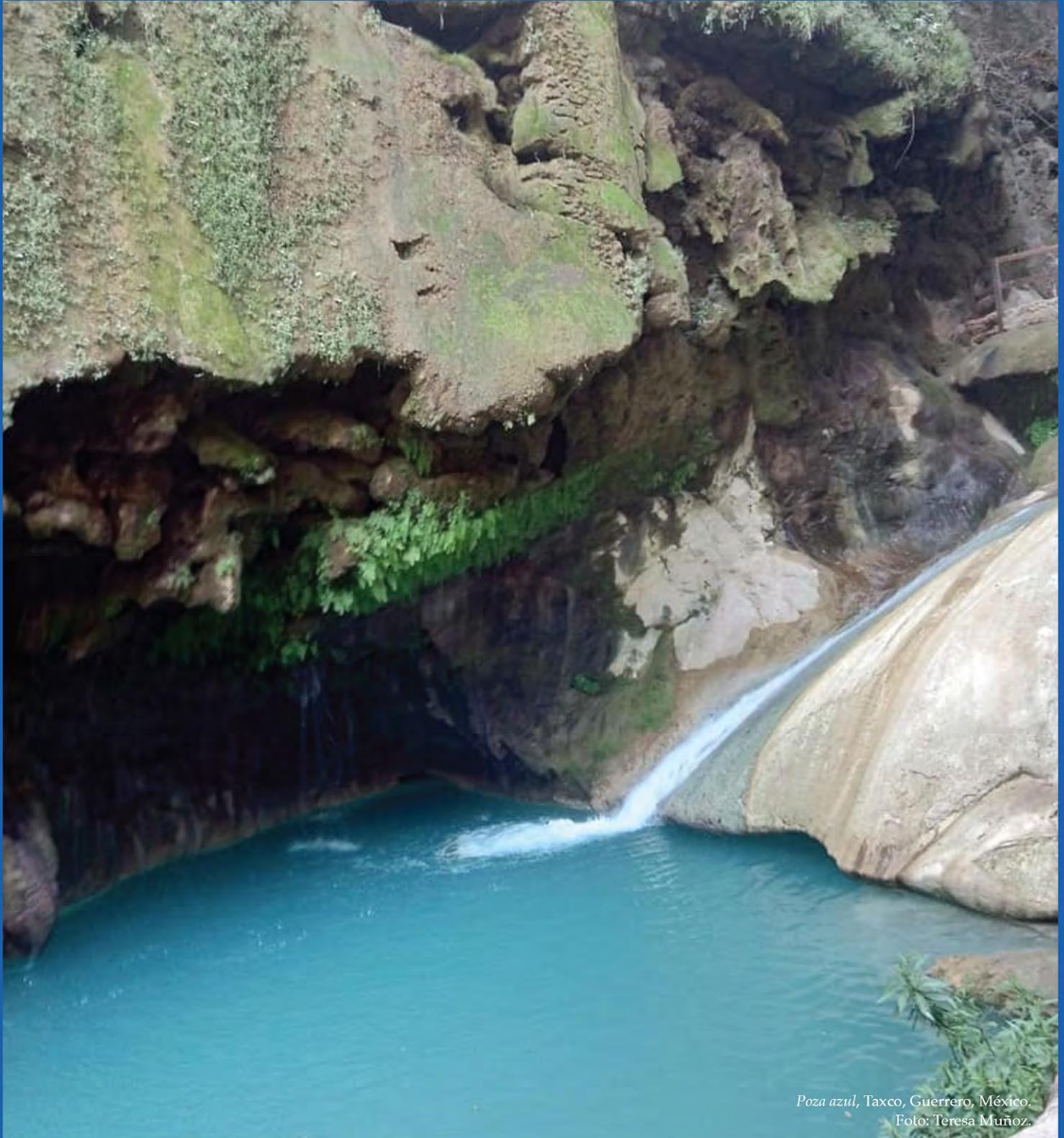




ISSN 2007-2422

Tecnología y Ciencias ^{del} Agua



Poza azul, Taxco, Guerrero, México.
Foto: Teresa Muñoz.

Consejo Editorial

Dr. Adrián Pedrozo Acuña
Director general del 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, México

Editora en Tratamiento del Agua

Dr. Adalberto Noyola Robles
Universidad Nacional Autónoma de México

Editor en Ciencias Hidroagrícolas

Dr. Jaime Garatuza Payán
Instituto Tecnológico de Sonora, México

Editora en Ciencias Políticas y Sociales

Dra. María Luisa Torregrosa y Armentia
FLACSO, México

Editor en Gestión del Agua

Dr. Agustín Breña Naranjo
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México

Editor en Hidráulica

Dr. Patricio Catalán
Universidad Técnica Federico Santamaría, Chile

Editor 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

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, México

Coordinación editorial y cuidado de edición

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

Seguimiento del proceso de arbitraje: Elizabeth Peña Montiel, Josefa Figueroa Miranda y Luis Aviles Rios • **Marcación XML:** Luisa Guadalupe Ramírez Martínez •

• **Dr. Adrián Pedrozo Acuña**, Universidad Nacional Autónoma de México • **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 Marciano**, 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, Estados Unidos • **Dr. Cleverton Vitorio Andreoli**, Centro Universitario Unifac, 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 Schneir**, Universidad Nacional Agraria La Molina, Perú • **Dr. Erick R. Bandala**, Desert Research Institute, Reno, Estados Unidos • **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 Recherche 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, Estados Unidos • **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, Estados Unidos • **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 Minho, Portugal • **Dr. Luis F. León Vizaño**, 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 Luisa Torregrosa Armentia**, Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales, México • **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, Estados Unidos • **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 • **Dr. Paulo Salles Alfonso de Almeida**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Rafael Val Segura**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **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. Victor Hugo Alcocer Yamanaka**, Comisión Nacional del Agua. **Dra. Ximena Vargas Mesa**, Universidad de Chile

© **TECNOLOGÍA Y CIENCIAS DEL AGUA**, vol. 11, núm. 3, mayo-junio de 2020, es una publicación bimestral, editada y distribuida por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac núm. 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, C.P. 62550, México, teléfono: +(52) (777) 3293670 o 3293600, extensiones 474 y 342, fax: + (52) (777) 3293670. Reserva de Derechos al Uso Exclusivo No. 04-2011-091215154300-102, ISSN, 2007-2422, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derechos de Autor. Número de Certificado de Licitud de Título y Contenido 16200.

La responsabilidad del contenido de los artículos corresponde exclusivamente a los autores y no necesariamente refleja la postura del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Derechos reservados. Se permite la reproducción total o parcial, siempre y cuando se mencione esta fuente y se envíe a esta redacción un ejemplar de la publicación.

Tecnología y ciencias del agua constituye la continuidad de las revistas *Irrigación en México* (1930-1946); *Ingeniería hidráulica en México* (1947-1971); *Recursos hidráulicos* (1972-1978); *Ingeniería hidráulica en México*, segunda época (1985-2009), y *Tecnología y Ciencias del Agua*, Antes *Ingeniería Hidráulica en México* (2010-2011).

Artículos
Articles

<p>Estimación de áreas vulnerables a inundaciones en zonas urbanas: Morelia, Michoacán, México Anastasia Alarcón Neva Jesús Chávez Morales Óscar Luis Palacios Vélez Laura Alicia Ibáñez Castillo</p>	<p><i>Estimating areas vulnerable to flooding in urban zones: Morelia, Michoacán, Mexico</i> Anastasia Alarcón Neva Jesús Chávez Morales Óscar Luis Palacios Vélez Laura Alicia Ibáñez Castillo</p>	<p>1</p>
<p>Modelación no estacionaria de la magnitud y frecuencia de las crecidas en el Alto Cauca mediante índices climáticos y de operación de embalse Karime Sedano Yesid Carvajal-Escobar Jesús López-De la Cruz Félix Francés</p>	<p><i>Non-stationary modeling of the magnitude and frequency of floods in Alto Cauca through climatic and reservoir operation indexes</i> Karime Sedano Yesid Carvajal-Escobar Jesús López-De la Cruz Félix Francés</p>	<p>27</p>
<p>Diseño de una barrera permeable reactiva para el tratamiento de aguas subterráneas contaminadas con tricloroetileno: modelo numérico S. Johana Grajales-Mesa Grzegorz Malina Ewa Kret Tadeusz Szklarczyk</p>	<p><i>Designing a permeable reactive barrier to treat TCE contaminated groundwater: Numerical modelling</i> S. Johana Grajales-Mesa Grzegorz Malina Ewa Kret Tadeusz Szklarczyk</p>	<p>78</p>
<p>Detección de registros homogéneos en 16 series amplias de precipitación anual del Altiplano Potosino, México Daniel Francisco Campos Aranda</p>	<p><i>Detection of homogeneous records in 16 large series of annual precipitation of the Potosino Plateau, Mexico</i> Daniel Francisco Campos Aranda</p>	<p>105</p>
<p>Protección de estribos de puentes mediante el uso de muros guía Marcela L. Reynares Graciela B. Scacchi María Luisa Possi Mario I. Schreider</p>	<p><i>Guide walls as a countermeasure for bridge abutments</i> Marcela L. Reynares Graciela B. Scacchi María Luisa Possi Mario I. Schreider</p>	<p>158</p>
<p>Efectos de la relación de bloqueo por turbinas hidrocinéticas para el aprovechamiento energético en canales de riego Javier Martínez-Reyes Nahún Hamed García-Villanueva</p>	<p><i>Effects of the blockage ratio due to hydrokinetic turbines for producing energy in irrigation channels</i> Javier Martínez-Reyes Nahún Hamed García-Villanueva</p>	<p>190</p>
<p>Actualización tarifaria del servicio de agua potable en México: una propuesta metodológica José Luis Montesillo-Cedillo</p>	<p><i>Tariff update of drinking water service in Mexico: A methodological proposal</i> José Luis Montesillo-Cedillo</p>	<p>236</p>
<p>Remineralización de agua osmotizada mediante un contactor de calcita de flujo continuo ascendente Iván Emmanuel Villegas-Mendoza Martín Piña-Soberanis Angélica Julieta Alvillo-Rivera Carlos David Silva-Luna José de Jesús Linares-Ocampo</p>	<p><i>Remineralization of osmotic water using a continuous upflow calcite contactor</i> Iván Emmanuel Villegas-Mendoza Martín Piña-Soberanis Angélica Julieta Alvillo-Rivera Carlos David Silva-Luna José de Jesús Linares-Ocampo</p>	<p>277</p>
<p>Remoción bacteriana de cinc y cadmio: estudio de factores asociados con el proceso Lizandra Pérez Armando Martínez Irina Salgado Luis Alberto Valdés Mario Cruz Sheila Allende Odalys Collazo María Liva María Elena Carballo</p>	<p><i>Zinc and cadmium removal by bacteria: Study of factors associated to the process</i> Lizandra Pérez Armando Martínez Irina Salgado Luis Alberto Valdés Mario Cruz Sheila Allende Odalys Collazo María Liva María Elena Carballo</p>	<p>309</p>

 **Contenido****Notas**

Impacto del cambio de cobertura vegetal y del
clima en la erosión del Nevado de Toluca
Homero Alonso
Lamine Diakite
Jaquelinne Rufino

 **Contents****Notes**

*Change of vegetable coverage impact in the
erosion of the Nevado de Toluca*
Homero Alonso
Lamine Diakite
Jaquelinne Rufino

342

Estimación de áreas vulnerables a inundaciones en zonas urbanas: Morelia, Michoacán, México

Estimating areas vulnerable to flooding in urban zones: Morelia, Michoacán, Mexico

Anastasia Alarcón Neva¹

Jesús Chávez Morales²

Óscar Luis Palacios Vélez³

Laura Alicia Ibáñez Castillo⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9287-655X>

¹Colegio de Postgraduados, Montecillo, Texcoco, Estado de México, México, alarcon.anastasia@colpox.mx

²Colegio de Postgraduados, Montecillo, Texcoco, Estado de México, México, chavezje@colpos.mx

³Colegio de Postgraduados, Montecillo, Texcoco, Estado de México, México, opalacio@colpos.mx

⁴Universidad Autónoma Chapingo, Postgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, carretera México-Texcoco, Chapingo, Texcoco, Estado de México, México, libacas@gmail.com

Autora para correspondencia: Anastasia Alarcón Neva,
alarcon.anastasia@colpox.mx

Resumen

Se determinaron áreas vulnerables a inundaciones en la ciudad de Morelia Michoacán, causadas por el río Grande de Morelia que la cruza; esto, mediante la aplicación de un modelo hidrológico en su cuenca hidrológica y otro hidráulico sobre el río, en su tramo por la ciudad.

La modelación hidrológica se realizó con *HEC-HMS*, considerando las características de las subcuencas como área, tiempo de retraso y valores de curvas de escurrimientos. Las precipitaciones se incorporaron mediante hietogramas para septiembre de 2013. Se calibró el modelo, tomando como base un hidrograma aforado a la salida de la cuenca y adecuando valores de curva número de escurrimientos hasta tener un ajuste aceptable entre el hidrograma calculado por el modelo y el aforado a la salida de la cuenca; el ajuste se evaluó mediante los criterios de Nash-Sutcliffe, RMSE y el coeficiente de determinación.

Con el modelo hidrológico calibrado, se identificó un evento con duración de 24 horas y se sustituyeron las precipitaciones por hietogramas asociados con los periodos de retorno de 100 y 500 años, que se estimaron mediante la función de distribución de probabilidad Gumbel; se modelaron ambos eventos y se obtuvieron hidrogramas.

La modelación hidráulica del río Grande se realizó con *IBER*, retomando los hidrogramas para cada periodo de retorno, topografía del cauce y coeficientes de rugosidad de Manning. Los resultados de esta

última modelación permitieron identificar las zonas vulnerables a inundaciones producidas por avenidas asociadas con los periodos de retorno considerados.

Palabras clave: modelo, hietograma, estación meteorológica automática, hidrograma, Gumbel, periodo de retorno.

Abstract

We determined areas of Morelia, Michoacán, that are vulnerable to flooding caused by the river Río Grande de Morelia, which crosses the city.

A hydrological model in the river's basin and another hydraulic model on the stretch of river that goes through the city were applied.

The hydrological model was carried out with *HEC-HMS* considering the characteristics of the sub-basins such as area, lag time and number of runoff curves. The precipitations were incorporated with hyetographs for September 2013. The model was calibrated based on a gauged hydrograph at the outlet of the basin and adjusting the values of the runoff curve number until an acceptable fit was obtained between the **hydrograph calculated by the model and that gauged at the basin's exit.** The fit was evaluated with the criteria Nash-Sutcliffe, RMSE and Coefficient of Determination.

With the calibrated hydrological model, an event lasting 24 hours was identified and the precipitations for hyetographs were substituted by those associated with 100- and 500-year return periods estimated with the Gumbel Probability Distribution. Both events were modeled, and hydrographs were obtained.

Hydraulic modeling of the section of the Río Grande River that crosses the city was carried out with *IBER*, using the hydrographs for each return period, channel topography and Manning roughness coefficients. The results of this last modeling allowed identification of the areas vulnerable to flooding produced by rises associated with the return periods considered.

Keywords: Model, hyetograph, automatic weather station, hydrograph, Gumbel PDF, return periods, recurrence interval.

Recibido: 05/07/2018

Aceptado: 23/08/2019

Introducción

Una inundación es un desbordamiento del agua por arriba de los niveles normales de una corriente u otro cuerpo de agua, o la acumulación de agua sobre áreas que normalmente no están sumergidas (WMO, 2011); por lo general, las lluvias extraordinarias son la principal causante de inundaciones que ponen en peligro vida y bienes materiales (Kidd & Huffman, 2011).

Para la modelación del proceso lluvia-escorrentía se utilizan, entre otras técnicas, los modelos hidrológicos, como el *Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)* (HEC-HMS, 2017) (USACE, 2016); por otra parte, para el tránsito de avenidas en cauces y llanuras de inundación se emplean modelos de tipo hidráulico (Fuentes-Mariles & Franco, 1999). Un modelo de simulación hidráulica bidimensional en cauces es *IBER*, desarrollado por el Instituto en Dinámica Fluvial e Ingeniería Hidrológica (FLUMEN, 2010), que tiene la bondad de considerar la topografía de cauces y llanuras de inundación en una malla.

En el caso de la ciudad de Morelia, el crecimiento poblacional ha provocado que zonas con riesgo a inundaciones sean ocupadas por la mancha urbana (Corona-Morales, 2009). En esta urbe se han presentado múltiples inundaciones, ocasionando pérdidas económicas y de infraestructura (Conagua, 2016). En este trabajo se determinaron zonas vulnerables a inundaciones para Morelia; se propone el uso de modelos matemáticos.

Metodología

Se delimitó la cuenca hasta la Estación Hidrométrica Convencional El Plan, utilizando *HEC-GeoHMS* (HEC-GeoHMS, 2017). Dicho programa generó un esquema conformado por subcuencas, ríos y uniones; asimismo, se determinaron parámetros, como el tiempo de retraso y valor del número de curva de escurrimiento a nivel subcuenca, principalmente.

El análisis de información meteorológica se realizó con la disponible de las estaciones meteorológicas convencionales (EMC), que son un conjunto de instrumentos colocados a la intemperie que permiten medir las variaciones del clima, y estaciones meteorológicas automáticas (EMA), que son las conformadas por un grupo de sensores que registran y transmiten información meteorológica de forma automática.

Con el registro de las precipitaciones para el mes de septiembre de 2013 de las EMA se generó un hietograma adimensional y que fue base para generar hietogramas en las EMC. Por otra parte, con el registro histórico de las EMC se analizaron las máximas en 24 horas, con lo cual se estimaron precipitaciones para los periodos de retorno (Tr) de 100 y 500 años, con la función de distribución de probabilidad Gumbel.

El análisis de información hidrométrica consistió en la revisión del registro histórico de aforos de la estación hidrométrica convencional (EHC) El Plan, con el que se generó un hidrograma.

La modelación hidrológica se realizó con *HEC-HMS* (2017), donde se utilizó el esquema de la cuenca. A *HEC-HMS* se ingresaron valores de áreas, número de curva de escurrimientos y tiempo de retraso. La simulación hidrológica se llevó a cabo en dos partes: la primera, para calibrar el modelo utilizando como base el hidrograma observado en la

EHC El Plan, y la segunda para la modelación de eventos máximos en 24 horas para los periodos de retorno de 100 y 500 años.

Se realizó la modelación hidráulica con *IBER*, con una malla irregular con información de geometría de cauces, coeficiente de Manning e hidrogramas para cada cauce tributario del río Grande. Con los resultados del modelo hidráulico se identificaron las zonas vulnerables a inundaciones.

Resultados

La cuenca hidrológica hasta la EHC El Plan, clave 12588 (19° 49' 10" N y 101° 00' 40" O), se localiza en la porción noroeste del estado de Michoacán y abarca un área de 1 578.36 km². A su vez, la cuenca se dividió en 14 subcuencas, tal como se presentan en la Figura 1.

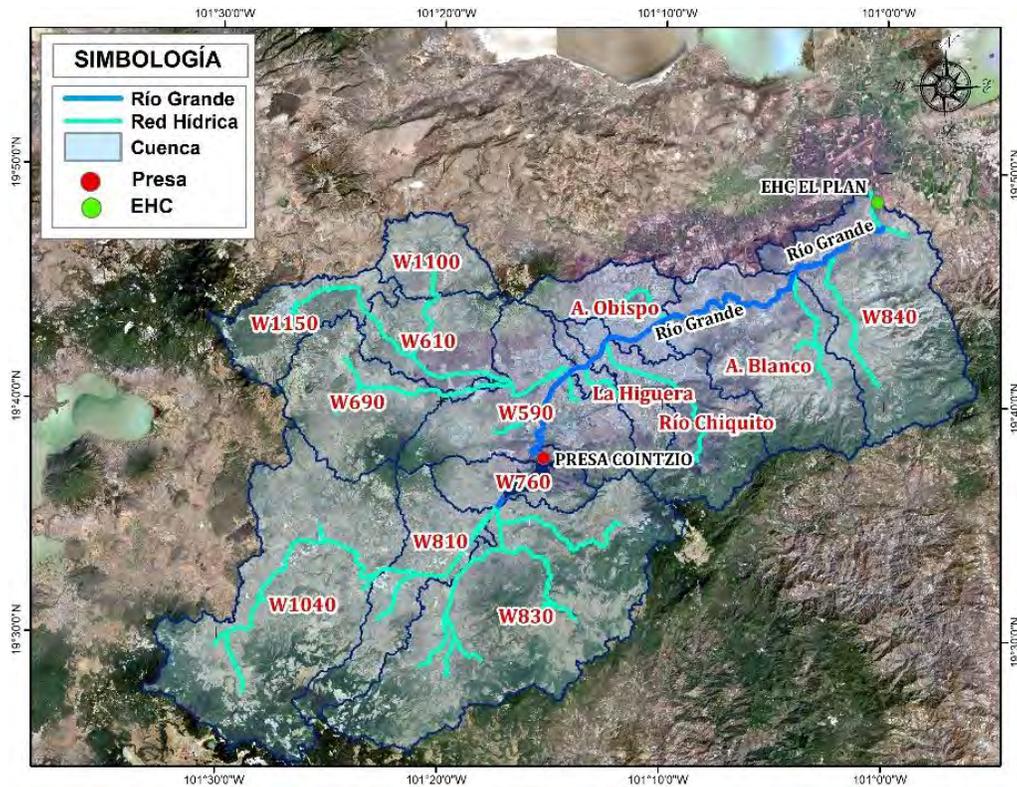


Figura 1. Localización de las subcuencas.

