was calculated according to Equation (1):

$$q_t = (C_o - C_t)v/w \quad (1)$$

Where:

C_o = Initial concentration of grease and oil into the wastewater mixture (mg/l).

C_t = Concentration of grease and final oil in the liquid phase (mg/l).

v = Volume used of wastewater used (l).

w = Mass of the adsorbent (g).

The models evaluated in adsorption kinetics were (Table 1): pseudo first order, pseudo second order, and intraparticle diffusion model (Almeida *et al.*, 2019; Kuncoro *et al.*, 2018a; Kuncoro *et al.*, 2018b; Corral-Escárcega *et al.*, 2017; Andrade *et al.*, 2018; Ramírez-Rodríguez *et al.*, 2018; Saad, Isa, & Bahari, 2010; Izzeldin *et al.*, 2013).

Table 1. Kinetic models and isotherms to evaluate CAC and BAC.

Model	Equation	Plotting	Equation number	References
Pseudo first order	$\ln(q_e - q_t)$ $= \ln q_e - K_1 t$	$\ln(q_e - q_t) vs t$	(2)	Lagergren (1898)
Pseudo second order	$\frac{t}{q_t} = \frac{1}{K_2 q_e^2} + \frac{1}{q_e t}$	$\frac{t}{q_t} vs t$	(3)	Ho & McKay (1998)
Intraparticle diffusion	$q_t = K_{int} t^{0.5} + C$	$q_t vs t^{0.5}$	(4)	Weber & Morris (1963)
Langmuir isotherm	$\frac{C_e}{q_e} = \frac{1}{q_m K_L} + \frac{1}{q_m C_e}$	$\frac{C_e}{q_e} vs C_e$	(5)	Langmuir (1918)
Freundlich isotherm	$\log q_e$ $= \log K_f + \frac{1}{n \log C_e}$	$\log q_e vs \log C_e$	(6)	Freundlich (1906)

Results and discussion

Characterization of activated carbon

X-ray diffraction

The diffractogram of Figure 2a and Figure 2b correspond to the BAC and CAC. The presence of a typical amorphous carbon at 2θ to 28° , 34° , 38° and 50° is observed. This diffractogram also shows two corresponding asymmetric peaks at 2θ to 15° and 55° , which are assigned to graphite, (Contreras *et al.*, 2008; Adinaveen, Kennedy, Vijaya, & Sekaran, 2013). Graphite peaks are well defined, identifying that activated carbon has two types of porous structures characteristic of these materials: the first type corresponds to a graphite-like microcrystalline structure consisting of parallel layers of hexagonally arranged carbon atoms. Meanwhile the second type is described as a three-dimensional lattice of disordered carbon hexagons due to the formation of benzene structures formed during the carbonization process (Almeida *et al.*, 2019). On the other hand, Figure 2b corresponds to commercial carbon (CAC) shows a single much defined peak related to a fullerene structure, and this type is the third most stable form of carbon, after diamond and graphite.

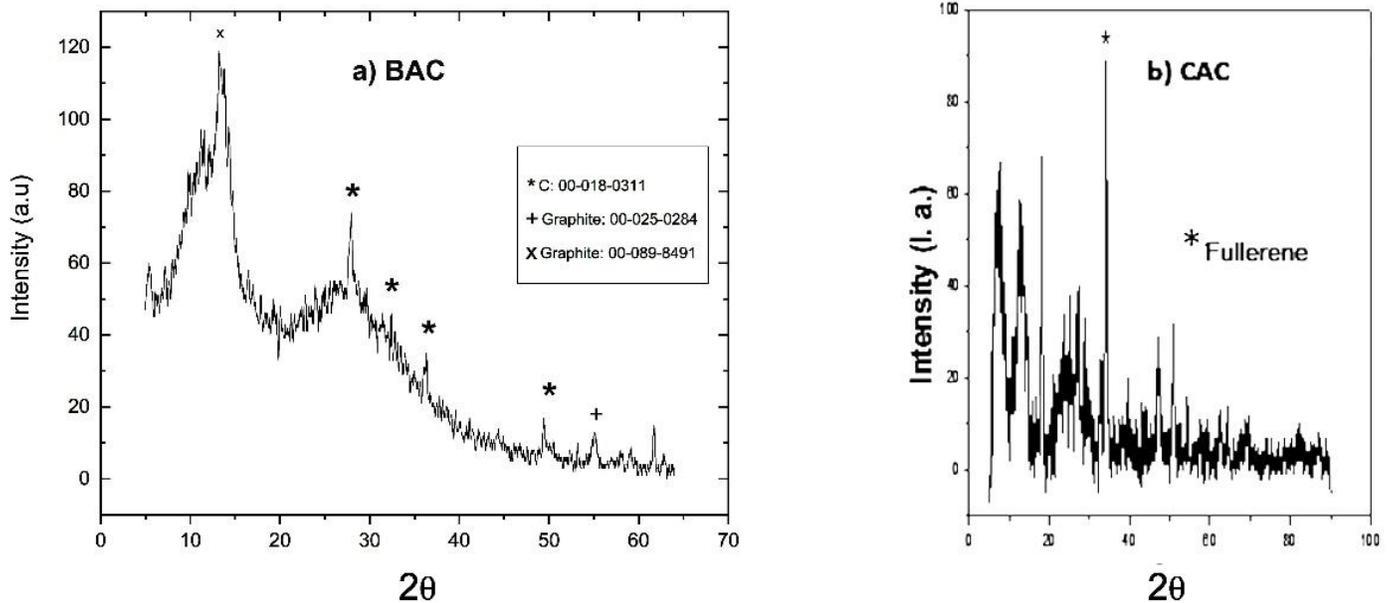
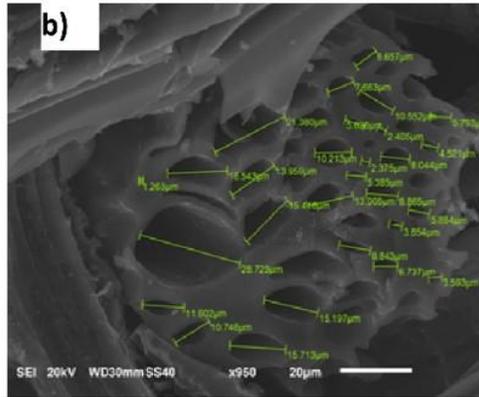
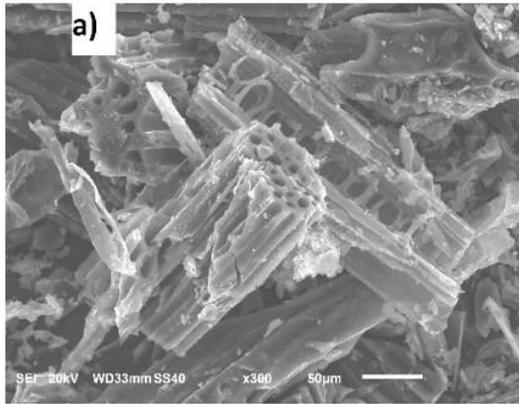


Figure 2. Diffractogram of a) BAC and b) CAC.

Scanning Electron Microscopy (SEM)

Figure 3a shows the morphology of the BAC before being used for wastewater treatment, the amorphous arrangement of carbon plates with micropores is observed forming in the spaces between them. The presence of elongated fibers in the sugarcane bagasse sample ensures they can take part in adsorption processes. Yun, Liu and Zhang (2010) reported this structure is due to the presence of bonded fibers, probably

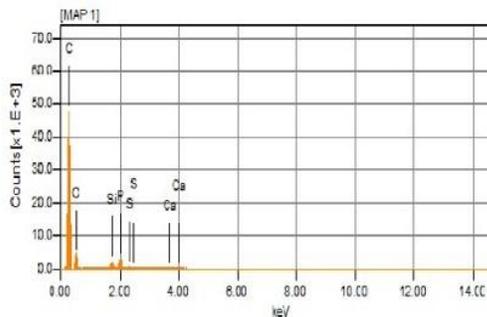
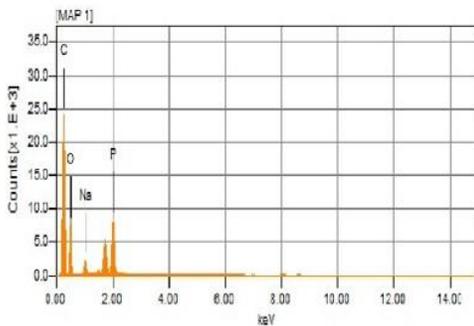
due to the presence of hemicellulose and lignin. The Dispersive Energy X-ray Spectroscopy (EDS) analysis is shown below in order from highest to lowest the elements that make up the sample % mass; C (64.53 %) > O (26.29 %) > P (4.64 %) > Si (2.96 %) > Na (1.88 %), the presence of P is due to the use of phosphoric acid for the activation of the material, the presence of sodium is due to the use of sodium hydroxide for the neutralization of activated carbon. Figure 3b shows the BAC after 8-hour treatment, it is observed that the surface of the material is porous and have different sizes, pores of the material and can aid in the internal diffusion and adsorption of greases and oils. The Dispersive Energy X-ray Spectroscopy (EDS) analysis is shown below in order from highest to lowest the elements that make up the sample in % in mass; C (78.46 %) > O (18.28 %) > P (1.45 %) > Si (0.83 %) > Ca (0.27 %), S (0.18 %) > Cu (0.53 %).



a) Before the experiment

Element	% mass	% mole
C	64.53	73.32
P	4.64	2.05
O	26.29	22.42
Na	1.58	0.94
Si	2.96	1.27
Total	100.00	100.00

b) At 8 h of wastewater treatment



Element	% mass	% mole
C	78.46	84.05
P	1.45	0.60
O	18.28	14.70
Ca	0.27	0.09
Si	0.83	0.38
Cu	0.53	0.11
S	0.18	0.07
Total	100.00	100.00

Figure 3. SEM micrographs of sugarcane bagasse BAC: a) Before the experiment; b) At 8 h of wastewater treatment.

Isoelectric point of activated carbon BAC

The zero-load point (ZCP) and the isoelectric point (IEP) of the adsorbent allow to determine the overall distribution of the load on its surface and, therefore, the ability to retain contaminants. The zero load point indicates the most appropriate pH value range to achieve efficient removal of a given anionic or cationic contaminant. On the other hand, the zeta potential (ZP) is determined by the nature of the particle surface and the dispersion medium. The Figure 4 shows the Z potential of the BAC sample depending on the pH. The zero-load point intercepts the isoelectric point at a pH of 2.50.

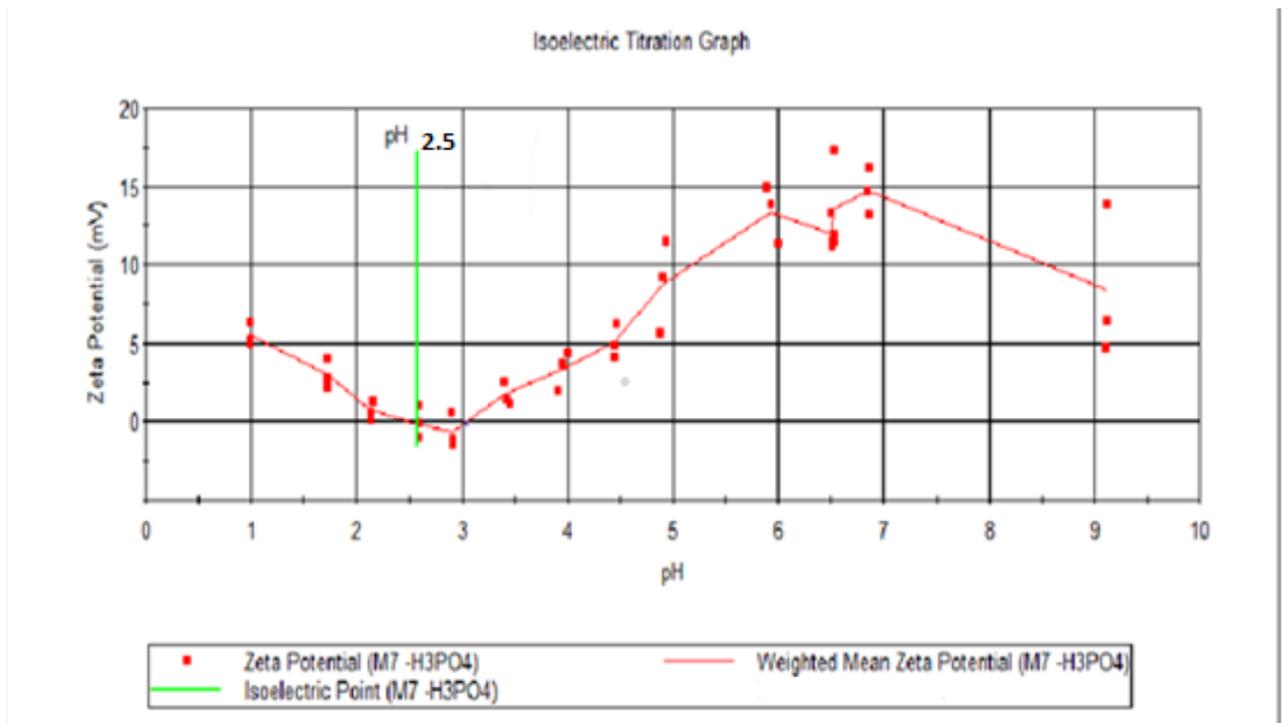


Figure 4. The Z potential of BAC as a function of pH.

In the IEP, particles do not experience repulsion, there may be some attraction between particles near this value. Because the ZP corresponds to a load balancing point in the adsorbent material, the pH values higher than PZ generate a negatively charged surface, while a pH lower than the PZ a positively charged surface. The adsorption capacity of an activated carbon is determined by its chemical composition and the distribution of loads on its surface (Menéndez, Illán-Gómez, & Radovic, 1995; Appel, Ma, Dean, & Kennelly, 2003; Izzeldin *et al.*, 2013; Amaringo & Hormanza, 2013; Andrade *et al.*, 2018).

Therefore, this parameter is very important for establishing favorable conditions in terms of the pH value for the efficient removal of a given pollutant. In our work there are few references of potential zeta studies for activated carbon using exclusively cane bagasse, we used as reference the work reported by Izzeldin *et al.* (2013) where the adsorption of Pb^{2+} on nanotubes made with sugar cane bagasse is found a pH values 2, increasing the number of groups negatively charged on the surface of the adsorbent resulting in a high adsorption of Pb^{2+} , opposite at pH values below ZPC where the adsorption was lower due to the fact that metal ions compete with hydrogen ions for adsorption sites.

Textural analysis of activated carbon

Table 2 shows the textural results of BAC and CAC, first one had a lower specific surface area (S_{BET}) than CAC with a difference of 32 %, it also showed a lower volume of pore (V_T) than CAC. According to the result of the average pore diameter (D_p), both carbons are in the mesoporous range (2-50 nm) near the micropores. Small pores are known to be the primary responsibility for carbon adsorption capacity. Based on these results it is hoped that the use of activated carbon from sugarcane bagasse could act as an efficient adsorbent when compared to commercial activated carbon.

Table 2. Textural parameters of BAC and CAC.

Activated carbon	S_{BET}	V_T	D_p
	m^2g^{-1}	(cm^3g^{-1})	nm
BAC	914	0.5	3.6
CAC	1353	0.9	3.9

Figure 5a and Figure 5b contains the adsorption-desorption isotherms of the BAC and CAC samples, according to the IUPAC both materials are type I adsorption isotherms, which is characteristic of microporous solids. Finding that according to the determination of the diameter of the pores there is a combination of mesopores and micropores. The primary adsorption process is carried out in the narrow micropores and the secondary adsorption process is carried out in the widest pores. In addition, it has a hysteresis loop type H_4 , and indicate

the presence of pores located between plates, with a uniform size and shape, which are characteristic of activated carbons (Leofanti, Padovan, Tozzola, & Venturelli, 1998; Adinaveen *et al.*, 2013; Andrade *et al.*, 2018).

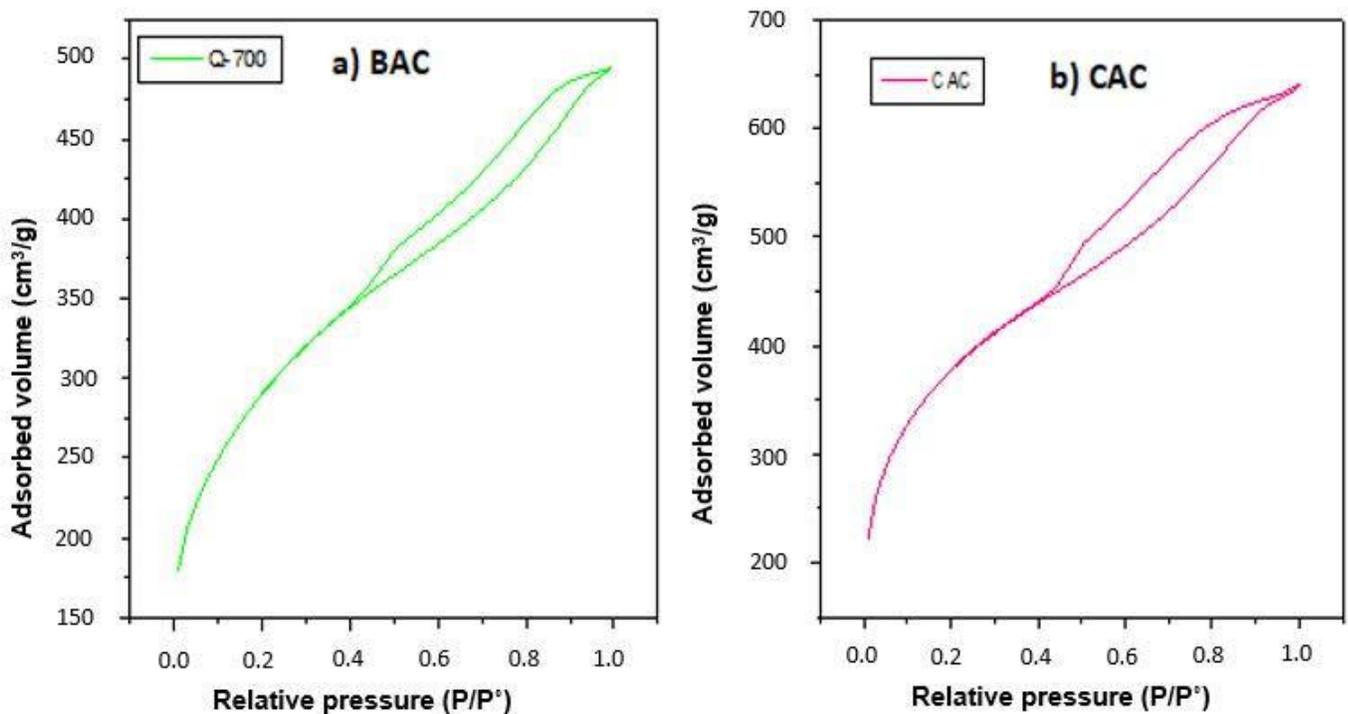


Figure 5. Adsorption-desorption isotherm of sugarcane bagasse activated carbon: a) BAC, b) CAC.

Determination of greases and oils

Domestic wastewater used for carbon assessment showed a content of 5 293 mg/l of greases and oils on average. Based on the above guidelines, the body of water under analysis shows a high grease and oil content, within the range of 5 350, 5 260 and 5 270 mg/l (of the three repetitions performed). In accordance with the Official Mexican Standards (NOM-001-ECOL-1996; NOM-002-ECOL-1996; NOM-003-ECOL-1997), the acceptable limit range for wastewater discharges in Mexico is 15 to 100 mg/l.

Greases and oils concentrations at different times during the adsorption process using activated carbon are shown in Figure 6. The increased adsorption capacity is after 8 h of treatment for both carbons (BAC and CAC), decreasing the grease and oil concentration to 240 mg/L for CAC and 320 mg/l for BAC. In residence times of 8 h, the grease and oil content was reduced by 96 % (CAC) and 94 % (BAC) respectively (Xue *et al.*, 2014).

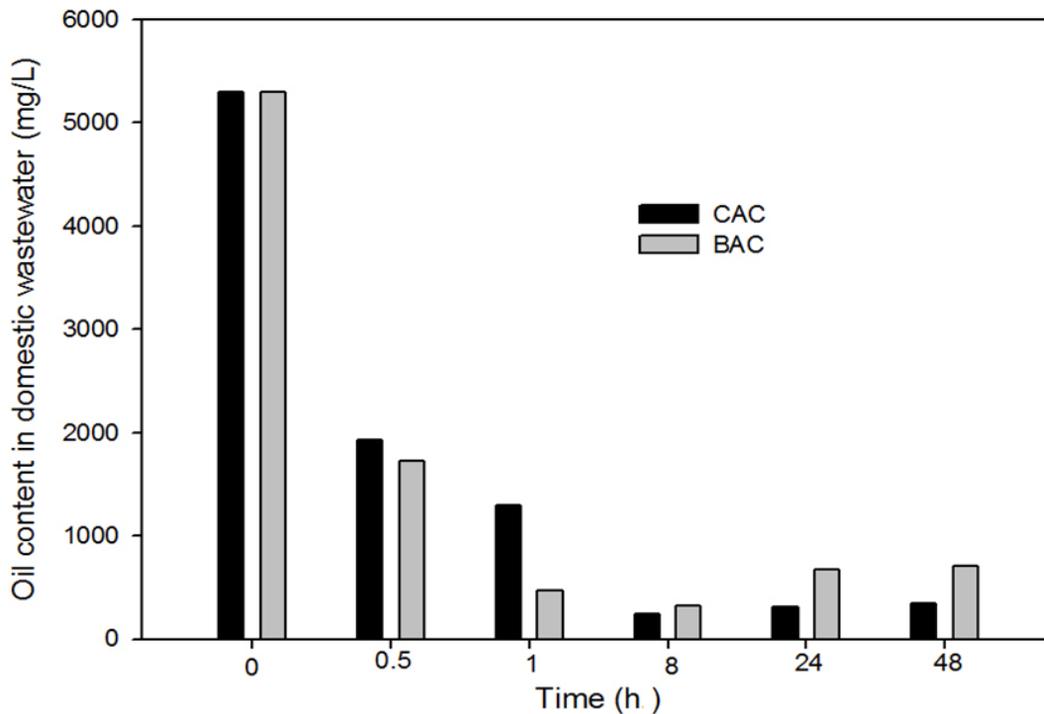


Figure 6. Grease and Oil content in domestic wastewater during adsorption process with BAC and CAC.

Decreased adsorption capacity after 8 h can be attributed to possible pore saturation in both carbons, as can be seen at 24 and 48 h, carbon depletes, due to the chemisorption of greases and oils in activated carbon, this process is not reversible, so the retained molecules will not be easily detached. The adsorption mechanism depends on the physical and/or chemical characteristics of the adsorbent, as well as the mass transport process (Xue *et al.*, 2014).

The study of kinetics involves the determination of the reaction rate as well as the mechanism of the adsorption process, in order to understand the interaction between activated carbon and grease and oil.

The adsorption process is shown in Figure 7, showing three main stages: 1) First stage, wastewater (greases and oils) is diffused from the liquid phase to the surface of the adsorbent (film diffusion stage); 2) In the second stage, wastewater greases and oils enter the internal pores of the adsorbent from the surface of the adsorbent (intraparticle diffusion stage); 3) Third stage, the adsorption process of grease and oil, enter the adsorption site (chemisorption). In these three stages, the resistance to adsorbate mass transfer is different; the maximum resistance to mass transfer, as well as the slowest step determines the adsorption processes. Adsorption balance quickly establishes adsorption sites (Xiaohong *et al.*, 2018; Kuncoro *et al.*, 2018a).

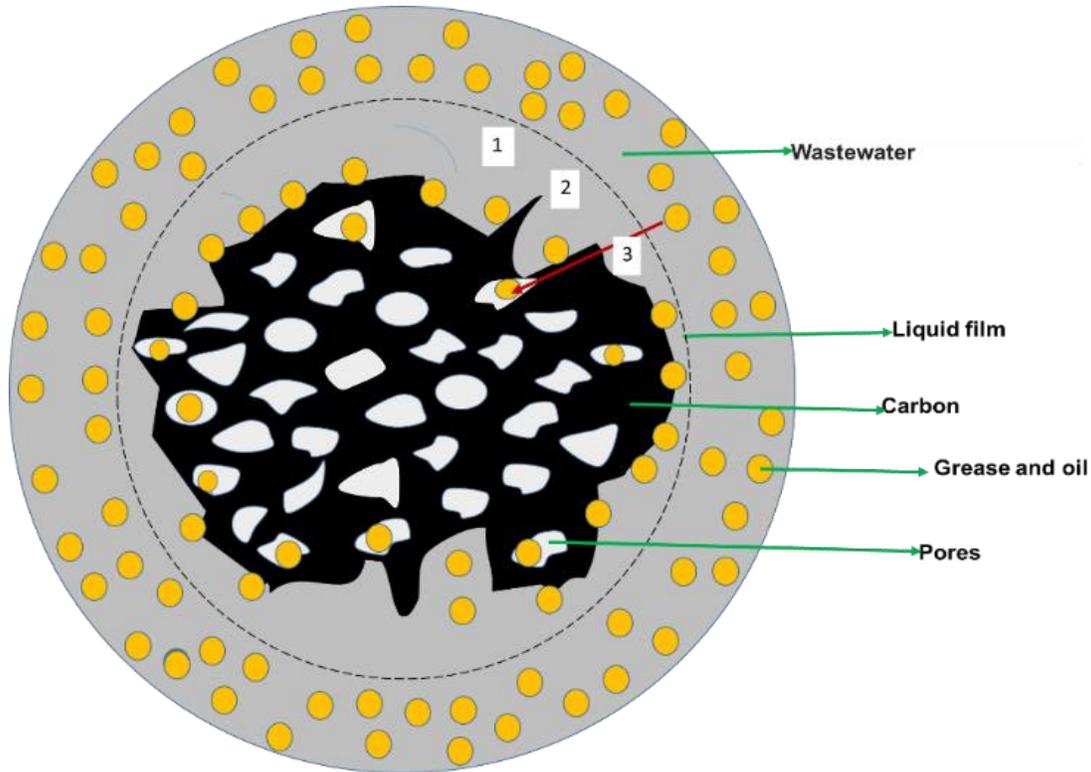


Figure 7. Scheme representing the physical mechanism of adsorption of grease and oils in activated carbon.

The kinetic model of the pseudo first order is based on the membrane diffusion theory and considers that the adsorption rate is proportional to the difference in the capacity of the adsorption of the balance and the amount of adsorption (Equation (2)). The pseudo-second order model assumes that the adsorption process includes chemisorption, adsorption on the surface, and diffusion in particles (Equation (3)). In the case of the intraparticle model, it proposes that the elimination of adsorbate should vary with the square root; therefore, the intraparticle diffusion coefficient (k_{int}) can be calculated with Equation (4) (Table 1).

In Table 3, the results of kinetic models are summarized, and experimental data for CAC and BAC are observed. The pseudo first order equation does not adjust the experimental data, the correlation value (R^2), in both cases is 0.41 and 0.11 for CAC and BAC respectively. Table 3 show the results of the pseudo-second order kinetic model for CAC and BAC (t/q_t vs. t), showing that experimental data for both activated carbons have a good fit with the kinetic model ($R^2 = 0.99$ and $K_2 = 0.0002$ g/mg min) achieving at eight hours a decrease in greases and oils from 240 and 320 mg/g for CAC and BAC, respectively. From the results, it can be inferred that this model represents the adsorption of greases and oils (BAC and CAC).

Table 3. Parameters of the kinetics models for the adsorption of greases and oils.

Model	Parameters	BAC	CAC
Experimental	q_e (mg/g)	320	240
Pseudo first order	K_1/min^{-1}	0.0002	0.0005
	R^2	0.1171	0.4086
Pseudo second order	K_2 (g/mg.min)	0.0002	0.0002
	R^2	0.9998	0.9999
Intraparticle diffusion	$K_{int}(\text{mg/g min}^{0.5})$	3.68	3.94
	R^2	0.792	0.671

According to the research of Yun *et al.* (2010), which agrees that the pseudo second order model better represents the adsorption process using the sugarcane bagasse as an adsorbent, confirming that the adsorption rate is controlled by a chemisorption process. The adsorption mechanism depends on the physical and/or chemical characteristics of the adsorbent as well as the mass transport process (Xue *et al.*, 2014).

Table 3 shows that experimental data do not fit to a straight line in the intra-particle kinetic diffusion model, adsorption of both carbons is better represented by a quadratic model, nevertheless correlation coefficients for BAC ($R^2 = 0.792$) and CAC ($R^2 = 0.671$) are not appropriate to fit the data to quadratic expressions. Also other studies use activated carbon of sugarcane bagasse as an adsorbent, this result indicates this is then model involved in the adsorption process (Almeida *et al.*, 2019).

From results obtained with the kinetic adsorption study, it can be concluded that adsorption of greases and oils in both activated carbons follows a second-order kinetics. This model predicts that the adsorption process occurs in chemisorption and has a transient period.

The experimental data were plotted following the Equation (5) (Table 1) and adjusted to a straight line ($y = mx + b$), and it was represented according to the Lineal Langmuir model as followed:

$$\frac{C_e}{q_e} = \frac{C_e}{q_m} + \frac{1}{q_m K_L}$$

Where the maximum adsorption capacity is obtained from the slope value of the line ($1/q_m$) for BAC; $y = 320x + 4 \times 10^{-13}$ and considering the next information:

$$y = \frac{C_e}{q_e}$$

$$x = C_e$$

$$\frac{1}{q_m} = 320$$

$$q_m = \frac{1}{320} = 0.003125$$

$$\frac{1}{q_m K_L} = 4 \times 10^{-13}$$

$$K_L = \frac{1}{(4 \times 10^{-13})(0.003125)} = 8.0 \times 10^{14}$$

The same procedure was done for CAC using the next equation for representing the adjustment of experimental data; $y = 240x + 1 \times 10^{-12}$, and all summary results are shown in the Table 4. Reporting the adjustment

of the experimental data of the adsorption of grease and oil in BAC and CAC to the Langmuir model, and both cases fit the model with $R^2=1.0$.

Table 4. Adsorption isotherm parameters for BAC and CAC.

Isotherm	Parameter	BAC	CAC
Langmuir	qm(mg/g)	0.003125	0.004166
	K_L (l/mg)	8×10^{14}	2×10^{14}
	R^2	1.0	1.0
Freundlich	n	3.92	4.69
	K_f (l/g)	1.21	1.10
	R^2	0.76	0.85

The Langmuir model considers that the adsorption carried out homogeneously on the surface forming a monolayer where the interaction with the adsorbent material occurs.

The Freundlich isotherm considers that adsorption is carried out in the form of a multilayer in which the energy is distributed in the active sites and it considers that occurs an interaction between the adsorbed molecules (Hyung-Keun *et al.*, 2015).

Table 4 shows the correlation of the experimental data with the Freundlich model lineal (Table 1, Equation (6)), and lineal equation is:

$$qe = \frac{1}{n} \log C e + \log Kf$$

Adjusting the straight line of the BAC experimental data, gives the following equation: $y = 0.2545x + 0.0838$. In the case of the CAC, the equation representing the Freundlich Model is: $y = 0.2128x + 0.0434$

Clearing the values results in the Freundlich constant (K_f) and consisting of the energy sites (n) as shown in the Table 4. The values of R^2 are low for both activated carbon despite the fact that the adsorption in CAC is adjusted with an $R^2 = 0.85$ and BAC an $R^2 = 0.76$.

Analyzing similar studies that used sugarcane bagasse to eliminate grease and oils/hydrocarbons, we can observe the importance of particle size, carbon granulometry and contact time, system type, stirring speed and other factors that influence the adsorption capacity of activated carbon from sugar cane bagasse or using natural cane bagasse without any treatment (Table 5).

Table 5. Characteristics of the different adsorbent. *% Adsorption.

Adsorbent	Adsorbate	Type of system	Co (mg/l)	Time	*% A	Reference
Sugarcane bagasse	Synthetic water (emulsified oil)	Stirred Tank	20-212	5-10 min	90 %	Almeida <i>et al.</i> 2019

Natural cane bagasse	Greases and oils	Filled column	992.00	12 h	98.5 %	Martinez_Nodal <i>et al.</i> , 2014
Natural cane bagasse	Greases and oils	Filled column	25.21	12-32 h	83.58 %	Leiva-Mass <i>et al.</i> , 2012
Bagasse hydrophobed with surfactant	hydrocarbons	Filled column discontinues	300	12 h	90 %	Rincones <i>et al.</i> , 2015
Sugarcane bagasse	Wastewater (greases and oils)	Batch with constant agitation	5 260-5 270	8 h	94 %	This word

Martinez-Nodal *et al.* (2014) used as a bioadsorbent bagasse of natural cane and as an adsorbate, wastewater containing grease and oils at a concentration of 992.00 mg/l, the experimentation was performed in a continuous flow system (1 l/h) through a fixed bed (59 997 g of cane bagasse), obtaining an adsorption of 98.5 %, in a time of 12 hours. Almeida *et al.* (2019) used synthetic waters with emulsified petroleum, and they conclude that a phase balance is achieved at 5 minutes of contact and elimination rates of more than 90 % were obtained using oil concentrations up to 212.0 mg/l. The maximum adsorption capacity was 207.3 mg/g, at pH 4, 110 rpm at 303 K. On the other hand, Rincones *et al.* (2015) use the hydrofobated sugarcane bagasse with surfactant for the removal of petroleum hydrocarbons in oily waters, hydrocarbon removal efficiencies of more than 90% were obtained to the point of saturation of the bed in the adsorption column, which demonstrate the applicability. Bed adsorption capacity and operating time increased at low

feed rates of the tributary and higher bed height in the studied range. From what we can see from this experimental study for the treatment of greases and oils with activated carbon cane bagasse or natural cane bagasse is feasible. In accordance with the Mexican Official Standards (NOM-001-ECOL-1996; NOM-002-ECOL-1996; NOM-003-ECOL-1997), the acceptable range of limits for wastewater discharges is 15 to 100 mg/l, so this research can be continued in the future, coupling the Batch system continuously with a fixed bed with natural cane bagasse to decrease concentrations, greases and oils in wastewater.

In the case of sugarcane production in Tabasco, it is a serious problem; sugar cane is burned before harvest in order to reduce the amount of leaf (unused) and thus facilitate the zafra and transport of the product to the sugar mill. How well identified burning cane bagasse is generates highly polluting atmospheric emissions such as dioxins, which can affect the health of the inhabitants. So, this study contains interesting results and aims to give added value to a material considered as a waste.

Conclusions

Sugarcane bagasse as a raw material in the production of activated carbon results in a material that allows the removal of 94 % of the oils contained in domestic wastewater, which can be compared to that of a commercial coal (96 %). Absorption capacity is directly related to pore size, a combination of micro and mesopores in materials synthesized allows interaction with greases and oils. The specific area found indicates the high number of pores available to interact with wastewater contaminants.

According to the isoelectric point the BAC tends to agglomerate to pH about 2.5, means that a value close to neutrality tends to be dispersed, the adsorption kinetics studied follow a pseudo second order model, this assumes that the adsorption process occurs in different stages and adsorption is controlled on the surface, in addition there is the diffusion in the particles of activated carbon and chemisorption. From this point of view, its use as an adsorbent can add value to an industrial waste, such as sugarcane bagasse, which presents difficulties for its final confinement.

Acknowledgements

The authors want to acknowledge the University Juarez Autonomy of Tabasco for the financial support in the development of this research (PFI 10-DAIA-IB-2016); to Fabiana del Carmen Hernandez Sanchez for her support in the laboratory analysis; to Anabel Gonzalez Dias for her support in the SEM analysis, and Richart Falconi Calderon for the X-ray analysis.

References

- Acosta, G. E. (2013). Partículas hidrofobadas de bagazo de caña de azúcar para el tratamiento de hidrocarburos en agua. *Saber*, 25(1), 97-103. Recovered from http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1315-01622013000100011&lng=es&tlng=es
- Adinaveen, T., Kennedy, L., Vijaya, J., & Sekaran, G. (2013). Studies on structural, morphological, electrical and electrochemical properties of activated carbon prepared from sugarcane bagasse. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry*, 19, 1470-1476. Recovered from <http://dx.doi.org/10.1016/j.jiec.2013.01.010>
- Almeida, F., Meili, L., Soletti, J., Esquerre, K., Ribeiro, L., & De-Farias-Silva, C. (2019). Oil produced water treatment using sugarcane solid residue as biosorbent. *Revista Mexicana de Ingeniería Química*, 18(1), 27-38. Recovered from <https://doi.org/10.24275/uam/izt/dcbi/revmexingquim/2019v18n1/Almeida>
- Amaringo, V. F. A., & Hormaza, A. A. (2013). Determination of the point of zero charge and isoelectric point of two agricultural wastes and their application in the removal of colorants. *Revista de Investigación Agraria y Ambiental*, 4(2), 27-36. Recovered from <http://dx.doi.org/10.22490/21456453.982>
- Andrade, S., Veloso, C., Fontan, R., Bonomo, R., Santos, L., Brito, M., & Diniz, G. (2018). Chemical-activated carbon from coconut (*Cocos nucifera*) endocarp waste and its application in the adsorption of β -

lactoglobulin protein. *Revista Mexicana de Ingeniería Química*, 17, 2, 463-475. Recovered from DOI: <https://doi.org/10.24275/10.24275/uam/izt/dcbi/revmexingquim/2018v17n2/Andrade>

Appel, C., Ma, L., Dean, R., & Kennelly, E. (2003). Point of zero charge determination in soils and minerals via traditional methods and detection of electroacoustic mobility. *Geoderma*, 113(1-2), 77-93. Recovered from [http://dx.doi:10.1016/S0016-7061\(02\)00316-6](http://dx.doi:10.1016/S0016-7061(02)00316-6)

Contreras, J., Fuenmayor, H., Colina, M., Díaz, A., Fernández, N., Pérez, M. J., & Colin, G. (2008). Capacity adsorptive activated carbon prepared from sugar cane bagasse for adsorption of phenol, 2-chlorophenol, 2-nitrophenol, 2, 4-dimethylphenol. *Science*, 16(1), 111-121. Recovered from <http://www.produccioncientifica.luz.edu.ve/index.php/ciencia/article/view/9835/9822>

Corral-Escárcega, M., Ruiz-Gutiérrez, M., Quintero-Ramos, A., Meléndez-Pizarro, C., Lardizabal-Gutiérrez, D., & Campos-Venegas, K. (2017). Use of biomass-derived from pecan nut husks (*Carya illinoensis*) for chromium removal from aqueous solutions. Column modeling and adsorption kinetics studies. *Revista Mexicana de Ingeniería Química*, 16(3), 939-953. Recovered from <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=62053304021>

Cruz, G., Ainassaari, K., Gómez, M., Solís, J., & Keiski, R. (2018). Microporous activation carbon made of sawdust from two forestry species for adsorption of methylene blue and heavy metals in aqueous

- system – case of real polluted water. *Revista Mexicana de Ingeniería Química* 17(3), 847-861. Recovered from <https://doi.org/10.24275/uam/izt/dcbi/revmexingquim/2018v17n3/>
- Freundlich, H.M.F. (1906). Uber die adsorption in losungen. *Zeitschrift fur Physikalische Chemie* 57, 385–471. URL: https://openlibrary.org/books/OL15094118M/Über_die_Adsorption_in_Lösungen.
- Garg, V. K., Amita, M., Kumar, R., & Gupta, R. (2004). Basic dye (Methylene Blue) removal from simulated wastewater by adsorption using Indian rosewood sawdust. *Dyes Pigments*, 63, 243-250. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.dyepig.2004.03.005>
- Garoma, T. S., & Badriyha, B. (2010). Removal of cadmium, copper and zinc from solution by active carbon impregnated with 8-hydroxyquinoline. *Journal of Environmental Science and Engineering*, 4(5), 14-21.
- Ghani, Z. A., Yusoff, M. S., Zaman, N. Q., Zamri, M. F., & Andas, J. (2017). Optimization of preparation conditions for activated carbon from banana pseudo-stem using response surface methodology on removal of color and COD from landfill leachate. *Waste Management*, 62, 177-187, DOI: 10.1016/j.wasman.2017.02.026
- Goswami, M., & Phukan, P. (2017). Enhanced adsorption of cationic dyes using sulfonic acid modified activated Carbon. *Journal of Environmental Chemical Engineering*, 5, 3508-3517. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jece.2017.07.016>

- Hajira, T., Muhammad, S., Nasir, A., Uzma, H., & Tahreem, A. (2016). Application of natural and modified sugar cane bagasse for the removal of dye from aqueous solution. *Journal of Saudi Chemical Society*, 20, S115-S121. Recovered from <http://dx.doi.org/10.1016/j.jscs.2012.09.007>
- Ho, Y. S., & McKay, G. (1998). Kinetic models for adsorption of dye from aqueous solution by wood. *Process Safety and Environmental Protection*, 76, part B. Recovered from <https://doi.org/10.1205/095758298529326>
- Hyung-Keun, C., Woon-Hoe, K., Jeongwon, P., Jinwoo, C., Tae-Young, J. and Pyung-Kyu Park. (2015). Application of Langmuir and Freundlich isotherms to predict adsorbate removal efficiency or required amount of adsorbent. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry* 28, 241-246. <https://doi.org/10.1016/j.jiec.201502.021>.
- Islam, M. A., Ahmed, M. J., Khanday, W. A., Asif, M., & Hameed, B. H. (2017). Mesoporous activated coconut shell-derived hydrochar prepared via hydrothermal carbonization-NaOH activation for methylene blue adsorption. *Journal of Environmental Management*, 203, 237-244. DOI: 10.1016/j.jenvman.2017.07.029
- Izzeldin, A. A. H., Bice, S. M., Ngilaa, J. C., & Nyamoria, V. O. (2013). Adsorption studies of aqueous Pb(II) onto a sugarcane bagasse/multi-walled carbon nanotube composite. *Physics and Chemistry of the Earth*, 66, 157-166. Recovered from <http://dx.doi.org/10.1016/j.pce.2013.08.006>

- Kuncoro, E. P., Dwi, R. M. I., Handoko, D., Oktiani, R. F., & Septya, K. H. (2018a). Characterization, kinetic, and isotherm data for adsorption of Pb²⁺ from aqueous solution by adsorbent from mixture of bagasse-bentonite. *Data in Brief*, 16, 622-629. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.dib.2017.11.098>
- Kuncoro, E. P., Mitha-Isnadina, D. R., Darmokoesoemo, H., Dzembarahmatiny, F., & Kusuma, H. S. (2018b). Characterization and isotherm data for adsorption of Cd²⁺ from aqueous solution by adsorbent from mixture of bagasse-bentonite. *Data Brief*, 16, 354-360. DOI: 10.1016/j.dib.2017.11.060
- Lagergren, S. (1898). About the theory of so-called adsorption of soluble substances. *Kungliga Svenska Vetenskapsakademiens*, 24, 1-39.
- Langmuir, I. (1918). The adsorption of gases on plane surface of glass, mica and platinum. *Journal of the American Chemical Society* 40, 1361-1403. DOI: 10.1021/ja02242a004.
- Leiva-Mas, J., Martínez-Nodal, P. C., Esperanza-Pérez, G., Rodríguez-Rico, I. L., & Gordiz-García, C. E. (2012). Absorción de hidrocarburos en columnas rellenas con bagazo: una solución sostenible. *ICIDCA. Sobre los Derivados de la Caña de Azúcar*, 46(3), 36-44. Recovered from <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=2231/223124988005>.
- Leofanti, G., Padovan, M., Tozzola, G., & Venturelli, B. (1998). Surface area and pore texture of catalysts. *Catalysis Today*, 41, 207-219. DOI: 10.1016/S0920-5861(98)00050-9

- Leyva-Ramos, R., Díaz-Flores, P. E., Guerrero-Coronado, R. M., Mendoza-Barrón, J., & Aragón-Piña, A. (2004). Adsorption of Cd (II) in aqueous solution on different types of activated carbon fibers. *Journal of the Chemical Society of Mexico*, 48, 196-202. Recovered from <http://www.scielo.org.mx/pdf/rsqm/v48n3/v48n3a3.pdf>
- Leyva-Ramos, R., Rivera-Utrilla, J., Medellín-Castillo, M. A., & Sánchez-Polob, M. (2010). Kinetic modeling of fluoride adsorption from aqueous solution onto bone char. *Chemical Engineering Journal*, 158(3), 458-467. DOI: 10.1016/j.cej.2010.01.019
- Martínez-Nodal, P., Rodríguez, R. I., Esperanza-Pérez, G., & Leiva-Mas, J. (2014). Caracterización y evaluación del bagazo de caña de azúcar como biosorbente de hidrocarburos, *Revista Afinidad*, 71, 565.
- Mateo-Sánchez, J. (2011). *Preparation of activated charcoal from sugar cane bagasse* (Bachelor's Thesis in Chemical Engineering). Academic Division of Engineering and Architecture, Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Tabasco, México.
- Menéndez, J., Illán-Gómez, C., & Radovic, R. (1995). On the difference between the isoelectric point and the point of zero charge of carbons. *Carbon*, 33(11), 1655-1659. Recovered from <https://ac.els-cdn.com>
- Meza, J. C., Lomascolo, A., & Laurence, C. (2006). Assessment of the bagasse of sugar cane. *Biotechnologies at the Service of the Paper Industry Mexico*, Recovered from <https://es.scribd.com/document/47887927/valorizacion-del-bagazo-de-cana-de-azucar-industria-papelera>

Norma Oficial Mexicana, NOM-001-ECOL-1996. Diario Oficial de la Nación, México. Recovered from <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/SGAA-15-13.pdf>

Norma Oficial Mexicana, NOM-002-ECOL-1996. Diario Oficial de la Nación, México. Recovered from <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/SGAA-15-13.pdf>

Norma Oficial Mexicana, NOM-003-ECOL-1997. Diario Oficial de la Nación, México. Recovered from <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/SGAA-15-13.pdf>

Ramavandi, B., Asgari, G., Faradmal, J., Sahebi, S., & Roshani, B. (2014). Abatement of Cr (VI) from wastewater using a new adsorbent, cantaloupe peel: Taguchi L16 orthogonal array optimization. *Korean Journal of Chemical Engineering*, 31(12), 2207-2214. DOI: 10.1007/s11814-014-0172-6

Ramírez-Rodríguez, A., Reyes-Ledezma, J., Chávez-Camarillo, G., Cristiani-Urbina, E., & Morales-Barrera, L. (2018). Cyclic biosorption and desorption of acid red 27 onto *Eichhornia crassipes* leaves. *Revista Mexicana de Ingeniería Química*, 17(3), 1121-1134. Recovered from <https://doi.org/10.24275/uam/izt/dcbi/revmexingquim/2018v17n3/Ramirez>

Rincones-Poyer, F., Valladares, S. M., Danglad-Flores, J. A., & Salazar-Palencia, V. (2015). Adsorción de hidrocarburos de petróleo en agua

mediante una columna empacada con bagazo de caña de azúcar. *Saber*, 27(3), 441-453. Recovered from http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1315-01622015000300010&lng=es&tlng=es

Saad, S. A., Isa, K. Md., & Bahari, R. (2010). Chemically modified sugarcane bagasse as a potentially low-cost biosorbent for dye removal. *Journal of Desalination*, 264(1-2), 123-128. DOI: 10.1016/j.desal.2010.07.015

Velázquez-Trujillo, A., Bolaños-Reynoso, E., & Pliego-Bravo, Y. S. (2010). Optimización de la producción de carbón activado a partir de bambú. *Revista Mexicana de Ingeniería Química*, 9(3), 359-366. Recovered from http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1665-27382010000300010&lng=es&tlng=es

Weber, W. J., & Morris, J. C. (1963). Kinetics of adsorption on carbon from solutions. *Journal of the Sanitary Engineering Division*, 98, 31-60. Recovered from <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0013042>

Xiaohong, W., Chenglong, J., Bingxia, H., Yingying W., Chen, H., & Jingbo, W. (2018). Carbon composite lignin-based adsorbents for the adsorption of dyes. *Journal of Chemosphere*, 206, 587-596. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2018.04.183>

Xue, T., Gao, Y., Zhang, Z., Umar, A., Yan, X., Zhan, X., Guo, Z., & Wang, Q. (2014). Adsorption of acid red from dye wastewater by Zn₂Al-NO₃ LDHs and the resource of adsorbent sludge as nanofiller for

polypropylene. *Journal of Alloys and Compounds*, 587, 99-104.

Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jallcom.2013.10.158>

Yun, X., Liu, D., & Zhang, L. (2010). Enhanced adsorption of methylene blue by EDTAD modified sugarcane bagasse and photocatalytic regeneration of the adsorbent. *Desalination*, 259, 187-191. DOI: 10.1016/j.desal.2010.04.008

Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en México: diagnóstico y desafíos de política pública

Municipal wastewater treatment plants in Mexico: Diagnosis and public policy challenges

Antonio Cáñez-Cota¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2473-5648>

¹Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social, Ciudad de México, México, acanez@conacyt.mx

Autor para correspondencia: Antonio Cáñez-Cota, acanez@conacyt.mx

Resumen

El propósito es identificar los principales desafíos de la política de tratamiento de aguas residuales municipales en México mediante un análisis estadístico descriptivo original, que distingue datos del país, así como de estados y municipios. Se identifican cinco desafíos: buenas intenciones; abandono de plantas de tratamiento; operación y mantenimiento preventivo; vacío de responsabilidad, y prioridad del

tratamiento en las agendas estatales. La conclusión es que la profesionalización de las agencias locales de agua y saneamiento es clave para aspirar a materializar las buenas intenciones que se escribirán en la nueva Ley General de Aguas.

Palabras clave: política pública, plantas de tratamiento de aguas residuales, saneamiento, México.

Abstract

The purpose is to identify the main challenges of municipal wastewater treatment policy in Mexico, through an original descriptive statistical analysis, distinguishing data from the country, as well as by states and municipalities. Five challenges are identified: good intentions; abandonment of treatment plants; operation and preventive maintenance; the vacuum of responsibility, and the priority of treatment in state agendas. The conclusion is that the professionalization of local water and sanitation agencies is key to aspiring to materialize good intentions that will be written in the new General Water Law.

Keywords: Public policy, wastewater treatment plants, sanitation, Mexico.

Recibido: 08/06/2020

Aceptado: 03/12/2020

Introducción

El tratamiento de aguas residuales es uno de los tantos desafíos mexicanos que no respetan ideología. El discurso político del actual gobierno federal en México cuestiona que las políticas neoliberales de administraciones pasadas y la corrupción han sido los principales lastres por los que el país sigue estancado en la desigualdad, mientras que sus opositores afirman que las políticas actuales fracasarán por carecer de mecanismos de mercado, y por ser producto de una toma de decisiones jerárquica y unilateral. Si esta tensión ideológica representara el verdadero problema, la tarea de gobernar sería tan sencilla que las ciencias del gobierno y las políticas públicas no se necesitarían, y ya hubieran desaparecido por su inoperancia. Afortunadamente para unos y desafortunadamente para otros, ninguna ideología es suficiente, por sí misma, para hacer políticas públicas efectivas. De lo contrario, simplemente bastaría con tener buenas intenciones para resolver los problemas públicos.

Hacer políticas públicas en una democracia significa, necesariamente, encontrarse ante un escenario complejo, donde “las verdades” y “los derechos” se disputan entre varios actores, con distintos intereses y formas de pensar, donde la tarea de gobernar es ciencia, pero

también es “un arte”, pues difícilmente las decisiones transitarán inmaculadas por las distintas organizaciones y burocracias encargadas de implementarlas. La realidad de los desafíos mexicanos en materia de saneamiento de agua exige procesos de inteligencia para entender cómo un problema público puede ser enfrentado, con qué recursos, quiénes serán los beneficiarios, cuáles son los supuestos de intervención del gobierno, y otras tantas interrogantes que deben ser respondidas con datos y conocimiento científico, producto de las ciencias físico-naturales, que aportan datos, como ingeniería de construcción y calidad del agua, o como de las ciencias sociales, que brindan datos relacionados con el comportamiento humano. En este punto se encuentra la investigación del agua bajo el enfoque de gobernanza, gestión y política pública.

Bajo este foco analítico, el presente artículo busca identificar cuáles son los principales desafíos de la política de tratamiento de aguas residuales en México, vistos desde la disciplina de las políticas públicas, a partir de un diagnóstico estadístico. La estructura de este documento se divide en cuatro partes. En la primera se describen las políticas de saneamiento de aguas residuales en países desarrollados y en México. En la segunda se muestran los materiales y métodos del trabajo de investigación. En la tercera parte se presentan los resultados para el caso mexicano, a manera de diagnóstico, de la situación de las plantas de tratamiento de aguas residuales, mediante tres radiografías estadísticas: nacional, estatal, y municipal. Por último, se discute acerca de los principales desafíos de política pública en materia de tratamiento de aguas residuales en México.

Tratamiento de aguas residuales y políticas públicas

El tratamiento de aguas residuales es un elemento necesario, pero no suficiente para el saneamiento. Por un lado, el objetivo fundamental del tratamiento es reducir la concentración de contaminantes en el agua residual a un valor lo suficientemente bajo como para descargarla en un cuerpo receptor, ya sea superficial o subterráneo. La descarga efectiva de agua residual tratada depende tanto del diseño técnico de la planta de tratamiento como de los elementos que se encuentran alrededor del cumplimiento de las regulaciones federales, estatales, y municipales (Hopcroft, 2015). Por otro lado, el saneamiento atiende un problema más complejo, sobre todo por el fenómeno de los micro contaminantes, por lo que se requiere de una visión integral, con instrumentos que vayan más allá del mero tratamiento de aguas residuales y de medidas “al final del tubo” (Metz & Ingold, 2014). En la Figura 1 se muestra una explicación simple y no exhaustiva de la relación entre los conceptos de tratamiento y saneamiento de aguas residuales. El presente artículo aborda sólo el tema del tratamiento de las aguas residuales.



Figura 1. Relación entre tratamiento y saneamiento de aguas residuales desde el punto de vista de la política del agua.

La percepción popular del saneamiento es que representa un problema institucional y no uno personal; por tanto, las personas (usuarios) no necesitan cambiar su estilo de vida. Sin embargo, el concepto de saneamiento de agua representa un compromiso tanto de las agencias encargadas como de los usuarios del sistema. La confianza de los clientes en la agencia de saneamiento es fundamental para que cooperen con el pago de tarifas adecuadas. También requiere que los clientes modifiquen ciertos comportamientos en cuanto al uso del agua, sobre todo los usuarios comerciales e industriales. El saneamiento es un concepto amplio, que aborda la complejidad de la multiplicidad de sectores relacionados con las aguas residuales. Por ejemplo, además del tratamiento de aguas, se enfoca en promover su reúso, y esto se puede hacer mediante el fortalecimiento de las tarifas y la medición del uso del agua, ya que con tarifas mínimas y sin medición de agua, las opciones de reúso de agua o cosecha de agua de lluvia no tienen sentido para los usuarios, pues el agua potable les sale más barata que la tratada. Por

ello, la dimensión institucional del saneamiento es fundamental para la efectividad del sistema (Gray, 2004).

Un desafío mayúsculo en el mundo es conseguir el financiamiento para operar sistemas de saneamiento adecuados, así como establecer sistemas de precios y cobros que permitan la autosuficiencia de las agencias encargadas del servicio (Raftelis, 2005). A diferencia de México, en otros países, las agencias encargadas de prestar el servicio de saneamiento de agua operan con un estilo privado, donde el precio, los costos, las ganancias y los recursos humanos son de vital importancia para cumplir con el cliente. Esto se debe a que los sistemas de saneamiento son complejos y están interconectados con otros sectores, como el de salud, por lo que deben realizar operaciones complejas frente a clientes que demandan cada vez mejor calidad en el servicio. Así, una agencia de agua y saneamiento requiere de personal motivado y altamente calificado. Para lograr esto es indispensable contar con procesos de reclutamiento y un clima organizacional que promueva la motivación y retención del talento, si se quiere aspirar a un sistema profesional de carrera en el sector (Wexelbaum, 2005).

En los países desarrollados, el enfoque de las agencias de saneamiento es hacia la obtención de utilidades, que les permita mantener y reinvertir en el servicio. En muchas pequeñas localidades de esos países, los ingresos por tratamiento de aguas representan uno de los pocos ingresos que tienen. Si el organismo es agresivo en las tarifas, con los sobrantes del dinero incluso alcanzan a invertir en otros servicios públicos, pero cuando el organismo es cauteloso en las tarifas apenas alcanza para

mantener el servicio de tratamiento (Davis, 2005). Por su parte, en estos países desarrollados se ha dado un cambio de paradigma en cuanto a la calidad del agua. Mientras que antes se daba prioridad a controlar el sabor, color, olor y coliformes del agua, ahora las nuevas regulaciones son más sofisticadas y costosas. Para cumplir con los requerimientos del nuevo paradigma de calidad de agua, se necesita partir de una visión sistémica, donde distintos componentes e interrelaciones se afectan unos a otros. Dentro de este proceso de cambio de paradigma, los conceptos de "privatización" y "reingeniería" rondan por los pasillos de las agencias de agua y saneamiento. Por lo general, los que defienden la privatización están en la derecha ideológica, los que defienden la reingeniería se sitúan en la izquierda. Ambas "soluciones" buscan fortalecer a las agencias en cuanto a la capacidad institucional y a la coordinación con otros sectores (Drinan & Spellman, 2013).

Este nuevo paradigma ha sido impulsado por la aparición de contaminantes emergentes en el agua. Por ejemplo, estos contaminantes se han encontrado en las aguas residuales de los hospitales, que contienen altas concentraciones por los químicos que se utilizan (Verlicchi, 2018). En países desarrollados, estas aguas residuales hospitalarias usualmente son descargadas a un sistema de pretratamiento, previo a la descarga en la red municipal. En el caso de los países subdesarrollados, las descargas hospitalarias pueden afectar más a la población y al ambiente, porque por lo general se descargan directamente al drenaje municipal, arroyos, ríos o lagos sin un tratamiento previo (Al-Aukidy, Al-Chalabi, & Verlicchi, 2018).

Las estrategias de intervención de las agencias donatarias internacionales han seguido discursos de moda, pero los proyectos de saneamiento de aguas no han sido lo suficientemente holísticos y profundos como para poder cambiar las restricciones institucionales que mantienen un *statu quo* de debilidad institucional local, por lo que dichos proyectos han quedado muy limitados (Seppälä, 2002). En el caso de México, las propuestas recientes en materia de gestión del agua han surgido desde el paradigma de la gestión integrada de recursos hídricos, donde se busca el manejo coordinado de agua, tierra y otros recursos relacionados (Valencia, Díaz, & Ibarrola, 2004). Pese a que este marco teórico es sofisticado, deben reconocerse las restricciones institucionales de cada país, es decir, políticas, leyes, y tradiciones. Hoy día, en la mayoría de las agencias municipales de agua y saneamiento mexicanas, continúan las prácticas de aparatos políticos, que se manifiestan en la predominancia de los criterios políticos en el reclutamiento, nombramiento y promoción del personal. Esto ocurre tanto en el personal directivo —impulsados por el grupo político dominante en turno— como del personal técnico —impulsados por el sindicato—. Además, muchas veces las decisiones de tarifas, cobranza, y micro medición son guiadas por criterios políticos, por encima de los técnicos (Cáñez, 2019; Hantke-Domas & Jouravlev, 2011; Krause, 2009).

Ante este contexto de debilidad institucional resulta indispensable fortalecer las agencias municipales de agua y saneamiento para poder aspirar a tener una gestión integrada exitosa. La postura de este artículo es que se debe resolver primero la política de tratamiento de aguas

residuales como el mínimo indispensable, que se enfoca en la agencia prestadora del servicio, para después aspirar a transitar realmente a una política de saneamiento que aborde la problemática de manera sistémica e integral, con base en la relación entre una agencia profesional y el comportamiento de los distintos usuarios, y sus interrelaciones con otros sectores, como el de salud pública.

Las políticas públicas se enfocan en la definición del problema, con sus causas, consecuencias, e instrumentos de solución. Esta definición se circunscribe en cada contexto social y su rumbo se determina por los valores de dicha sociedad y del grupo político dominante en turno. Además, las políticas deben ser diseñadas con base en el conocimiento científico, con el fin de ser más certeros en el dimensionamiento de los retos que se enfrentan. Estas políticas públicas requieren de un contexto institucional propicio para que lo que está escrito —en documentos y leyes— funcione (Lasswell, 1951; Meny & Thoenig, 1992). Las políticas públicas son un reflejo de la atención que una sociedad hace de sus prioridades. En el caso de la atención y prioridad de la política de tratamiento de aguas residuales en México, es producto de los acuerdos internacionales firmados por el gobierno federal, como los objetivos del milenio y de desarrollo sustentable. Sin embargo, el tratamiento de aguas residuales no es uno de los temas más visibles en las agendas de los gobiernos en México, esto es porque es un problema que “no se ve” y está lejos de los centros de población. En la Tabla 1 se muestra una comparación entre las visiones, definiciones de problemas y soluciones de las últimas tres administraciones federales.

Tabla 1. Comparación de la visión, problemas y soluciones de la política de tratamiento de aguas residuales en los últimos años en México.

Fuente: elaboración propia con base en el Programa Nacional Hídrico (2007-2012; 2013-2018; 2019-2024) (Conagua, 2007; Conagua, 2014; Conagua, 2020).

Programa Nacional Hídrico	Visión de política sectorial	Problema de política pública	Instrumentos de política pública
2007-2012	Sustentabilidad ambiental: agua con valor estratégico, en busca de la eficiencia para garantizar preservar el medio ambiente	No hay cultura de pago. El tratamiento del agua no es una prioridad en las agendas estatales y municipales Financiamiento, información, y participación ciudadana insuficientes	Reconvertir plantas de tratamiento para costos energéticos mínimos, nuevas técnicas de tratamiento. Fortalecer la profesionalización, desarrollo técnico y autosuficiencia financiera de los organismos operadores mediante tarifas adecuadas
2013-2018	Seguridad hídrica para el desarrollo sustentable: agua como tema prioritario y de seguridad nacional, con	Recursos financieros insuficientes para construcción, rehabilitación y mantenimiento (energéticos y reactivos químicos) de infraestructura de	Construir nueva infraestructura de tratamiento de aguas residuales y mejorar la existente, con el impulso de energías renovables en los procesos de saneamiento. Servicio

	enfoque integral para transitar de un estilo reactivo a uno proactivo	tratamiento. Falta de capacitación del personal; deficiente cultura de pago de los usuarios del servicio	profesional de carrera en las instituciones del sector hídrico. Información abierta y alianzas con centros de investigación
2019-2024	Agua para el bienestar: manejo sustentable y coordinado del agua con participación ciudadana, de instituciones y órdenes de gobierno	Acceso insuficiente e inequitativo a los servicios de agua potable y drenaje debido a un débil sistema financiero, de información pública, y falta de espacios democráticos para la gestión del agua	Promover el empleo de tecnologías no convencionales; fomentar la profesionalización y permanencia del personal de los organismos de agua y saneamiento, incluidos los directivos; promover la rehabilitación de plantas de tratamiento sin operar

Los tres últimos planes nacionales hídricos coinciden en la definición de problema de política pública y sus instrumentos de solución; sin embargo, la visión de la política sectorial de agua es distinta. En el sexenio del gobierno del presidente Felipe Calderón Hinojosa (derecha ideológica), la visión del sector agua se enfocó en la eficiencia de la gestión del agua para la sustentabilidad ambiental. Por su parte, en el sexenio de Enrique Peña Nieto (centro ideológico), la apuesta fue comprender el agua desde la seguridad nacional. Actualmente, el enfoque del gobierno de Andrés López Obrador (izquierda ideológica) es el agua como pilar del bienestar. A pesar de la pluralidad ideológica y discursiva de estos tres gobiernos, la

definición del problema de la política de tratamiento de aguas residuales no ha cambiado en 20 años. Destacan el financiamiento insuficiente para la construcción, rehabilitación y mantenimiento de las plantas de tratamiento, así como la ausencia de un servicio profesional de carrera en el sector agua, sobre todo en el ámbito municipal. Además, se identifica una ausencia de participación ciudadana, de un sistema de información confiable y de cultura de pago de los usuarios del servicio.

Por su parte, los instrumentos de solución detectados son muy similares: reconversión de plantas de tratamiento a sistemas de bajo consumo energético; adopción de tecnologías de tratamiento no convencionales; impulso del servicio profesional de carrera, y fortalecimiento de la autosuficiencia financiera de los organismos operadores municipales de agua.

No obstante los cambios ideológicos en los últimos tres gobiernos nacionales y el mantenimiento de la misma definición de problema de política pública e instrumentos de solución, los resultados han sido insuficientes, sobre todo en lo local. Empero, el sector ha tenido avances, sobre todo del año 2000 a 2006, seguido del 2006 al 2012; de 2012 a 2018 los avances fueron marginales en comparación con lo alcanzado en los dos sexenios previos. Con la información estadística disponible en este estudio, no se puede concluir acerca de cuáles son los factores que más inciden en los resultados de la política de tratamiento de aguas residuales. Lo que sí se puede precisar es que ni el discurso ni la narrativa, por sí mismas, son capaces de modificar la realidad. Se deben implementar esos discursos y diseños de política pública mediante agencias del agua

capaces, profesionales y con capacidad institucional (Domínguez, 2010; Torregrosa, & Jiménez, 2009). En la Tabla 2 se presentan los principales resultados agregados en materia de saneamiento de aguas municipales en los últimos tres sexenios completos.

Tabla 2. Panorama de tratamiento de aguas residuales en México de 2000 a 2018. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2019).

Característica	Año			
	2000	2006	2012	2018
Número de plantas en operación	793	1 593	2 342	2 526
Caudal recolectado en los sistemas de alcantarillado (m ³ /s)	178.0	206.0	210.2	215.2
Capacidad instalada (m ³ /s)	67.5	99.8	140.1	181.2
Caudal tratado (m ³ /s)	42.4	74.4	99.8	135.6
Característica	Tasa de crecimiento (en porcentaje)			
	2000-2006	2006-2012	2012-2018	
Número de plantas en operación	100.9	47.0	7.9	
Caudal recolectado en los sistemas de alcantarillado	15.7	2.0	2.4	
Capacidad instalada	47.8	40.4	29.3	
Caudal tratado	75.4	34.2	35.9	

Materiales y métodos

Para identificar los principales desafíos de la política de tratamiento de aguas residuales en México se presenta un diagnóstico estadístico basado en el inventario de plantas de tratamiento de la Conagua (2016), base de datos obtenida de la plataforma nacional de transparencia con el folio 1610100223917. Dicho inventario contiene las plantas de tratamiento (activas e inactivas) a nivel localidad, con los siguientes datos: capacidad instalada, caudal tratado, estatus de operación, proceso tecnológico, observaciones, cuerpo receptor, año de construcción y de inicio de operación. El método utilizado es la estadística descriptiva, con el fin de obtener una radiografía actual del análisis de la situación nacional, estatal y municipal. Las estadísticas presentadas son producto de un trabajo original y pormenorizado de limpieza, complementación, y elaboración de gráficas y tablas.

La base de datos utilizada tiene al menos dos sesgos. Uno de supervivencia, ya que las plantas de tratamiento que son dadas de baja y están fuera de operación tienden a desaparecer en la actualización de la base de datos. Por lo tanto, es probable que el conteo de plantas de tratamiento dadas de baja o que están fuera de operación esté subdimensionado, es decir, que existan más plantas no activas que lo que presenta esta base de datos (Espinoza & Sepúlveda, 2015). Además, esta base de datos tiene el sesgo de inversión en municipios de mayor

población, por lo que es probable que los datos cuenten con sesgos hacia municipios más grandes que tengan mayor capacidad de realizar una coinversión para el establecimiento de una planta de tratamiento.

De manera complementaria se utilizó información estadística de Conagua (2019) en relación con la situación del subsector agua potable, alcantarillado y saneamiento. Este documento oficial de la autoridad hídrica federal contiene información anual acumulada, lo que permitió mostrar distintos panoramas estadísticos desde el año 2000 hasta el 2018. También se utilizó información del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) (INEGI, 2010) para obtener el tamaño de la población de los municipios mexicanos, al igual que estadísticas per cápita de la base de datos principal: Conagua (2016). Para conseguir los grados de marginación por municipio se utilizó la base de datos de Conapo (2015). Asimismo, para tener un panorama municipal mexicano de capacidad institucional se utilizó la información de De-Dios (2008).

El método principal de este artículo es la estadística descriptiva, que trata de describir y analizar datos mediante panoramas numéricos y gráficos, sin extraer conclusiones causales ni inferencias. Como el presente análisis se enfoca en un contexto de alta heterogeneidad, como lo es México y sus municipios diversos, se omite un análisis general de medidas de tendencia central y de variación de los datos, ya que aquí se pretenden mostrar detalles nacionales, estatales y municipales. Para ello, el análisis estadístico se muestra como grandes apartados llamados radiografías: una nacional, otra estatal y otra municipal. Con base en dichas radiografías se discute acerca de los desafíos de política pública

que muestran los datos en concordancia con estudios relacionados con la política y gestión de saneamiento y tratamiento de aguas residuales.

Resultados

Diagnóstico de las plantas de tratamiento de aguas residuales en México

Como punto de partida, en la Tabla 3 se muestra la evolución, de 2000 a 2016, de los principales indicadores de las plantas de tratamiento de aguas residuales en México.

Tabla 3. Evolución de los principales indicadores de las plantas de tratamiento de aguas residuales en México de 2000 a 2016. Fuente: elaboración propia con base en Programa Nacional Hidráulico (2001-2006) (Conagua, 2002) y Conagua (2016).

Datos básicos	Año
---------------	-----

	2000	2016
Total de plantas de tratamiento de aguas residuales	1 018	3 516
Plantas activas	793	2 536
Plantas inactivas	225	980
Porcentaje de plantas activas con respecto al total	77.9	72.1

En 16 años, el número de plantas activas creció más del 200 % y el número de plantas inactivas creció más del 300 %. El porcentaje de plantas activas con respecto al total se redujo de un 77.9 % a un 72.1 %. El crecimiento de las plantas inactivas es mayor que el crecimiento de plantas activas. El aumento en el número de plantas activas se explica por el incremento del financiamiento federal a la construcción y rehabilitación de plantas de tratamiento durante esos años (Conagua, 2019). A pesar de ello, el ritmo de crecimiento de las plantas inactivas fue mayor en este periodo debido a que las agencias municipales de agua las han abandonado, en particular por los altos costos energéticos; esta situación evidencia la debilidad institucional de dichas agencias locales (De-Anda, 2017). Después de este breve análisis de la evolución en el tiempo, en la Tabla 4 se presentan los datos básicos de las plantas de tratamiento de aguas residuales al año 2016.

Tabla 4. Datos del padrón de plantas de tratamiento de aguas residuales en México. Elaboración propia con base en Conagua (2016).

Datos básicos	Año 2016	
	Número	Porcentaje
Total de plantas de tratamiento de aguas residuales	3 516	100
Plantas activas	2 536	72.53
Plantas inactivas	980	27.47
Plantas (activas) que reutilizan algún volumen de agua tratada respecto al total de activas	465	18.32
Número de municipios con al menos una planta activa con respecto al total de municipios con plantas activas	941	38.17
Datos básicos	Litros por segundo	

Capacidad de tratamiento del total de plantas activas	180 570
Caudal tratado del total de plantas activas	123 587
Capacidad de tratamiento de plantas activas	Número de plantas
Plantas con capacidad de un litro por segundo o menos	298
Plantas con más de uno y hasta cinco litros por segundo	925
Plantas con más de 5 y hasta 10 litros por segundo	357
Plantas con más de 10 y hasta 20 litros por segundo	320
Plantas con más de 20 y hasta 50 litros por segundo	269

Plantas con más de 50 y hasta 200 litros por segundo	223
Plantas con más de 200 y hasta 1 000 litros por segundo	112
Plantas con capacidad de más de 1 000 litros por segundo	32

Nota: las plantas activas tienden a ser de mayor capacidad, las plantas inactivas tienden a ser de menor capacidad. Las plantas activas de lagunas son cerca del 50% del total, sin embargo, tratan poco caudal.

Radiografía nacional

Para 2016, el 72.53 % de las plantas se encontraba activa, de las cuales el 18.32 % reutiliza algún volumen de agua. A pesar de que una de cada cuatro plantas de tratamiento está inactiva, representa el 10 % de la capacidad de tratamiento. Esto quiere decir que la mayor parte de las plantas inactivas son de baja capacidad de tratamiento y que por lo regular pertenecen a municipios pequeños. En la Figura 2 se muestra la

tecnología de tratamiento en las plantas de tratamiento de aguas residuales en el país tanto activas como inactivas.