La hidrografía en Morelia está conformada, principalmente, por el río Grande, al que se le integran afluentes, como el río Itzícuaru, río Chiquito, arroyo La Higuera y arroyo El Obispo. En la zona alta del río Grande se localiza la presa Cointzio ($19^{\circ} 37' 48''$ N y $101^{\circ} 15' 27''$ O).

Los tiempos de concentración se calcularon con la fórmula de Kirpich (Conagua, 2011) y los tiempos de retraso se calcularon considerando el 60% del tiempo de concentración (USACE, 2016).

En cuanto a los valores de número de curva de escurrimiento, se obtuvieron realizando la discretización de la distribución edafológica de

las cartas vectoriales con las que se determinó textura, unidad y subunidad del suelo predominante; con esto se determinó el grupo hidrológico de suelo (A, B, C o D). Después, con las cartas de uso de suelo y vegetación se determinaron los valores de número de curva de escurrimiento en función de la condición de cobertura vegetal de la superficie. En la Tabla 1 se concentran las principales características por subcuenca.

Tabla 1. Características por subcuenca.

Subcuenca	Área (km²)	Tiempo de concentración (min)	Tiempo de retraso (min)	Número de curva de escurrimiento (adimensional)
W1040	260.48	308.51	185.1	77.55
W810	88.00	276.26	165.8	77.74
W830	283.27	274.47	164.7	79.08
W760	45.97	143.31	120.3	79.94
W1150	60.11	36.68	95.0	78.06
W1100	45.47	83.18	86.0	81.18
W610	68.79	158.25	213.1	81.27
W690	99.49	200.49	22.0	79.05
W590	126.77	355.13	49.9	83.94
W840	32.29	215.64	43.6	79.9
La Higuera	95.19	72.64	123.5	91.27
Río Chiquito	149.39	205.77	282.6	82.7

Arroyo Blanco	54.19	174.35	104.6	83.23
Arroyo Obispo	168.94	471.07	129.4	90.19

El análisis meteorológico consistió en identificar las estaciones cercanas a la cuenca, resultando seis EMC y dos EMA; para conocer la influencia de éstas por subcuenca se generaron isoyetas para septiembre de 2013 (Figura 2).

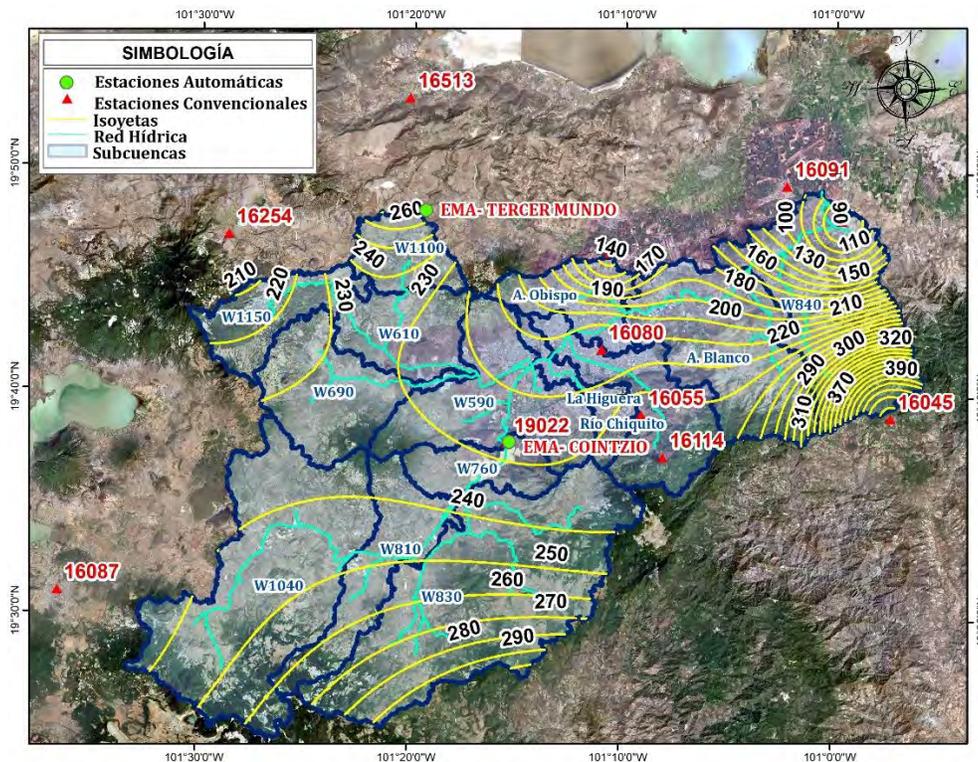


Figura 2. Isoyetas para el mes de septiembre de 2013.

Del análisis de isoyetas, se asignó una estación de influencia a cada subcuenca, quedando la relación que se presenta en la Tabla 2.

Tabla 2. Estaciones seleccionadas por subcuenca.

Subcuenca	Estación	Subcuenca	Estación
W1040	EMA-Tercer Mundo/16513 El Jacal	W690	EMA-Tercer Mundo/16513 El Jacal
W810	EMA-Tercer Mundo/16513 El Jacal	W590	16105-Quirio
W830	EMA-Cointzio/16022 Cointzio	W840	16105-Quirio
W760	EMA-Cointzio/16022 Cointzio	La Higuera	EMA-Cointzio/16022 Cointzio
W1100	EMA-Tercer Mundo/16513 El Jacal	Río Chiquito	16080-Morelia (OBS)
W1150	16254-Teremendo	Arroyo Blanco	16512- El Colegio
W610	EMA-Cointzio/16022 Cointzio	El Obispo	16512-El Colegio

No se tuvo acceso a los datos pluviométricos para generar hietogramas con intervalos menores a 24 horas. Sin embargo, se retomó la metodología de López *et al.* (2012), partiendo del registro de precipitación en algunas EMA vecinas fuera o dentro de la cuenca (que por lo general reportan precipitación cada 10 minutos), se asume que la distribución en 24 horas de los valores diarios en las EMC es similar al de las EMA.

Con el reporte de las dos EMA para septiembre de 2013 cada 10 minutos, se retomó la distribución temporal de la precipitación y se generó un hietograma mensual en cada EMA (dividiendo las ordenadas del hietograma observado en las EMA, entre la precipitación total registrada en el mismo mes). Estos hietogramas se multiplicaron por la lámina de precipitación total reportada en las EMC para el mismo mes, obteniendo así hietogramas en las EMC.

Con el registro histórico en las EMC para el periodo de 1986 a 2014, de precipitaciones máximas en 24 horas y la función Gumbel (Aparicio, 1992), se obtuvieron las precipitaciones máximas esperadas para los periodos de retornos de 100 y 500 años para las EMC (Tabla 3).

Tabla 3. Precipitaciones máximas (mm) en 24 horas para periodos de retorno de 100 y 500 años.

Tr (Años)	16513 El Jacal	16512 El Colegio	16254 Teremendo	16080 Morelia (OBS)	16022 Cointzio	16105 Quirio
100	94.00	86.16	83.06	101.01	85.04	73.23
500	114.47	102.60	99.78	121.55	102.11	86.78

En el análisis hidrométrico se identificó que la única EHC con información disponible y útil fue la 12588 El Plan; con su reporte de aforos de septiembre de 2013 se generó un hidrograma (Figura 3).

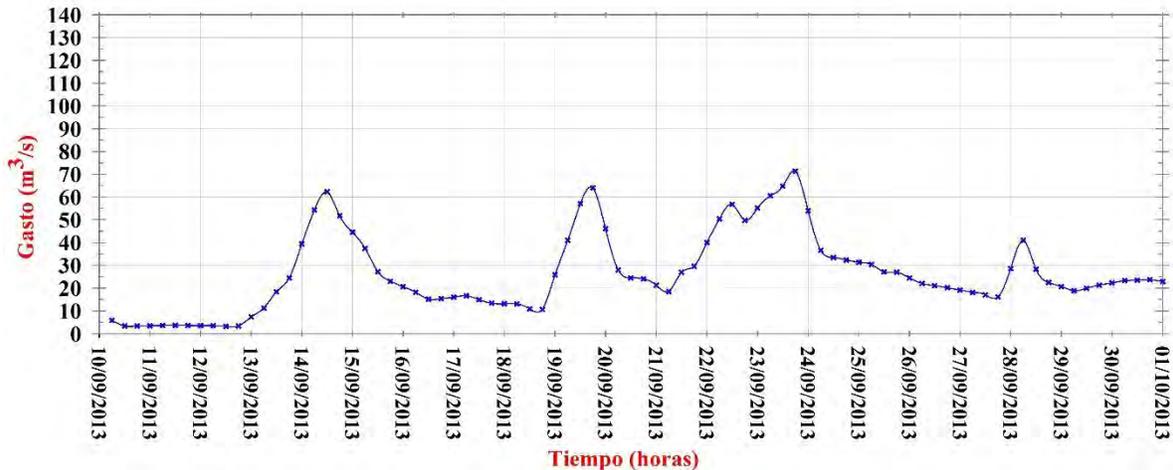


Figura 3. Hidrograma para el mes de septiembre del año 2013 en la EHC El Plan.

Modelación hidrológica

La modelación hidrológica se realizó en *HEC-HMS* (USACE, 2016), este programa retomó el esquema de la cuenca, integrado por las subcuencas, ríos, uniones y presa Cointzio. Los parámetros que se ingresaron al modelo por subcuenca fueron los valores de área, número de curva de escurrimientos y tiempo de retraso. También se integró la presa Cointzio como obra de regulación de avenidas máximas, considerándola a presa llena.

En el módulo de meteorología se ingresaron los hietogramas del mes de septiembre; se corrió el modelo para todo el mes, con intervalos de 10 minutos y se obtuvo un hidrograma simulado, que al compararlo con el hidrograma observado (aforado) en la EHC El Plan resultó que los picos de avenidas coinciden; sin embargo, el modelo los sobreestimó. Para calibrar el modelo, se ajustaron los valores de número de curvas de escurrimientos para cada subcuenca hasta llegar a un valor óptimo, cuidando que estos valores no sobrepasaran el 15%, respecto al valor inicial propuesto (Tabla 4).

Tabla 4. Valores de número de curvas de escurrimiento ajustados a nivel subcuenca (adimensional).

Subcuenca	Número de curva de escurrimiento		Diferencia (%)
	Estimada	Ajustada	
W1040	77.55	71.53	7.76
W810	77.74	68.51	11.90
W830	79.08	74.42	6.00
W760	79.94	69.09	13.98
W1150	78.06	67.47	13.65
W1100	81.18	76.40	6.16
W610	81.27	71.32	12.83
W690	79.05	74.40	5.99
W590	83.94	79.00	6.36
W840	79.9	73.69	8.00

La Higuera	91.27	80.09	14.41
Río Chiquito	82.7	72.57	13.06
Arroyo Blanco	83.23	73.03	13.14
Arroyo Obispo	90.19	79.14	14.24

Para conocer el nivel de ajuste entre el hidrograma observado y calibrado se aplicaron pruebas de bondad de ajuste (Tabla 5). Estos parámetros, principalmente Nash-Sutcliffe (Moriasi *et al.*, 2007), indican que el ajuste del modelo hidrológico está en un rango aceptable, por lo que se adoptaron los valores calibrados de valores de número de curva de escurrimiento para una posterior modelación hidrológica de eventos con duración de 24 horas, y para los periodos de retorno de 100 y 500 años.

Tabla 5. Pruebas de bondad de ajuste.

Prueba de bondad	Valor	Calificación
Nash-Sutcliffe	0.273	Aceptable
RMSE	13.971	---
Coeficiente de determinación (r^2)	0.743	Aceptable

En la Figura 4 se presenta la comparación gráfica de los hidrogramas observado, simulado y calibrado.

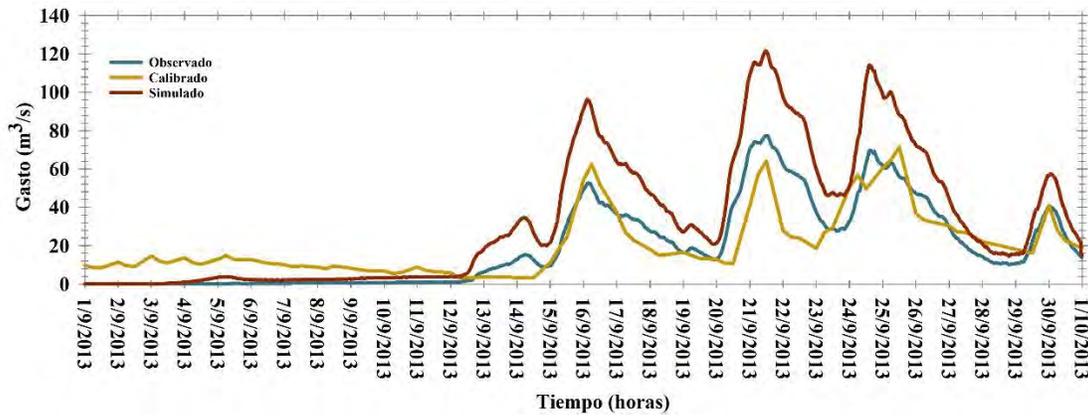


Figura 4. Comparación de hidrogramas observado, simulado y calibrado.

Con el modelo hidrológico calibrado se identificó un evento con duración de 24 horas, del 20 de septiembre a las 12:00 horas al 21 de septiembre a las 12:00 horas. Retomando los hidrogramas adimensionales correspondientes al evento señalado (Figura 5), se multiplicaron por la lámina de precipitación asociada con los periodos de retorno de 100 y 500 años.

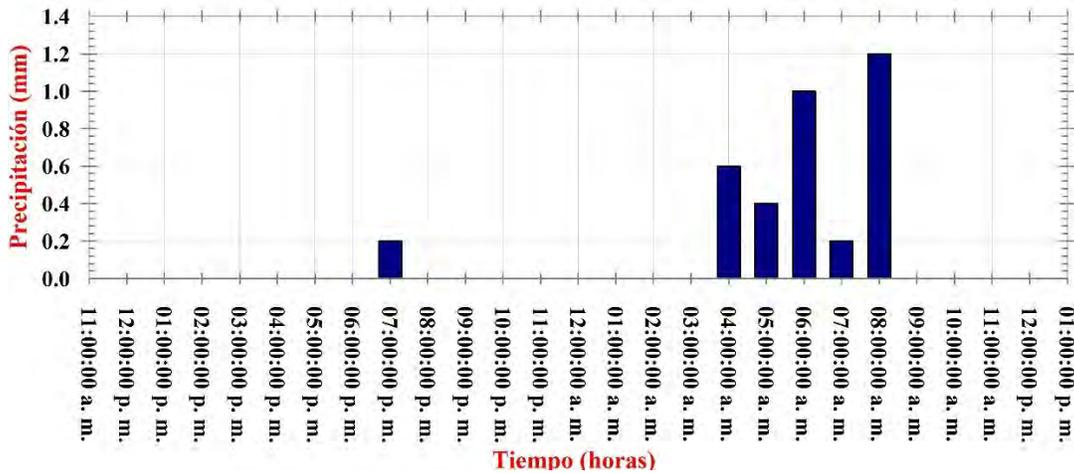


Figura 5. Hietograma con duración de 24 horas.

Se corrió el modelo hidrológico para los eventos con duración de 24 horas y obtuvieron los hidrogramas para cada subcuenca que, a su vez, corresponden a los cauces tributarios que aportan escurrimientos al río Grande en su tramo por la ciudad (Figura 6 y Figura 7).

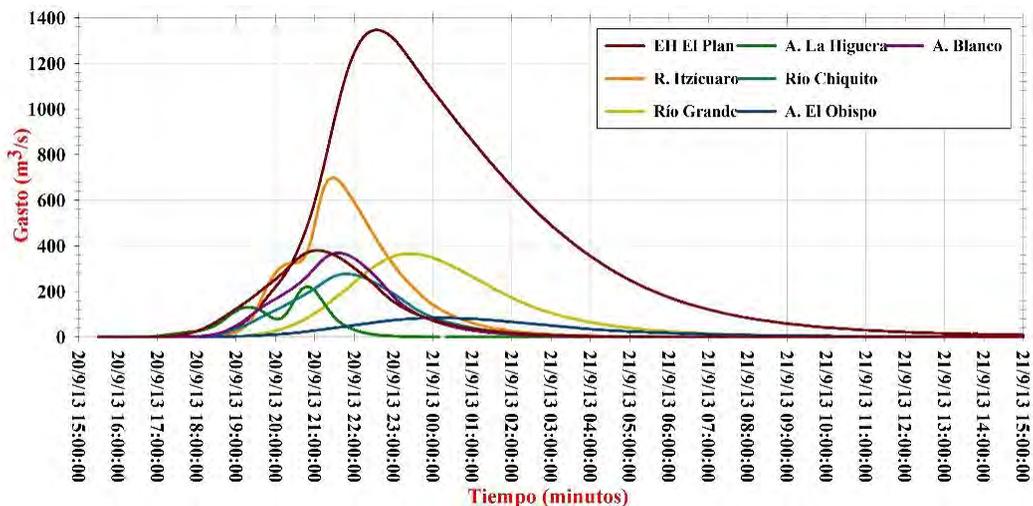


Figura 6. Hidrogramas para el periodo de retorno de 100 años.

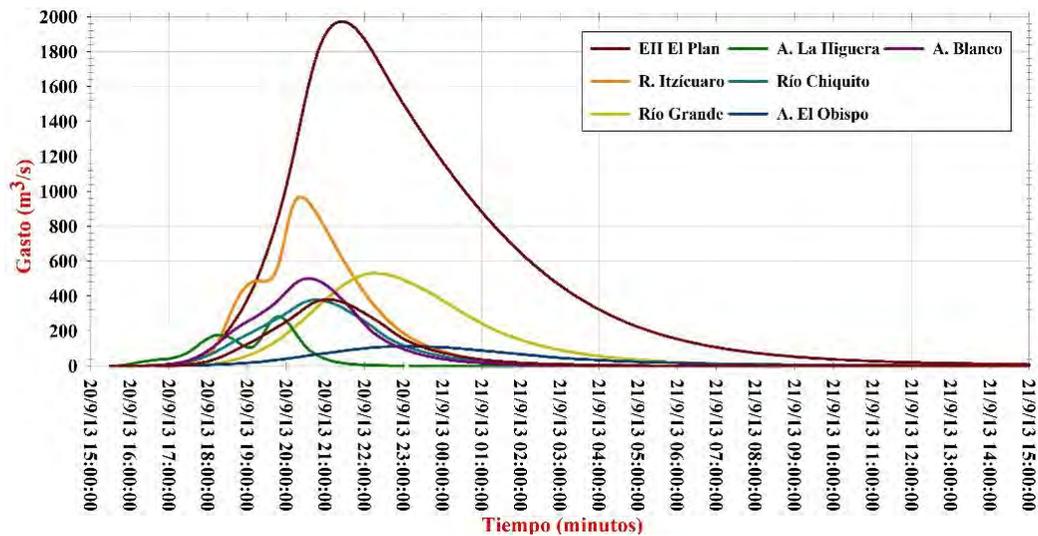


Figura 7. Hidrogramas para el periodo de retorno de 500 años.

Modelación hidráulica

La modelación hidráulica se realizó en el programa **IBER** (FLUMEN, 2017), utilizando la topografía levantada de modo directa en campo; para el cauce y llanuras de inundación se utilizó topografía **LIDAR** (Conagua, 2016).

El modelo hidráulico replicó la topografía mediante una malla de celdas triangulares; para la zona del cauce se asignó un tamaño de celda de cinco metros y para las llanuras de 10 metros. También se definieron

los coeficientes de rugosidad de Manning: valores 0.18 para el cauce y en las llanuras de inundación de 0.032. El gasto de cada afluente se asignó con el correspondiente hidrograma para los periodos de retorno de 100 y 500 años.

El modelo transitó las avenidas, y estimó los tirantes y cotas máximas alcanzadas por el agua en la zona del cauce y márgenes de los ríos. Con estos resultados, que pudieran esperarse para los periodos de retorno modelados, las zonas vulnerables a inundaciones son evidentes (Figura 8 y Figura 9); tales zonas corresponden a colonias con gran población como Fraccionamiento San Lorenzo Itzicuaró, Ampliación del Club Campestre La Huerta, Molino de Parras, Profesor Jesús Romero Flores y la unidad deportiva Cuauhtémoc.

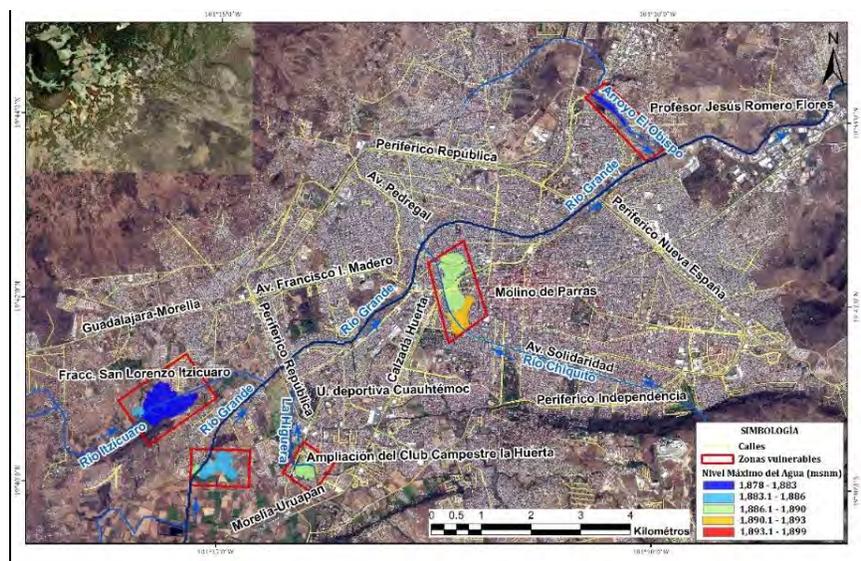


Figura 8. Visualización de la simulación hidráulica para $Tr = 100$ años.

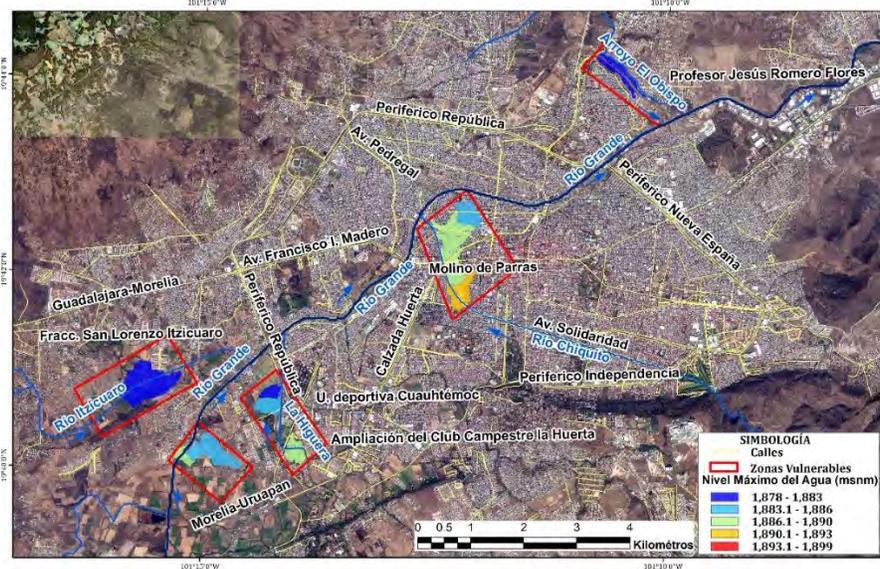


Figura 9. Visualización de la simulación hidráulica para $Tr = 500$ años.

Discusión

En lo referente al análisis de precipitaciones, se distribuyeron mediante hietogramas de las EMA aplicados a las EMC; en los últimos años se ha implementado el uso de radares (Méndez-Antonio, Magaña, Caetano, Da-Silveira, & Domínguez, 2009; Méndez-Antonio, Domínguez-Mora, Magaña-Rueda, & Carrizosa-Elizondo, 2006; Magaña-Hernández, Bâ, & Guerra-Cobián, 2013) y satélites (Zubieta, Getirana, Espinoza, Lavado, & Aragón, 2017; Zubieta, Laqui, & Lavado, 2018). Se decidió no utilizar

estas dos tecnologías e implementar la señalada por López *et al.* (2012); sin embargo, es seguro que esas tecnologías se utilizarán en el futuro.

Las zonas vulnerables determinadas en esta investigación corresponden a los periodos de retorno de 100 y 500 años. Corona-Morales (2009) reporta lo publicado en el *Atlas de Riesgos de Morelia* (Figura 10), en el que se utiliza un modelo de distribución de la lámina de agua a cada 25 cm; ello se llevó a cabo mediante un análisis de cotas y la identificación de zonas que resultaron inundadas en 2003; cabe señalar que en ese trabajo no se usó un modelo lluvia-escurrimiento; pero al tratarse de una tormenta observada y la identificación de zonas afectadas, se logró considerar problemas derivados por el estancamiento del agua a consecuencia de la obstrucción por basura y desechos; evidentemente, las áreas en su mayoría no coinciden con lo determinado en este trabajo.

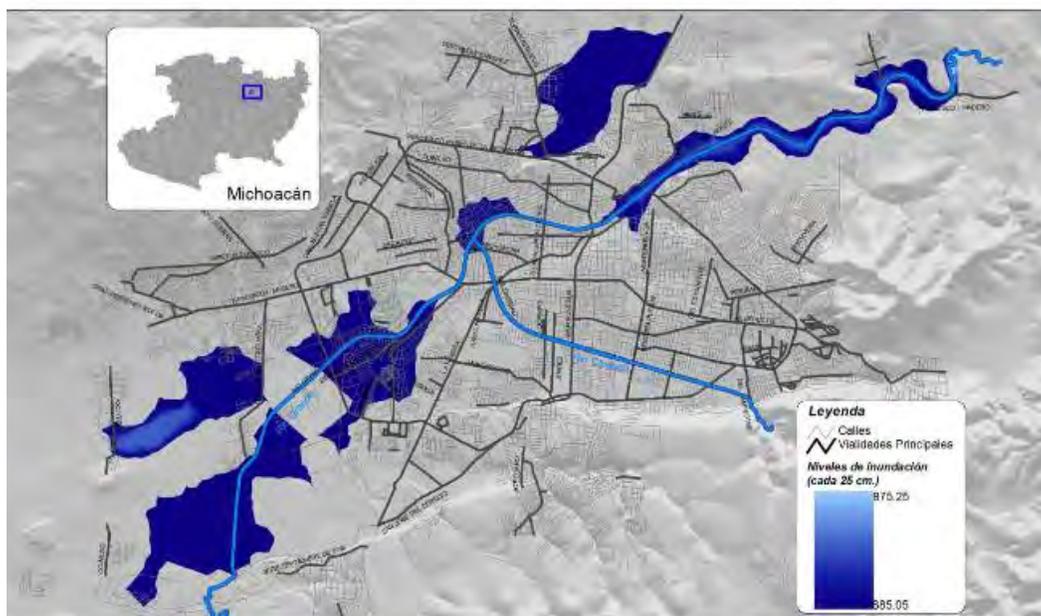


Figura 10. Modelo de distribución de la lámina de agua a cada 25 cm.
Atlas de Riesgos de Morelia. Fuente: Corona-Morales (2009).

Otro trabajo fue llevado a cabo por Roblero-Hidalgo (2018), donde define áreas vulnerables a inundaciones mediante un modelo lluvia-escurrimiento y para un evento continuo desde enero de 2013 hasta enero de 2014. Dado que en el presente trabajo se utilizaron periodos de retorno, las áreas inundables coinciden, pero las estimadas para los periodos de retorno abarcan áreas más extensas.

Conclusiones

La metodología propuesta para identificar zonas vulnerables a inundaciones contempló el uso de modelos. El primero, hidrológico, en *HEC-HMS*, alimentado con hietogramas generados a partir de información registradas en las EMA y EMC, esquema de subcuencas, valores de curva número de escurrimientos y tiempos de retraso. Se calibró con base en un hidrograma aforado en la EHC El Plan y pruebas de bondad de ajuste. De acuerdo con Nash-Sutcliffe, resultó un modelo aceptable.

El otro modelo fue uno hidráulico, en *IBER*, al que se le suministraron los hidrogramas y una malla con la topografía; con este

modelo se obtuvieron las zonas vulnerables a inundaciones en la ciudad de Morelia, Michoacán, para los periodos de retorno de 100 y 500 años.

Los modelos utilizados, *HEC-HMS* e *IBER*, son muy potentes y robustos para la estimación del proceso lluvia-escorrentía y tránsito de avenidas en los cauces urbanos; sin embargo, requieren de información específica y de difícil acceso en México.

Referencias

- Aparicio, M. F. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF, México: Limusa.
- Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2016). *Actualización del estudio para el control de avenidas en el sistema Río Grande-río Chiquito de la presa Cointzio a su desembocadura al lago de Cuitzeo*. Morelia, México: Dirección Local Michoacán.
- Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2011). *Manual para el control de inundaciones*. Recuperado de <http://cenca.imta.mx/pdf/manual-para-el-control-de-inundaciones.pdf>
- Corona-Morales, N. (2009). *Vulnerabilidad de la ciudad de Morelia a inundaciones* (tesis de maestría). Centro de Investigaciones en Geografía Ambiental, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- FLUMEN. (2017). *IBER (2.4.3). Software para la modelación hidráulica en 2D*. Recuperado de <http://www.iberaula.es/space/54/downloads>

FLUMEN. (2010). *Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. Manual de básico usuario 07.06.2010*. Catalunya, España: Universidad Politécnica de Catalunya.

Fuentes-Mariles, O. A., & Franco, V. (1999). Capítulo 3. Estudio hidrológico para obras de protección. En: *Manual de ingeniería de ríos*. México, DF, México: Instituto de la Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

HEC-GeoHMS. (2017). *Software para la preparación de datos de GIS para la importación a HEC-HMS (10.2)*. Recuperado de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-geohms/downloads.aspx>

HEC-HMS. (2017). *Software para la modelación hidrológica (4.2.1)*. Recuperado de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/downloads.aspx>

Kidd, C., & Huffman G. (2011). Global precipitation measurement. Meteorological Applications. *Royal Meteorological Society*, 18, 334-353. Recuperado de <https://rmets.onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/met.284>

López, J., González, M., Scaini, A., Goñi, M., Valdenebro, J., & Gimena, F. (2012). Caracterización del modelo HEC-HMS en la cuenca de río Arga en Pamplona y su aplicación a cinco avenidas significativas. *Obras y Proyectos*, 12, 15-30. Recuperado de <https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n12/art02.pdf>

Magaña-Hernández, F., Bâ, K., & Guerra-Cobián, V. (2013). Estimación del hidrograma de crecientes con modelación determinística y

precipitación derivada de radar. *Agrociencia*, 47, 739-752.
Recuperado de
<http://www.scielo.org.mx/pdf/agro/v47n8/v47n8a1.pdf>

Méndez-Antonio, B., Magaña, V., Caetano, E., Da-Silveira, R. B., & Domínguez, R. (2009). Analysis of daily precipitation based on weather radar information in México City. *Atmósfera*, 22(2), 299-313. Recuperado de
<http://www.scielo.org.mx/pdf/atm/v22n3/v22n3a5.pdf>

Méndez-Antonio, B., Domínguez-Mora, R., Magaña-Rueda, R., & Carrizosa-Elizondo, E. (2006). Calibración hidrológica de radares meteorológicos. *Ingeniería hidráulica en México*, 21(4), 43-64.

Moriasi, D., Arnold, J., Van-Liew, M. W., Bingner, R., Harmel, R., & Veith, T. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulation. *Transactions of the ASABE*, 50(3), 885-900. Recuperado de
https://www.researchgate.net/publication/43261199_Model_Evaluation_Guidelines_for_Systematic_Quantification_of_Accuracy_in_Watershed_Simulations

Roblero-Hidalgo, R. (2018). *Sistema de alerta temprana, para reducir daños de eventos hidrometeorológicos extremos* (tesis de doctorado). Colegio de Postgraduados, Postgrado en Hidrociencias, Campus Montecillo, Texcoco, México.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers. (2016). *User's Manual of Hydrologic Modeling System HEC-HMS*. Recuperado de

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hecms/documentation.aspx>

WMO, World Meteorological Organization. (2011). *Manual on flood forecasting and warning*. Recuperado de <http://www.library.wmo.int>

Zubieta, R., Getirana, A., Espinoza, J. C., Lavado, W., & Aragón, L., (2017). Hydrological modeling of the Peruvian-Ecuadorian Amazon Basin using GPM-IMERG satellite-based precipitation dataset. *Hydrology and Earth System Sciences*, 21(7), 3543-3555.

Zubieta, R., Laqui, W., & Lavado, E. (2018). Modelación hidrológica de la cuenca del río Ilave a partir de datos de precipitación observada y de satélite, periodo 2011-2015, Puno, Perú. *Tecnología y ciencias del agua*, 9(5), 85-105, DOI: 10.24850/j-tyca-2018-05-04.

**Modelación no estacionaria de la magnitud y frecuencia
de las crecidas en el Alto Cauca mediante índices
climáticos y de operación de embalse**

**Non-stationary modeling of the magnitude and
frequency of floods in Alto Cauca through climatic and
reservoir operation indexes**

Karime Sedano¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-6336-5387>

Yesid Carvajal-Escobar², ORCID: orcid.org/0000-0002-2014-4226

Jesús López-De la Cruz³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8230-6414>

Félix Francés⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1173-4969>

¹Universidad del Valle, Cali, Valle del Cauca, Colombia,
karimesedano@gmail.com

²Universidad del Valle, Cali, Valle del Cauca, Colombia
yesid.carvajal@correounivalle.edu.co

³Universidad de Colima, Facultad de Ingeniería Civil, Colima, México,
jlopez71@ucol.mx

⁴Universitat Politècnica de València, Valencia, España, ffrances@upv.es

Autora para correspondencia: Karime Sedano,
karimesedano@gmail.com

Resumen

A través de los modelos aditivos generalizados de localización, escala y forma se estudian los cambios en la frecuencia y magnitud de las crecidas anuales en el río Cauca, localizado en el suroccidente de Colombia. El análisis de frecuencias de crecidas no estacionario incorpora dos índices macroclimáticos y un índice antrópico, que permite asumir los cambios en el almacenamiento de agua en el embalse y el porcentaje de área tributaria regulada, como factores que inciden en la capacidad de la represa para laminar las crecidas. Los resultados muestran que forzamientos que dependen del Índice Multivariado del Fenómeno El Niño Oscilación del Sur (ENSO, por sus siglas en inglés) y del índice de embalse propuesto, cuando son aplicados a los parámetros de la función de distribución, mejoran la calidad de ajuste y la descripción de la variabilidad temporal de la serie de tiempo de crecidas. Frente al análisis convencional, los modelos no estacionarios indican diferencias significativas en los caudales asociados con cierto periodo de retorno y en el riesgo de fallo de un caudal de diseño en función de la vida útil. La principal conclusión es que desde 1986, en la estación de aforo Juanchito, los caudales exhiben un incremento en magnitud que está asociada inequívocamente con eventos de la fase fría del fenómeno ENSO. Por lo tanto, los modelos no estacionarios proveen información de interés para el embalse, su estrategia de regulación de caudales altos y en la gestión del riesgo de inundaciones.

Palabras clave: análisis de frecuencias de crecidas, no estacionariedad, fenómeno ENSO, Colombia, alteración antrópica.

Abstract

In this study, changes in the frequency and magnitude of annual floods in the Cauca River (Southwest Colombia) are modeled using a non-stationary framework by means of the Generalized Additive Models of Localization, Scale and Shape. Non-stationary flood frequency analysis incorporates two climatic indices and an anthropic index that allows us to assume that changes in the water reservoir and the percentage of regulated tributary area are factors which disturb the capacity of the dam to withhold the flood. The results highlight the role of the El Niño Southern Oscillation (ENSO) phenomenon and the proposed Reservoir Index, as significant covariates in the parameters of the selected distributions. The dependence **of model parameters on covariates improves the model's** capacity for representing temporal variability of the flood regime. Non-stationary models indicate significant differences in the flow associated with a specific return period, and in the failure risk of flow design, depending on the working life, in contrast to classical stationary models. The main conclusion is that since 1986 in the gauging station Juanchito, flooding has shown a gradual increase in magnitude, which is unambiguously associated with the cold phase of the ENSO phenomenon. Therefore, the non-stationary models provide valuable information on the reservoir, its regulation strategy for high flow, and for flood risk management in the Cauca river basin.

Keywords: Floods frequency analysis, non-stationary, El Niño South Oscillation Phenomenon, Colombia, anthropogenic interference.

Recibido: 26/09/2018

Aceptado: 23/08/2019

Introducción

La variabilidad climática asociada con El Niño Oscilación del Sur (ENSO, por sus siglas en inglés) tiene un profundo impacto ambiental y socioeconómico en Colombia. La fase fría del ENSO genera emergencias por inundaciones y deslizamientos de tierra que pueden afectar a más de 500 000 personas, con una frecuencia de 2 a 4 años. En el periodo 1950-2018 se reportan 177 desastres naturales en el país; 45% de los casos corresponde a inundaciones (EM-DAT, 2018). Además, con relación a Latinoamérica, Colombia presenta la mayor tasa de emergencias recurrentes provocadas por fenómenos naturales (más de 600 reportes por año); esto se debe no sólo a las condiciones ambientales naturales sino a que 84.7% de la población está localizada en áreas expuestas a dos o más peligros naturales (Banco Mundial, 2014).

El Análisis de Frecuencias de Crecidas (AFC) es el modelo estadístico más utilizado para estimar el caudal de una crecida y/o su frecuencia de ocurrencia, con el fin de dimensionar estructuras hidráulicas y gestionar los recursos hídricos en una cuenca. El análisis hace inferencias acerca de una variable hidrológica, adoptando la hipótesis que las observaciones son independientes e idénticamente distribuidas (hipótesis i.i.d.), por lo tanto no hay cambios sistemáticos en la media o varianza que determinen la aparición de tendencias durante el periodo de las observaciones ni en las extrapolaciones que sobre dichos datos se realizan. No obstante, hay evidencias sobre los efectos de los cambios ambientales globales y de variabilidad climática en cuanto a la alteración del comportamiento de variables hidrológicas en el espacio y tiempo; motivo por el cual desde hace más de una década se desarrollan metodologías estadísticas que abordan el AFC no estacionario.

Estudios antecedentes sobre los efectos de la variabilidad climática en el régimen hidrológico de Colombia destacan: 1) fuertes correlaciones entre ENSO y las variables hidrológicas, por ejemplo, mayor variabilidad en los caudales mensuales de los ríos Cauca y Magdalena; 2) tendencias de incremento/disminución en el tiempo de la temperatura del aire, precipitación y caudales mensuales, especialmente en la región Andina, y 3) la función de distribución de probabilidades de la serie de caudales máximos es afectada por ambas fases de ENSO (Ávila, Guerrero, Escobar, & Justino, 2019; Carvajal, Jiménez, & Materon, 1998; Gutiérrez & Dracup, 2001; Jiménez-Cisneros *et al.*, 2014; Poveda, 2004; Poveda & Álvarez, 2012; Poveda *et al.*, 2002; Poveda, Waylen, & Pulwarty, 2006; Puertas & Carvajal, 2008). Debido a las anteriores evidencias, el análisis del riesgo hidrológico asociado con el fenómeno ENSO es clave para la gestión de

inundaciones en Colombia, en particular en la región Andina, pues en ella se concentra 80% de la población.

En la actualidad sigue vigente el debate de adoptar o no el supuesto de estacionariedad requerido en la estadística hidrológica (Matalas, 1997; Milly *et al.*, 2015; Milly *et al.*, 2008; Montanari & Koutsoyiannis, 2014). Los discursos son antagónicos. Por un lado, se hace un llamado a incorporar la no estacionariedad en la modelación hidrológica para representar mejor la realidad, mientras otros sostienen que las múltiples fuentes de incertidumbre a considerar hacen que la aproximación estocástica sea aún robusta. Aunque no existe un consenso sobre la mejor metodología de análisis, hay puntos en común, como la necesidad de incrementar la comprensión del sistema clima-agua-sociedad, disminuir las fuentes de incertidumbre de los modelos, y sobre todo desarrollar metodologías de análisis más robustas para proponer soluciones adaptativas eficaces frente a las tendencias de cambio del riesgo hidrológico.

Muchas investigaciones abordan la no estacionariedad en las variables hidrológicas, logrando desarrollar metodologías no estacionarias para el análisis de frecuencias de eventos extremos, y proponer adaptaciones a los conceptos periodo de retorno y riesgo en el diseño hidrológico (Khaliq, Ouarda, Ondo, Gachon, & Bobée, 2006; Salas & Obeykera, 2014). Los modelos no estacionarios más estudiados incorporan el forzamiento de tendencias usando covariables externas, como índices de variabilidad climática; datos de precipitación y temperatura; señales de cambio global a escala reducida; tasas de urbanización, índices de embalse, etcétera. Este tipo de análisis pretende establecer vínculos entre procesos físicos del entorno y los cambios en la

distribución de probabilidades asociada con los registros anuales de caudales máximos. Hay abundantes referencias sobre el uso de los modelos aditivos generalizados en los parámetros de localización, escala y forma (GAMLSS, por sus siglas en inglés), como una alternativa flexible tanto en la selección de la función de distribución como en el tipo de tendencias sobre sus parámetros (Ahn & Palmer, 2016; Córdoba, Palomino, Gámiz, Castro, & Esteban, 2015; Vasiliades, Galiatsatou, & Loukas, 2015; Villarini & Strong, 2014). Otros trabajos en este sentido emplean modelos bayesianos y el análisis espectral singular (Escalante-Sandoval, & Garcia-Espinoza, 2014; Lima & Lall, 2011; Poveda & Álvarez, 2012).

Todo lo anterior motiva la modelación estadística no estacionaria de las crecidas en Colombia. Se elige evaluar los caudales máximos anuales del río Cauca, en la cuenca del Valle del Alto Cauca, ubicado en la región Andina. La zona presenta un régimen bimodal, con precipitaciones entre 1 300 y 3 000 mm, y su llanura aluvial tiene 840 km² susceptibles a inundaciones periódicas, por lo que desde 1985 los caudales son regulados por un embalse. El río Cauca es de interés, pues una de las regiones más urbanizadas de Colombia; además, entre 1950 y 2015, se han registrado 14 eventos históricos de inundaciones del río Cauca (Enciso, Carvajal, & Sandoval, 2016); seis de los cuales ocurrieron después de la construcción del embalse (en 1988, 1997, 1999, 2008, 2010 y 2011) y la misma cantidad de eventos coinciden con el fenómeno La Niña. Los datos analizados corresponden a dos estaciones hidrométricas de interés, empleando el modelo **GAMLSS** propuesto por Rigby y Stasinopoulos (2005).