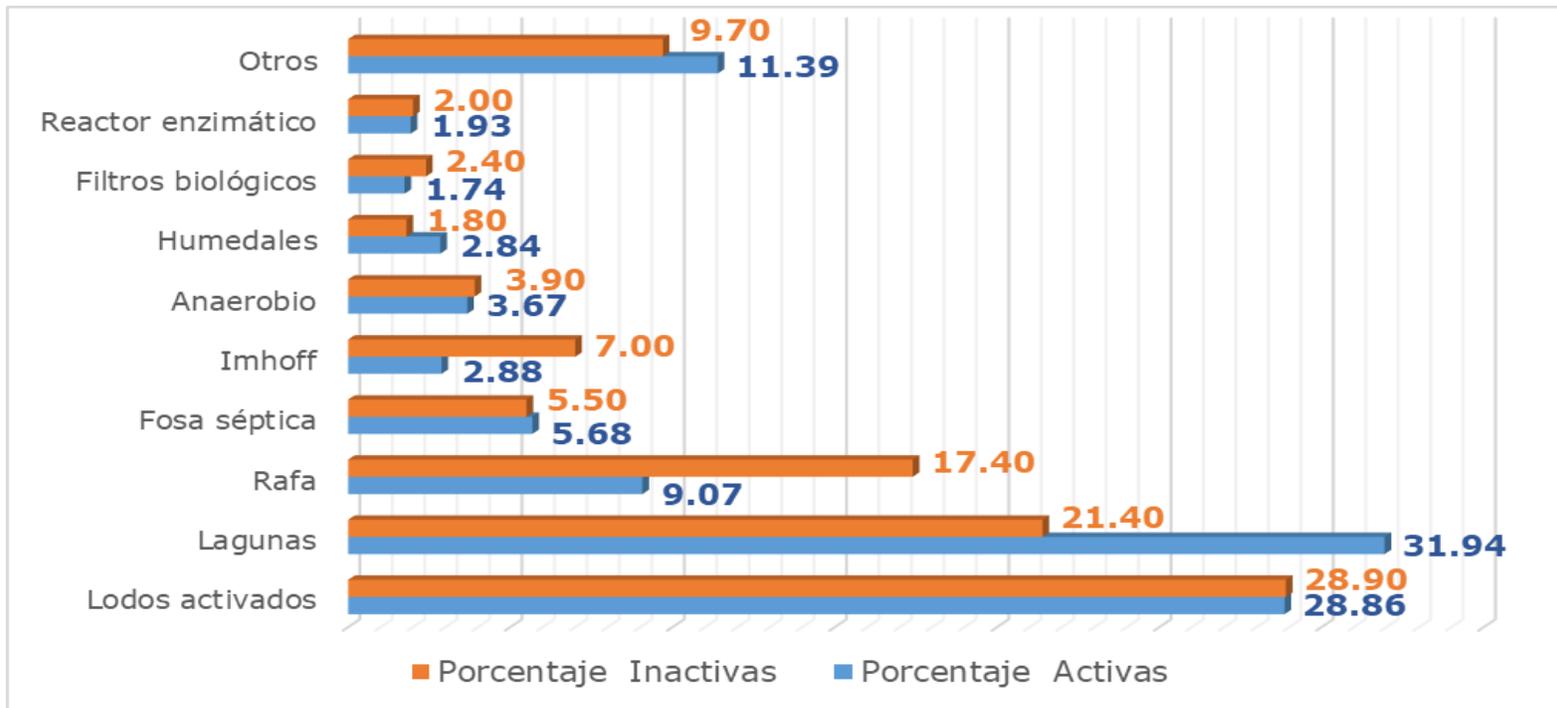


Figura 2. Tecnología de tratamiento por tipo de planta. Activas e inactivas. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

Las plantas de tratamiento más comunes en México son las de lodos activados y las lagunas (agrupadas de distintos tipos). Mientras que las de lodos activados representan prácticamente el 30 % del total de activas e inactivas, las lagunas tienen una diferencia de 10 puntos porcentuales entre las activas e inactivas, es decir, las plantas de lagunas tienen una

tasa de menor abandono que las de lodos activados. En la Figura 3 se muestran las principales observaciones a las plantas activas en inventario.

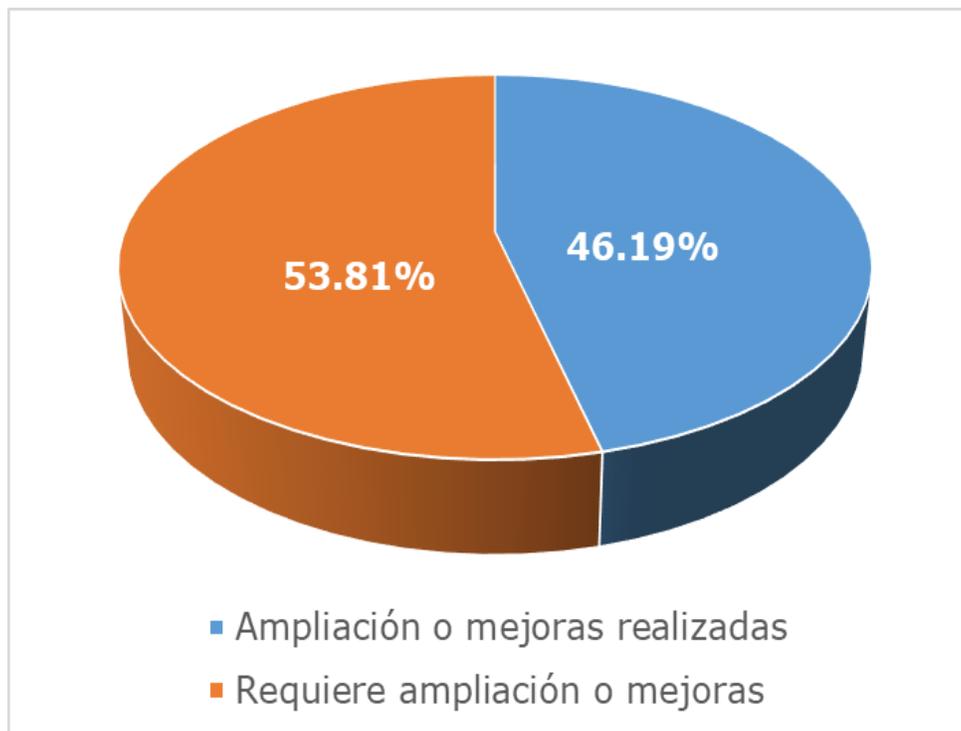


Figura 3. Principales observaciones en plantas de tratamiento activas.
Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

Más de la mitad de las plantas activas con observaciones en el inventario oficial requiere ampliación o mejoras para su adecuado funcionamiento, mientras que el 46.19 % de las plantas fueron ampliadas o mejoradas. De acuerdo con Garzón, Buelna y Moeller (2012), las causas más comunes de falta de mantenimiento preventivo son la complejidad de la operación para los recursos humanos disponibles, y los altos costos

de inversión y mantenimiento asociados con las plantas de tratamiento convencionales, causas que son más comunes en municipios pequeños, con baja capacidad de recursos humanos y débil sistema financiero. En la Figura 4 se presentan las principales observaciones en el inventario oficial de plantas inactivas.

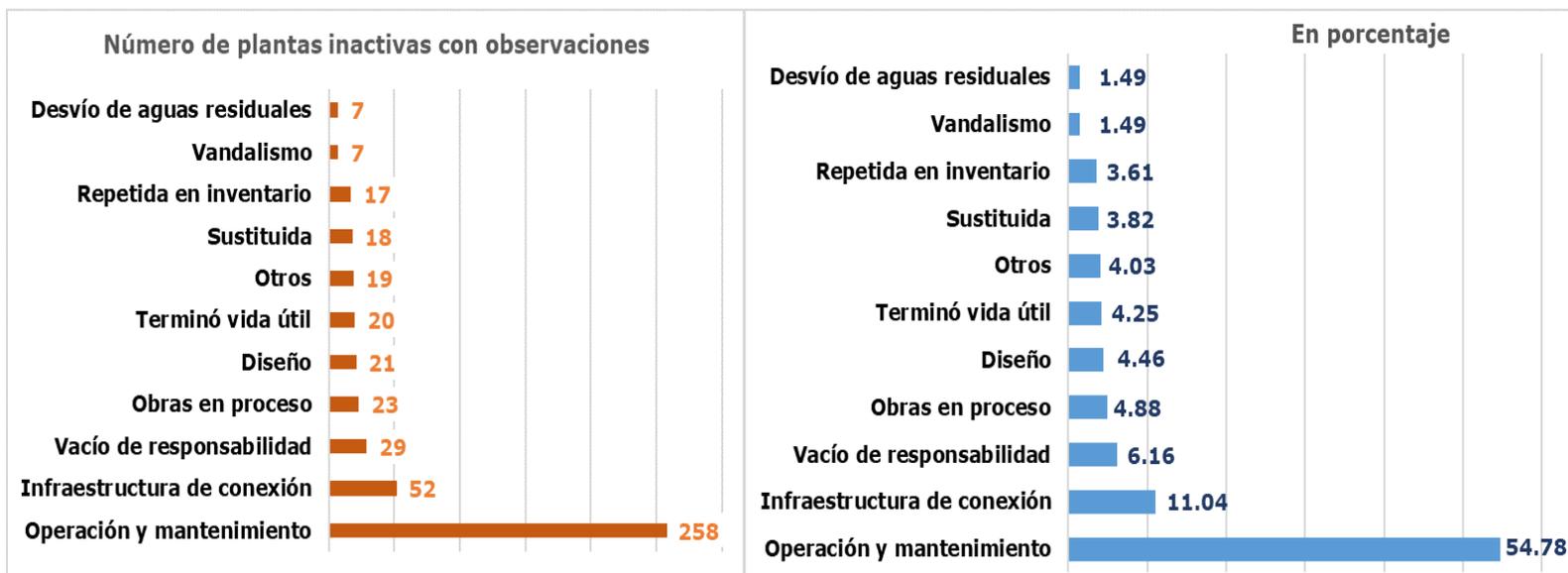


Figura 4. Principales observaciones en plantas de tratamiento inactivas, número y porcentaje. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

De un total de 980 plantas inactivas, 509 plantas no tienen observaciones que especifiquen la razón de abandono de la planta de tratamiento, mientras que sólo 471 plantas inactivas sí la tienen. De las que cuentan con observaciones, más de la mitad de las plantas de

tratamiento inactivas están fuera de operación por problemas en la operación y mantenimiento; un 11.04 % se debe a falta de infraestructura de interconexión, y un 6.16 % por vacíos de responsabilidad entre las responsabilidades de distintos órdenes de gobierno, o entre gobierno municipal y particulares. El hecho de que el 4.46 % de las plantas inactivas tenga problemas de diseño, evidencia la falta de control de calidad de los organismos reguladores.

Radiografía estatal

Los estados con mayor número de plantas activas se concentran en el noroeste del país: Sinaloa (282), Durango (231) y Chihuahua (184). Los que tienen menos plantas activas son Campeche (15), Coahuila (25) y Yucatán (27). Por su parte, los estados con mayor porcentaje de plantas activas son Quintana Roo (100 %), Sinaloa (95.9 %) y Chihuahua (91.5 %). Mientras que los estados con menor porcentaje de plantas activas son Tlaxcala (44.5 %), Chiapas (45.5 %) y Campeche (45.5 %) (Figura 5). En la Figura 6 se presenta el porcentaje de plantas que reutilizan algún volumen de agua tratada y su tipo más común por entidad federativa.

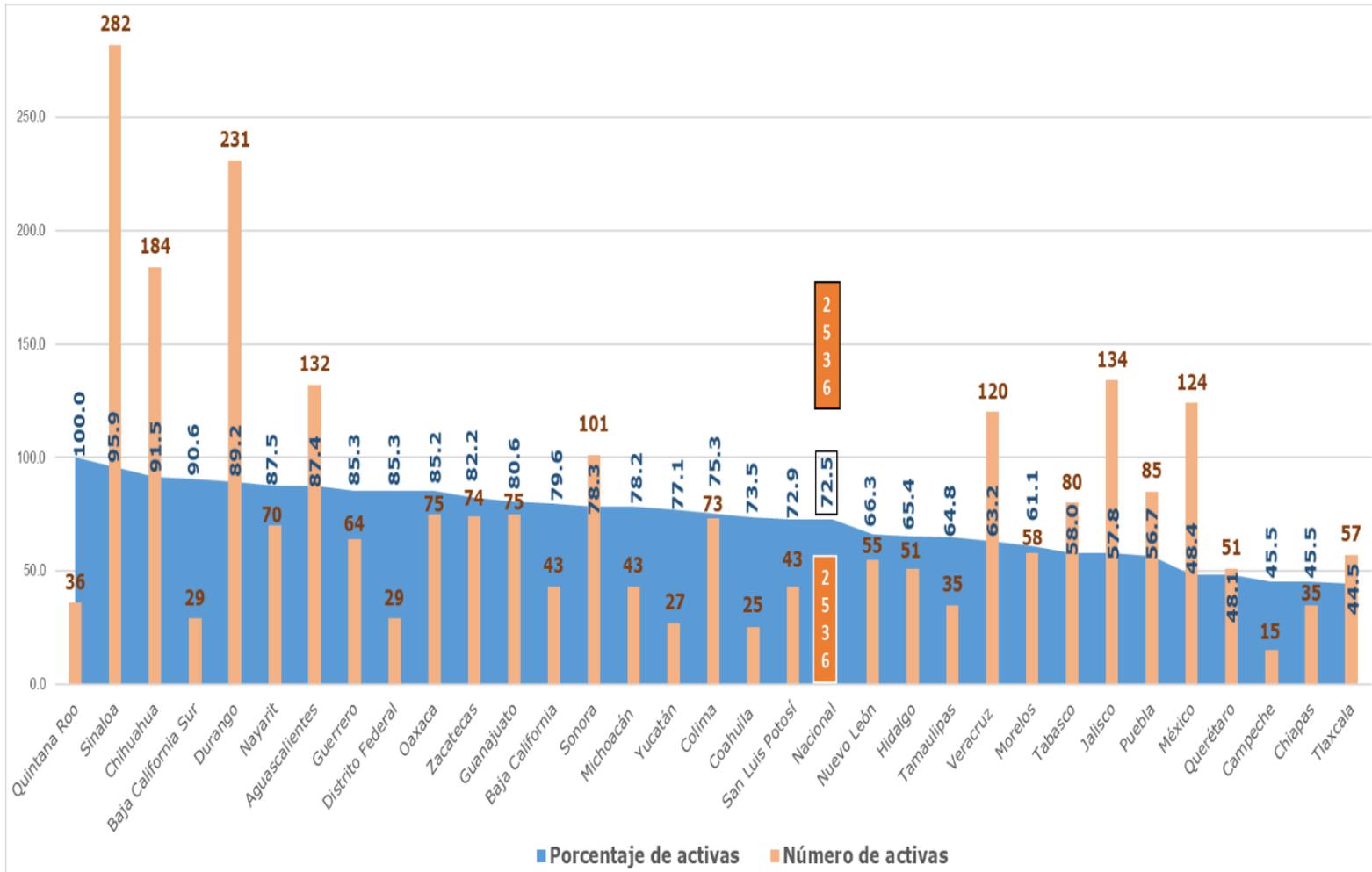


Figura 5. Número y porcentaje de plantas activas por entidad federativa. Elaboración propia con base en Conagua (2016).

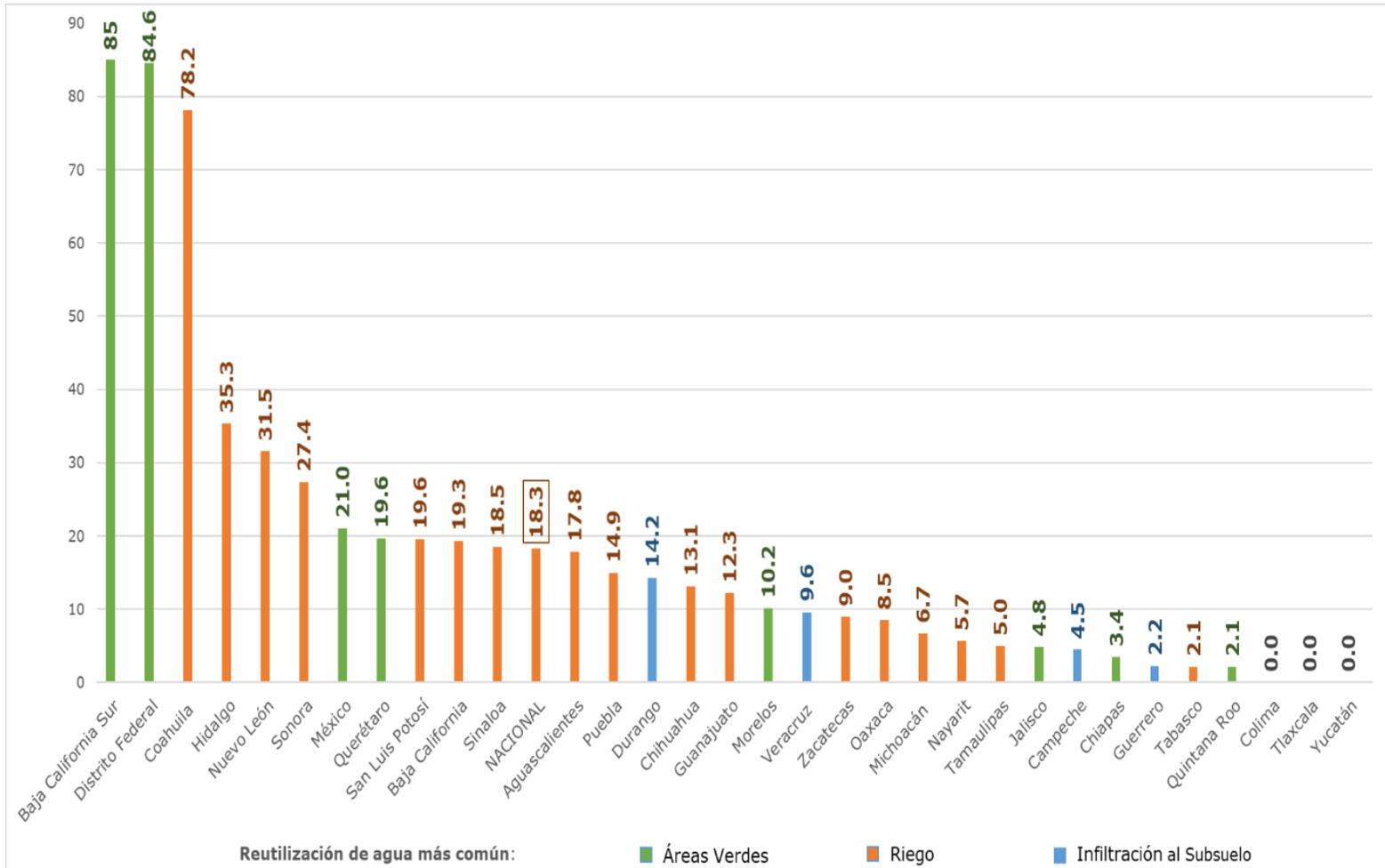


Figura 6. Porcentaje de plantas que tienen algún grado de reutilización de agua y su tipo más común por entidad federativa. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

Los estados que mayor porcentaje de reutilización de aguas tratadas tienen en sus plantas de tratamiento son Baja California Sur (85.0 %), Distrito Federal (hoy Ciudad de México o CDMX) (84.6 %) y Coahuila (78.2 %); en los dos primeros, el riego a áreas verdes es el más

común, mientras que en el último es el riego. El caso de Baja California Sur se explica por el caso del municipio de Los Cabos, el cual cuenta con 11 plantas de tratamiento, la mayoría de los lodos activados, que dotan de agua para riego de áreas verdes y campos de golf de complejos turísticos, sobre todo dirigidos a turistas internacionales. En el Distrito Federal se explica porque el Sistema de Aguas de la Ciudad de México cuenta con plantas de tratamiento en coordinación con organizaciones como la Universidad Nacional Autónoma de México, reclusorios, colegios militares, Petróleos Mexicanos y unidades deportivas, entre otras, las cuales contribuyen, en su mayoría, al riego de áreas verdes. El alto porcentaje de plantas que reutilizan agua en Coahuila se explica porque la mayoría de las plantas contribuyen al riego agrícola; la más grande es la de Ciudad Torreón, con tecnología de lagunas de estabilización, la cual contribuye al riego agrícola en la comarca lagunera. La reutilización de agua residual tratada para el riego es la más común en México; ello puede obedecer a que los terrenos donde se establece la planta de tratamiento son donaciones por parte de privados a cambio de agua residual tratada para riego. Por las características del suelo en los municipios mexicanos y a que por lo general las plantas de tratamiento se establecen en las zonas periféricas de las comunidades, estas donaciones de terreno a cambio de agua tratada estarían siendo negociadas entre los gobiernos municipales y los ejidos, los cuales tienen una vocación agrícola y, por tanto, un interés por tener mayor cantidad de agua para riego. Los estados con cero por ciento de reutilización son Yucatán, Tlaxcala y Colima. El tipo de reúso de agua tratada más común en México es en riego, ya que en 18 estados es el tipo más común en las plantas que

reutilizan algún volumen de agua tratada; le sigue el riego de áreas verdes en ocho estados; por último, hay cuatro estados en los que la infiltración al subsuelo es lo más común.

Cabe señalar que “uso más común” se refiere al mayor porcentaje de plantas de cada estado con algún volumen destinado a reúso; no necesariamente representan las plantas con mayor caudal. Además, sólo se toman en cuenta los reúsos en riego de áreas verdes, riego agrícola e infiltración al subsuelo. Se deja fuera del análisis el uso ecológico, pues la base de datos no tiene mayor información al respecto. Todas las plantas de tratamiento activas en México depositan las aguas tratadas en un cuerpo receptor, casi siempre en arroyos y ríos. Por lo cual, en el presente estudio se asume que el uso ecológico es lo que resta a los usos de riego a áreas verdes, agrícola e inyección al subsuelo. Se destacan los usos adicionales al uso ecológico, porque requieren un nivel adicional de organización para canalizar el agua a un segundo uso, lo que permite a cada organismo operador de agua contar con un volumen adicional del recurso hídrico y, por lo tanto, tener un portafolio más diversificado de fuentes de agua. En la Figura 7 se muestra el promedio de vida de las plantas de tratamiento por estado y en años con respecto al promedio nacional.

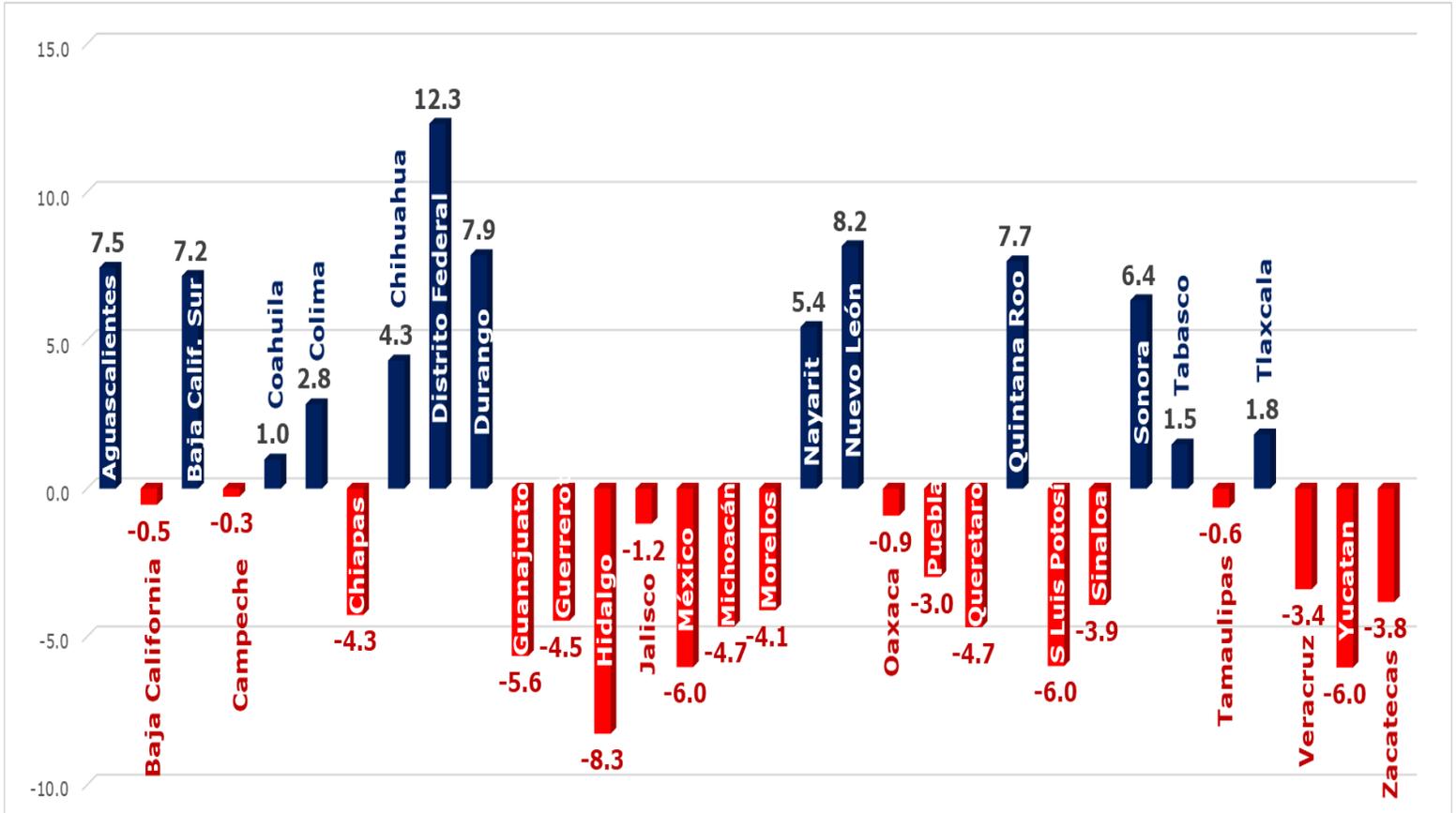


Figura 7. Promedio de vida de plantas tratadoras en años con respecto al promedio de vida nacional por estado. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

Las plantas de tratamiento con mayor antigüedad, en promedio y en años con respecto al promedio nacional, son las del Distrito Federal con 12.3 años; Nuevo León, con 8.2 años; y Durango, con 7.9 años. Las plantas de tratamiento con menor antigüedad están en Hidalgo, con 8.3 años menos que el promedio nacional; seguidos por las plantas en Estado de México, San Luis Potosí y Yucatán, con seis años. Hidalgo es la entidad

con las plantas de tratamiento más antiguas, porque se tratan las aguas residuales de la Ciudad de México hace 10 años; el volumen que salía de esta ciudad hacia la planta tratadora en Atotonilco de Tula era de 52 metros cúbicos por segundo. Además, esa zona es paradigmática en cuanto al uso de aguas residuales tratadas en la agricultura, pues ahí se encuentra el Valle del Mezquital, uno de los lugares más importantes de riego, con aguas residuales crudas y tratadas, en el país (Cisneros & Saucedo, 2016). Este es un ejemplo que muestra el interés por las plantas de tratamiento cuando hay afectaciones a la salud pública. Ante el riesgo sanitario de riego con aguas tratadas, el gobierno decidió invertir en resolver ese problema, que se convirtió en un tema muy visible. En la Figura 8 se presentan el número y porcentaje de municipios, por estado, con al menos una planta activa.

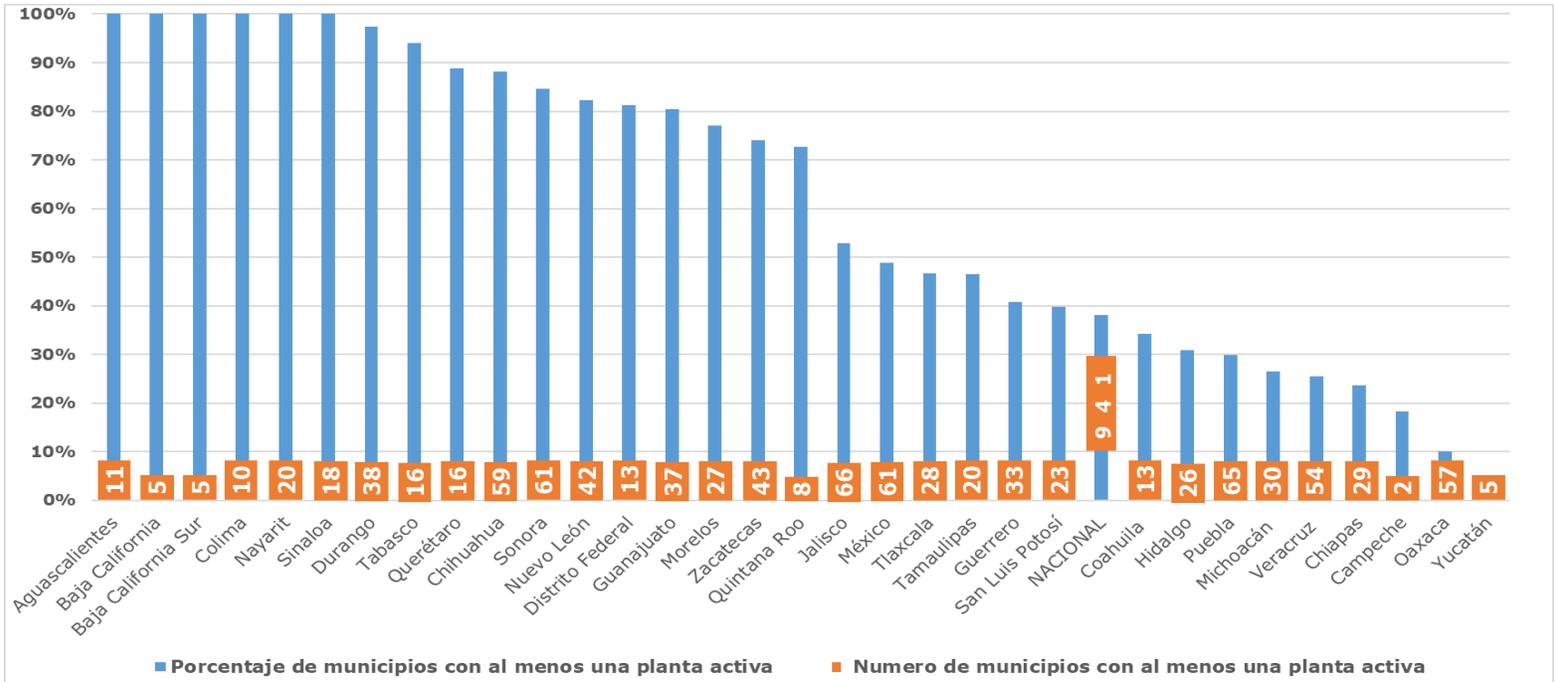


Figura 8. Número y porcentaje de municipios con al menos una planta activa por estado. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

En México, 941 municipios cuentan con al menos una planta activa, lo que representa el 38.3 % del total de municipios. A grandes rasgos, se puede decir que 6 de cada 10 municipios en México carecen de plantas de tratamiento de aguas residuales. Los estados de Aguascalientes, las Baja Californias, Colima, Nayarit y Sinaloa cuentan con el 100 % de municipios con al menos una planta activa. Estas entidades coinciden en tener pocos municipios, lo cual puede facilitar la administración y atención de los gobiernos estatales en apoyar la gestión de las agencias municipales de agua y saneamiento. De acuerdo con Casiano *et al.* (2019), el punto

crucial del impulso de políticas de saneamiento en México ha sido el rol de los gobiernos estatales, porque han sido capaces de reducir la fragmentación de los esfuerzos de los actores locales involucrados. Los estados con menos porcentaje de municipios con plantas activas son Yucatán (4.7 %), Oaxaca (10 %), Campeche (18.2 %) y Chiapas (23.6 %). Asimismo, se observa que los estados con mayor número de municipios son los que tienen menor porcentaje de municipios con al menos una planta activa, con algunas excepciones. En la Figura 9 se presentan datos del caudal tratado per cápita por cada 10 mil habitantes, por estado y en litros por segundo.

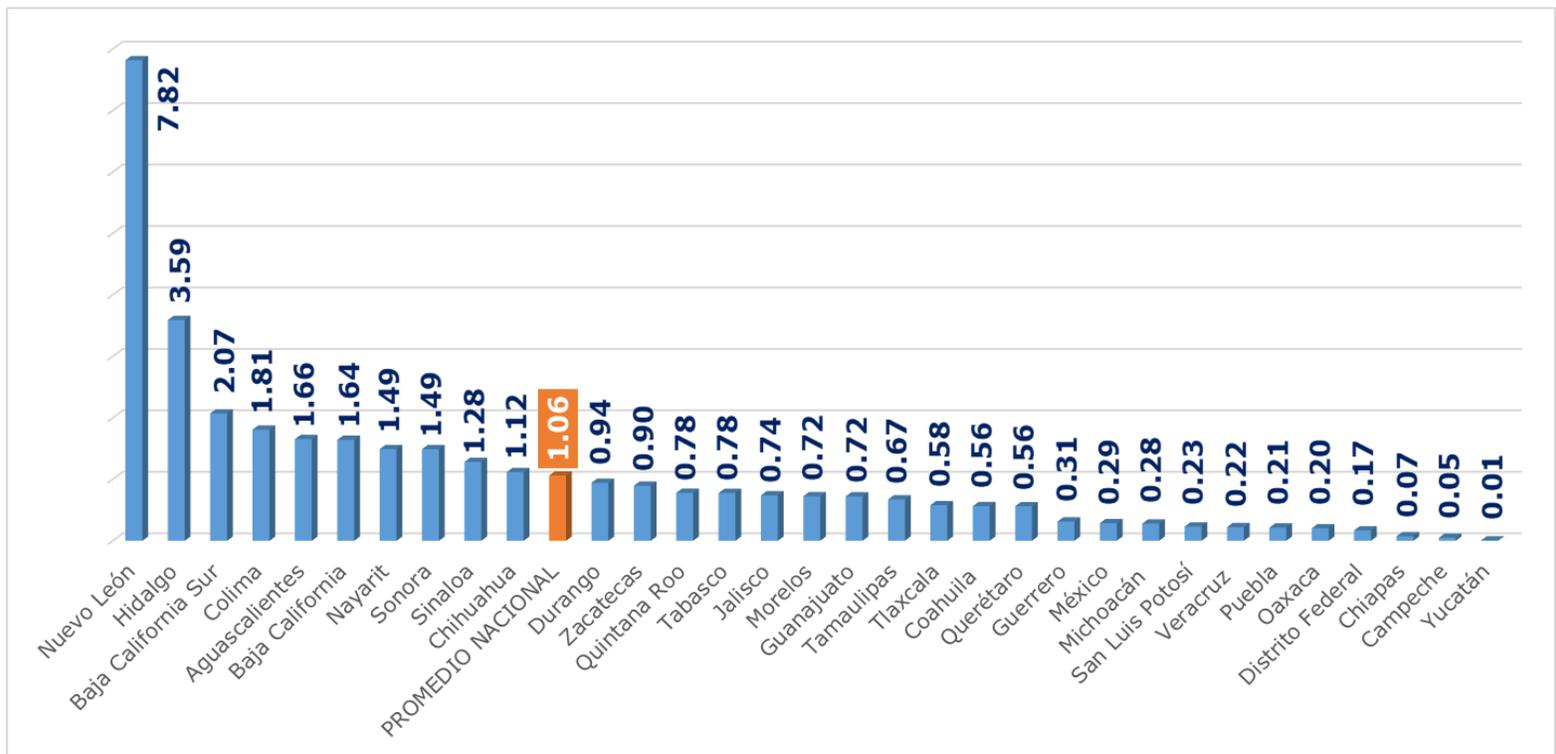


Figura 9. Caudal tratado per cápita por cada 10 mil habitantes, por estado y en litros por segundo. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

El promedio nacional de caudal tratado per cápita por cada 10 mil habitantes es de 1.06 litros por segundo. Destaca Nuevo León con seis veces más, Hidalgo con dos veces más y Baja California Sur con el doble. El éxito de Nuevo León puede estar relacionado con tener un organismo descentralizado estatal profesional, con la exigencia de los empresarios locales, y porque el 90 % de su población del estado se concentra en la zona metropolitana de Monterrey. El estado de la república con menor caudal tratado es Yucatán, con apenas 0.01 litros por segundo, seguido de Campeche (0.05), Chiapas (0.07), Distrito Federal (0.17), Oaxaca (0.20), Puebla (0.21) y Veracruz (0.22). El caso del Distrito Federal no refleja la realidad de tratamiento, pues la mayor parte de las aguas tratadas son contabilizadas en Hidalgo. En la Tabla 5 se muestran datos básicos relacionados con las plantas inactivas, a fin de identificar más elementos de análisis relacionadas con el abandono de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Tabla 5. Singularidades relacionadas con las plantas de tratamiento inactivas por estado. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

Singularidad	Estados con mayor número	Número	Porcentaje respecto al total estatal
Estados con mayor número de plantas inactivas en relación con lo que representa en el total de inactivas del país	Estado de México	132	14
	Jalisco	98	10
Estados donde las plantas inactivas con tecnología de lodos activados representan su mayor porcentaje de inactivas	Campeche	15	81
	Baja California	7	67
Estados donde las plantas inactivas con tecnología de lagunas representan su mayor porcentaje de inactivas	Nayarit	9	89
	Sonora	22	81
Estados donde las plantas inactivas con tecnología RAFA representan su mayor	Querétaro	36	66
	Colima	12	52

porcentaje de inactivas			
Plantas inactivas debido a problemas de su diseño en relación con el total de inactivas del estado	Aguascalientes	3	30
	Michoacán	2	29
Plantas inactivas debido a problemas de operación y mantenimiento en relación con el total de inactivas del estado	Querétaro	11	100
	Guerrero	5	83
	Colima	17	77
Plantas inactivas debido a falta de autoridad responsable que la asuma en relación con total de inactivas del estado	Baja California	6	67
	Tlaxcala	10	20
Plantas inactivas debido a problemas de robo o vandalismo en relación con el total de inactivas del estado	Veracruz	5	16
	Hidalgo	2	13

Plantas inactivas debido a desvío intencionado de aguas residuales en relación con el total de inactivas del estado	Colima	3	14
	Jalisco	3	10
Plantas inactivas debido a problemas de infraestructura de conexión en relación con el total de inactivas del estado	Sonora	4	36
	Jalisco	9	31

De las 980 plantas inactivas, 471 se tomaron en cuenta para las singularidades (Conagua, 2016); se distribuyen las observaciones de la siguiente manera: 21, problemas de diseño; 258, problemas de operación y mantenimiento; 29, falta de autoridad responsable; siete, vandalismo; siete, desvío intencionado de aguas residuales; 52, problemas de infraestructura de conexión. Por su parte, en cuanto a tecnologías de tratamiento, se tomó la totalidad de plantas inactivas. Cabe señalar que en esta información hay un sesgo de especificación, ya que los datos fueron tomados por distintas personas sin una codificación común. Estos datos no buscan ser comparativos, sino evidenciar problemas potenciales.

El 67.75 % de las plantas inactivas en México se concentran en tres tecnologías de tratamiento: lodos activados (28.88 %), lagunas (21.43

%) y rafa (17.45 %). Por su parte, prácticamente una de cada cuatro plantas inactivas está en el Estado de México y Jalisco. El mayor porcentaje de plantas inactivas por motivos de problemas de diseño está en Aguascalientes y Michoacán. El mayor porcentaje de plantas inactivas por problemas de operación y mantenimiento se tiene en Querétaro, Guerrero y Colima. El vacío de responsabilidad ha ocasionado más abandonos de plantas en Baja California y Tlaxcala. El de Tijuana, Baja California, es un caso revelador en tal sentido: existen varias plantas abandonadas que nunca operaron debido a que el organismo local del agua no las recibió de manera formal por parte de las empresas inmobiliarias que construyeron unidades habitacionales. La apuesta de tener varias plantas pequeñas en dicha ciudad se vio frustrada por una falta de entendimiento entre lo que solicitó el organismo de agua local y lo que entregaron los fraccionadores. En ese vacío de responsabilidad público-privado se desperdiciaron varios millones de pesos y ha provocado que aguas residuales crudas lleguen al mar sin un tratamiento previo. En la Figura 10 se presenta una radiografía municipal de la situación de las plantas de tratamiento; muestra el número de plantas activas e inactivas dentro y fuera de las cabeceras municipales.

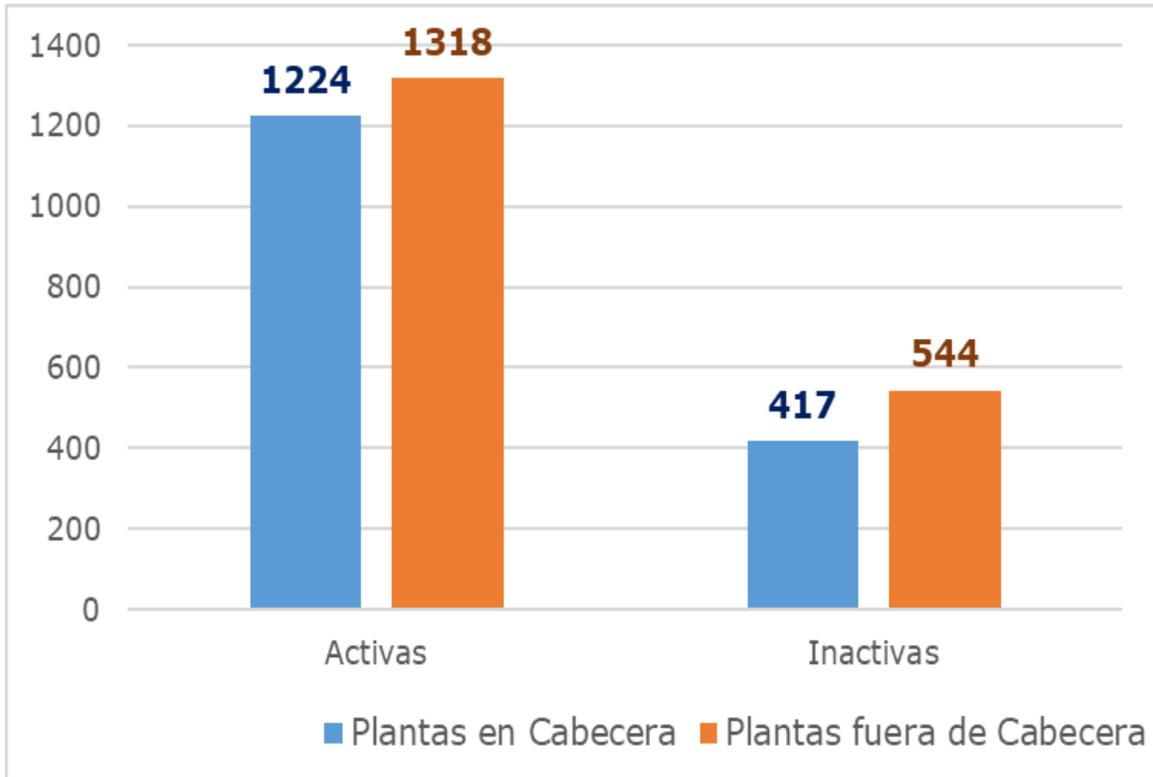


Figura 10. Número de plantas activas e inactivas dentro y fuera de la cabecera municipal. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

Radiografía municipal

El 53.15 % de las plantas de tratamiento se encuentra fuera de la cabecera municipal, mientras que el 46.85 % está dentro de las cabeceras

municipales. No existe una diferencia significativa entre las plantas activas e inactivas dentro o fuera de las cabeceras municipales. Las plantas fuera de cabecera tienen mayor número de plantas activas e inactivas que las que se encuentran dentro. Esto indica que no existe una diferencia significativa entre la capacidad institucional que tiene una agencia local del agua dentro o fuera de cabecera, sino que las diferencias de capacidades institucionales se deben más al municipio que al tipo de localidad al interior de estos. Es decir, la probabilidad de que una planta siga activa en un municipio con una agencia local sólida es más o menos la misma para dentro que para fuera de su cabecera. La Figura 11 presenta la capacidad instalada y caudal tratado en las plantas de tratamiento, dentro y fuera de cabecera municipal.

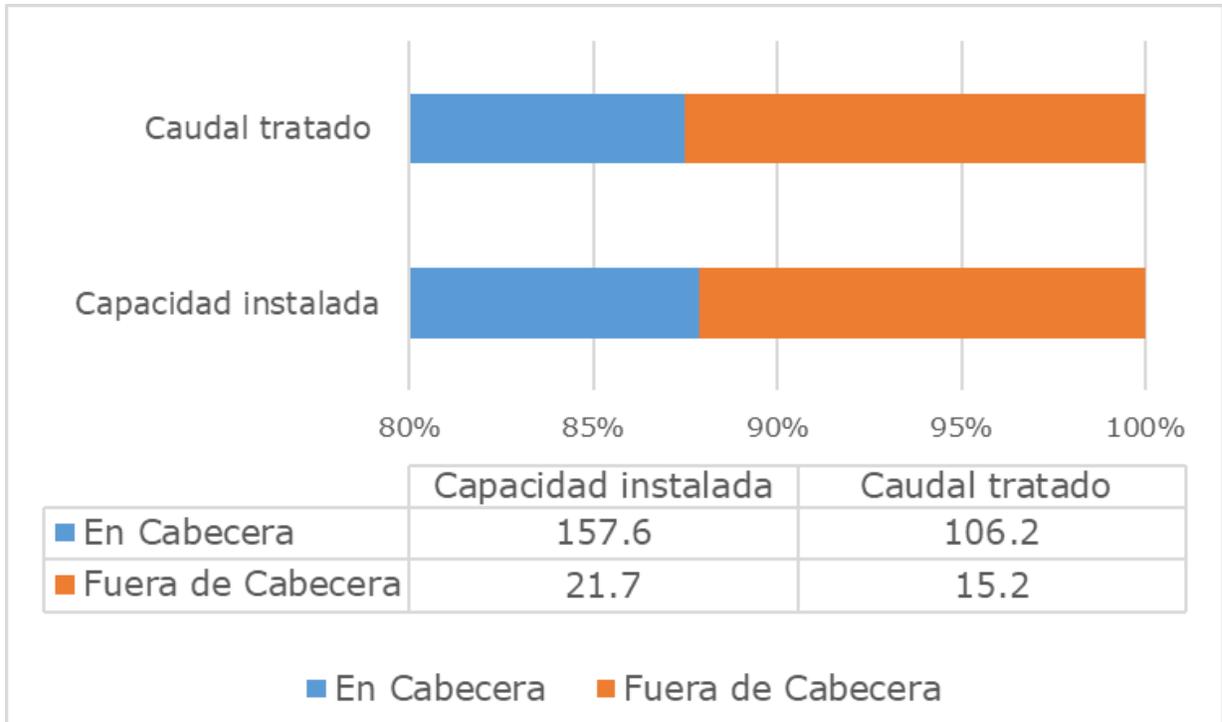


Figura 11. Capacidad instalada y caudal tratado de las plantas de tratamiento de los municipios de México, dentro y fuera de la cabecera, en miles de litros por segundo y en porcentaje. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

A pesar de que no existen muchas diferencias entre el abandono de plantas de tratamiento entre cabeceras y no cabeceras municipales, sí haya una diferencia considerable en cuanto a la capacidad instalada y al caudal tratado, pues las plantas dentro de cabecera tienen seis veces más capacidad que las plantas fuera de cabecera. En la Figura 12 se muestra el tipo de tecnología de las plantas de tratamiento, activas e inactivas, dentro y fuera de la cabecera municipal de los municipios de México.

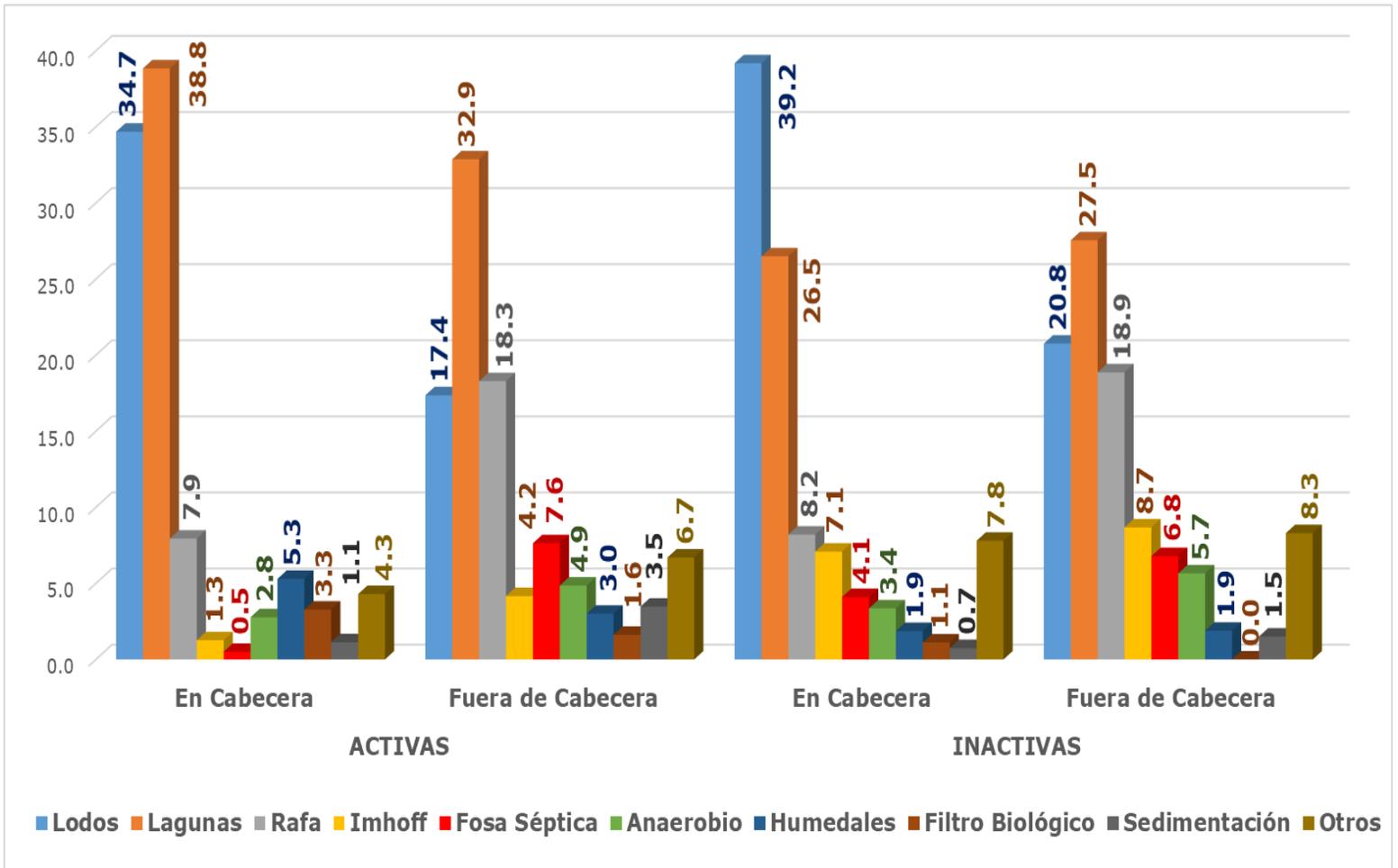


Figura 12. Tipo de tecnología de tratamiento en plantas activas e inactivas, dentro y fuera de la cabecera municipal. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

De las plantas activas, las tecnologías más comunes en cabecera municipal son lagunas y lodos activados (73.5 % entre ambas); mientras que fuera de cabecera, la tecnología de lagunas mantiene un 32.9 % y

los lodos activados reducen su influencia a un 17.4 %. De las plantas inactivas, se aprecia que prácticamente 4 de cada 10 plantas dentro de la cabecera son de lodos activados, mientras que 1 de cada 4 son de lagunas. Por su parte, la tecnología RAFA aparece con mayor influencia en las localidades fuera de cabecera municipal, tanto en activas como inactivas. En la Tabla 6 se muestra la comparación de algunos datos básicos de plantas de tratamiento por tamaño de municipio.

Tabla 6. Datos de plantas de tratamiento de aguas residuales por tamaño de municipio. Fuente: elaboración propia con base en Conagua (2016).

Datos básicos	Tipo de municipio (por tamaño de población)					
	Rural (0-2 499)	Urbano 1 (2 500-9 999)	Urbano 2 (10 000-49 999)	Urbano 3 (50 000-99 999)	Urbano 4 (100 000-499 999)	Urbano 5 (500 000 o más)
Porcentaje de municipios con respecto al total nacional	15.1	28.8	39.7	8.1	6.6	1.7
Porcentaje de población con respecto al total nacional	0.4	3.5	20.3	12.4	30.6	32.8
Promedio de vida en años de las plantas con respecto al promedio nacional	6.1	1.2	-1.5	-2.9	-0.6	0.1

Porcentaje de municipios con al menos una planta activa	15.4	28.3	40.3	64.6	77.9	92.9
Porcentaje promedio de plantas activas que reutilizan algún volumen de agua tratada	15.8	9.7	12.5	16.6	22.5	45.5
Porcentaje promedio de plantas activas en municipios	89.4	78.2	69.4	63.4	70.6	76.6
De los municipios con plantas activas, capacidad instalada promedio per cápita en litros por segundo por cada mil habitantes	4.8	0.5	1.7	0.9	1.4	2.0
De los municipios con plantas activas, caudal tratado promedio per cápita en litros por segundo por cada mil habitantes	2.9	0.3	0.9	0.6	1.0	1.5
Tecnología con mayor presencia en plantas activas y porcentaje que representa con respecto al total de tecnologías	Lagunas 62.3	Lagunas 42.8	Lagunas 37.1	Lodos 35.2	Lodos 54.2	Lodos 57.1

Tecnología con mayor presencia en plantas inactivas y porcentaje que representa con respecto al total de tecnologías	Fosa 33.3	Lagunas 40.1	Lagunas 26.8	Lodos 29.2	Lodos 33.0	Lodos 46.6
--	-----------	--------------	--------------	------------	------------	------------

El 83.6 % de los municipios en México tiene menos de 50 mil habitantes y en estos vive el 24.2 % de la población. En contraste, el 8.3 % de los municipios tiene más de 100 mil habitantes y en ellos habita el 63.4 % de la población. En los municipios con población menor a 2 500 habitantes es donde las plantas activas tienen mayor antigüedad, a pesar de ser los municipios que más carecen de plantas de tratamiento. Al contrario, 9 de cada 10 municipios con más de 500 mil habitantes tienen al menos una planta activa. También casi en la mitad de los municipios más grandes del país se reutiliza algún volumen de agua tratada. Es en los municipios de 10 mil a 100 mil habitantes donde el porcentaje promedio de plantas activas es más bajo. En cuanto a capacidad instalada y caudal tratado per cápita, es en los municipios rurales, menores de 2 500 habitantes, donde la cifra es más alta. Asimismo, existe una tendencia de utilizar tecnologías de lagunas en los municipios menores a 50 mil habitantes, mientras que en los mayores de 50 mil la tecnología más común es la de lodos activados.

Discusión

Con base en este diagnóstico estadístico se resumen los hallazgos encontrados y se identifican cinco desafíos para la política de tratamiento de aguas residuales en México:

1. **El desafío del abandono de plantas de tratamiento de aguas residuales.** El ritmo de crecimiento de plantas inactivas es mayor al crecimiento de las plantas activas; de 2000 a 2016, las plantas inactivas se incrementaron en un 300 %, mientras que las activas en un 200 %. Cabe señalar que el mayor abandono de plantas de tratamiento se ha dado en municipios con grado de marginación bajo y muy bajo, tal como se presenta en la Tabla 7. Cabe recordar el sesgo de inversión que se comentó en el apartado de materiales y métodos, donde existe una tendencia de construir plantas de tratamiento en municipios con mayor población, los cuales generalmente cuentan con menores grados de marginación. Cabe destacar que municipios con baja marginación están abandonando plantas de tratamiento.

Tabla 7. Relación entre el grado de marginación municipal y abandono de plantas de tratamiento en México. Fuente: elaboración propia con base en Conapo (2015) y Conagua (2016).

Grado de marginación municipal (2015)	Número de municipios con al menos una planta abandonada (2016)	Número de plantas abandonadas (2016)
Muy bajo	171	348
Bajo	167	309
Medio	107	180
Alto	73	114
Muy alto	21	29
Total	542	980

* Nota: no se integraron los datos de las delegaciones del Distrito Federal (hoy CDMX).

Dos de cada tres plantas de tratamiento abandonadas (67.2 %) se encuentran en municipios con baja o muy baja marginación. Esto se debe a que la base de datos tiene un sesgo de inversión en municipios con mayor población, los cuales cuentan por lo general con índices de marginación más bajos que los municipios más pequeños. Por su parte, para solucionar el abandono de plantas de tratamiento, especialistas han recomendado la promoción de humedales artificiales y tecnologías alternativas para las zonas rurales de México debido a que las tecnologías convencionales requieren un uso energético intensivo y, por tanto, mayores costos de mantenimiento (Zurita-Martínez, Castellanos, & Rodríguez, 2011; Castañeda & Flores, 2014; Lahera, 2010).

2. **El desafío de las buenas intenciones.** En los últimos tres sexenios, los programas nacionales hídricos han identificado los mismos problemas y planteado soluciones muy similares. La visión de política pública sectorial es la que cambia sustancialmente, pasando por preferir instrumentos de mercado, agua como seguridad nacional, o preferencia de instrumentos asistencialistas dirigidos a las regiones más vulnerables. Sin embargo, los problemas siguen ahí; el cambio de discurso no cambia la realidad de la política de tratamiento de aguas residuales. En la Tabla 8 se observa la relación entre la capacidad institucional y el grado de marginación en los municipios de México.

Tabla 8. Relación entre el grado de marginación municipal y la capacidad institucional municipal en los municipios de México. Fuente: elaboración propia con base en De-Dios (2008) y Conapo (2005).

Grado capacidad institucional municipal (2004)	Grado de marginación municipal (2005)					Total
	Muy bajo	Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
Muy bajo	0	3	12	76	70	161
Bajo	13	30	74	244	126	487
Medio	63	164	200	342	79	848

Alto	107	154	152	104	11	528
Muy alto	67	45	19	11	0	142
Total	250	396	457	777	286	2 166

* Nota: algunos municipios no contaban con información y se omitieron.

El 23.8 % de los municipios de México cuenta con una combinación entre un grado de marginación alto-muy alto y un grado de capacidad institucional bajo y muy bajo. Es decir, 1 de 4 municipios mexicanos tienen poblaciones con desventajas sociales severas y gobiernos sin capacidad para poder cambiar dicha situación. En el otro extremo, 17.2 % de los municipios mexicanos presenta una combinación entre un grado de marginación bajo-muy bajo y otro de capacidad institucional alto-muy alto. Es decir, menos de 2 de cada 10 municipios cuentan con una situación social controlada y con capacidades para poder mejorar su situación. Debido al sesgo de inversión en municipios grandes de la base de datos se observa que 2 de cada 3 plantas abandonadas están en municipios con baja-muy baja marginación, que en su mayoría cuentan con altas capacidades institucionales. Entonces, estos datos evidencian que las capacidades institucionales actuales en los municipios mexicanos no son suficientes para romper con la tendencia de abandono de plantas de tratamiento de aguas residuales. Por su parte, las buenas intenciones plasmadas en los planes hídricos deben tomar en cuenta la complejidad de los espacios locales, donde distintos actores requieren negociar para lograr equilibrios en la distribución del agua, sobre todo en zonas áridas (Scott & Pineda, 2011). Las alternativas a la planeación hídrica tradicional

parecen estar en los enfoques basados en el conocimiento profundo del comportamiento de los actores (Bettini, Brown, De-Haan, & Farrelly, 2015).

- 3. El desafío de la operación y mantenimiento de plantas de tratamiento.** Más de la mitad de las plantas activas con observaciones en el inventario de Conagua 2016 requiere ampliación o modificaciones. También, más de la mitad de las plantas inactivas se abandonaron por falta de mantenimiento y problemas de operación. Además de impulsar la construcción de nuevas plantas, es necesario impulsar las reformas necesarias para que las agencias municipales de agua y saneamiento transiten a una profesionalización y autonomía, que les permita tener los incentivos para pensar en el largo plazo, y hacer los mantenimientos preventivos en los sistemas de tratamiento. La inercia actual de reclutamiento, selección y promoción del personal de dichas agencias, basados en motivos políticos y de lealtad al grupo político dominante o al sindicato, seguirá dejando fuera un sistema meritocrático que promueva las decisiones técnicas basadas en evidencias. En la Tabla 9 se presenta la relación que existe entre grado de marginación de los municipios y esfuerzo recaudatorio.

Tabla 9. Relación entre el grado de marginación municipal y el número de plantas activas en México. Fuente: elaboración propia con base en Conapo (2015) y Conagua (2016).

Grado de marginación municipal (2015)	Número de municipios con al menos una planta activa (2016)	Número de plantas activas (2016)
Muy bajo	235	984
Bajo	276	796
Medio	190	389
Alto	166	255
Muy alto	58	83
Total	925	2 507

Nota: no se integraron los datos de las delegaciones del Distrito Federal (hoy CDMX).

De los municipios con al menos una planta activa, el 55.2 % cuenta con un grado de baja o muy baja marginación, sumando un total de 1 780 plantas, que representan el 71.01 % de las plantas activas en México. Esto significa que los municipios con menor grado de marginación concentran las plantas de tratamiento de aguas residuales activas; sin embargo, al mismo tiempo estos municipios tienen el mayor abandono de plantas de tratamiento. Es decir, a pesar de ser municipios con baja marginación, tienen problemas institucionales para mantener sus plantas de tratamiento en activo. Como indican Espinoza y Sepúlveda (2015), la Auditoría Superior de la Federación encontró que en el Estado de México se utilizó el presupuesto para plantas de tratamiento de manera

ineficiente, por lo que el análisis no se debe enfocar sólo en la falta de presupuesto, sino también en su ejercicio adecuado.

- 4. El desafío del vacío de responsabilidad.** El diagnóstico estadístico arrojó evidencia para saber que no hay diferencia significativa en el abandono de plantas de tratamiento dentro o fuera de cabecera municipal. Más que la localidad, parece ser el municipio el que determina el éxito de mantener plantas activas. Como agenda futura de investigación se buscará entender qué elementos específicos de las agencias municipales de agua y saneamiento están correlacionadas con las plantas activas e inactivas. La fragmentación de las decisiones en el entramado institucional de la toma de decisiones representa uno de los principales desafíos en la política de saneamiento en México (Pacheco & Vega, 2008). Al respecto existe un caso paradigmático: en la ciudad de Tijuana hubo una política de construcción de pequeñas plantas de tratamiento de aguas residuales en los nuevos desarrollos habitacionales, en donde el gobierno municipal exigió a los empresarios que para recibir sus fraccionamientos habitacionales debían construir una planta de tratamiento. A la fecha, en esa ciudad hay decenas de plantas abandonadas debido a que el gobierno municipal no ha recibido dichas obras, por no cumplir con requerimientos mínimos. Por su parte, los empresarios inmobiliarios argumentan que nunca se fijaron previamente requerimientos técnicos mínimos y que ellos cumplieron con lo acordado (Cáñez, 2017). En este sentido, el vacío de responsabilidad se refiere a los espacios sin responsables claros para llevar a cabo cierta tarea, ya sea

un vacío entre niveles de gobierno, entre agentes públicos y privados, o cualquier otra relación sin un responsable específico.

5. **El desafío del tratamiento de aguas residuales como prioridad en las agendas estatales.** El diagnóstico arrojó evidencia de estados con todos sus municipios con al menos una planta activa, lo cual sugiere que el rol de los gobiernos estatales podría haber sido determinante para que la mayoría de sus plantas de tratamiento sigan activas. Considero que en la medida que los gobiernos estatales y municipales cuenten con organismos de agua profesionales, el tema del tratamiento de aguas residuales irá ganando protagonismo en las agendas pública, gubernamental y legislativa. Los datos disponibles para este estudio no permiten concluir acerca del éxito de estados como Sinaloa, y del fracaso en Jalisco y Estado de México, por ejemplo. Una agenda futura de investigación relevante es conocer las razones por las cuales estados como las Baja Californias y Sinaloa cuentan con una cobertura total de plantas de tratamiento de aguas residuales en todos sus municipios; además, saber por qué Jalisco y Estado de México concentran 1 de cada 4 plantas de tratamiento inactivas de todo el país. Diversos estudios respaldan la idea de que la baja efectividad de la política de saneamiento en México se debe a la dependencia excesiva de los gobiernos locales a la autoridad federal, además de agencias locales de agua con baja autonomía para operar con criterios más técnicos y menos politizados por los intereses del grupo político en turno (Torregrosa & Jiménez, 2009; Godínez, Zaag, & Cauwenbergh, 2018; Jiménez & Torregrosa, 2007; Domínguez, 2010; Cáñez, 2019).

Conclusiones

La nueva Ley General de Aguas seguramente incorporará las mejores intenciones, y los objetivos que siguen los organismos internacionales y los países desarrollados, sobre todo en el enfoque sistémico y del derecho al agua potable y saneamiento. Asimismo, aparecerán discursos donde digan que el tratamiento de aguas residuales no está aislado y se deben evitar soluciones “al final del tubo”. Sin embargo, uno de los problemas de México es que se siguen incorporando buenas intenciones a las políticas de agua sin resolver los problemas mínimos fundamentales para que dichos sistemas operen. Es decir, los anhelos de estudiar el saneamiento de agua de manera sistémica, integral y con la colaboración de distintos actores proviene de los países desarrollados, que ya tienen más o menos resueltos los problemas técnicos de sus plantas de tratamiento, porque cuentan con agencias de agua y saneamiento profesionales, donde su personal responde a criterios técnicos y no a criterios de facciones de poder. Entonces, la nueva Ley General de Aguas y las políticas federales impulsadas por Conagua seguirán siendo letra muerta mientras las agencias municipales de agua y saneamiento no sean reformadas y fortalecidas en autonomía y profesionalización. Además de

esto, es importante fortalecer las capacidades de monitoreo y sanción por parte de la entidad reguladora de calidad del agua y descargas de aguas residuales a cuerpos receptores; esto, con el fin de ir construyendo y fortaleciendo las otras partes del sistema para aspirar a que dichas partes se interconecten de manera integrada.

La profesionalización de las agencias municipales de agua y saneamiento no es tan sencilla como integrar a estas organizaciones con personas bien remuneradas con las credenciales adecuadas, sino que se trata de asegurar que esas personas, bien pagadas y con perspectiva de carrera, realmente funcionen como profesionales, y para ello se requieren reglas del juego claras, donde la evaluación del desempeño sea el requisito fundamental para que dichos profesionales sigan en sus puestos; lo que se debe alejar de la profesionalización es la política de grupos, donde la lealtad es más importante que el mérito; si eso pasa, de nada servirán las credenciales de los profesionales.

Las limitaciones de este artículo es que queda acotado en la profundidad de las explicaciones, pues la evidencia estadística alcanzó para mostrar un diagnóstico nacional, estatal y municipal de algunos indicadores básicos de las plantas de tratamiento de aguas residuales en México. Una agenda futura de investigación que planteo es conocer los factores esenciales por los que se puede transitar de una tradición de gestión del agua basada en la lealtad a los grupos políticos en turno hacia una tradición meritocrática, donde el conocimiento técnico y científico sea el centro de gravedad de las agencias locales de agua y saneamiento en México.

Referencias

- Al-Aukidy, M., Al-Chalabi, S., & Verlicchi, P. (2018). Hospital wastewater treatments adopted in Asia, Africa, and Australia. In: Verlicchi, P. *Hospital wastewaters: Characteristics, management, treatment and environmental risks* (171-188). Cham, Switzerland: Springer.
- Bettini, Y., Brown, R. R., De-Haan, F. J., & Farrelly, M. (2015). Understanding institutional capacity for urban water transitions. *Technological Forecasting and Social Change*, 94, 65-79.
- Cáñez, A. (2019). ¿Siguen operando los aparatos políticos en los gobiernos municipales de México? *Intersticios Sociales*, (17), 233-257.
- Cáñez, A. (2017). *Governance framework and water policy effectiveness. The case study of the Tijuana-San Diego transboundary urban region (tesis doctoral)*. Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, Monterrey, México. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/323401124_Governance_framework_and_water_policy_effectiveness_The_case_study_of_the_Tijuana--San_Diego_transboundary_urban_region
- Casiano, C., Özerol, G., Bressers, H., Kuks, S., Edelenbos, J., & Gleason, A. (2019). The state as a stimulator of wastewater treatment policy: A comparative assessment of three subnational cases in central Mexico. *Journal of Environmental Policy and Planning*, 21(2), 134-152.

Castañeda, A., & Flores, H. (2014). Tratamiento de aguas residuales domésticas mediante plantas macrófitas típicas en Los Altos de Jalisco, México. *Paakat: Revista de Tecnología y Sociedad, Innovación y Difusión de la Tecnología*, 3(5), 1-13.

Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2020). *Programa Nacional Hídrico (2019-2024)*. Recuperado de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/programa-nacional-hidrico-pnh-2020-2024?idiom=es>

Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2019). *Situación del subsector agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/554702/DSAPA_S_1-20.pdf

Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2016). *Inventario de plantas de tratamiento de aguas residuales en México*. Recuperado de <https://www.infomex.org.mx/gobiernofederal/moduloPublico/moduloPublico.action>

Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2014). *Programa Nacional Hídrico (2013-2018)*. Recuperado de <https://www.gob.mx/conagua/acciones-y-programas/programa-nacional-hidrico-pnh-2014-2018>

Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2007). *Programa Nacional Hídrico (2007-2012)*. Recuperado de http://dof.gob.mx/nota_detalle_popup.php?codigo=5076411

Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2002). *Programa Nacional Hidráulico (2001-2006)*. Recuperado de <https://sidof.segob.gob.mx/notas/736819>

Conapo, Consejo Nacional de Población. (2005). *Índice de marginación por municipio 1990-2015*. Recuperado de http://www.conapo.gob.mx/ES/CONAPO/Datos_Abiertos_del_Indice_de_Marginacion

Conapo, Consejo Nacional de Población (2015). *Índice de marginación municipal en México*. Recuperado de: https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/159048/06_Anexo_B1.pdf

Cisneros, O. & Saucedo, H. (2016). *Reúso de aguas residuales en la agricultura*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Davis, F. (2005). Identification of revenue requirements. In: Raftelis, G. *Water and wastewater finance and pricing: A comprehensive guide* (185-205). Boca Raton, USA: Taylor & Francis Group.

De-Anda, J. (2017). Saneamiento descentralizado y reutilización sustentable de las aguas residuales municipales en México. *Sociedad y Ambiente*, 5(14), 119-143. DOI: [org/10.31840/sya.v0i14.1770](https://doi.org/10.31840/sya.v0i14.1770)

De-Dios, J. (2008). Midiendo las capacidades institucionales de los gobiernos locales de México: un mapa de su diversidad. En: *Base de datos Índice Compuesto de Capacidades Institucionales*

Municipales 2004. Documento de apoyo del Informe sobre Desarrollo Humano Jalisco 2009. México, DF, México: Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo.

Domínguez, J. (2010). El acceso al agua y saneamiento: un problema de capacidad institucional local. Análisis en el estado de Veracruz. *Gestión y Política Pública*, 19(2), 311-350.

Drinan, J., & Spellman, F. (2013). *Water and wastewater treatment: A guide for nonengineering professional.* Boca Raton, USA: Taylor & Francis Group.

Espinoza, J., & Sepúlveda, M. (2015). *Las plantas de tratamiento de aguas residuales del estado de México en los informes de la Auditoría Superior de la Federación 2012-2013. Pasos previos a un ejercicio de contraloría social. Documento de trabajo no. 3.* Recuperado de https://www.agua.org.mx/wp-content/uploads/2016/09/PTAR-EM_EN_LA_ASF_2012-2013.pdf

Garzón, M., Buelna, G., & Moeller, G. (2012). La biofiltración sobre materiales orgánicos, nueva tecnología sustentable para tratar agua residual en pequeñas comunidades e industrias. *Tecnología y ciencias del agua*, 3(3), 153-161.

Godínez, J., Zaag, P., & Cauwenbergh, N. (2018). A half-baked solution: Drivers of water crises in Mexico. *Proceedings of the International Association of Hydrological Sciences*, 376, 57-62.

Gray, N. (2004). *Biology of wastewater treatment.* London, UK: Imperial College Press.

- Hantke-Domas, M., & Jouravlev, A. (2011). *Lineamientos de política pública para el sector de agua potable y saneamiento*. Santiago de Chile, Chile: Comisión Económica para América Latina y el Caribe. Recuperado de https://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/3863/S2011000_es.pdf
- Hopcroft, F. (2015). *Wastewater treatment: Concept and practices*. New York, USA: Momentum Press.
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (2010). *Censo de población y vivienda 2010*. Recuperado de <https://www.inegi.org.mx/programas/ccpv/2010/>
- Jiménez, B., & Torregrosa, M. (2007). Water Services in Mexico: Are they a Public Priority? *Journal of Comparative Social Welfare*, 23(2), 155-165.
- Krause, M. (2009). *The political economy of water and sanitation*. New York, USA: Routledge. DOI: <https://doi.org/10.4324/9780203876947>
- Lahera, V. (2010). Infraestructura sustentable: las plantas de tratamiento de aguas residuales. *Quivera. Revista de Estudios Territoriales*, 12(2), 58-69.
- Lasswell, H. (1951). The policy orientation. In: Lasswell, H., & Lerner, D. (eds.). *The policy sciences: Recent developments in scope and method* (pp. 3-15). Palo Alto, USA: Stanford University Press.

- Meny, Y., & Thoenig, J. (1992). *Las políticas públicas*. Barcelona, España: Ariel.
- Metz, F., & Ingold, K. (2014). Sustainable wastewater management: Is it possible to regulate micropollution in the future by learning from the past? A policy analysis. *Sustainability*, 6, 1992-2012. DOI: 10.3390/su6041992
- Pacheco, R., & Vega, O. (2008). Retos y perspectivas en materia de política de tratamiento de agua y saneamiento en México. En: Olivares, R., & Sandoval, R. (coords.). *El agua potable en México. Historia reciente, actores, procesos y propuestas* (pp. 173-185). México, DF, México: Asociación Nacional de Entidades de Agua y Saneamiento de México A.C.
- Raftelis, G. (2005). Introduction to water and wastewater finance and pricing. In: Raftelis, G. *Water and wastewater finance and pricing: A comprehensive guide* (pp. 1-5). Boca Raton, USA: Taylor & Francis Group.
- Scott, C., & Pineda, N. (2011). Innovating resource regimes: Water, wastewater, and the institutional dynamics of urban hydraulic reach in northwest Mexico. *Geoforum*, 42(4), 439-450.
- Seppälä, O. (2002). Effective water and sanitation policy reform implementation: Need for systemic approach and stakeholder participation. *Water Policy*, 4, 367-388.
- Torregrosa, M., & Jiménez, B. (2009). Challenges facing the universal access of water and sanitation in Mexico. En: Castro, J., & Hellen,

- L. *Water and sanitation services: Public policy and management* (pp. 338-347). London, UK: Earthscan.
- Valencia, J., Díaz, J., & Ibarrola, H. (2004). La gestión integrada de los recursos hídricos en México: nuevo paradigma en el manejo del agua. En: Cotler, H. (comp.). *Manejo integral de cuencas en México* (pp. 201-209). México, DF, México: Instituto Nacional de Ecología.
- Verlicchi, P. (2018). Prefacio. In: Verlicchi, P. *Hospital wastewaters: Characteristics, management, treatment and environmental risks* (pp. xi-xiv). Cham, Switzerland: Springer.
- Wexelbaum, G. (2005). Capital and financial planning for water and wastewater utilities. In: Raftelis, G. *Water and wastewater finance and pricing: A comprehensive guide* (pp. 9-35). Boca Raton, USA: Taylor & Francis Group.
- Zurita-Martínez, F., Castellanos, O., & Rodríguez, A. (2011). El tratamiento de las aguas residuales municipales en las comunidades rurales de México. *Revista Mexicana de Ciencias Agrícolas*, 2(spe1), 139-150. Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-09342011000700011&lng=es&tlng=es

Modelos de evapotranspiración de referencia diaria en la zona arrocerá del Valle del Cauca, Colombia

Daily reference evapotranspiration models in the rice zone of Valle del Cauca, Colombia

Jesica Natalia Valencia-Gonzalez¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0807-2554>

Ramón Arteaga-Ramírez², ORCID: <http://orcid.org/0000-0001-9459-3588>

Mario Alberto Vázquez-Peña³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2084-7420>

Abel Quevedo-Nolasco⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3303-5077>

¹Universidad Autónoma Chapingo, Texcoco, Estado de México, México, nvg.912@gmail.com

²Universidad Autónoma Chapingo, Texcoco, Estado de México, México, arteagar@taurus.chapingo.mx

³Universidad Autónoma Chapingo, Texcoco, Estado de México, México, mavazquez.coahuila@gmail.com

⁴Colegio de Posgraduados, Texcoco, Estado de México, México,
abcdqn@gmail.com

Autor para correspondencia: Ramón Arteaga-Ramírez,
rarteagar@taurus.chapingo.mx

Resumen

Los cálculos oportunos de la evapotranspiración de referencia diaria (ET_o) cuantifican y planifican el uso de la disponibilidad hídrica y, en consecuencia, determinan un consumo diario, más en las condiciones donde la falta de información climática interrumpe el rendimiento de los diversos modelos para estimar la evapotranspiración de referencia diaria en una determinada región. El objetivo de este trabajo es evaluar el comportamiento de las ecuaciones de Hargreaves-Samani, Priestley y Taylor, García y López, y Linacre en el cálculo de la evapotranspiración de referencia diaria (ET_o) respecto a la ecuación de FAO Penman-Monteith (PM), utilizando la información diaria de cinco estaciones próximas a la zona productora de arroz del Valle del Cauca, Colombia. Se estimó la evapotranspiración de referencia diaria de 28 años consecutivos; se utilizaron los indicadores estadísticos: coeficiente de determinación (R^2); la raíz cuadrada del cuadrado medio del error (RMSE); eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE), y diagramas de cajas para definir la bondad de los modelos utilizados. Los modelos Priestley-Taylor (PT) y Linacre (LN) han exhibido los resultados más afines al modelo estándar. Las estaciones Ing. Bengala y Ciat Quilichao se exhiben como las áreas que mejores

comportamientos poseen de todos los modelos con el índice del coeficiente de determinación (R^2); todas las estaciones presentaron resultados aceptables con la raíz cuadrada del cuadrado medio del error (RMSE) para las diversas comparaciones realizadas, no así con la eficiencia de Nash-Sutcliffe. Existe evidencia limitada del uso diario del modelo García y López, siendo este método y el de Hargreaves-Samani los menos ideales para la estación Independencia.

Palabras clave: modelos de evapotranspiración, arroz, datos diarios, evapotranspiración de referencia.

Abstract

The opportune calculations of the daily reference evapotranspiration (ET_o) quantify and schedule the use of the water availability and consequently determine a daily consumption, mostly in the conditions where the lack of climatic information interrupts the performance of diverse models to estimate the daily reference evapotranspiration in a certain region. Therefore, the objective of this work is to evaluate the behavior of the equations of Hargreaves-Samani, Priestley and Taylor, García and López, and Linacre in the calculation of daily reference evapotranspiration (ET_o) for the equation of FAO Penman-Monteith (PM) using daily information from five stations near the rice production area of Valle del Cauca, Colombia. The daily evapotranspiration of 28 consecutive years was estimated, the results were confirmed by the statistical indicators: Determination Coefficient (R^2); the square root of the mean

square of the error (RMSE); Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE), and box diagrams. The Priestley-Taylor (PT) and Linacre (LN) models have shown the closest results to the standard model. Bengala and Ciat Quilichao stations are shown as the areas with the best behavior of all the models with the coefficient of determination index (R^2); all the stations presented acceptable results with the square root of the mean square of the error (RMSE) for the different comparisons made but not with the Nash-Sutcliffe Efficiency (Nash-Sutcliffe Efficiency). However, there is limited evidence of the daily use of the Garcia and Lopez model, being this method and that of the Hargreaves-Samani the least ideal for the Independence station.

Keywords: Evapotranspiration models, rice, daily data, reference evapotranspiration.

Recibido: 03/08/2020

Aceptado: 10/02/2021

Introducción

Las estimaciones de evapotranspiración de referencia (ET_o) han sido ampliamente estudiadas y utilizadas en los fundamentos de ingeniería de riego para definir las necesidades de agua en los cultivos. De acuerdo con Sánchez (2000), el término de evapotranspiración de referencia (ET_o) ha sido usado para describir los procesos totales de transferencia de agua a la atmósfera desde una vegetación con características bien definidas. En la agricultura, la ET_o es una de las variables elementales para promover un uso más eficiente del agua, por esto la necesidad de tener estimaciones adecuadas (Back, 2008), ya que juegan un papel esencial en el balance hídrico para el manejo de cuencas y para la estimación de los requerimientos de riego, la programación del riego y estudios sobre el cambio climático.

El sur del Valle del Cauca-Colombia posee dos épocas de siembra a nivel seco con 3 750 ha productoras de arroz (Dane & Fedearroz, 2017); la cuantificación de la ET_o diaria para la zona a nivel diario es necesaria para mejorar el manejo del cultivo, conocer sus necesidades hídricas y realizar un uso eficiente del agua (Martínez & Pérez, 2006); pero para estimar dicha variable se carecen de registros diarios para utilizar el modelo Penman-Monteith (PM) propuesto por Allen, Pereira, Raes y Smith (1998). En Colombia existen algunos trabajos relacionados con la estimación de la ET_o a diferentes escalas: Barco *et al.* (2000) concluyeron que Penman y Morton son métodos difíciles de implementar debido a la información climática requerida; la ecuación Cenicafe desarrollada por Jaramillo (2006) permite calcular la evapotranspiración

(ET_o) de forma sencilla, dicha ecuación solo depende de la elevación sobre el nivel del mar; la ET_o estimada para todo el país por Poveda *et al.* (2007) indica que las ecuaciones presentadas por Turc y Morton son las más convenientes para estas evaluaciones.

La tendencia de la estimación de este tipo de variable meteorológica ha indicado que se reportan más resultados obtenidos a escala anual y mensual; no obstante, se han identificado en Scopus algunos reportes significativos sobre la estimación de la evapotranspiración de referencia diaria utilizada en la estimación de la ET del cultivo del arroz publicados en 2017 en Taiwán y en 2019 en Senegal. Al recurrir a los ejemplos, Yao *et al.* (2017) obtuvieron los mapas de la ET_o promedio de 10 días a partir de imágenes satelitales meteorológicas, comparada con la ET_o derivada del modelo PM de la FAO (Food and Agriculture Organization of the United Nations) (Allen *et al.*, 1998); Djaman, Sall, Sow, Manneh e Irmak (2019) determinaron los datos climáticos medidos en el área del arroz de riego que se utilizan en la estimación de la ET_o mediante el modelo Penman-Monteith en condiciones en las que no existen registros de las estaciones meteorológicas.

La elección de un modelo o método de cálculo depende de la disponibilidad de los datos meteorológicos, así como de la exactitud y precisión del modelo para una región dada (De-Carvalho *et al.*, 2013). Por ende, La FAO ha adoptado el modelo de Penman-Monteith principalmente por dos razones: a) se trata de un modelo físico aplicable no sólo a una zona en específico, y b) los datos que se usan se pueden obtener de estaciones meteorológicas, observatorios o mediciones a través de lisímetros (López, Hess, & White, 2009). Expuesto todo lo

anterior, existe para el valle del Cauca por lo menos un modelo que estime con un error bajo la ETo a nivel diario con respecto a un modelo estándar. El objetivo de este trabajo fue evaluar el comportamiento de las ecuaciones de Hargreaves-Samani, Priestley-Taylor, García y López, y Linacre en el cálculo de la evapotranspiración de referencia diaria (ETo) respecto a la ecuación de la FAO Penman-Monteith (PM).

Materiales y métodos

La zona arrocera al sur del Valle del Cauca se extiende aproximadamente entre los 3° 5' 0" a los 3° 20' 0" de latitud norte y entre los 76° 10' 0" y 76° 50' 0" de longitud oeste. La elevación de la zona es de unos 1 000 msnm; predomina una temperatura media de 23 °C, con una oscilación diaria de 11 °C; humedad relativa del 73 al 80 %; brillo solar de 138 a 200 horas mensuales (Valencia, García, & Montero, 2017). Según Köppen, corresponde al clima tropical lluvioso de bosque (Martínez & Mendivelso, 2004: p. 53) (Figura 1).

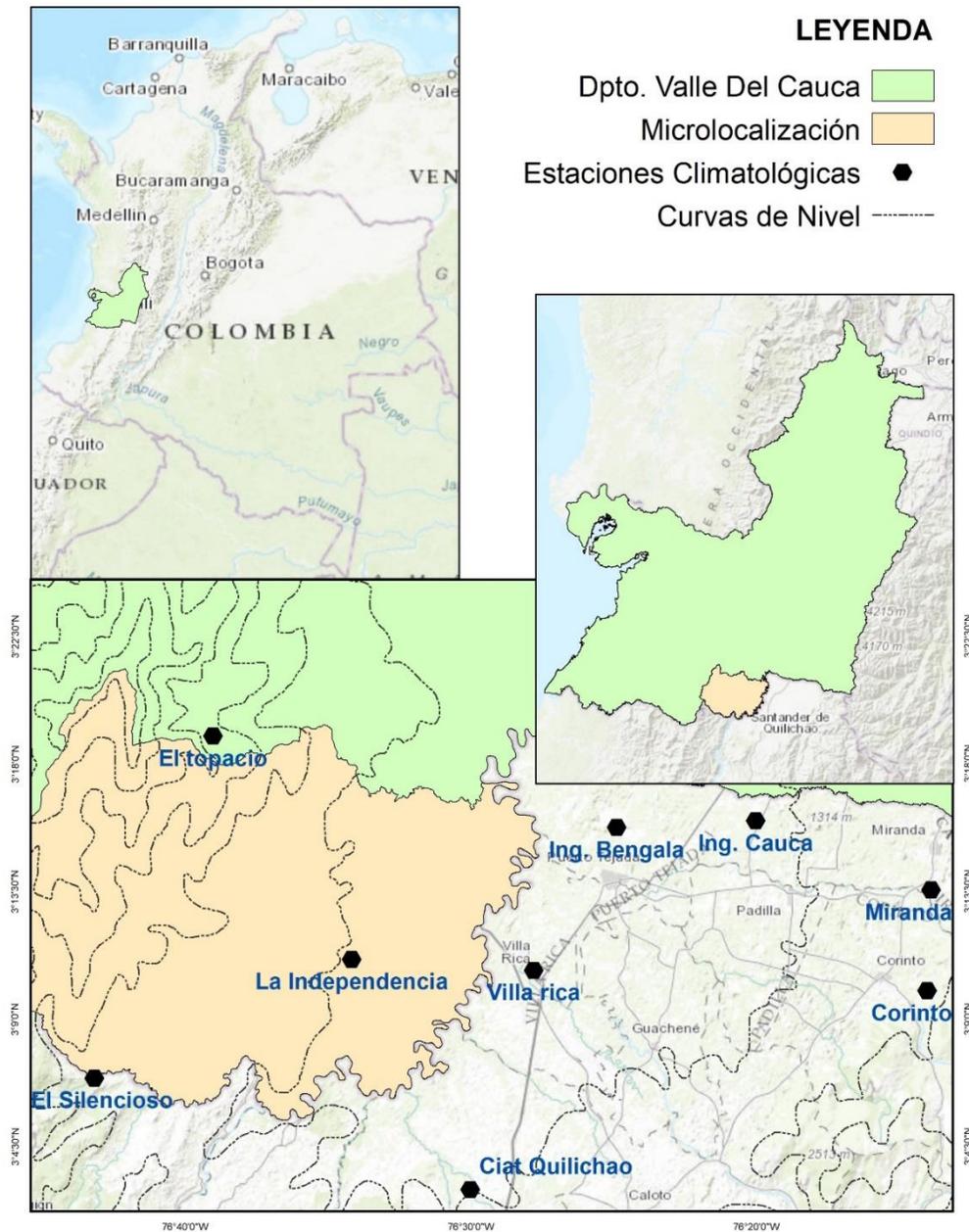


Figura 1. Localización del área de estudio.

Se usaron los registros diarios de la temperatura máxima, temperatura mínima, humedad relativa y brillo solar de cinco estaciones climáticas por un periodo de estudio de 1989 a 2016 (Tabla 1).

Tabla 1. Descripción de las estaciones climáticas.

Estación	Altitud (msnm)	Latitud (N)	Longitud (W)
Ciat Quilichao	977	03° 03´	76° 30´
Ingenio Bengala	1 000	03° 15´	76° 24´
Ingenio Cauca	1 000	03° 14´	76° 13´
La Independencia	963	03° 11´ 8"	76° 34´ 9"
Ingenio Miranda	1 128	03° 16´	76° 20´

Modelos para estimar la evapotranspiración de referencia diaria (Eto)

Se calculó la ETo con los cinco modelos reconocidos a nivel diario en el programa Excel. A continuación se enlistan los modelos.

Ecuación Penman Monteith (PM)

El método Penman-Monteith es considerado el modelo estándar y el más preciso para estimar E_{To} (Allen *et al.*, 1998). Fue desarrollado con la definición del cultivo de referencia, que es cultivo hipotético de altura de 0.12 m, con una resistencia superficial de 70 s m^{-1} y un albedo de 0.23, y que representa la evapotranspiración de una superficie extensa de pasto verde de altura uniforme, creciendo activa y adecuadamente regado (Allen, Pereira, Raes, & Smith, 2006):

$$E_{To_{PM}} = \frac{0.408\Delta (Rn-G) + \gamma \frac{900}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1+0.34u_2)} \quad (1)$$

$E_{To_{PM}}$: evapotranspiración de referencia (mm día^{-1}).

Rn: radiación neta en la superficie del cultivo ($\text{MJ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$).

G: flujo de calor de suelo ($\text{MJ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$).

T: temperatura media del aire a 2 m de altura ($^{\circ}\text{C}$).

u_2 : velocidad del viento a 2 m de altura (m s^{-1}).

$E_s - e_a$: déficit de presión de vapor (kPa).

Δ : pendiente de la curva de presión de vapor a saturación ($\text{KPa}^{\circ} \text{ C}^{-1}$).

γ : constante psicrométrica ($\text{Kpa}^\circ \text{C}^{-1}$).

El procesamiento de los datos por ser llevado a escala diaria el valor $G = 0$ para el cultivo de referencia es según Allen *et al.* (2006).

Ecuación Hargreaves-Samani (HS)

El modelo de Hargreaves-Samani es un modelo más simple que requiere de variables meteorológicas, temperatura (media, máxima y mínima), radiación incidente (Xu & Singh, 2001) y radiación solar extraterrestre (R_a) para estimar la ETo para una latitud y día determinados; R_a puede obtenerse a partir de tablas o calcularse mediante un conjunto de ecuaciones que utilizan la temperatura:

$$ETo_{HS} = 0.0023(T_{media} + 17.8)(T_{max} - T_{min})^{0.5}R_a \quad (2)$$

Ecuación de Priestley-Taylor (PT)

Es un modelo semiempírico que requiere de menos parámetros para el cálculo de la evapotranspiración, comparado con el modelo de Penman-Monteith (Cervantes, Arteaga, Vázquez, Ojeda, & Quevedo, 2013). Esta metodología involucra la radiación solar y manifiesta menos errores respecto del método estándar (Pereira, 2004). Los elementos necesarios para su cálculo son:

Δ : pendiente de la curva de vapor de saturación ($\text{KPa}^\circ \text{C}^{-1}$).

A: coeficiente empírico equivalente a 1.26.

γ : constante psicrométrica ($\text{KPa}^\circ \text{C}^{-1}$).

R_n : radiación neta del cultivo ($\text{MJ m}^{-2} \text{d}^{-1}$).

G : flujo de calor de suelo ($\text{MJ m}^{-2} \text{d}^{-1}$), por ser a escala diaria el valor $G = 0$ para el cultivo de referencia según Allen *et al.* (2006):

$$ET_{o_{PT}} = \alpha * \left[\frac{\Delta}{\Delta + \gamma} \right] * (R_n - G) \quad (3)$$

Ecuación de Linacre (LN)

Este modelo se deriva de Penman, estimando la evapotranspiración a través de datos geográficos (latitud y altitud) y de temperatura (Carvalho, Rios, Miranda, & Castro, 2011):

$$ET_{oLN} = \frac{\left(\frac{500 \cdot T_m}{100 - A}\right) + 15 \cdot (T - TPR)}{80 - T} \quad (4)$$

ET_{oLN} , en mm día⁻¹.

$T_m = T + 0.006 \cdot h$.

h: altura del lugar, en msnm.

TPR: temperatura del punto de rocío, °C.

A: latitud del lugar (grados decimales).

T: temperatura media, °C.

Ecuación de García y López (GL)

El modelo propuesto se adapta a las latitudes comprendidas desde los 15° N hasta los 15° S. Las variables utilizadas son la temperatura media en °C y la humedad relativa en % (García & López, 1970):

$$ET_{oGL} = \left[1.21 * 10^{\frac{7.45 * T}{234.7 + T}} * (1 - 0.01 * HR) \right] + 0.21 * T - 2.3 \quad (5)$$

Modelo de regresión lineal

Se utilizaron cinco estaciones para definir los diagramas de dispersión y la relación que existe entre los datos calculados con el modelo de PM y los estimados con las ecuaciones de HS, PT, LN y GL, de las cuales se obtienen los siguientes modelos lineales:

$$ET_{oPM-HS} = a + b * ET_{oHS} \quad (6)$$

$$ET_{oPM-PT} = a + b * ET_{oPT} \quad (7)$$

$$ET_{oPM-LN} = a + b * ET_{oLN} \quad (8)$$

$$ET_{oPM-GL} = a + b * ET_{oGL} \quad (9)$$

Índices estadísticos

Los índices utilizados para evaluar la bondad de ajuste de los modelos son:

- a) El coeficiente de determinación (R^2) superior a 0.60 indica el grado en que la regresión explica la suma del total al cuadrado (Tagliaferre *et al.*, 2012).
- b) La raíz cuadrada del cuadrado medio del error compara un valor predicho y un valor observado o conocido (RMSE) (Caí, Liu, Lei, & Santos, 2007).
- c) Eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE): este coeficiente establece la relación entre el comportamiento real y el modelado. El dominio matemático del valor del coeficiente NSE es de $-\infty$ a 1, donde la unidad representa la simulación perfecta. Un ajuste perfecto quiere decir que la varianza de los errores es cero; vale cero cuando la varianza de los errores es igual a la varianza observada, lo cual significa que el modelo produce estimaciones del promedio de las observaciones en todos los intervalos. Los valores negativos indican un desempeño malo del modelo (Magana-Hernández, Ba, Guerra-Cobian, & Víctor, 2013).

Diagrama de cajas

Se emplearon estos gráficos para identificar la forma en que se distribuyen la media y desviación estándar, y la manera en que se distribuyen los datos calculados por todos los modelos para cada estación.

Resultados

Se presenta el comportamiento de la evapotranspiración de referencia de algunos años hidrológicos representativos para la zona productora evaluada. El año 1999 se eligió como el más lluvioso (10 513 mm año⁻¹ para la zona), 2012 fue un año intermedio (7 791 mm año⁻¹) y 1992 un año seco (5 544 mm año⁻¹).

De hecho, PT y GL presentan resultados similares en el año lluvioso; pero en el año intermedio y seco, GL presentó valores superiores a PT, pero inferiores a HS. Otra observación considerable es que el método de LN mostró estimaciones superiores en los meses de julio, agosto y septiembre, ya que la temperatura es superior en esta época del año e influye en la estimación por este método (Figura 2, Figura 3, Figura 4).

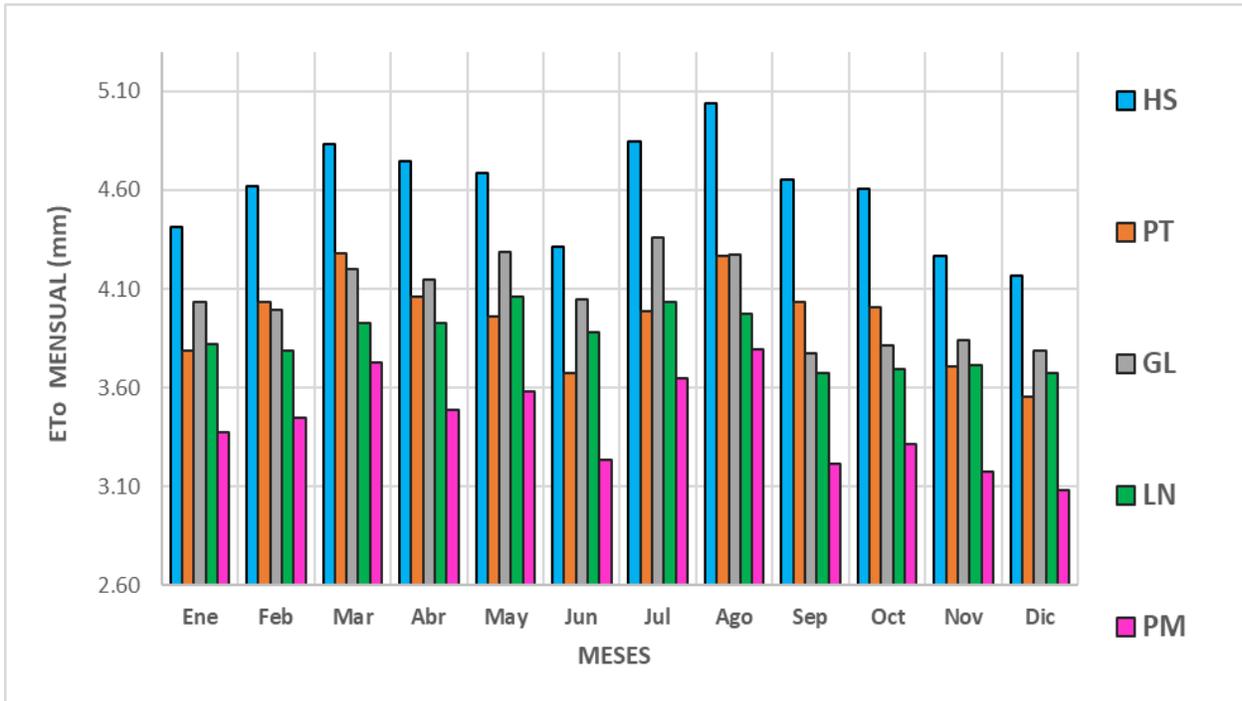


Figura 2. ETo promedio mensual para un año lluvioso en la zona productora de arroz.

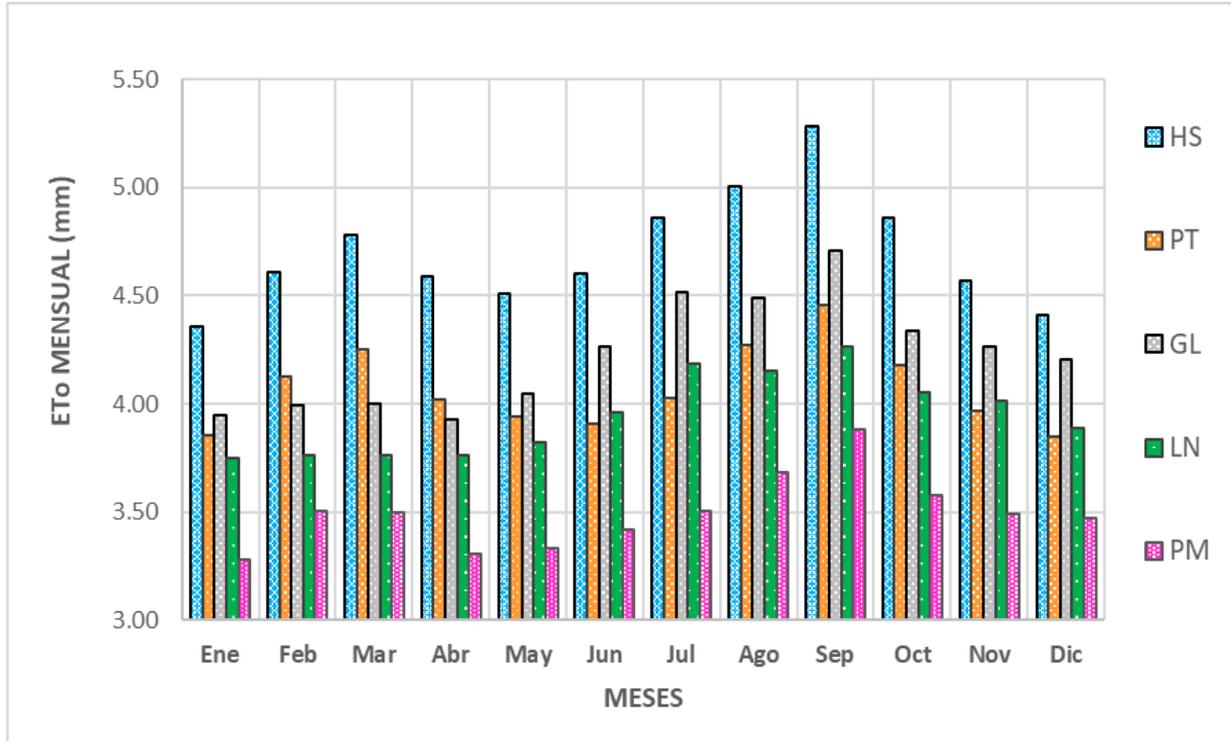


Figura 3. ETo promedio mensual para un año intermedio en la zona productora de arroz.

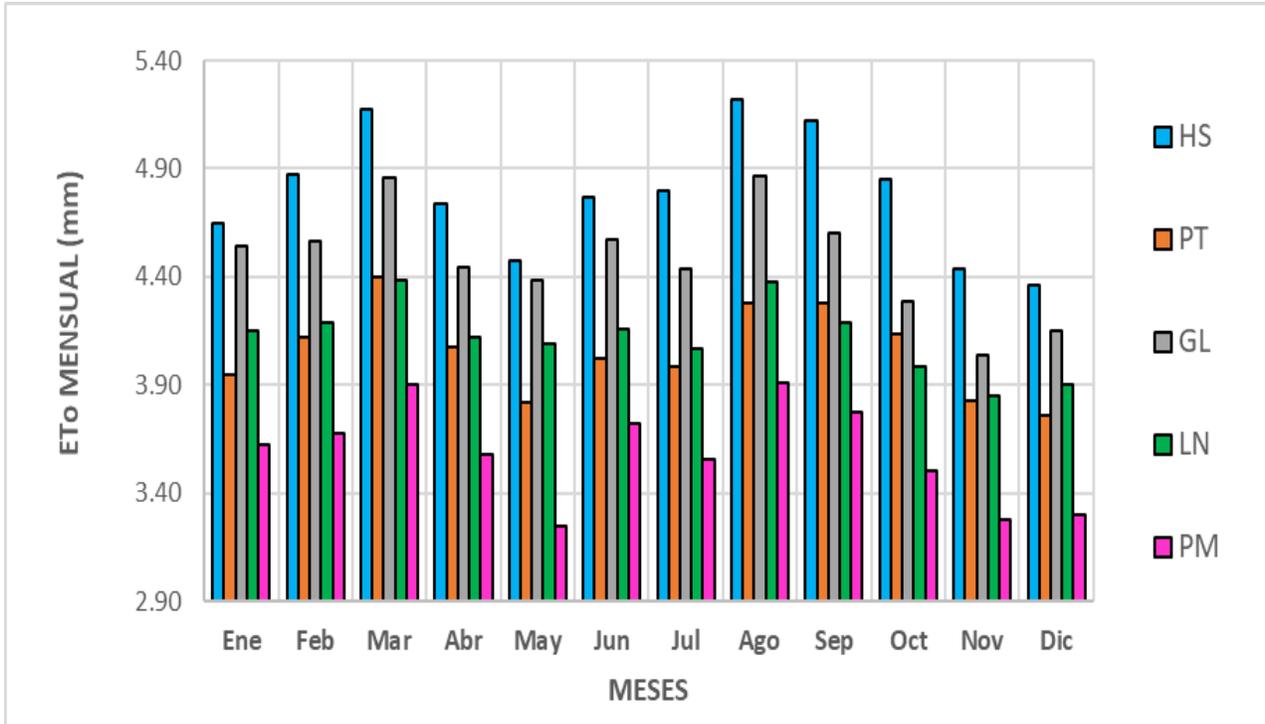


Figura 4. ETo promedio mensual para un año seco en la zona productora de arroz.

Se observó que para las estaciones Ing. Bengala y Ciat Quilichao se obtuvieron estimaciones superiores a 0.5 en el coeficiente de determinación en todos los modelos. De hecho, las estimaciones entre los modelos Penman-Monteith y Priestley-Taylor presentó valores de R^2 para Ing. Bengala y 0.834 para Ciat Quilichao (Figura 5) y valores inferiores a 0.35 de R^2 para Ing. Cauca, Independencia e Ing. Miranda.

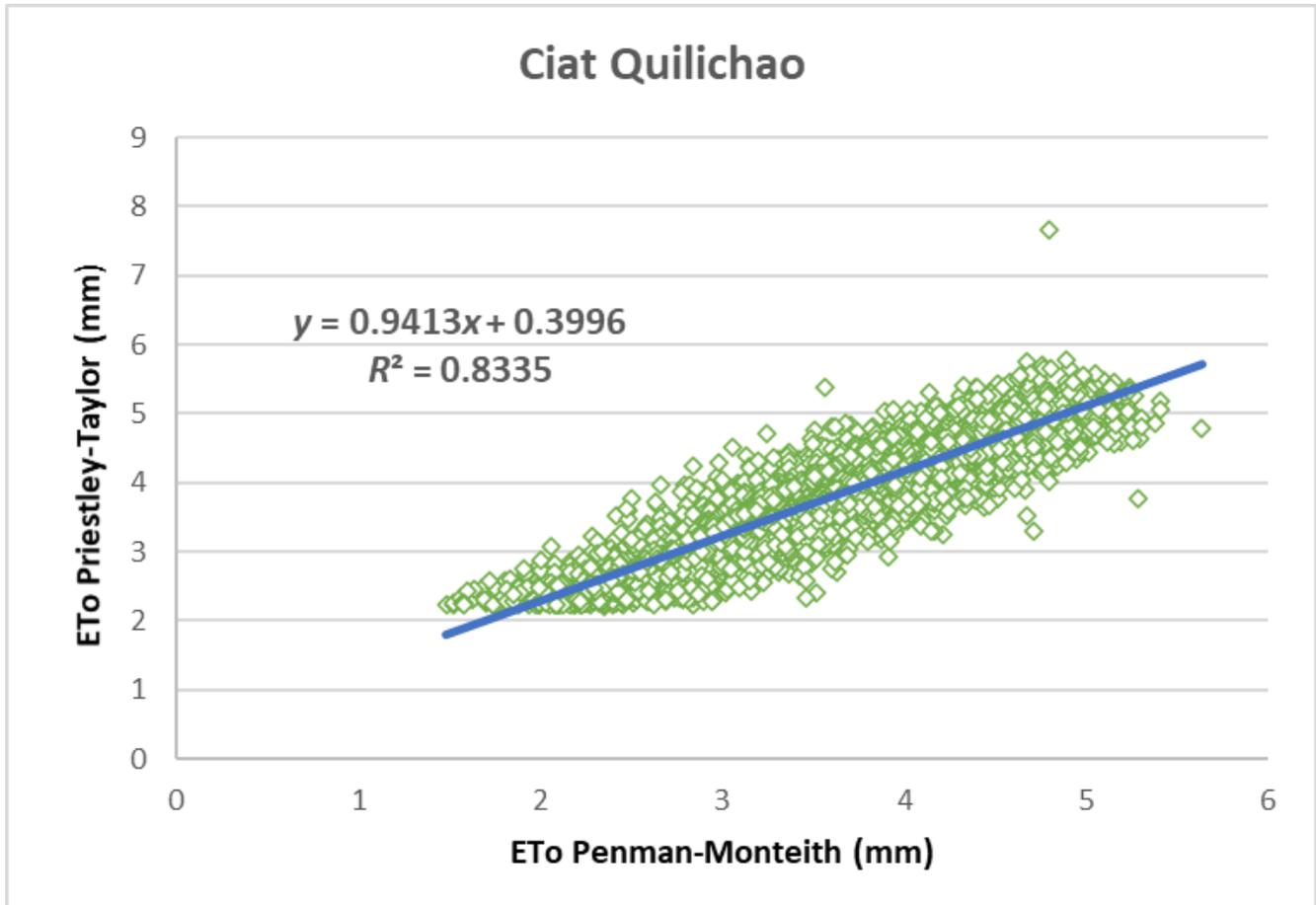


Figura 5. Regresión Lineal Entre PM y PT para la estación Ciat Quilichao.

El modelo HS exhibió coeficientes de determinación bajos de la siguiente forma: valores de R^2 igual a 0.376, 0.290 y 0.268 para las estaciones Ing. Cauca, Independencia e Ing. Miranda, respectivamente, no así para la estación Ing. Bengala, donde su coeficiente de determinación fue de 0.8264 (Figura 6). Asimismo, el modelo de García y

López presentó un rango de valores de R^2 entre 0.42 y 0.29 para las tres estaciones mencionadas antes.

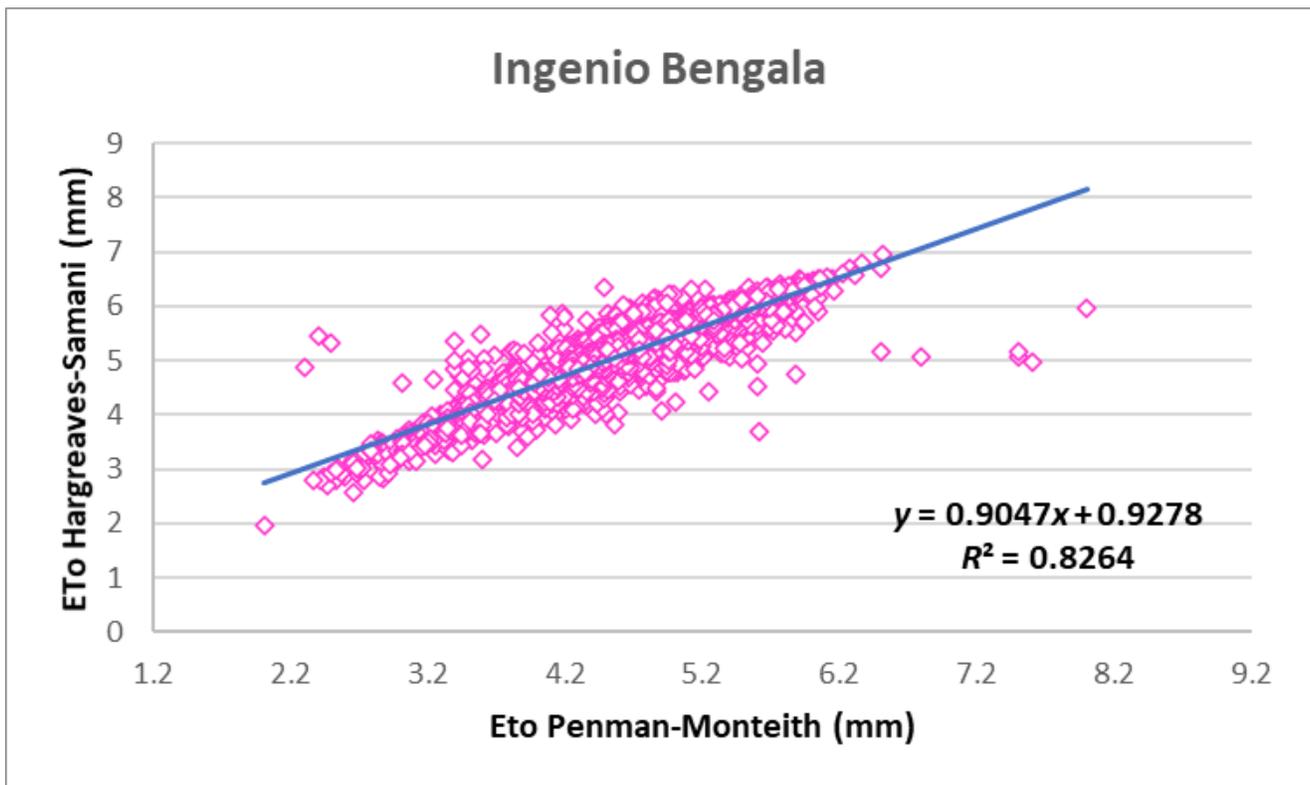


Figura 6. Regresión lineal entre PM y HS para la estación Ing. Bengala.

Linacre se manifestó con los valores más bajos de R^2 para Independencia e Ing. Cauca (Figura 7), aunque para Ing. Miranda exhibió un valor de 0.330 de R^2 .

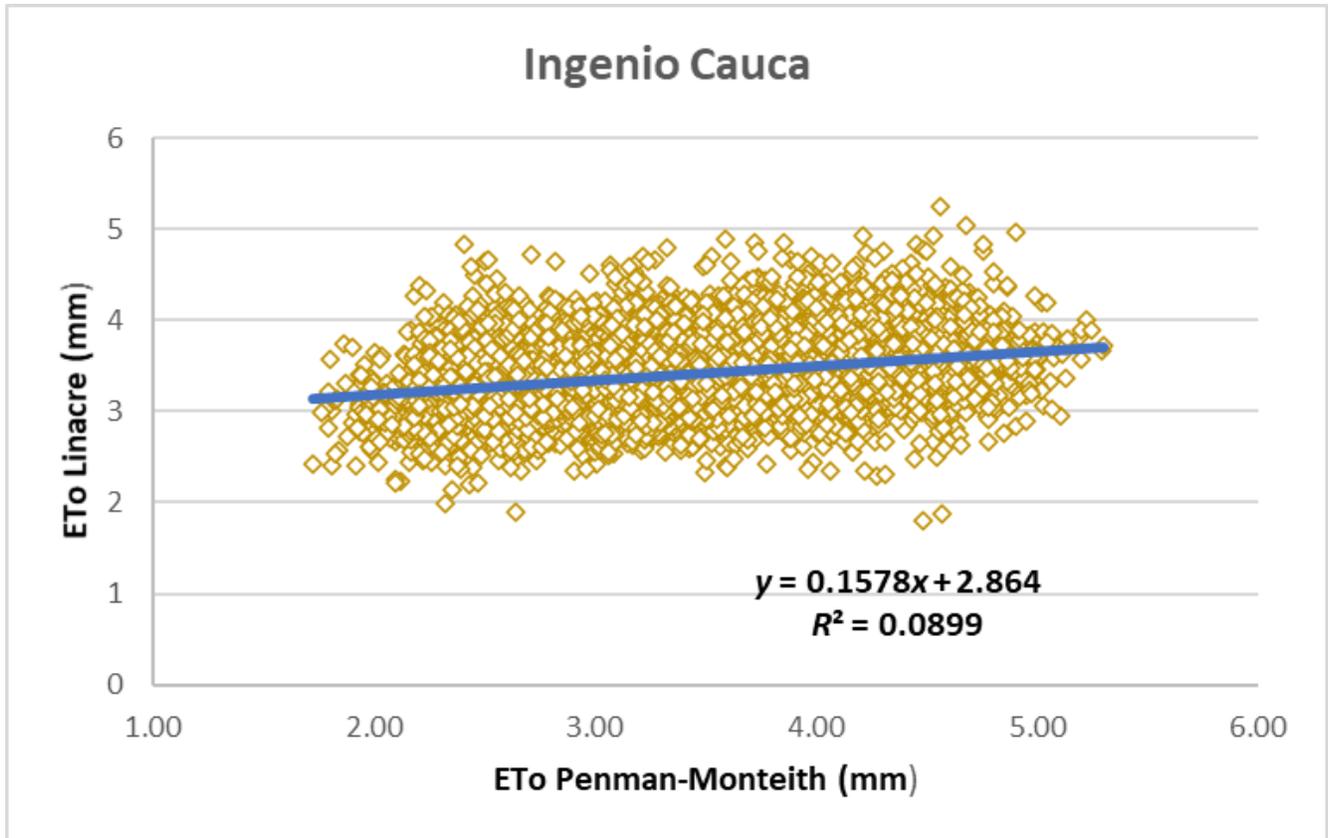


Figura 7. Regresión lineal entre PM y LN para la estación Ing. Cauca.

Los intervalos de confianza en el que se estimaron los coeficientes de las regresiones lineales están basados en un 95 % de confianza (Figura 5, Figura 6 y Figura 7, Tabla 2), y se observa que los valores del intercepto "a" y "b" están dentro de los límites permitidos para dicho nivel de confianza.

Tabla 2. Intervalo de confianza al 95 %.

Modelos	Estación	intercepto a	Pendiente b	Intervalo de confianza a		Intervalo de confianza b	
				Límite inferior a	Límite superior a	Límite Inferior b	Límite superior b
PT-PM	Ciat Quilichao	0.3996	0.9413x	0.371	0.429	0.933	0.949
HS-PM	Ing. Bengala	0.9278	0.9047x	0.892	0.964	0.897	0.913
LN-PM	Ing. Cauca	2.8640	0.1578x	2.829	2.899	0.148	0.168
HS: ecuación de Hargreaves-Samani							
PT: ecuación de Priestley-Taylor							
LN: ecuación Linacre							
PM: Penman Monteith							

Para este estudio, el error promedio del modelo HS fue de 1.38 mm día⁻¹, lo cual se exhibe como aceptable; aunque se evidencia como el error promedio más alto de todos los modelos, respecto a PM (Tabla 3). A su vez, este índice permite presentar que el modelo de Linacre puede ser un sustituto del método PT, pues su RMSE promedio de las cinco estaciones para el área de estudio fue 0.71 mm día⁻¹ (Tabla 3).

Tabla 3. Raíz cuadrada del cuadrado medio del error (RMSE) de la ETo-PM respecto a HS, PT, GL y LN para cada estación

Ecu	PM-Ing. Bengala	PM-Ing. Cauca	PM-Ciat Quilichao	PM-Independencia	PM-Ing. Miranda
HS	0.55	1.39	1.30	2.01	1.66
PT	0.35	0.59	0.36	1.13	0.76
GL	0.64	0.66	0.71	2.69	0.73
LN	1.03	0.59	0.60	0.75	0.60
HS: ecuación de Hargreaves-Samani					
PT: ecuación de Priestley-Taylor					
GL: ecuación de García-López					
LN: ecuación Linacre					

En cuanto a la eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE), se halló poca precisión en la estimación de la ETo en todos los modelos por estaciones. No obstante, se identifican dos resultados positivos significativos: PM-PT para Ciat Quilichao y PM-LN para Ing. Bengala (Tabla 4); no hay duda de que el modelo PT en la estación Ciat Quilichao es el único modelo que obtuvo un valor de eficiencia positivamente alto y tuvo menor error (Tabla 3 y Tabla 4).

Tabla 4. Eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE) de la ETo-PM respecto a HS, PT, GL y LN para cada estación

Ecu	PM-Ing. Bengala	PM-Ing. Cauca	PM-Ciat Quilichao	PM-Independencia	PM-Ing. Miranda
HS	-0.09	-3.60	-2.38	-8.21	-5.84
PT	-0.70	-2.06	0.74	-3.84	-2.97
GL	-0.46	-0.03	-0.02	-15.52	-0.34
LN	0.42	0.02	-0.88	-0.76	-2.07
HS: ecuación de Hargreaves-Samani					
PT: ecuación de Priestley-Taylor					
GL: ecuación de García-López					
LN: ecuación Linacre					

Diagrama de cajas

Los resultados obtenidos de los análisis anteriores lograron identificar que el modelo Priestley-Taylor es uno de los métodos que tiene alta afinidad con el método estándar; pero otra característica relevante de la discusión es la distribución del conjunto de datos de cada modelo por estación (Figura 8).

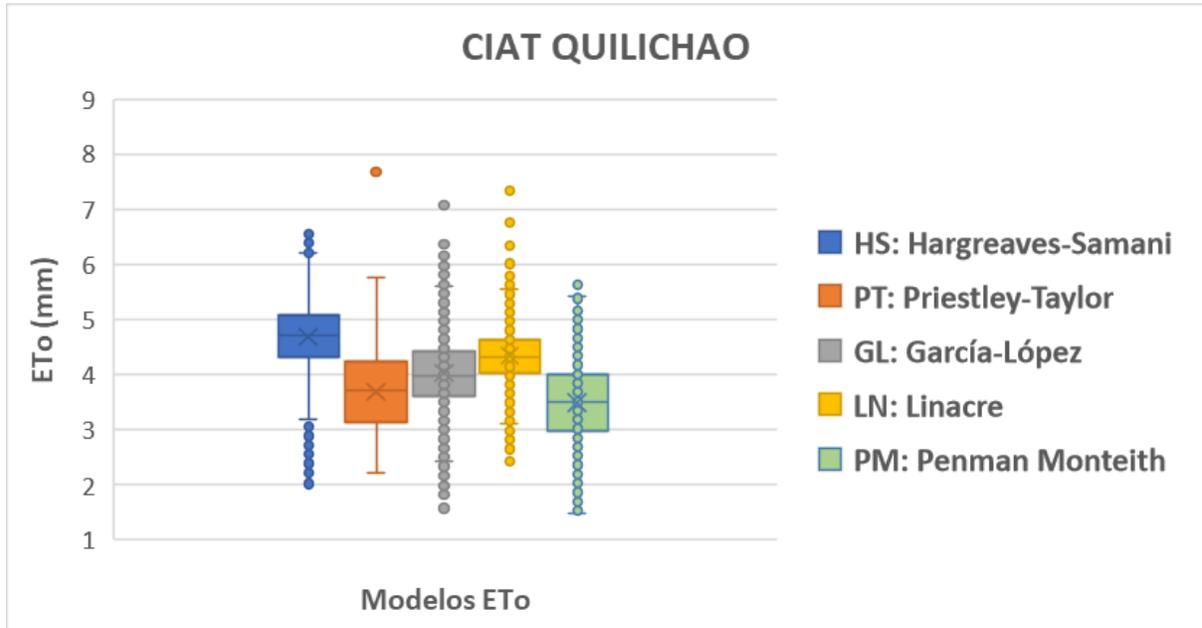


Figura 8. Estimaciones de la ETo para la estación Ciat Quilichao.

Existe una gran variabilidad en las estimaciones de la ETo diaria, por lo que es notorio la posición desigual de las cajas entre sí, y tras las estimaciones de la NSE se identificó que para la estación independencia no se describe cuantitativamente la precisión de los modelos usados contra el modelo estándar (Figura 9).

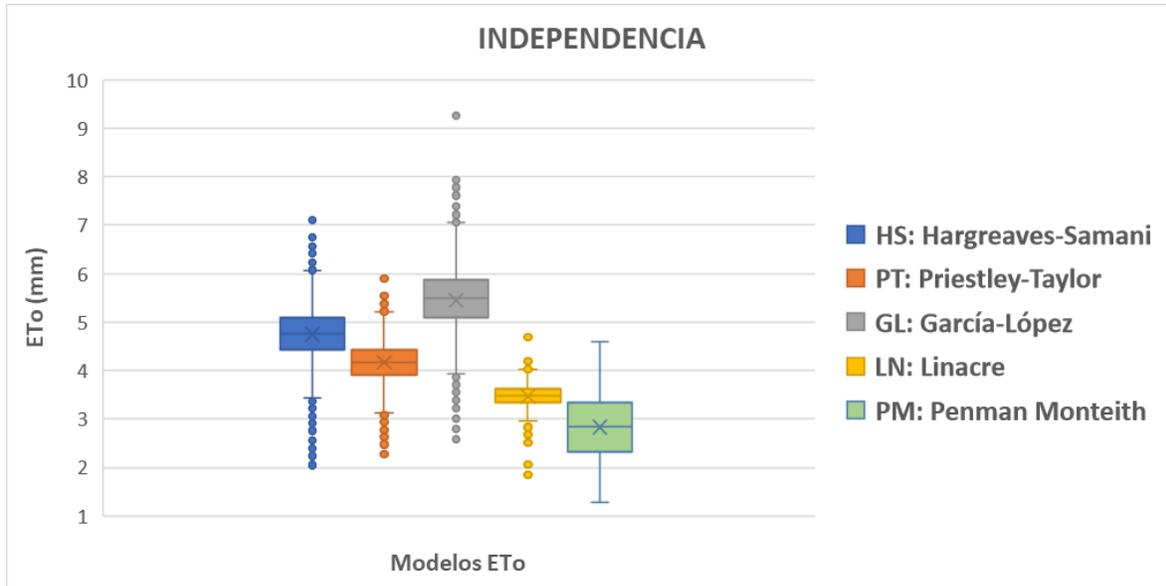


Figura 9. Estimaciones de la ETo para la estación Independencia .

De la estación Ing. Miranda, los modelos LN y PT tienen una varianza de 0.12 y un comportamiento similar en su desviación estándar de 0.34 y 0.35 mm día⁻¹, con un conjunto de datos que coinciden con las estimaciones hechas por el método estándar (Figura 10). De hecho, el modelo LN-PM presentó mejores resultados que los demás modelos para esta estación (Tabla 3).

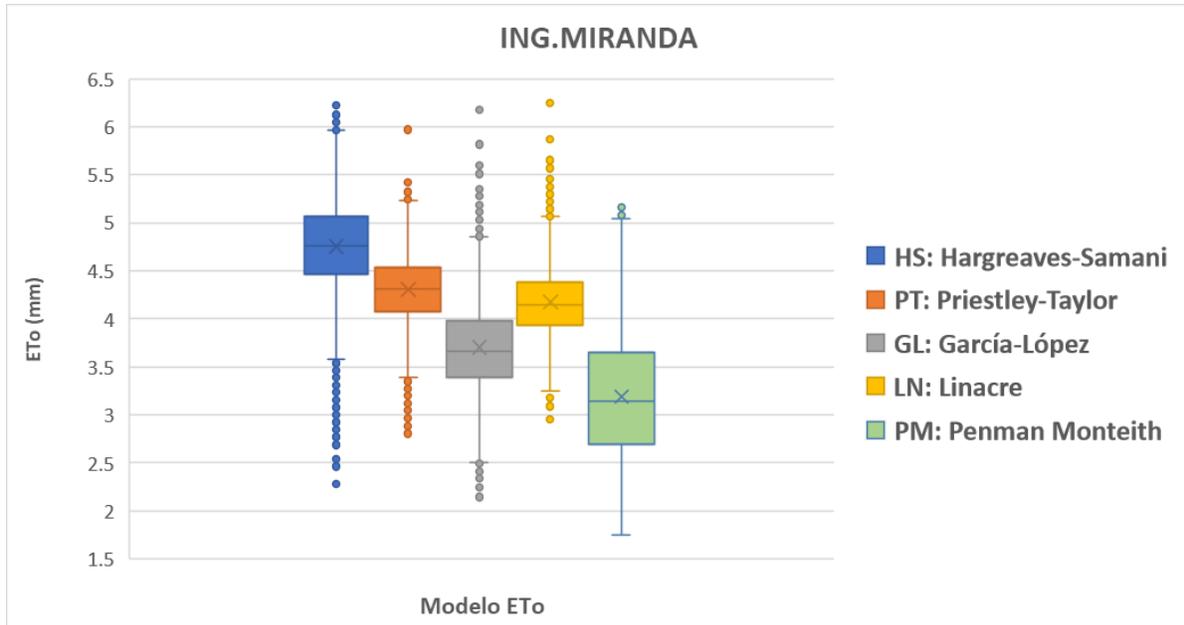


Figura 10. Estimaciones de la ETo para la estación Ing. Miranda.

La estación Ing. Bengala exhibe que las estimaciones hechas por el modelo PM y HS tienen una varianza de 0.281 y 0.278, respectivamente, y una desviación estándar similar de 0.53 mm día⁻¹ (Figura 11). Sin embargo, para este caso fue el mismo método estándar el que presentó más observaciones que se alejan de manera poco usual del resto de los datos. En cambio, los modelos PT, GL y LN en su conjunto de datos están más cercanos a la media; a su vez, obtuvieron los errores más bajos para esta estación con el índice RMSE.

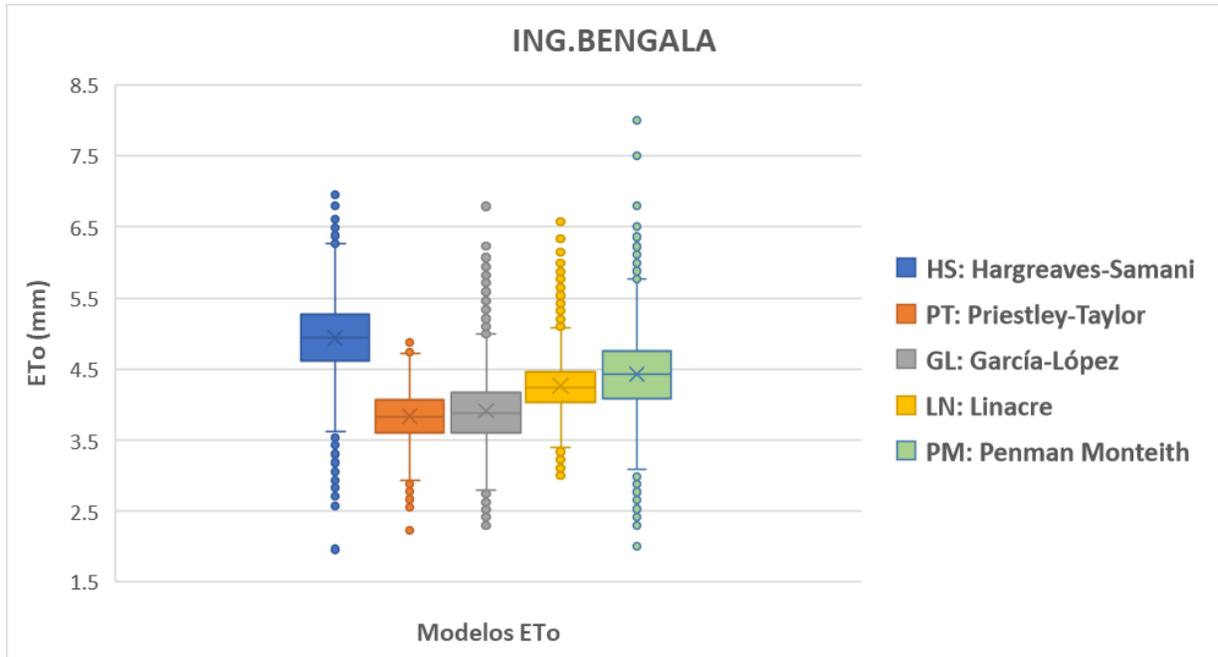


Figura 11. Estimaciones de la ETo para la estación Bengala.

Los valores obtenidos de la raíz cuadrada del cuadrado medio del error para la estación Ing. Cauca fueron inferiores a 1 mm para los modelos PT, GL y LN (Figura 12, Tabla 3), los cuales concuerdan con el 95 % de las estimaciones realizadas con el modelo GL con el modelo estándar para la estación Ing. Cauca. En cambio, el 75 % de los resultados obtenidos del modelo de Linacre coinciden con el 50 % de los valores obtenidos del modelo PM. Del mismo modo, Hargreaves-Samani posee la media más alta con valores atípicos y extremos, que comparando éste con el modelo estándar se podría indicar que HS no es un método conveniente para dicha estación, ya que PM los considera dentro de su varianza.

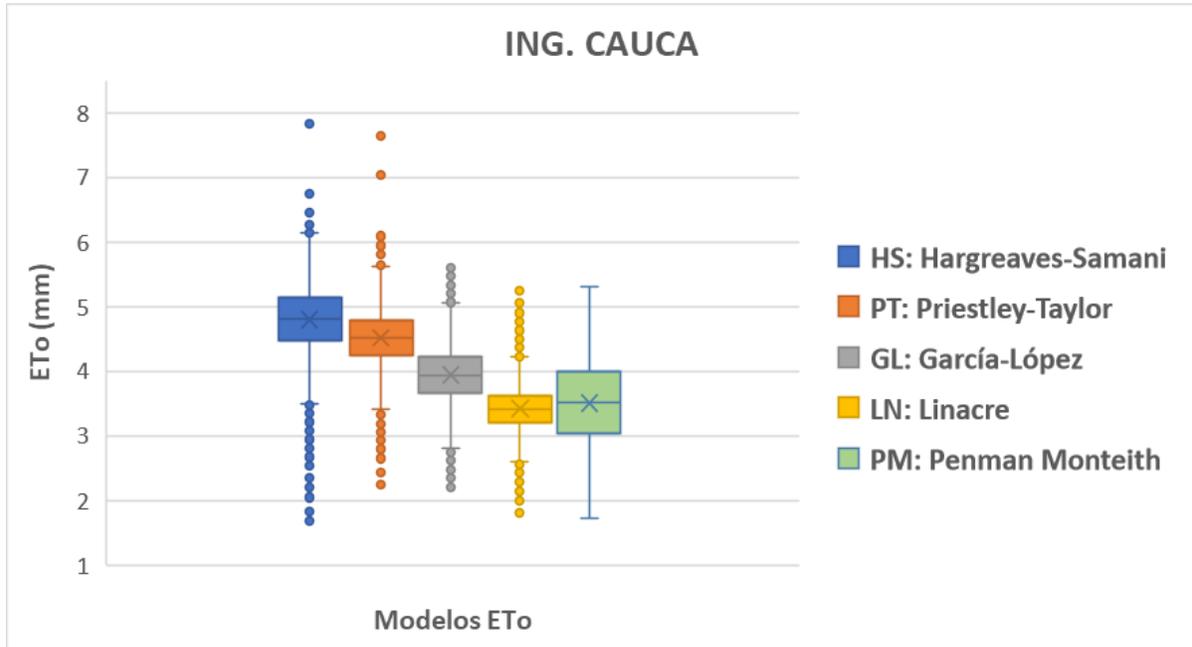


Figura 12. Estimaciones de la ETo para la estación Ing. Cauca.

Los gráficos exhibidos anteriormente permiten identificar que los modelos más cercanos al método estándar para las cinco estaciones fueron el PT y LN, pues presentaron estadísticas idénticas, mejores ajustes o menores errores.

Discusión

El modelo PM a nivel general se manifestó en un intervalo de 3 a 3.8 mm mes^{-1} y HS se exhibió como el método que presenta promedios mensuales superiores en todos los años elegidos. En el año lluvioso, junio y diciembre se presenta como los meses con los promedios más bajos en todos los métodos; esto acontece por el fenómeno de la zona de convergencia intertropical, que influye en el comportamiento bimodal de la precipitación para el país (Figura 2).

Marzo y agosto del año seco presentan los promedios más altos y entre métodos los valores tienden a ser similares (Figura 4); de acuerdo con el registro del IDEAM, agosto es el mes que mayor evaporación registra en los datos históricos.

Un estudio hecho por Gunston y Batchelor (1983) para comparar los modelos PM y PT estimó la evapotranspiración de referencia a nivel mensual en los países tropicales, y registró un desempeño aceptable de $R^2 = 0.87$ para 126 meses húmedos; $R^2=0.90$ para 86 meses de lluvias intermedias, y $R^2=0.48$ en 148 meses de sequía. Otro ejemplo fue ejecutado por Qiu *et al.* (2019), en la ciudad Nanjing, de la provincia Jiangsu en China, cuyo modelo PT estimó razonablemente la ETo para la zona de producción de arroz con unos coeficientes de determinación de 0.92 y 0.96 para dos estaciones. Este modelo ha sido exitoso, después del método PM, gracias a la radiación neta (Rn), que es una variable meteorológica que afecta a la ET-referencia a corto plazo en el sistema

de producción de arroz. No obstante, cuando una estación meteorológica tiene un conjunto de datos limitados de temperatura y radiación solar, la mejor opción para ese caso parece ser el uso de PT, que es una simplificación del método original Penman-Monteith (Senthelas, Gillespie, & Santos, 2010).

Respecto al modelo HS, Awal, Habibi, Fares y Deb (2020) indican que la ETo diaria estimada con el modelo Hargreaves-Samani en diferentes estaciones del oeste de Texas, EUA, reveló más del 0.7 de coeficiente de determinación entre este modelo respecto al de PM; es decir, que existe un alto nivel de concordancia entre ambos métodos para esta zona.

En cambio, los resultados del modelo GL, a pesar de ser bajos son considerados aceptables, pues este modelo ha sido empleado en otros estudios a nivel mensual y anual (Sánchez, 2000); es una opción para cuando no se pueden emplear otros métodos debido a la carencia de registros de brillo solar.

En este sentido, los resultados del modelo LN se corroboran con los encontrados por Issaka *et al.* (2017), quienes indicaron que este modelo se posicionó en último lugar con un rendimiento moderado de $R^2 = 0.47$ entre la evaluación de seis modelos respecto al estándar, cuyos datos diarios utilizados fueron los de la estación meteorológica del Aeropuerto Internacional de Doha, Qatar, en un período de 30 años. Otro ejemplo es el de Araújo, Oliveira, Araújo, Ledo y Silva (2010), quienes evaluaron el desempeño de los métodos de estimación de la evapotranspiración de referencia en las ciudades del estado de Ceará, encontrando un

desempeño aceptable para este método de $R^2 = 0.934$. El rendimiento de este modelo se debe a que utiliza sólo datos de temperatura del aire y altitud como la variable del sitio, limitando la representatividad de las condiciones climáticas para propósitos de estimación de la ETo (Pereira, Yanagi, Mello, Silva, & Silva, 2009).

De los 20 modelos lineales desarrollados, se identificó que el valor de la pendiente es estadísticamente diferente de cero, pero no mayor a uno, y por lo tanto la regresión es significativa. De hecho, el valor "p" fue similar ($< 2e-16$) para todas las regresiones; es un valor inferior al valor de "p" crítico (0.05).

De los valores obtenidos del índice RMSE entre los modelos PM-HS se identifican similitudes expresadas por Amatya, Skaggs y Gregory (1995), quienes obtuvieron un intervalo de errores de RMSE de 0.87 a 1.37 mm día⁻¹; en cambio, el error promedio de RMSE entre el modelo HS y PM para 12 estaciones en Khuzestan, suroeste de Irán, fue de 1.17 mm día⁻¹ (Rahimi, 2008). Sin embargo, Lavado, Lhomme, Labat, Loup-Guyot y Boulet (2015) presentan 0.50 mm día⁻¹ como error de la media del modelo HS respecto al modelo de referencia PM para ocho estaciones en Perú. Si bien es notorio, la estación Independencia exhibió los resultados más altos en este índice en los modelos HS, PT y GL contra PM; esto permite enunciar que tales métodos se pueden recomendar para el cálculo de la ETo en otro tipo de escala para dicha estación (Martínez, Boueri, & Escalona, 2005).

Los resultados de LN son valores similares a los reportados por Lavado *et al.* (2015), quienes exhiben valores de 0.42 a 1.05 mm día⁻¹

para ocho estaciones en la cuenca amazónica andina. Esto ha sido posible gracias a que se requiere sólo la temperatura media (T) y el punto de rocío (T_d), y es un modelo útil en una amplia gama de climas expuesto por Linacre (1977); no es necesario medir el punto de rocío si se dispone de temperaturas extremas diarias, pues éstas permiten hacer una estimación aproximada.

Para el alcance de este trabajo, el valor obtenido de la NSE para Ciat Quilichao resulta ser mucho mayor que el reportado por Celestin, Qi, Li, Yu y Cheng (2020), quienes evaluaron 32 ecuaciones de evapotranspiración de referencia contra el método Penman-Monteith en el corredor Hexi, en el noroeste de China; también concluyen que el modelo HS resulta ser un buen sustituto de PM a escala mensual y para dicho lugar. Por otro lado, del modelo Linacre no se halló trabajos que indaguen sobre la bondad del modelo.

Diagrama de cajas

El modelo PM exhibe un rango de 3 a 4 mm día⁻¹ de la ETo estimada para la estación Ciat Quilichao, la cual coinciden con el 50 % de los resultados obtenidos por el modelo PT. Ambos modelos exhiben correspondencia similar para esta estación, ya que los respectivos valores de varianza son de 0.50 mm² para PM y 0.53 mm² para PT, y la desviación estándar es

de 0.71 mm día^{-1} para PM y 0.73 mm día^{-1} para PT, lo que permite inferir que en ausencia de datos para estimar este parámetro con el modelo de PM se puede emplear el PT, tal cual se corroboró con el índice de la eficiencia de Nash-Sutcliffe (Tabla 4 y Figura 8), similitud que también divulgan Lu, Sun, McNulty y Amatya (2005) al comparar seis modelos diarios para calcular la ETo respecto al modelo PM en el sureste de EUA.

De hecho, Linacre se puede considerar como un tercer modelo para estimar la ETo en la estación Independencia, ya que ha manifestado un intervalo de resultados similares al del PM. En cambio, de los otros modelos se puede mencionar que no coinciden con PM, pues la varianza para GL, PT y HS es de 0.60, 0.40 y 0.53 mm^2 , respectivamente (Figura 9). De modo comparativo, Vicente-Serrano *et al.* (2014) exhiben que para la época de otoño, el modelo Linacre mostró valores de ETo igual y más altos que el método PM, pero se observaron valores inferiores estimados de LN para la sección de verano respecto al método estándar. Esto es posible, ya que cada ecuación fue creada para unas condiciones climáticas específicas que pueden diferir de las presentadas por cada estación; así, el comportamiento de cada modelo es muy cambiante dependiendo del lugar y época del año en la que se utilice (Sánchez, 2000).

No obstante, en la estación Ing. Miranda, el modelo PM presenta un conjunto de datos entre 1.7 y 5.1 mm día^{-1} , con pocos valores extremos entre 5.2 y 5.5 mm día^{-1} ; eso indica que el uso de este modelo para esta estación exhibe algunos valores alejados de su media en más de dos unidades (Figura 10). Una investigación similar realizada en Macedonia Occidental, Grecia, por Efthimiou, Alexandris, Karavitis y Mamassis (2013), presentó que los modelos LN y PT reportaron el 79 y 89 % de

coincidencia en las estimaciones diarias de 34 años de la ETo respecto a las del Penman-Monteith.

Tanto el Modelo PM y Hs sirven para caracterizar dicha variable en la estación Ing. Bengala; esto se confirma por el coeficiente de determinación entre ambos métodos que fue de 0.826 (Figura 6). PM se ve influenciado por varios parámetros que, de acuerdo con los experimentos hechos por Tyagi, Sharma y Luthra (2000), existe una probabilidad del 93.4 % que un modelo diferente al de PM tenga coincidencia con él (Figura 11); pero Lang *et al.* (2017) aluden que la ecuación de HS se puede usar más fácilmente que PT para estimar la ETo en el suroeste de China, ya que la primera requiere menos parámetros para estimar la ETo que la segunda.

En la estación Ing. Cauca, los modelos PT y GL se caracterizan por presentar 0.43 y 0.44 mm día⁻¹ de desviación estándar, pero con una media y conjunto de datos diferentes. Gong, Xu, Chen, Halldin y Chen (2006) exponen que las variables climáticas en las mediciones diarias de la ETo entre el modelo PM y GL manifiestan que la humedad relativa es el factor meteorológico más sensible, seguido de la velocidad del viento, la radiación solar y la temperatura. En la Figura 12, el método que es más parecido al de PM es el de LN. El modelo HS presenta la mayor dispersión en la distribución de los datos; casos similares los reportan Pérez y Castellví (2002), quienes enuncian que este modelo exhibe los mayores valores atípicos en el cálculo de la ETo en la región de Cataluña en España.

En síntesis, la relación de las ecuaciones Penman-Monteith y Priestley-Taylor expone su validez cuando se disponen de registros

necesarios para su aplicación a nivel diario. Dos anotaciones importantes las expresan Vicente-Serrano *et al.* (2014), quienes indican que los modelos basados en las temperaturas como Hargreaves-Samani suelen subestimar la ETo para varias estaciones de un solo lugar y que algunos métodos pueden mostrar la mejor concordancia con el modelo PM, pero podría tener la menor concordancia en una estación diferente. Sin embargo, es importante manifestar que los modelos restantes constituyen una herramienta admisible cuando no se cuenta con los datos climatológicos suficientes o de procedencia confiable, tal y como lo señalan Allen *et al.* (1998), quienes señalan que se pueden sugerir diversos métodos para el cálculo de la ETo con base en el tipo de información climática que se tenga.

Conclusiones

El modelo Penman-Monteith de la FAO estima la evapotranspiración de referencia diaria (ETo) al considerar un conjunto completo de datos meteorológicos y, a su vez, es la principal restricción para su uso en lugares donde faltan datos; situación que se da en el sur del departamento del Valle del Cauca, y con pocas estaciones meteorológicas,

donde es frecuente la falta de datos sobre velocidad del viento, la humedad relativa y la radiación solar. No existe ningún estudio previo que evalúe el rendimiento de los diversos métodos para estimar la evapotranspiración de referencia diaria en esta región de Colombia.

El modelo Priestley-Taylor es un buen método entre los estudiados; manifestó una alta similitud con los valores obtenidos respecto al modelo estándar Penman-Monteith con el índice de la raíz cuadrada del cuadrado medio del error (RMSE) para todas las estaciones. Con el índice de la Eficiencia de Nash-Sutcliffe sólo presentó un valor altamente aceptable para la estación Ciat Quilichao. Otro modelo útil para estimar la evapotranspiración de referencia diaria es el de Linacre; al igual que Priestley-Taylor, ambos métodos son ideales, ya que son modificaciones del modelo estándar.

Existe evidencia de que el uso a nivel diario del modelo García y López es limitado, a pesar de ser una ecuación adaptada para el trópico, cuyos factores climatológicos son de fácil adquisición. Respecto al modelo Hargreaves-Samani, se presenta como un método aceptable para la estación Ing. Bengala; sin embargo, este modelo junto al de García y López no son ideales para la estación independencia, ya que los resultados obtenidos por el método RMSE Y NSE no son acordes con lo esperado en los alcances de este trabajo.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) y a la Dirección General de Estudios de Posgrado de la

Universidad Autónoma Chapingo por proporcionar apoyo para la elaboración de la presente investigación, que se ejecutó durante el desarrollo del programa de estudios de la Maestría en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua de la primera autora.

Referencias

- Allen, R. G., Pereira, L. S., Raes, D., & Smith, M. (1998). *Crop evapotranspiration*. Serie de Riego y Drenaje. FAO-56. Roma, Italia: Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura.
- Allen, R. G., Pereira, L. S., Raes, D., & Smith, M. (2006). *Evapotranspiración del cultivo: guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos*. FAO-56. Roma, Italia: Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura.
- Amatya, D. M., Skaggs, R. W., & Gregory, J. D. (1995). Comparison of methods for estimating Ref-Et. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 121(6), 427-435.
- Araújo, E. M., Oliveira, J. B., Araújo, E. M., Ledo, E. R., & Silva, M. G. (2010). Desempenho de métodos de estimativa de ETo correlacionados com a equação padrão Penman Monteith FAO56, em cidades do estado do Ceará. *Revista Científica*, 5(2). Araújo, E. M., Oliveira, J. B., Araújo, E. M., Ledo, E. R., & Silva, M. G. (2010). Desempenho de métodos de estimativa de ETo correlacionados com

a equação padrão Penman Monteith FAO56, em cidades do estado do Ceará. *Revista Acta Tecnológica*, 5(2), 84-101.

Awal, R., Habibi, H., Fares, A., & Deb, S. (2020). Estimating reference crop evapotranspiration under limited climate data in West Texas. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 28, 1-19. DOI: 10.1016/j.ejrh.2020.100677

Back, A. J. (2008). Desempenho de métodos empíricos baseados na temperatura do ar para a estimativa da evapotranspiração de referência em Urussanga, SC. *Irriga, Botucatu*, 13(4), 449-466.

Barco, J., Cuartas, A., Mesa, O., Poveda, G., Vélez, J. I., Mantilla, R., Hoyos, C., Mejía, J. F., Botero, B., & Montoya, M. (2000). Estimación de la evaporación en Colombia. *Avances en Recursos Hidráulicos*, 7, 43-51.