La hipótesis yace en considerar si el uso de modelos no estacionarios para el caso de estudio presenta diferencias significativas frente al análisis estacionario y tiene por objetivo demostrar que incorporar forzamientos climáticos (a través de varios índices macroclimáticos asociados con el trópico suramericano) y de la actividad humana (usando un índice específico de operación de embalse) resultan adecuados como términos aditivos que describen los cambios en la frecuencia y magnitud de los caudales máximos anuales. Los modelos estadísticos evaluados pueden ser de interés para evidenciar oportunidades de gestión de los recursos hídricos, en especial las reglas de operación de un embalse frente a eventos de crecidas, en beneficio de la ciudad de Cali (tercera ciudad más poblada de Colombia). A continuación, se presenta una caracterización del área de estudio, así como la metodología empleada en el análisis de frecuencias no estacionario. Después se analizan los resultados obtenidos y se resumen algunas conclusiones.

Área de estudio

La cuenca Valle Alto Cauca se ubica en el suroccidente colombiano. El río Cauca sigue una dirección sur-norte en un valle interandino (Figura 1). En los primeros 153 km de recorrido, el cauce desciende 2.8 km hasta llegar al embalse Salvajina, cuya área de drenaje es 3 652 km². En el

tramo posterior, la cuenca alcanza 5 111 km² en la estación de aforo La Balsa y finalmente el área de interés cierra en la estación hidrométrica Juanchito, cubriendo un total de 8 556 km². Ambas estaciones son seleccionadas teniendo en cuenta: 1) la proximidad a la salida del embalse; 2) la estación Juanchito es el punto de control de la operación de volúmenes en la represa Salvajina, y 3) Juanchito se localiza en las afueras de la ciudad de Cali, que es la tercera ciudad más poblada de Colombia, con 2.4 millones de habitantes.

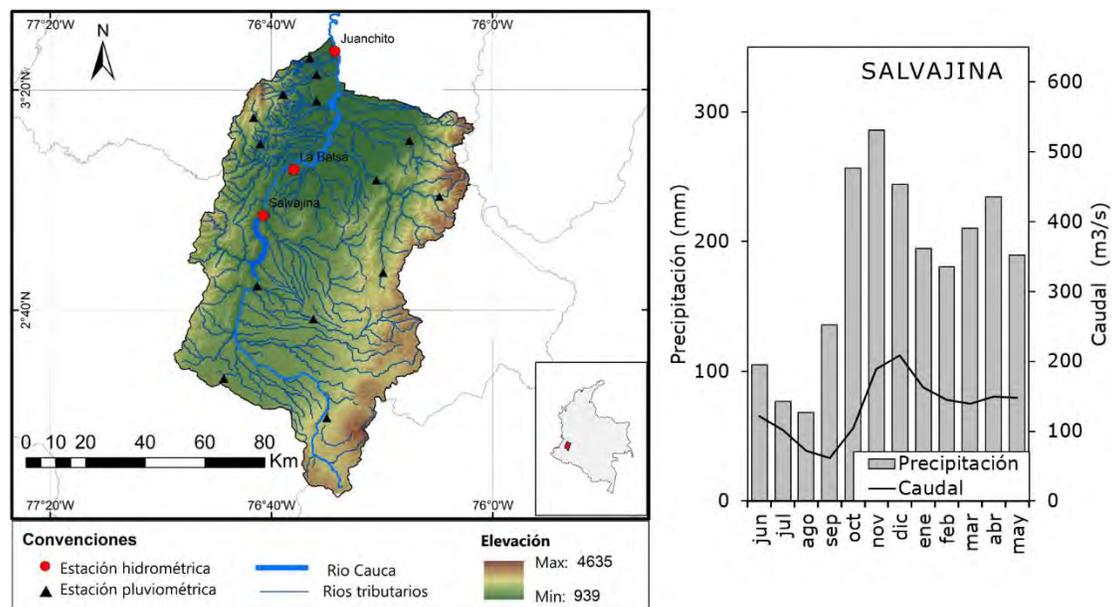


Figura 1. Localización de la cuenca Valle Alto Cauca y la red hidrológica (izquierda). Precipitación mensual en el área tributaria al embalse y el caudal afluente a Salvajina (derecha y arriba). Almacenamiento mensual en el embalse Salvajina y caudal promedio en Juanchito, estación objetivo de regulación (derecha y abajo).

El embalse Salvajina posee una capacidad máxima de almacenamiento de 848 hm³; sus objetivos de operación son el control de inundaciones y estiajes, garantizando caudales entre 900 y 130 m³/s; 95% del tiempo en la estación Juanchito (Sandoval, Ramirez, & Santacruz, 2011).

El régimen hidrológico en la región es fuertemente afectado por la variabilidad climática vinculada con el doble paso de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT); la orografía; los procesos que ocurren en los océanos Atlántico, mar Caribe, el Pacífico y la Amazonia; pero sobre todo a la influencia del fenómeno ENSO en sus fases extremas (García, Botero, Bernal, Ardila, & Piñeros, 2012; Puertas & Carvajal, 2008; Rueda & Poveda, 2006).

La precipitación media anual en la cuenca alta del río Cauca es 1 900 mm, y predomina un ciclo bimodal con mayores lluvias en los periodos marzo-abril-mayo (MAM) y septiembre-octubre-noviembre (SON) (Figura 1, derecha) (Sandoval & Ramirez, 2007). Se han reportado fuertes conexiones entre los caudales medios mensuales de diversos ríos del occidente colombiano con el Índice Oceánico El Niño-ONI, y otras señales de cambio en la temperatura superficial del océano Pacífico; la Oscilación Decadal del Pacífico-PDO, con señales climáticas compuestas por variables atmosféricas y oceánicas, como el Índice Multivariado ENSO-MEI; y por variables exclusivamente atmosféricas, como la Corriente en Chorro del Chocó-CCC, y el Índice Oscilación del Sur (SOI, por sus siglas en inglés), entre otros (Jiménez-Cisneros *et al.*, 2014; Poveda, Jaramillo, & Vallejo, 2014; Poveda *et al.*, 2006).

Materiales

Todas las variables hidrológicas y climáticas se construyen considerando que el año hidrológico en Colombia inicia el 1° de junio del año i y finaliza el 31 de mayo del año $i + 1$. Se define como periodo común de registro 1965-2015, pues los datos faltantes son inferiores al 5%. Por último, es necesario resaltar que los datos del año 1985 se adoptan como atípicos debido al proceso de llenado del embalse, y se excluyen de las series hidrológicas y climáticas. La información fue suministrada por la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, en adelante CVC. La serie temporal analizada es el caudal diario máximo registrado por año hidrológico en m^3/s - $Q_{\text{máx}}$. A continuación se describen otros datos empleados en este trabajo.

Índice de embalse

López y Francés (2013) proponen un índice de embalse **IE** (Ecuación (1)), que establece el grado de alteración del régimen hidrológico en función

del porcentaje de área no regulada y el porcentaje de escurrimiento medio que no puede ser retenido en el embalse:

$$IE(t) = \sum_{i=1}^N \frac{A_{R_i}(t)}{A_s} \cdot \frac{C_{R_i}(t)}{C_s}, \text{ para } i = 1, 2, 3, \dots, N. \quad (1)$$

Donde $A_{R_i}(t)$ es el área tributaria al embalse en km^2 , en el año t ; A_s , el área tributaria a la estación en km^2 ; C_s , el volumen promedio escurrido en la cuenca hasta la estación S en el año t y en hm^3 ; C_R , la capacidad total de almacenamiento del embalse en hm^3 en el año t , y N es el número de embalses aguas arriba de la estación. Para una cuenca con un único embalse en cabecera y sin otros cambios antrópicos significativos en el tiempo (p. ej., trasvase, aumento/disminución de embalses, etc.) que afecten las variables $A_{R_i}(t)$ y $C_{R_i}(t)$, este índice funciona como una variable discreta o señal de cambio que es intensa/débil en función de la proximidad de la estación de aforo de interés a la represa y ha sido empleado en la modelación estadística no estacionaria de crecidas (Liang, Jing, Wang, Binqun, & Zhao, 2017; Machado *et al.*, 2015).

Los impactos de un embalse en la laminación de las crecidas dependen de la capacidad disponible en el embalse, el tamaño de la obra en relación con el aporte hídrico de la cuenca, los usos del agua almacenada y de los niveles de agua en el embalse antes de la avenida, etcétera (Moreno, Begueria, Garcés, & García, 2003). Por capacidad disponible se entiende el volumen libre o diferencia entre la capacidad máxima de almacenamiento y el volumen de agua en un momento dado.

Los cambios en la capacidad disponible pueden limitar/favorecer la gestión del caudal máximo anual en la estación objetivo. Por lo tanto, en este trabajo se propone ajustar la Ecuación (1), remplazando la relación entre la capacidad de reservorio y el escurrimiento medio, por el coeficiente de volumen de reserva anual $D_{(t)} = (C_{R(t)} - V_{a(t)})/C_{R(t)}$ que determina la proporción de volumen disponible frente a la capacidad del reservorio $\bar{V}_R(t)$, de tal forma que el índice IE_2 es:

$$IE_2(t) = \sum_{i=1}^n \frac{A_{R_i}(t)}{A_s} \cdot \frac{C_{R(t)} - V_{a(t)}}{C_{R(t)}}, \text{ para } i = 1, 2, \dots, N \quad (2)$$

Donde $V_{a(t)}$ es el volumen promedio anual almacenado en el embalse Salvajina, estimado con datos de batimetrías realizadas por la CVC en 1985, 2003 y 2011, y el registro de niveles en el embalse al final del día. Con el cambio, además del efecto de disminución en la capacidad de regulación a medida que el área tributaria a la estación de aforo aumenta (establecido por la relación de áreas), el índice considera la gestión de volúmenes como condición que influye en los caudales máximos anuales observados.

Índices de variabilidad climática

Teniendo en cuenta que las fases de ENSO son definidas por el Organismo Nacional Estadounidense del Océano y la Atmósfera (NOAA), en función del Índice Oceánico El Niño (ONI), en este trabajo se adopta el valor promedio anual de ONI como criterio para clasificar cada año hidrológico de la siguiente forma: un año es considerado La Niña, si el valor promedio anual de $ONI \leq -0.30$; años El Niño ocurre cuando $ONI \geq 0.30$; un año es definido como normal siempre que $-0.30 < ONI < 0.30$. Los índices climáticos de baja frecuencia empleados en la modelación corresponden a los valores promedio anuales del Índice Oceánico El Niño-ONI o media móvil trimestral de las anomalías de la temperatura superficial del Pacífico en la región Niño3-4 y el Índice Multivariado ENSO-MEI, que corresponde a la primera componente principal de un conjunto de señales oceánicas y atmosféricas en toda la región del Pacífico tropical. Todos los valores son estimados a partir de información publicada en NOAA (2017).

Modelos de aditivos generalizados en los parámetros de localización, escala y forma-GAMLSS

Los modelos *GAMLSS* adoptan que la variable respuesta $Y(Q_{\text{máx}})$ posee una función de distribución de probabilidad acumulativa, cuyos parámetros pueden ser función de una o más variables explicativas (índices climáticos y de embalse). Es decir, para y_t variables independientes en el tiempo $t = 1, 2, \dots, n$ existe una función $F_Y(y_t|\theta_t)$,

donde los parámetros $\theta_t = (\mu_t, \sigma_t, \nu_t, \tau_t)$ pueden cambiar en función de un conjunto de m variables explicativas $X_{mt} = [x_{1t}, x_{2t}, \dots, x_{mt}]$, a través de una función de enlace monotónica $g_k(\cdot)$ presentada en la Ecuación (3) (Stasinopoulos, Rigby, Vlasios, Heler, & Bastiani De, 2015):

$$g_k(\theta_k) = \eta_k = X_k \beta_k + \sum_{j=1}^{m_k} h_{jk}(x_{jk}) \quad (3)$$

Donde θ_k y η_k son vectores de longitud n ; X_k es una matriz de covariables de orden $n \times m$; β_k es un vector de parámetros de longitud m ; $h_{jk}(x_{jk})$ representan el suavizado en los parámetros de la distribución, y x_{jk} es un vector de covariables para $j = 1, 2, \dots, m$.

Como función de suavizado se evalúan los B-*splines* penalizados, $pb()$ que son partes polinómicas usadas en modelos aditivos, con la ventaja que minimizan los grados de libertad (*df*) del modelo, a través de diferentes métodos, como máxima verosimilitud (ML), GAIC, etcétera. Se puede consultar más información en Stasinopoulos *et al.* (2015).

Periodo de retorno no estacionario

El periodo de retorno T es un indicador de la rareza de una crecida; es decir, el tiempo medio que transcurre hasta que, por primera vez, una

crecida excede un valor dado (y_{p_0}). Es usado comúnmente para definir el caudal de diseño de una obra hidráulica o para referenciar el nivel de amenaza de inundación. Teniendo en cuenta que la estadística de dicho suceso sigue una distribución geométrica, la probabilidad de que la primera crecida exceda a y_{q_0} en el tiempo x es $f(x) = p_x \prod_{t=1}^{x-1} (1 - p_t)$, $x = 1, 2, \dots, x_{max}$ (Salas & Obeykera, 2014), donde $f(1) = p_1$ y x_{max} es el tiempo en el que p_t se convierte en 1. Si la probabilidad p_t es constante en el tiempo $f(x) = P(X = x) = (1 - p)^{x-1} p$, el periodo de retorno o tiempo de espera previsto (EWT) es:

$$T = E(X) = 1/p = 1/(1 - q) \quad (4)$$

Donde p y q son la probabilidad de excedencia y no excedencia, respectivamente. Cuando la probabilidad p_t es no estacionaria, entonces el periodo de retorno cambia en el tiempo:

$$T_t = \frac{1}{p_t} = \frac{1}{[1 - F_Y^{-1}(y_{p_0}, \theta_t)]} \quad (5)$$

Los valores de la probabilidad de excedencia p_t son obtenidos de $p_t = 1 - F_Y^{-1}(y_{p_0}, \theta_t)$ usando la información disponible; y_{p_0} es un caudal de referencia y el vector de parámetros θ_t varía en función de un conjunto de covariables X_{mt} (Obeykera & Salas, 2016). Teniendo en cuenta la Ecuación (5) en el diseño hidráulico y en la gestión de los recursos hídricos surgen cuestiones como ¿Cuál es el valor de T de un evento histórico,

asociado con un modelo no estacionario de crecidas? ¿Cuál es el caudal de diseño si el valor de T es variable en el tiempo? Debido a esto, Salas y Obeysekera (2014) proponen determinar el valor T no estacionario, usando una distribución geométrica no homogénea:

$$T_{EWT} = E(X) = 1 + \sum_{x=1}^{x_{max}} \prod_{t=1}^x (1 - p_t), x = 1, 2, \dots, x_{max} \quad (6)$$

Donde los valores $p_t = 1 - q_t$ se obtienen de $p_t = 1 - F_Y(y_{q0}, \theta_t)$, para el y_{q0} preestablecido y el modelo estadístico no estacionario. Salas Obeysekera y Vogel (2018), así como Serinaldi (2015) presentan otra forma simplificada de estimar el periodo de retorno no estacionario, basado en el concepto de análisis económico "riesgo anual medio" (AAR, por sus siglas en inglés) expresado como: $AAR(n) = \bar{p} = (1/n)(p_1 + p_2 + \dots + p_n)$, donde se adopta que para un periodo n , el riesgo puede ser descrito por la media de la secuencia de probabilidades de excedencia (p_1, p_2, \dots, p_n); debido a esto, T no estacionario equivale a:

$$T_{AAR} = \bar{T} = 1/AAR(n) = 1/\bar{p} \quad (7)$$

Serinaldi (2015) sostiene que uno de los indicadores más importantes en la planeación y el diseño de obras hidráulicas es el riesgo de fallo R o probabilidad R de que al menos una vez se observe un evento extremo y_{q0} durante la vida útil n de una obra, siendo esta expresión la más adecuada o directa para definir el caudal de diseño frente a un nivel de riesgo aceptable, ya que depende de la probabilidad de excedencia y

no del periodo de retorno, cuando existen condiciones i.i.d. $R = P(X \leq n) = F_X(n) = \sum_{x=1}^n f(x) = 1 - (1 - p)^n$ (Chow, Maidment, & Mays, 1994); sin embargo, en condiciones de no estacionariedad, Salas *et al.* (2018) usan los conceptos tiempo de espera previsto y riesgo anual medio para determinar el riesgo de fallo no estacionario:

$$R_{EWT}(n) = 1 - \prod_{t=1}^n (1 - p_t), \quad (8)$$

$$\overline{R_{AAR}} = 1 - (1 - \bar{p})^n \quad (9)$$

Donde p_t y \bar{p} es la probabilidad de excedencia y la probabilidad de excedencia media multianual, respectivamente. R_{EWT} y R_{AAR} se resuelven de manera numérica.

Metodología

La modelación estadística de la frecuencia y magnitud de los extremos hidrológicos se basa en los modelos aditivos generalizados de localización, escala y forma **GAMLSS**. Todos los cálculos pueden ejecutarse en la plataforma **R**, usando los paquetes **GAMLSS** gratuitos disponibles. El análisis tiene las etapas de la Figura 2.

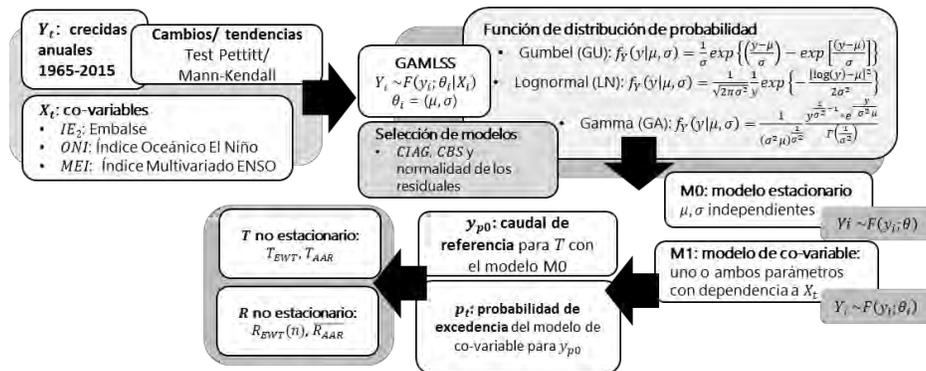


Figura 2. Diagrama de flujo de las etapas que componen el análisis de frecuencias no estacionario.

Identificación de cambios y tendencias en el régimen de crecidas

Las pruebas estadísticas no paramétricas de Mann-Kendall (Mann, 1945; Yue & Wang, 2002) y Pettitt (1979) son aplicadas a las series temporales para analizar la estacionariedad. Además, con el objetivo de abordar los efectos de la operación del embalse, las series de crecidas máximas anuales se dividieron en los periodos 1965-1984 y 1986-2015, representando así el régimen no regulado y el régimen alterado, respectivamente.

Ajuste y selección de modelos estadísticos no estacionarios

Los modelos *GAMLSS se emplean* para forzar cambios graduales en el parámetro de localización (μ) en función de las covariables ONI, MEI e IE2. Las funciones de distribución de probabilidad seleccionadas son Gumbel (GU), Lognormal (LN) y Gamma (GA). Todas poseen dos parámetros (μ, σ), son adecuadas para contrarrestar los efectos de la asimetría positiva, común en series de extremos hidrológicos. Los resultados se centrarán en los mejores modelos obtenidos y no en el conjunto de modelos evaluados.

Se analizan dos tipos de modelos estadísticos: los modelos estacionarios (M0), donde ambos parámetros de la distribución son independientes; y los modelos de covariables externas (M1), en los que el parámetro de localización μ puede depender linealmente de uno o varios índices climáticos, del índice de embalse o de la combinación de ambos tipos de variables explicativas. La selección de los modelos se basa en el Criterio de Información de Akaike Generalizado (CIAG) y el Criterio Bayesiano de Schwartz (*CBS*) (Ecuación (10) y Ecuación (11)):

$$CIAG = -2 \hat{l} + 2(k \cdot df) \quad (10)$$

$$CBS = -2 \hat{l} + \ln(n) * (k.df) \quad (11)$$

Donde $\hat{l} = \ln(ML)$; la máxima verosimilitud del modelo es ML , luego k : penalidad requerida asociada con el número de parámetros de la distribución y df : grados de libertad. En este trabajo se adopta una penalidad $k = 3.0$, de tal forma que el grado de complejidad del modelo no degrade la capacidad de describir el comportamiento de la serie y conserve en lo posible el principio de parsimonia.

En ausencia de un estadístico para determinar la bondad de ajuste de los modelos *GAMLSS*, Stasinopoulos *et al.* (2015) proponen verificar la normalidad de los residuales; para ello se evalúa el coeficiente de correlación de Filliben y el comportamiento de los gráficos sin tendencia de los residuales (*worm-plot*). Esto asegura que el modelo seleccionado represente la parte sistemática y que la información remanente (residuales) sea ruido blanco.

El periodo de retorno en modelos no estacionarios

Para comparar los resultados obtenidos en los modelos M0 y M1 se emplean las formulaciones EWT y AAR. El cálculo inicia definiendo un caudal y_{p0} con el modelo estacionario; luego se emplea el modelo no estacionario M1 para estimar la probabilidad de excedencia; se aplican las

ecuaciones (4) a (9) para determinar el riesgo hidrológico en términos de T y R no estacionario, considerando, entre otros aspectos: el momento en el que p_t se convierte en uno; la longitud n de registros, y el patrón de cambio predominante en M1. Es importante mencionar que para cada estación, R es estimado para el caudal de diseño de $T = 100$ años y diferentes valores n de vida útil.