Caí, J., Liu, Y., Lei, T., & Santos, P. L. (2007). Estimating reference evapotranspiration with the FAO Penman–Monteith equation using daily weather forecast messages. *Agricultural and Forest Meteorology*, 145, 22-35.

Celestin, S., Qi, F., Li, R., Yu, T., & Cheng, W. (2020). Evaluation of 32 simple equations against the Penman–Monteith Method to estimate the reference evapotranspiration in the Hexi Corridor, Northwest China. *Water*, 12(10), 2772. Recuperado de <https://doi.org/10.3390/w12102772>

Carvalho, L., Rios, G. F., Miranda, W., & Castro, N. P. (2011). Evapotranspiração de referência: uma abordagem atual de diferentes métodos de estimativa. Pesquisa agropecuária tropical. *Agricultural*

Research In The Tropics, 41(3), 456-465. DOI:
10.5216/Pat.V41i3.12760

Cervantes, O. R., Arteaga, R. R., Vázquez, P. M. A., Ojeda, B. W., & Quevedo, N. A. (2013). Modelos Hargreaves Priestley-Taylor redes neuronales artificiales en la estimación de la evapotranspiración de referencia. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 14(2), 163-176.

Dane y Fedearroz. (2017). *4º Censo Nacional Arroceros 2016. Boletín técnico*. Bogotá, Colombia: Dane y Fedearroz.

De-Carvalho, A., De-Carvalho, M. L., Vianello, R., Sediya, G., De-Oliveira, M. A., & De-Junior, S. (2013). Geostatistical improvements of evapotranspiration spatial information using satellite land surface and weather stations data. *Theoretical and Applied Climatology*, 13(1-2), 155-174.

Djaman, K., Sall, M., Sow, A., Manneh, B., & Irmak, S. (2019). Impact of air temperature and relative humidity measured over rice and grass canopies on Penman-Monteith reference evapotranspiration estimates. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 145(1), 06018008. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001362

Efthimiou, Alexandris, Karavitis, & Mamassis. (2013). Comparative analysis of reference evapotranspiration estimation between various methods and the FAO56 Penman-Monteith procedure. *European Water*, 42, 19-34. Efthimiou, N., Alexandris, S., Karavitis, C., & Mamassis, N. (2013). Comparative analysis of reference evapotranspiration estimation between various methods and the FAO56 Penman-Monteith procedure. *European Water*, 42, 19-34.

- García, J., & López, J. (1970). Fórmula para el cálculo de la evapotranspiración potencial adaptada al trópico. *Agronomía Tropical*, 20(5), 335-345.
- Gong, L., Xu, C., Chen, D., Halldin, S., & Chen, Y. D. (2006). Sensibilidad de la evapotranspiración de referencia Penman-Monteith a variables climáticas clave en la cuenca de Changjiang (río Yangtze). *Journal of Hydrology*, 329(3-4), 620-629. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2006.03.027
- Gunston, H., & Batchelor, C. H. (1983). A comparison of the Priestley-Taylor and Penman methods for estimating reference crop evapotranspiration in tropical countries. *Agricultural Water Management*, 6, 65-77.
- Issaka, A. I., Paek, J., Abdella, K., Pollanen, M., Huda, A. K. S., Kaitibie, S., & Moustafa, A. T. (2017). Análisis y calibración de relaciones empíricas para estimar la evapotranspiración en Qatar: estudio de caso. *Revista de Ingeniería de Riego y Drenaje*, 143(2), 1-7. DOI: 10.1061/(asce)ir.1943-4774.0001106
- Jaramillo, A. (2006). Evapotranspiración de referencia en la región andina de Colombia. *Cenicafé*, 57(4), 288-298.
- Lavado, W., Lhomme, J., Labat, D., Loup-Guyot, J., & Boulet, G. (2015). Estimación de la evapotranspiración de referencia (FAO Penman-Monteith) con limitados datos climáticos en la Cuenca Andina Amazónica Peruana. *Revista Peruana Geo-Atmosférica*, 4, 34-36.
- Lang, D., Zheng, J., Shi, J., Liao, F., Ma, X., Wang, W., Chen, X., & Zhang, M. A. (2017). Comparative study of potential evapotranspiration

estimation by eight methods with FAO Penman-Monteith Method in Southwestern China. *Water*, 9(734), 1-18.

Linacre, E. T. (1977). A simple formula for estimating evapotranspiration rates in various climates, using temperature data along. *Agricultural Meteorology*, 18, 409-424.

López, M. J. I., Hess, T. M., & White, S. M. (2009). Estimation of reference evapotranspiration in a mountainous Mediterranean site using the Penman-Monteith equation with limited meteorological data. *Pirineos*, 164, 7-31.

Lu, J., Sun, G., McNulty, S., & Amatya, D. A. (2005). Comparison of six potential evapotranspiration methods for regional use in the southeastern United States. *Journal of the American Water Resources Association*, 41(3), 621-633.

Magana-Hernandez, F., Ba, K., Guerra-Cobian, M. Y., & Víctor, H. (2013). Estimación del hidrograma de crecientes con modelación determinística y precipitación derivada de radar. *Agrociencia*, 47(8), 739-752.

Martínez, B. R., & Mendivelso, L. D. (2004). Aspectos del medio natural. En: *IGAC y CVC. Levantamiento de suelos y zonificación de tierras del Departamento del Valle del Cauca*. Tomo I. (pp. 1-541). Bogotá D.C., Colombia. Martínez, B. R., & Mendivelso, L. D. (2004). Aspectos del medio natural. En: *IGAC y CVC. Levantamiento de suelos y zonificación de tierras del Departamento del Valle del Cauca*. Tomo I. (pp. 1-541). Bogotá, DC, Colombia: IGAC.

- Martínez, R., Boueri, M. A., & Escalona, P. (2005). Correlación entre la evaporación en tina y la evapotranspiración de referencia en cinco estaciones climatológicas de Venezuela. *Bioagro*, 17(2), 79-83.
- Martínez, C. A., & Pérez, C. O. (2006). Evapotranspiración del cultivo del Arroz bajo riego por aspersion. *Ingeniería del Agua*, 13(1), 59-69.
- Pereira, A. R. (2004). The Priestley–Taylor parameter and the decoupling factor for estimating reference evapotranspiration. *Agricultural and Forest Meteorology*, 125(3-4), 305-313, DOI: 10.1016/j.agrformet.2004.04.002
- Pereira, D. R., Yanagi, S. N. M., Mello, C. R., Silva, A. M., & Silva, L. A. (2009). Desempenho de métodos de estimativa da evapotranspiração de referência para a região da Serra da Mantiqueira, MG. *Ciência Rural*, 39(9), 2488-2493.
- Pérez, P., & Castellví, F. (2002). Análisis de la evapotranspiración a escala local y regional en Cataluña. *Ingeniería del Agua*, 9(1), 59-72.
- Poveda, G., Vélez, J. I., Mesa, O. J., Cuartas, A., Barco, J., Mantilla, R. I., Mejía, J. F., Hoyos, C. D., Ramírez J. M., & Ceballos, L. I. (2007). Linking long-term water balances and statistical scaling to estimate river flows along the drainage network of Colombia. *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(1), 4-13.
- Qiu, R., Liu, C., Cui, N., Wu, Y., Wang, Z., & Li, G. (2019). Evapotranspiration estimation using a modified Priestley-Taylor model in a rice-wheat rotation system. *Agricultural Water Management*, 224(105755), 1-13.

- Rahimi, K. A. (2008). Comparative study of Hargreaves's and artificial neural network's methodologies in estimating reference evapotranspiration in a semiarid environment. *Irrigation Science*, 26, 253-259. DOI: 10.1007/s00271-007-0090-z
- Sánchez, M. M. I. (2000). Características y apreciaciones generales de los métodos de medida y estimación de la evapotranspiración. *Revista de Geografía Norte Grande*, 27, 27-36.
- Sentelhas, P. C., Gillespie, T. J., & Santos, E. A. (2010). Evaluation of FAO Penman-Monteith and alternative methods for estimating reference evapotranspiration with missing data in Southern Ontario, Canada. *Agricultural Water Management*, 97, 635-644. DOI: 10.1016/j.agwat.2009.12.001
- Tagliaferre, C., Santos, L. C., Santos, I. J., Santos, T. J., Rocha, F.A., & Guimarães, D. U. (2012). Estimativa da evapotranspiração de referência com uso do irrigômetro em Vitória da Conquista-BA. *Irriga, Botucatu*, 17(1), 28-38.
- Tyagi, N. K., Sharma, D. K., & Luthra, S. K. (2000). Determination of evapotranspiration and crop coefficients of rice and sunflower with lysimeter. *Agricultural Water Management*, 45, 41-54.
- Valencia, J. M., García, C. E., & Montero, D. (2017). Anomalías de vegetación asociadas con el fenómeno del ENOS en el valle geográfico del río Cauca, Colombia. *Revista de Teledetección*, 50, 89-99. Recuperado de <https://doi.org/10.4995/raet.2017.7715>
- Vicente-Serrano, S. M., Azorín-Molina, C., Sánchez-Lorenzo, A., Revuelto, J., López-Moreno, J. I., González-Hidalgo, J. C., Moran-Tejada, E., &

- Espejo, F. (2014). Reference evapotranspiration variability and trends in Spain, 1961-2011. *Global and Planetary Change*, 121, 26-40. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.gloplacha.2014.06.005>
- Xu, C. Y., & Singh, V. P. (2001). Evaluation and generalization of temperature-based equations for calculating evaporation. *Hydrological Processes*, 15, 305-319.
- Yao, M. H., Li, M. H., Juan, J. Y., Hsia Y. J., Lee P. H., & Shen, Y. (2017). Mapping reference evapotranspiration from meteorological satellite data and applications. *Terrestrial Atmospheric and Oceanic Sciences*, 28, 501-515. DOI: 10.3319/TAO.2016.11.15.01

Estudio hidrológico de una cuenca para la evaluación del potencial de una pico central hidroeléctrica en una zona rural

Hydrological study of a basin for the evaluation of the potential of a pico hydroelectric power station in a rural area

Inés Aberlí Nieves-Vilchez¹, ORCID: 0000-0001-6673-5331

Hiram Joshua Castillo-Infante², ORCID: 0000-0001-8206-6393

Josué Isac Carillo-Espinoza³, ORCID: 0000-0002-4241-2834

Noé Benjamín Pampa-Quispe⁴, ORCID: 0000-0001-8072-249X

¹Escuela Profesional de Ingeniería Ambiental, Universidad Peruana Unión, Lima, Perú, inesnieves@upeu.edu.pe

²Escuela Profesional de Ingeniería Ambiental, Universidad Peruana Unión, Lima, Perú, hiramcastillo@upeu.edu.pe

³Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Peruana Unión, Lima, Perú, josuecarrilloe@upeu.edu.pe

⁴Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Peruana Unión, Lima, Perú/Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional de Barranca, Barranca, Perú, noepampa@upeu.edu.pe

Autor para correspondencia: Noé Benjamín Pampa-Quispe, noepampa@upeu.edu.pe

Resumen

El objetivo del estudio fue estimar los escurrimientos promedio mensuales de una cuenca para el desarrollo de una pico central hidroeléctrica en un área rural-montañosa de la selva (Satipo) del Perú. Debido a la ausencia de datos hidrometeorológicos en cuencas montañosas y remotas en el Perú, una estimación hidrológica resulta indispensable para determinar el potencial hidroenergético en la cuenca de estudio. Primero se determinaron los parámetros geomorfológicos (de forma y de relieve) de la cuenca y, posteriormente, se realizó un análisis de precipitación tomando en cuenta los datos de 17 estaciones meteorológicas. Para verificar la homogeneidad de los registros pluviométricos, se realizó un análisis de consistencia mediante un análisis de dobles acumulaciones. Para estimar los caudales de la cuenca de estudio, a falta de información hidrométrica, se utilizó el método de transposición de caudal, en el cual se transportaron los caudales de la cuenca Orouhuari. Asimismo, se comprobó que las características geomorfológicas e hidrometeorológicas resultaran similares, para ello se realizó una prueba *t-test* para muestras independientes, con el fin de verificar la similitud en la precipitación anual

entre ambas cuencas. Finalmente, se puede concluir, las características geomorfológicas y el caudal regular durante todo el año en la cuenca Cashingari favorece el desarrollo de una pico central hidroeléctrica.

Palabras clave: caudal, precipitación, evaluación hidrológica, pico central.

Abstract

The goal of the study was to estimate the average monthly runoff from a basin for the development of a pico hydropower in a rural-mountainous area of the jungle (Satipo) on Peru. Due to the lack of hydrometeorological data in hilly and remote basins in Peru, a hydrological estimate is essential to determine the hydroenergy potential in the study basin. First, the geomorphological parameters (shape and relief parameters) of the basin were determined and, subsequently, a precipitation analysis was made considering the data from 17 meteorological stations. To verify the homogeneity of the rainfall records, a consistency analysis was carried out using a double accumulation analysis. To estimate the flows of the study basin, in the absence of hydrometric information, the flow transposition method was used, in which the flows of the Ouhuari basin were transported. Likewise, it was verified that the geomorphological and hydrometeorological characteristics are similar, for this, a *t*-test was carried out for independent samples to verify the similarity in the annual precipitation between both basins. Finally, it can be concluded that the

geomorphological characteristics and flow regular throughout the year in the Cashingari basin are favoring the development of a pico hydropower.

Keywords: Flow, precipitation, hydrological assessment, pico hydroelectric power.

Recibido: 31/12/2018

Aceptado: 25/01/2021

Introducción

La energía hidroeléctrica es una de las fuentes renovables más importantes para la producción de electricidad, pues es limpia y confiable. Este tipo de energía deriva de la caída del agua tanto de los ríos como de los arroyos que fluyen cuesta abajo a lo largo del curso del río debido a la fuerza de la gravedad; la energía asociada con el agua que fluye se conoce como energía cinética (Kusre, Baruah, Bordoloi, & Patra, 2010). Es por ello que la cantidad de hidroenergía generada está en función de la altura y el caudal de agua (Soulis, Manolakos, Anagnostopoulos, & Papantonis, 2016).

La mayoría de los estudios previos que evaluaron la generación potencial de energía mediante centrales hidroeléctricas a pequeña escala se enfocaron en regiones montañosas debido a que presentan una geografía empinada y los ríos proporcionan alturas naturales (Fujii *et al.*, 2017).

Las pico centrales hidroeléctricas que hacen referencia a las instalaciones con niveles de generación menores a 5 kW (Chouhan, Kisheorey, & Shah, 2017) normalmente es un sistema que se implementa en áreas rurales o montañosas (Uniyal, Kanojia, & Pandey, 2016); es la tecnología más rentable y confiable para producir electricidad fuera de la red (Edeoja, Ibrahim, & Kucha, 2015).

Para un proyecto hidroeléctrico a pequeña escala, los datos sobre los procesos hidrológicos son fundamentales tanto en el diseño como en la operación (Soulis *et al.*, 2016), pues tales datos se necesitan para la comprensión del comportamiento y características hidrológicas de una cuenca (Ezemonye & Emeribe, 2013); además, la evaluación precisa y confiable de los datos hidrológicos conduce a una planificación exitosa (Sidek *et al.*, 2013). Sin embargo, los estudios han demostrado que la recopilación de información precisa y consistente para la mayoría de las cuencas en los países en desarrollo es deficiente o inadecuada cuando están disponibles, lo cual representa un gran desafío para los servicios hidrológicos de cada país (Negrel, Kosuth, & Bercher, 2011). Este problema puede atribuirse a la ausencia general de estaciones de medición (Ezemonye & Emeribe, 2013) y también al coste que implica la generación de datos de descarga (Soulis *et al.*, 2016).

La ausencia de datos hidrológicos o información inexacta conduce a una falta de motivación para el desarrollo de la energía hidroeléctrica en países en desarrollo (Kusre *et al.*, 2010).

El caso del Perú no es la excepción, pues a pesar de estar entre los 20 países con mayor oferta hídrica en el mundo, que asciende a 77 534 m³/hab/año (Jimenez & Galizia, 2012), uno de los principales inconvenientes para la puesta en marcha de proyectos hidroenergéticos es la ausencia de información hidrometeorológica, que principalmente sucede en cuencas de zonas rurales.

Además, el Perú, a pesar de que es favorecido por la disponibilidad de fuentes de energía autóctonas, incluyendo de manera principal la energía hidráulica (Meier, Zolezzi, Bogach, Muir, & Bazex, 2011), aún tiene brechas de desigualdad con respecto al acceso al servicio de electricidad. Del área urbana, un 98.9 % tiene acceso y sólo un 74.5 % cuenta con servicio en el área rural; además, en la región selva, donde es más evidente la desigualdad, el área urbana tiene un 97.8 % de acceso a la electricidad frente al 55.7 % del área rural (Figura 1); esto presenta un gran desafío de electrificación rural para dicha zona del país (World Bank, 2017).

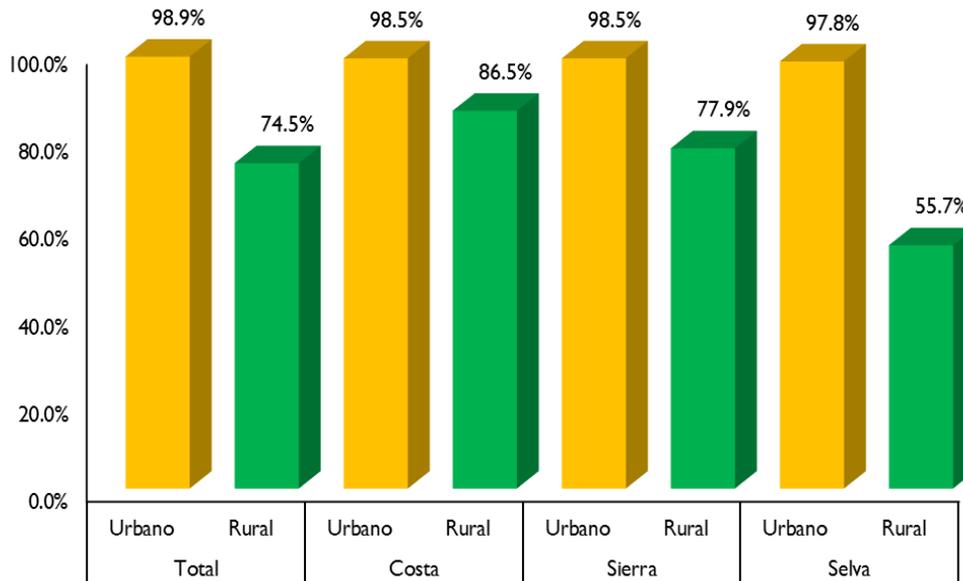


Figura 1. Acceso a la electrificación en el Perú (World Bank, 2017).

Por este antecedente, el objetivo del trabajo es realizar un estudio hidrológico de una microcuenca para el desarrollo de una pico central hidroeléctrica en una zona rural-montañosa de la selva central del Perú, con el fin de brindar energía eléctrica.

Materiales y métodos

Parámetros geomorfológicos

Los parámetros geomorfológicos desempeñan un papel muy importante en el estudio del comportamiento hidrológico de las cuencas hidrográficas (Gavit, Purohit, Singh, Kothari, & Jain, 2016). Para ello, se determinaron los parámetros generales, parámetros de forma y parámetros de relieve.

Parámetros generales. A través del Sistema de Información Geográfica (SIG), mediante el *software ArcGis* (v. 10.2), se determinaron las características generales de la microcuenca Cashingari, entre las que se encuentran área, perímetro y longitud del cauce principal.

Parámetros de forma. Los parámetros de forma influyen en el tiempo necesario para que el agua de la parte remota de la cuenca llegue a la salida de la misma (Bilewu, Sule, & Ayanshola, 2015), para ello se mide cuantitativamente a través de varios factores, como coeficiente de compacidad, factor de forma, índice de elongación, índice de circularidad y rectángulo equivalente; las ecuaciones utilizadas para cada parámetro de muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros de forma.

Parámetros	Ecuaciones	Nomenclatura
------------	------------	--------------

Coeficiente de compacidad	$Cc = 0.282 \times \frac{P}{\sqrt{A}}$	P = perímetro de la cuenca (km) A = área de la cuenca (km ²)
Factor de forma	$FF = \frac{A}{L^2}$	A = área de la cuenca L = longitud del cauce principal
Índice de elongación	$R_e = 1.129 \frac{\sqrt{A}}{L}$	A = área de la cuenca L = longitud de la cuenca
Índice de circularidad	$R_c = \frac{4\pi A}{P^2}$	A = área de la cuenca P = perímetro de la cuenca
Rectángulo equivalente	L, l $= \frac{Kc\sqrt{A}}{1.128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right]$	L = longitud del lado mayor del rectángulo l = longitud del lado menor del rectángulo Kc = coeficiente de compacidad A = área de la curva

Parámetros de relieve. Algunos parámetros de relieve se determinaron a través del *software ArcGis* (v. 10.2), como desnivel altitudinal, cota mínima, cota máxima, elevación media, coordenada del centroide X , coordenada del centroide Y . La pendiente de la cuenca se determinó a través de la ecuación mostrada en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros de relieve.

Parámetro	Ecuación	Leyenda
Pendiente de la cuenca (Sc)	$Sc = \frac{D}{A} \times \sum_{i=1}^{n-1} Li$	<p>D = equidistancia o desnivel constante entre curas de nivel (km)</p> <p>A = área de la cuenca (km²)</p> <p>Li = longitud de la cura de nivel "i" (km)</p>

Precipitación

Red de estaciones. Para la presente investigación se tomaron en cuenta 17 estaciones pluviométricas (Figura 2): Comas, Huasahuasi, Ingenio, Jauja, La Oroya, Mazamari, Mezapata, Oxapampa, Pampa Whaley, Pichanaki, Puerto Ocopa, Ricran, Runatullo, San Miguel de Bocaz, Santa Ana, Satipo y Tarma, las cuales tienen las siguientes características:

- La información histórica de precipitación total mensual y total anual de las estaciones está registrada por el Servicio Nacional de Meteorología Hidrología (SENAMHI).
- De las 17 estaciones elegidas, 11 pertenecen a la cuenca del río Perené; cuatro, a la cuenca del río Mantaro, y dos a la cuenca del río Pachitea.

- Las estaciones Huasahuasi, Tarma, Ricran, Comas y Runatullo se ubican en la parte alta de la cuenca del río Perené; las estaciones Mezapata, Pampa Whaley y Pichanaki en la cuenca media; y las estaciones Satipo, Mazamari y Puerto Ocopa en la parte baja de la cuenca.

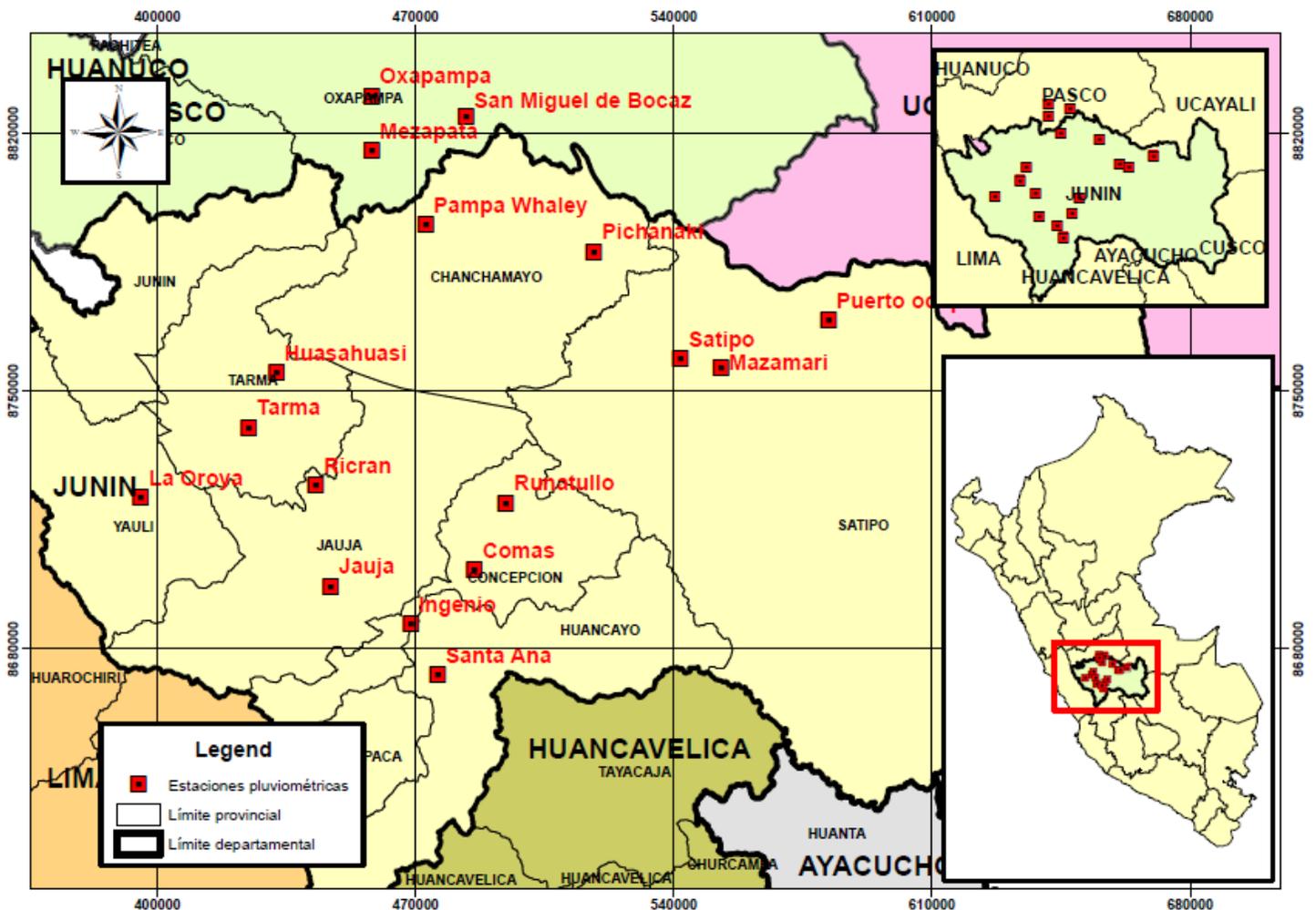


Figura 2. Ubicación de las estaciones pluviométricas.

Las estaciones de donde se obtuvieron los datos pluviométricos, el periodo de registro y los años de registro se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Estaciones de registro.

Estación	Periodo	Años de registro
Comas	1995-2010	16
Tarma	1996-2010	15
Ronatullo	1993-2010	18
Huasahuasi	1996-2009	14
Pichanaki	2001-2010	10
Satipo	2001-2012	12
Puerto Ocopa	1964-1978, 1980-1982, 1999-2010	30
Oxapampa	2001-2010	10
San miguel de Bocaz	1964-1973	10
Pampa Whaley	1964-1969, 1971-1972 y 1977	9
Mezapata	1991-1997 y 1999-2003	12
Mazamari	1969, 1976-1977 y 1979-1980	5
Santa Ana	2000-2010	11

Ricran	2000-2010	11
La Oroya	2000-2010	11
Jauja	2000-2010	11
Ingenio	2000-2010	11

Análisis de consistencia de precipitación. Para el análisis de consistencia de los registros de precipitación se utilizó el método de análisis de dobles acumulaciones, muy usado para verificar la homogeneidad de registros pluviométricos; el fin de este análisis es detectar alguna irregularidad en las estaciones durante el tiempo de registro.

Para efectos del análisis de consistencia de las 17 estaciones, se formaron cuatro grupos, teniendo en cuenta la ubicación espacial (altitud) y el periodo de registro, como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. Grupos formados para el análisis de consistencia.

Grupo	Estaciones	Periodo de registro
Grupo 1	Comas, Ronatullo, Santa Ana, Jauja e Ingenio	2000-2010
Grupo 2	Tarma, Huasahuasi, Ricran y La Oroya	2000-2009
Grupo 3	Pichanaki, Satipo, Puerto Ocopa y Oxapampa	2001-2010

Grupo 4	San Miguel de Bocaz y Pampa Whaley	1964-1969
---------	---------------------------------------	-----------

Las estaciones Mazamari y Mezapata no se tomaron en cuenta debido a que sus periodos de registro no presentan años en común.

Precipitación de la cuenca. Para determinar la precipitación aerial de la microcuenca Cashingari se utilizó el método de las isoyetas debido a que es el de mejor aproximación y representatividad al ingresar los efectos orográficos de la cuenca.

Para la construcción de las isoyetas a nivel total anual y medias mensuales se emplearon las 17 estaciones pluviométricas: Comas, Huasahuasi, Ingenio, Jauja, La Oroya, Mazamari, Mezapata, Oxapampa, Pampa Whaley, Pichanaki, Puerto ocopa, Ricran, Runatullo, San Miguel de Bocaz, Santa Ana, Satipo y Tarma.

Para determinar la precipitación total anual de la microcuenca se realizó la distribución de isoyetas cada 50 mm y para la precipitación mensual cada 10 mm. Aplicando la ecuación que se presenta a continuación, se obtiene la precipitación aerial:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{P_i + P_{i+1}}{2} \right] x A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (1)$$

donde:

P_i = valor de precipitación de la isoyeta i .

A_i = área incluida entre dos isoyetas consecutivas (i y $(i + 1)$).

n = número de isoyetas.

Caudal promedio

Debido a la ausencia de información hidrométrica dentro de la cuenca Cashingari se determinaron los caudales promedios mensuales a través del método de regionalización de área de drenaje (transposición de caudales), que consiste en transferir los datos de caudal de una cuenca cercana con la cuenca de estudio (Fatoyinbo, Stretch, Amoo, & Allopi, 2017). Este método es más confiable cuando la proporción del área de drenaje entre ambas cuencas está dentro del rango de 0.5-1.5 (Fry, Hunter, Phanikumar, Fortin, & Gronewold, 2013).

Para determinar el caudal se deben conocer las áreas de la cuenca de estudio y la cuenca que tiene similares características; además, la precisión en la estimación del caudal dependerá de la proximidad y similitudes en el área de la cuenca, y demás características físicas y climáticas (Hortness, 2006).

Las condiciones similares que tienen que presentar ambas cuencas son hidrometeorológicas (precipitación, temperatura, humedad); para ello, con el fin de determinar que la precipitación es similar se realizó una

prueba *t-student* para muestras independientes a un nivel de confianza del 95 %. Asimismo, las características geomorfológicas (área, perímetro, elevación, pendiente, demás parámetros y coeficientes, etc.) deben ser similares. La ecuación para transponer los datos de caudal de una cuenca a otra se presenta a continuación:

$$Q_s = Q_c \times \left(\frac{A_s}{A_c} \right) \quad (2)$$

donde:

Q_s = caudal de la cuenca sin información.

Q_c = caudal de la cuenca con información.

A_s = área de la cuenca sin información.

A_c = área de la cuenca con información.

Máximas avenidas

Caudales de avenidas de la cuenca. Para determinar los caudales de avenida de la microcuenca Cashingari se ha utilizado la ecuación envolvente de Creager, que para el caso específico del Perú ha sido adaptada por Wolfgang Trau y Raúl Gutierrez (Trau & Gutierrez, 1979) para

diferentes periodos de retorno, según las regiones y cuencas que integran. La ecuación de Creager es una de las más usadas y conocidas debido a que proporciona una estimación de la descarga máxima esperada en función del área de drenaje (De-Lima, Marcellini, Neill, & Salla, 2017):

$$Q_{\text{máx}} = (C_1 + C_2) \times \text{Log}(T) \times A^{m \times A^{-n}} \quad (3)$$

donde:

$$Q_{\text{máx}} = \text{caudal} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right).$$

C_1 = coeficiente de escala, adimensional.

C_2 = coeficiente de escala, adimensional.

T = período de retorno (año).

A = área de la cuenca (km^2).

m = exponente, adimensional.

n = exponente adimensional.

De la ecuación descrita, los exponentes m y n determinan la forma y la pendiente de la curva, y los coeficientes C_1 y C_2 la escala de la curva. Los valores de los exponentes y coeficientes mencionados se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Coeficientes y exponentes según región del Perú (Trau & Gutierrez, 1979).

Región	Cuencas	C1	C2	m	n
Costa norte (frontera)	Tumbes a Piura	1.01	4.37	1.02	0.04
Costa norte	Cascajal a Santa	0.10	1.28	1.02	0.04
Sierra norte	Alto Marañón	0.27	1.48	1.02	0.04
Costa central	Lacramarca a Camaná- Majes	0.09	0.36	1.24	0.04
Costa sur	Quilca a Caplina	0.11	0.26	1.24	0.04
Sierra central sur	Mantaro, Apurímac y Urubamba	0.18	0.31	1.24	0.04
Selva	Ucayali, Bajo Marañón, Madre de Dios y Amazonas	0.22	0.37	1.24	0.04

Resultados

Descripción de la cuenca

La microcuenca Cashingari está (Figura 3) dentro de la subcuenca Sanibeni y de la cuenca Satipo; como cuenca general se encuentra la cuenca del río Perené. El área de la microcuenca es de 6.82 km² y su longitud de 14.7 km; tiene como máxima elevación 1 593 msnm y como elevación mínima 597 msnm. La microcuenca Cashingari está clasificada como una cuenca muy pequeña debido a que su área es menor a los 25 km².

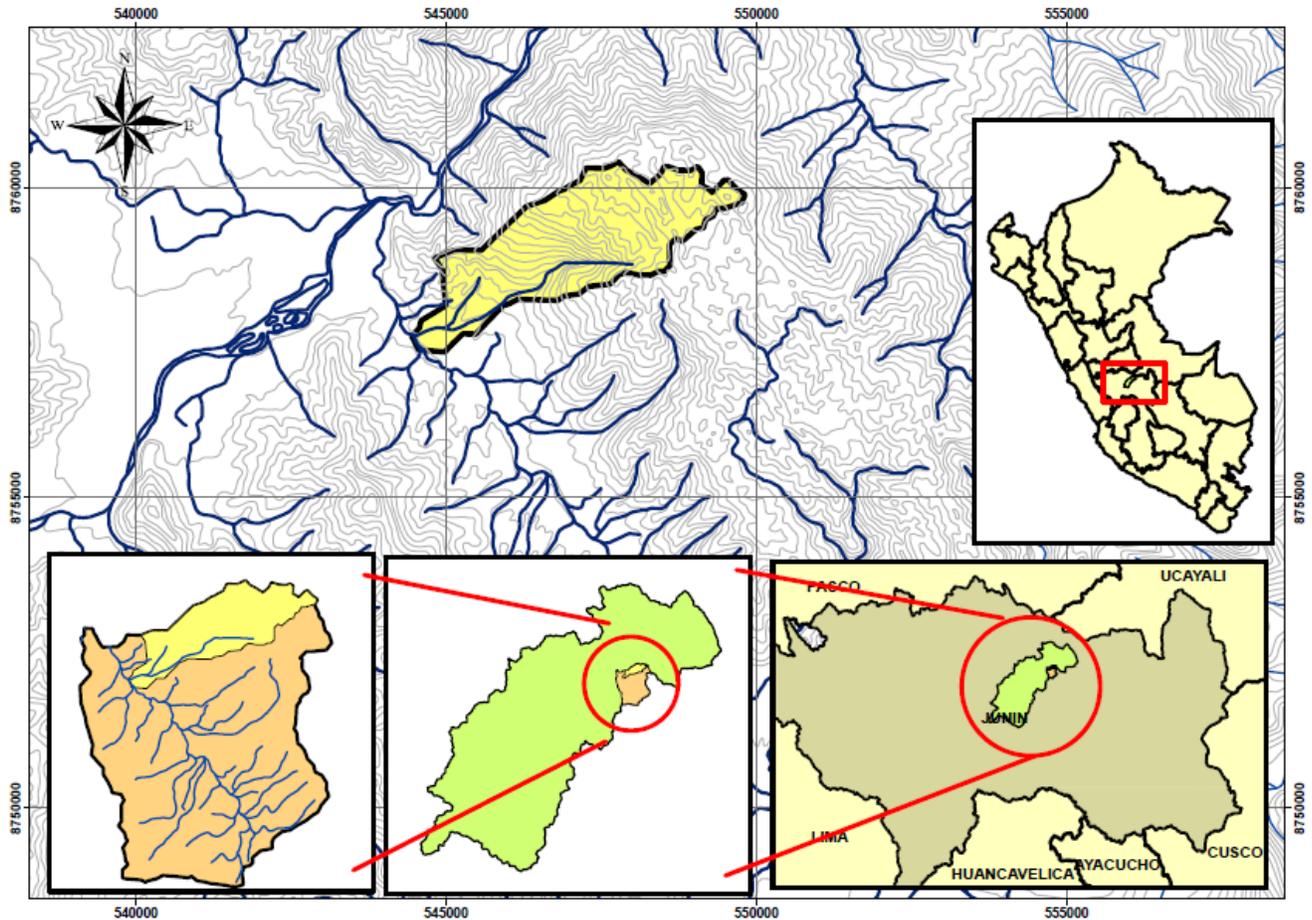


Figura 3. Ubicación de cuenca de estudio.

Parámetros geomorfológicos de la cuenca

La **Tabla 6** muestra los parámetros geomorfológicos de la cuenca. Se pueden apreciar los parámetros de forma: coeficiente de compacidad

(1.89), índice de elongación (0.20) y factor de forma (0.44). Esto indica una figura alargada de la cuenca cuando el factor de forma es inferior a 1; existe una baja probabilidad de ocurrencia de avenidas (Reyes, **Barroso, & Carvajal**, 2010). Por otro lado, los parámetros de relieve muestran que la elevación media de la cuenca es de 1 144 msnm; la pendiente mediante el método de Alvord es del 42 %, y la pendiente del cauce principal es del 22 %.

Tabla 6. Características geomorfológicas de la microcuenca Cashingari.

Tipo de parámetro	Parámetro	
Parámetros generales	Área	6.82 km ²
	Perímetro	14.7 km
	Longitud del cauce principal	3.939 km
Parámetros de forma	Coeficiente de compacidad	1.89
	Factor de forma	0.44
	Razón de elongación	0.20
	Índice de circularidad	0.39
	Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente	7.89 km
	Longitud del lado menor del rectángulo equivalente	0.87 km

Parámetros de relieve	Desnivel altitudinal	996 m
	Cota mínima	597 msnm
	Cota máxima	1 593 msnm
	Elevación media	1 144 mnsn
	Coordenada del centroide X	547084
	Coordenada del centroide Y	8758966
	Pendiente de la cuenca (método de Alvord)	42 %
	Pendiente del cauce principal	22 %

Precipitación

Análisis de consistencia de precipitación. En la Figura 4 se observa la curva de doble masa de cada grupo, donde se pueden visualizar las gráficas entre la precipitación acumulada y la precipitación promedio acumulada de las estaciones según el grupo formado. Del análisis se observa que no existen saltos significativos y que las líneas generadas de las estaciones forman rectas invariables; esto confirma que las estaciones tienen registros homogéneos y son consistentes.

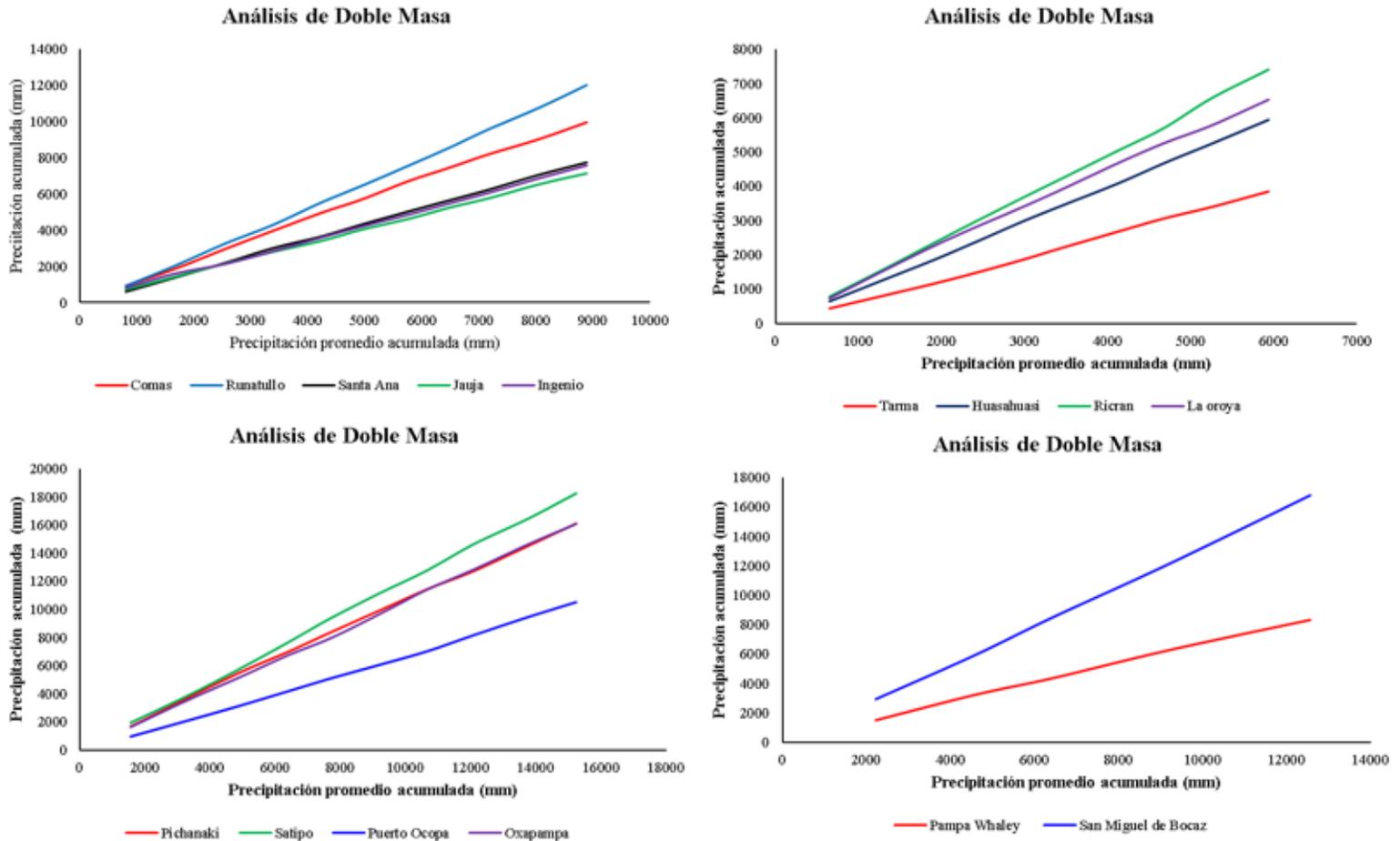


Figura 4. Análisis de doble masa.

Precipitación de la microcuenca. Mediante el método de las isoyetas se realizaron 12 distribuciones (enero a diciembre) cada 10 mm para la precipitación promedio mensual y cada 50 mm para la precipitación anual (Figura 5) de la cuenca del río Perené mediante el *software ArcGis*, para determinar la precipitación en la cuenca de estudio (Cashingari).

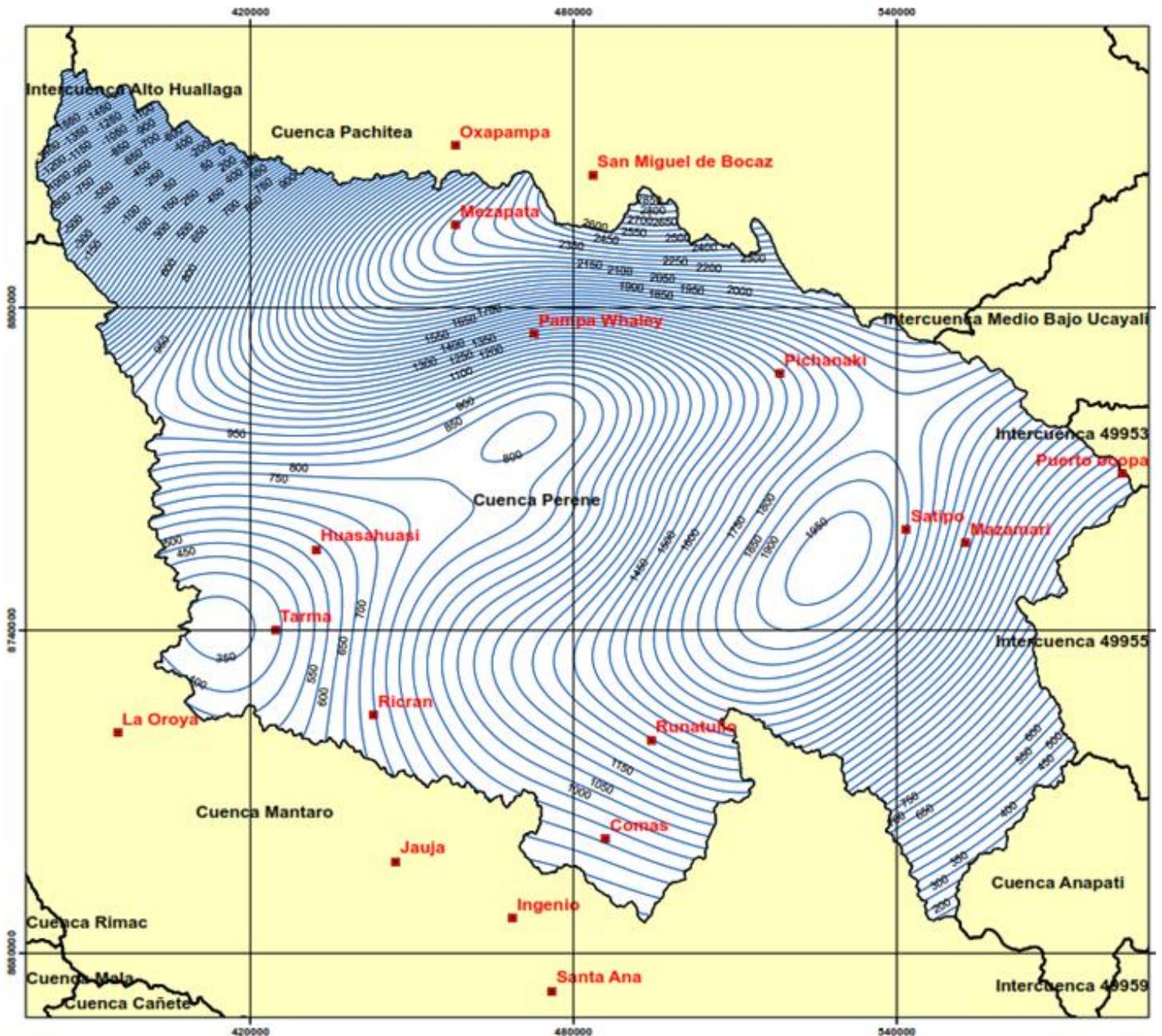


Figura 5. Mapa de isoyetas de la cuenca Perené para determinar la precipitación anual.

En la Figura 6 se muestra la precipitación mensual promedio de la microcuenca, donde el mes de mayor precipitación es diciembre, con 252.6 mm, mientras que el mes de junio (51.4 mm) es el más seco, con la menor precipitación.

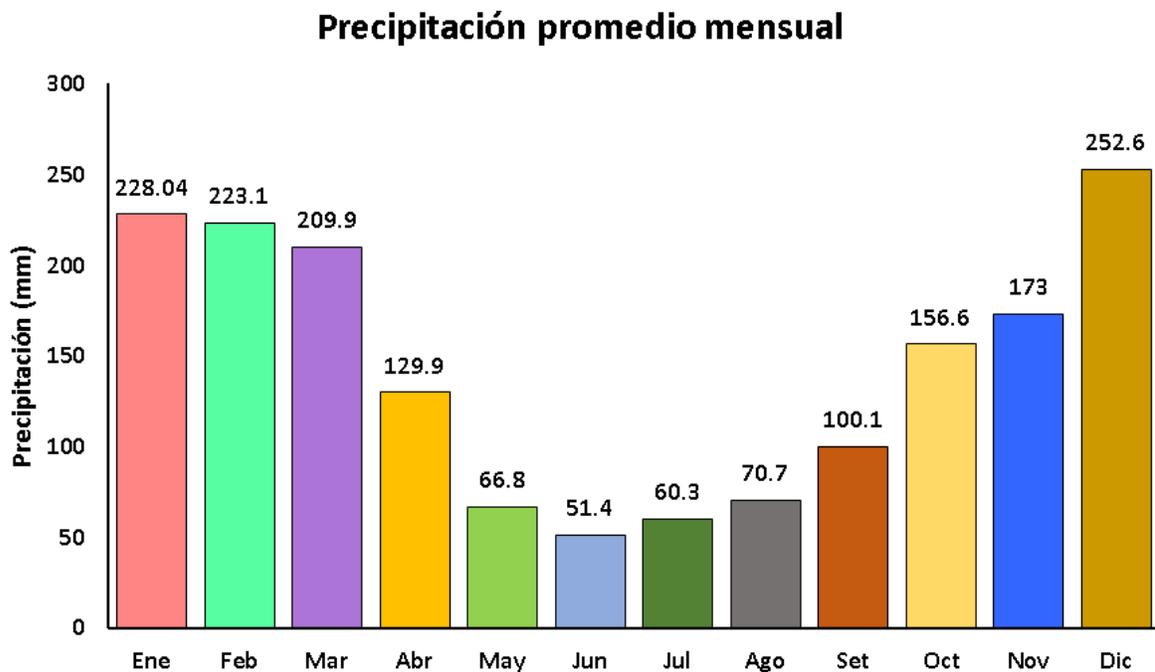


Figura 6. Precipitación promedio mensual de la cuenca.

Caudal promedio

Características geomorfológicas. La cuenca elegida para el método de transposición de caudales es la cuenca Ourohuari. Las características geomorfológicas e hidrometeorológicas entre ambas cuencas son similares y no existen variaciones significativas. Para verificar estas similitudes, se realizaron los respectivos análisis (Tabla 7).

Tabla 7. Comparación de las características geomorfológicas de las microcuencas Cashingari y Ourohuari.

Tipo de parámetro	Parámetro	Cuenca	
		Cashingari	Ourohuari
Parámetros generales	Área	6.82 km ²	8.1 km ²
	Perímetro	14.7 km	13.4 km
	Desnivel altitudinal	996 m	745 m
	Longitud del cauce principal	3.939 km	4.5 km
Parámetros de forma	Coefficiente de compacidad	1.89	1.33
	Densidad de drenaje	0.73	0.56
	Factor de forma	0.44	0.40
	Razón de elongación	0.20	0.24
	Índice de circularidad	0.39	0.57
	Cota mínima	597 msnm	675 msnm

Parámetros de relieve	Cota máxima	1 593 msnm	1 420 msnm
	Elevación media	1 144 msnm	1 042 msnm
	Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente	7.89 km	4.90 km
	Longitud del lado menor del rectángulo equivalente	0.87 km	1.60 km
	Pendiente de la cuenca (método de Alvord)	42 %	27 %

La proporción del área entre ambas cuencas está dentro del rango de 0.5-1.5; la diferencia entre la longitud de sus cauces principales es mínima, además, todos los parámetros de forma son similares, a excepción del coeficiente de compacidad, lo que demuestra que la cuenca Cashingari presenta una forma más alargada y la cuenca Ourohuari tiene una forma más redondeada, por ende, las características geomorfológicas entre las cuencas mencionadas son similares.

Características hidrometeorológicas. Los valores de precipitación promedio mensual de ambas cuencas se muestran en la Tabla 8, y el gráfico de la variación de precipitación total mensual se muestra en la Figura 6.

Tabla 8. Precipitación promedio mensual de las cuencas Cashingari y Ourohuari.

Meses	Precipitación (mm)	
	Cashingari	Ourohuari
Enero	228.04	251.9
Febrero	223.1	262.1
Marzo	209.9	196.7
Abril	129.9	125.2
Mayo	66.8	82.5
Junio	51.4	62.9
Julio	60.3	82.6
Agosto	70.7	76.4
Setiembre	100.1	92.0
Octubre	156.6	190.7
Noviembre	173.0	173.5
Diciembre	252.6	263.4
Anual	1 723.09	1 860.0

La Figura 7 muestra el comportamiento cinético de las precipitaciones del promedio mensual de las cuencas de Cashingari y Ourohuari, donde se observa para ambas cuencas un comportamiento similar; los meses de mayo a septiembre tuvieron menos de 100 mm de

precipitaciones; en enero, febrero y diciembre, las precipitaciones fueron de unos 250 mm.

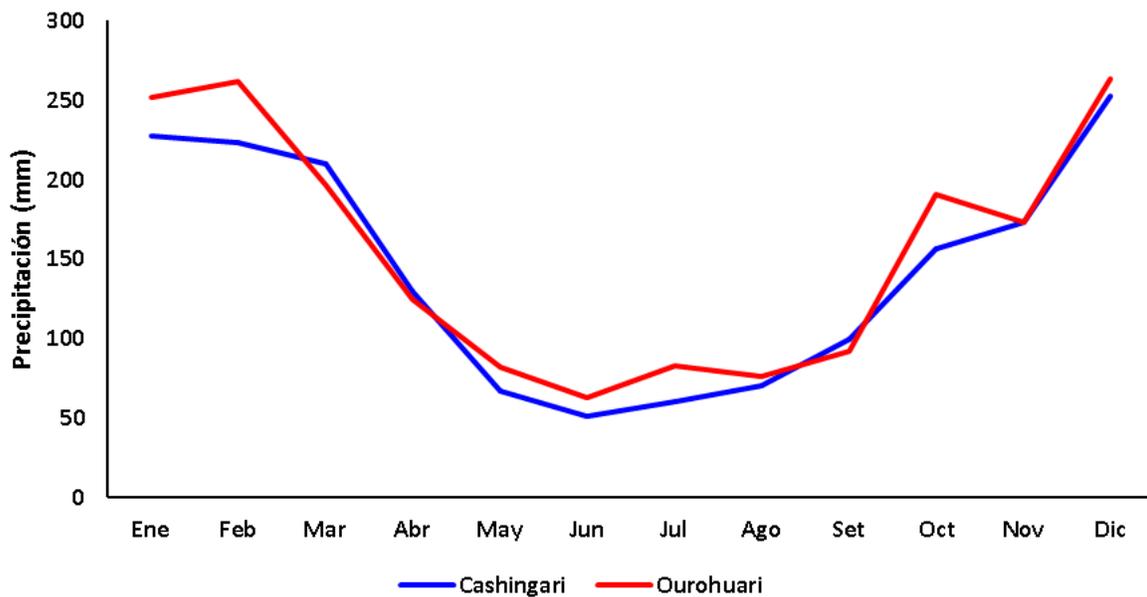


Figura 7. Variación de la precipitación promedio mensual entre la cuenca Cashingari y Ourohuari.

Se realizó una prueba *t-student* para muestras independientes, con el fin de comprobar si la precipitación promedio mensual (Tabla 9) entre las cuencas son relativamente similares. La cuenca Cashingari y la cuenca Ourohuari mostraron estadísticamente tener una distribución normal, con *P-value* de 0.193 y 0.071, respectivamente, a un nivel de confianza del 95 %.

Tabla 9. Prueba *t-student* para muestras independientes.

Grupos (G) precipitación (mm)	t-test variables independientes				
	Media G1	Media G2	t-value	df	p-value
Cashingari vs. Ourohuari	143.53	154.99	-0.371	22	0.7137

En la Tabla 9 se observa que con un *p-value* de 0.7137 superior al 0.05 trabajando con un nivel de confianza del 95 %, la precipitación entre la cuenca Cashingari y Ourohuari mostraron estadísticamente no significativo o similares con relación a la precipitación con un total de 22 de grados de libertad, considerando una muestra de 12 por cada cuenca. La Figura 8 muestra los diagramas de cajas que indican una similitud de las medias de precipitaciones de ambas cuencas en un periodo de 12 meses.

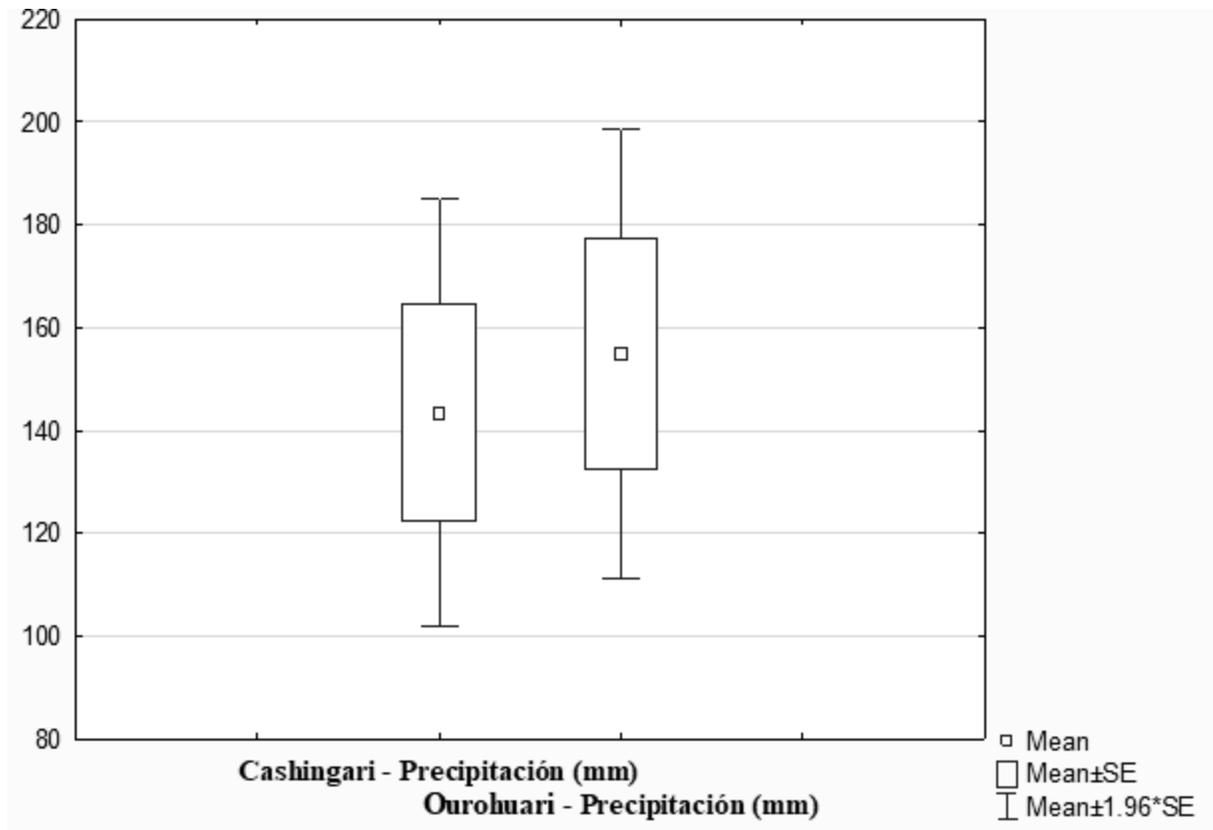


Figura 8. Diagrama de cajas de precipitación mensual entre la cuenca Cashingari y Ourohuari.

Zonas de vida. Dentro de la cuenca Cashingari se identificaron dos zonas de vida (Figura 9) que explican el comportamiento hidrológico: bosque húmedo premontano tropical (bh – PT) y bosque húmedo tropical (bh – T). Asimismo, la cuenca Ourohuari (Figura 10) presenta las mismas zonas de vida que la cuenca Cashingari, la cual indicó una similitud de los parámetros climáticos, principalmente de la temperatura y precipitación entre ambas cuencas.

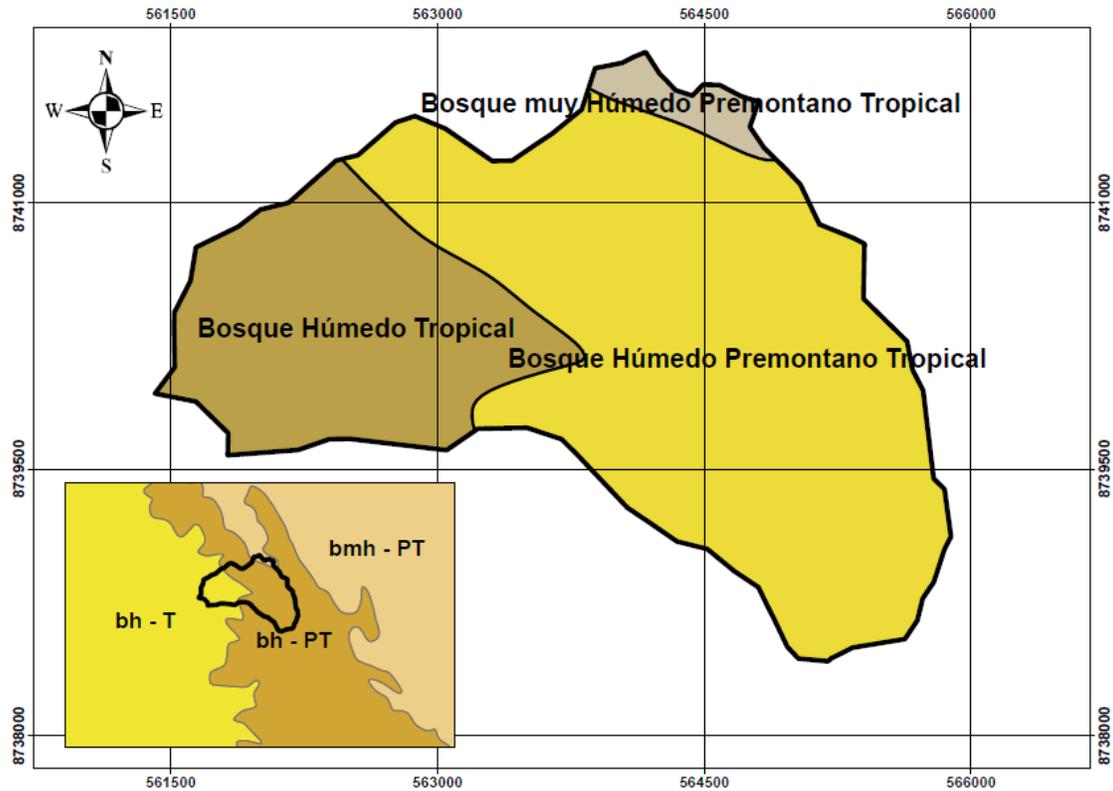


Figura 9. Zonas de vida de la cuenca Cashingari.

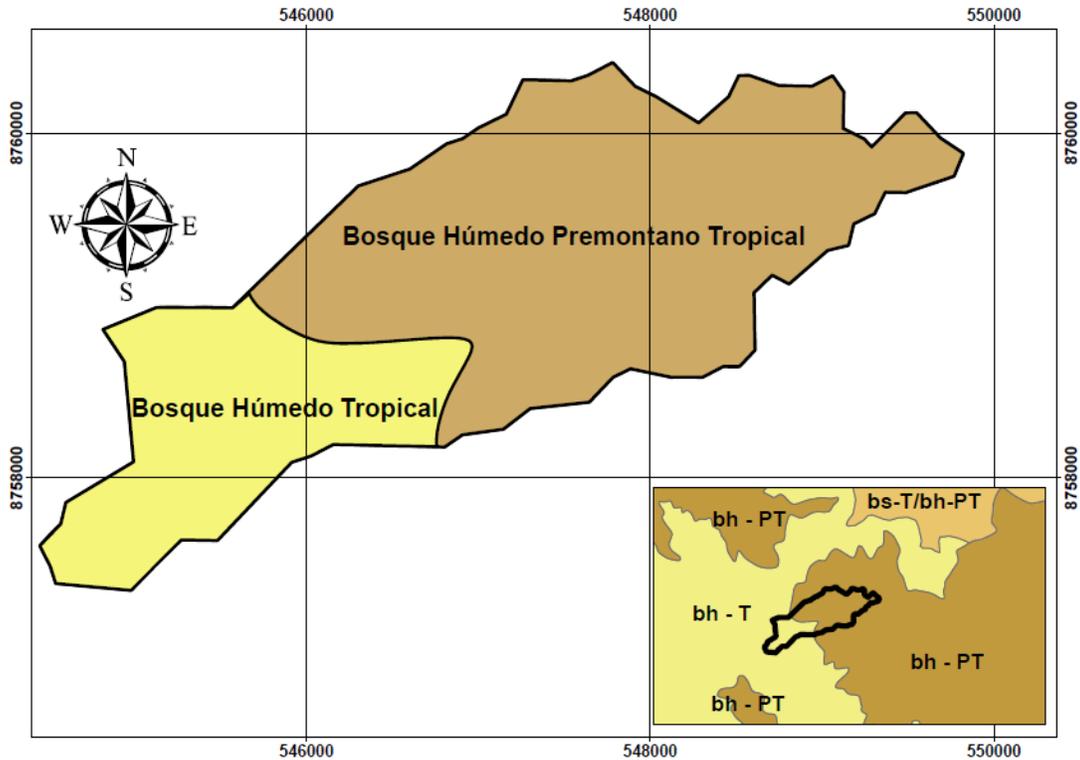


Figura 10. Zonas de vida de la cuenca Ourohuari.

Debido a que estadísticamente la precipitación entre ambas cuencas es similar, al igual que las características climatológicas, por presentar las mismas zonas de vida y que, finalmente, las características geomorfológicas no difieren entre cuencas, se estimaron los caudales para la microcuenca Cashingari, como se muestra en la Figura 11. Se observa que el caudal máximo mensual promedio es de 329.3 l/s, correspondiente al mes de marzo; mientras que el caudal mínimo mensual promedio es de 57.0 l/s en el mes de agosto. De igual forma, de los caudales estimados, se puede deducir que el río presenta una corriente de agua regular durante todo el año.

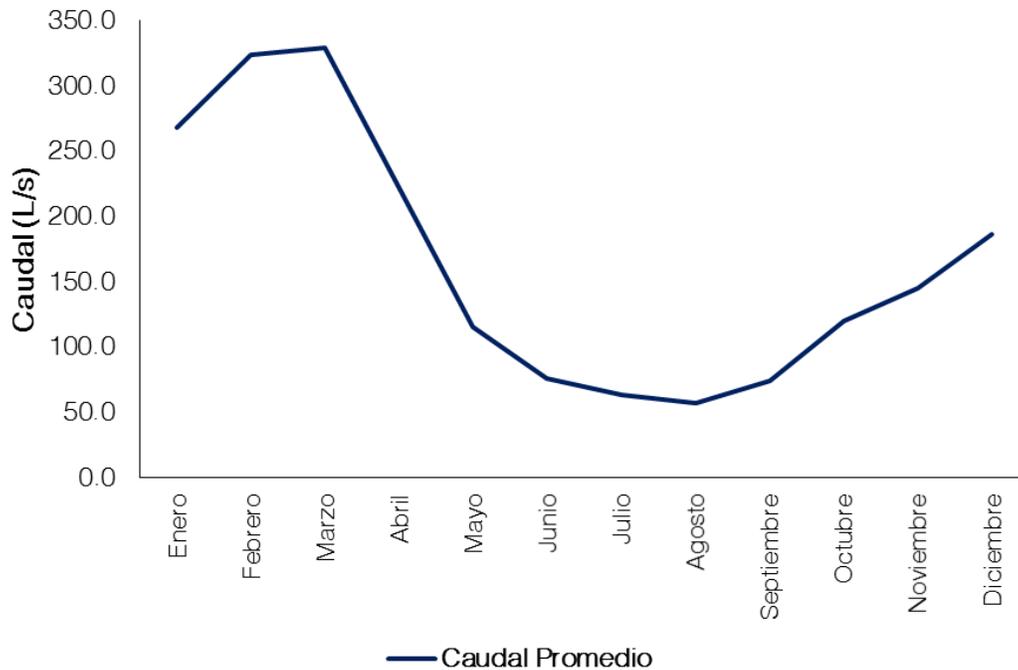


Figura 11. Caudales promedio mensual estimados de la cuenca Cashingari.

Máximas avenidas

Caudal de máximas avenidas. La microcuenca Cashingari se encuentra dentro de la región 7, según el mapa de regionalización de avenidas del Perú (Trau & Gutierrez, 1979), por ende, los coeficientes que le

corresponden son: $C1 = 0.22$, $C2 = 0.37$, $m = 0.24$, $n = 0.04$. Los periodos de retorno elegidos son 5, 10, 25, 50 y 100 años. Los caudales de avenidas se muestran en la Tabla 10 y Figura 12.

Tabla 10. Caudales de avenidas estimados con la envolvente regional de Creager de la microcuenca Cashingari.

Periodo de retorno (años)	Caudal de avenida (m^3/s)
5.0	5.4
10.0	7.7
25.0	10.8
50.0	13.1
100.0	15.4

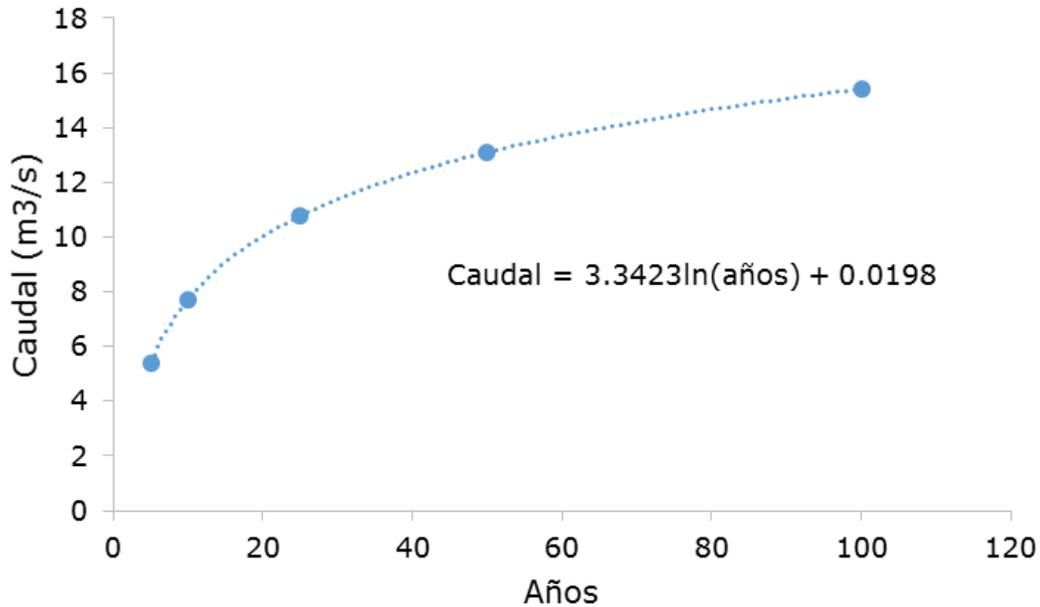


Figura 12. Regresión logarítmica de estimación de caudal de Cashingari en función al período de retorno.

Conclusiones

Geomorfológicamente, la cuenca presenta una forma alargada; asimismo, mediante el método de Alvord, la pendiente de la cuenca es del 42%; el de su cauce principal es de 22%, y el desnivel altitudinal es de 996 m; se clasifica como empinada. Por tanto, la topografía de la cuenca favorece la

generación de electricidad a través de una pico central debido a una mayor energía potencial en la caída del agua.

Estadísticamente, la precipitación entre la cuenca de estudio y la cuenca de donde se transportaron los caudales son similares; además, las zonas de vida de ambas cuencas son las mismas, lo que indican una similitud en los parámetros climatológicos.

Los caudales estimados para la microcuenca Cashingari son regulares durante todo el año, incluso en los meses secos con baja precipitación (57.0 mm). Esto favorece en gran manera el desarrollo de una pico central con niveles de generación inferior a los 5 kW debido a la disponibilidad del recurso hídrico de manera regular e ininterrumpida durante los 12 meses del año, no viéndose afectada la generación de energía por falta de agua; además, para este tipo de central, no se requiere de grandes caudales de generación.

Los resultados del estudio hidrológico de la microcuenca Cashingari impulsarán la actual iniciativa de generación de hidroenergía en esta zona de la selva del Perú (Satipo), considerando la topografía favorable y la gran disponibilidad del recurso hídrico, las cuales son dos parámetros de entrada fundamentales para el desarrollo de generación de electricidad mediante la caída del agua (caudal y carga hidráulica).