Resultados y discusión

Alteración del régimen de crecidas

A continuación se analizan los cambios en el régimen de crecidas en La Balsa y Juanchito.

La Tabla 1 confirma que los caudales en La Balsa disminuyen durante el periodo de registros y dicha tendencia es significativa para $\alpha = 0.05$. Además, existen puntos de cambio en la media en 1975 y 1984, que coinciden con cambios de fase de la PDO y puesta en marcha del embalse. Debido a la proximidad de la estación a la salida del reservorio es posible asociar la no estacionariedad con la alteración antrópica. La Figura 3b muestra el decrecimiento en la magnitud de las crecidas de Juanchito

entre 1965 y 1984, pero dicho cambio carece de significancia estadística (Tabla 1). Por el contrario, entre 1986 y 2015 se observa el incremento gradual y significativo en los caudales máximos anuales, aunque dicho incremento no responde necesariamente a una conexión lineal (Figura 3b). Se identifican, además, puntos de cambio en la media en 1984 y las décadas de 1970 y 1990, que coinciden en el primer momento con la puesta en operación del embalse; el resto, con cambios de fase de la PDO, una alta tasa de ocurrencia de eventos ENSO (cinco reportados en las décadas de 1970 y 1980) (Volter & Timlin, 1998), e inundaciones históricas del río Cauca en 1971, 1974, 1975, 1982, 1984, 1988, 1997, 1999, 2008, 2010 y 2011 (Enciso *et al.*, 2016), que afectan la media de la serie temporal.

Tabla 1. Resultados de las pruebas de hipótesis de homogeneidad para los caudales diarios máximos anuales en el río Cauca.

Estación			La Balsa			Juanchito		
Serie	Prueba	Periodo	65-15	RN	RA	65-15	RN	RA
Q _{máx}	M-K	τ	-0.33*	-0.38	-0.04	-0.06	-0.02	0.22*
		Sig.	P1	P5	NS	NS	NS	P10
	Pet	Año	1984	1975	1991	1984	1975	1994
		Sig.	P1	P5	NS	NS	NS	P5

RN: 1965-1984; RA: 1986-2015; M-K: prueba Mann-Kendall; τ es el estadístico de la prueba y su signo indica el sentido de la pendiente; * indica que las pruebas de Mann-Kendall incluyen procesos para retirar la dependencia serial; Sig.: significancia estadística; NS: no significativo; P1: significativo al 1%; P5: al 5%; P10: al 10%; Pet: prueba Pettitt; año: momento de cambio brusco en la media.

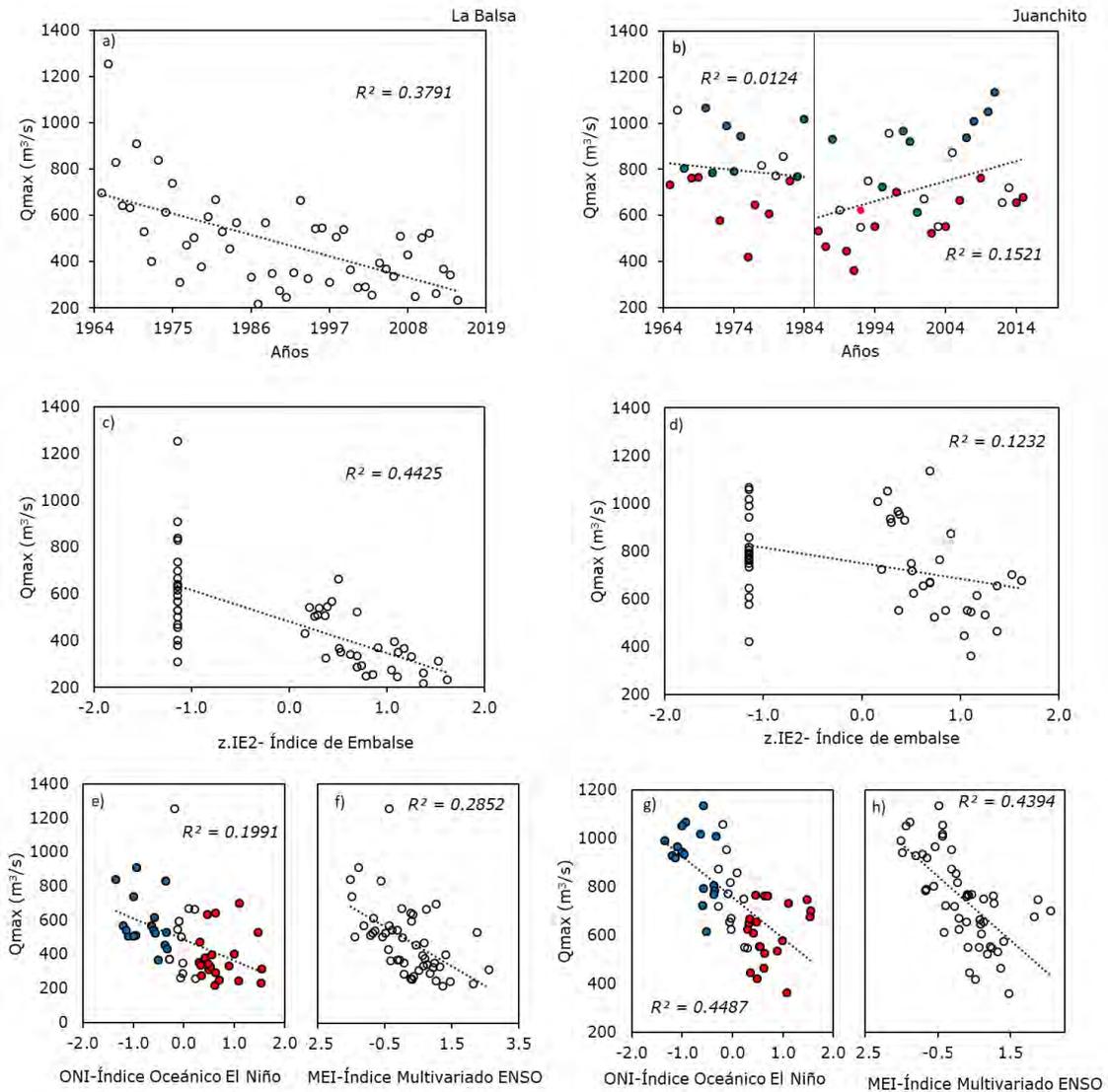


Figura 3. Variación de las crecidas anuales. De izquierda a derecha, La Balsa y Juanchito; a), b) evolución en el tiempo; c), d) conexión con el índice de embalse IE2; e) a h) relación con los índices ONI y MEI, resaltando en azul y rojo los caudales observados en años La Niña y El Niño, respectivamente.

Los siguientes procesos físicos que pueden tener relación con las tendencias de aumento en el régimen de crecidas de la estación Juanchito entre 1986 y 2015 son:

- Los cambios en los usos del suelo en los últimos 30 años que afectan el escurrimiento de los ríos tributarios aguas abajo del embalse. Teniendo en cuenta que 43% del área de drenaje total a Juanchito corresponde a la cuenca del embalse, es coherente considerar que ríos tributarios importantes, que en la actualidad no son regulados, tienen un fuerte aporte al escurrimiento en la zona. También hay evidencias de aumento de la precipitación en dicha región. Ávila *et al.* (2019) analizaron las series temporales de índices extremos climáticos de precipitación en 39 estaciones meteorológicas del Valle Alto Cauca en el periodo 1970-2013. Identifican que para una significancia estadística $\alpha = 0.10$ la precipitación acumulada en 1 y 5 días consecutivos aumenta entre 40 y 80 mm en el sur de la cordillera occidental de los Andes (entre el embalse y Juanchito). Esto coincide con las proyecciones de cambio climático que prevén, y un incremento de 6% de la precipitación total en los modelos climáticos del Valle del Cauca de los periodos 2011-2040, 2041-2070 y 2071-2100 (IDEAM-PNUD-MADS-DNP-Cancillería, 2015). Si además se tiene en cuenta que el fenómeno La Niña aumenta y prolonga los caudales altos, es de esperar que el efecto del embalse en el control de crecidas resulte limitado, y que las inundaciones se deban en buena medida al aporte de los ríos tributarios no regulados.
- Entre 1986 y 2015 se han registrado siete crecidas históricas durante años de La Niña (Enciso *et al.*, 2016). De dichas crecidas, cuatro ocurren de forma simultánea con la fase fría de la Oscilación Decadal del Pacífico (PDO). De todas las crecidas recientes, las ocurridas en 2010-2011 se

registran durante uno de los eventos La Niña más severos de la historia reciente (NOAA-ESRL-PSD, 2017).

- Hasta 1975, y luego entre 1999 y 2014 prevalecieron fases frías de la PDO (JMA & WMO, 2017; Herzog, Martinez, Jorgensen, & Tiessen, 2012; NOAA, 2017). Existen varias referencias sobre la acción simultánea de ENSO y la PDO en el régimen hidrológico en diversas regiones del mundo, que identifican que los efectos de los eventos El Niño/La Niña son más fuertes y ocupan una mayor área espacial global cuando ocurren en fase con periodos cálidos/fríos de la PDO (Garreaud, Vuille, Compagnucci, & Marengo, 2009; Méndez, Ramírez, Cornejo, Zárate, & Cavazos, 2011; Wang, Huang, He, & Guan, 2015). Esto muestra la necesidad de más investigación sobre la acción conjunta de diferentes señales de variabilidad climática y la hidrología del suroccidente colombiano.
- Las modificaciones en las estaciones hidrométricas y/o en la forma de procesar los datos también pueden ser otra explicación a los cambios abruptos observados (Villarini *et al.*, 2009a).

Los resultados obtenidos en la Tabla 1 resaltan la dificultad para aceptar/rechazar la hipótesis de i.i.d. del periodo 1965-2015 en la estación Juanchito, pues las pruebas no paramétricas aplicadas indican estacionariedad. Sin embargo, los cambios en la pendiente de las líneas de tendencia en los periodos RN y RA enmascaran el incremento continuo de las crecidas anuales en los últimos 30 años del periodo de análisis y, por lo tanto, la muestra RA amerita el análisis de frecuencias de crecidas no estacionario.

La Figura 3 muestra el comportamiento de las crecidas máximas anuales en función del tiempo; los índices de embalse y clima sugieren que aunque existe moderada correlación lineal ($0.30 < r < 0.70$), la

variabilidad explicada por los índices seleccionados es baja. Esto es comprensible, dada la compleja conexión entre los caudales y las variables climáticas, que no necesariamente se ajustan a modelos lineales; por lo tanto, puede ser necesario incluir funciones de suavizado en la modelación estadística no estacionaria.

Modelos estadísticos no estacionarios del régimen de las crecidas en el río Cauca

Los resultados de la modelación estadística de los caudales diarios máximos anuales de La Balsa (1965-2015) y Juanchito (1986-2015) se presentan a continuación.

La Tabla 2 muestra que el modelo estacionario (M0) en La Balsa se adhiere a la distribución Lognormal (LN2). La transformación **Log** ayuda a reducir la asimetría positiva de las observaciones. Luego, las crecidas en Juanchito se ajustan a la distribución Gamma; esta función tiene una forma suave y no requiere de la función **Log** para contrarrestar la asimetría; este último resultado es similar al obtenido por Enciso *et al.* (2016), quienes encuentran que los caudales diarios máximos anuales de Juanchito en el periodo 1986-2015 se ajustan de forma adecuada a una distribución Log Pearson III, que es una generalización de la distribución Gamma. Después se aprecia que el estadístico CIAG sugiere que los

modelos M1 presentan una menor pérdida de información. En cuanto a la calidad de ajuste, en todos los casos, los coeficientes de correlación de Filliben son mayores a los valores críticos, por lo tanto, se acepta la hipótesis de normalidad en los residuales y los modelos se ajustan de modo adecuado a las observaciones.

Tabla 2. Resumen de los modelos seleccionados y estadísticos de los residuales de *GAMLSS* de las crecidas máximas anuales en el río Cauca.

Variable Estación Periodo de distribución	Modelo	Parámetros (error St.)	CIAG	CF
Q _{máx} La Balsa 1965-2015 LN2, n = 50	M0	$\mu_1 = 6.1 [0.05], \sigma = -0.94[0.10]$	664.01	0.991
	M1	$\mu_1 = 6.10 [0.04], \mu_2 = -0.281E2 [(0.04)],$ $\sigma = -1.30[0.10]$	<u>631.05</u>	<u>0.996</u>
Q _{máx} Juanchito 1986-2015 GA, n = 30	M0	$\mu_1 = 6.58[0.05], \sigma = -1.31[0.13]$	405.85	0.988
	M1	$\mu_1 = 6.75[0.07], \mu_2 = -0.12pb (MEI) [0.05],$ $\mu_3 = -0.211E2 [0.10], \sigma = -1.84[0.13]$	<u>385.68</u>	<u>0.993</u>

El modelo no estacionario de las distribuciones LN2 y GA tiene como función de enlace en el parámetro de localización $\ln(\mu_t) = \mu_1 + \mu_2 X_i + \dots + \mu_n X_m$, en función de X_1, X_2, \dots, X_m covariables; el parámetro de escala constante es expresado como $\ln(\sigma_t) = \sigma$. Además,

CIAG es el criterio de información de Akaike generalizado para un coeficiente de penalización $k = 3$; CF es el coeficiente de correlación Filliben aplicado a los residuales

$$(Fill_{n50,\alpha 0.05} = 0.977; Fill_{n30,\alpha 0.05} = 0.964).$$

Debele, Bogdanowicz y Strupczewski (2017) sugieren que la selección de la función de distribución (fdp) es una de las decisiones más importantes para el adecuado análisis de los modelos. Consideramos que las pruebas de hipótesis establecen un ajuste adecuado, pero no necesariamente llevan a la selección de la mejor fdp. Para esto, los modelos **GAMLSS** aportan una amplia opción comparativa entre diferentes familias de fdp y al adherir la no estacionariedad. Sin embargo, es necesario el uso del criterio experto para seleccionar una fdp que controle el efecto de la asimetría positiva característica de las series hidrológicas y un modelo sin sobreparametrización.

Sobre los modelos no estacionarios de mejor ajuste se encuentra:

a) La variabilidad temporal de las crecidas en la estación La Balsa es explicada a través del índice de embalse IE2. Esto se debe a que La Balsa posee la menor área de aportación total y al localizarse próxima a la salida del embalse predomina la regulación antrópica en los patrones de cambio de la serie.

b) Los caudales máximos en Juanchito 1986-2015 presentan una dependencia no lineal al índice MEI a través de suavizado por $pb()$ y lineal a IE2. Diferentes publicaciones indican que los **GAMLSS** con forzamientos climáticos resultan significativos para representar los cambios en la frecuencia y magnitud de las inundaciones en diferentes regiones del planeta (Machado *et al.*, 2015; Obeykera & Salas, 2016; Villarini, Smith, Serinaldi, Ntelekos, & Schwarz, 2012). En este trabajo las señales de ENSO y el índice de embalse de propuesto son adecuados para vincular los efectos antrópicos y climáticos a los patrones en las series de crecidas anuales del suroccidente de Colombia; además, es posible que en la

medida que la estación se aleja del embalse, el efecto de la variabilidad climática resulte más significativo como variable explicativa.

Es importante resaltar que frente a las evidencias de no estacionariedad, es necesario adoptar metodologías que incorporen los patrones de cambio y permitan realizar un análisis comparativo de resultados. En este trabajo, los modelos no estacionarios en función de covariables (M1) muestran una mejor representación de la variabilidad de las series de tiempo, teniendo en cuenta que la mayoría de las observaciones se encuentra dentro de la banda de cuantiles de 1 a 99% de los modelos (Figura 4a y Figura 4b). Villarini, Serinaldi, Smith & Krajewski (2009b) obtuvieron resultados similares al usar los **GAMLSS** para el análisis de las crecidas en una cuenca de EUA, mencionando que los modelos logran captar la amplia dispersión y no linealidad de los datos para percentiles entre el 5 y 95%.

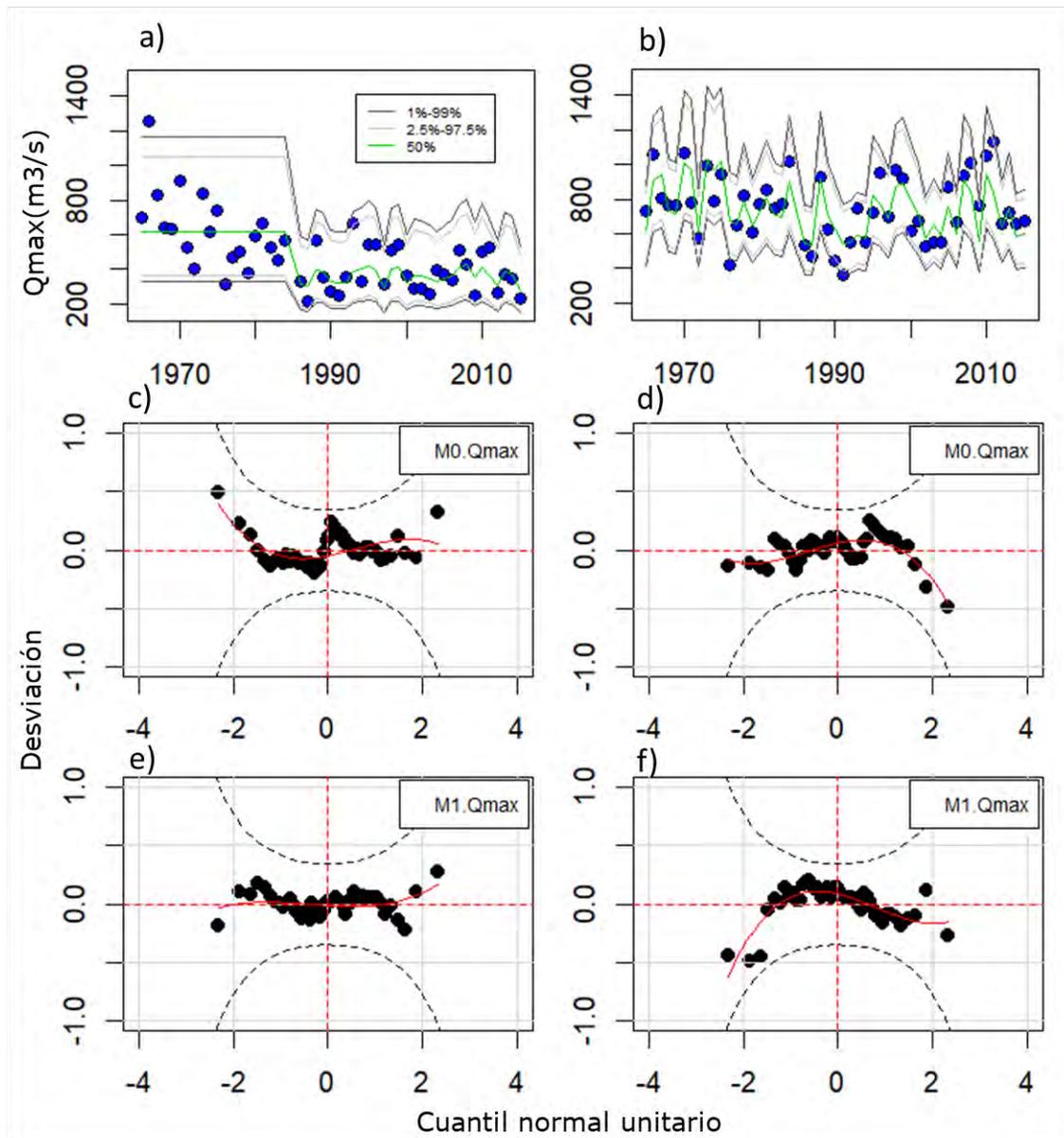


Figura 4. Modelos estadísticos. De izquierda a derecha, las crecidas anuales en La Balsa y Juanchito; a) y b) la variación temporal de diferentes percentiles en el rango 1-99% del modelo M1 (líneas continuas); los puntos azules corresponden a las observaciones. Teóricamente se espera que entre 60 y 90% de las observaciones se ubiquen dentro del área cubierta por los percentiles 1 y 99% del

modelo; c) a f) contienen los gráficos tipo gusano de los residuales de los modelos M0 y M1, respectivamente.

Los modelos no estacionarios M1 muestran para todos los percentiles graficados que en ciertos momentos la magnitud de las variables obtenidas es diferente a la estimada en condiciones estacionarias. Por ejemplo, en años La Niña se identifican incrementos en la magnitud de los caudales que pueden afectar los indicadores de riesgo de inundación, como el periodo de retorno y el riesgo de fallo para cierta vida útil. Sobre este resultado, López y Francés (2014), al evaluar las inundaciones en el noroeste de México, también encuentran una influencia significativa del fenómeno ENSO en la variabilidad interanual del régimen de crecidas, destacando aumentos de magnitud durante La Niña. A lo anterior se debe sumar la necesidad de reconocer que una limitación de los resultados de los modelos de covariable, es la incertidumbre asociada con el desconocimiento sobre el futuro, como el comportamiento de las variables explicativas más allá del periodo de registro (no existen proyecciones de largo plazo para los índices del ENSO que puedan incorporarse al poder predictivo de los modelos) y que otros procesos físicos (no considerados en el presente estudio) puedan resultar más significativos para describir la variabilidad de las crecidas.

La Figura 4 (c-f) evalúa la normalidad de los residuales de los diferentes modelos a partir de su configuración de un gráfico $Q-Q$ sin tendencias, que suele tener forma de gusano; se busca que la línea continua roja (tendencia) se asemeje a una línea recta, paralela y cercana al eje horizontal. Por el contrario, cuando los residuales muestran configuraciones acentuadas en S o U, indican alta asimetría y/o curtosis

(Buuren & Fredriks, 2001). En ambas estaciones es posible apreciar que los modelos cumplen la condición de normalidad. Sin embargo, de todos ellos, el modelo M1 de La Balsa presenta menos desviaciones a dicho supuesto.

Análisis de cambios en el periodo de retorno

La Figura 5 y la Tabla 3 muestran las variaciones obtenidas al estimar el periodo de retorno T y riesgo de fallo R , para los modelos estacionarios y no estacionarios seleccionados. La Figura 5 (a y b) contiene la variación de T no estacionario en función de T estacionario, siguiendo los métodos de tiempo de espera previsto (EWT) y del riesgo anual medio (AAR) (Salas *et al.*, 2018). En este trabajo se establece que los caudales máximos anuales en La Balsa presentan una tendencia de disminución a lo largo del tiempo, de tal forma que las probabilidades de excedencia también sugieren un patrón decreciente. La Figura 4 (a) establece la variación de T no estacionario, resaltando dos cosas. Primero, para $1 \leq T \leq 5$ años, el modelo no estacionario indica que $T_{EWT} < T$. Esto corresponde a un aumento en probabilidad de observar las crecidas menores. Sin embargo, al usar el método AAR no se aprecian diferencias entre T no estacionario y $T \leq 20$ años, ($T_{AAR} \cong T$). Dicha situación puede asociarse con que en los primeros 20 años de registros (1965-1984), la serie hidrológica no es afectada por el embalse, por lo que la media de la probabilidad de

excedencia se mantiene constante y similar a la del modelo estacionario. Segundo, a partir de los puntos de inflexión mencionados, se aprecia $T_{EWT} > T$, y $T_{AAR} > T$. Así, la caída en la magnitud de las crecidas durante el régimen alterado (1986-2015) conlleva a la disminución en el riesgo hidrológico expresado como la probabilidad de observar una crecida igual a la de referencia o aumento en T no estacionario. Dicho comportamiento de aumento y posterior disminución del riesgo hidrológico puede apreciarse de forma directa en la Figura 4 (c), donde el riesgo de fallo R asociado con el caudal de crecida de $T = 100$ años o probabilidad de observar, al menos una vez una crecida igual a la de referencia en un periodo n años de vida útil. En el caso de La Balsa se observa $R_{EWT,AAR}$ mayor al estacionario para obras con $n < 20$ años y un menor riesgo a partir de 30 años de vida útil. Otro aspecto a destacar es que los valores R no estacionario en cada estación resultan idénticos sin importar el método de determinación, por lo que su uso podría ser una forma más directa de establecer el caudal de diseño de una obra hidráulica para un nivel de riesgo aceptable predefinido.

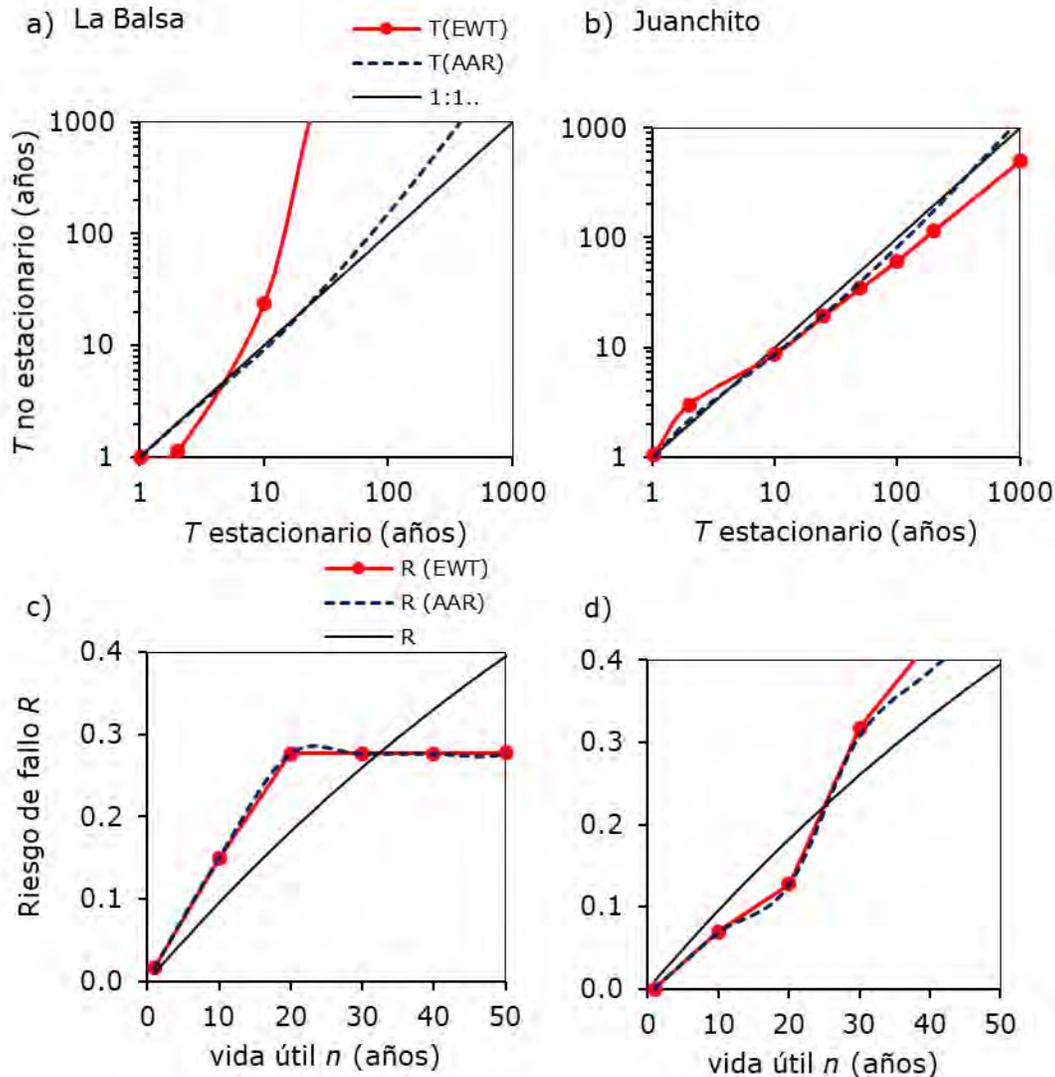


Figura 5. Variación del periodo de retorno y riesgo de fallo de los modelos estadísticos de La Balsa (izquierda) y Juanchito (derecha). Arriba, evolución de T no estacionario en función de T estacionario. Abajo, cambios del riesgo en función de la vida útil.

Tabla 3. Comparación entre el periodo de retorno estacionario y no estacionario para diferentes caudales de crecida.

Estación	La Balsa							
$Q_{\text{máx}}$ (m³/s)	212	445	735	883	995	1 107	1 221	1 494
T (años)	1	2	10	25	50	100	200	1 000
$T_{(EWT)}$(años)	1	1	24	1 363	4 410	7 227	8 829	9 881
$T_{(AAR)}$(años)	1	2	9	26	62	155	402	4143
Estación	Juanchito							
$Q_{\text{máx}}$ (m³/s)	397	700	975	1 091	1 171	1 246	1 316	1 470
T (años)	1	2	10	25	50	100	200	1 000
$T_{(EWT)}$(años)	1	3	9	19	34	61	116	497
$T_{(AAR)}$(años)	1	2	9	20	40	82	178	1 194

En el caso de las crecidas anuales en Juanchito entre 1986 y 2015, se ha descrito una tendencia de aumento (Figura 3 (b)). Al comparar el periodo de retorno no estacionario, la Figura 5 (b) muestra: 1) cuando $1 < T < 7$ años se obtiene $T_{EWT} > T$ y $T_{AAR} > T$. Por lo tanto, el modelo de covariables indica que las crecidas más frecuentes poseen menor probabilidad de ocurrencia, en comparación con el modelo estacionario. A partir de T siete años ocurre lo contrario: $T_{EWT} < T$ y $T_{AAR} < T$. Aunque gráficamente dicha diferencia es modesta, la disminución de T_{EWT} frente a T oscila entre 14 y 50%, mientras que entre T_{AAR} y T varía entre 15 y 39%, con un leve incremento cuando T es 1 000 años. Dentro de las posibles explicaciones a la evolución de T_{AAR} están la suave pendiente de cambio de los caudales máximos anuales, su significancia ($\alpha = 0.10$) y la corta longitud de la serie temporal (30 años). En todo caso, la información

obtenida resalta un leve aumento en la probabilidad de ocurrencia de crecidas máximas extremas, lo que lleva a considerar que si bien la gestión del embalse tiene efectos positivos en las crecidas más comunes, existen factores externos (variabilidad climática, incremento en la precipitación, cambios en la cuenca no regulada, etc.) que inciden de manera negativa en el objetivo de regulación de las crecidas más raras y extremas. Similar información se presenta en la Figura 5 (d), en cuyo caso $R_{EWT, AAR} < T$ para una vida útil $n \leq 25$ años; pero a partir de dicho n , el riesgo de fallo del modelo no estacionario sobrepasa R estacionario.

Todos los cambios en los indicadores de riesgo hidrológico ($Q_{m\acute{a}x}$, T y R) son de interés en la gestión de inundaciones a la altura de Juanchito, no sólo porque es la estación objetivo para el control de volúmenes en el embalse Salvajina sino porque el crecimiento urbanístico no planificado en la ciudad de Cali, como en muchas otras ciudades de países en vía de desarrollo, ha llevado a la intensa edificación en la llanura de inundación de ambas márgenes del río Cauca. Cerca de 900 mil habitantes de la ciudad se ubican en área de riesgo de inundación sobre la margen derecha del río Cauca. El control de crecidas es gestionado con la operación del embalse y diques laterales construidos para una crecida de $T = 30$ años. A pesar de estas estructuras, los cambios identificados en el riesgo hidrológico se corrobora por caudales históricos observados en 2008, 2010, 2011 y 2017, así como por más de diez inundaciones en el área de Juanchito registradas en la última década (El País, 2011; Enciso *et al.*, 2016), resaltando la necesidad de prever una gestión del riesgo de desastres naturales que incorpore una visión sistémica de los problemas e incluya los patrones de cambio asociados con la variabilidad climática.

Conclusiones

Los efectos de la operación del embalse y la variabilidad climática como patrones de alteración del régimen de crecidas anuales se analizan en este trabajo con el análisis de frecuencias de crecidas no estacionario, usando modelos *GAMLSS*. Las principales conclusiones son las siguientes:

Los registros de caudal diario entre 1965 y 2015 en la estación La Balsa señalan la disminución significativa ($\alpha = 0.05$), en la magnitud de las crecidas anuales. Los cambios bruscos y las tendencias graduales se relacionan con el cambio de fase en la PDO en la década de 1970, a fuertes sequías meteorológicas registradas en Colombia entre 1970 y 1990; pero sobre todo con la construcción y puesta en marcha del embalse en 1985.

Las crecidas máximas anuales en la estación Juanchito entre 1965 y 2015 presentan un patrón de incremento significativo ($\alpha = 0.10$) en los últimos 30 años de registros (1986-2015), que ha sido enmascarado por el comportamiento de las observaciones entre 1965 y 1984. Esto puede explicar de manera parcial cómo, a pesar de la regulación de caudales de crecida, entre 1986 y 2015 se reportaron siete eventos de magnitud histórica, siendo el más severo el observado en 2010-2011, con un caudal de 1 135 m³/s. Lo anterior lleva a considerar no sólo la importancia de analizar tendencias en muestras de la serie hidrológica, sino además a

reflexionar sobre la necesidad de ajustes en los planes de gestión de la cuenca.

El aumento en la magnitud de los caudales máximos anuales en Juanchito puede estar vinculado con la estrecha conexión entre las crecidas y eventos climáticos La Niña prolongados y fuertes, que en simultaneidad con la fase fría de la PDO fortalecen los núcleos de máxima precipitación en el área de estudio. Esta información muestra la necesidad de más investigación para establecer el tipo de conexión y los efectos que la acción conjunta de PDO y ENSO tienen sobre la hidrología del suroccidente colombiano. Además, es probable que los cambios en el uso del suelo en el área tributaria a Juanchito que no es regulada por el embalse (57% del área total) también afecten en las tendencias de incremento del escurrimiento.

Para todas las estaciones evaluadas, el estudio demuestra que el uso de términos aditivos mejora la descripción de los cambios en la frecuencia y magnitud de las inundaciones, aceptando la hipótesis de diferencias significativas entre los modelos estacionarios y no estacionarios.

La modelación estadística no estacionaria de los caudales diarios máximos anuales usa la covariable IE2 para describir los cambios en la estación La Balsa, y el conjunto de índices MEI e IE2 para explicar el comportamiento en el tiempo de las crecidas en Juanchito, logrando el objetivo del estudio. El nuevo índice de embalse propuesto contribuye a mejorar la representación de la variabilidad de las inundaciones. A pesar de la incertidumbre de los resultados, la nueva información puede

contribuir a una selección más robusta de los caudales de diseño, y de los rangos de amenaza y riesgo admisibles.

Este artículo consigue valorar los métodos tiempo de espera previsto (EWT) y análisis de riesgo medio (AAR) para determinar el periodo de retorno y el riesgo de fallo no estacionarios; ambos indicadores logran captar de forma adecuada los cambios en la probabilidad de excedencia y por lo tanto funcionan como nuevos indicadores del riesgo hidrológico de inundaciones. Con independencia del método de determinación, se identifica para las crecidas menos frecuentes o más raras: a) un mayor T y menor R no estacionarios para las crecidas máximas en La Balsa; y b) en Juanchito, el aumento en la probabilidad de exceder un caudal máximo anual conlleva a la disminución de T e incremento de R no estacionarios.

Para finalizar, toda la información anterior es de interés en la gestión del riesgo de inundaciones en el Valle Alto del río Cauca. Por ejemplo, puede influir en el dimensionamiento de obras de protección frente a crecidas; en el diseño de obras de descarga del drenaje pluvial de Cali; conlleva a cambios en la zonificación del grado de amenaza y riesgo de inundación; puede tener implicaciones en el ordenamiento territorial; pero sobre todo, muestra la necesidad de incorporar tanto los efectos de ENSO como de la no estacionariedad en las reglas de operación del embalse Salvajina. No obstante, es importante mencionar que la gestión de las inundaciones debe tener un marco integral sobre las medidas disponibles, gestión de los recursos naturales, visiones de futuro y restricciones del entorno.

Agradecimientos

A Colciencias-Becas Francisco José de Caldas; al Ministerio de Economía y Competitividad de España, proyecto de investigación TETISMED (CGL2014-58127-C3-3-R); a la Universidad del Valle, grupo de investigación IREHISA; a la Universitat Politècnica de València, España, y a la Universidad de Colima, México; al suministro de información de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca-CVC.

Referencias

- Ahn, K., & Palmer, R. (2016). Use of a nonstationary copula to predict future bivariate low flow frequency in the Connecticut River basin. *Hydrological Processes*, 30(19), 3518-3532. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/hyp.10876>
- Ávila, Á., Guerrero, F., Escobar, Y., & Justino, F. (2019). Recent precipitation trends and floods in the Colombian Andes. *Water*, 11(2), 379. Recuperado de <https://doi.org/10.3390/w11020379>
- Banco Mundial. (2014). *Notas de política Colombia: hacia la paz sostenible, la erradicación de la pobreza y la prosperidad compartida*. Washington, DC, EUA: Banco Mundial. Recuperado de [http://www.bancomundial.org/content/dam/Worldbank/FeatureStory/lac/Colombia Policy Notes pub SPA 11-7-14web.pdf](http://www.bancomundial.org/content/dam/Worldbank/FeatureStory/lac/Colombia%20Policy%20Notes%20pub%20SPA%2011-7-14web.pdf)
- Buuren, S. V., & Fredriks, M. (2001). Worm plot: A simple diagnostic device for modelling growth reference curves. *Statistics in Medicine*, 20(8), 1259-1277. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/sim.746>

- Carvajal, Y., Jiménez, H., & Materon, H. (1998). Incidencia del fenómeno ENSO en la hidroclimatología del valle del río Cauca-Colombia. *Bull. l'Institut Français d'Études Andines*, 27(3). Recuperado de <http://www.redalyc.org/resumen.oa?id=12627336>
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). En: Suarez, M. (ed.). *Hidrología aplicada*, 2ª ed. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Córdoba, S., Palomino, R., Gámiz, S., Castro, Y., & Esteban, M. (2015). Influence of tropical Pacific SST on seasonal precipitation in Colombia: Prediction using El Niño and El Niño Modoki. *Climate Dynamics*, 44(5-6), 1293-1310. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s00382-014-2232-3>
- Debele, S. E., Bogdanowicz, E., & Strupczewski, W. G. (2017). Around and about an application of the GAMLSS package to non-stationary flood frequency analysis. *Acta Geophysica*, 65(4), 885-892. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s11600-017-0072-3>
- El País. (2011). Conozca el drama de los habitantes de Juanchito causado por las inundaciones. *El País*. Recuperado de <https://www.elpais.com.co/cal/conozca-el-drama-de-los-habitantes-de-juanchito-causado-por-las-inundaciones.html>
- EM-DAT. (2018). *The emergency events database - Universite Catholique de Louvain (UCL)*-. Brussels, Belgium: CRED, D. Guha-Sapir. Recuperado de www.emdat.be
- Enciso, A., Carvajal, Y., & Sandoval, M. (2016). Hydrological analysis of historical floods in the upper valley of Cauca River. *Ingeniería y Competitividad*, 57(1), 46-57.

Escalante-Sandoval, C., & Garcia-Espinoza, E. (2014). Analysis of annual flood peak records in Mexico. *WIT Transactions on Information and Communication Technologies*, 47, 49-60. Recuperado de <https://doi.org/10.2495/RISK140051>

García, M., Botero, A., Bernal, F., Ardila, E., & Piñeros, A. (2012). Variabilidad climática, cambio climático y el recurso hídrico en Colombia. *Revista de Ingeniería. Universidad de los Andes*, 36(0121-4993), 60-64. Recuperado de <http://ojsrevistaing.uniandes.edu.co/ojs/index.php/revista/article/view/136>

Garreaud, R., Vuille, M., Compagnucci, R., & Marengo, J. (2009). Present-day South American climate. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 281(3-4), 180-195. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.palaeo.2007.10.032>

Gutiérrez, F., & Dracup, J. (2001). The use of ENSO based streamflow forecasts for reservoir operations in Colombia. In: *Bridging the gap* (pp. 1-7). Reston, USA: American Society of Civil Engineers. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/40569\(2001\)164](https://doi.org/10.1061/40569(2001)164)

Herzog, S. K., Martínez, R., Jorgensen, P., & Tiessen, H. (eds.). (2012). *Cambio climático y biodiversidad en los Andes tropicales*. París, Francia: Instituto Interamericano para la Investigación del Cambio Global (IAI), São José dos Campos, y Comité Científico sobre los Problemas del Medio Ambiente (SCOPE).

IDEAM-PNUD-MADS-DNP-Cancillería, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, Ministerio de Ambiente y Desarrollo

Sostenible, Departamento Nacional de Planeación, & Cancillería. (2015). *Nuevos escenarios de cambio climático para Colombia 2011-2100: tercera comunicación nacional de cambio climático*.

Recuperado de <http://modelos.ideam.gov.co/media/dynamic/escenarios/documento-nacional-departamental-2015.pdf>

Jiménez-Cisneros, B. E., Oki, T., Arnell, N. W., Benito, G., Cogley, J. G., Döll, P., Jiang, T., & Mwakalila, S. S. (2014). Freshwater resources. In: Field, C. B., Barros, V. R., Dokken, D. J., Mach, K. J., Mastrandrea, M. D., Bilir, T. E., Chatterjee, M., Ebi, K. L., Estrada, Y. O., Genova, R. C., Girma, B., Kissel, E. S., Levy, A. N., MacCracken, S., Mastrandrea, P. R., & White, L. L. (eds.). *Climate change 2014: Impacts, adaptation, and vulnerability. Part A: Global and sectoral aspects* (pp. 229-269). Cambridge, UK, New York, USA: Cambridge University Press, Working Group II to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change.