Referencias

Bilewu, S., Sule, B., & Ayanshola, A. (2015). Optimum parameter selection for the morphometric description of watersheds: A case

- study of central Nigeria. *Journal of Ecological Engineering*, 16(4), 29-35. Recuperado de <https://doi.org/10.12911/22998993/59344>
- Chouhan, K., Kisheorey, G., & Shah, M. (2017). Modelling, fabrication & analysis of Pelton turbine for different head and materials. *International Journal of Computational Engineering Research*, 7(02), 2250-3005. Recuperado de www.ijceronline.com
- De-Lima, G., Marcellini, S. S., Neill, C. R., & Salla, M. R. (2017). Preliminary estimate of floods discharge in Brazil using Creager envelope curves. *Brazilian Journal of Water Resources*, 22(46), 6. Recuperado de <https://doi.org/10.1590/2318-0331.011716078>
- Edeoja, A., Ibrahim, S., & Kucha, E. (2015). Suitability of Pico-hydropower technology for addressing the Nigerian energy crisis- A review. *International Journal of Engineering Inventions*, 4(9), 17-40. Recuperado de www.ijeijournal.com
- Ezemonye, M., & Emeribe, C. (2013). Appraisal of the hydrological potential of Ungauged basin using morphometric parameters. *Ethiopian Journal of Environmental Studies and Management*, 6(4), 376-380. Recuperado de <https://doi.org/10.4314/ejesm.v6i4.5>
- Fatoyinbo, B., Stretch, D., Amoo, O., & Allopi, D. (2017). Catchment yield prediction in an Ungauged basin using PyTOPKAPI. *International Scholarly and Scientific Research & Innovation*, 11(3), 281-288. Recuperado de <https://waset.org/publications/10006803/catchment-yield-prediction-in-an-ungauged-basin-using-pytopkapi>

- Fry, L., Hunter, T., Phanikumar, M., Fortin, V., & Gronewold, A. (2013). Identifying stream gage networks for maximizing the effectiveness of regional water balance modeling. *Water Resources Research*, 49, 2689-2700. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/wrcr.20233>
- Fujii, M., Tanabe, S., Yamada, M., Mishima, T., Sawadate, T., & Ohsawa, S. (2017). Assessment of the potential for developing mini/micro hydropower: A case study in Beppu City, Japan. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 11, 107-116. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/J.EJRH.2015.10.007>
- Gavit, B., Purohit, R., Singh, P., Kothari, M., & Jain, H. (2016). Grouping of geomorphic parameters in selected watershed using principal component analysis for hydrological modelling. *International Research Journal of Environment Sciences*, 5(12), 7-13. Recuperado de <http://www.isca.in/IJENS/Archive/v5/i12/2.ISCA-IRJEvS-2016-118.pdf>
- Hortness, J. (2006). *Estimating low-flow frequency statistics for unregulated streams in Idaho* (Report 2006-5035). Denver, USA: U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey.
- Jimenez, B., & Galizia, J. (2012). *Diagnóstico del agua en la Américas. México: Foro Consultivo Científico y Tecnológico*. Recuperado de <http://www.ianas.org/water/book/peru.pdf>
- Kusre, B. C., Baruah, D. C., Bordoloi, P. K., & Patra, S. C. (2010). Assessment of hydropower potential using GIS and hydrological modeling technique in Kopili River basin in Assam (India). *Applied*

- Energy*, 87(1), 298-309. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/J.APENERGY.2009.07.019>
- Meier, P., Zolezzi, E., Bogach, S., Muir, T., & Bazex, K. (2011). *Peru opportunities and challenges of small hydropower development*. Washington, DC, USA. Recuperado de <https://openknowledge.worldbank.org/bitstream/handle/10986/17500/636680WP0Peru000Box0361524B0PUBLIC0.pdf>
- Negrel, J., Kosuth, P., & Bercher, N. (2011). Estimating river discharge from earth observation measurements of river surface hydraulic variables. *Hydrology and Earth System Sciences*, 15, 2049-2058. Recuperado de <https://doi.org/10.5194/hess-15-2049-2011>
- Reyes, A., Barroso, F., & Carvajal, Y. (2010). *Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas*. Santiago de Cali, Colombia: Universidad del Valle.
- Sidek, L., Zaki, A., Mustaffa, Z., Ibrahim, M., Muda, Z., Thiruchelvam, S., & Basri, H. (2013). Hydrological assessment for mini hydropower potential at Sungai Pahang Temerloh. In: *4th International Conference on Energy and Environment* (pp. 1-4). Selangor, Malasia: IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science. Recuperado de <https://doi.org/doi:10.1088/1755-1315/16/1/012046>
- Soulis, K., Manolakos, D., Anagnostopoulos, J., & Papantonis, D. (2016). Development of a geo-information system embedding a spatially distributed hydrological model for the preliminary assessment of the hydropower potential of historical hydro sites in poorly gauged

areas. *Renewable Energy*, 92, 222-232. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/J.RENENE.2016.02.013>

Trau, W., & Gutierrez, R. (1979). *Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú*. ONERN. Lima, Perú: ONERN. Recuperado de <http://repositorio.ana.gob.pe/handle/ANA/1066>

Uniyal, V., Kanojia, N., & Pandey, K. (2016). Design of 5kw pico hydro power plant using Turgo turbine. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 7(12), 363-367. Recuperado de <http://www.ijser.org>

World Bank. (2017). *Rural electrification project*. Washington, DC, USA: World Bank. Recuperado de www.worldbank.org

DOI: 10.24850/j-tyca-2022-01-08

Artículos

**Evidencias de cambio climático en la región
hiperárida de la costa sur de Perú, cabecera del
desierto de Atacama**

**Evidence of climate change in the hyper-arid region
of the southern coast of Peru, head of the Atacama
Desert**

Edwin Pino-Vargas¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3946-7188>

Eduardo Chávarri-Velarde², ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8445-8996>

¹Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna, Perú,
epinov@unjbg.edu.pe

²Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú,
echavarri@lamolina.edu.pe

Autor para correspondencia: Edwin Pino V., epinov@unjbg.edu.pe

Resumen

El efecto del cambio climático en esta región, considerada como una de las más secas del mundo según las evidencias encontradas y

registradas, puede darse como favorable o desfavorable para la disponibilidad hídrica. En este trabajo se busca evaluar y validar las evidencias de cambio climático, como sequías y aluviones, que se vienen presentando en la región sur de Perú y norte de Chile, denominada cabecera del desierto de Atacama. Se realizó el análisis de las interrelaciones y tendencias del clima para evidenciar condiciones de cambio climático en relación con la ocurrencia de aluviones. En los últimos años se han presentado eventos extraordinarios de precipitación que han generado almacenamientos superficiales, crecimiento de vegetación y flujos en superficie tipo aluvión en zonas donde no es normal que se presenten. Se calcularon los periodos de retorno de dichos eventos extraordinarios. Asimismo, La mancha caliente —detectada por la NOAA— trajo consigo anomalías de temperatura entre +4 y +6 °C, y tiene una alta probabilidad de ser el agente causante de las precipitaciones locales atípicas en la zona de estudio. Estos eventos los consideramos como evidencias de cambio climático; las condiciones normales se han alterado y los daños son fehacientes. Se debe precisar, por ejemplo, que gran parte de la infraestructura vial, servicios, edificaciones, etcétera, no están diseñados tomando en cuenta las condiciones climáticas actuales, por tanto es necesario establecer una nueva normatividad de seguridad y adecuación de edificaciones ante las condiciones climáticas presentes.

Palabras clave: cambio climático, sequía, aluvión, lomas, región hiperárida, desierto Atacama.

Abstract

The effect of climate change in this region is considered as one of the driest in the world, according to the evidence found and recorded, may be favorable or unfavorable for water availability. In this work, we seek to evaluate and validate the evidence of climate change such as droughts and floods that are occurring in the southern region of Peru and northern Chile called the headwaters of the Atacama Desert. The analysis of the interrelationships and climate trends was carried out, to demonstrate conditions of climate change about the occurrence of alluviums. In recent years, extraordinary precipitation events have occurred that have generated surface storage, vegetation growth, and alluvial surface flows in areas where they were not normal. The return periods of said extraordinary events were calculated. Likewise, *la mancha caliente* ("the hot blob") –detected by NOAA– brought with it, temperature anomalies between 4 and 6 ° C, and has a high probability of being the agent causing local rainfall in the study area. We consider these events as evidence of climate change; the normal conditions have been altered and the damage is irrefutable, it must be specified, for example, that a large part of the road infrastructure, services, buildings, etc., are not designed to take these conditions into account current climate, therefore, it is necessary to establish the safety regulations and adaptation of buildings to these new conditions that are being presented.

Keywords: Climate change, droughts, floods, the most, hyper-arid region, Atacama Desert.

Recibido: 03/04/2020

Aceptado: 10/02/2021

Introducción

El aumento de la población mundial continuará afectando el medio ambiente; el cambio de la cobertura del suelo, la deforestación, la agricultura y el incremento del número de represas se asociarán con una reducción de las descargas de agua y sedimentos al mar, y grandes impactos en los ecosistemas aguas abajo y en las zonas costeras (Mahe *et al.*, 2013). Los cambios en la disponibilidad hídrica de los desiertos debido a los humanos tienen implicaciones importantes desde un nivel local, regional o global (Mahowald, 2007). Las regiones áridas tienen un clima y un entorno ecológico frágil y sensible; los recursos hídricos son extremadamente necesarios para mantener un equilibrio ecológico (Zhang, 2000; Wang & Qin, 2017). Los ecosistemas terrestres áridos desempeñan un papel importante en los procesos biofísicos mundiales al reflejar y absorber la radiación solar, y mantener el equilibrio de los componentes atmosféricos (Gaur & Squires, 2018).

El desierto de Atacama forma uno de los principales desiertos hiperáridos del mundo (Hartley & Chong, 2002). Estudios sugieren que la desertificación comenzó 14 millones de años durante la desecación climática global. La región tiene un clima hiperárido, se encuentra en el extremo sur de Perú y norte de Chile (Pino, Ramos, Mejía, Chávarri, & Ascencios, 2020; Pino *et al.*, 2019a; Pino, Chávarri, & Ramos, 2018;

Pino *et al.*, 2017). La costa y toda la vertiente occidental se ubican directamente en lo que Rau *et al.* (2017) identifican como las unidades 7, 8 y 9 en su regionalización de lluvias de la vertiente del Pacífico, zonas con precipitación anual por debajo de los 400 mm; en la zona de estudio, la precipitación no supera los 10 mm anuales y corresponde a la cabecera del desierto de Atacama, considerado uno de los más áridos del mundo (Ritter *et al.*, 2019; Sarricolea, Herrera-Ossandon, & Meseguer-Ruiz, 2017). Asimismo, los acuíferos costeros en el norte de Chile brindan una oportunidad única para comprender la variabilidad climática en el desierto de Atacama actualmente hiperárido. La hiperaridez de Atacama se ha atribuido a su ubicación subtropical, las aguas frías sobre el adyacente océano Pacífico sudoriental y la presencia de la cordillera de los Andes (Garreaud, Molina & Farias, 2010).

En el desierto, la precipitación promedio a largo plazo es 1 mm/año en algunas áreas. Sin embargo, las tormentas costeras localizadas pueden ocurrir con un intervalo de recurrencia de 15 a 20 años, que puede exceder localmente 20 mm por evento (Vargas, Ortlieb, & Rutllant, 2000). Las grandes tormentas raras generan efímera escorrentía superficial y pequeñas lagunas endorreicas. Se identificaron dos causas fundamentales del papel activo del agua subterránea en la naturaleza: su capacidad de interactuar con el ambiente y la distribución espacial sistematizada de su flujo (Tóth, 1999). La interacción y el flujo ocurren simultáneamente en todas las escalas de espacio y tiempo, aunque a tasas e intensidades que varían de manera correspondiente (Back, 1966; Boelter & Verry, 1977; Deere & Patton, 1971; De-Vries, 1974; Domenico & Palciauskas, 1973; Fogg & Kreitler, 1982); Galloway, 1978; Garven, 1989; Garven, Ge, Person,

& Sverjensky, 1993; Gerrard, 1981; LaFleur, 1984; Stuyfzand, 1993; Wallick, 1981; Williams, 1970; Yaalon, 1963; Zaruba & Mencl, 1969).

Según los últimos reportes del comportamiento climático en la región norte del desierto de Atacama, sur de Perú y norte de Chile, las precipitaciones pluviales han evolucionado de forma favorable. Se tienen registros de acumulación de agua en forma de pequeñas lagunas, lo que genera un cambio significativo en la disponibilidad hídrica de esta región (Pino, 2019b; Pino-Vargas, Montalvan-Díaz, & Avendaño-Jihuallanga, 2019). El efecto del cambio climático en las condiciones de esta región, considerada como una de las más secas del mundo según las evidencias científicas encontradas y registradas en la actualidad, puede darse como favorable o desfavorable para la disponibilidad hídrica.

En este trabajo se busca evaluar y validar las evidencias de cambio climático como sequías y aluviones que se vienen presentando en la región sur de Perú y norte de Chile, denominada cabecera del desierto de Atacama.

Materiales y métodos

Se recopiló información histórica de estudios, reportes, informes técnicos y datos de estaciones meteorológicas en el ámbito del estudio.

La metodología consistió en efectuar el análisis de las interrelaciones entre el clima y la geología; paleoclimas en la región, e interacciones océano-atmosféricas, como es la mancha caliente que se presentó entre finales de 2019 y los primeros meses de 2020 en el Pacífico sur. Con este enfoque buscamos interacciones para explicar las evidencias que demuestran el cambio climático en la cabecera del desierto de Atacama.

Recopilación de información y fuente de datos

La región sur de Perú y norte de Chile, donde se encuentra emplazada la cabecera del desierto de Atacama, se viene estudiando desde hace muchos años por diferentes instituciones peruanas públicas y privadas, como el Instituto Geológico Minero Metalúrgico (INGEMMET), la Autoridad Nacional del Agua (ANA), el Gobierno Regional Tacna (GORE) y el Proyecto Especial Tacna (PET), entre otros. En el país y específicamente en la región, el SENAMHI registra datos de estaciones tipo meteorológica convencional, meteorológica automática, hidrológica convencional e hidrológica automática (Figura 1).

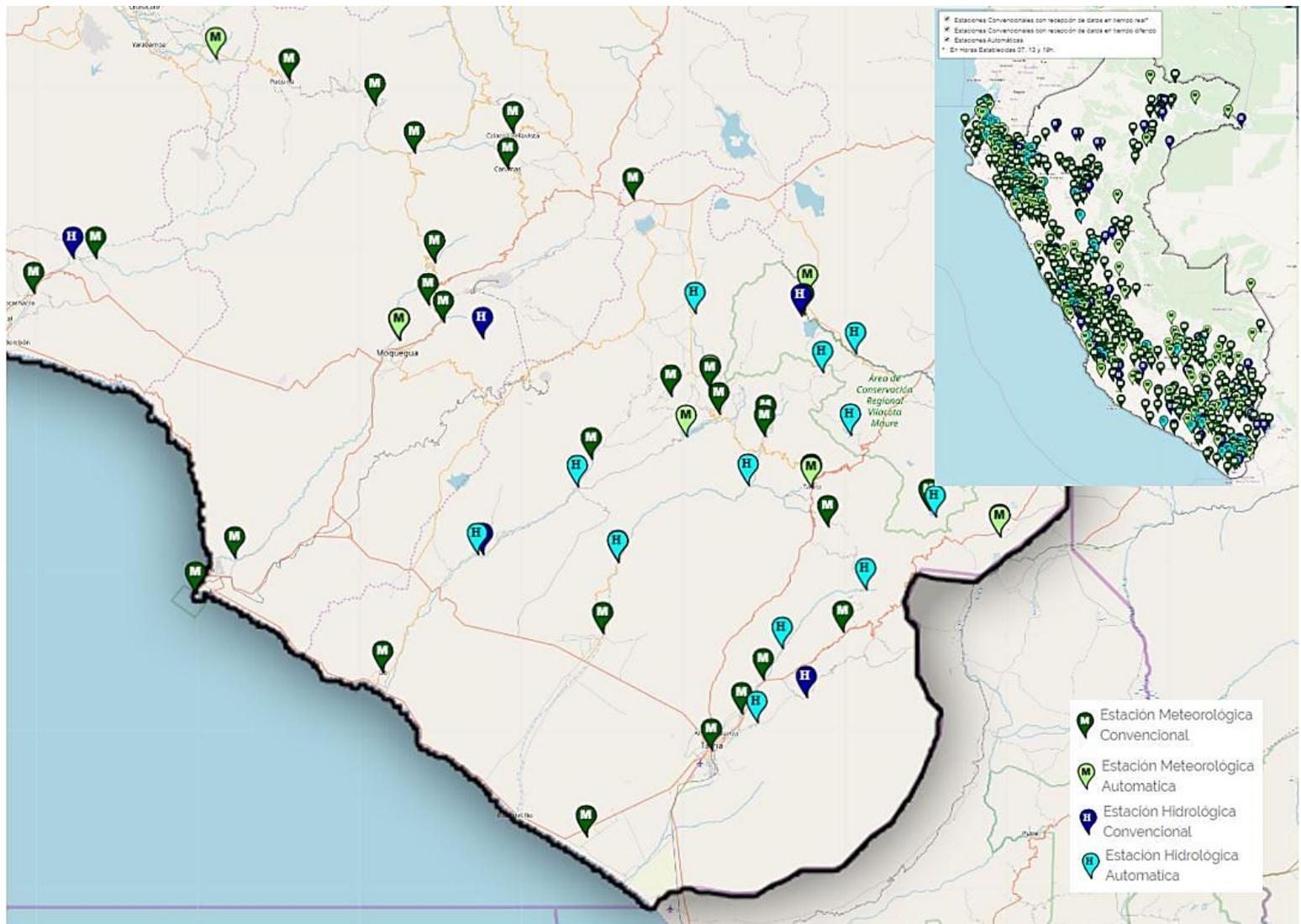


Figura 1. Mapa de estaciones región sur de Perú: meteorológica convencional, meteorológica automática, hidrológica convencional e hidrológica automática: Fuente: SENAMHI, Perú.

Descripción del área de estudio

La región se encuentra al sur de Perú y norte de Chile (Figura 2); pertenece a la denominada cabecera del desierto de Atacama, caracterizado por su aridez extrema. La zona costera específicamente corresponde al desierto de Atacama (Ritter *et al.*, 2019; Sarricolea *et al.*, 2017), el más árido del mundo. La parte andina oriental de la región corresponde al sector centro-oeste del Altiplano, en el que la precipitación acumulada anual es relativamente baja (300-700 mm/año) y la variabilidad temporal es muy marcada (Garreaud, Vuille, & Clement, 2003; Valdivia, Thibeault, Gilles, García, & Seth, 2013). Las tendencias actuales de cambio en los patrones climáticos han producido un distintivo y continuo incremento en la temperatura superficial, lo que puede generar efectos diversos en factores climáticos y ecohidrológicos en los ecosistemas de todo el ámbito regional (Valdivia *et al.*, 2013).

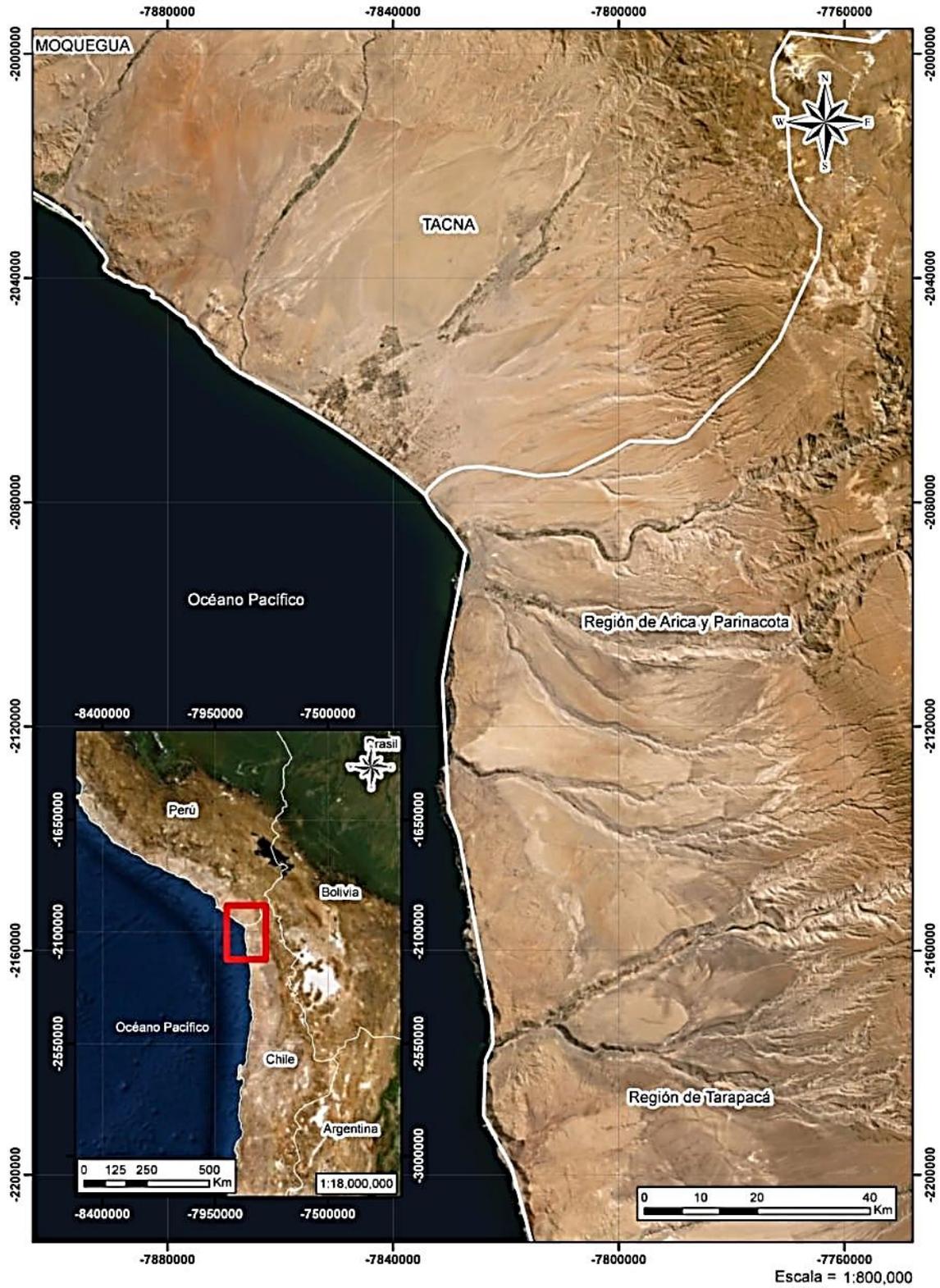


Figura 2. Mapa de ubicación de la zona de estudio, sur de Perú y norte de Chile, conocida como cabecera del desierto Atacama.

Geología y clima

La historia del clima durante el Cuaternario Tardío en la cabecera del desierto es compleja. De acuerdo con los registros sedimentarios de varias áreas del desierto de Atacama, desde el inicio de las condiciones hiperáridas en el Medio Mioceno, el clima se caracterizó por una alternancia de áridos y periodos menos áridos (Vargas *et al.*, 2000; Vargas, Rutllant, & Ortlieb, 2006; Rech, Currie, Michalski, & Cowan, 2006; Jordan, Kirk-Lawlor, Blanco, Rech, & Cosentino, 2014). Tormentas recientes, como la de marzo de 2015 sobre el norte costero de Chile, con consecuencias catastróficas para la población urbana deben ser tomadas en consideración en el estudio de las variaciones climáticas de la región (Jordan *et al.*, 2015; Bozkurt, Rondanelli, Garreaud, & Arriagada, 2016; Wilcox *et al.*, 2016).

El relieve de la vertiente occidental de la cordillera de la costa exhibe creciente incremento de la intensidad de la erosión al aumentar la latitud; este incremento no es uniforme. Procesos relacionados con la tectónica como subsidencia/alzamiento litoral y actividad de fallas, y por otra parte la erosión de la paleotopografía y el aumento de la precipitación afectan la morfología del relieve del borde costero del

norte de Chile (Quezada, Cerda, & Jensen, 2010). Aunque el desierto de Atacama ha existido desde al menos 90 millones de años, se considera que el inicio de la hiperaridez fue más probable que se haya desarrollado de manera progresiva con la elevación de los Andes a medida que alcanzaron elevaciones entre 1 000 y 2 000 m, junto con la intensificación de una corriente peruana fría y ascendente entre 15 y 10 millones de años (Houston & Hartley, 2003). Ritter *et al.* (2019) refieren que sus datos implican un inicio temprano de hiperaridez en la región central del desierto de Atacama, interrumpido por periodos más húmedos, pero probablemente aún áridos.

Paleoclimas en la región

Los ambientes hiperáridos siempre han estado presentes, al menos localmente, en América del Sur durante los últimos 120 millones de años (Zúñiga-Reinoso & Predel, 2019). La existencia de bosques de Tamarugos en tiempos tan tempranos, cerca de 10 ka, sugiere la disponibilidad cierta de recursos hídricos (Rivera-Díaz, 2018). La hiperaridez del desierto de Atacama está estrechamente relacionada con el desarrollo de minerales de cobre y nitrato/yodo con la tectónica regional, y los cambios paleoclimáticos globales en la era Cenozoica; la condición hiperárida en el desierto de Atacama prevalecía al menos antes de 9.47 millones de años y puede remontarse al Mioceno Medio (Sun, Bao, Reich, & Hemming, 2018).

Las salinas con incrustaciones de halita (sales) presentes a bajas elevaciones en el núcleo hiperárido del desierto de Atacama en el norte de Chile son características únicas de uno de los desiertos más secos y posiblemente más antiguos de la Tierra. Se conoce que estos paisajes fueron lagos y humedales poco profundos de agua dulce durante el último periodo glacial y se formaron periódicamente entre ~46.9 y 7.7 ka (Pfeiffer *et al.*, 2018). La exposición de antiguas terrazas costeras del lago Quillagua-Llamara Soledad, en el desierto central de Atacama, proporciona nuevos conocimientos sobre la paleohidrología del desierto más seco de la Tierra. El lago se desarrolló en un sistema de drenaje paleoendorreico (274 ± 74 ka) antes de drenar en el Pacífico debido a la incisión del cañón del río Loa (Ritter *et al.*, 2019).

Previo al evento de precipitación extrema que ocurrió entre el 24 y 26 de marzo de 2015, y que impactó fuertemente en el norte de Chile, los escenarios de los intervalos paleoclimáticos más húmedos se habían atribuido sólo a fuentes de humedad provenientes del este o suroeste; estos eventos son la primera oportunidad de evaluar un hecho de precipitación regional importante en relación con los hipotéticos escenarios de paleoclimas investigados previamente (Jordan *et al.*, 2019).

Interacciones océano-atmosféricas

La combinación del efecto barrera de la alta cordillera de los Andes, la permanencia del anticiclón del Pacífico suroriental y el sistema Corriente de Humboldt explica que esta región no reciba las masas de aire húmedo del Atlántico. Las precipitaciones son prácticamente nulas; los valores de pluviometría anuales, que son del orden de unos cuantos milímetros, se calculan con base en promedios interanuales que abarcan varios decenios. En el desierto de Atacama, las lluvias son tan escasas que pueden pasar varios años, y hasta decenios, sin que se registren "precipitaciones" de más de unos cuantos milímetros. En el desierto de Atacama, respecto a las interacciones océano-atmosféricas, resulta interesante analizar la relación que puede existir entre las muy escasas lluvias que llegan a caer y la anomalía océano-climática ENSO (*El Niño Southern Oscillation*) en una serie de tiempo lo más larga posible.

Las perturbaciones tropicales han demostrado teórica e *in situ* que excitan respuestas atmosféricas de largo alcance en forma de teleconexiones de ondas de Rossby, que resultan del gradiente ecuatorial a polar de la vorticidad planetaria. Un evento extremo de teleconexión ocurrió durante marzo de 2015 en el sureste del Pacífico. Como resultado, se observaron temperaturas extremadamente altas en el suroeste de Sudamérica y en la Península Antártica de modo simultáneo con un evento extremo de lluvia e inundación en el desierto de Atacama (Rondanelli, Hatchett, Rutllant, Bozkurt, & Garreaud, 2019).

A pesar de la persistente aridez del desierto de Atacama, el clima del desierto costero del norte de Chile sufre fluctuaciones pronunciadas en las escalas de tiempo interanual e interdecadal (Schulz, Boisier, &

Aceituno, 2012). En cuanto a la variabilidad interanual, la lluvia parece estar modulada en gran medida por ENOS.

Evidencias recientes de cambio climático

Para las anomalías de precipitación, la incertidumbre es tan grande que no es posible asegurar que los cambios proyectados —más todavía a fines de siglo XXI— sean totalmente atribuibles al cambio climático, y a diferenciar la fracción que puede ser parte de la variabilidad natural del sistema (Sarricolea *et al.*, 2017). Los cambios que ocurren en las escalas de tiempo interanual y decenal se superponen a una disminución de la precipitación a largo plazo durante el siglo XX (Schulz *et al.*, 2012).

El desierto de Atacama ha experimentado una serie de eventos de lluvia muy inusuales en los últimos tres años (Figura 3), lo que ha generado la formación de lagunas hipersalinas no registradas anteriormente, que han durado varios meses (Azua-Bustos *et al.*, 2018).

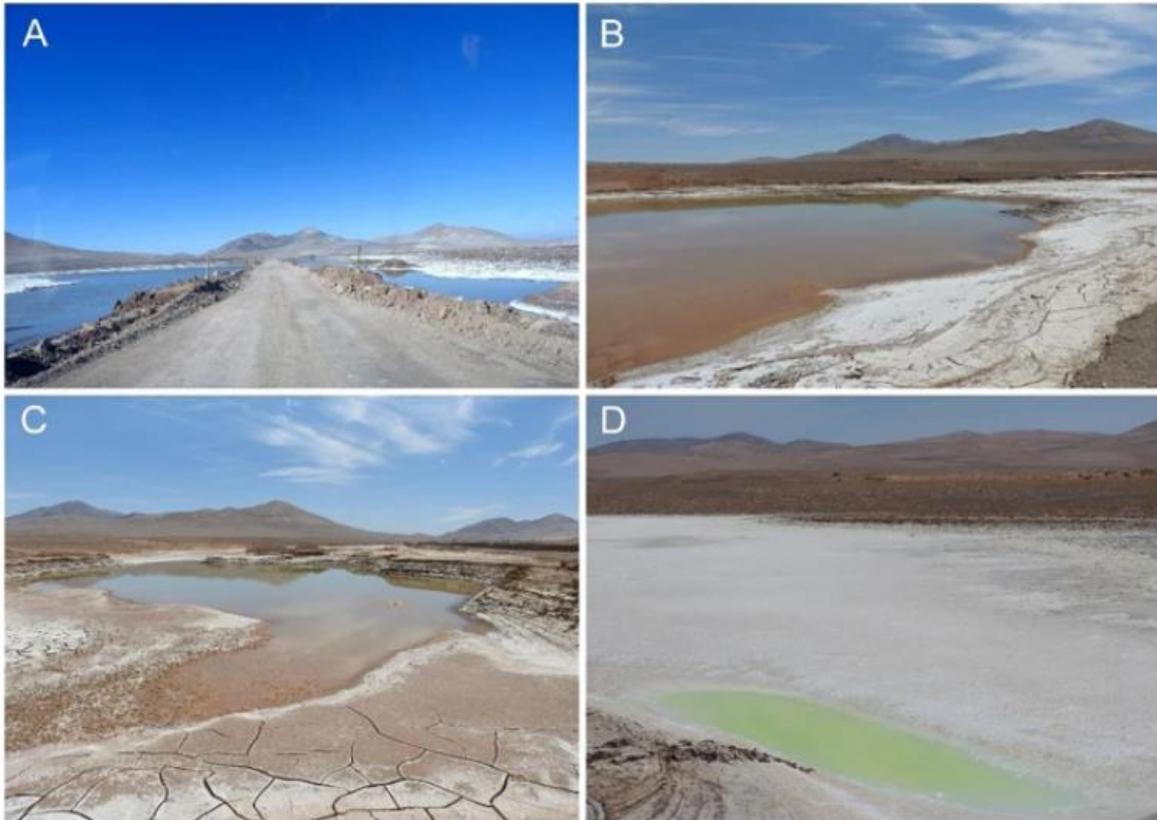


Figura 3. Lagunas formadas después del evento de lluvia del 7 de junio de 2017 en la región de Yungay: a) lagunas vistas el 8 de julio de 2017; b), c) y d) lagunas grandes, medianas y pequeñas; imágenes tomadas el 11 de noviembre de 2017.

Precipitación y aluviones

En la ciudad de Tacna —ubicada al sur de Perú y frontera con Chile, región correspondiente a la cabecera del desierto de Atacama— en el

último verano de 2020 ocurrieron dos eventos importantes de precipitación, según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y datos de la estación climática automática ubicada en el campus de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann. Estos eventos registraron valores de intensidad de precipitación máxima el 23 de enero de 2020 con 10.4 mm/h y el 21 de febrero con 16.8 mm/h (Figura 4), lo que ha provocado un flujo tipo aluvión en las quebradas Caramolle y El Diablo, en esta última con pérdidas de tres vidas humanas. El evento del 21 de febrero fue el que generó un aluvión que cobró tres vidas humanas y provocó grandes pérdidas económicas en la ciudad (Figura 5).

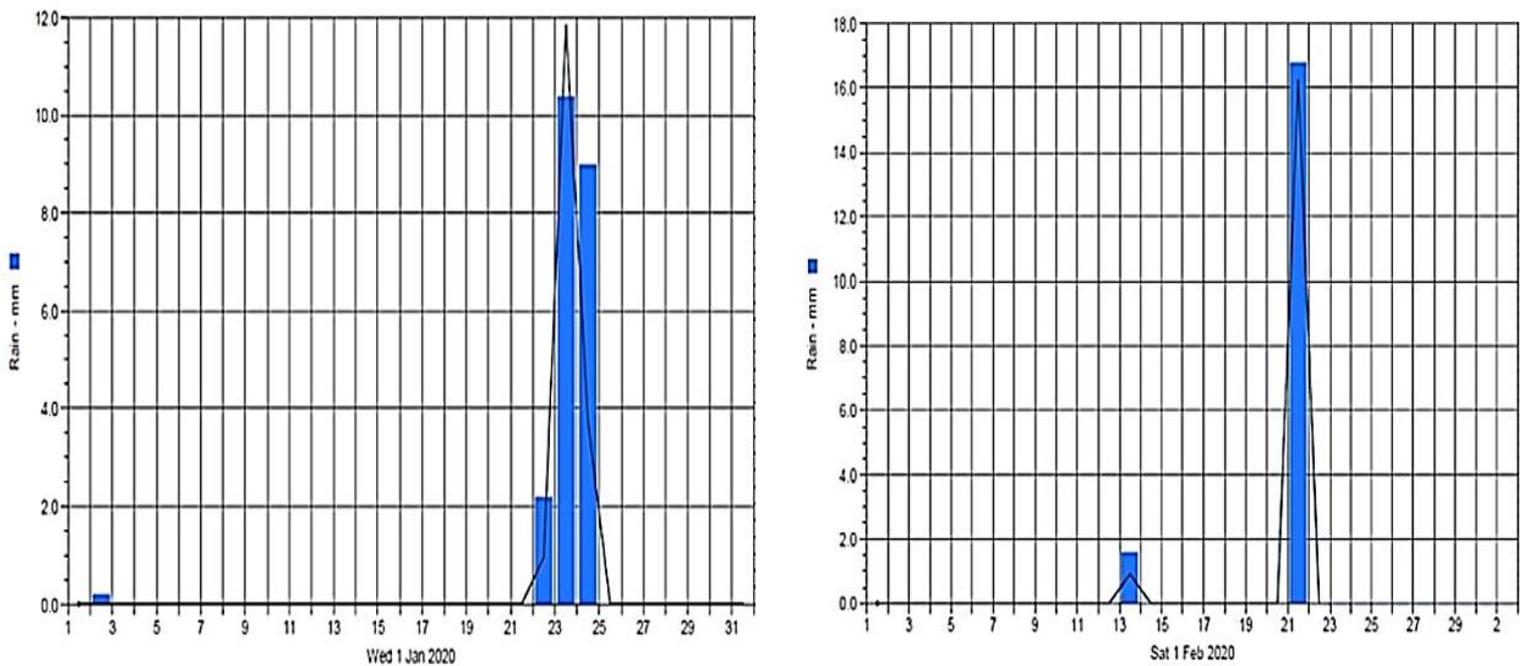


Figura 4. Precipitación registrada el 23 de enero y 21 de febrero de 2020 en la ciudad de Tacna y cercanías.



Figura 5. *Diario Gestión*, 22 febrero 2020, informa: huaycos en Tacna dejan tres fallecidos.

En la Figura 6 se muestra el comportamiento de la precipitación total diaria en mm/día. Evidentemente, los eventos de precipitación ocurridos en el presente año han sido mucho mayores que en los últimos 28 años.

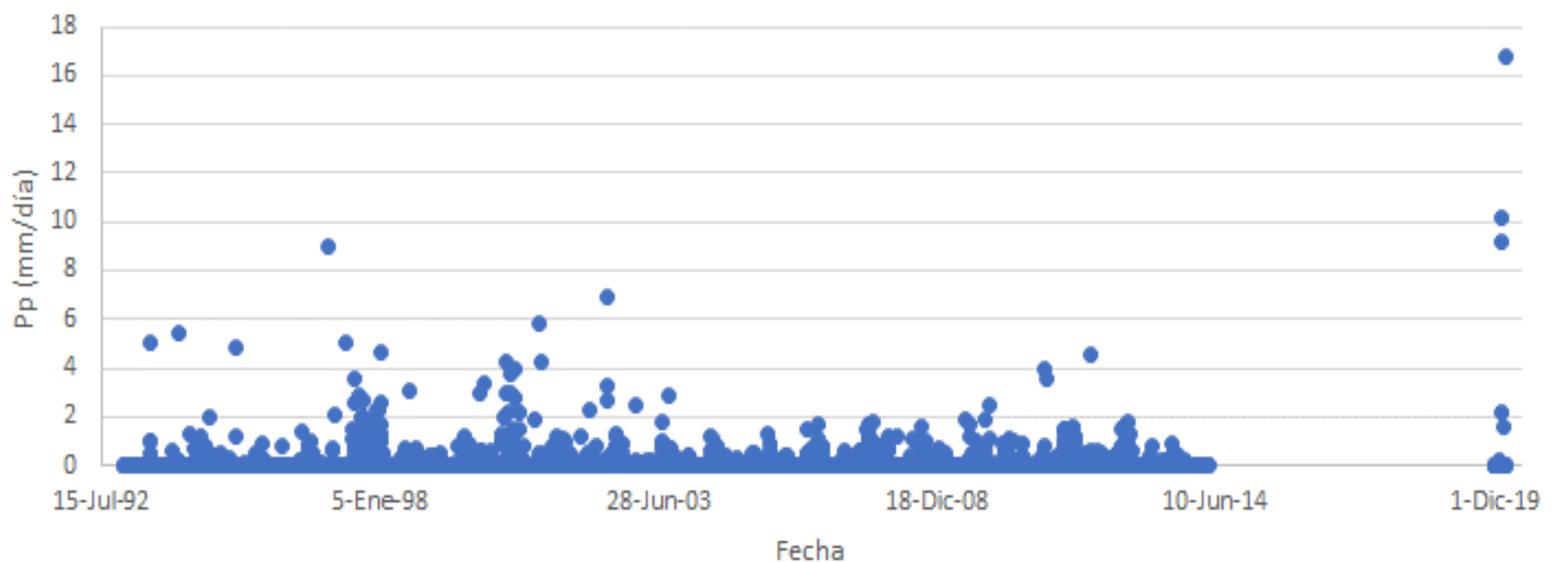


Figura 6. Precipitación total diaria (mm/h), estación UNJBG (periodo del 1° de enero de 1993 al 21 de febrero de 2020).

Con el objeto de calcular el periodo de retorno de los eventos del 23 de enero y 21 de febrero del año 2020, se realizó el respectivo análisis de frecuencia. Las pruebas de ajuste a distribuciones probabilísticas fueron las siguientes: valor extremo, log-normal, normal, rayleigh, Weibull y exponencial.

La distribución probabilística con la que se consiguió el mejor ajuste fue Weibull.

La Figura 7 muestra el ajuste a) distribución Weibull, y b) la curva de duración respectiva, obteniendo un periodo de retorno de 185.2 años para el evento de 10.2 mm/día ocurrido el 23 de enero de 2020. De la misma manera, c) distribución Weibull y d) curva de duración, para el 21 de febrero del 2020; se obtuvo un periodo de retorno de 312.5 años para el evento de 16.8 mm/día.

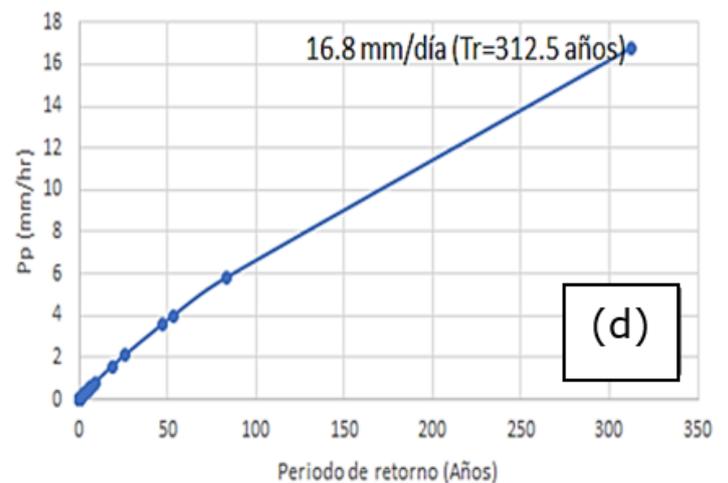
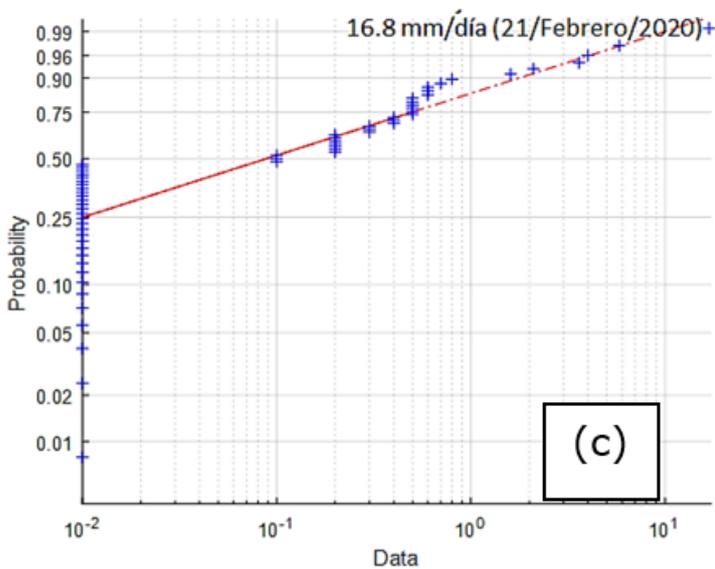
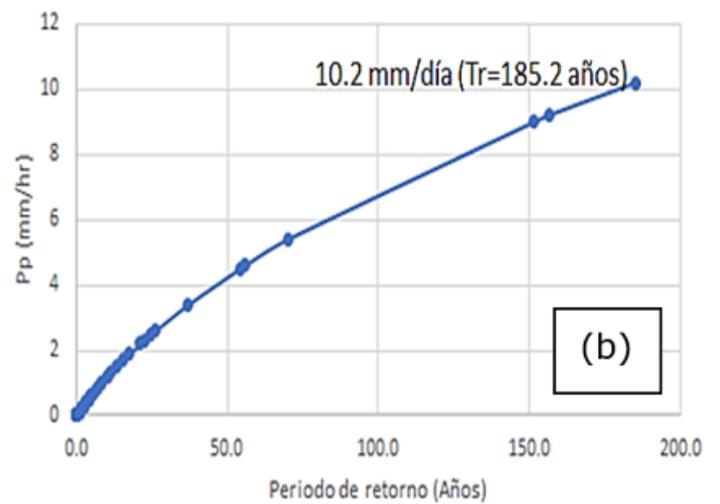
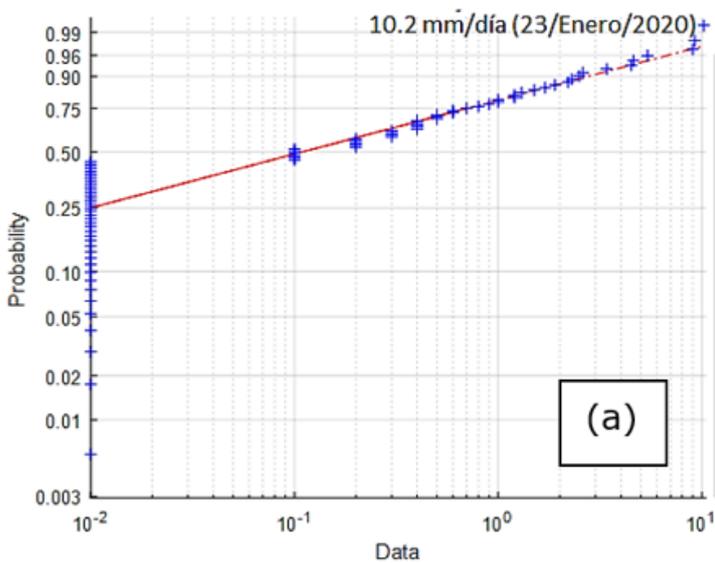


Figura 7. a) y c) Distribución de probabilidad Weibull, 23 de enero y 21 de febrero de 2020; y b), d) curva de duración de precipitación diaria, 23 de enero y 21 de febrero de 2020.

Por otra parte, se analizó la precipitación total diaria registrada por la estación automática Cerro Blanco, la cual se encuentra a unos 12.0 km de distancia de la estación de la UNJBG. La Figura 8 muestra la ubicación de la estación Cerro Blanco, la cual tiene seis años de información (de 2015 a 2020).

SENAMHI - PRECIPITACIÓN HORARIA



Figura 8. Mapa de ubicación de la estación Cerro Blanco.

A pesar de la poca información registrada por la estación automática Cerro Blanco, resultó interesante analizar lo sucedido durante los meses de enero y febrero de los seis años indicados.

La Figura 9 muestra que para a) en el mes de enero, la mayor precipitación total diaria se dio el 29 de enero de 2019 y la segunda mayor precipitación total diaria fue el 23 de enero de 2020; b) para el mes de febrero de 2020, la mayor precipitación total diaria se dio el día 21.

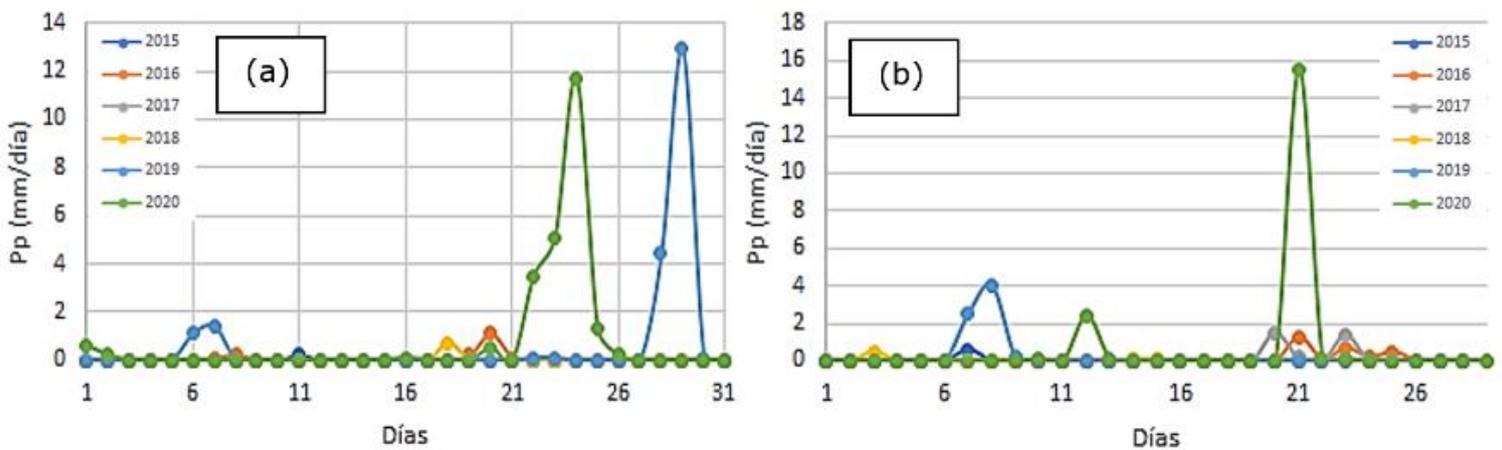


Figura 9. Precipitación diaria máxima, periodo 2015-2020, estación automática Cerro Blanco: a) mes de enero; b) mes de febrero.

En resumen, la Figura 10 muestra que las precipitaciones totales diarias mayores en el ámbito de la ciudad de Tacna se dieron en enero de 2019 y febrero de 2020.

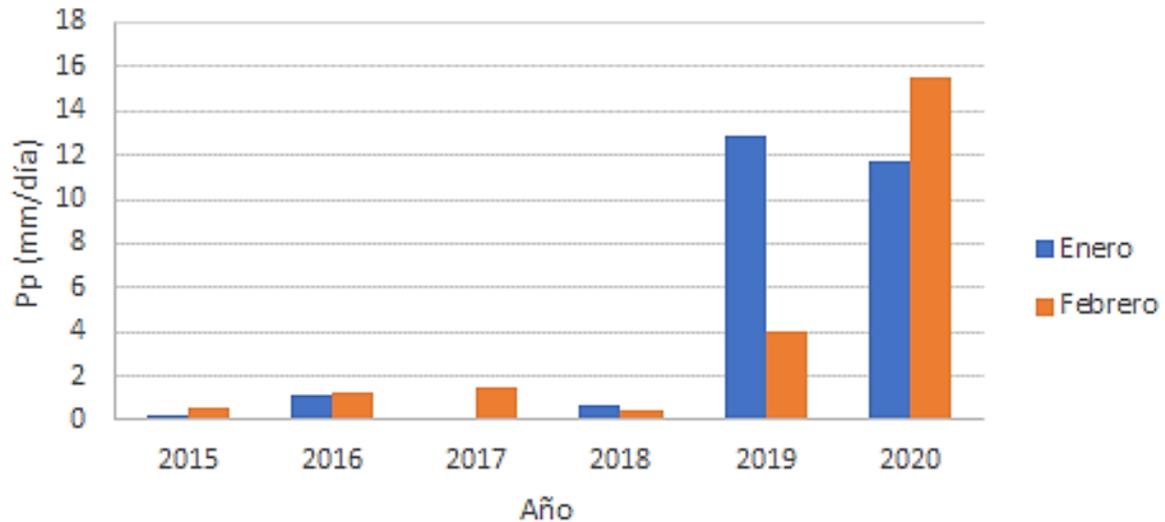


Figura 10. Precipitación diaria máxima en enero de 2019 y febrero de 2020, estación automática Cerro Blanco.

A pesar de la poca información (seis años), que determina una baja representatividad, pareció interesante tener una idea del periodo de retorno de los eventos de precipitación total diaria de los eventos señalados anteriormente.

En este caso, la mejor distribución probabilística que se ajustó a la información de precipitación total diaria durante el mes de enero fue la log-normal. El periodo de retorno calculado para el evento de 12.9 mm/día, ocurrido el 29 de enero de 2019 fue de 103.1 años (Figura 11). De igual manera, la mejor distribución probabilística que se ajustó a la información de precipitación total diaria durante el mes de febrero fue también la log-normal. El periodo de retorno calculado para el evento de 15.5 mm/día ocurrido el 21 de febrero de 2020 fue de 200 años. Cabe recalcar que el análisis realizado para la estación

automática Cerro Blanco es sólo referencial debido a la poca información registrada hasta el momento por dicha estación.

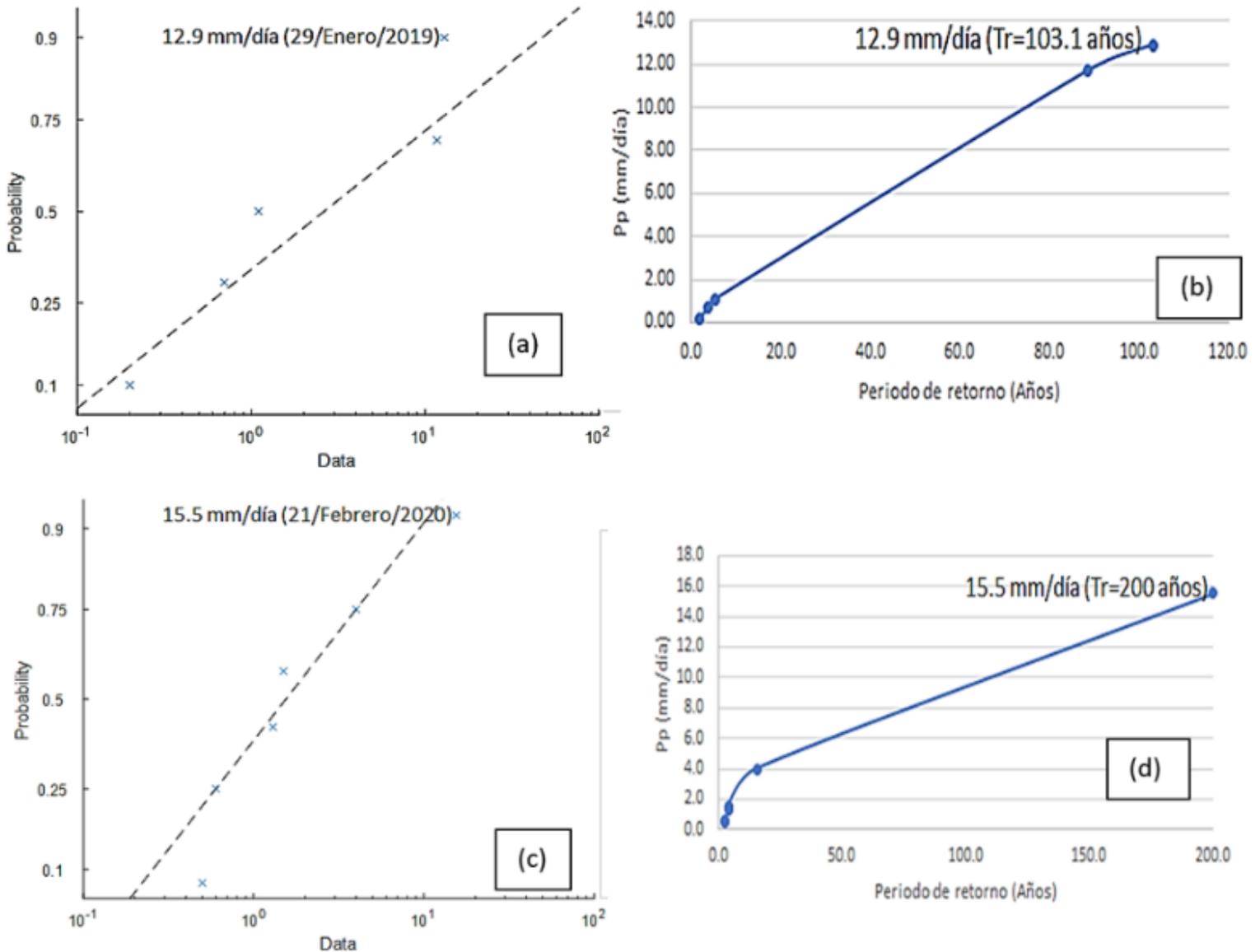


Figura 11. a) Distribución de probabilidad log-normal, enero; b) curva de duración de precipitación diaria, enero; c) distribución de

probabilidad log-normal, febrero; d) curva de duración de precipitación diaria, febrero.

En la Figura 12 se puede observar cuatro imágenes Landsat 7 correspondientes a días previos y posteriores a los eventos de lluvia del 23 de enero y 21 de febrero de 2020. La tonalidad celeste de las imágenes está relacionada con la humedad superficial del suelo:

a) Entre las imágenes del 31 de diciembre de 2019 y 1° de febrero de 2020 se produjo el evento del 23 de enero de 2020. Es posible que el suelo de la cuenca del Caplina haya absorbido dicha cantidad de lluvia.

b) y c) Entre las imágenes del 1° de febrero y 4 de marzo de 2020 se produjo el evento del 21 de febrero. La imagen muestra la mayor humedad superficial del suelo. Es notoria la sobresaturación de la intercuenca entre las cuencas de Caplina y Sama.

d) Finalmente, la imagen del 20 de marzo, luego de 16 días del evento del 21 de febrero de 2020, muestra la redistribución de la humedad superficial del suelo en las cuencas del Caplina y Sama.

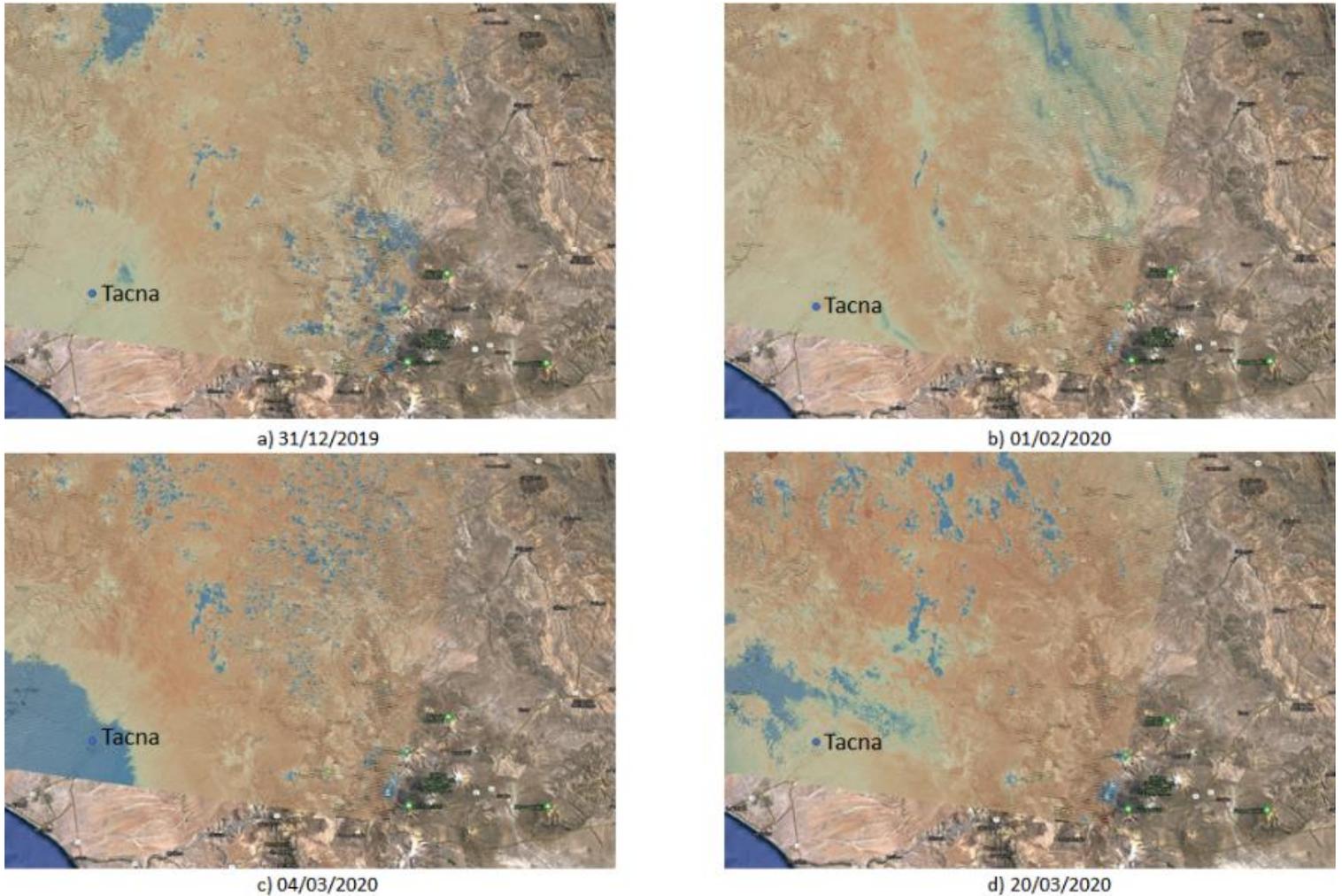


Figura 12. Imágenes Landsat 7 correspondientes a días previos y posteriores a los eventos de lluvia del 23 de enero y 21 de febrero de 2020.

A partir de imágenes Sentinel (Figura 13) se obtuvo el índice de humedad del suelo en las cuencas Locumba, Sama y Caplina. Se puede apreciar en la imagen del 26 de febrero que se corrobora la saturación del suelo luego del evento del 21 de febrero. Posteriormente, después

de casi un mes del evento señalado, se muestra la redistribución de la humedad del suelo.

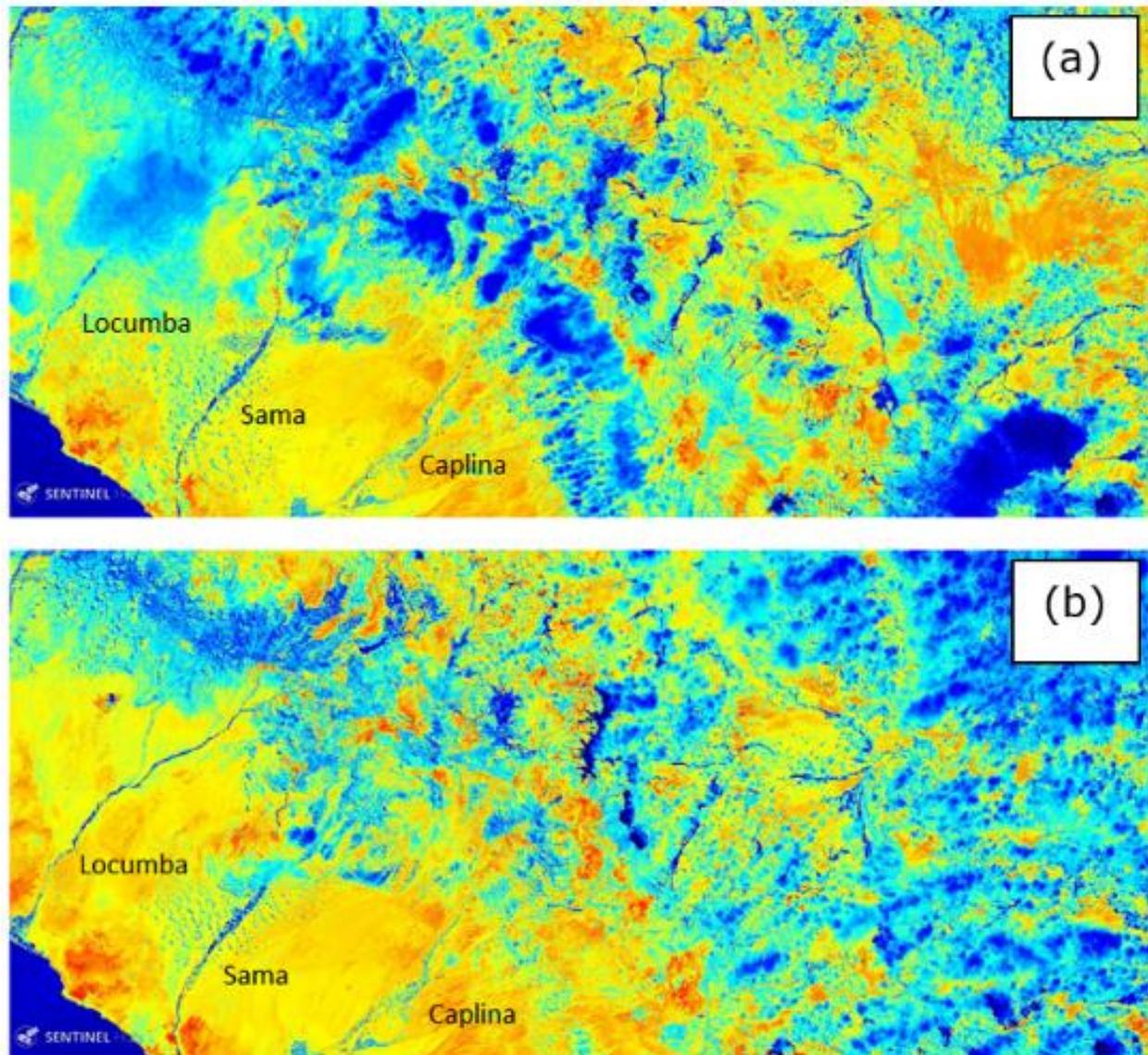


Figura 13. Índice de humedad del suelo a partir de imágenes Sentinel para las cuencas Locumba, Sama y Caplina: a) 26 de febrero de 2020; b) 25 de marzo de 2020.

De esta forma, se puede afirmar que la saturación del suelo, en particular en las quebradas Caramolle y Diablo, producto de eventos de lluvia anteriores, fue un factor determinante para que se produjera la gran avenida tipo aluvión del 21 de febrero de 2020.

Con base en información recopilada por la estación automática FIAG UNJBG, se puede corroborar que la humedad atmosférica durante los eventos del 23 de enero y 21 de febrero de 2020 se encontraba cerca de la saturación, por lo que se registró menor irradiación solar y mayor humedad relativa, como se muestra en la Figura 14 y Figura 15.

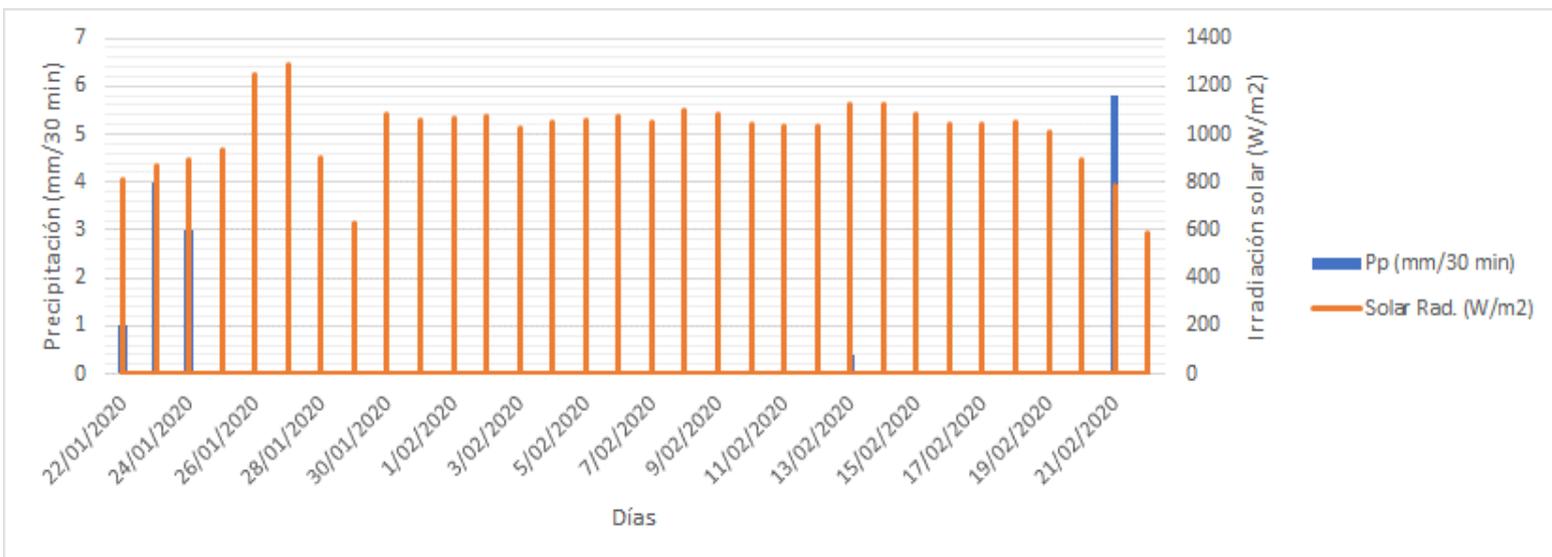


Figura 14. Radiación solar, precipitación estación automática FIAG UNJBG.

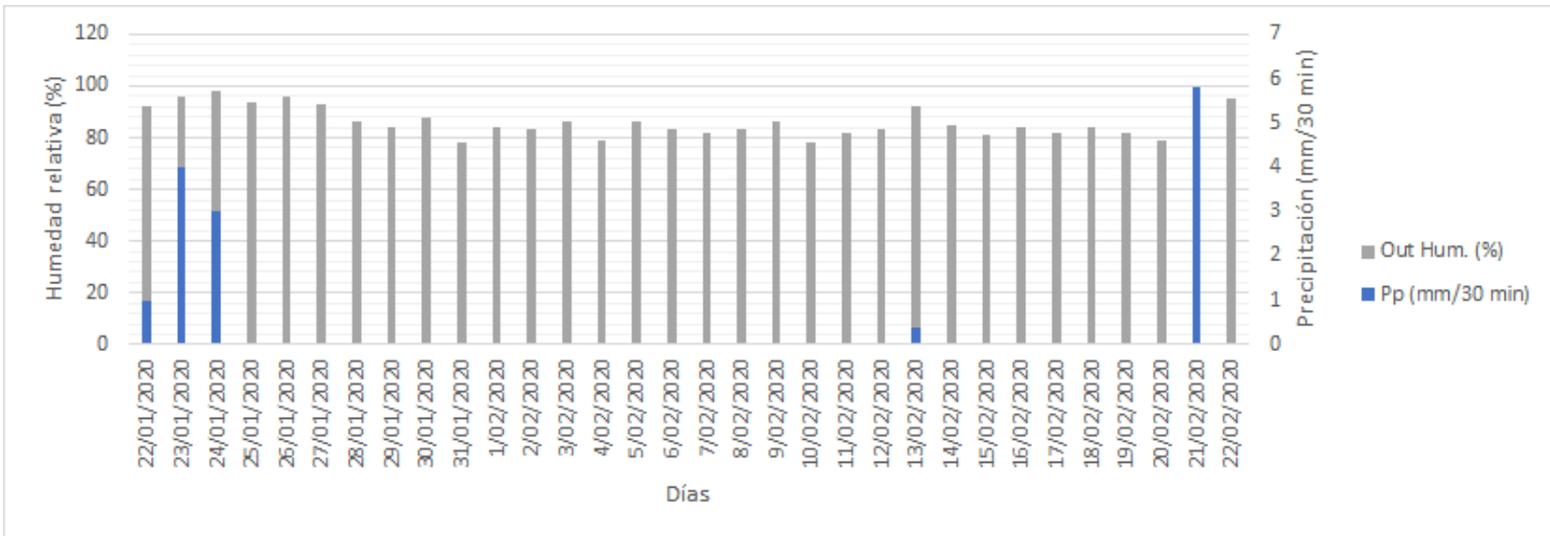


Figura 15. Humedad relativa, precipitación estación automática FIAG UNJBG.

En 1927, un huayco activó la Quebrada del Diablo y dejó devastada la ciudad de Tacna de acuerdo con el libro *Tacna: historia y folclore* de Fortunato Zora Carvajal. Hace 93 años, un huaico discurrió por dos corrientes en Tacna y se llevó cuerpos enterrados en el Cementerio General; similar tragedia ocurrió el 21 de febrero de 2020 en la ciudad (Figura 16).

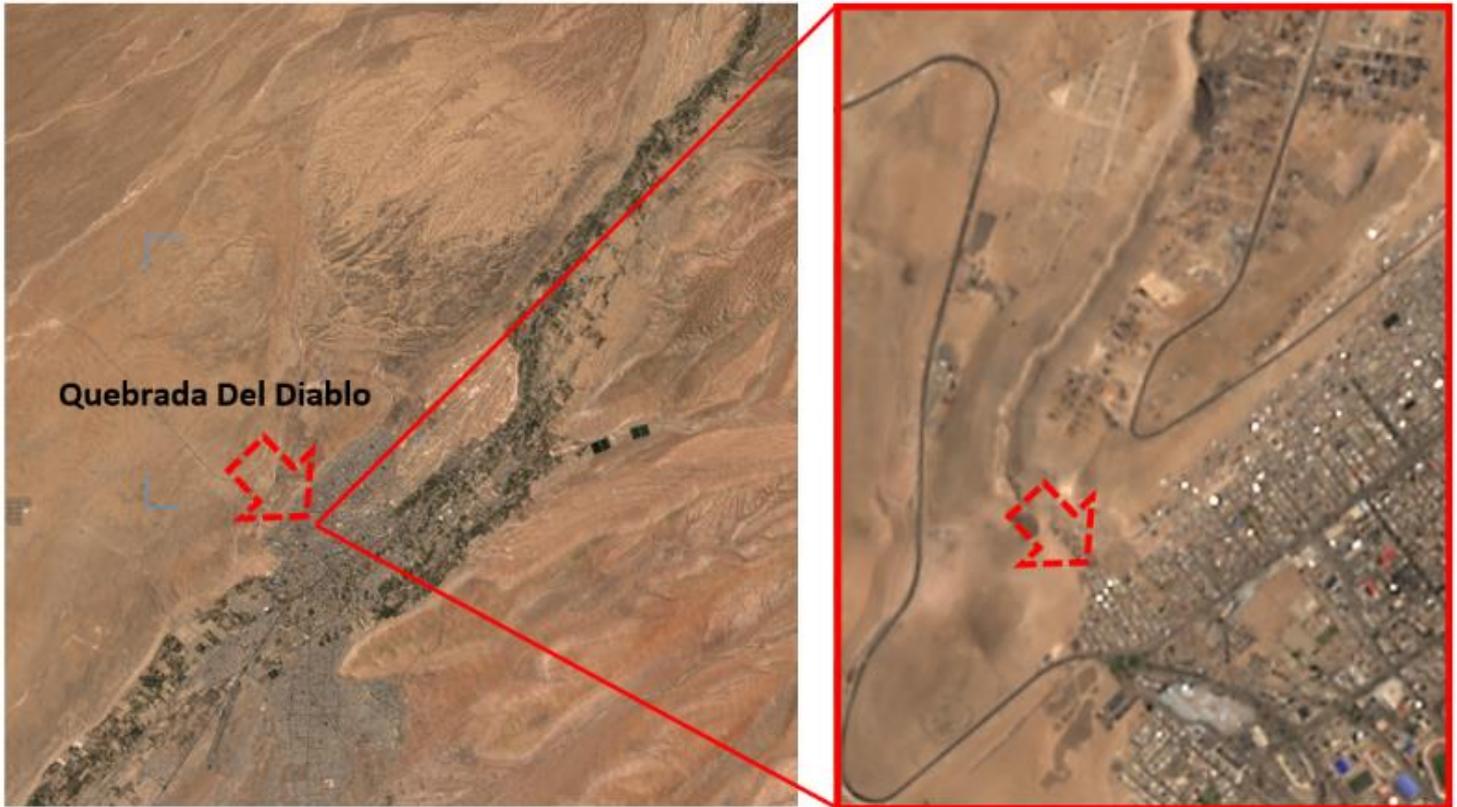


Figura 16. Ubicación de la zona del aluvión (Fuente: ©Copyright 2020, Eos Data Analytics, Inc., Land Viewer, Landsat 8).