JMA & WMO, Japan Meteorological Agency & World Meteorological Organization. (2017). *El Nino monitoring and outlook/TCC*. Recuperado de <http://ds.data.jma.go.jp/tcc/tcc/products/elnino/decadal/pdo.html>

Khaliq, M. N., Ouarda, T. B. M. J., Ondo, J. C., Gachon, P., & Bobée, B. (2006). Frequency analysis of a sequence of dependent and/or non-stationary hydro-meteorological observations: A review. *Journal of Hydrology*, 329(3-4), 534-552. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2006.03.004>

- Liang, Z., Jing, H. Y., Wang, Y., Binqun, L., & Zhao, J. (2017). A sample reconstruction method based on a modified reservoir index for flood frequency analysis of non-stationary hydrological series. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 32. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s00477-017-1465-1>
- Lima, C., & Lall, U. (2011). Spatio-temporal non-stationary flood frequency modeling: seasonal peak floods in southern Brazil modeled using pre- and concurrent Pacific and Atlantic Ocean conditions. *AGU Fall Meeting Abstracts*, 1, 06. Recuperado de <http://adsabs.harvard.edu/abs/2011AGUFM.H24C.06L>
- López de la, J., & Francés, F. (2013). Non-stationary flood frequency analysis in continental Spanish rivers, using climate and reservoir indices as external covariates. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(8), 3189-3203. Recuperado de <https://doi.org/10.5194/hess-17-3189-2013>
- López de la, J., & Francés, F. (2014). La variabilidad climática de baja frecuencia en la modelación no estacionaria de los regímenes de las crecidas en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio San Pedro. *Tecnología y ciencias del agua*, 5(4), 79-101. Recuperado de <http://www.redalyc.org/pdf/3535/353532522005.pdf>
- Machado, M., Botero, B., López de la, J., Francés, F., Díez, A., & Benito, G. (2015). Flood frequency analysis of historical flood data under stationary and non-stationary modelling. *Hydrology and Earth System Sciences*, 19(6), 2561-2576. Recuperado de <https://doi.org/10.5194/hess-19-2561-2015>

- Mann, H. (1945). Non-parametric tests against trend. *Econometrika*, 13(3), 163-171. Recuperado de <https://doi.org/10.2307/1907187>
- Matalas, N. C. (1997). Stochastic hydrology in the context of climate change. *Climatic Change*, 37, 89-101.
- Méndez, J., Ramírez, A., Cornejo, E., Zárate, A., & Cavazos, T. (2011). Teleconexiones de la oscilación decadal del Pacífico (PDO) a la precipitación y temperatura en México. *Investigaciones Geográficas*, (73). Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0188-46112010000300005
- Milly, P. C. D., Betancourt, J., Falkenmark, M., Hirsch, R. M., Kundzewicz, Z. W., Lettenmaier, D. P., Stouffer, R. J., Dettinger, M. D., & Krysanova, V. (2015). On critiques of "Stationarity is dead: Whither water management?" *Water Resources Research*, 51(9), 7785-7789. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/2015WR017408>
- Milly, P., Betancourt, J., Falkenmark, M., Hirsch, R., Kundzewicz, Z., Lettenmaier, D., & Stouffer, R. (2008). Stationarity is dead: Whither water management? *Science*, 319(February), 573-574.
- Montanari, A., & Koutsoyiannis, D. (2014). Modeling and mitigating natural hazards: Stationarity is immortal! *Water Resources Research*, 50(12), 9748-9756. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/2014WR016092>. Received
- Moreno, J., Begueria, S., Garcés, L., & García, J. (2003). Intensidad de las avenidas y aterramiento de embalses en el Pirineo Central español. *Ería*, (61), 159-167. Recuperado de <https://doi.org/10.17811/ER.0.2003.159-167>

NOAA-ESRL-PSD, National Oceanic and Atmospheric Administration, Earth System Research Laboratory, & Physical Sciences Division. (2017). Climate indices: monthly atmospheric and ocean time series. Recuperado de <https://www.esrl.noaa.gov/psd/data/climateindices/list/>

NOAA, National Oceanic and Atmospheric Administration. (2017). *Pacific Decadal Oscillation (PDO)-Northwest Fisheries Science Center*. Recuperado de <https://www.nwfsc.noaa.gov/research/divisions/fe/estuarine/oeip/ca-pdo.cfm>

Obeyskera, J., & Salas, J. D. (2016). Frequency of recurrent extremes under non-stationarity. *Journal of Hydrologic Engineering*, 21(5), 04016005. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0001339](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001339)

Pettitt, A. N. N. (1979). A non-parametric approach to the change-point problem. *Applied Statistics*, 28(2), 126-135. Recuperado de <https://doi.org/10.2307/2346729>

Poveda, G. (2004). La hidroclimatología de Colombia: Una síntesis desde la escala interdecadal. *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*, 28-107, 201-222. Recuperado de [http://www.clas.ufl.edu/users/prwaylen/geo3280articles/Synthesis of Colombian hydrology.pdf](http://www.clas.ufl.edu/users/prwaylen/geo3280articles/Synthesis%20of%20Colombian%20hydrology.pdf)

Poveda, G., & Álvarez, D. (2012). El colapso de la hipótesis de estacionariedad por cambio y variabilidad climática: implicaciones para el diseño hidrológico en ingeniería. *Revista de Ingeniería. Universidad de los Andes*, 36(0121-4993), 65-76.

- Poveda, G., Jaramillo, L., & Vallejo, L. (2014). Seasonal precipitation patterns along pathways of South American low-level jets and aerial rivers. *Water Resources Research*, 50(1), 98-118. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/2013WR014087>
- Poveda, G., Velez, J., Mesa, O., Hoyos, C., Mejía, F., Barco, O., & Correa, P. (2002). Influencia de fenómenos macroclimáticos sobre el ciclo anual de la hidrología colombiana: cuantificación lineal, no lineal y percentiles probabilísticos. *Meteorología Colombiana*, (6), 121-130. Recuperado de http://www.geociencias.unal.edu.co/unciencias/data-file/user_23/file/METEOROLOGIA/13Poveda Clima Nuevo.pdf
- Poveda, G., Waylen, P., & Pulwarty, R. (2006). Annual and inter-annual variability of the present climate in northern South America and southern Mesoamerica. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 234(1), 3-27. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.palaeo.2005.10.031>
- Puertas, O., & Carvajal, Y. (2008). Incidencia de El Niño-Oscilación del Sur en la precipitación y la temperatura del aire en Colombia, utilizando el *Climate Explorer*. *Revista Científica Ingeniería y Desarrollo*, (23), 104-118. Recuperado de <http://rcientificas.uninorte.edu.co/index.php/ingenieria/article/view/2097/1346>
- Rigby, R. A., & Stasinopoulos, M. (2005). Generalized additive models for location, scale and shape. *Journal of the Royal Statistical Society*, 54, Part3(3), 507-554. Recuperado de <https://doi.org/10.1111/j.1467-9876.2005.00510.x>

- Rueda, O., & Poveda, G. (2006). Variabilidad espacial y temporal del Chorro del Chocó y su efecto en la hidroclimatología de la región del Pacífico colombiano. *Meteorología Colombiana*, (501), 132-145.
- Salas, J. D., Obeysekera, J., & Vogel, R. M. (2018). Techniques for assessing water infrastructure for nonstationary extreme events: A review. *Hydrological Sciences Journal*, 63(3), 325-352. Recuperado de <https://doi.org/10.1080/02626667.2018.1426858>
- Salas, J. D., & Obeysekera, J. (2014). Revisiting the concepts of return period and risk for nonstationary hydrologic extreme events. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19(3), 554-568. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000820](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000820)
- Sandoval, M., & Ramirez, C. (eds.). (2007). *El río Cauca en su valle alto: un aporte al conocimiento de uno de los ríos más importantes de Colombia*. Cali, Colombia: CVC, Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca. Recuperado de <http://www.cvc.gov.co/index.php/servicio-al-ciudadano/inscriba-departamento-de-gestion-ambiental/77-recurso-hidrico/1386-libro-rio-cauca>
- Sandoval, M., Ramirez, C., & Santacruz, S. (2011). Optimización de la regla mensual de operación del embalse de Salvajina. *Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente*, (6), 93-104. Recuperado de <http://bibliotecadigital.univalle.edu.co/handle/10893/2596>
- Serinaldi, F. (2015). Dismissing return periods! *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 29(4), 1179-1189. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s00477-014-0916-1>

Stasinopoulos, M., Rigby, R. A., Vlasios, V., Heler, G., & Bastiani De, F. (2015). *Flexible regression and smoothing the GAMLSS packages in R*. Recuperado de <http://www.gamlss.org/wp-content/uploads/2015/07/FlexibleRegressionAndSmoothingDraft-1.pdf>

Vasiliades, L., Galiatsatou, P., & Loukas, A. (2015). Nonstationary frequency analysis of annual maximum rainfall using climate covariates. *Water Resources Management*, 29(2), 339-358. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s11269-014-0761-5>

Villarini, G., Smith, J., Serinaldi, F., Ntelekos, A., & Schwarz, U. (2012). Analyses of extreme flooding in Austria over the period 1951-2006. *International Journal of Climatology*, 32(8), 1178-1192. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/joc.2331>

Villarini, G., & Strong, A. (2014). Roles of climate and agricultural practices in discharge changes in an agricultural watershed in Iowa. *Agriculture, Ecosystems & Environment*, 188, 204-211. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.agee.2014.02.036>

Villarini, G, Smith, J. A., Serinaldi, F., Bales, J., Bates, P. D., & Krajewski, W. F. (2009a). Flood frequency analysis for nonstationary annual peak records in an urban drainage basin. *Advances in Water Resources*, 32(8), 1255-1266. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2009.05.003>

Villarini, G., Serinaldi, F., Smith, J. A., & Krajewski, W. F. (2009b). On the stationarity of annual flood peaks in the continental United States during the 20th century. *Water Resources Research*, 45(8), 1-17. Recuperado de <https://doi.org/10.1029/2008WR007645>

- Wang, S., Huang, J., He, Y., & Guan, Y. (2015). Combined effects of the Pacific decadal oscillation and El Niño-Southern Oscillation on global land dry-wet changes. *Scientific Reports*, 4(6651). Recuperado de <https://doi.org/10.1038/srep06651>
- Wolter, K., & Timlin, M. (1998). Measuring the strength of ENSO events: How does 1997/98 rank? *Weather*, 53(9), 315-324. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/j.1477-8696.1998.tb06408.x>
- Yue, S., & Wang, C. Y. (2002). Applicability of prewhitening to eliminate the influence of serial correlation on the Mann-Kendall test. *Water Resources Research*, 38(6), 4-1. Recuperado de <https://doi.org/10.1029/2001WR000861>

Designing a permeable reactive barrier to treat TCE contaminated groundwater: Numerical modelling
Diseño de una barrera permeable reactiva para el tratamiento de aguas subterráneas contaminadas con tricloroetileno: modelo numérico

S. Johana Grajales-Mesa¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3187-7705>

Grzegorz Malina²

Ewa Kret³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7665-9213>

Tadeusz Szklarczyk⁴

¹AGH University of Science and Technology, Department of Hydrogeology and Engineering Geology, Krakow, Poland, jgrajales@geol.agh.edu.pl

²AGH University of Science and Technology, Department of Hydrogeology and Engineering Geology, Krakow, Poland, gmalina@agh.edu.pl

³AGH University of Science and Technology, Department of Hydrogeology and Engineering Geology, Krakow, Poland, ekret@agh.edu.pl

⁴AGH University of Science and Technology, Department of Hydrogeology and Engineering Geology, Krakow, Poland, tszklarc@agh.edu.pl

Correspondence author: S. Johana Grajales-Mesa, jgrajales@geol.agh.edu.pl

Abstract

A 3-D groundwater numerical model was developed with the software Visual MODFLOW, to design a PRB with brown coal and compost as reactive materials to treat contaminated groundwater with trichloroethene (TCE) in the vicinity of **Nowa Dęba waterworks (South-East Poland)**. The results of the analysis allowed the evaluation of the flow changes due to the installation of diverse PRB systems (continuous wall,

funnel and gate) and proposed the optimum configuration, length and thickness of the PRB. Furthermore, the effect of decreasing hydraulic conductivity of the reactive materials over time, and its impact on key design parameters, such as: Capture zone, residence time and discharge rate were also evaluated. Simulation results suggest that the best design for the contaminated site is a funnel and gate system with two funnels and one gate (1 310 m long and 3 m thick). In addition, results were used to select the location of downgradient monitoring wells to assess PRB performance.

Keywords: Permeable reactive barrier, numerical modeling, funnel and gate, capture zone, residence time.

Resumen

Se hizo el diseño final de una barrera permeable reactiva con ayuda de un modelo numérico, usando el *software Visual MODFLOW*. La barrera se diseñó para tratar las aguas subterráneas que abastecen al acueducto de un pequeño pueblo al suroeste de Polonia y que están contaminadas con tricloroetileno (TCE). Los materiales de relleno seleccionados para la barrera son una mezcla de composta y carbón café (lignito). El análisis de los resultados arrojados por el modelo permitió evaluar los cambios en los flujos del agua debido a la instalación de diferentes sistemas de barreras (de pared continua, pantalla y compuerta) para así proponer configuración, largo y ancho óptimos de la barrera. Además, se evaluó el efecto de la disminución de permeabilidad de la barrera frente a los principales parámetros de diseño, como la zona de captura de la pluma, tiempo de residencia y caudal de descarga. Los resultados de las diferentes simulaciones sugieren que el mejor diseño para la barrera en la zona de estudio es una barrera con dos pantallas y una compuerta (con 1 310 m de longitud y 3 m de espesor). Por último, los resultados ayudaron a seleccionar el lugar de ubicación de los pozos de observación que permitirán evaluar el desempeño de la barrera a lo largo del tiempo.

Palabras clave: barrera permeable reactiva, modelación numérica, barrera de pared continua, barrera de pantalla y compuerta, zona de captura, tiempo de residencia.

Received: 15/10/2018

Accepted: 11/09/2019

Introduction

A permeable reactive barrier (PRB) is an effective remediation technology for contaminated groundwater with diverse compounds, including chlorinated ethenes, that require careful design prior to field installation (Blowes *et al.*, 2000; Bone, 2012; Careghini, Saponaro, & Sezenna, 2013; Gavaskar, Gupta, Sass, Janosy, & Hicks, 2000; Powell *et al.*, 1998; Thiruvengkatachari, Vigneswaran, & Naidu, 2008). Two main PRBs configuration types for field applications are commonly used: the funnel-and-gate and the continuous wall systems (Powell *et al.*, 1998; Thiruvengkatachari *et al.*, 2008). The continuous wall system allows the flow of the contaminant plume through the whole width of the reactive wall. The funnel and gate system consists of impermeable walls, which direct the contaminant plume to the permeable gate(s) filled with selected contaminant-specific reactive materials.

Groundwater models have been used in most PRB installations to determine the approximate location of the reactive wall with respect to the contaminant plume movement (Courcelles, 2015; Garon, Schultz, & Landis, 1998; Gupta & Fox, 1999; Kimmel *et al.*, 2003; Painter, 2004; Scott & Folkes, 2000). Models are usually set up after laboratory tests have estimated the contaminant degradation rates and the residence time requirements depending on the selected reactive materials (Gavaskar *et al.*, 2000; Gupta & Fox, 1999). Numerical groundwater flow and transport modeling is an important tool for incorporating the site-specific hydrogeology into the design and optimization of PRBs (Gupta & Fox, 1999). Such models allow for understanding groundwater flow paths and volumes so one can simulate different input parameters to determine the suitable location, configuration of the PRB, and the thickness of the reactive gate. The modeling process prevents over-cost of gates that are too long or thick or not placed in optimal locations. In addition, the selection of monitoring points can be possible with an understanding of the resulting flow system after the installation of the PRB. Evaluation of possible difficulties such as seasonal fluctuations of groundwater flow direction and changes in hydraulic properties of the reactive material over

time can also be predicted with modeling (Gavaskar *et al.*, 2000; Scott & Folkes, 2000).

Important parameters such as hydraulic capture zone and residence time need to be addressed during the modeling process. The hydraulic capture zone refers to the width of the zone of groundwater that will pass through the gate rather than under, over or around the barrier (Bekele, Naidu, Birke, & Chadalavada, 2015; Gavaskar *et al.*, 2000; Muguet, Cosme, & Vermeiren, 2004). The residence time refers to the time the contaminant will be in contact with the reactive material in the reactive gate (Gavaskar *et al.*, 2000).

Groundwater models can be classified based on spatial dimension from 1-D to 3-D. They can be either steady state or transient (time dependent). In addition, models can be limited to groundwater flow or consider solute transport as well. Several computer codes are available to evaluate groundwater flow through PRBs, including (among others): MODFLOW (McDonald & Harbaugh, 1988), FLONET/TRANS (Guiguer, Molson, Frind, & Franz, 1991), GMS (EMRL, 2000), FEFLOW (Diersch, 2002). MODFLOW is a well-known and commonly used code in PRBs applications (Courcelles, 2015; Elder, 2002; Harte, Konikow, & Hornberger, 2006; Kimmel *et al.*, 2003; Lin, Benson, & Lawson, 2005; Painter, 2004). It uses a finite difference method to represent the hydrogeological properties in the model domain (Guiguer & Franz, 1996).

This paper presents the design and evaluation of a PRB to treat TCE contaminated groundwater with the aid of the modeling code MODFLOW (Guiguer & Franz, 1996). The developed model was used to test various PRB configurations and select the most effective system to treat groundwater contaminated with trichloroethene (TCE) in the vicinity of **Nowa Dęba (South-East Poland)**. The simulations were based on the hydraulic capture zone, residence time and the water volumes through the reactive wall. Although, this kind of work has been done before in different PRB applications (*e.g.*, Garon *et al.*, 1998; Gupta & Fox, 1999; Kimmel *et al.*, 2003; Scott & Folkes, 2000), there are only few published papers addressing the modeling part of the design process.

Methods

Site conditions and hydrogeology

The contaminated site is located in Southeast Poland and covers an area of approximately 30 km². Site-specific hydrogeology and stratigraphy were evaluated from a total of 39 wells and piezometers. The aquifer is mainly composed of quaternary alluvial and terrace deposits of sand, silt, clay and gravel with depths up to 30 m below the ground surface (bgs). The unconfined aquifer lies on an impervious layer of Miocene clay deposits and Carboniferous rocks that extends hundreds of meters bgs. The water table is located from 0.5 to 16.5 m bgs. The groundwater table fluctuates seasonally with variations no greater than 0.8 m. The groundwater flows in a northwest direction at a seepage velocity of 0.4 m/d with a horizontal gradient of about 0.05. The groundwater flow regime is influenced by the water extraction wells of a nearby waterworks. The hydraulic conductivity falls in the range of 1×10^{-7} to 4×10^{-4} m/s as assessed from an aquifer-pumping test conducted on 31 wells located at the site (Szklarczyk, Kret, Grajales-Mesa, Kiecak, & Malina, 2012).

Historic releases of chlorinated solvents from a former metalwork and ammunition factory came into contact with and dissolved into groundwater, resulting in a groundwater plume that has migrated in a northwest direction into the extraction wells of a waterworks. Groundwater chemical analysis indicates the concentrations of TCE up to 6 130 µg/L, exceeding the maximum concentration limits (MCL) established in the Polish regulation (5 µg/L) (Kret, Kiecak, Malina, & Szklarczyk, 2011). The location of the plume in relation to the site is shown on Figure 1. Containment and treatment of the groundwater plume by installing a PRB in the northwest portion of the site was suggested (Kiecak, Malina, Kret, & Szklarczyk, 2017).

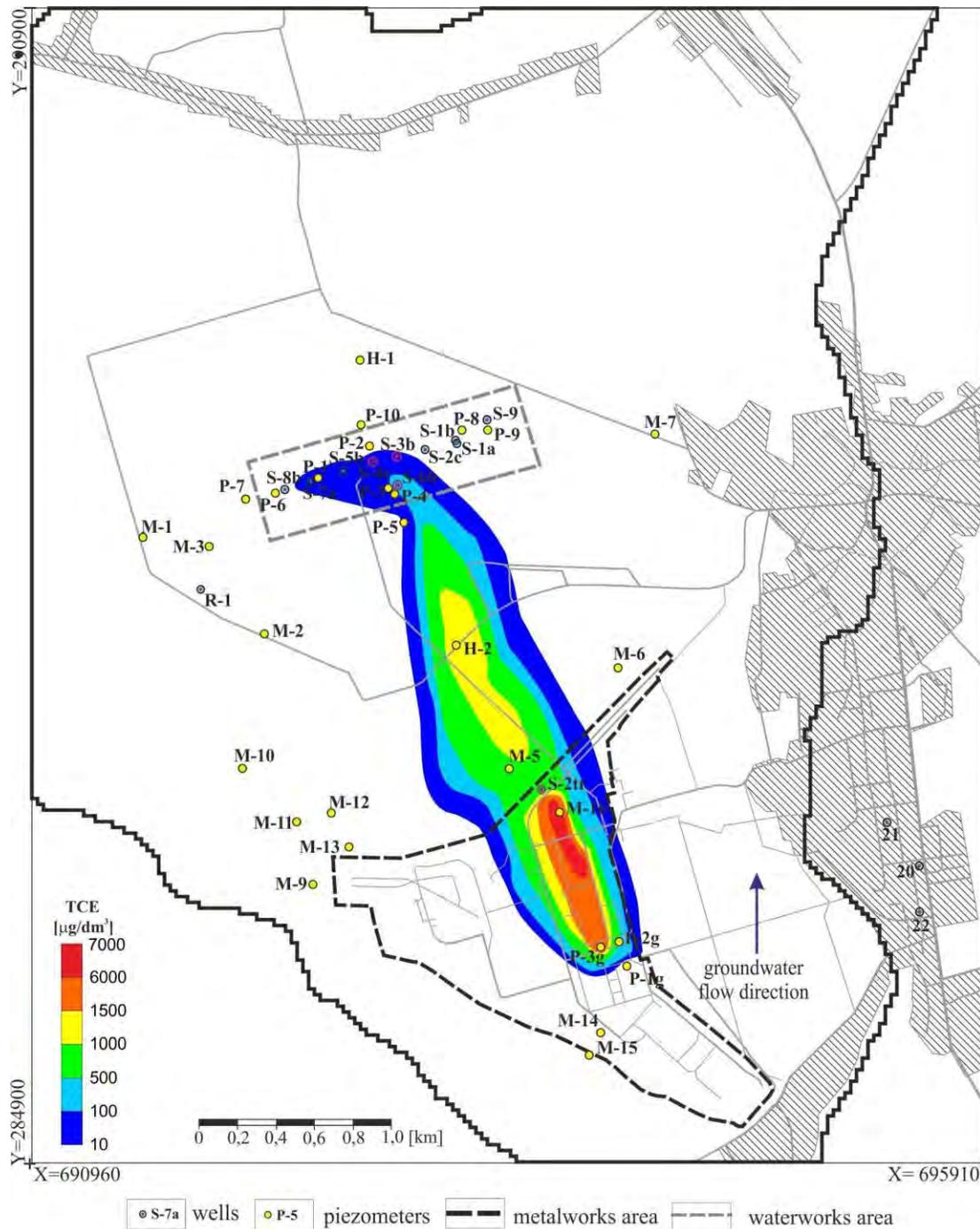


Figure 1. Contaminant plume at the site (Adapted from Kret, 2013).