La mancha caliente (*the hot blob*)

La mancha caliente, que viene del inglés “the hot blob”, según la NOAA es una gigantesca área de agua caliente superficial que apareció cerca de Nueva Zelandia, cubriendo un área de aproximadamente un millón de kilómetros cuadrados, con anomalías de temperatura entre 4 y 6

°C. (Figura 17). Este fenómeno se detectó a inicios de octubre, alcanzando su nivel máximo en diciembre 2019; su origen se atribuye a la presencia de alta presión atmosférica y vientos débiles, que estacó el agua, la cual fue recalentada en su superficie por la radiación solar.

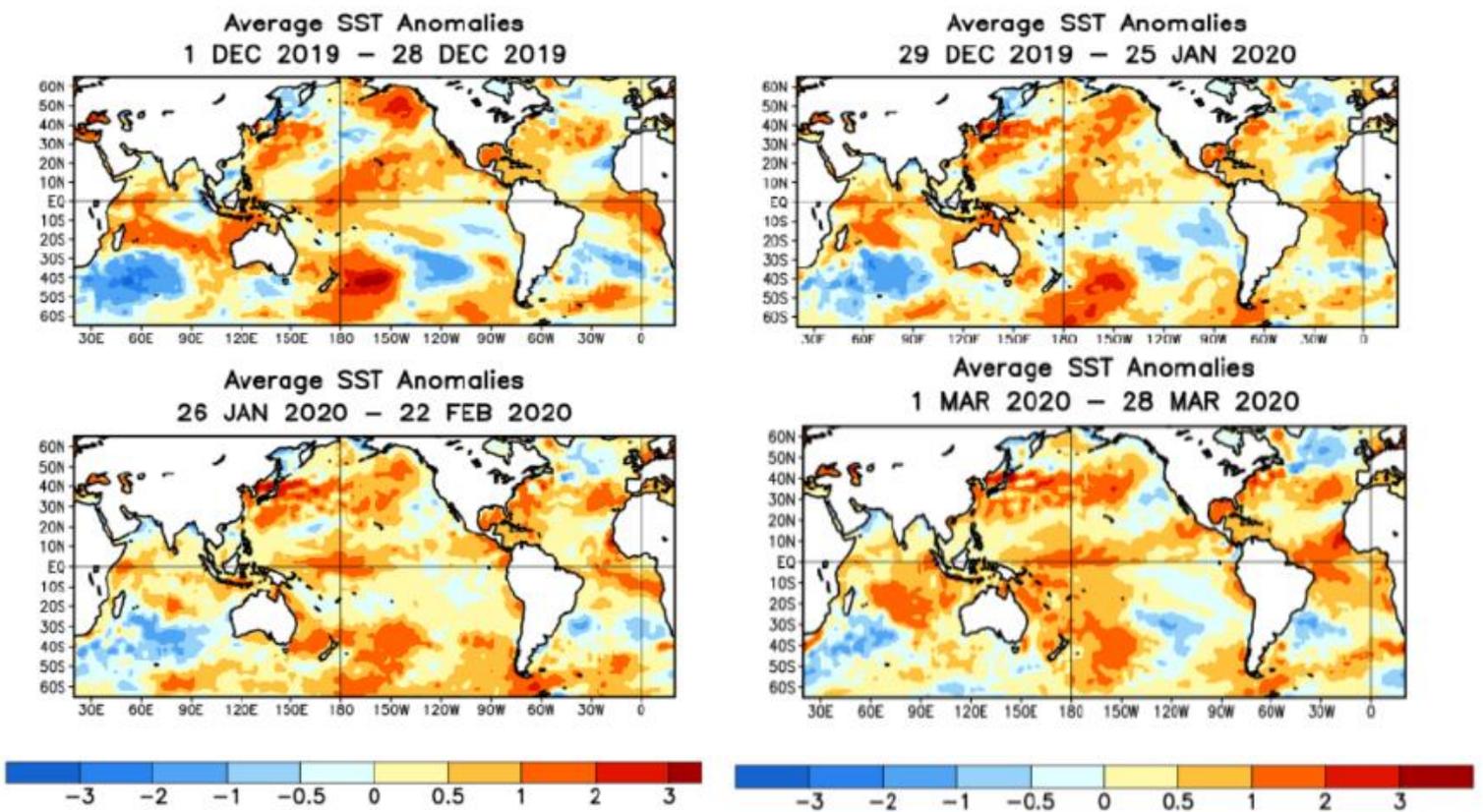


Figura 17. Evolución de la mancha caliente ("the hot blob") del Pacífico sur (NOAA, 2020).

En setiembre de 2019, una onda Kelvin cálida se propagó y llegó a Sudamérica en diciembre y enero (NOAA, 2020). Durante febrero de 2020, temperaturas de la superficie del mar (SSTs, por sus siglas en

inglés) estuvieron por encima del promedio y fueron evidentes a través del océano Pacífico occidental, central y oriental.

Resultados y discusión

Se debe entender cómo va a cambiar el clima y si las actividades del hombre pueden influir en él (Frissen, 1971). De lo que hay seguridad en la actualidad es que se trata de cambio climático. En el pasado fueron producidos por la variabilidad natural del sistema climático de la Tierra y en la actualidad se registra una variable adicional que corresponde a cambios inducidos por factores antrópicos.

El conocimiento acerca del cambio climático implica la modificación de la composición química de la atmósfera y sus repercusiones en los climas del planeta, así como aspectos relacionados con las implicaciones económicas, sociales, legales y éticas de esta problemática tanto a escala global como local (Molina, Sarakhán, Carabias, García-Méndez, & García-Calderón, 2017).

En el verano de 2020, como ya se ha precisado, hubo precipitaciones anómalas en la ciudad de Tacna y cercanías, las que originaron entrada de aluviones por la margen derecha del río Caplina, cuyo curso natural ha sido modificado asentándose en la ciudad de Tacna, específicamente en la Quebrada del Diablo. Mientras que en la

margen izquierda, en el cerro Arunta, se presentó germinación de semillas y desarrollo de vegetación, la cual fue vista por primera vez desde los últimos 80 o 90 años (Figura 18).

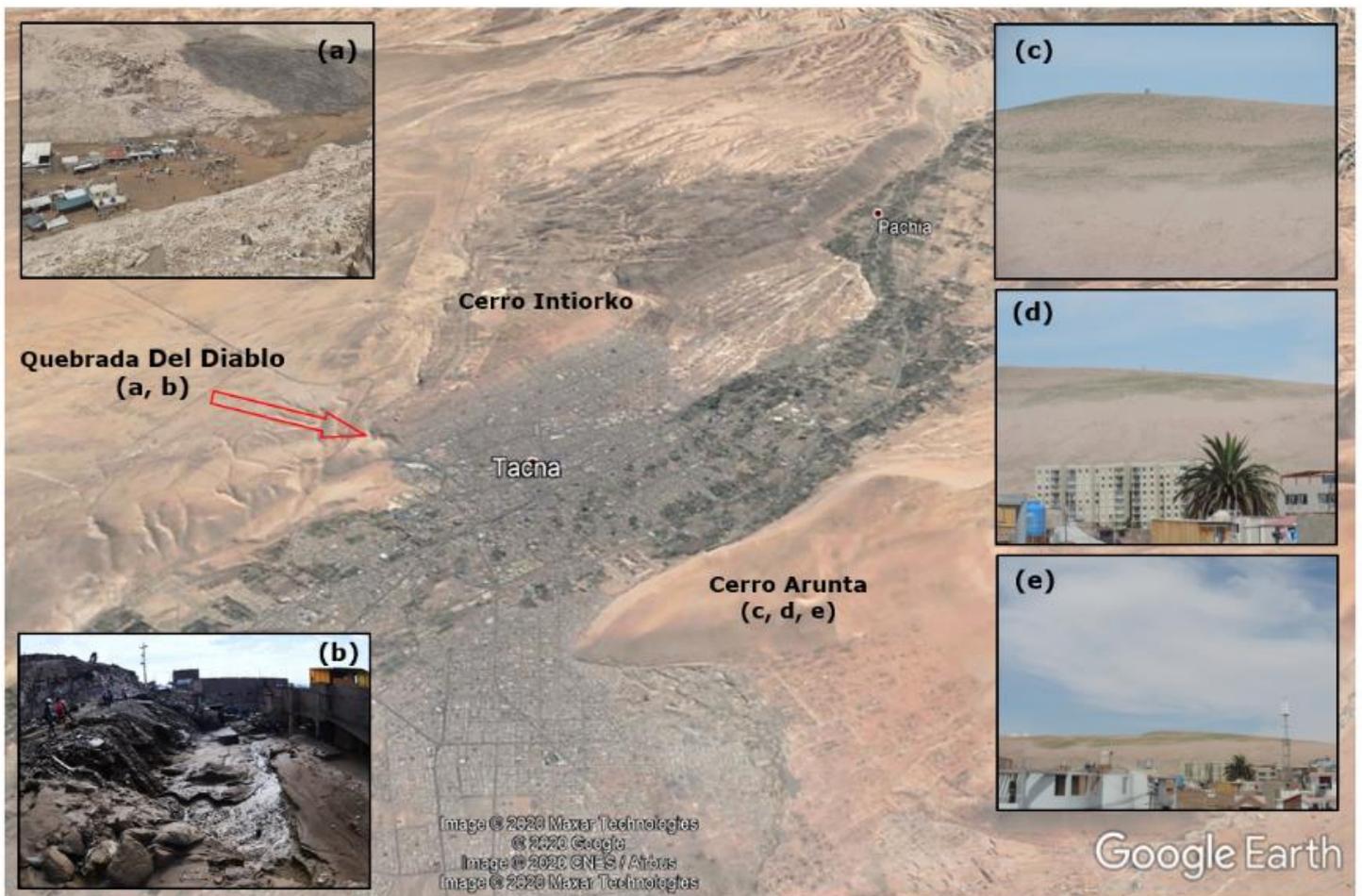


Figura 18. Se registra un aluvión en la margen derecha en la Quebrada del Diablo (a, b); y desarrollo de vegetación en la margen izquierda del cerro Arunta (c, d, e), febrero de 2020.

La mancha caliente detectada por la NOAA trajo consigo anomalías de temperatura entre 4 y 6 °C, y tiene una alta probabilidad de ser el

agente causante de las precipitaciones locales atípicas en la zona de estudio. Esto se detectó a inicios de octubre de 2019, pues su efecto recalentó en su superficie el agua de mar en la zona sur del país, desencadenándose precipitaciones atípicas en enero y febrero de 2020.

Conclusiones

En los últimos años, en la cabecera del desierto de Atacama, norte de Chile y sur de Perú, se han presentado eventos extraordinarios de precipitación, que han generado almacenamientos superficiales, crecimiento de vegetación y flujos en superficie tipo aluvión en zonas donde no se presentaban, tal como queda documentado en el presente trabajo y cuyo factor desencadenante puede ser atribuido a la mancha caliente detectada por la NOAA, que trajo anomalías de temperatura entre 4 y 6 °C, así como la humedad antecedente de los suelos y trasvases de humedad atmosférica desde el Atlántico. Estos eventos los consideramos como evidencias de cambio climático en esta región; las condiciones normales se han alterado y los daños son fehacientes. Se debe precisar, por ejemplo, que gran parte de la infraestructura vial, servicios, edificaciones, etcétera, no están diseñados teniendo en cuenta las condiciones climáticas actuales, por tanto, es necesario establecer una nueva normatividad para la seguridad y adecuación de edificaciones acorde con las condiciones climáticas presentes. Es

evidente que se registra un contraste entre sequías prolongadas y lluvias intensas que, en este último caso, desencadenan en aluviones que son poco frecuentes en esta región.

Agradecimientos

Se logra esta publicación gracias al apoyo de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, por el apoyo financiero con fondos de canon, sobre canon y regalías mineras, en el marco del proyecto de investigación "Estudio de riesgo y alternativas de protección de la población en la zona de influencia de la Quebrada del Diablo, Tacna, Perú".

Referencias

- Azua-Bustos, A., Fairén, A. G., González-Silva, C., Ascaso, C., Carrizo, D., Fernández-Martínez, M. Á. (...), & Parro, V. (2018). Unprecedented rains decimate surface microbial communities in the hyper arid core of the Atacama Desert. *Scientific Reports*, 8(1), 1-10. Recuperado de <https://doi.org/10.1038/s41598-018-35051-w>.
- Back, W. (1966). Hydrochemical facies and groundwater flow patterns in northern part of Atlantic Coastal Plain. *U.S. Geological Survey Professional Paper*, 498-A. Recuperado de <https://doi.org/10.3133/pp498A>
- Boelter, D. H., & Verry, E. S. (1977). *Peatland and water in the Northern Lake States*. General Technical Report, NC-31. Minnesota, USA: USDA Forest Service.

- Bozkurt, D., Rondanelli, R., Garreaud, R., & Arriagada, A. (2016). Impact of warmer eastern tropical Pacific SST on the March 2015 Atacama floods. *AMS – American Meteorological Society*, 144(11). Recuperado de <https://doi.org/10.1175/MWR-D-16-0041.1>.
- Deere, D. U., & Patton, F. D. (1971). Slope stability in residual soils. In: *Proceedings of the Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 87-170), San Juan, Puerto Rico.
- De-Vries, J. (1974). *Groundwater flow systems and stream nets in The Netherlands*. (PhD thesis). Vrije Universiteit Amsterdam, The Netherlands.
- Domenico, P. A., & Palciauskas, V. V. (1973). Theoretical analysis of forced convective heat transfer in regional groundwater flow. *Geological Society of America Bulletin*, 84, 3803-3814.
- Friskin, W. R. (1971). Extended industrial revolution and climate change. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 52(7), 500. <https://doi.org/10.1029/EO052i007p00500>
- Fogg, G. E., & Kreitler, Ch. W. (1982). *Groundwater hydraulics and hydrochemical facies in Eocene aquifers of the East Texas Basin. Report of Investigation No. 127*. Austin, USA: Bureau of Economic Geology, University of Texas.
- Galloway, W. E. (1978). Uranium mineralization in a coastal-plain fluvial aquifer system: Catahoula Formation, Texas. *Economic Geology*, 73, 1655-1676.

- Garven, G. (1989). A hydrogeologic model for the formation of the giant oil sands deposits of the Western Canada Sedimentary Basin. *American Journal of Science*, 289, 105-166.
- Garven, G., Ge, S., Person, M. A., & Sverjensky, D. A. (1993). Genesis of strata bound ore deposits in the Midcontinent Basins of North America. *American Journal of Science*, 293, 497-568.
- Garreaud, R. D., Molina, A., & Farias, M. (2010). Andean uplift, ocean cooling and Atacama hyperaridity: A climate modeling perspective. *Earth and Planetary Science Letters*, 292(1-2), 39-50. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.epsl.2010.01.017>
- Garreaud, R., Vuille, M., & Clement, A. C. (2003). The climate of the Altiplano: Observed current conditions and mechanisms of past changes. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 194(1), 5-22. Recuperado de [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0031-0182\(03\)00269-4](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0031-0182(03)00269-4)
- Gaur, M., & Squires, V. R. (eds.). (2018). Climate variability impacts on land use and livelihoods in drylands. *Springer International Publishing*. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/978-3-319-56681-8>
- Gerrard, A. J. (1981). *Soils and landforms: An integration of geomorphology and pedology*. London, UK: George Allen & Unwin.
- LaFleur, R. G. (1984). *Groundwater as a geomorphic agent*. Boston, USA: Allen & Unwin.

- Hartley, A. J., & Chong, G. (2002). Late Pliocene age for the Atacama Desert: Implications for the desertification of western South America. *Geology*, 30(1), 43-46.
- Houston, J., & Hartley, A. J. (2003). The central Andean west-slope rain shadow and its potential contribution to the origin of hyperaridity in the Atacama Desert. *International Journal of Climatology*, 23(12), 1453-1464. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/joc.938>.
- Jordan, T. E., Herrera, C., Godfrey, L. V., Colucci, S. J., Gamboa, C., Urrutia, J., González, G., & Paul, J. F. (2019). Isotopic characteristics and paleoclimate implications of the extreme precipitation event of March 2015 in northern Chile. *Andean Geology*, 46(1), 1-31. Recuperado de <https://dx.doi.org/10.5027/andgeov46n1-3087>
- Jordan, T., Riquelme, R., González, G., Herrera, C., Godfrey, L., Colucci, S., Gironás-León, J., Gamboa, C., Urrutia, J., Tapia, L., Centella, K., & Ramos, H. (2015). *Hydrological and geomorphological consequences of the extreme precipitation event of 24-26 March 2015, Chile*. XIV Geological Congress of Chile (pp. 777-780).
- Jordan, T. E., Kirk-Lawlor, N. E., Blanco, N. P., Rech, J. A., Cosentino, N. J. (2014). Landscape modification in response to repeated onset of hyperarid paleoclimate states since 14 Ma, Atacama Desert, Chile. *Geological Society of America Bulletin*, 126(7-8), 1016-1046.
- Mahe, G., Lienou, G., Descroix, L., Bamba, F., Paturol, J. E., Laraque, A., & Khomsi, K. (2013). The rivers of Africa: Witness of climate

change and human impact on the environment. *Hydrological Processes*, 27(15), 2105-2114. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/hyp.9813>.

Mahowald, N. M. (2007). Anthropocene changes in desert area: Sensitivity to climate model predictions. *Geophysical Research Letters*, 34(18). Recuperado de <https://doi.org/10.1029/2007GL030472>

Molina, M. J., Sarrachán, J., Carabias, J., García-Méndez, G., & García-Calderón, W. (2017). *El cambio climático: causas, efectos y soluciones*. Ciudad de México, México: Fondo de Cultura Económica.

NOAA, National Oceanic and Atmospheric Administration. (2020). *Climate Prediction Center: ENSO Diagnostic Discussion*. Recuperado de https://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ens0_advisory/ensodisc_Sp.html.

Pfeiffer, M., Latorre, C., Santoro, C. M., Gayo, E. M., Rojas, R., Carrevedo, M. L., McRostie, V. B., Finstad, K. M., Heimsath, A., Jungers, M. C., De-Pol-Holz, R., & Amundson, R. (2018). Chronology, stratigraphy and hydrological modelling of extensive wetlands and paleolakes in the hyperarid core of the Atacama Desert during the late quaternary. *Quaternary Science Reviews*, 197, 224-245. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2018.08.001>.

Pino, E. (2019). El acuífero costero La Yarada, después de 100 años de explotación como sustento de una agricultura en zonas áridas:

- una revisión histórica. *Idesia (Arica)*, 37(3), 39-45. Recuperado de <https://doi.org/10.4067/S0718-34292019000300039>
- Pino, E., Ramos, L., Mejía, J., Chávarri, E., & Ascencios, D. (2020). Medidas de mitigación para el acuífero costero La Yarada, un sistema sobreexplotado en zonas áridas. *Idesia (Arica)*, 38(3), 21-31. Recuperado de <https://doi.org/10.4067/s0718-34292020000300021>.
- Pino, E., Montalván, I., Vera, A., & Ramos, L. (2019a). Stomatal conductance and its relationship with leaf temperature and soil moisture in olive cultivation (*Olea europaea* L.), in the period of fruit ripening, in arid zones. La Yarada, Tacna, Perú. *Idesia*, 37(4), 55-64. Recuperado de <https://doi.org/10.4067/S0718-34292019000400055>
- Pino, E., Ramos, L., Avalos, O., Tacora, P., Chávarri, E., Angulo, O., ... & Mejía, J. (2019b). Factors affecting depletion and pollution by marine intrusion in the La Yarada's coastal aquifer, Tacna, Peru. *Tecnología y ciencias del agua*, 10(5), 177-213. Recuperado de <https://doi.org/10.24850/j-tyca-2019-05-07>
- Pino-Vargas, E., Montalvan-Díaz, I., & Avendaño-Jihuallanga, C. (2019). La disponibilidad hídrica futura en los ecosistemas de zonas áridas en el sur de Perú y norte de Chile. *Revista Agroindustrial Science*. DOI: <http://dx.doi.org/10.17268/agroind.sci.2019.02.10>
- Pino, E., Chávarri, E., & Ramos, L. (2018). Crisis de gobernanza y gobernabilidad y sus implicancias en el uso inadecuado del agua subterránea, caso acuífero costero de La Yarada, Tacna, Perú.

Idesia (Arica), 36(3), 77-85. Recuperado de <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-34292018005001301>.

Pino, E., Tacora, P., Steenken, A., Alfaro, L., Valle, A., Chávarri E., Ascencios, D., & Mejía, J. (2017). Efecto de las características ambientales y geológicas sobre la calidad del agua en la cuenca del río Caplina, Tacna, Perú. *Tecnología y ciencias del agua*, 8(6), 77-99. DOI: 10.24850/j-tyca-2017-06-06

Quezada, J., Cerda, J. L., & Jensen, A. (2010). Efectos de la tectónica y el clima en la configuración morfológica del relieve costero del norte de Chile. *Andean Geology*, 37(1), 78-109.

Rau, P., Bourrel, L., Labat, D., Melo, P., Dewitte, B., Frappart, F. (...), & Felipe, O. (2017). Regionalization of rainfall over the Peruvian Pacific slope and coast. *International Journal of Climatology*, 37(1), 143-158. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/joc.4693>

Rech, J. A., Currie, B. S., Michalski, G., & Cowan, A. M. (2006). Neogene climate change and uplift in the Atacama Desert, Chile. *Geology*, 34(9), 761-764.

Ritter, B., Wennrich, V., Medialdea, A., Brill, D., King, G., Schneiderwind, S. (...), & Dunai, T. J. (2019). Climatic fluctuations in the hyperarid core of the Atacama Desert during the past 215 ka. *Scientific Reports*, 9(1), 5270. Recuperado de <https://doi.org/10.1038/s41598-019-41743-8>

Rivera-Díaz, M. A. (2018). Bosques de Tamarugos, un acercamiento etnohistórico para el estudio del paleoclima en el desierto de

- Atacama. *Diálogo Andino*, (56), 119-139. Recuperado de <https://dx.doi.org/10.4067/S0719-26812018000200119>.
- Rondanelli, R., Hatchett, B., Rutllant, J., Bozkurt, D., & Garreaud, R. (2019). Strongest MJO on record triggers extreme Atacama rainfall and warmth in Antarctica. *Geophysical Research Letters*, 46(6), 3482-3491. Recuperado de <https://doi.org/10.1029/2018GL081475>
- Sarricolea, P., Herrera-Ossandon, M., & Meseguer-Ruiz, Ó. (2017). Climatic regionalization of continental Chile. *Journal of Maps*, 13(2), 66-73. Recuperado de <https://doi.org/10.1080/17445647.2016.1259592>.
- Schulz, N., Boisier, J. P., & Aceituno, P. (2012). Climate change along the arid coast of northern Chile. *International Journal of Climatology*, 32(12), 1803-1814. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/joc.2395>
- Stuyfzand, P. J. (1993). *Hydrochemistry and hydrology of the coastal dune area of the Western Netherlands* (PhD thesis). Vrije Universiteit Amsterdam, The Netherlands.
- Sun, T., Bao, H., Reich, M., & Hemming, S. R. (2018). More than ten million years of hyper-aridity recorded in the Atacama Gravels. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 227, 123-132. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.gca.2018.02.021>
- Tóth, J. (1999). Groundwater as a geologic agent: An overview of the causes, processes, and manifestations. *Hydrogeology Journal*, 7, 1-14. Recuperado de [10.1007/s100400050176](https://doi.org/10.1007/s100400050176)

- Valdivia, C., Thibeault, J., Gilles, J. L., García, M., & Seth, A. (2013). Climate trends and projections for the Andean Altiplano and strategies for adaptation. *Advances in Geosciences*, 33, 69-77. Recuperado de <https://doi.org/10.5194/adgeo-33-69-2013>
- Vargas, G., Rutllant, J., & Ortlieb, L. (2006). ENSO tropical-extratropical climate teleconnections and mechanisms for Holocene debris flows along the hyperarid coast of western South America (17–24 S). *Earth and Planetary Science Letters*, 249(3), 467-483.
- Vargas, G., Ortlieb, L., & Rutllant, J. (2000). Aluviones históricos en Antofagasta y su relación con eventos El Niño/Oscilación del Sur. *Revista Geológica de Chile*, 27(2), 157-176.
- Wang, Y. J., & Qin, D. H. (2017). Influence of climate change and human activity on water resources in arid region of Northwest China: An overview. *Advances in Climate Change Research*, 8(4), 268-278. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.accre.2017.08.004>
- Wallick, E. I. (1981). Chemical evolution of groundwater in a drainage basin of Holocene Age, East Central Alberta, Canada. *Journal of Hydrology*, 54, 245-283.
- Williams, R. E. (1970). Groundwater flow systems and accumulation of evaporate minerals. *AAPG Bulletin*, 54(7), 1290-1295.
- Wilcox, A. C., Escauriaza, C., Agredano, R., Mignot, E., Zuazo, V., Otárola, S., Castro, L., Gironás, J., Cienfuegos, R., & Mao, L. (2016). An integrated analysis of the March 2015 Atacama

floods. *Geophysical Research Letters*, 43(15), 8035-8043.
Recuperado de <https://doi.org/10.1002/2016GL069751>.

Yaalon, D. H. (1963). On the origin and accumulation of salts in groundwater and soils in Israel. *Bulletin of Research Council of Israel*, Section G, 11G(3), 105-131.

Zaruba, Q., & Mencl, V. (1969). *Landslides and their control*. Prague, Czech Republic: Czechoslovak Academy of Sciences and American Elsevier Publ.

Zhang, B. G. (2000). Asymptotic behavior of solutions of certain difference equations. *Applied Mathematics Letters*, 13(1), 13-18.
Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0893-9659\(99\)00138-X](https://doi.org/10.1016/S0893-9659(99)00138-X)

Zúñiga-Reinoso, A., & Predel, R. (2019). Past climatic changes and their effects on the phylogenetic pattern of the Gondwanan relict *Maindronia* (*Insecta: Zygentoma*) in the Chilean Atacama Desert. *Global and Planetary Change*, 182, 103007. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.gloplacha.2019.103007>

Determinación de parámetros de diseño de rompeolas sumergidos mediante simulación numérica para su empleo en playas

Determination of design parameters of submerged breakwater by means of numeric simulation for their employment in beaches

Kenia Hernández-Valdés¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0373-2592>

Luis Fermín Córdova-López², ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8175-6819>

¹Inversiones Gamma S.A, La Habana, Cuba, kenia@gamma.com.cu

²Universidad Tecnológica de La Habana, Cuba, cordova@tesla.cujae.edu.cu

Autora para correspondencia: Kenia Hernández-Valdés, kenia@gamma.com.cu

Resumen

La necesidad de implementar soluciones que garanticen la protección y recuperación de la zona costera hace que se evalúe el empleo de rompeolas sumergidos como una variante viable de aplicación, pues estas obras contribuyen a la conservación de las condiciones naturales, estéticas y paisajísticas de las playas, lo que forma parte del producto turístico que se comercializa. Sin embargo, los parámetros que intervienen en su diseño funcional no están muy bien establecidos y llegan a propiciar en muchos casos patrones de circulación en las corrientes que contribuyen a la erosión y la degradación de la costa. El presente trabajo forma parte del desarrollo del Sistema de Ingeniería Costera y Marítima (SICOM), que lleva a cabo el Centro de Investigaciones Hidráulicas de la Universidad Tecnológica de La Habana, centrado en simular tanto los cambios hidrodinámicos como morfológicos que ocurren en las playas cubanas ante la presencia de rompeolas sumergidos, y en obtener los parámetros de diseño para el empleo de estas obras en la mitigación de la erosión de las playas, utilizando modelos numéricos como herramientas predictivas.

Palabras clave: rompeolas sumergidos, cambios morfológicos, modelos numéricos.

Abstract

The necessity to implement solutions that guarantee the protection and recovery of the coastal area makes that the submerged breakwater employment is evaluated as a viable variant of application because these works contribute to the conservation of the natural and aesthetic

conditions of the beaches, which is part of the tourist product that is marketed. However, the parameters that intervene in their functional design are not very well established, propitiating in many cases circulation patterns in the currents that contribute to the erosion and the degradation of the coast. The present work is part of the development of the Coastal and Marine Engineering System (SICOM) that carries out the Hydraulic Investigations Center of the Technological University of Havana, centered in to simulate so much the hydrodynamic changes as morphological that happen in the Cuban beaches before the presence of submerged breakwater, and in obtaining the design parameters for the employment of these works in the mitigation of the erosion of the beaches, using numeric models as predictive tools.

Keywords: Submerged breakwater, morphological changes, numeric models.

Recibido: 22/05/2018

Aceptado: 17/01/2021

Introducción

La zona costera constituye un recurso de incalculable valor económico y social que el hombre ha venido utilizando desde épocas remotas, y que sufre en los últimos años un proceso de erosión significativa y generalizada, como consecuencia en gran medida de acciones antrópicas que interrumpen el transporte litoral de sedimentos y el urbanismo masivo, entre otros. Esta problemática se acentúa aún más bajo el contexto del cambio climático global, en el cual numerosos factores asociados con el calentamiento atmosférico y el ascenso del nivel medio del mar han dado lugar a un aumento de la incidencia e intensidad de las tormentas que afectan el área geográfica, así como a la generalización de los problemas erosivos, lo que trae aparejado grandes daños económicos, la pérdida significativa de espacios y riesgos extremos por inundaciones costeras.

La necesidad de implementar soluciones que garanticen la protección de la zona litoral hace que se considere el empleo de rompeolas sumergidos como una variante viable de aplicación, pues estas obras contribuyen a la conservación de las condiciones naturales, estéticas y paisajísticas de las playas; además, tienen un menor costo económico al requerir menos volumen de materiales. Sin embargo, los parámetros que intervienen en su diseño funcional no están muy bien establecidos, por lo que si no son correctamente modeladas y diseñadas pueden propiciar patrones de circulación en las corrientes que contribuyan a la erosión y degradación de la costa (Ranasinghe, Larson, & Savioli, 2010).

En este sentido, el trabajo muestra la aplicación del Sistema de Ingeniería Costera y Marítima (SICOM) que desarrolla el Centro de Investigaciones Hidráulicas (Hernández & Córdova, 2015; Hernández &

Córdova, 2016; Córdova, Hernández, & Benítez, 2017), centrado en simular tanto los cambios hidrodinámicos como morfológicos que ocurren en las playas cubanas ante la presencia de rompeolas sumergidos, y en obtener por primera vez en el país los parámetros de diseño para el empleo de estas obras en la mitigación de la erosión de las playas, utilizando el modelo *XBeach* (Roelvink *et al.*, 2009), por ser capaz de simular procesos tanto hidrodinámicos como morfológicos en playas, playas con dunas y playas barrera en condiciones de alta energía. Este modelo ha sido extendido, aplicado y validado por sus autores con una serie de casos analíticos, de laboratorio y con mediciones de campo en gran número de playas bordeando los mares regionales de la Unión Europea. Como parte del trabajo, previamente se calibra y valida la hidrodinámica del modelo, empleando los resultados obtenidos de la modelación física realizada en el laboratorio de la Universidad de Nápoles, Italia, para el caso del diseño de rompeolas en el malecón tradicional de La Habana.

Materiales y métodos

El diseño de la investigación se realizó en dos etapas:

1. Calibración y validación del modelo *XBeach*. La calibración y validación de la morfología del modelo aparece reflejada en Hernández y Córdova (2016), donde se establece como modelo de disipación de energía la opción break 1; como índice de rompiente gamma, el valor de 0.4; el valor de γ_{max} 2 como limitador del modelo, y como pendiente crítica sumergida $wets/p$ el valor de 0.3.

La validación de la hidrodinámica se realizó reproduciendo con el *XBeach* la modelación realizada en el laboratorio de la Universidad de Nápoles como parte de la campaña en modelos físicos dirigida al diseño de rompeolas en el malecón tradicional de La Habana. Para ello, se compararon los resultados obtenidos de la modelación numérica con los valores medidos por los sensores en el tanque de oleaje del modelo físico, donde se reprodujo el perfil característico del malecón tradicional a escala 1:30 en un canal de 1.56 m de ancho y 18.37 m de largo construido dentro del tanque de oleaje aleatorio Random Wave Tank (RATA). Los experimentos se hicieron con dos rompeolas: uno de cresta ancha con su bordo libre al nivel medio del agua y otro de cresta estrecha que emerge a 0.80 m. Los coeficientes de determinación obtenidos fueron de 0.86 para las alturas de ola significativas y de 0.97 para el *setup* del oleaje, demostrando que el modelo *XBeach* es capaz de simular correctamente la hidrodinámica que se genera ante la presencia de rompeolas sumergidos.

2. Establecimiento del modelo y simulación de las variables hidrodinámicas y morfológicas. Se estableció una malla de trabajo no equidistante utilizando perfiles medidos en la playa de Varadero a los que se les determinó el perfil de equilibrio empleando la expresión dada por

García (2005) para el parámetro de escala del sedimento, la cual presenta un mejor ajuste para caracterizar las condiciones de las playas biogénicas cubanas (Figura 1). La malla abarca un área de 492 000 m² comprendida por 615 m en dirección perpendicular a la costa con resolución de 5 m (123 nodos) y 800 m a lo largo de la costa con resolución de 10 m (80 nodos), con profundidades que parten desde la isobata de 8 m hasta alcanzar cotas de 3 m por encima del nivel medio del mar en la zona de dunas, lo que lo permitió visualizar los procesos ocurridos en cada simulación.

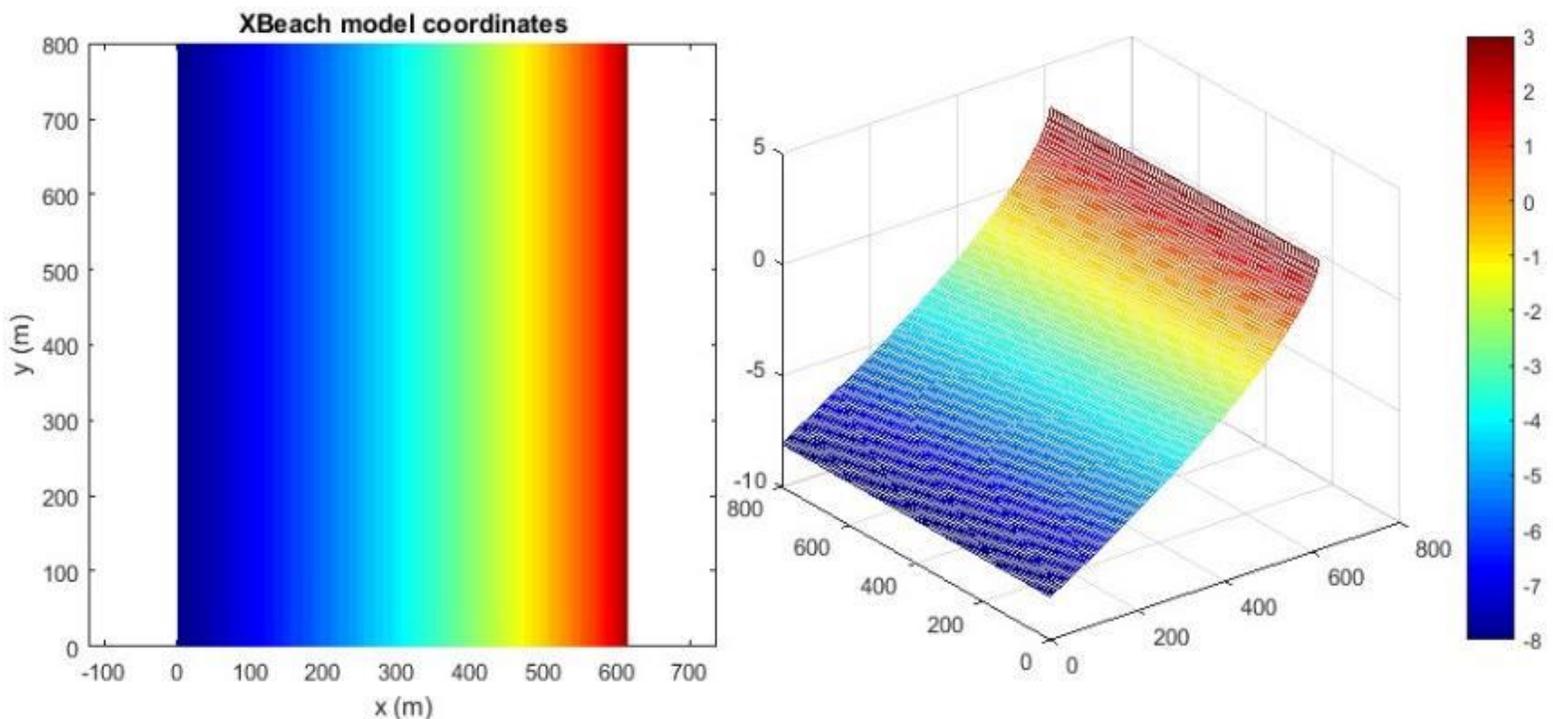


Figura 1. Malla de trabajo. Fuente: elaboración propia.

Los rompeolas se modelaron tanto dentro como fuera de la zona de rotura. Para el análisis se seleccionaron como alturas de ola significativas los valores de 0.5, 1.5 y 2.5 m, con periodos de 5.5 y 6.5 s, según los datos presentados en el Global Wave Statistics para el área geográfica que abarca Cuba, Área 33, como se observa en la Tabla 1. Se considera la incidencia tanto normal como oblicua del oleaje en la costa.

Tabla 1. Altura de ola y periodos estudiados. Fuente: Global Wave Statistic, Área 33.

<i>H_s</i> (m)								
8.5				1	1			
7.5			1	1	1	1		
6.5		1	2	3	2	1		
5.5		1	5	6	5	2	1	
4.5		4	12	15	10	4	2	
3.5	2	13	31	32	49	7	2	1
2.5	6	37	70	59	29	10	3	1
1.5	22	90	49	74	28	7	2	0
0.5	56	96	66	25	6	1	0	0
Tm(s)	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5	10.5	11.5

Las variables hidrodinámicas y morfológicas estudiadas se reflejan en la Tabla 2. Las simulaciones se realizaron variando las variables para conocer los cambios que se generan en la playa, para un total de 440 variantes analizadas.

Tabla 2. Variables hidrodinámicas y morfológicas por estudiar.

Variables	Descripción	Unidades
Hidrodinámicas		
<i>Hs</i>	Altura de ola significativa (0.5, 1.5, 2.5)	m
<i>Tm</i>	Periodo medio del oleaje (5.5, 6.5)	s
θ	Incidencia del oleaje (90, 315)	°
Geométricas del rompeolas		
<i>Lb</i>	Longitud (100, 200, 300)	m
<i>Wb</i>	Ancho de la cresta (10, 20)	m
<i>Sb</i>	Sumergencia (-0.00, -0.50, -1.00)	m
<i>Xb</i>	Distancia a la costa (30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, 300)	m
Físicas		
<i>m</i>	Pendiente de la playa sumergida (0.025)	-
<i>D₅₀</i>	Diámetro medio del sedimento (0.26)	mm
ω	Velocidad de caída del sedimento (4.49)	cm/s

γ_s	Peso específico del sedimento (2.716)	kg/cm ³
------------	---------------------------------------	--------------------

Resultados

Efecto de la longitud del rompeolas sumergido (Lb)

Se presentan los resultados más relevantes obtenidos de la modelación de las variables hidrodinámicas, geométricas del rompeolas y físicas.

En la Figura 2 se puede ver, de izquierda a derecha, la representación de las simulaciones referentes a rompeolas de longitudes de 100, 200 y 300 m, respectivamente, con ancho de cresta de 10 m y sumergencia -0.5 m, ubicados a 60 m de la línea de costa. Se definieron los perfiles donde existe mayor interés de análisis que son:

- Perfil 41: perfil que pasa por el centro del rompeolas en todas las variantes; se denomina perfil con la presencia de rompeolas.
- Perfil 16: perfil que pasa por una zona alejada del rompeolas y de la frontera de la malla de trabajo; se denomina perfil sin la presencia de rompeolas.

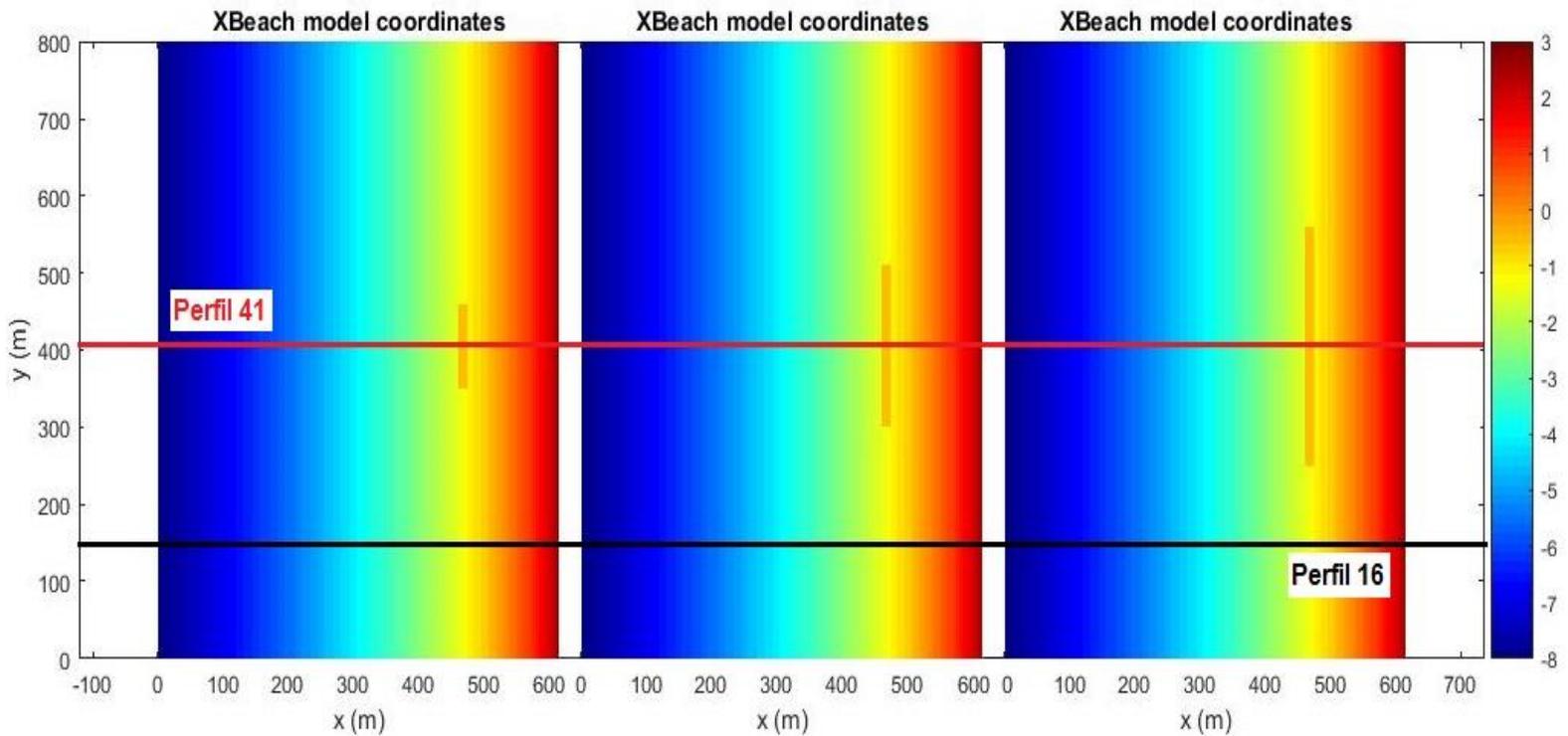


Figura 2. Representación de la malla de trabajo con los rompeolas ubicados a 60 m y oleaje incidiendo perpendicular a la costa.

La influencia que ejerce el rompeolas sobre la altura media cuadrática de las olas de gravedad se puede valorar cualitativa y cuantitativamente en la Figura 3 y Tabla 3; se observa cómo después de interactuar con el rompeolas sus valores disminuyen en todas las variantes. También se aprecia que el coeficiente de transmisión, que relaciona las alturas de ola transmitidas e incidentes, presenta valores muy similares en las tres variantes, aunque la longitud del rompeolas varíe.

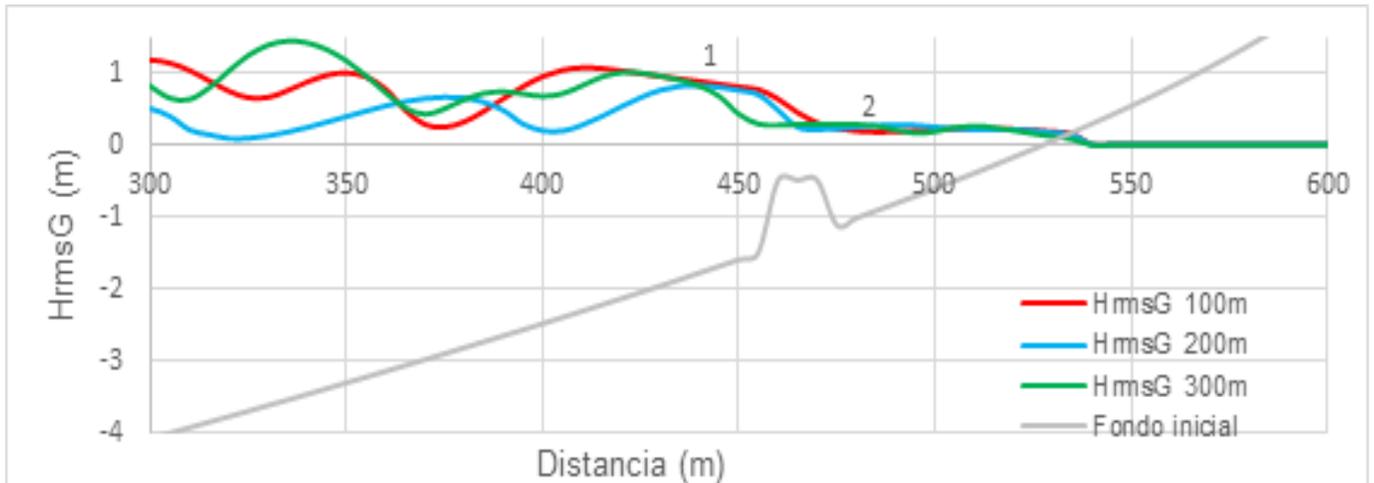


Figura 3. Representación de la altura media cuadrática de las olas de gravedad para los rompeolas de 100, 200 y 300 m de longitud ubicados a 60 m de la costa. Fuente: elaboración propia.

Tabla 3. Análisis de la transmisión en función de la longitud del rompeolas. Fuente: elaboración propia.

Variantes	Longitud (m)	<i>HrmsG</i> (m)		<i>Kt</i>
		Punto 1	Punto 2	
2	100	0.7826	0.2466	0.32
122	200	0.7140	0.2288	0.32
212	300	0.7801	0.2397	0.31

Nota: los puntos 1 y 2 están ubicados a 5 m hacia el mar y hacia la costa de la cresta del rompeolas, respectivamente.

La Tabla 4 muestra la altura media cuadrática de las olas de gravedad en el perfil 16 sin la presencia de rompeolas, y en el perfil 41 con la presencia de rompeolas; se puede constatar la efectividad del rompeolas al atenuar la energía del oleaje incidente y el porcentaje de disipación que garantiza.

Tabla 4. Altura de ola media cuadrática de las olas de gravedad en el perfil 16 y en el perfil 41. Fuente: elaboración propia.

Variantes	Longitud (m)	<i>HrmsG</i> (m)		Disipación (%)
		Punto 2 Perfil 16	Punto 2 Perfil 41	
2	100	0.6428	0.2466	61.63
122	200	0.5437	0.2288	57.91
212	300	0.5168	0.2397	53.61

Al interactuar con el rompeolas, la velocidad que alcanza el flujo aumenta producto de la fuerte turbulencia que se genera, siendo mayor para el rompeolas que presenta 100 m de longitud (Figura 4).

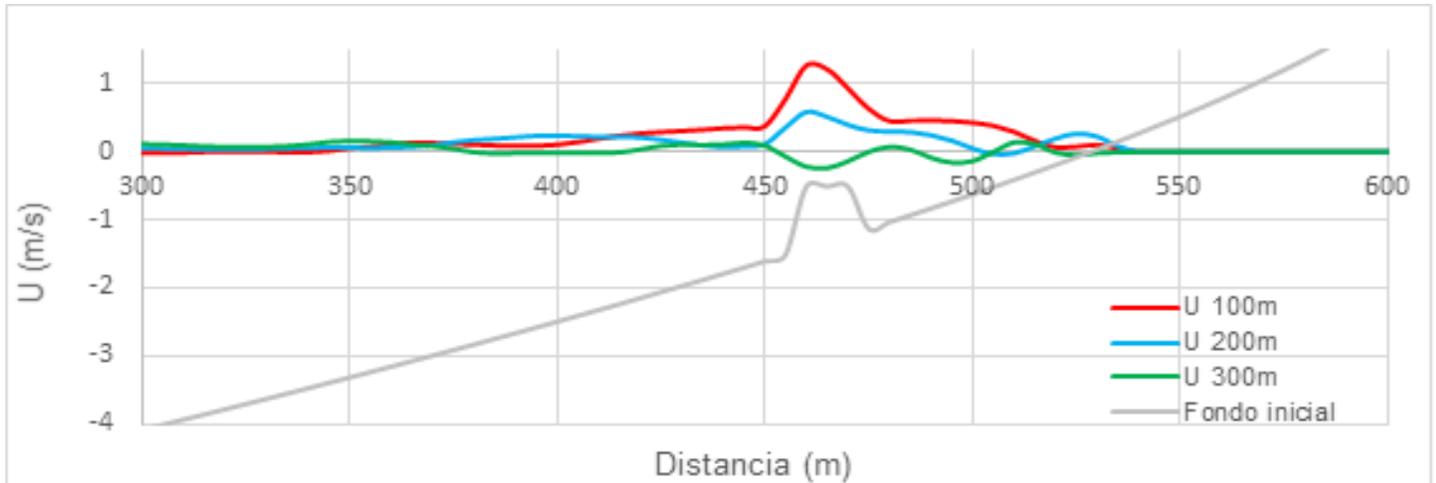


Figura 4. Velocidades del flujo para el rompeolas ubicado a 60 m de la línea de costa con longitudes de 100, 200 y 300 m.

Los patrones de flujo se muestran en la Figura 5, los cuales se asemejan al patrón erosivo de dos celdas descrito por Ranasinghe *et al.* (2010), donde la línea roja indica la posición inicial de la costa. Aunque el comportamiento de las corrientes y, por tanto, la forma en que cambia el fondo es similar en las tres variantes, la zona de influencia aumenta mientras mayor es la longitud del rompeolas.

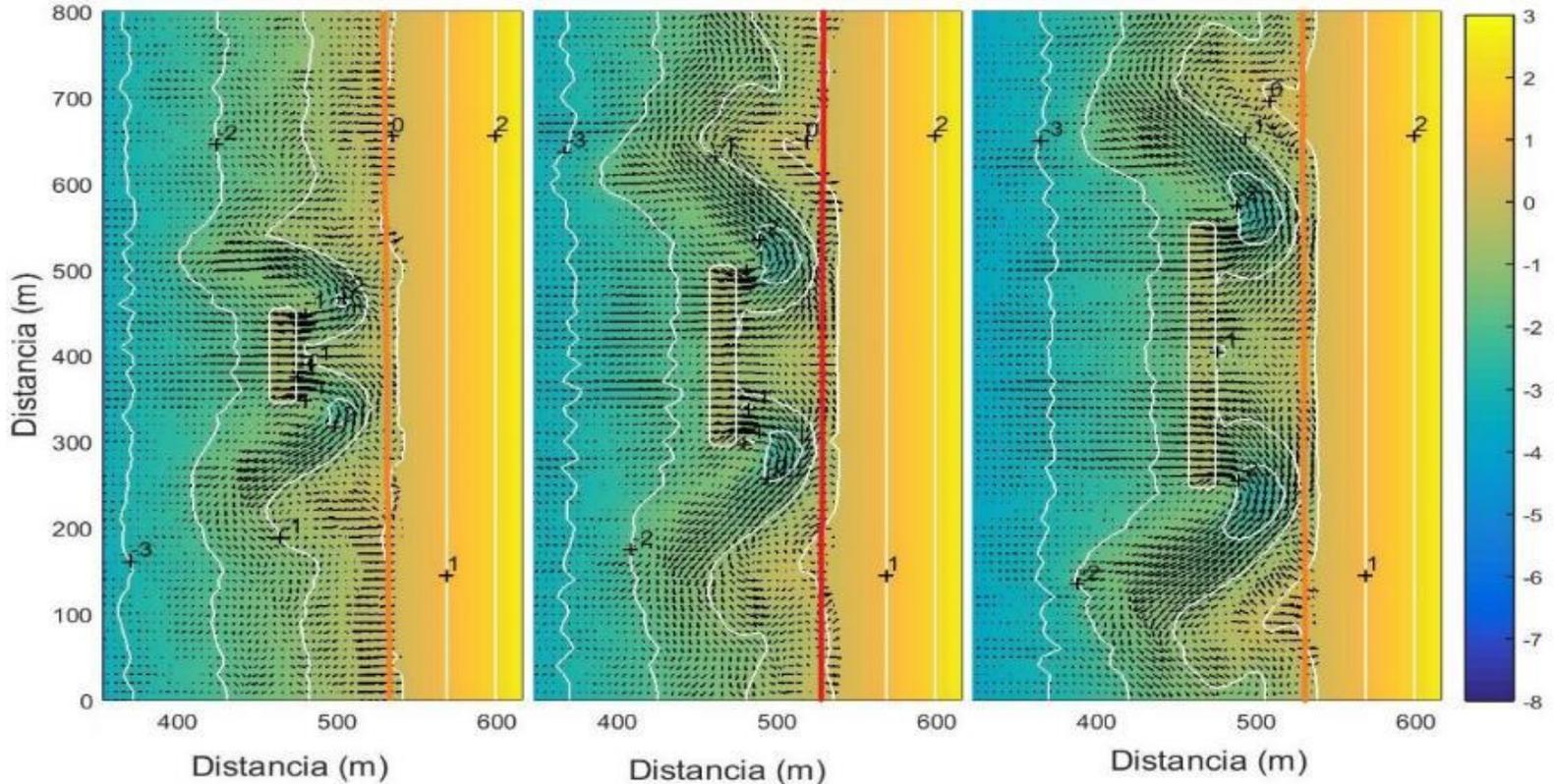


Figura 5. Representación de los patrones de flujo y la variación del fondo para los rompeolas ubicados a 60 m de la costa.

La Figura 6 revela cómo aumenta el valor del *setup* del oleaje después de la interacción con el rompeolas. Comparando el *setup* alrededor de la línea de costa, se nota cómo esta variable disminuye en las tres variantes analizadas justo al centro de la zona de abrigo, por donde transita el perfil 41. La Tabla 5 muestra la sobreelevación en el perfil 16 sin la presencia de rompeolas y en el perfil 41 con la presencia de rompeolas, tanto para el punto 1 situado 5 m después de sobrepasada la cresta del rompeolas, como para el punto 2 situado en la línea de costa.

En ella puede observarse cómo en el perfil 16, los valores del *setup* en el punto 2 al llegar a la costa son mayores que para la variante con rompeolas, lo que se aprecia claramente en la Figura 6, donde la línea roja representa la posición inicial de la costa.

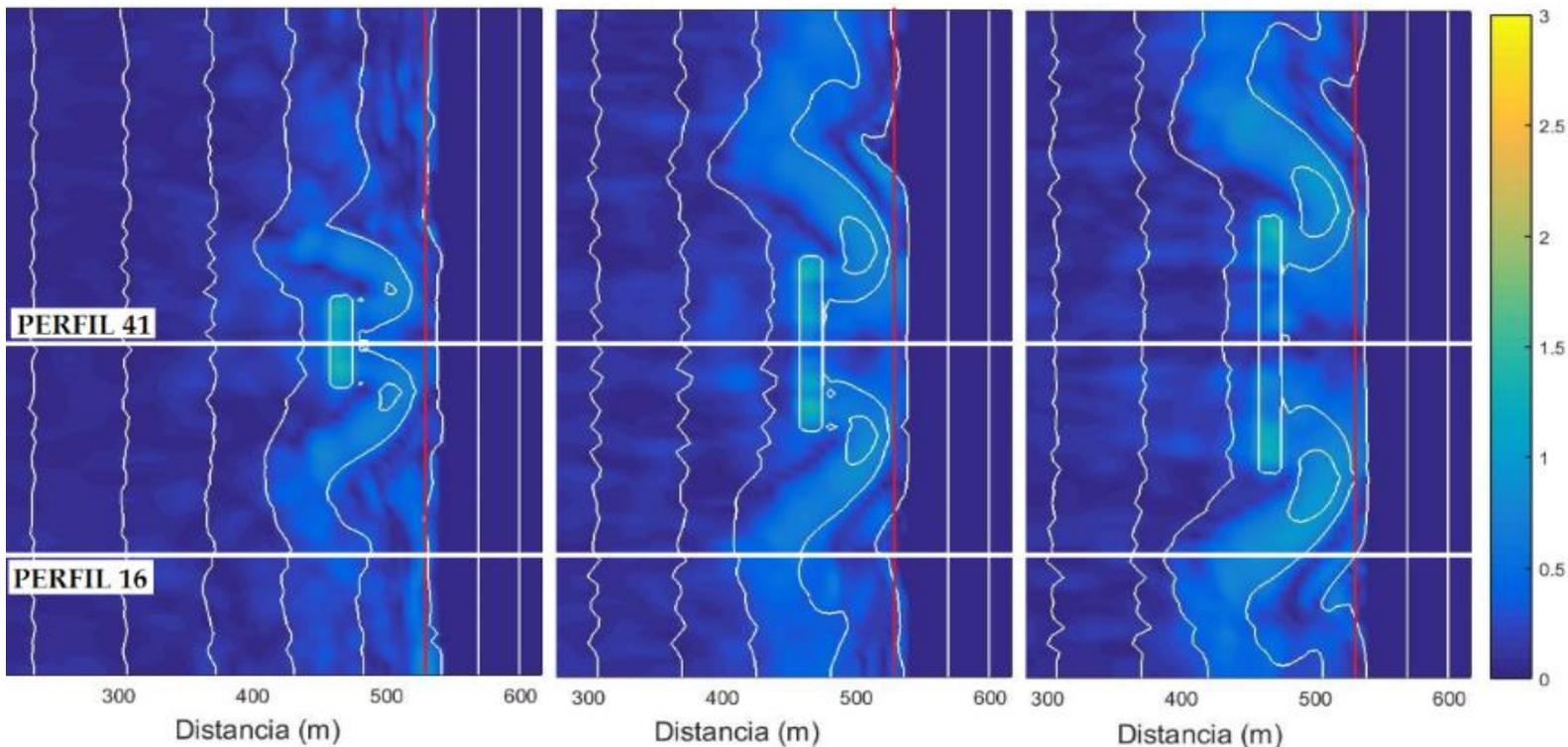


Figura 6. Representación del *setup* Z_s para los rompeolas ubicados a 60 m de la costa con longitudes de 100, 200 y 300 m.

Tabla 5. Sobreelevación del nivel del mar en el perfil 16 y en el perfil 41. Fuente: elaboración propia.

Variantes		Perfil 16	Perfil 41

	Longitud (m)	Punto 1	Punto 2	Punto 1	Punto 2
2	100	0.1133	0.2283	0.1101	0.1709
122	200	0.1447	0.1899	0.1271	0.1803
212	300	0.0413	0.2430	0.1049	0.1484

La línea roja de la Figura 7 muestra la posición de la costa antes de la ubicación del rompeolas, atestiguando los cambios morfológicos que sufre el fondo y el proceso erosivo ocurrido. Las corrientes generadas por la presencia del rompeolas transportan los sedimentos que se encuentran en el área de abrigo hacia mar afuera, creando en sus extremos zonas de mayores profundidades y el retraimiento de la línea costera en todo el frente de playa. La formación de socavaciones en los extremos del área de abrigo de los rompeolas puede afectar su estabilidad provocando un fallo abrupto y coincide con la investigación desarrollada en modelos físicos por Papadopoulos (2012).

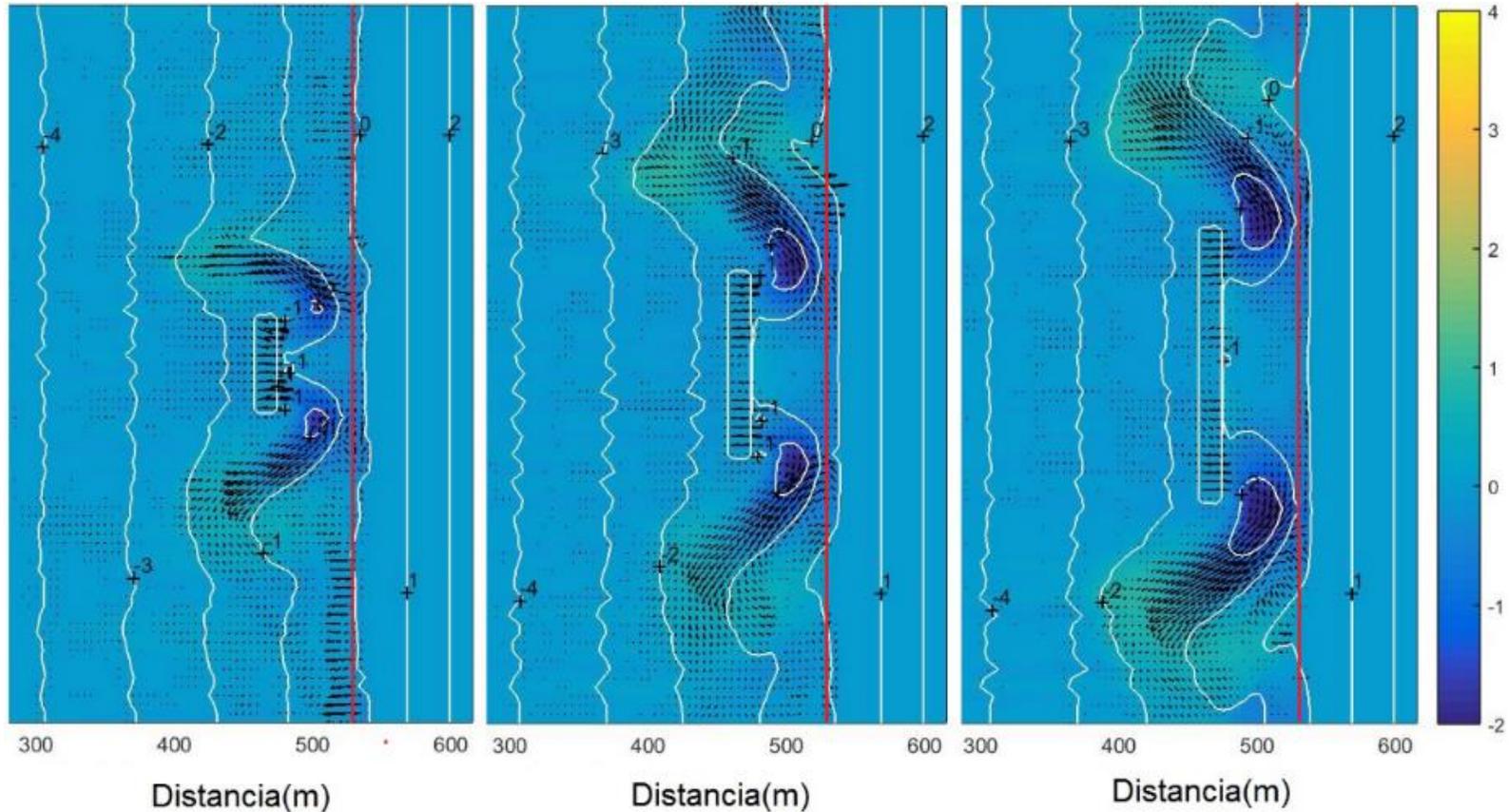


Figura 7. Representación del transporte de sedimento y la variación del fondo. Fuente: elaboración propia.

El perfil resultante que pasa por el centro del rompeolas para las variantes analizadas muestra la evolución morfológica del fondo marino, donde la línea costera presenta pérdida de sedimentos y retroceso, como se percibe en la Figura 8. Para el rompeolas de 100 m de longitud, el perfil sufre un mayor proceso erosivo, lo que se asocia con las velocidades que alcanzan las corrientes.

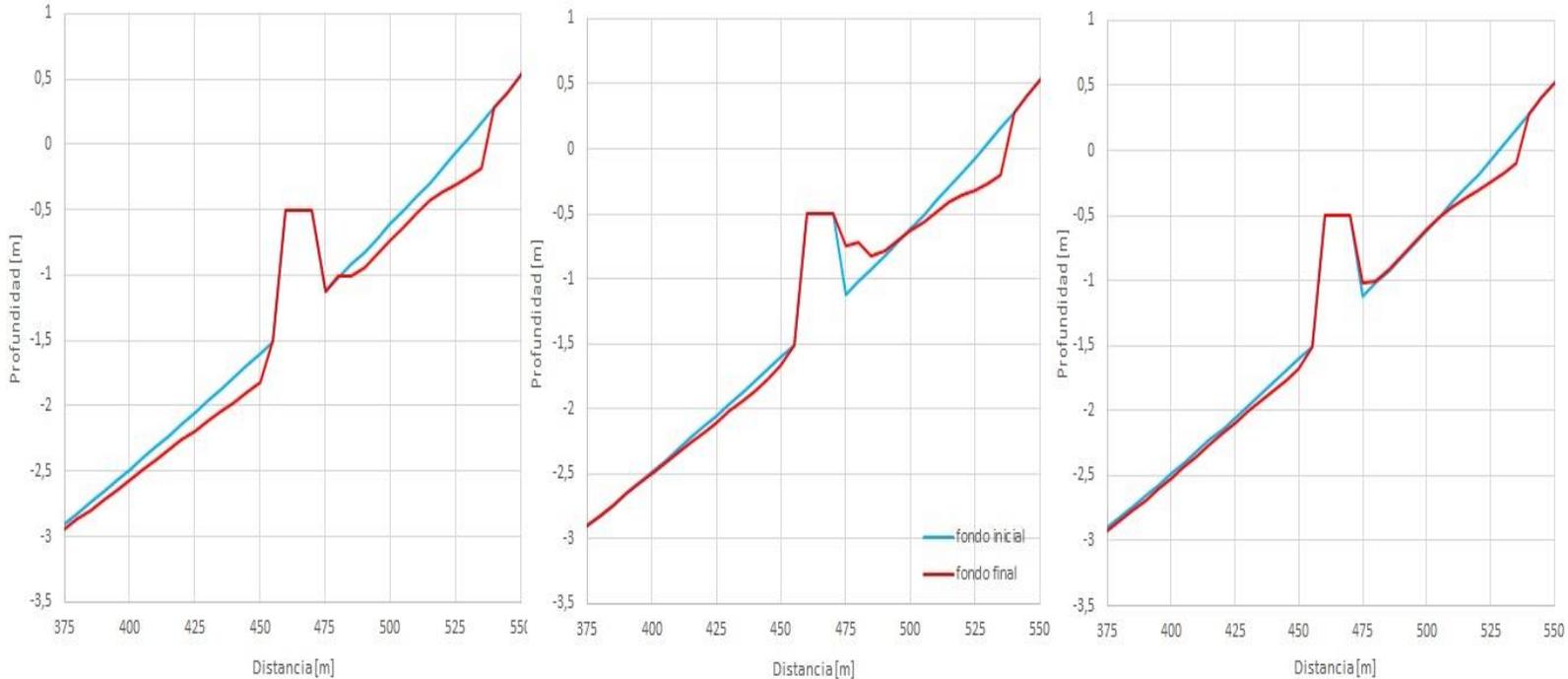


Figura 8. Evolución del fondo marino para rompeolas de 100 m (izquierda), 200 m (centro) y 300 m de longitud (derecha).

Efecto del ancho de la cresta (W_b)

En la Figura 9 se presentan las simulaciones a rompeolas de 100, 200 y 300 m de longitud, con ancho de cresta de 20 m y sumergencia -0.5 m, ubicados a 60 m con oleaje incidiendo perpendicular a la costa. La Tabla 6 expone la altura de ola media cuadrática de las olas de gravedad

obtenidas. Sus valores prueban que el coeficiente de transmisión es menor comparado con las variantes de 10 m de ancho, siendo el rompeolas más efectivo en la disipación de la altura de ola, lo que coincide con el estudio de Makris y Memos (2007).

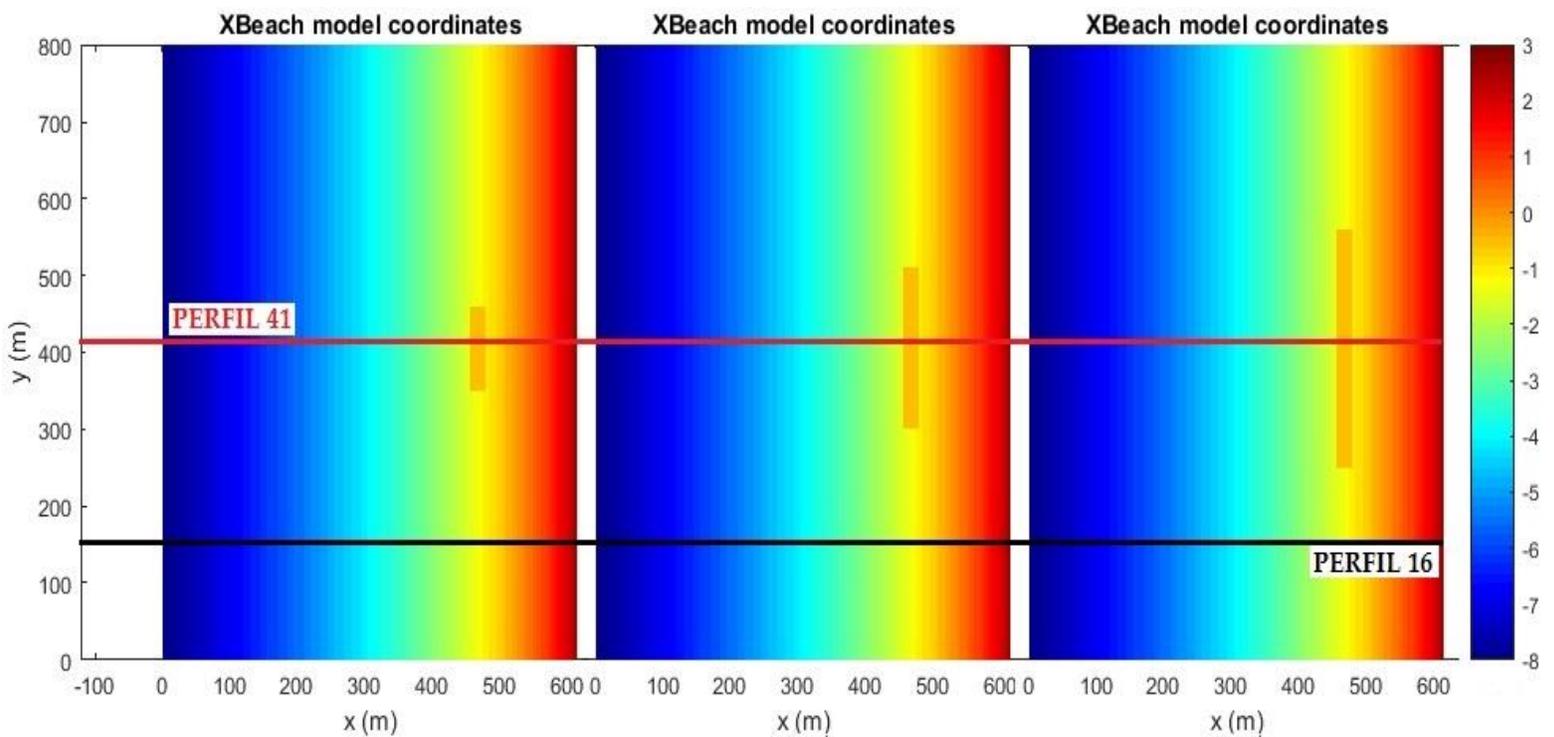


Figura 9. Malla de trabajo con rompeolas de 20 m de ancho de cresta y longitudes de 100, 200 y 300 m ubicados a 60 m de la costa.

Tabla 6. Análisis de la transmisión en función del ancho de cresta del rompeolas. Fuente: elaboración propia.

Variantes			H_{rms} (m)	K_t

	Longitud (m)	Ancho del rompeolas (m)	Punto 1	Punto 2	
2	100	10	0.7826	0.2466	0.32
92		20	0.8183	0.2197	0.27
122	200	10	0.7140	0.2288	0.32
392		20	0.7867	0.2172	0.28
212	300	10	0.7801	0.2397	0.31
402		20	0.8055	0.2177	0.27

Nota: los puntos 1 y 2 están ubicados a 5 m hacia el mar y hacia la costa de la cresta del rompeolas, respectivamente.

La Figura 10 refleja la relación del parámetro adimensional W_b/H_i y el coeficiente de transmisión K_t , para los rompeolas de 100 m, 200 m y 300 m de longitud ubicados en las diferentes posiciones estudiadas. Como se observa, los mayores valores del coeficiente de transmisión corresponden a los rompeolas con ancho de cresta de 10 m, mientras disminuyen significativamente para los rompeolas que presentan 20 m de ancho.

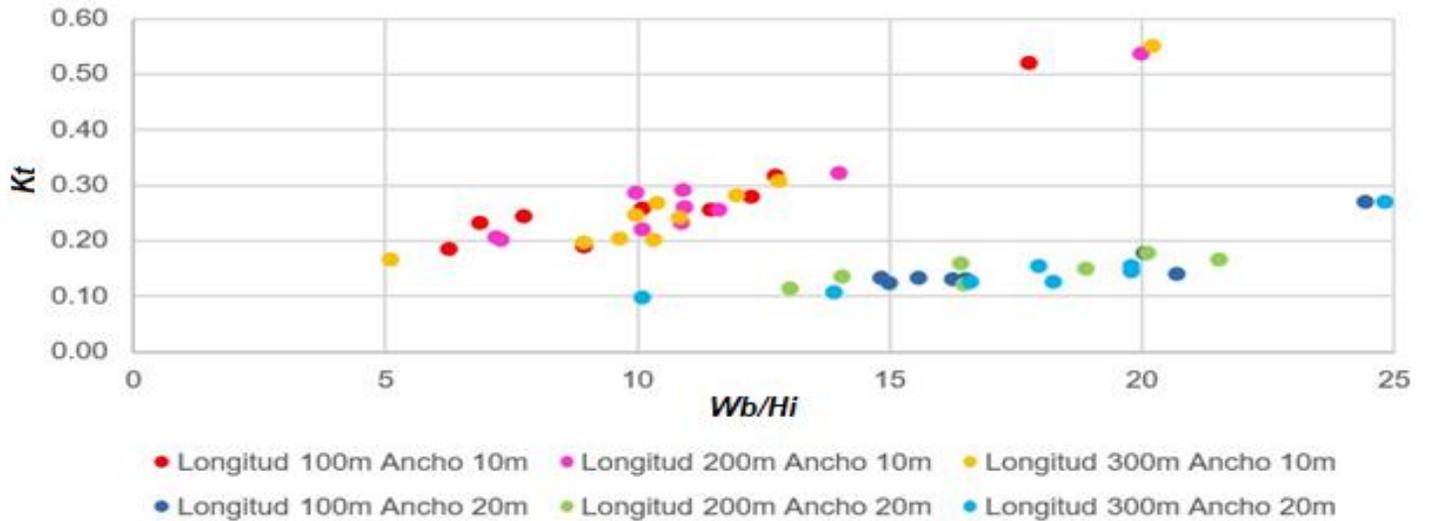


Figura 10. Relación entre el parámetro adimensional (Wb/Hi) y el coeficiente de transmisión Kt , para rompeolas de 10 m y 20 m de ancho.

En la Tabla 7 se puede observar la velocidad del flujo que alcanza el oleaje en su interacción con el rompeolas. Al comparar las variantes con ancho de 10 y 20 m se aprecia cómo es mayor para esta última debido a la turbulencia que se genera por el aumento de la rotura del oleaje.

Tabla 7. Velocidades del flujo al interactuar (punto 1) y después de interactuar con el rompeolas (punto 2).

Variantes	Longitud (m)	Ancho del rompeolas (m)	Velocidad (m/s)	
			Punto 1	Punto 2
2		10	1.2546	0.4467

92	100	20	1.6576	0.5511
122	200	10	0.5803	0.3137
392		20	0.6180	0.4264
212	300	10	0.2050	0.1299
402		20	0.4631	0.1204

En cuanto a los patrones de flujo y circulación de las corrientes, para las variantes analizadas se presentan de naturaleza erosiva. En la Figura 11 se observan estos patrones, con el retroceso de la línea costera tanto para el rompeolas de 10 m de ancho de cresta como para el rompeolas de 20 m de ancho; para este último es más pronunciado, donde la línea de color rojo representa la posición inicial de la costa.

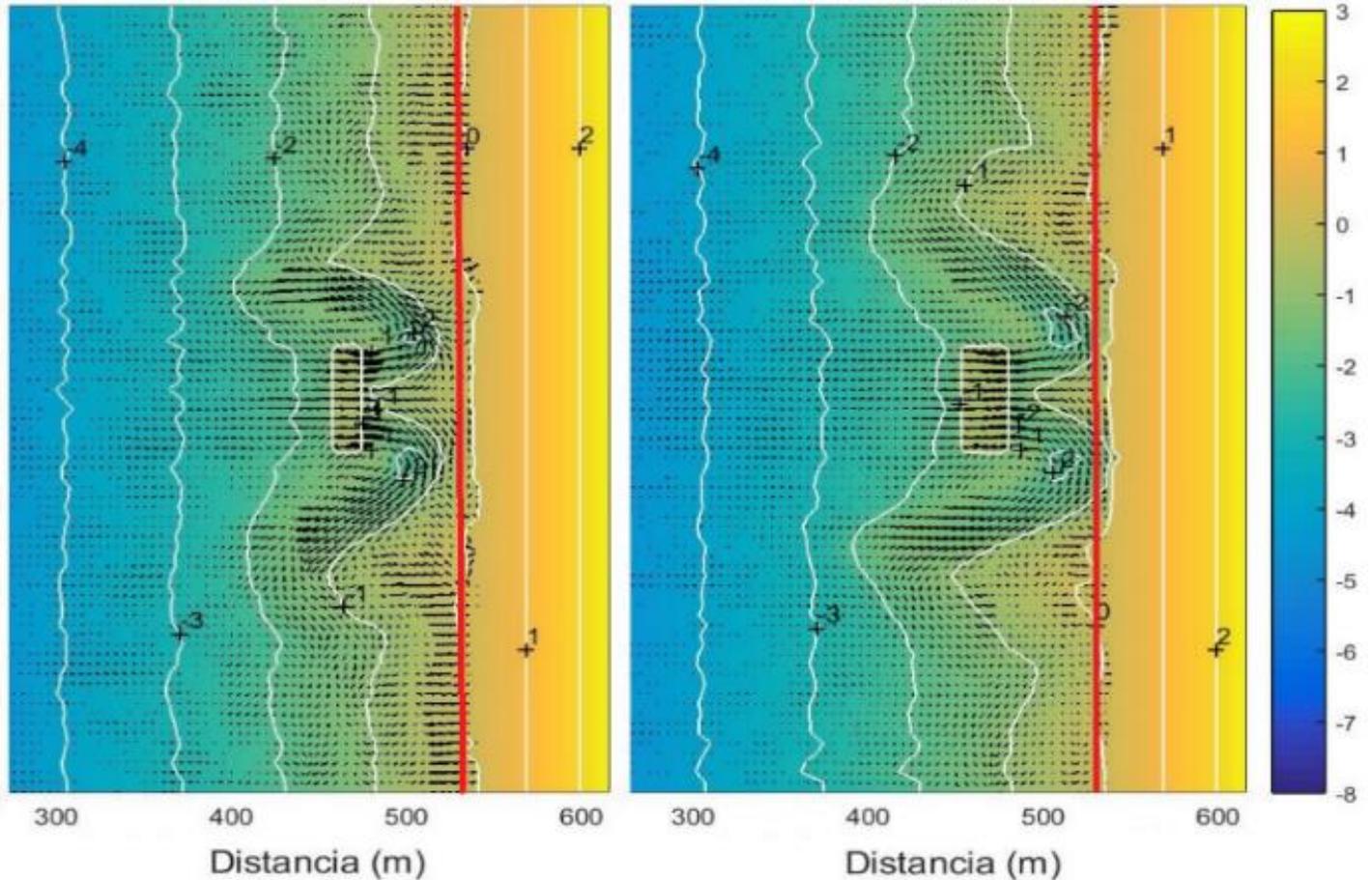


Figura 11. Patrones de circulación de las corrientes para el rompeolas de 100 m de longitud ubicado a 60 m de la costa. Izquierda: variante con 10 m de ancho; derecha: variante con 20 m de ancho.

La Tabla 8 muestra la sobreelevación del oleaje en el perfil 16 sin la presencia de rompeolas y en el perfil 41 con la presencia de rompeolas tanto para el punto 1 ubicado a 5 m de la cresta del rompeolas como en el punto 2 situado en la línea costera, correspondiente a los rompeolas de 20 m de ancho. Al comparar los valores con los dados en la Tabla 5 para

los rompeolas de 10 m de ancho se observa cómo la sobreelevación del nivel del mar en la línea costera aumenta, lo que se puede apreciar claramente en la Figura 12.

Tabla 8. Sobreelevación del nivel del mar en el perfil 16 y en el perfil 41 para rompeolas de 20 m de ancho de cresta.

Variantes	Longitud (m)	Perfil 16		Perfil 41	
		Punto 1	Punto 2	Punto 1	Punto 2
92	100	0.0857	0.1899	0.1756	0.2129
392	200	0.1628	0.2066	0.1429	0.1951
402	300	0.1244	0.2052	0.2409	0.1676

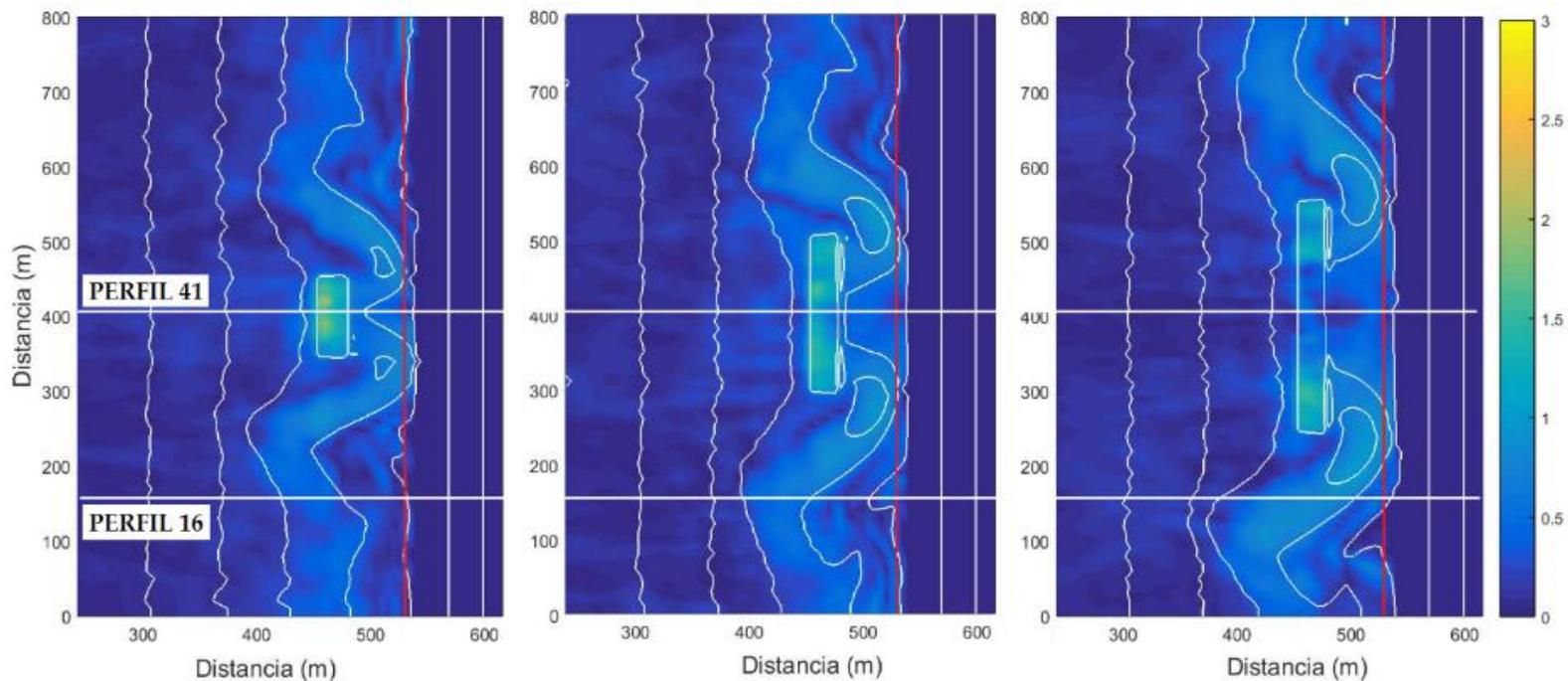


Figura 12. Setup del oleaje para rompeolas de 20 m de ancho ubicados a 60 m de la costa con longitudes de 100, 200 y 300 m.

Al observar el comportamiento del perfil 41, que pasa por el centro del rompeolas de 100 m de longitud, se nota la evolución morfológica del fondo marino, donde la línea costera presenta pérdida de sedimentos y retroceso, como se percibe en la Figura 13. Para el rompeolas con 20 m de ancho existe una marcada erosión en todo el perfil, que se intensifica en su base debido al aumento de las velocidades del flujo, lo que pudiera provocar el fallo de la estructura.

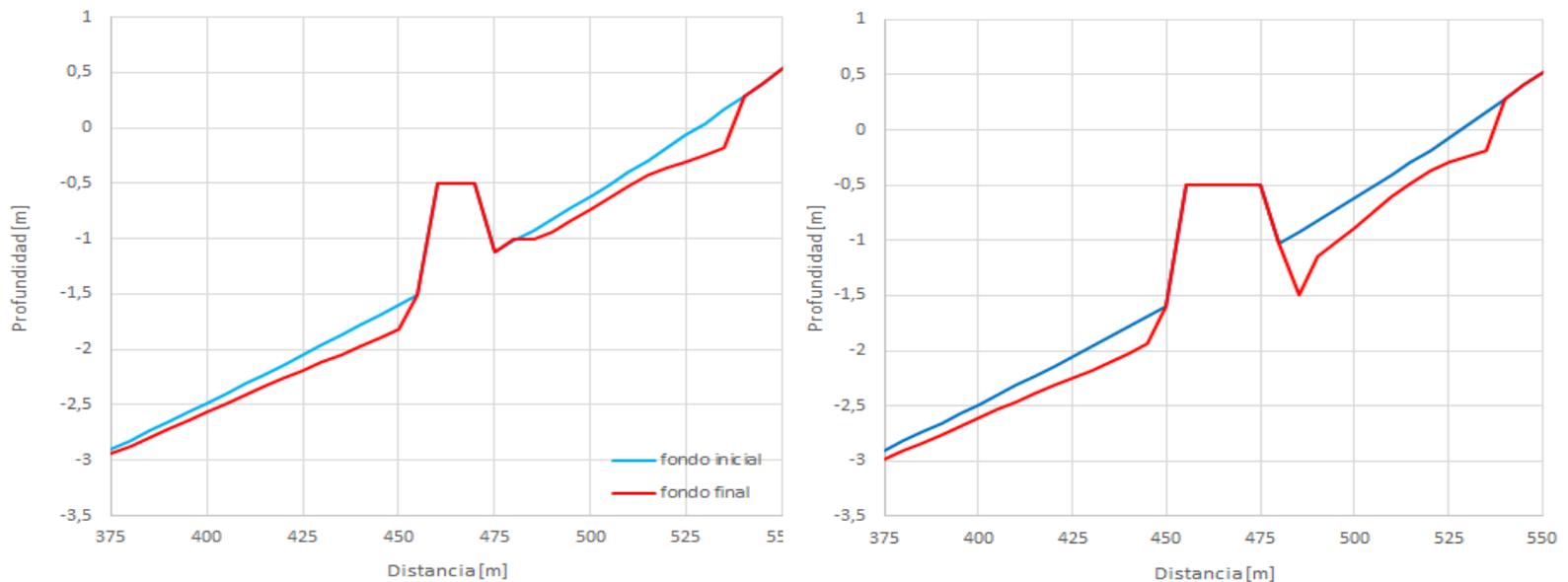


Figura 13. Comportamiento del fondo. Derecha: rompeolas de 10 m de ancho; izquierda: rompeolas de 20 m de ancho.

Efecto de la sumergencia (S_b)

El efecto de la sumergencia se observa a través del coeficiente de transmisión en la Figura 14, donde para los rompeolas de sumergencia 0.00 m, los valores disminuyen hasta muy próximos a cero mientras que aumentan con el incremento de la sumergencia hasta alcanzar valores de 0.54 para rompeolas con sumergencia de -1.00 m.

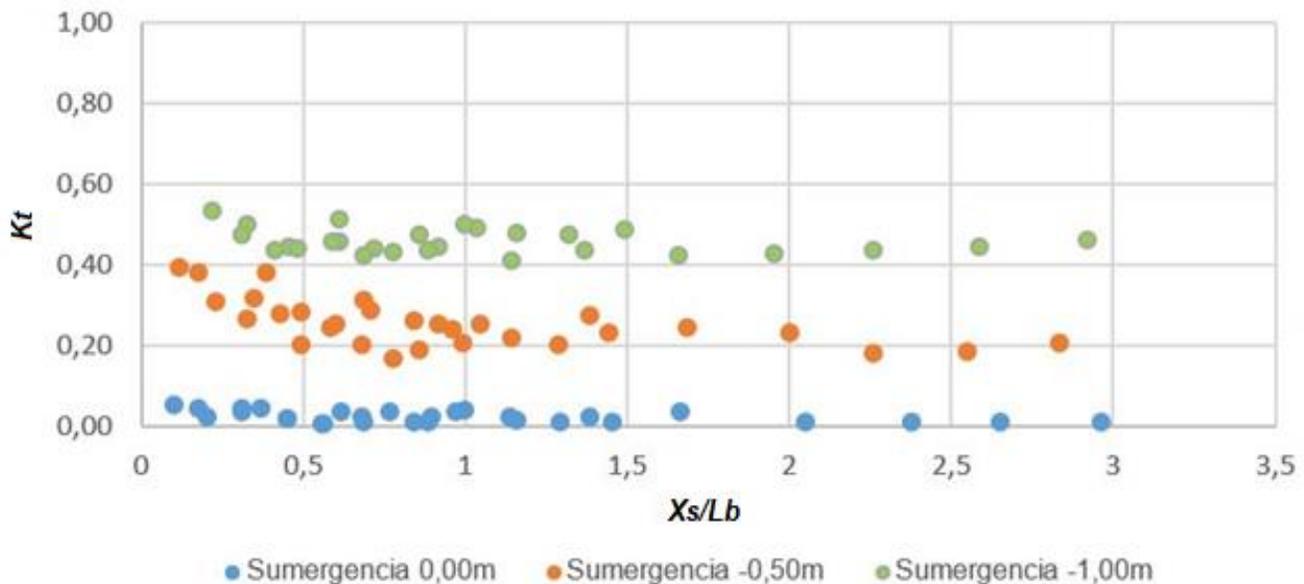


Figura 14. Efectos de la sumergencia sobre el coeficiente de transmisión.

La Figura 15 refleja el transporte de sedimentos generado por la presencia del rompeolas ubicado a 120 m de la costa con sumergencia de 0.00 m, -0.50 m y -1.00 m, donde su efecto sobre la playa disminuye a medida que aumenta la sumergencia, lo que fue señalado por (Calabrese, Vicinanza, & Buccino, 2008) y verificado por Ranasinghe *et al.* (2010).

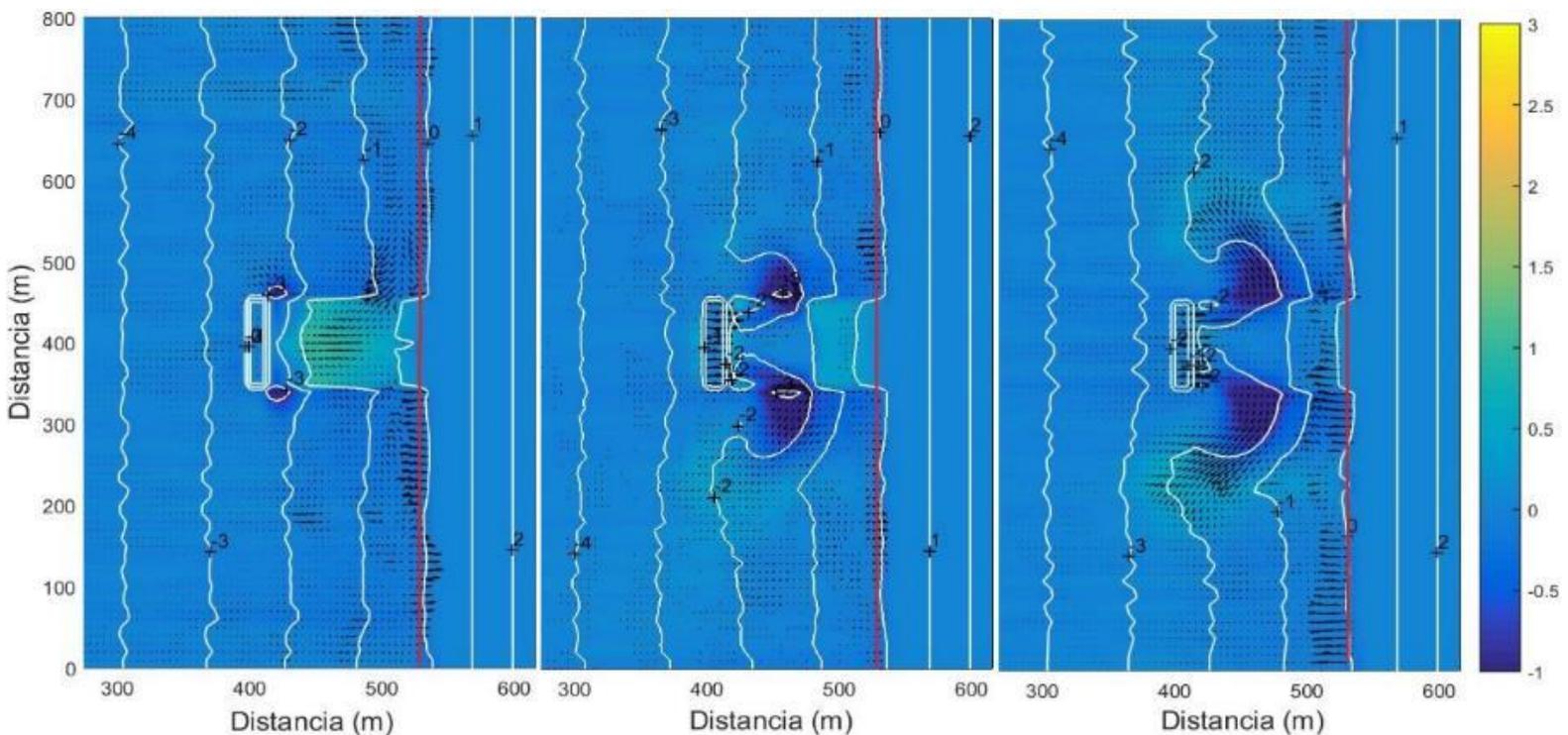


Figura 15. Transporte de sedimentos. Izquierda: sumergencia de 0.00 m; centro: sumergencia de -0.50 m; derecha: sumergencia de -1.00 m.

Efecto de la oblicuidad del oleaje (θ)

Las modelaciones realizadas bajo la influencia oblicua del oleaje experimentan un comportamiento similar al obtenido bajo el oleaje actuando perpendicular a la costa, lo que coincide con las investigaciones realizadas por Vanlighthout (2008) y con los planteamientos de Ranasinghe *et al.* (2010). La Tabla 9 y Tabla 10 muestran los coeficientes de transmisión y la sobreelevación del oleaje para rompeolas ubicados a 60 m de la costa con 100, 200 y 300 m de longitud bajo el accionar oblicuo del oleaje, que se pueden comparar con la Tabla 3 y Tabla 6, donde el oleaje actúa perpendicular a la costa.

Tabla 9. Análisis de la transmisión en función de la incidencia del oleaje. Rompeolas de 10 m de ancho de corona y sumergencia de -0-50 m.

Variantes	Longitud (m)	HrmsG (m)		Kt
		Punto 1	Punto 2	
302	100	0.7864	0.2399	0.31
332	200	0.5452	0.1680	0.31
362	300	0.7879	0.2466	0.31

Tabla 10. Valores de la sobreelevación del nivel del mar. Rompeolas de 10 m de ancho de corona y sumergencia de -0.50 m.

Variantes	Longitud (m)	Perfil 16		Perfil 41	
		Punto 1	Punto 2	Punto 1	Punto 2
302	100	0.1241	0.2329	0.1038	0.1899
332	200	0.1130	0.1923	0.1219	0.1733
362	300	0.0532	0.2312	0.1148	0.1609

Los patrones de flujo y circulación de las corrientes presentan un comportamiento similar al observado para el oleaje actuando normal a la costa, con el retroceso de la línea costera para las ubicaciones cercanas, como muestra la Figura 16. La evolución morfológica del fondo marino bajo la incidencia oblicua del oleaje puede observarse en la Figura 17, donde la línea costera presenta un comportamiento muy similar al obtenido bajo el oleaje actuando perpendicular a la costa, con pérdida de sedimentos y retroceso, lo que evidencia que la oblicuidad del oleaje no ejerce influencia significativa en el modo de respuesta de la costa.

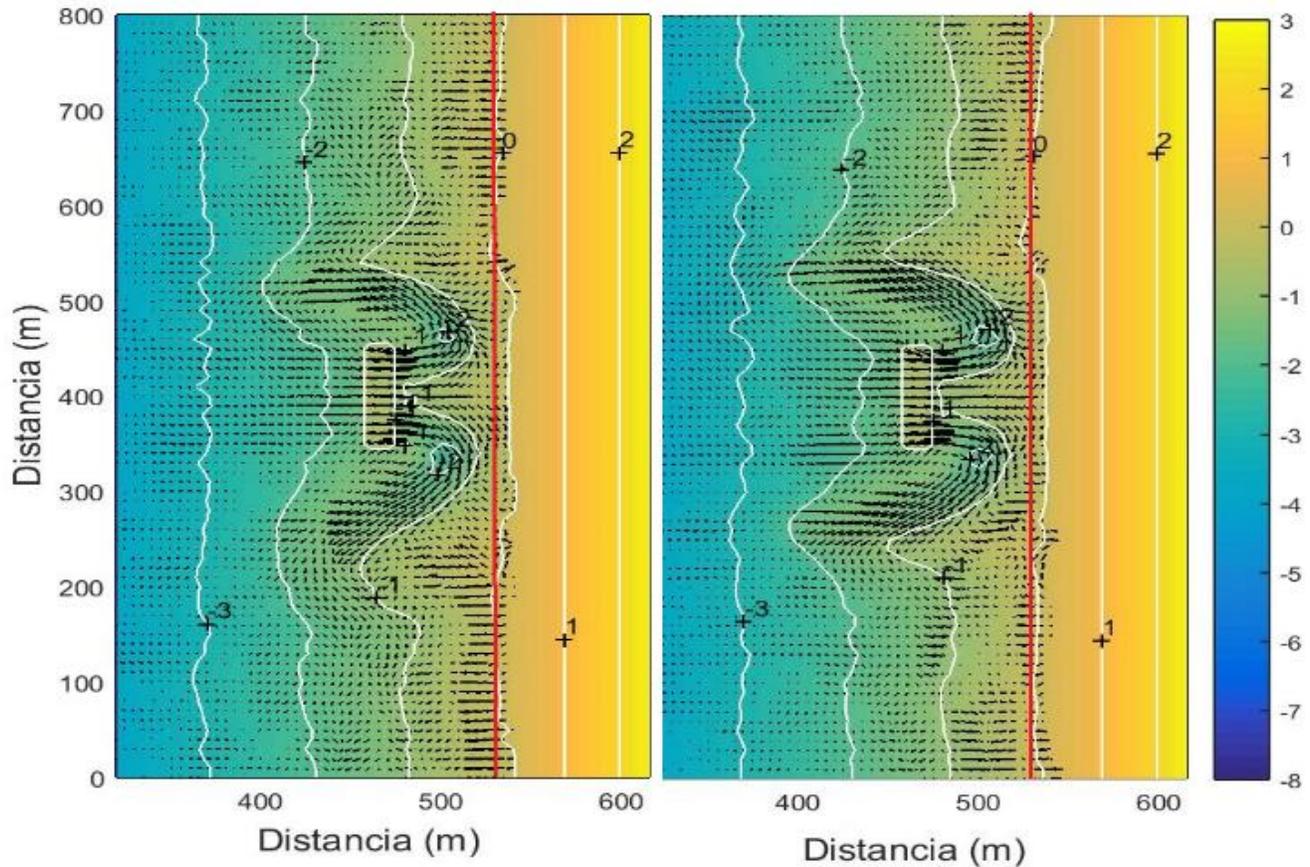


Figura 16. Patrones de corrientes para rompeolas de 100 m de longitud y 10 m de ancho ubicado a 60 m de la costa con sumergencia de -0.5 m. Izquierda: oleaje perpendicular; derecha: oleaje oblicuo.

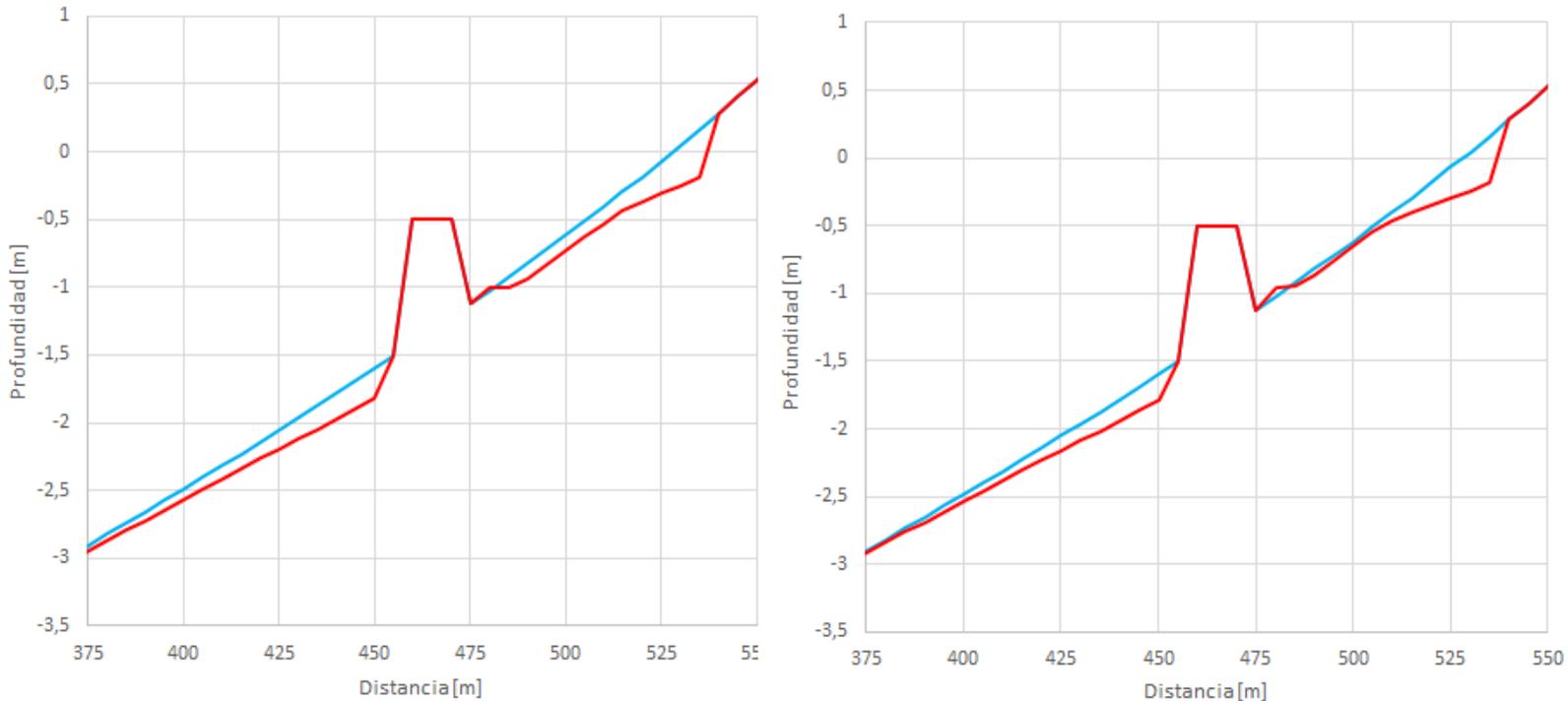


Figura 17. Evolución del fondo marino para rompeolas de 100 m de longitud y 10 m de ancho ubicado a 60 m de la costa con sumergencia de -0.5 m. Izquierda: oleaje perpendicular; derecha: oleaje oblicuo.

Efecto de la distancia a la costa del rompeolas sumergido (X_b)

El análisis se realizó variando las distancias a la línea de costa, ubicando los rompeolas a 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270 y 300 m de

separación. El efecto que tiene la distancia de colocación del rompeolas sobre la altura media cuadrática de las olas de gravedad y sobre el coeficiente de transmisión se muestra en la Figura 18, que disminuye al alejarse el rompeolas de la costa, correspondiendo los menores valores en todos los casos a los rompeolas de 20 m de ancho.

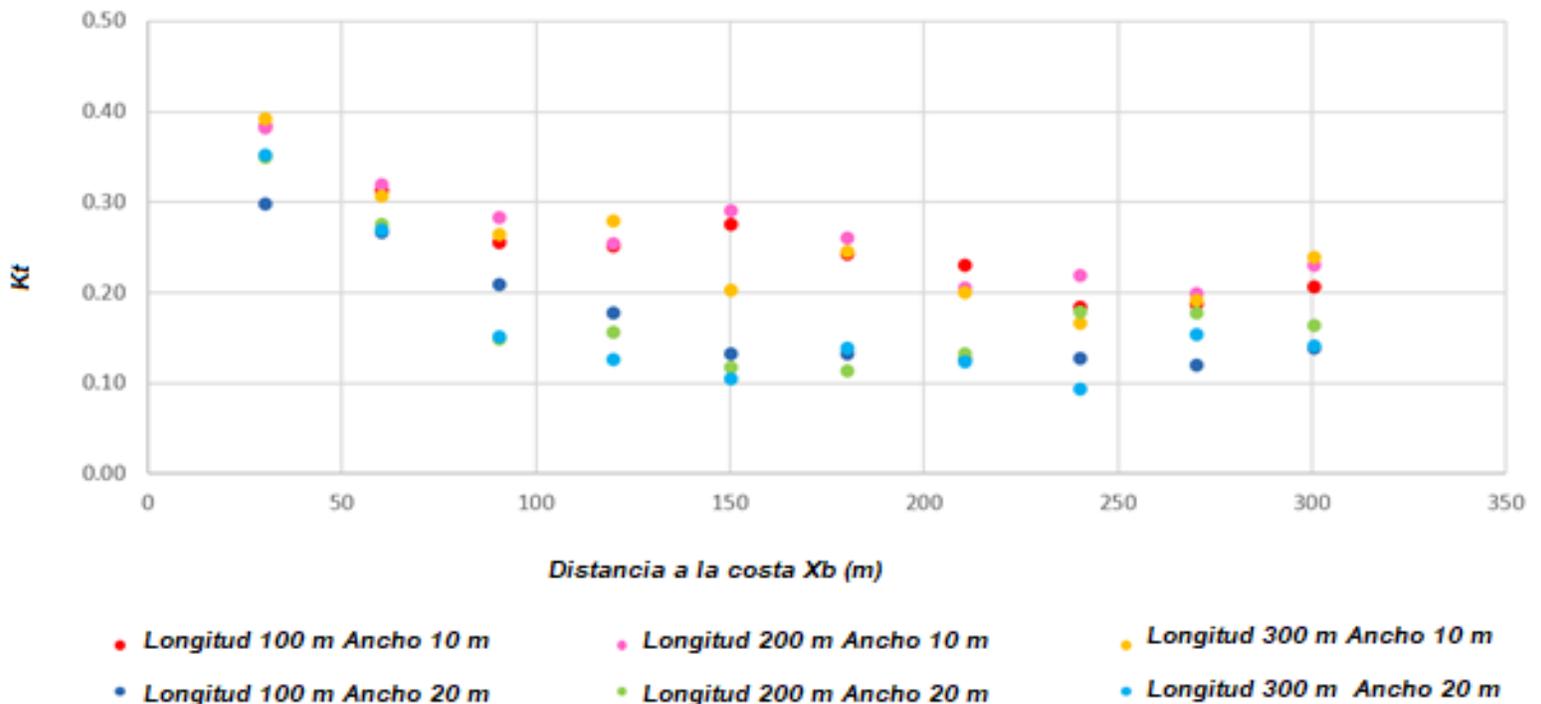


Figura 18. Coeficiente de transmisión en función a la distancia de colocación de los rompeolas respecto a la costa para rompeolas de 100 m, 200 m y 300 m de longitud y ancho de corona de 10 m y 20 m.

La Figura 19 refleja los patrones de velocidad y circulación de las corrientes para las ubicaciones cercanas a la costa, donde se presentan

patrones de dos celdas erosivas. En la medida que se aleja el rompeolas de la costa, se comienzan a presentar patrones acumulativos de cuatro celdas y un avance de la línea costera con respecto a su posición inicial, destacada por la línea de color rojo, comportamientos descritos por Ranasinghe *et al.* (2010).

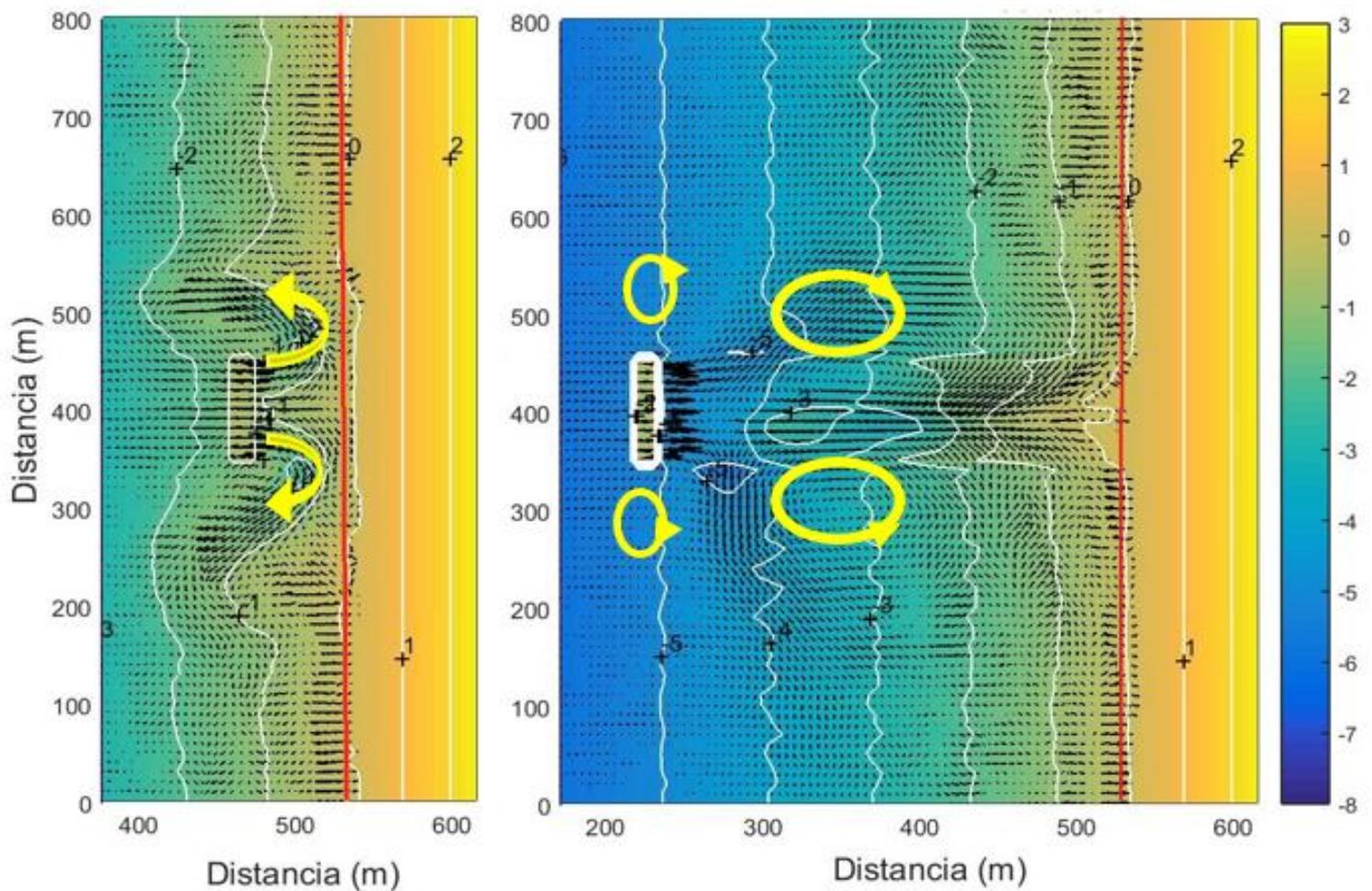


Figura 19. Circulación de las corrientes. Izquierda: rompeolas a 90 m de distancia y patrones de dos celdas erosivos; derecha: rompeolas a 300 m de distancia y patrones de cuatro celdas acumulativos.

El comportamiento de los patrones de velocidad del flujo se confirma en la representación del transporte de sedimento dado en la Figura 20, que concuerda con los cambios morfológicos que sufre el fondo y con la posición que adopta la línea de costa. La evolución del fondo marino con el pasar del tiempo se refleja en la Figura 21, donde la imagen izquierda, correspondiente al rompeolas ubicado a 90 m de la costa, muestra la erosión que sufre la playa; mientras que la imagen derecha, rompeolas que se encuentra a 300 m de separación de la costa, muestra la acumulación de sedimentos y el avance alcanzado.

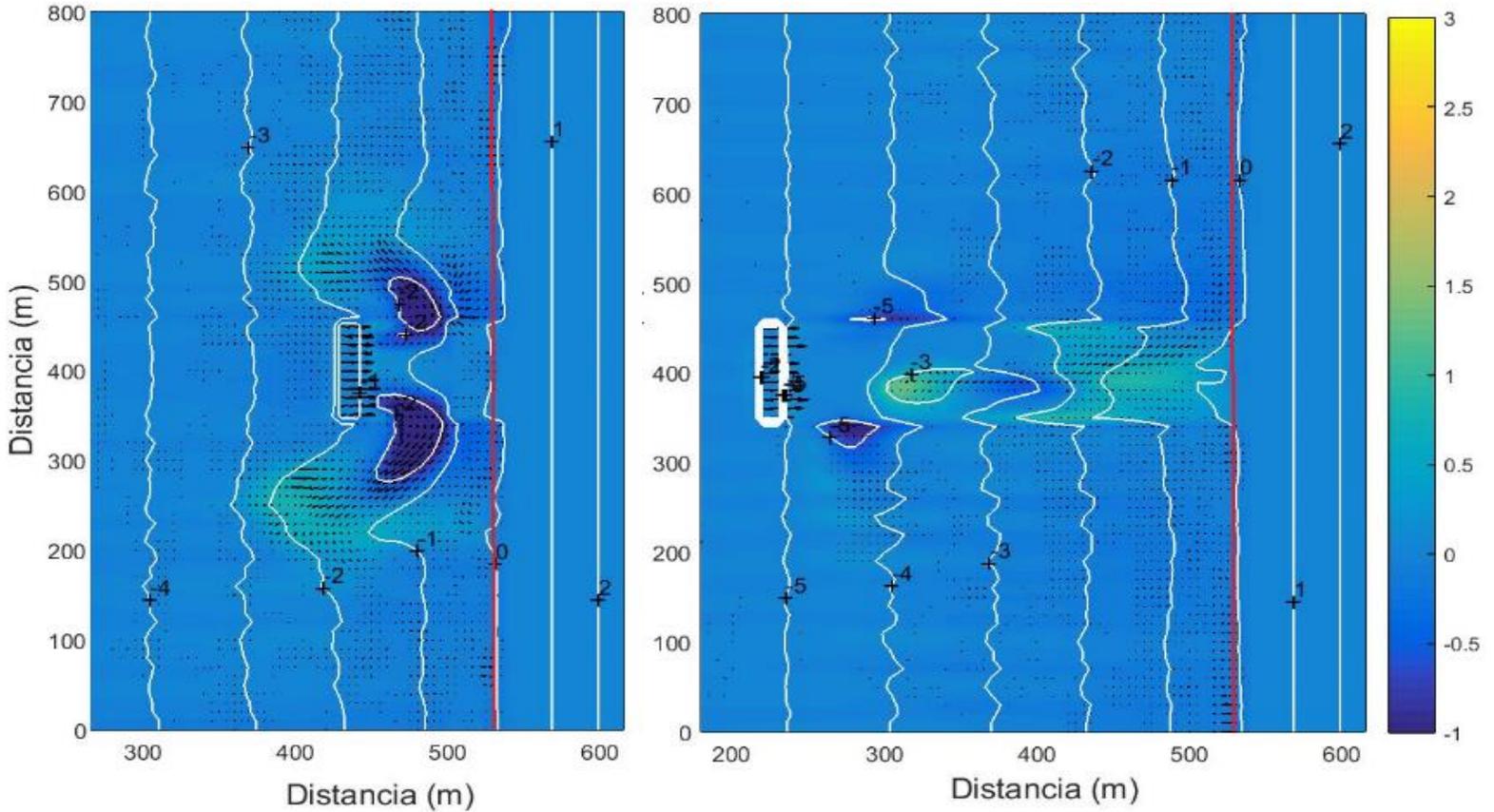


Figura 20. Transporte de sedimento para rompeolas de 10 m de ancho. Izquierda, rompeolas a 90 m de distancia de la costa y derecha a 300 m.

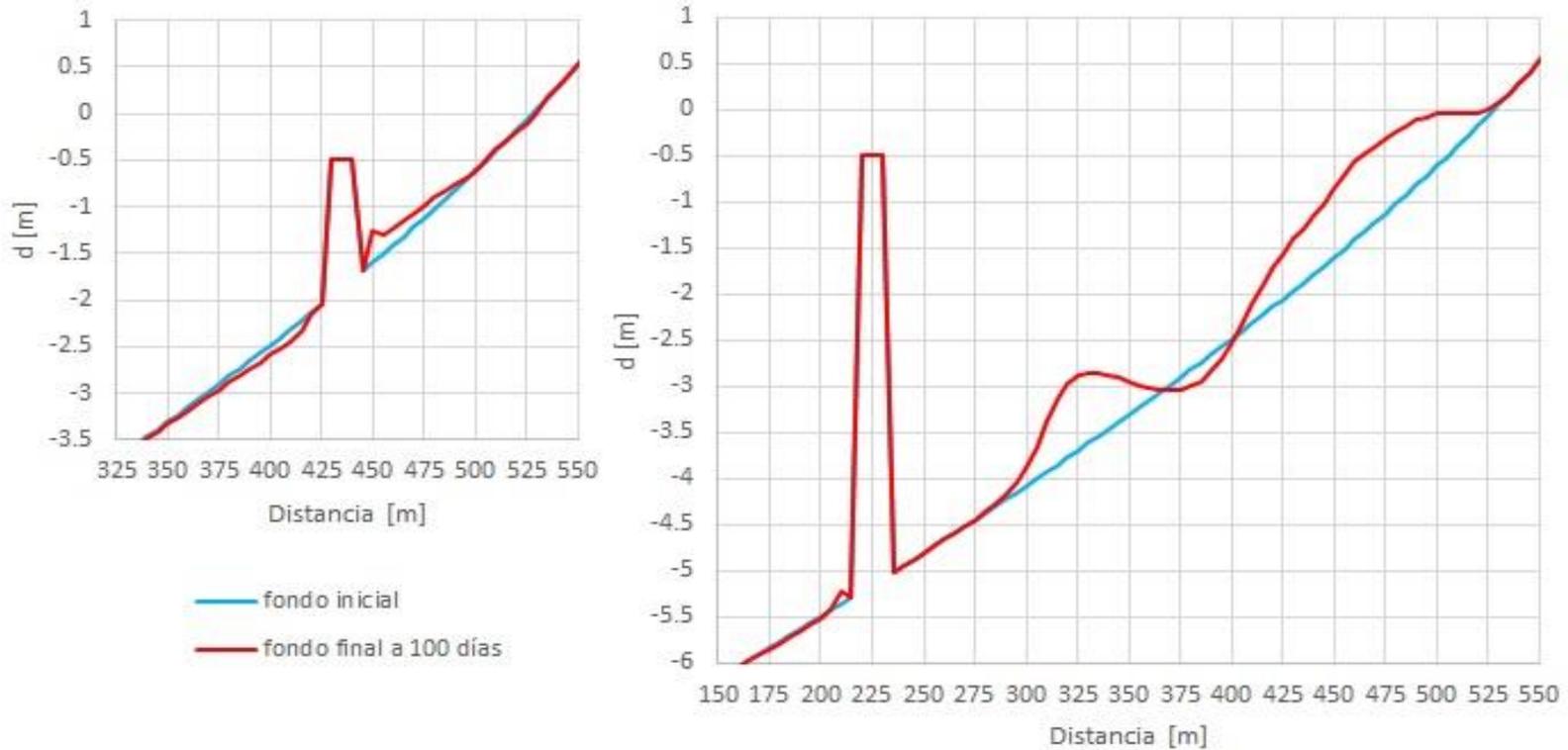


Figura 21. Comportamiento del fondo para rompeolas de 10 m de ancho de cresta ubicado a 90 m de la costa (izquierda) y a 300 m (derecha).

La Figura 22 indica los resultados del movimiento de la línea de costa (erosión/acreción) obtenidos en función de la ubicación del rompeolas tanto para el oleaje con incidencia perpendicular a la costa como para el oleaje con incidencia oblicua.

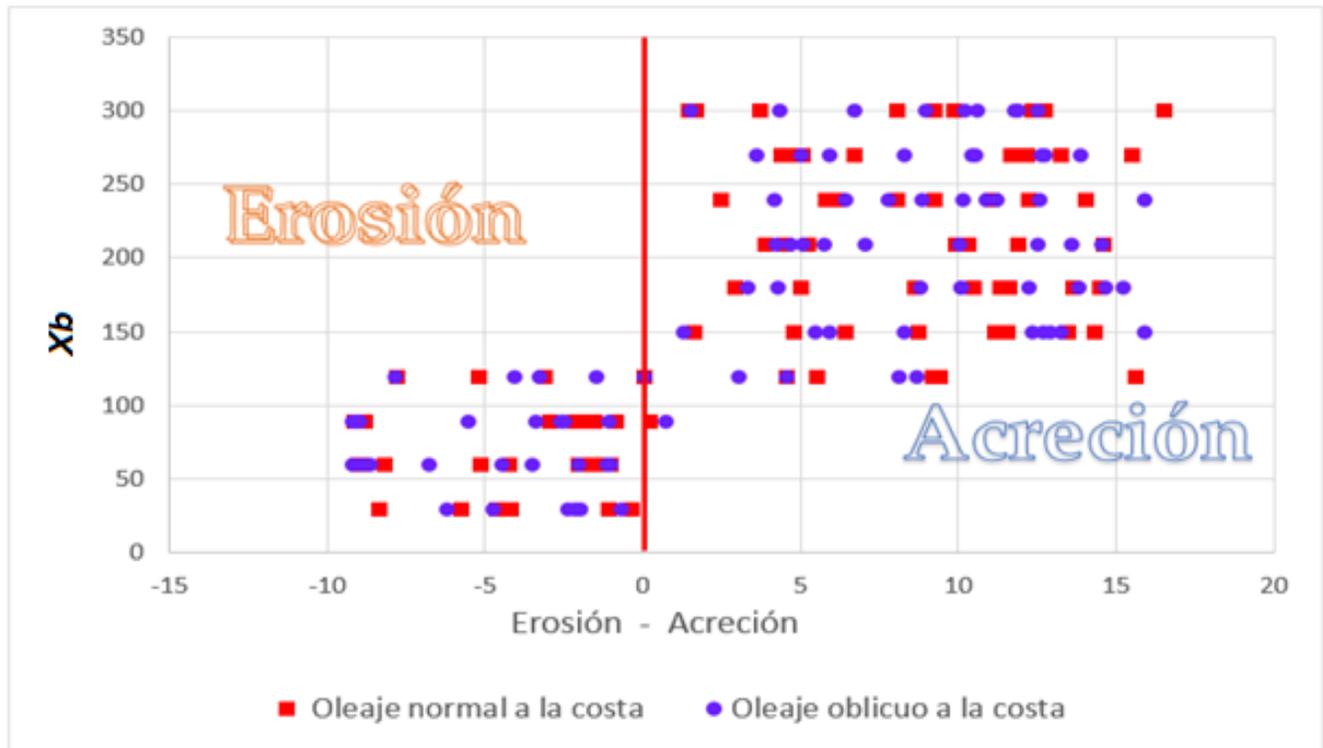


Figura 22. Respuesta de la costa (erosión/acreción) en función de la distancia de colocación del rompeolas.

La Figura 23 muestra cómo para las posiciones cercanas hasta los 100 m de distancia, la línea costera retrocede en todas las longitudes de rompeolas estudiadas, lo que se destaca con un cuadro rojo. A partir de los 120 m de separación del rompeolas de la costa se comienzan a observar avances en la línea costera, aunque también se manifiestan procesos erosivos, comportándose como una zona de transición (cuadro de color verde). Para las posiciones mayores de 150 m siempre se produce acumulación de sedimentos en la playa, que llegan a alcanzar hasta los 18 m de ancho y se delimitan en color amarillo.

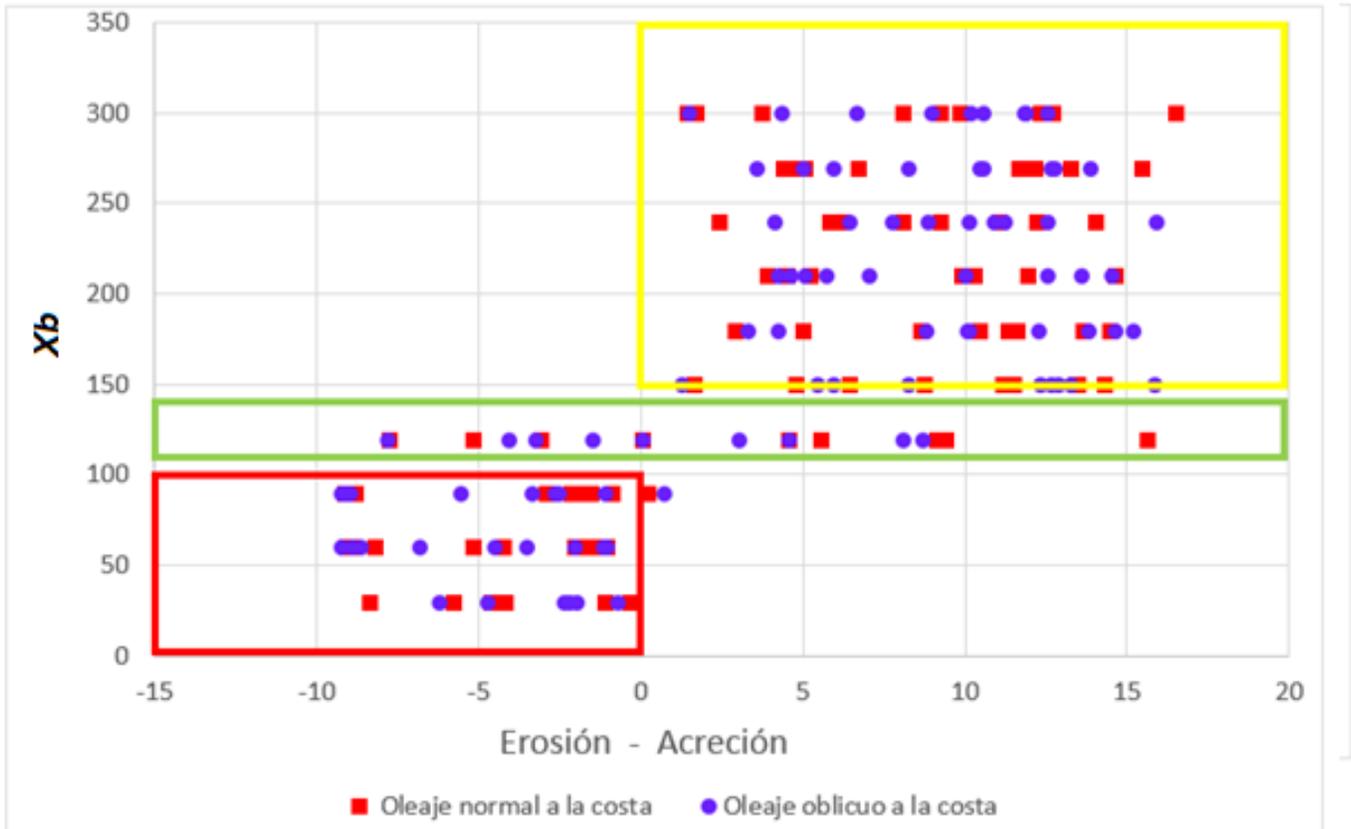


Figura 23. Respuesta de la costa (erosión/acreción) en función de la distancia de colocación del rompeolas y su delimitación.

Las simulaciones variando la distancia del rompeolas a la costa muestran la presencia de patrones de circulación de dos celdas erosivos o patrones de cuatro celdas acumulativos, que es uno de los parámetros dominantes que determinan el modo de respuesta de la costa.

La Figura 24, Figura 25 y Figura 26 evidencian la respuesta morfológica de la playa a través de la longitud del saliente conformado

(X_s), la que varía en dependencia de la longitud del rompeolas (L_b) y de la distancia con respecto a la costa original (X_b), a través del parámetro adimensional L_b/X_b , que constituyen los principales parámetros de diseño que rigen el comportamiento funcional de estas obras.

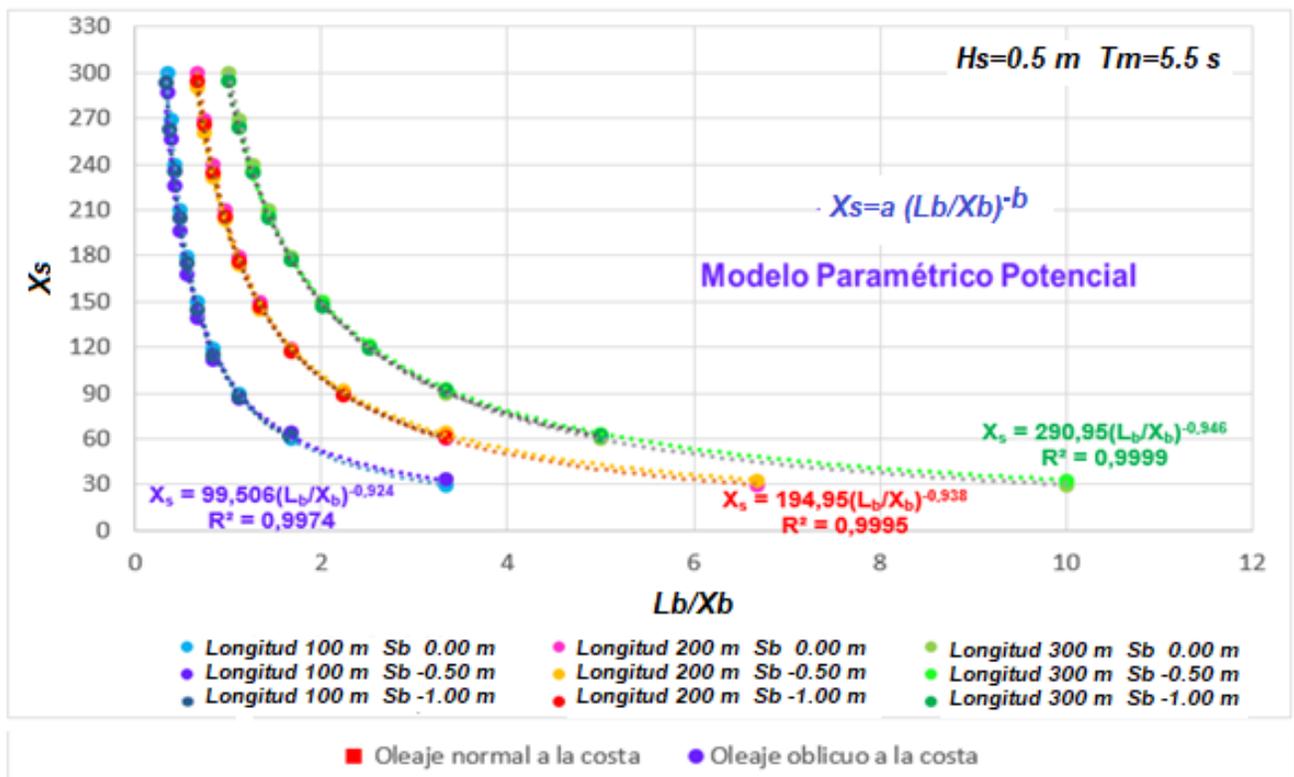


Figura 24. Relación longitud del rompeolas/distancia a la costa inicial vs. distancia a la línea de costa resultante (X_s). $H_s = 0.5\text{ m}$, $T_m = 5.5\text{ s}$.

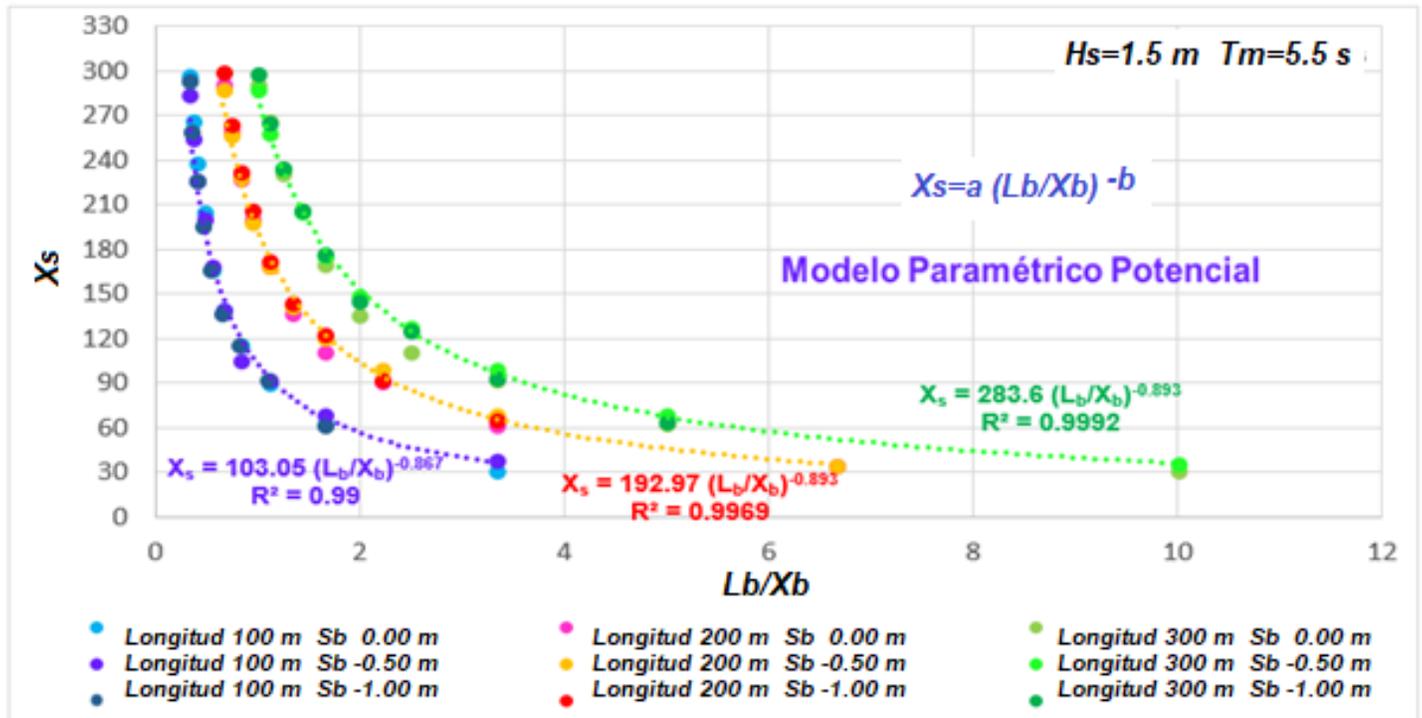


Figura 25. Relación Longitud del rompeolas/distancia a la costa inicial vs. distancia a la línea de costa resultante (X_s). $H_s = 1.5$ m, $T_m = 5.5$ s.

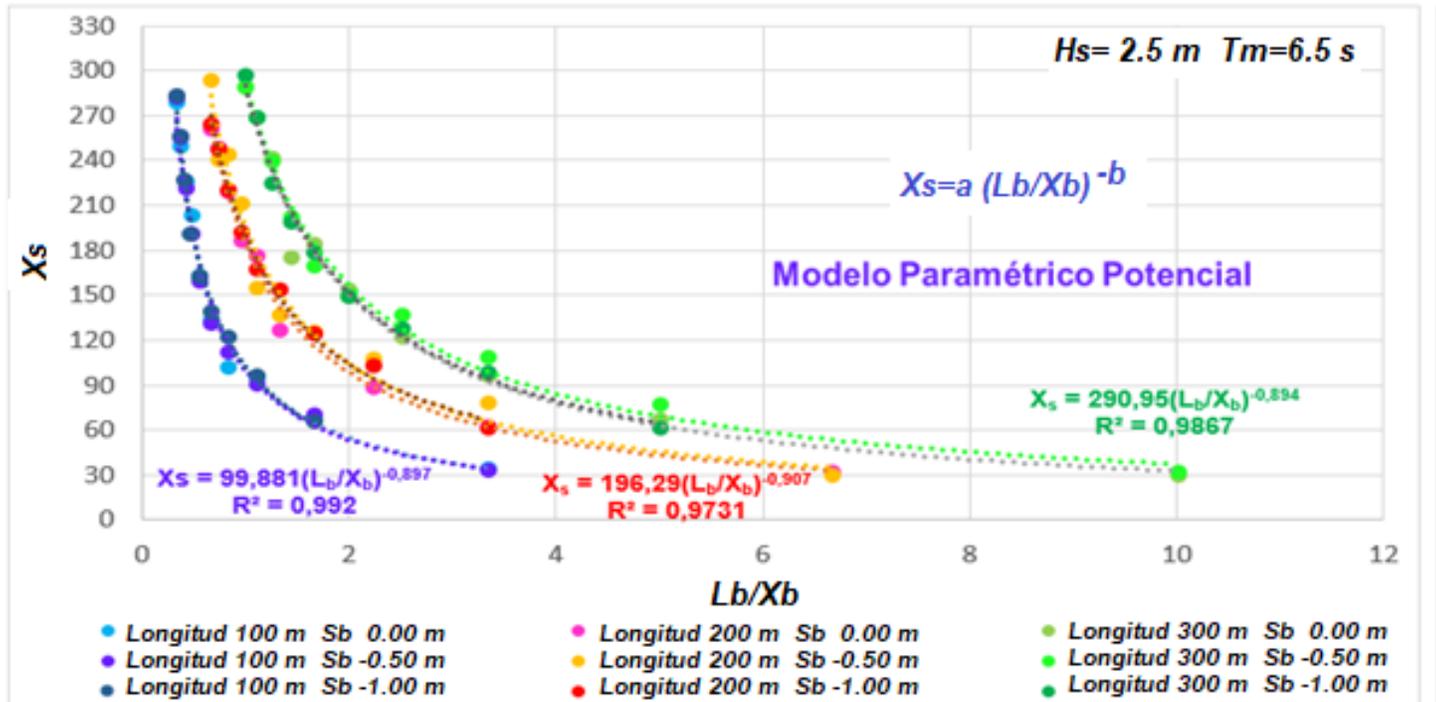


Figura 26. Relación Longitud del rompeolas/distancia a la costa inicial vs. distancia a la línea de costa resultante (X_s). $H_s = 2.5$ m, $T_m = 6.5$ s.

Los resultados obtenidos en la investigación permitieron establecer relaciones predictivas sobre el comportamiento de la línea costera (erosión/acreción) en función del parámetro adimensional (L_b/X_b), proponiendo un modelo paramétrico de tipo potencial que responde a la formulación general:

$$X_s = a \left(\frac{L_b}{X_b} \right)^{-b}$$

El parámetro a y el exponente b se recogen en la Tabla 11, Tabla 12 y Tabla 13.

Tabla 11. Parámetro a y exponente b de la función potencial para rompeolas de longitud $L_b = 100$ m.

Hidrodinámicas	Sumergencias (m)	a	b
$H_s = 0.5$ m $T_m = 5.5$ s	0.00	100	-1
	-0.50	99.50	-0.924
	-1.00	98.91	-0.978
$H_s = 1.5$ m $T_m = 5.5$ s	0.00	98.98	-0.970
	-0.50	103.05	-0.867
	-1.00	97.75	-0.956
$H_s = 2.5$ m $T_m = 6.5$ s	0.00	100.87	-0.888
	-0.50	99.88	-0.897
	-1.00	102.11	-0.893

Tabla 12. Parámetro a y exponente b de la función potencial para rompeolas de longitud $L_b = 200$ m.

Hidrodinámicas	Sumergencias (m)	a	b
$H_s = 0.5$ m	0.00	200	-1

Tm = 5.5 s	-0.50	194.95	-0.938
	-1.00	196.51	-0.978
Hs = 1.5 m Tm = 5.5 s	0.00	189.68	-0.928
	-0.50	192.97	-0.893
	-1.00	196.40	-0.939
Hs = 2.5 m Tm = 6.5 s	0.00	184.26	-0.902
	-0.50	196.29	-0.973
	-1.00	189.60	-0.865

Tabla 13. Parámetro a y exponente b de la función potencial para rompeolas de longitud $L_b = 300$ m.

Hidrodinámicas	Sumergencias (m)	a	b
Hs = 0.5 m Tm = 5.5 s	0.00	300	-1.00
	-0.50	290.95	-0.946
	-1.00	291.63	-0.965
Hs = 1.5 m Tm = 5.5 s	0.00	285.06	-0.971
	-0.50	283.60	-0.893
	-1.00	290.52	-0.945
Hs = 2.5 m Tm = 6.5 s	0.00	290.18	-0.948
	-0.50	290.95	-0.986

	-1.00	289.76	-0.932
--	-------	--------	--------

Como resultado de carácter práctico para el empleo de las relaciones predictivas se elaboró una metodología que consta de cuatro pasos, utilizando las gráficas de las Figuras 24, Figura 25 o Figura 26:

1. Calcular la relación Lb/Xb .
2. Plotear la relación Lb/Xb (eje de las abscisas) en la gráfica de la Figura 24, Figura 25 o Figura 26 según corresponda con el oleaje y la sumergencia definidos como datos de partida.
3. Obtener por el intercepto del eje de las abscisas con la curva correspondiente a la longitud de rompeolas el valor Xs (distancia entre la línea de costa formada y el rompeolas) en el eje de las ordenadas.
4. Determinar la respuesta esperada de la costa restando de la distancia a la costa inicial Xb establecida en el diseño el valor Xs obtenido de la gráfica. Respuesta (erosión o acreción) = $Xb - Xs$.

La aplicación de la metodología se presenta en el caso de estudio del hotel Meliá Varadero. Este hotel se ubica sobre un macizo rocoso, a ambos lados se extienden zonas de terraza baja con longitudes de 200 m, y altitudes entre 1.6 m y 2.5 m, que dificultan el acceso a la playa y limitan su uso como zona de baño (Figura 27).

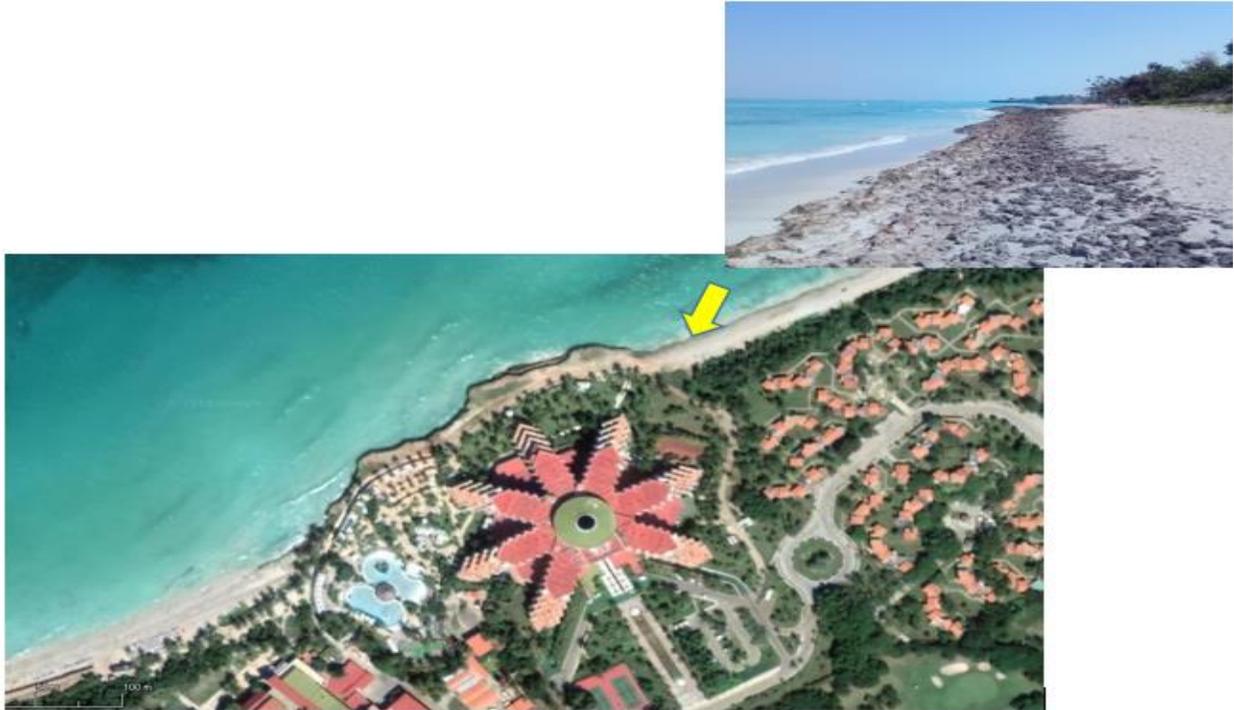


Figura 27. Ubicación del hotel Meliá Varadero.

La ubicación de rompeolas sumergidos de 100 m de longitud constituye una solución viable para estabilizar la playa. Se propone colocarlo separado de la costa a una distancia de 150 m con sumergencia de -0.50 m y un ancho de coronación de 10 m. Se establecen los valores de altura de ola significativa $H_s = 1.5$ m y periodo medio del oleaje $T_m = 5.5$ s.

1. Se calcula la relación $L_b/X_b = 100 \text{ m}/150 \text{ m} = 0.666$.
2. Se plotea la relación $L_b/X_b = 0.666$ en la gráfica de la Figura 25 y se obtiene el intercepto con la curva de longitud 100 m.
3. Valor del intercepto en el eje de las ordenadas $X_s = 138$ m.

4. Como la distancia inicial a la costa X_b se propone de 150 m, con esta ubicación la respuesta esperada de la línea de costa se determina así:

Respuesta = 150 m - 138 m = 12 m.

La línea de costa experimentará un proceso acumulativo con la formación de un saliente de 12 m de ancho, como se observa en la Figura 28.



Figura 28. Formación en la playa de un saliente de 12 m de ancho debido a la ubicación de un rompeolas sumergido de 100 m de longitud.

Conclusiones

El comportamiento de las corrientes y, por tanto, la forma en que cambia el fondo es similar para rompeolas con diferentes longitudes. La zona de influencia aumenta al incrementarse la longitud del rompeolas.

Con el aumento del ancho de cresta, el coeficiente de transmisión disminuye y los niveles de agua en la zona abrigada del rompeolas decrecen, siendo más efectivo en la disipación de la altura de olas.

La ubicación de los rompeolas con respecto a la costa presenta una fuerte relación con la respuesta morfológica de la playa; se destacan patrones de tipo erosivo o acumulativo.

La sumergencia es un parámetro íntimamente relacionado con el coeficiente de transmisión y con la morfología de la playa. Al aumentar la sumergencia a niveles de -1.00 m, el efecto disipador del rompeolas disminuye, por lo que no se recomienda el empleo de sumergencias con valores mayores a -1.00 m.

Se evidencia que la oblicuidad del oleaje no ejerce influencia significativa en el modo de respuesta de la costa ni en la transmisión del oleaje; se obtienen resultados muy similares a los alcanzados con el oleaje perpendicular a la costa.

Se determina que los parámetros de diseño funcional de los rompeolas sumergidos que más influyen en la respuesta de la playa son la distancia a la costa, la longitud del rompeolas y la sumergencia.

Se presentan relaciones predictivas en forma de gráficas, que responden a un modelo paramétrico de tipo potencial, donde puede conocerse la evolución que tendrá la línea costera en función de parámetros adimensionales; se elaboró una metodología como resultado de carácter práctico para el diseño funcional de los rompeolas sumergidos.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer a todas aquellas personas que han permitido, ayudado y colaborado con la obtención de los resultados referidos en el presente trabajo.

Referencias

- Córdova, L., Hernández, K., & Benítez, H. (2017). Modelación matemática de procesos morfológicos en playas con rompeolas sumergidos. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 38(1), 59-71.
- Calabrese, M., Vicinanza, D., & Buccino, M. (2008). 2D Wave setup behind submerged breakwaters. *Ocean Engineering Journal*, 35, 1015-1028.
- García, C. (2005). *Actuaciones para el control de la erosión en playas biogénicas. El caso de la playa de Varadero* (tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Geográficas), Instituto de Geografía Tropical, La Habana, Cuba.

Hernández, K., & Córdova, L. (2015). Simulación matemática de la interacción oleaje-estructuras de protección costera. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 36(3), 74-87.

Hernández, K., & Córdova, L. (2016). Calibración y validación de un modelo matemático para la simulación de los cambios morfológicos durante eventos extremos en una playa del Caribe. *Tecnología y ciencias del agua*, 7(3), 135-153. DOI: 10.24850/j-tyca-imta

Makris, V., & Memos, C. (2007). Wave transmission over submerged breakwaters: performance of formulae and models. *Proceedings of the Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, Lisbon, Portugal.

Papadopoulos, D. (2012). *Scour below the toe of breakwaters* (thesis submitted for the degree of Master of Science in Hydraulic Engineering), Delf University of Technology, The Netherlands.

Ranasinghe, R., Larson, M., & Savioli, J. (2010). Shoreline response to a single shore- parallel submerged breakwater. *Coastal Engineering*, (57), 1006-1017. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2010.06.002

Roelvink, D., Reniers, A., van Dongeren, A., van Thiel-de-Vries, J., McCall, R., & Lescinski, J. (2009). Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands. *Coastal Engineering*, 56, 1133-1152. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2009.08.006

Vanlischout, V. (2008). *Oblique wave transmission through rough impermeable rubble mound submerged breakwaters* (thesis of the Master of Science degree in Civil Engineering), Ghent University, The Netherlands.

Variation of surface runoff due to change of land use in the river Duero watershed

Variación de la escorrentía superficial por el cambio de uso de suelo en la cuenca del río Duero

Nelly Bernal-Santana¹

Gustavo Cruz-Cárdenas², ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5256-4612>

José Teodoro Silva³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4516-6461>

Sergio Martínez-Trinidad⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9880-1994>

Rodrigo Moncayo-Estrada⁵, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0204-1482>

Francisco Estrada-Godoy⁶, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4546-5656>

Salvador Ochoa-Estrada⁷, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8933-2882>

Dioselina Álvarez-Bernal⁸, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5946-7292>

¹Instituto Politécnico Nacional, CIIDIR-IPN-Michoacán, COFAA, Jiquilpan, Michoacán, Mexico, nlygeo@gmail.com

²Instituto Politécnico Nacional, CIIDIR-IPN-Michoacán, COFAA, Jiquilpan, Michoacán, Mexico, guscruz@ipn.mx, gustavo.cruz.cardenas@gmail.com

³Instituto Politécnico Nacional, CIIDIR-IPN-Michoacán, COFAA, Jiquilpan, Michoacán, Mexico, tsilva09@hotmail.com

⁴Colegio de Postgraduados, Campus Puebla, Puebla, Mexico, sergiomtzt@colpos.mx

⁵Instituto Politécnico Nacional, CICIMAR, COFAA, Av. Instituto Politécnico Nacional s/n, 23096, La Paz, BCS, México, rmoncayo@hotmail.com

⁶Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura (ESIA), Mexico City, Mexico, ingestrada01@hotmail.com

⁷Instituto Politécnico Nacional, CIIDIR-IPN-Michoacán, COFAA, Michoacán, Mexico, sochoae@ipn.mx

⁸Instituto Politécnico Nacional, CIIDIR-IPN-Michoacán, COFAA, Michoacán, Mexico, dalvarezb@ipn.mx

Corresponding author: Gustavo Cruz-Cárdenas, guscruz@ipn.mx, gustavo.cruz.cardenas@gmail.com

Abstract

The dynamics and availability of the water resource is fundamental aspect in the study of watersheds. From the temporal perspective, water

resource is related to precipitation, which varies with hydrometeorological events, while spatially, it is largely related to the land use or vegetation cover. The changes in surface runoff of the Duero River basin, Mexico, using the SWAT model were investigated. The input data for the model include climatic variables, soil properties, topography, and four periods of land use map. The runoff estimates of the SWAT were compared with the streamflow data from the National Data Bank of Surface Water. An elevated record of runoff of up to 30 Dam³ (cubic decameter) was observed in 1983 in the municipalities of Tangamandapio and Tangancicuaro, which was likely associated with forest clearing since the 1970s. A decrease of runoff to 10 Dam³ was also observed in 2000, likely reflecting the conservation practice of forest management. The simulations for 2011 and 2014 indicate high runoff in the municipality of Chilchota due to the modification of its forest areas and traditional agriculture to accommodate the cultivation of the avocado crop and berries.

Keywords: SWAT model, artificial neural networks, digital mapping.

Resumen

La dinámica y disponibilidad del recurso hídrico es un aspecto fundamental en el estudio de las cuencas hidrográficas. Desde la perspectiva temporal, el recurso hídrico está relacionado con la precipitación, que varía con los eventos hidrometeorológicos, mientras que espacialmente, está relacionado en gran medida con el uso de la

tierra o la cubierta vegetal. Se investigaron los cambios en la escorrentía superficial del río Duero basin, México, utilizando el modelo SWAT. The input data for the model include climatic variables, soil properties, topography, and four periods of land use map. Las estimaciones de escorrentía del SWAT se compararon con los datos de caudal del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales. En 1983 se observó un registro elevado de escorrentía de hasta 30 Dam³ (decámetro cúbico) en los municipios de Tangamandapio y Tangancícuaro, que probablemente se asoció con la tala de bosques desde la década de 1970; también se observó una disminución de escorrentía a 10 Dam³ en 2000, lo que probablemente refleja la práctica de conservación del manejo forestal. Las simulaciones para 2011 y 2014 indican alta escorrentía en el municipio de Chilchota debido a la modificación de sus áreas forestales y agricultura tradicional para acomodar el cultivo del aguacate y bayas.

Palabras clave: Modelo SWAT, redes neuronales artificiales, mapeo digital.

Received: 06/11/2019

Accepted: 10/02/2021

Introduction

Land-use change affects surface runoff dynamics, and the quantification of its effect is important for understanding the hydrological processes of river basins (Hundechea & Bárdossy, 2004). This change also alters climate processes at different scales and increases vulnerability to climate change (Cuo, 2016). One of the major land-use and land-cover changes is the conversion of forests over time, as a consequence of the agricultural activities and urban area expansion (Foley *et al.*, 2005). In recent decades, studies have assessed the extent and condition of forest resources in the world and found that the main cause of deforestation comes from the need to obtain more arable land, with a strong tendency toward over-exploitation (FAO, 2001). Forest systems not only have a biological functionality but also regulate the export of nutrients, carbon storage, and their roots play an important role in providing resistance to soil erosion by reducing runoff velocity and binding the soil (Kauffman, Hughes, & Heider, 2009; DeFries, Rudel, Uriarte, & Hansen, 2010).

The Duero River basin in Mexico is facing serious environmental problems, such as water and soil pollution, overexploitation of groundwater, and changes in the use of soil and vegetation. Estrada-Godoy *et al.* (2013) reported the increasing vulnerability of the aquifer, which is mainly caused by overexploitation and the impact of agrochemicals used in the region. The chemical characteristics of ground and surface water resources have also been studied for different years and the results showed that groundwater has relatively good quality, while surface water is slightly or moderately contaminated (Silva *et al.*,

2013). Silva-García et al. (2016) analyzed the operation, quality, and quantity of water from 49 springs, of which 27 are located upstream, in the municipality of Chilchota. Results showed that these springs have good chemical quality in general but are susceptible to punctual and diffuse pollution (wastewater, agricultural activities, recreational and urban growth). Cruz-Cárdenas, Silva, Ochoa-Estrada, Estrada-Godoy, and Nava-Velázquez (2017) defined environmental variable units using climate, topography, soil, and water properties and used remote sensing data to quantify urban growth. They classified five environmental units based on the water quality of the sampled wells and defined their uses: values from 0.75 to 2.25 $\mu\text{S cm}^{-1}$ are suitable for irrigation under certain regulations, while values $> 2.25 \mu\text{S cm}^{-1}$ are not recommended for some uses. The classified environmental units allow for the allocation of conservation areas and the use of resources.

Regarding natural resources evaluation, previous studies have focused on developing methodologies and tools that can be used to model the environment, such as digital mapping and hydrological modeling. The former evaluates and measures the change in land use and vegetation using remote sensing data and computer algorithms, which can be used to discriminate different land covers within a satellite image (Congalton, 1991; Cruz-Cárdenas et al., 2010). Meanwhile, hydrological models are simplified representations of the processes that occur in a basin. In this context, it is important to maintain a holistic view to characterize the dynamics of the model's attributes and predict how processes will behave via simulation (Soetaert & Herman, 2008; Jiménez-Valverde, Acevedo,

Barbosa, Lobo, & Real, 2013). Most hydrological models are based on the water balance equation to study cause and effect relationships, which allows to estimate the availability of water in a region under the principle of continuity, i.e., the models quantify inputs and outputs, as well as the changes in storage within the basin (Hernández, Scarpore, & Seabra, 2018).

Studies on hydrological modeling have been conducted in different parts of the world. These studies have analyzed the impact of changes in vegetation on the hydrological process in the basin (Zhou *et al.*, 2013; Gebremicael, Mohamed, Betrie, Van-der-Zaag, & Teferi, 2013; Brouziyne, Abouabdillah, Bouabid, Benaabidate, & Oueslati, 2017). The development of hydrological models, such as the soil and water assessment tool (SWAT), has provided the capability to simulate hydrological processes (Xiong, Xu, Ren, Huang, & Huang, 2019), obtain estimates with acceptable precision (Nie *et al.*, 2011; Baker & Miller, 2013; Ha, Bastiaanssen, Griensven, Van Dijk, & Senay, 2018), and facilitate decision making in terms of the adequate use of water resources (Jayakrishnan, Srinivasan, Santhi, & Arnold, 2005).

The SWAT model is a continuous dynamic model based on the mathematical descriptions of physical, bio-geochemical and hydrochemical processes and has been used for different hydrographic basins of Mexico and the world (Torres-Benites, Fernández-Reynoso, Oropeza-Mota, & Mejía-Saenz, 2004; Barrios & Urribarri, 2010; Arnold *et al.*, 2012; Bautista-Ávalos, Cruz-Cárdenas, G., Moncayo-Estrada, Silva, &

Estrada-Godoy, 2014; Meng, Yu, & Liu, 2015). It is designed to evaluate the effect of topography, soils, land use, and climate on the hydrologic response of ungauged basins, the data used to generate the input parameters may be scarce or absent (Srinivasan, Zhang, & Arnold, 2010). Depending on the complexity of the study and the data available, this model defines the hydrologic response units (HRUs) to show differences in transpiration and other hydrological conditions for the diverse soil characteristics of land use and vegetation (Neitsch, Arnold, Kiniry, Srinivasan, & Williams, 2010).

Because there is a conversion of vegetation by human activities in the Duero River basin, the main aim of this study was to evaluate the variation of surface runoff in four scenarios of change in land use and vegetation (1983, 2000, 2011, and 2014) with the SWAT model.

Materials and methods

Study area

The Duero River basin is located on the northwest of the state of Michoacán ($19^{\circ}40'$ - $20^{\circ}15'N$, $101^{\circ}45'$ - $102^{\circ}45'$ W). It covers an area of 2531.3 km² with an elevation range from 1500 to 2400 m (Figure 1). The area is characterized by a subhumid climate ((A) C (wo), C (w1), and C (w2)). The basin is a predominantly volcanic environment with stratovolcano structures (Silva & Ramos, 1998). Vertisol is the dominant agricultural soil type in the valleys to produce vegetables, basic grains, and berries and it covers over 50 % of the basin area, meanwhile, the Andosol soil located in the mountains is used for avocado production (Estrada-Godoy *et al.*, 2013).

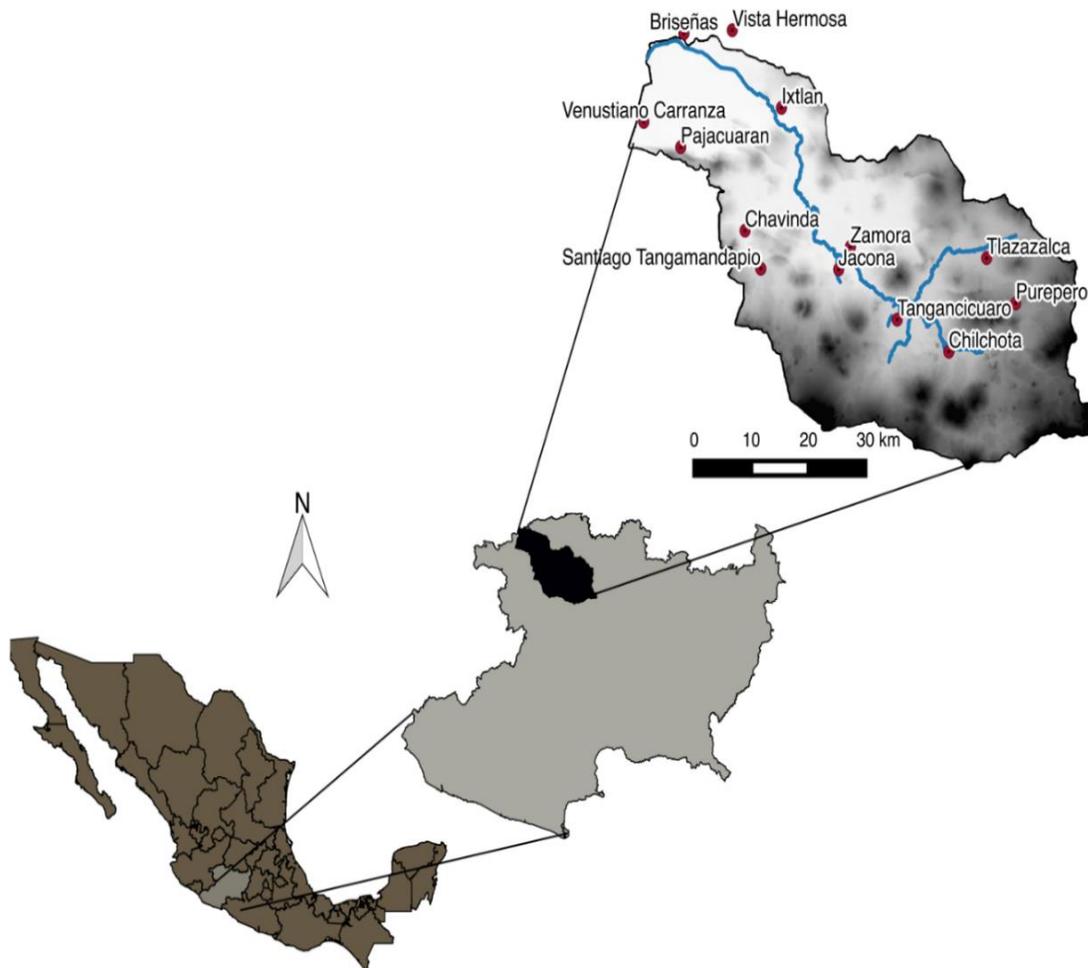


Figure 1. Location of the Duero River basin, Michoacán, Mexico.

Topographic attributes

The digital elevation model (DEM) of the basin was obtained from the Mexican Territory Elevations Model (INEGI, 2014), with a pixel resolution of 30 m x 30 m. This dataset was used to generate areas of three slope intervals: < 5 %, between 5 and 10 %, and > 10 % (Neitsch *et al.*, 2010).

Climate data

Fourteen climate variables were used to feed the SWAT model (Neitsch *et al.*, 2010). The meteorological information was obtained from the Rapid Extractor of Weather Information (ERIC III version 2.0 of the Mexican Institute of Water Technology). A filter was applied to select stations that were at least 20 years old and had data with >80 % of the available records per year. In the end, 20 meteorological stations within the basin were selected. The solar radiation, dew point, and wind speed variables were calculated based on the data provided by 10 nodes of the National Center for Environmental Prediction (NCEP, 2014). The mean annual temperature and accumulated precipitation were obtained from the whole

database from the selected meteorological stations.

Soil Properties

The soil profiles were described from six sites chosen based on the soil units map of INIFAP and Conabio (1995). Soil samples were collected and analyzed from each soil layer according to the Official Mexican Standard NOM-021-RECNAT-2000 (Semamat, 2002). The soil properties required for the model are depth, apparent density, saturated hydraulic conductivity, soil erosion, organic carbon content, rock fragment content, electrical conductivity, available water capacity, and percentage of sand, silt, and clay.

Land use

Digital mapping technique was used to obtain and quantify different types of land use in the Duero River basin. This is the recommended method

when the area is known because it allows the selection of the classes to be analyzed (Chuvieco, 2002). The remote sensing data used include Landsat 5, Landsat 7, and Landsat 8 satellite images for four periods (1983, 2000, 2011, and 2014) with a spatial resolution of 30 x 30 m. The DEM was also used in the digital mapping process to improve the accuracy of the maps (Cruz-Cárdenas *et al.*, 2010).

A total of 250 sampling points were categorized into the following classes of land use: agriculture (A), pine-oak forest (POF), grassland (G), shrub (M), and urban area (UA). Seventy percent of the sampling sites were randomly selected to perform the automated mapping using five algorithms: artificial neural networks (ANN), decision trees (CTA), minimum distance (DM), maximum likelihood (ML), and parallelepiped (PP) (Lo & Yeung, 2007). After the classification, the remaining 30 % of the points were used to validate the land use and vegetation maps. A confusion matrix was generated to measure the reliability of the maps using the overall accuracy and the kappa coefficient (Congalton, 1991).

Calibration and validation of the SWAT model

The SWAT model divides the basin into sub-basins based on the digital

elevation model. A flow accumulation layer will be generated from one layer of flow direction. A flow network is created, and the main channel is divided and ordered into continuous segments. The accumulation points of each network are calculated, and the delimitation of sub-basins is carried out. Then, these sub-basins are divided into hydrologic response units (HRUs) according to the topography, land use, and soil type. Finally, with the SWAT input files (Arnold *et al.*, 2012), the simulation, calibration, and validation of the model are implemented (Figure 2).

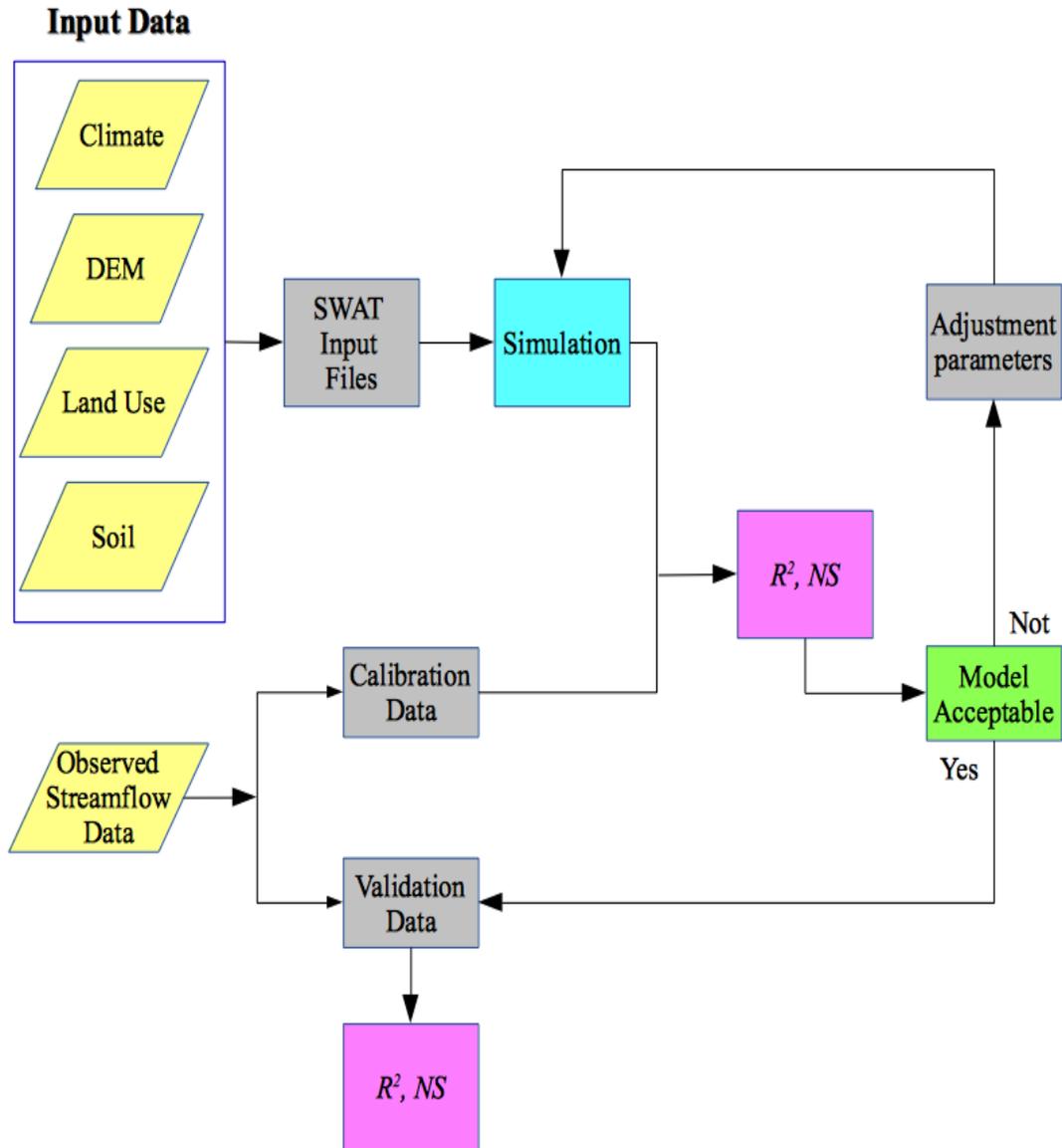


Figure 2. Flowchart of the model construction, calibration, and validation processes. DEM = digital elevation model; R^2 = coefficient of determination; NS = Nash-Sutcliffe efficiency.

The calibration and validation processes were performed using a partition of the observed data available. The calibration was configured manually, adjusting the values of the curve number parameter (NC2) (Boyle, Gupta, & Sorooshian, 2000; Arnold *et al.*, 2012). The streamflow records (in $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) of the hydrological stations' network from the National Bank of Surface Water (NBSW) were used for model calibration and validation. Twenty-one hydrological stations are in the basin, however, six were selected because they have records from 20 years (1980-2000).

The calibration of the 1983 land-use scenario was done using the monthly average streamflow from 1980-1982, and the validation with the streamflow from 1983-1984. In the 2000 land-use scenario, the streamflow from 1995 to 1997 was used for calibration, meanwhile, the streamflow from 1998 to 1999 was used for validation. In both scenarios, the SWAT-estimated runoff was compared to the observed streamflow (NBSW). The Nash-Sutcliffe efficiency (NS) (Nash & Sutcliffe, 1970) and the coefficient of determination (R^2) (Krause, Boyle, & Bäse, 2005) were calculated to measure the goodness of fit. These coefficients were chosen as suitable methods for judging the goodness of fit of a hydrological model (Nash & Sutcliffe, 1970).

Results

The analysis of the temperature and precipitation data from the 20 meteorological stations showed that both variables changed in the Duero River basin (Figure 3). Particularly, the mean annual temperature showed an increase of 0.8 °C, and the precipitation decreased by 90 mm over 60 years.

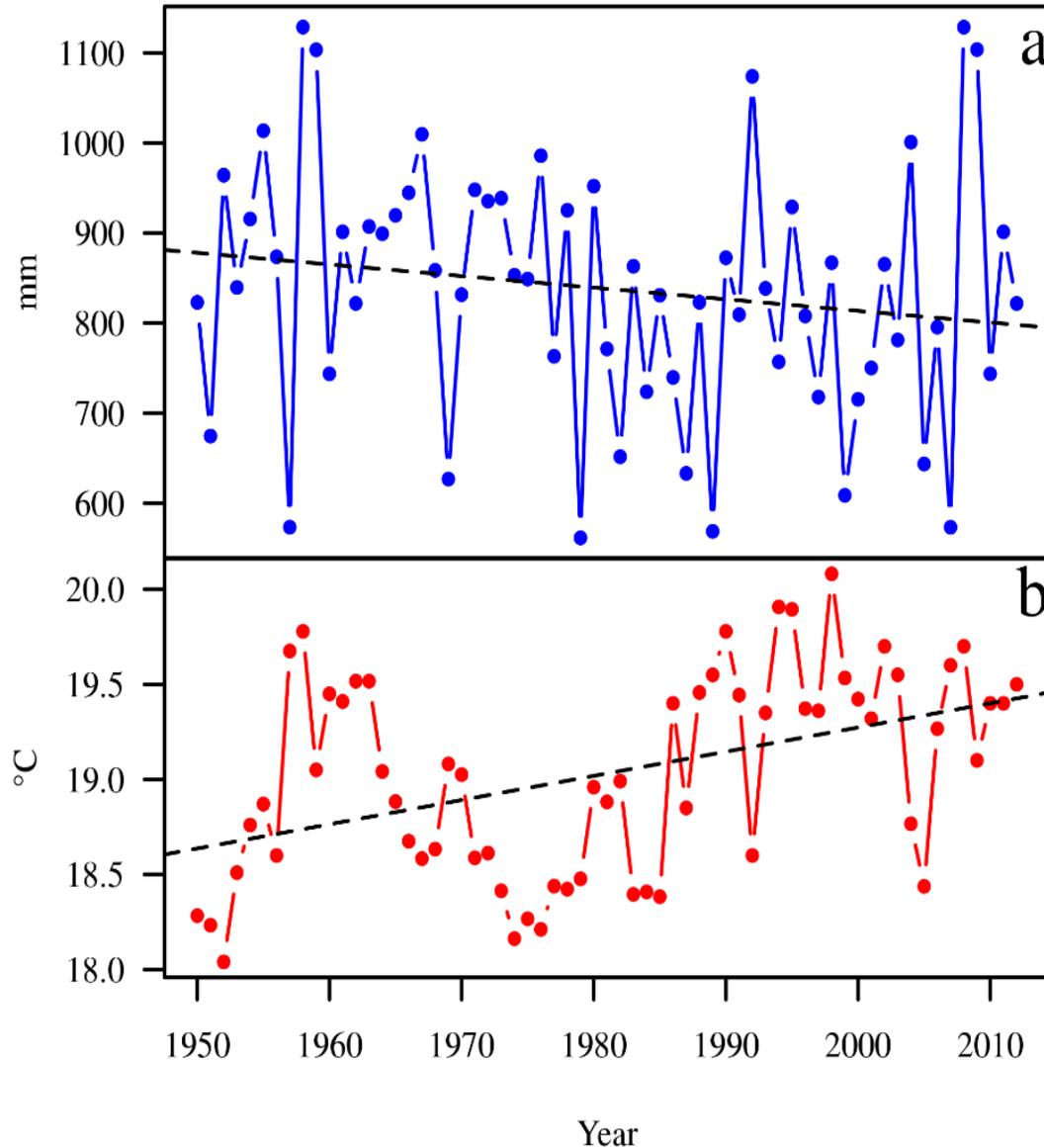


Figure 3. Climatic variables of the Duero River basin (60 years): a) Annual precipitation; b) annual average temperature.

The five algorithms used for the digital mapping yielded a

more than 60 % agreement between classified classes and validated data. Among these methods, both ANN and ML reach the classification accuracy of >80 %. Based on the expert knowledge of the study area, we considered that the maps generated by the ANN method better represented the distribution of land use (Figure 4).

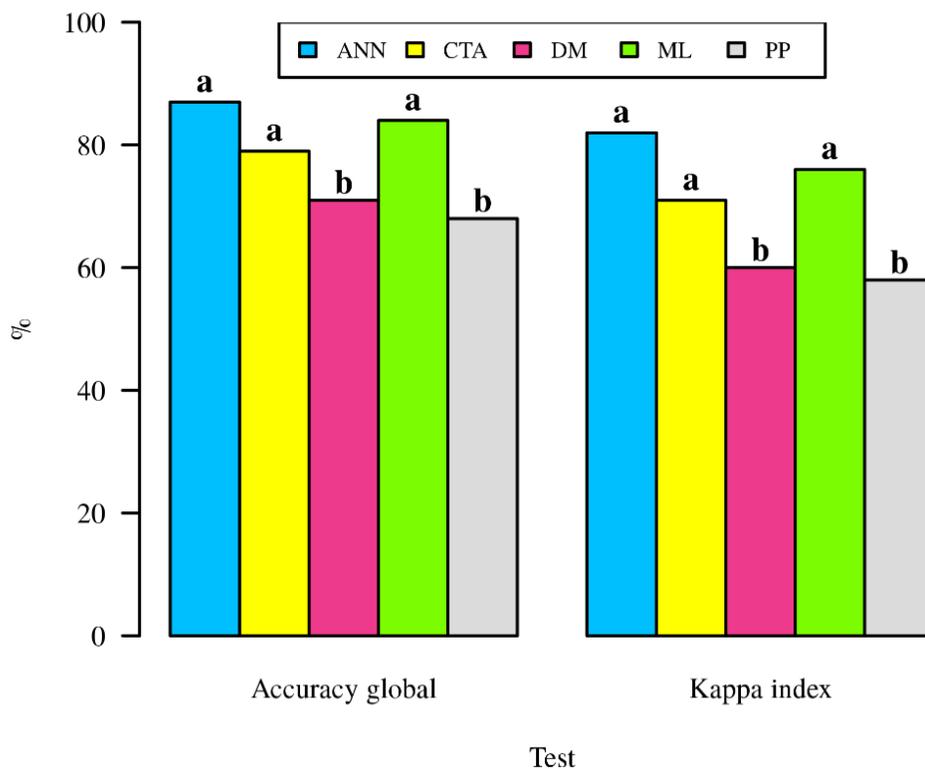


Figure 4. Mean comparison (p -value = 0.05; different letters represent a significant difference), with global accuracy and kappa index, of five classifiers for digital mapping. ANN = artificial neural networks; CTA =

decision trees; DM = minimum distance; ML = maximum likelihood; PP = parallelepiped. The best algorithms for the classification were neural networks and maximum likelihood, with concordance values above 84 and 89 %, respectively, in the classification of pixels.

The distributions of the five classes of land use from 1983 to 2014 are shown in Figure 5. From 1983 to 2000, land covers of G, S, and UA increased 15.5, 8.8, and 0.3 %, respectively. In contrast, land use of A and POF showed losses of 15.2 and 9.3 %, respectively. This period presented the greatest loss of pine-oak forest over the 17 years. From 2000 to 2011, the land covers with positive rates were A (3.1 %), POF (2.4 %) and UA (0.4 %), while S (2.2 %) and G (3.8 %) had losses. From 2011 to 2014, the land covers with a positive rate corresponded to A (0.2 %), G (2.6 %) and UA (0.3 %), while POF (2.4 %) and S (0.7 %) had negative rates.

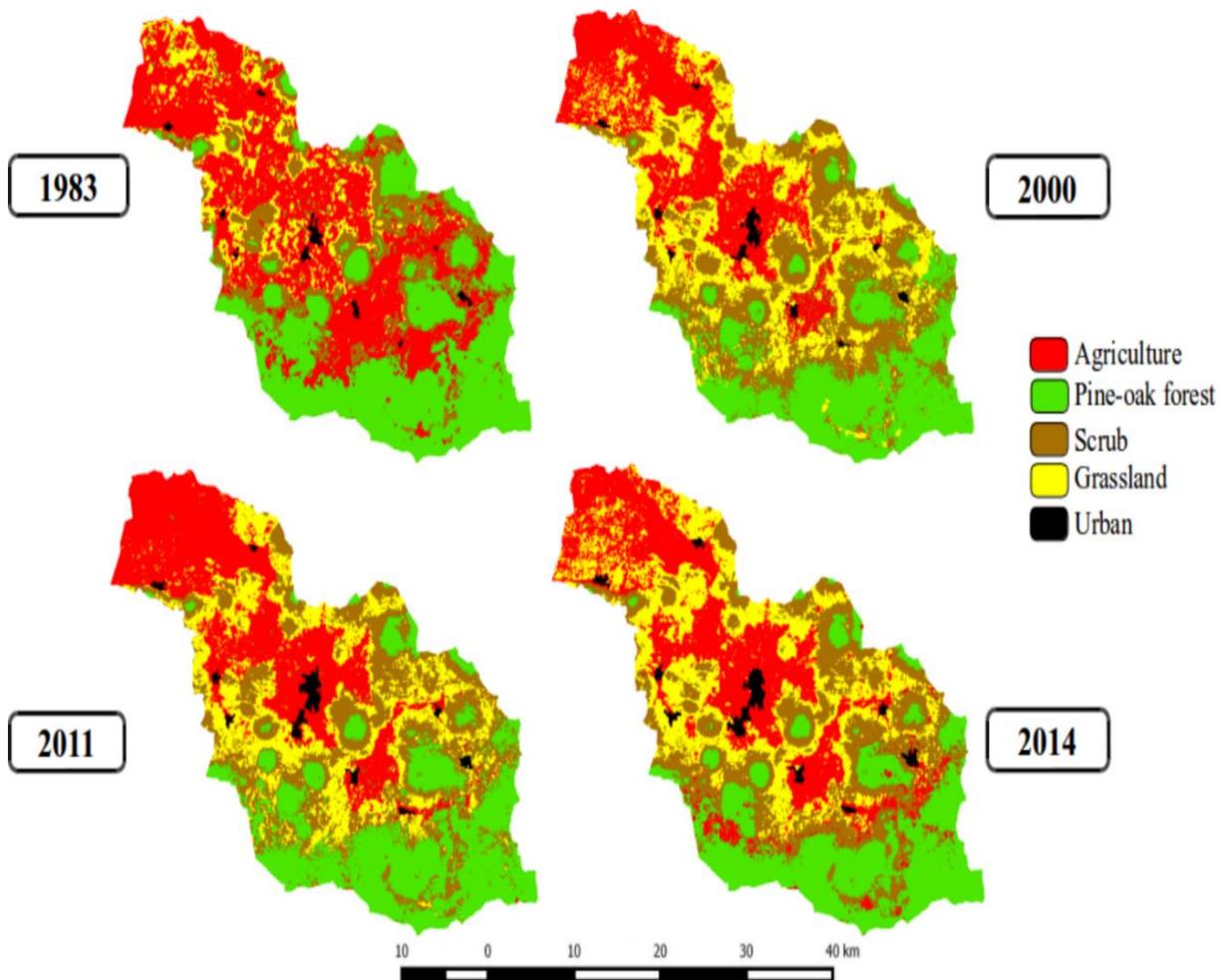


Figure 5. Land use for four scenarios for the Duero River basin. Maps generated using artificial neural networks were used.

In the SWAT model, the basin was divided into 25 sub-basins and at least 132 HRUs. No changes were made to the input parameters of the first simulation model for the land-use scenario of 1983.

Figure 6a shows a comparison between the observed and simulated streamflow that represents a clear difference between these two values. Although a high coefficient of determination was obtained (0.93) (Table 1), the Nash-Sutcliffe coefficient (NS) is only -2.24, indicating a poor predictive capacity of the model and that an adjustment is necessary. The three-year streamflow records (1980-1982) were used to calibrate the model, and a manual adjustment was done using the curve number values. Table 1 shows the summary of the calibration and validation models. In the calibration, a coefficient of determination of $R^2 = 0.92$ and a NSE of 0.51 imply that the model was still poor. For the validation, two-year data (1983-1984) were used, with $R^2 = 0.96$ and NSE = 0.61.

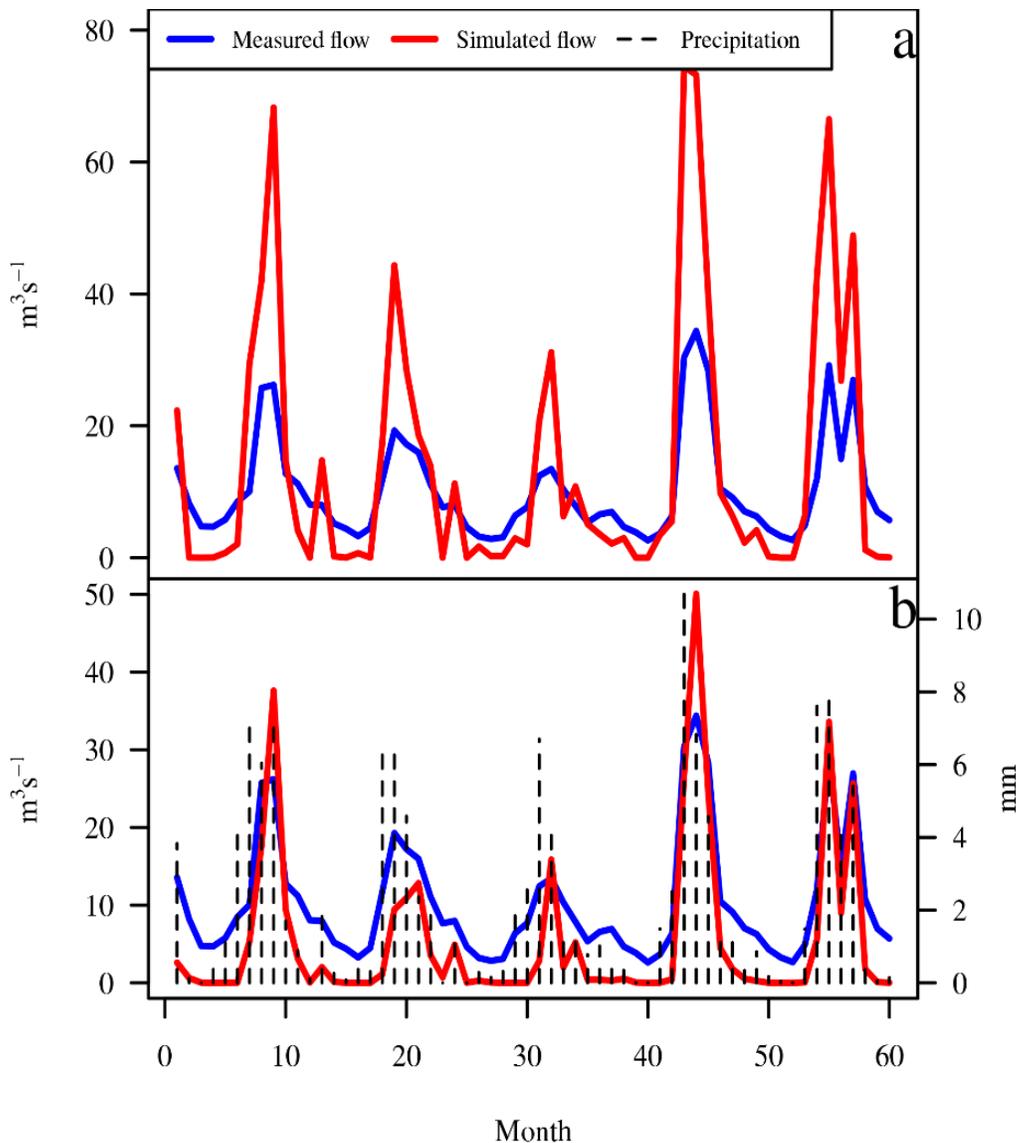


Figure 6. Comparison of observed and calculated monthly surface flow for the Duero River basin for the period from 1980-1984. a) First simulation; b) calibration (1-36 month) and validation (37-60 month). Additionally, the precipitation values are shown.

After the model was calibrated and validated, the observed and measured streamflow values were adjusted (Figure 6b). The peaks in the precipitation values indicate the wet months of each period.

Table 1. Summary of the calibration and simulation of the estimated and observed values of the runoff.

	Scenario 1983		Scenario 2000	
	R^2	NS	R^2	NS
First simulation	0.93	-2.24	0.96	-2.50
Calibration	0.92	0.51	0.94	0.54
Validation	0.96	0.61	0.91	0.70

R^2 = coefficient of determination; NS = Nash-Sutcliffe efficiency.

In the first simulation for the 2000 land-use scenario, the R^2 was 0.96 and the NS was -2.50 (Table 1). The calibration stage with data from 1995-1997 presented an R^2 of 0.94 and NS of 0.54 (Table 1). The validation for 1998-1999 presented an R^2 of 0.91 and NS of 0.70 (Table 1). When compared the streamflow this period also showed a better adjustment than in the first simulation (Figure 7).

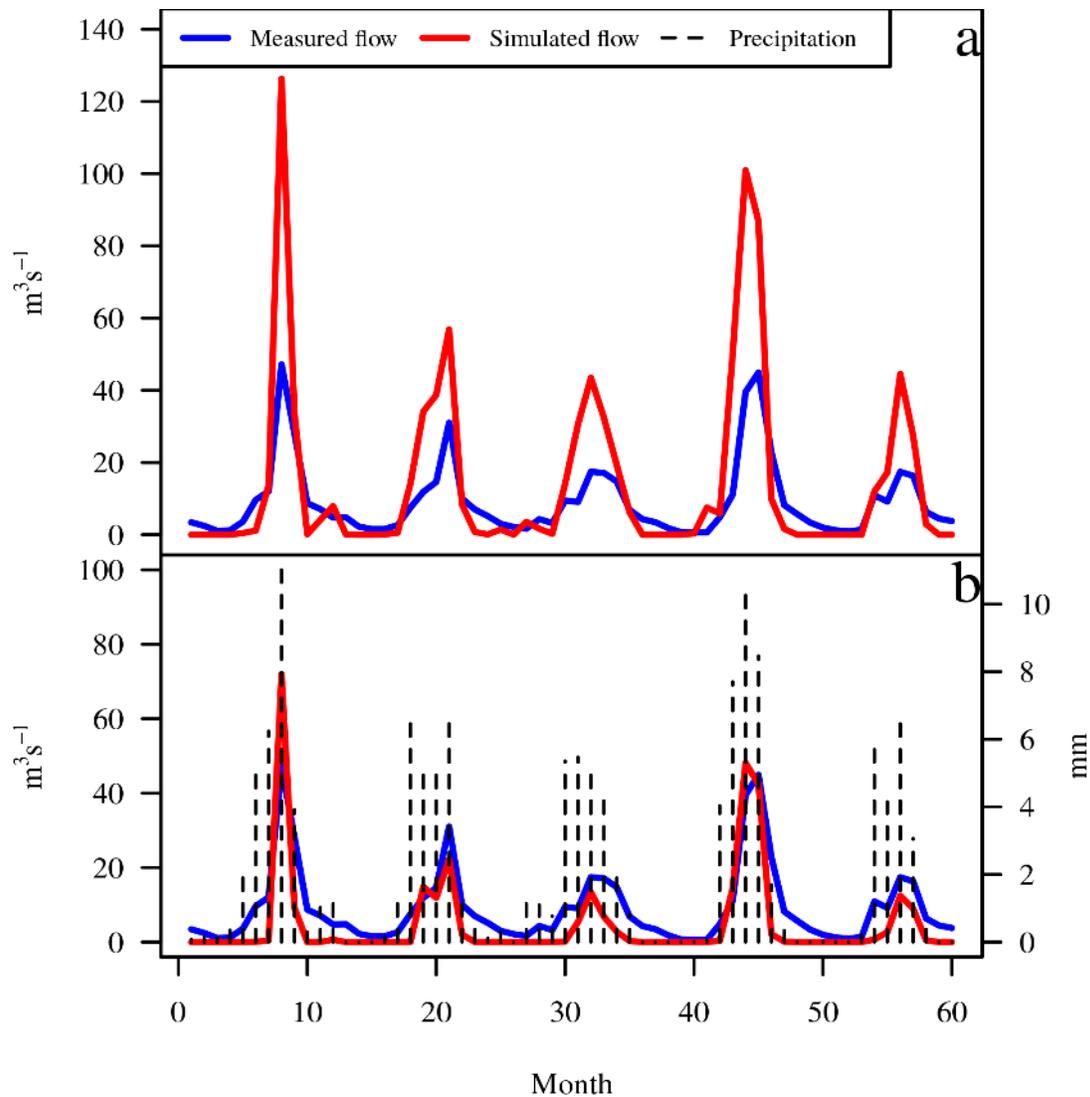


Figure 7. Comparison of observed and calculated surface flow for the Duero River basin for the period from 1995-1999. a) First simulation; b) calibration (1-36 month) and validation (37-60 month). Additionally, precipitation values are shown.

The initial NC2 values for both periods were 87, and the endpoints

were 73 for 1983 and 62 for 2000. In the case of the 2011 and 2014 periods, only the runoff was projected because of the lack of streamflow data available to perform the calibration and validation of the models.

Figure 8 shows the amount of surface runoff for each period. In the 1983 scenario 76 % of subbasins had runoff of less than 10 Dam³ (cubic decameter) of water, while for 2000, this increased to 84 %, aspect that continued in the following scenarios. It was noted that in 1983 the subbasin number 16 had runoffs of approximately 30 Dam³ of water, but in 2000, the same subbasin reduced its runoff to less than 10 Dam³. In the 2011 and 2014 scenarios, the maximum runoff occurred in the highlands of the basin.

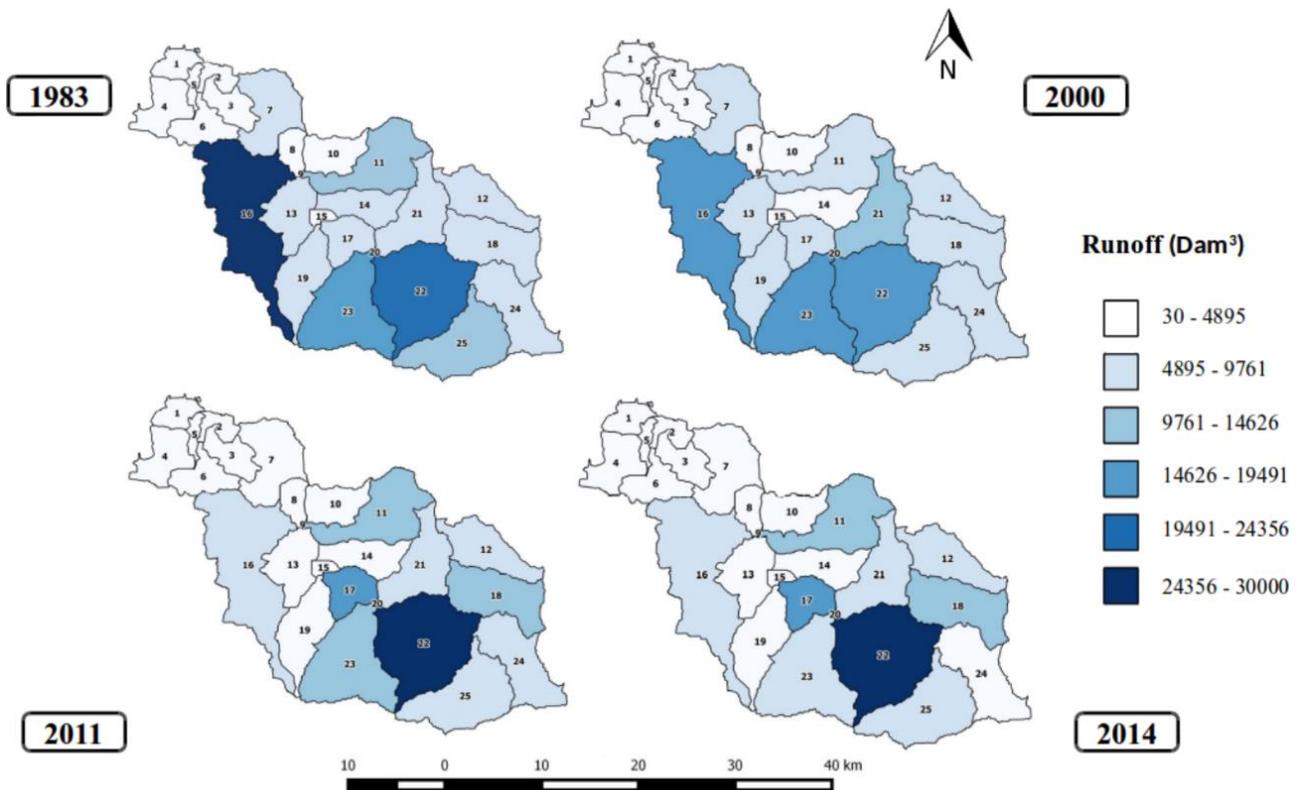


Figure 8. Surface runoff in the Duero River basin during different periods. Dam³ = cubic decameter.

Discussion

The Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) has projected annual average temperature changes under different scenarios of

greenhouse gas emissions and concentrations, with a probable increase range of 0.3 °C to 0.7 °C (IPCC, 2014). In the Duero River basin, according to the projected values, there was an increase of 0.8 °C in the period from 1950 to 2010, which, at the regional level, could be attributed to the change in land use due to different anthropogenic activities (Magaña, 2004). The aforementioned factors influence the climate, which determines the adaptation of living organisms and a variety of climatic zones with different temperature, humidity, luminosity, and precipitation characteristics, being conducive to the natural selection of species (Valladares *et al.*, 2014).

The land use maps presented high accuracy because the kappa values were between 0.73 to 0.84. According to Castillejo-González *et al.* (2009), and accuracy between 82 to 89 % for the map classification is acceptable. With both measurements of the goodness of fit, it is possible to confirm that within the remote sensing data, the defined classes were discriminated.

Bravo, Mendoza, and Medina (2009) mentioned that between the 1960s and 1980s, deforestation in the state of Michoacán was intensified. Mas-Causel, Velásquez-Montes, and Fernández-Vargas (2005) reported that between 1976 and 2000, there was a conversion of 8500 ha of temperate forests to avocado plantations per year. This is because there are agroclimatic conditions in the Duero River basin for the establishment of avocado orchards, promoting a decrease in pine-oak forests (Fregoso, Velásquez, Bocco, & Cortéz, 2001). The expansion of this crop has led to deforestation processes, which, as in other basins with similar

characteristics, have had negative effects such as soil degradation, aquifer reduction, biodiversity loss, and plague emergence (Pineda-Jaimes, Bosque-Sendra, Gómez-Delgado, & Plata-Rocha, 2009). The deforestation process impacts at all scales: locally, with changes in the microclimate and detriment of the biodiversity; regionally, it affects the functioning of hydrographic basins; and at the global level, it contributes to emissions of greenhouse gases (Bocco, Mendoza, & Masera, 2001; Tölle, Engler, & Panitz, 2017). These changes can strongly degrade natural resources and increase the vulnerability of adjacent populations (DeFries *et al.*, 2010; Gauquelin *et al.*, 2018).

The first notable streamflow simulation differences between observed and simulated values promoted the implementation of a sensitivity analysis. Ma *et al.* (2000) recommended identifying the key and precision parameters to achieve a good calibration; therefore, a better parameterization of the model under local conditions and the consequent reduction of the prediction uncertainty can be achieved. The value of the selected parameter was chosen to be within its respective ranges of uncertainty to avoid overestimating or underestimating the outputs of the model. The SWAT model creates parameter tables related to the hydrological processes of the basin; the runoff curve number is one of the most sensitive parameters that affect the values of drained volumes (Arnold *et al.*, 2012). The NC2 values of the Soil Conservation Service are assigned according to the soil type and vegetation cover with a variation of $\pm 10\%$, which is an acceptable range of error. Arnold *et al.* (2012) indicated that adjusting the parameters by $\pm 10\%$ is an acceptable

practice for the values estimated by the SWAT model compared with those observed. The NC2 values of the models of the present study were 73 and 62 for the years 1983 and 2000, respectively. These values are within the ranges reported for each land use and vegetation. The values obtained for each land use and vegetation used in the basin were within their respective ranges.

The values obtained in the validation stage indicated that the models are very good according to the scale proposed by Nash and Sutcliffe (1970), while the R^2 values can be considered good only when they are from 0.7 to 0.9, (i.e., close to 1), providing an estimation based on the observed values replicated by the model (Krause *et al.*, 2005).

According to Choi (2007), anthropic alterations to a vegetal cover increase drained volumes because the runoff coefficient is related to the texture and land use. In the periods from 2011 to 2014, some areas in the Duero River basin experienced increased surface runoff because of changes in land use and soil characteristics, such as clay texture and relief, which altered the infiltration capacity of the basin. This reduces the availability of water by the conversion of pastures to crops (Smith *et al.*, 2016). These conversions lead to a drastic reduction in the water supply at local and national scales, changing the hydrologic cycle balance and increasing the impact of global warming (Rasmussen *et al.*, 2014). Therefore, it is suggested that land cover/use changes should be characterized about anthropogenic activities in space and time to achieve conservation and the sustainable management of natural resources (Mawdsley, O'Malley, & Ojima, 2009).

Conclusions

The analysis of climatic variables in the Duero River basin showed a temperature increase of 0.8 °C and a decrease in precipitation of 90 mm from 1950 to 2010. The Duero River basin presents agro-climatic conditions for the development and growth of avocados. In this scenario, the pine-oak forest has been affected. Urban growth has affected only 1 % of the land area in the basin, but each year the impact of urban growth expands towards areas devoted to agriculture.

The results obtained from the SWAT model are satisfactory, including the R^2 value of 0.9 and the NS of 0.7, which indicate that it was a good model for simulating the behavior of the studied hydrological process. The conversion of land use and vegetation significantly affects the volume of surface runoff. Recovery of the vegetation in bare areas may serve to slow down the surface runoff, allowing infiltration and the reduction of water erosion.

Appendix 1. Summary of SWAT model parameters

Parameter	Description	Value
SOL_BD	Soil bulk density (g cm ⁻³)	0.68-1.29
SOL_CBN	Soil organic carbon content (%)	0.53-11.00
SOL_K	Soil saturation conductivity (mm hr ⁻¹)	0.29-13.21
SOL_ALB	Soil albedo	0.01-0.42
CN2	Runoff curve number of moisture condition II	62-87
ESCO	Soil evaporation compensation factor	0.20
EPCO	Plant uptake compensation factor	1.00

References

- Arnold, J. G., Moriasi, D. N., Gassman, P. W., Abbaspour, K. C., White, M. J., Srinivasan, R., & Kannan, N. (2012). SWAT: Model use, calibration, and validation. *Transactions of the ASABE*, 55(4), 1491-1508. DOI: 10.13031/2013.42256
- Baker, T. J., & Miller, S. N. (2013). Using the Soil and Water Assessment Tool (SWAT) to assess land use impact on water resources in an East African watershed. *Journal of Hydrology*, 486, 100-111. DOI:10.1016/j.jhydrol.2013.01.041
- Barrios, A. G., & Urribarri, L. A. (2010). Aplicación del modelo SWAT en los Andes venezolanos: cuenca alta del río Chama. *Revista Geográfica Venezolana*, 51(1), 11-29. Recovered from <http://www.redalyc.org/pdf/3477/347730384002.pdf>
- Bautista-Ávalos, D., Cruz-Cárdenas, G., Moncayo-Estrada, R., Silva, J. T., & Estrada-Godoy, F. (2014). Aplicación del modelo SWAT para evaluar la contaminación por fuentes difusas en la subcuenca del lago de Chapala, México. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 30(3), 263-274. Recovered from <http://www.scielo.org.mx/pdf/rica/v30n3/v30n3a3.pdf>
- Bocco, G., Mendoza, M., & Maserá, O. R. (2001). La dinámica del cambio del uso del suelo en Michoacán: una propuesta metodológica para el estudio de los procesos de deforestación. *Investigaciones Geográficas*, 44, 18-36. Recovered from <http://www.scielo.org.mx/pdf/igeo/n44/n44a3.pdf>

- Boyle, D. P., Gupta, H. V., & Sorooshian, S. (2000). Toward improved calibration of hydrologic models: Combining the strengths of manual and automatic methods. *Water Resources Research*, 36(12), 3663-3674. DOI: 10.1029/2000WR900207
- Bravo, E. M., Mendoza, M. E., & Medina, O. L. E. (2009). Escenarios de erosión bajo diferentes manejos agrícolas en la cuenca del lago de Zirahuén, Michoacán, México. *Investigaciones Geográficas*, 68, 73-84. Recovered from <http://revistas.unam.mx/index.php/rig/article/view/17999/17140>
- Brouziyne, Y., Abouabdillah, A., Bouabid, R., Benaabidate, L., & Oueslati, O. (2017). SWAT manual calibration and parameters sensitivity analysis in a semi-arid watershed in North-western Morocco. *Arabian Journal of Geosciences*, 10(19), 427. DOI: 10.1007/s12517-017-3220-9
- Castillejo-González, I. L., López-Granados, F., García-Ferrer, A., Peña-Barragán, J. M., Jurado-Expósito, M., De-la-Orden, M. S., & González-Audicana, M. (2009). Object-and pixel-based analysis for mapping crops and their agro-environmental associated measures using QuickBird imagery. *Computers and Electronics in Agriculture*, 68(2), 207-215. DOI: 10.1016/j.compag.2009.06.004
- Choi, W. (2007). Estimating land-use change impacts on direct runoff and non-point source pollutant loads in the Richland Creek basin (Illinois, USA) by applying the L-THIA model. *Journal Spatial Hydrology*, 7(1), 47-65. Recovered from <http://www.spatialhydrology.net/index.php/JOSH/article/view/64/63>

- Chuvieco, E. (2002). *Teledetección ambiental*. Barcelona, España: Ariel.
- Congalton, R. G. (1991). A review of assessing the accuracy of classifications of remotely sensed data. *Remote Sensing of Environment*, 37(1), 35-46. DOI: [https://doi.org/10.1016/0034-4257\(91\)90048-B](https://doi.org/10.1016/0034-4257(91)90048-B)
- Cruz-Cárdenas, G., Ortiz-Solorio, C. A., Ojeda-Trejo, E., Martínez-Montoya, J. F., Sotelo-Ruiz, E. D., & Licona-Vargas, A. L. (2010). Evaluation of four digital classifiers for automated cartography of local soil classes based on reflectance and elevation in Mexico. *International Journal of Remote Sensing*, 31(3), 665-679. DOI: [10.1080/01431160902894491](https://doi.org/10.1080/01431160902894491)
- Cruz-Cárdenas, G., Silva, J. T., Ochoa-Estrada, S., Estrada-Godoy, F., & Nava-Velázquez, J. (2017). Delineation of environmental units by multivariate techniques in the Duero River Watershed, Michoacán, Mexico. *Environmental Modeling & Assessment*, 22(3), 257-266. DOI: [10.1007/s1066](https://doi.org/10.1007/s1066)
- Cuo, L. (2016). Land use/cover change impacts on hydrology in large river basins. Cover change impacts on hydrology in large river basins. In: Tang, Q., & Oki, T. (eds.) *Terrestrial Water cycle and climate change: Natural and human-induced impacts* (103-134). Washington DC, USA: Wiley.
- DeFries, R. S., Rudel, T., Uriarte, M., & Hansen, M. (2010). Deforestation driven by urban population growth and agricultural trade in the twenty-first century. *Nature Geoscience*, 3(3), 178-181. DOI: [10.1038/ngeo1212](https://doi.org/10.1038/ngeo1212)

10.1038/ngeo756

Estrada-Godoy, F., Silva, J. T., Ochoa, S., Moncayo-Estrada, R., Cruz-Cárdenas, G., Villalpando, F., Ramos, A., & Nava, J. (2013). Aplicación del método SINTACS para la determinación de la vulnerabilidad acuífera en la cuenca del río Duero, Michoacán, México. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 29, 235-248. Recovered from <http://www.scielo.org.mx/pdf/rica/v29n4/v29n4a2.pdf>

FAO, Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación. (2001). *El papel de la agricultura en el desarrollo de los países MA y su integración en la economía mundial*. Roma, Italia: Oficina Regional para América Latina y el Caribe.

Foley, J. A., DeFries, R., Asner, G. P., Barford, C., Bonan, G., Carpenter, S. R., Chapin, F. S., Coe, T. M., Dauly, G. C., Gibbs, H. K., Helkowski, J. H., Holloway, T., Howard, E. A., Kucharik, C. J., Monfreda, C., Patz, J. A., Prentice, C., & Ramankutty, P. K. (2005). Global consequences of land use. *Science*, 309(5734), 570-574. DOI: 10.1126/science.1111772

Fregoso, A., Velázquez, A., Bocco, G., & Cortéz, G. (2001). El enfoque de paisaje en el manejo forestal de la comunidad indígena de Nuevo San Juan Parangaricutiro, Michoacán, México. *Investigaciones Geográficas*, 46, 58-77. Recovered from <http://www.scielo.org.mx/pdf/igeo/n46/n46a6.pdf>

Gauquelin, T., Michon, G., Joffre, R., Duponnois, R., Génin, D., Fady, B., Dagher, M. B., Derridj, A., Slimani, S., Badri, W., Alifriqui, M., Auclair,

- L., Simenel, R., Aderghal, M., & Baudoin, E. (2018). Mediterranean forests, land use and climate change: A social-ecological perspective. *Regional Environmental Change*, 18(3), 623-636. DOI: 10.1007/s1011
- Gebreemicael, T. G., Mohamed, Y. A., Betrie, G. D., Van-der-Zaag, P., & Teferi, E. (2013). Trend analysis of runoff and sediment fluxes in the Upper Blue Nile basin: A combined analysis of statistical tests, physically based models and land use maps. *Journal of Hydrology*, 48, 57-68. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2012.12.023
- Ha, L. T., Bastiaanssen, W. G., Griensven, A. V., Van Dijk, A. I., & Senay, G. B. (2018). Calibration of spatially distributed hydrological processes and model parameters in SWAT using remote sensing data and an auto-calibration procedure: A case study in a Vietnamese river basin. *Water*, 10(2), 212. DOI: 10.3390/w10020212
- Hernández, T. A. D., Scarpore, F. V., & Seabra, J. E. A. (2018). Assessment of the recent land use change dynamics related to sugarcane expansion and the associated effects on water resources availability. *Journal of Cleaner Production*, 197, 1328-1341. DOI: 10.1016/j.jclepro.2018.06.297
- Hundecha, Y., & Bárdossy, A. (2004). Modeling of the effect of land use changes on the runoff generation of a river basin through parameter regionalization of a watershed model. *Journal of Hydrology*, 292(1), 281-295. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2004.01.002
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2014). *Continuo de elevaciones mexicano 3.0 (CEM 3.0)*. Aguascalientes, México.

Recovered from
<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/continental/descarga.aspx>

INIFAP & Conabio, Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas y Pecuarias & Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad. (1995). *Edafología, Escalas 1:250000 y 1:1000000*. México, DF, México: Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas y Pecuarias, y Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad

IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change. (2014). *Climate Change 2014–Impacts, Adaptation and Vulnerability: Regional Aspects*. New York, USA: Cambridge University.

Jayakrishnan, R., Srinivasan, R., Santhi, C., & Arnold, J. G. (2005). Advances in the application of the SWAT model for water resources management. *Hydrological Processes*, 19, 749-762. DOI: 10.1002/hyp.5624

Jiménez-Valverde, A., Acevedo, P., Barbosa, A. M., Lobo, J. M., & Real, R. (2013). Discrimination capacity in species distribution models depends on the representativeness of the environmental domain. *Global Ecology and Biogeography*, 22(4), 508-516. DOI: 10.1111/geb.12007

Kauffman, J. B., Hughes, R. F., & Heider, C. (2009). Carbon pool and biomass dynamics associated with deforestation, land use, and agricultural abandonment in the neotropics. *Ecological Applications*, 19(5), 1211-1222. DOI:10.1890/08-1696.1.

- Krause, P., Boyle, D. P., & Bäse, F. (2005). Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment. *Advances in Geosciences*, 5, 89-97. Recovered from <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00296842/>
- Lo, C. P., & Yeung, A. K. (2007). Concepts and techniques of geographic information systems. *International Journal of Geographical Information Science*, 17(8), 819-820. DOI: 10.1080/1365881031000111173
- Ma, L., Ascough II, J. C., Ahuja, L. R., Shaffer, M. J., Hanson, J. D., & Rojas, K. W. (2000). Root zone water quality model sensitivity analysis using Monte Carlo simulation. *Transactions of the ASAE*, 43(4), 883. DOI:10.13031/2013.2984.
- Magaña, V. (2004). El cambio climático global: comprender el problema. En: Martínez, J., & Fernández, B. A. (eds.) *Cambio climático: una visión desde México* (17-27). México, DF, México: Instituto Nacional de Ecología, Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Mas-Causel, J. F., Velásquez-Montes, A., Fernández-Vargas, T. (2005). Monitoreo de los cambios de cobertura del suelo en Michoacán. En: Villaseñor-Gómez, E. (ed.) *La biodiversidad en Michoacán: estudio de estado* (204-206). México, DF, México: Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad, Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Mawdsley, J. R., O'Malley, R., & Ojima, D. S. (2009). A review of climate change adaptation strategies for wildlife management and biodiversity

conservation. *Conservation Biology*, 23(5), 1080-1089. DOI: 10.1111/j.1523-1739.2009.01264

Meng, X. Y., Yu, D. L., & Liu, Z. H. (2015). Energy balance-based SWAT model to simulate the mountain snowmelt and runoff-taking the application in Juntanghu watershed (China) as an example. *Journal of Mountain Science*, 12(2), 368-381. DOI: 10.1007/s11629-014-3081-6

Nash, J. E., & Sutcliffe, J. V. (1970). River flow forecasting through conceptual models part I—A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 10(3), 282-290. DOI: 10.1016/0022-1694(70)90255-6

NCEP, National Centers for Environmental Prediction. (2014). *National Centers for Environmental Prediction*. Maryland, USA: University Research Court College Park. Recovered from <http://www.cpc.ncep.noaa.gov>

Neitsch, L., Arnold, G., Kiniry, R., Srinivasan, R., & Williams, R. (2010). *Soil and water assessment tool. User's manual, version 2009, Technical Report No. 365*. College Station, USA: Water Resources Institute.

Nie, W., Yuan, Y., Kepner, W., Nash, M. S., Jackson, M., & Erickson, C. (2011). Assessing impacts of land use and landcover changes on hydrology for the upper San Pedro watershed. *Journal of Hydrology*, 407(1), 105-114. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2011.07.012

Pineda-Jaimes, N. B., Bosque-Sendra, J., Gómez-Delgado, M., & Plata-Rocha, W. (2009). Análisis de cambio del uso del suelo en el Estado de México mediante sistemas de información geográfica y técnicas de

regresión multivariantes: una aproximación a los procesos de deforestación. *Investigaciones Geográficas*, 69, 33-52. Recovered from <http://www.scielo.org.mx/pdf/igeo/n69/n69a4.pdf>

Rasmussen, R., Ikeda, K., Liu, C., Gochis, D., Clark, M., Dai, A., Gutman, E., Dudhia, J., Chen, F., Barlage, M., & Yates, D. (2014). Climate change impacts on the water balance of the Colorado headwaters: High-resolution regional climate model simulations. *Journal of Hydrometeorology*, 15(3), 1091-1116. DOI: 10.1175/JHM-D-13-0118.1

Semamat, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2002). *NOM-021-RECNAT-2000*. Ciudad de México, México: Diario Oficial de la Federación.

Silva, G. J. T., & Ramos, L. J. A. (1998). *Elementos de vulnerabilidad de acuíferos para la protección de manantiales. Caso lago de Camécuaro*. Michoacán, México. *Memorias del Congreso Anual de la Unión Geofísica Mexicana*. Puerto Vallarta, México.

Silva, J. T., Moncayo, R., Ochoa, S., Estrada, F., Cruz-Cárdenas, G., Escalera, C., Villalpando, F., Nava, J., Ramos, A., & López, M. (2013). Calidad química del agua subterránea y superficial en la cuenca del río Duero, Michoacán. *Tecnología y ciencias del agua*, 4(5), 127-146. Recovered from <http://www.scielo.org.mx/pdf/tca/v4n5/v4n5a9.pdf>

Silva-García, J. T., Ochoa-Estrada, S., Cruz-Cárdenas, G., Nava-Velázquez, J., & Villalpando-Barragán, F. (2016). Manantiales de la cuenca del río Duero Michoacán: operación, calidad y cantidad. *Revista*

Internacional de Contaminación Ambiental, 32(1), 55-68. Recovered from
<https://www.revistascca.unam.mx/rica/index.php/rica/article/view/50688/46550>

Smith, P., House, J. I., Bustamante, M., Sobocká, J., Harper, R., Pan, G., Wes, P. C., Clark, J. M., Adhya, T., Rumpel, C., Paustian, K., Kuikman, P., Francesca, M., Elliot, J. A., Mcdowell, R., Griffiths, R. I., Asakawa, S., Bondeau, A., Jain, A. K., Meersmans, J., & Pugh, T. A. M. (2016). Global change pressures on soils from land use and management. *Global Change Biology*, 22(3), 1008-1028. DOI: 10.1111/gcb.13068

Soetaert, K., & Herman, P. M. (2008). *A practical guide to ecological modelling: Using R as a simulation platform*. Yerseke, The Netherlands: Springer.

Srinivasan, R., Zhang, X., & Arnold, J. (2010). SWAT ungauged: Hydrological budget and crop yield predictions in the Upper Mississippi River Basin. *Transactions of the ASABE*, 53(5), 1533-1546. DOI: 10.13031/2013.34903

Tölle, M. H., Engler, S., & Panitz, H. J. (2017). Impact of abrupt land cover changes by tropical deforestation on Southeast Asian climate and agriculture. *Journal of Climate*, 30(7), 2587-2600. DOI: 10.1175/JCLI-D-16-0131.1

Torres-Benites, E., Fernández-Reynoso, D. S., Oropeza-Mota, J. L., & Mejía-Saenz, E. (2004). Calibración del modelo hidrológico SWAT en la cuenca "El Tejocote", Atlacomulco, Estado de México. *Terra*

Latinoamericana, 22(4), 437-444.

Valladares, F., Matesanz, S., Guilhaumon, F., Araújo, M. B., Balaguer, L., Benito, M., Cornwell, W., Gianoli, E., van-Kleunen, M., Naya, D. E., Nicotra, A. B., Pooter, H., & Zavala, M. A. (2014). The effects of phenotypic plasticity and local adaptation on forecasts of species range shifts under climate change. *Ecology Letters*, 17(11), 1351-1364. DOI: 10.1111/ele.12348

Xiong, L., Xu, X., Ren, D., Huang, Q., & Huang, G. (2019). Enhancing the capability of hydrological models to simulate the regional agro-hydrological processes in watersheds with shallow groundwater: Based on the SWAT framework. *Journal of Hydrology*, 572, 1-16. DOI:10.1016/j.jhydrol.2019.02.043

Zhou, F., Xu, Y., Chen, Y., Xu, C. Y., Gao, Y., & Du, J. (2013). Hydrological response to urbanization at different spatio-temporal scales simulated by coupling of CLUE-S and the SWAT model in the Yangtze River Delta region. *Journal of Hydrology*, 485, 113-125. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2012.12.040