The model development and set up

The development of the model included the following sequential steps: 1) hydrological characterization of the site; 2) construction of the conceptual model; 3) selection of the computer code; 4) translation of the conceptual model into the mathematical model (input parameters); 5) calibration; 6) predictive simulations.

The **hydrological characterization** of the studied site included a complete field campaign and laboratory studies (batch and column experiments). Afterwards, desk studies were performed for the interpretation of the collected data.

With the data collected a **conceptual model** was constructed. The conceptual model was a three-dimensional representation of groundwater flow and contaminant transport, and thus included all available geologic, hydrogeologic, and geochemical data from the site.

After hydrogeological characterization of the site was completed and the conceptual model developed, **computer software** was selected. The computer code should be capable of simulating conditions at the studied site. Analytical models for example are used where the field data shows that the groundwater flow or transport processes are relatively simple. Numerical models one, two or three-dimensional are selected based upon the hydrogeological characterization and model conceptualization. For the present work, a three-dimensional (3-D), finite-difference visual MODFLOW model (Guiguer & Franz, 1996) was developed to simulate the performance of a PRB in the studied aquifer.

The governing equation for three-dimensional flow in saturated porous media for MODFLOW is described by the partial differential equation:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1)$$

Where K_{xx} , K_{yy} , and K_{zz} are the values of hydraulic conductivity along the x, y and z coordinates; h is the potentiometric head; W is the

volumetric flux per unit volume representing sources and sinks; S_s is the specific storage of the porous medium, t is time.

The MODFLOW software represents the aquifer system with cells using a sequence of layers and a series of rows and columns. The software solves the finite-difference equations simultaneously using one of several numerical solver algorithms and accounts for groundwater flow between cells and between cells and external sources or sinks of water, such as stream-aquifer hydraulic interaction, aquifer recharge, or groundwater withdrawal by wells. Aquifer properties are assumed to be uniform within each model cell, and hydraulic heads are assumed to be at the center of each cell.

With the computer code selected, the **input parameters** like model grid size and spacing, layer elevations, boundary conditions, hydraulic conductivity, recharge, definition of the sources and sinks (lakes, rivers, extraction wells) were selected.

The modeled area consisted of 23.75 km² of active cells discretized in a grid of 30 m by 30 m size and five layers of different thickness to represent the heterogeneous aquifer (Table 1). Each of the five layers was simulated with the same number of active blocks.

Table 1. Model parameters (derived from Szklarcyk *et al.*, 2012).

Layer number	Geological Unit	Aquifer type	Thickness (m)	Porosity (-)	Hydraulic conductivity (m/s)
1	Fine to medium grained sands	Unconfined	25	0.28	2.064×10^{-5}
2	Gravel and varied-grained sands	Unconfined/confined	19	0.31	2.98×10^{-4}
3	Fine-grained sands	Confined	14	0.35	1.064×10^{-5}
4	Clay and silt	Confined	13.6	0.40	1.0×10^{-7}
5	Gravels	Confined	19	0.25	4.0×10^{-4}

Hydraulic conductivity changes on the investigated area were

described based on data compiled by the Polish Geological Institute in the Bank HYDRO database (PGI-NRI, 2010). Hydraulic conductivities from this database were collected from pumping test performed to a 31 wells and piezometers located on the site. For the present work a specific value of hydraulic conductivity was assigned to each of the five layers of the model. For the case of layer four, the hydraulic conductivity value was taken from literature - as a typical value for non-permeable soils: clays and silts. Variability of hydraulic conductivity for all model layers in the aquifer is shown in Table 1.

In the construction of the model boundary conditions of first kind (Dirichlet), second kind (Neumman) and the third time (Cauchy) were adopted. Constant head boundary conditions (Dirichlet) were assigned at the north and south boundary to simulate the lateral inflow and outflow of groundwater to and from the model. Constant flux boundary conditions (Neumman) were assigned to simulate water extraction from the wells at the waterworks and also to simulate recharge from infiltration. Mixed boundary conditions (Cauchy) were assigned to simulate the influence of **surface water bodies (Dęba, Bystrzyk, Koniecpolka) on the groundwater flow.**

Groundwater recharge by infiltration of precipitation in the Nowa Dęba area is of **847 mm from which 20-25%** is infiltrated into the soil. Based on this estimate, a uniform recharge rate of 200 mm per year was used in the groundwater flow model. Groundwater withdrawal at the site ranged from 73 to 1 240 m³ /d since the aquifer is the main source of drinking water for municipal, commercial and industrial uses in the town of Nowa Dęba.

Calibration of the model was done with data collected in 2010 from 39 observation points. The correlation coefficient of the model was 1 and the highest difference of observed and calculated hydraulic head was of 0.5 m. For a complete description of the numerical groundwater flow model refer to Szklarczyk *et al.* (2012).

Once the groundwater flow model was calibrated, the contaminant transport model was simulated using the MT3DMS code for MODFLOW. The initial TCE concentrations in the model were estimated from observation and production wells at the site. Laboratory tests were used to determine transport parameters like sorption and biodegradation rate (Kret, Kiecak, Malina, Nijenhuis, & Postawa, 2015).

Finally, the PRB systems were modeled for the continuous barrier and for the funnel and gate system. From the plume delineation it was

recognized that a PRB of a minimum 1 000 m in length was needed. The simulated PRBs were fully penetrating, keyed to an impermeable layer and located perpendicular to the groundwater flow. In the area where the PRB was simulated the grid was discretized to 1 m by 1 m. The funnel (slurry wall) was simulated using the Horizontal Flow Barrier Module feature of MODFLOW, having a K of 9×10^{-9} m/s. The reactive gate consisting of a mixture of compost - brown coal (1:3 by weight) was first simulated with two K values: one determined during laboratory experiments and one measured during the field experiments (5×10^{-4} and 3×10^{-5} m/s, respectively) (Grajales-Mesa & Malina, 2016; Grajales-Mesa & Malina, 2019). All funnels were set at 180° . According to the works of Starr and Cherry (1994), the flow in the gate is maximum for an angle of walls of 180° .

The capture zone width in each of the simulations was determined by tracking particles forward through the reactive gate with the MODPATH code (Pollock, 1989). Particles were added upstream of the barrier along a 3 000-m-long line. The location of the flow divides between particles passing through the reactive gate and those passing around the ends of the funnel were used to determine capture zone width. Residence time within the reactive gate for each simulation was determined from the time required for the particles to pass through it. From our laboratory and field experiments it was concluded that a residence time of at least three days is required for the site to reduce TCE concentration to acceptable values. In addition, the discharge through the reactive gate was calculated with the ZONE BUDGET package (Harbaugh, 1990).

Because chlorinated solvents are expected to persist for long periods of time and it is known that reactions within the barrier result in formation of inorganic precipitates, it is necessary to estimate for how long the PRB will retain its permeability. Thus, additional simulations were conducted to evaluate the effects of decreased permeability of the gate over its period of operation; following the work of (Gupta & Fox, 1999) the hydraulic conductivity of the reactive material, K_{PRB} was reduced in 10% increments from the initial 5×10^{-4} to 5×10^{-6} m/s. For each individual simulation, the same values for K_{aq} (hydraulic conductivity of the aquifer) were used.

A total of 60 simulations for different PRB design scenarios incorporating variable funnel and gate lengths, variations in number and position of gates (simulations 1-24; Table 2) as well as changes in K_{PRB} (simulations 25-60) were run.

Table 2. Summary of the different PRBs configurations simulated in this study.

Scenario	number of funnels	number of reactive gates	funnel width (m)	gate width (m)	gate thickness (m)	K_{PRB} (m/s)
1	0	1	0	1 000	1	0.0005 ^a
2	2	1	360 450	500		
3	3	2	180	330		
4	4	3	120	240		
5	0	1	0	1 000	2	
6	2	1	360 450	500		
7	3	2	180	330		
8	4	3	120	240		
9	0	1	0	1 000	3	
10	2	1	360, 450	500		
11	3	2	180	330		
12	4	3	120	240		
13	0	1	0	1 000	1	0.00003 ^b
14	2	1	360, 450	500		
15	3	2	180	330		
16	4	3	120	240		
17	0	1	0	1 000	2	
18	2	1	360, 450	500		
19	3	2	180	330		
20	4	3	120	240		
21	0	1	0	1 000	3	
22	2	1	360, 450	500		
23	3	2	180	330		
24	4	3	120	240		

^a K value measured during laboratory experiments (Grajales-Mesa & Malina, 2016).

^b K value measured during field experiments (Grajales-Mesa & Malina, 2019).

Results and discussion

Evaluation of simulated PRBs scenarios

The selection of the best PRB configuration requires a careful examination of different alternatives' pros and cons and their cost implications. In general terms, the ideal design should be able to capture the entire plume, minimize the thickness of the barrier and the number of gates while being able to provide adequate residence time (Suthersan, Horst, Schnobrich, Welty, & McDonough, 2016).

The evaluation of the model results (Table 3) to select the most effective PRB design was performed considering the following criteria:

- The entire plume passes through the reactive gate.
- Absence of end flows around the reactive gates and funnel walls.
- No flows under or over the reactive gates and funnel walls.
- Minimum thickness for the desired residence time (three days).
- Minimum number of gates.
- Costs.

Table 3. Results for the simulated scenarios.

Scenario	Flux through the gate (m ³ /s)	Capture zone (m)	Residence time (days)
0	-	-	-
1	2 687.68	925.532	1
2	2 506.047	903.448	1
3	2 705.34	995.455	1.2

4	2 833.656	1 028.571	1.2
5	2 666.989	932.432	2.1
6	2 483.641	876.923	2
7	2 658.651	990.91	1.5
8	2 809.044	1 017.857	1.7
9	2 651.517	923.684	3.7
10	2 468.824	879.07	3
11	2 655.263	980	2.5
12	2 790.183	1 041.667	3
13	2 269.045	911.688	1.5
14	2 137.765	888.312	1
15	2 273.938	945.652	1
16	2 390.017	990	1
17	2 055.703	788	3.2
18	1 905.366	771.428	2.3
19	2 023.78	810.811	2.3
20	2 131.255	867.568	2.4
21	1 914.511	780.822	5.6
22	1 763.798	694.737	4
23	1 859.537	786.486	4.1
24	1 969.518	757.895	4

Figure 2 presents the selected simulation results of the capture zones for studied barrier configurations.

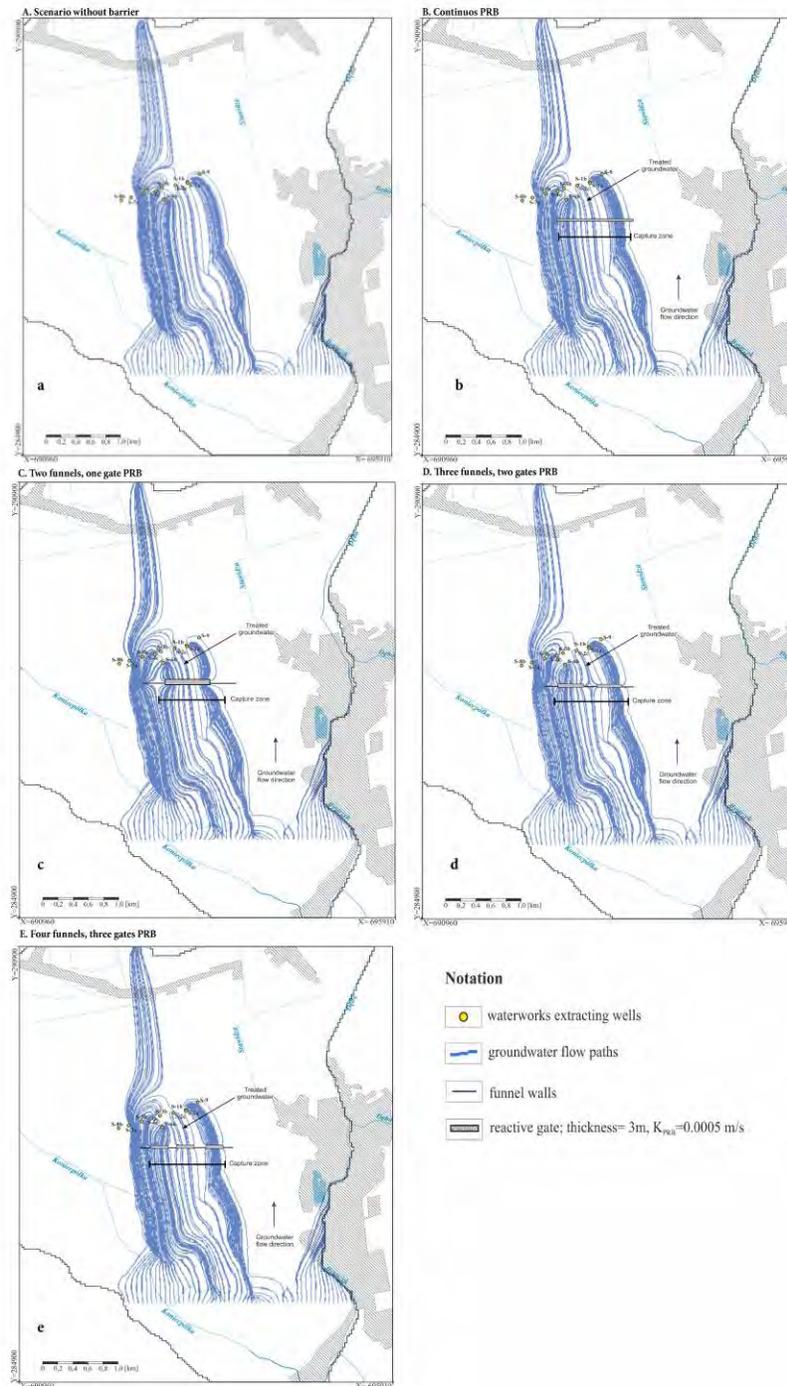


Figure 2. Simulated capture zones for different barrier configurations.

Effects of barrier's dimension and configuration on the capture zone width

From the results it can be noted that capture zone width ranged from 1 041 to 694 m. Comparison of the particle flow paths for different scenarios (Figure 2 and Figure 4) demonstrates the usefulness of modeling in the PRB design process. When comparing the scenario without PRB (Figure 2a) to the scenario with a continuous barrier (Figure 2b), there is not much difference in the flow paths although the contaminant plume passes through the reactive gate in the continuous barrier. This suggests that the water is directed towards the gate mainly due to the effect of the extracting wells located downgradient of the barrier. Figures 2c to 2e clearly show how the funnels contribute to direct contaminated groundwater towards the reactive gate. In addition, when more funnels are added there is an increase in the flow through the gate and the capture zone width. As pointed by other authors, in funnel and gate systems capture zone extends from half of the funnel wall width at each side (Gupta & Fox, 1999). Although the capture zone for a PRB at a heterogeneous site was expected to be highly asymmetrical and with significant differences in residence time at different depths (Gupta & Fox, 1999), it was not in our case, possibly due to the influence of the extracting wells downgradient of the barrier as pointed out earlier in this section. It is evident that the aquifer heterogeneities had little impact on the symmetry of the capture zone. In addition, the location of the barrier in a zone of high hydraulic conductivity was an advantage, since it forms preferential pathways for most of the flow and directs the contaminant plume towards the reactive gate (Gavaskar *et al.*, 1997). The particles released in the area showed movement through the reactive gate that varied from 1 to 5 days with small increases in residence time to the ends of the gate where the hydraulic conductivity of the aquifer is lower.

In addition, the simulated changes in barrier thickness did not result in significant differences in the capture zone width and discharge through the gate. It implies that for this site the capture zone width changes according to the number and location of the funnel walls but is not affected by the thickness of reactive gate. In contrast, Garon *et al.* (1998) concluded that capture zone decreases with increasing PRB thickness due

to greater resistance to flow. And for a given PRB thickness, capture zone increases with increasing PRB width due to changes in flow gradient that is greater in the center of the barrier than the gradient tangent to the PRB. Differences in geology and hydrogeology at the studied sites may explain the discrepancy between the results presented here and Garon *et al.* (1998).

As expected, the residence time increased as the barrier thickness was increased. However, increasing the barrier thickness to achieve a longer residence time represents higher costs.

Effects of the hydraulic conductivity of reactive media on the capture zone width

All reactive barriers have a finite treatment capacity. Continuous flow of groundwater containing suspended fine particles clogs zones of the barrier even without any chemical reactions. In addition, chemical reactions and bacterial growth in PRBs cause fouling. Consequently, the hydraulic properties of PRBs changes during operation (Kacimov, Klammler, Il'yinskii, & Hatfield, 2011). In a PRB the hydraulic conductivity of the reactive material K_{PRB} , is usually designed as $K_{PRB} > K_{aq}$. If K_{PRB} is lower than K_{aq} , groundwater will pass around the barrier, on the contrary if K_{PRB} is higher than K_{aq} groundwater will converge into the reactive gate. Moreover, the studies of Benner, Blowes, and Molson (2001) indicate that in a heterogeneous aquifer, the higher the K_{PRB} the greater the preferential flow. Thus, designing a PRB in a heterogeneous aquifer where $K_{PRB} < K_{aq}$ may be problematic because of the negative impact on capture zone.

Figure 3 shows that the capture zone width decreases as K_{PRB} decreases at a given K_{aq} . Reduction of K_{PRB} from 5×10^{-4} to 5×10^{-6} resulted in a 54% decline in capture zone width and 65% reduction in discharge through the gate (Figure 3). When a decrease in K_{PRB} is of one order of magnitude or greater it can be seen that the barrier is not able to capture the entire plume (Figure 4). This suggest that designing the barrier for this site with a reactive material of K_{PRB} lower than that of the aquifer is not recommended as it will have a negative impact in the capture zone size and will not be able to capture the entire plume. This

93

observation also evidences the importance of the replenishment of the material as porosity losses occur due to chemical reactions, adsorption into the material and bacterial growth causing change in the material properties during operation. In addition, a decrease in K_{PRB} represents an increase in residence time (Table 3). Similar results were obtained on the simulations conducted by Liu, Li and Wang (2011). They showed that the capture zone width generally decreases with a decrease in K_{PRB} at a given K_{aq} . However, they observed that there is relatively little decrease in capture zone width when the K_{PRB} of freshly installed reactive media is roughly 10 times higher than the K_{aq} .

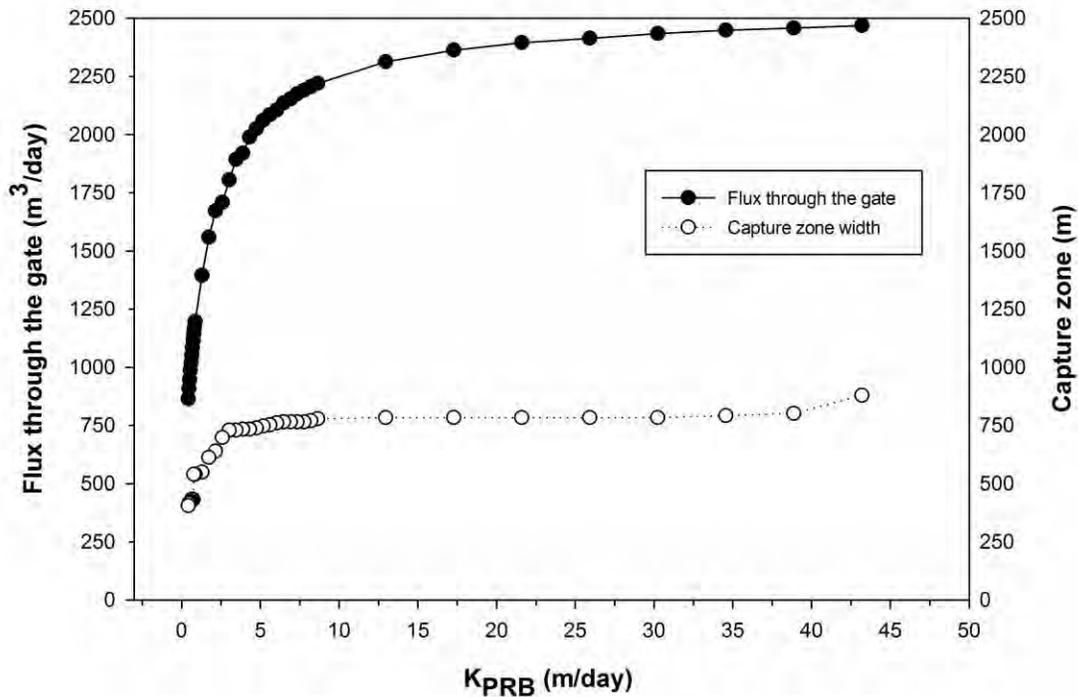


Figure 3. Discharge through the reactive gate and width of hydraulic capture zone as a function of reactive gate permeability.

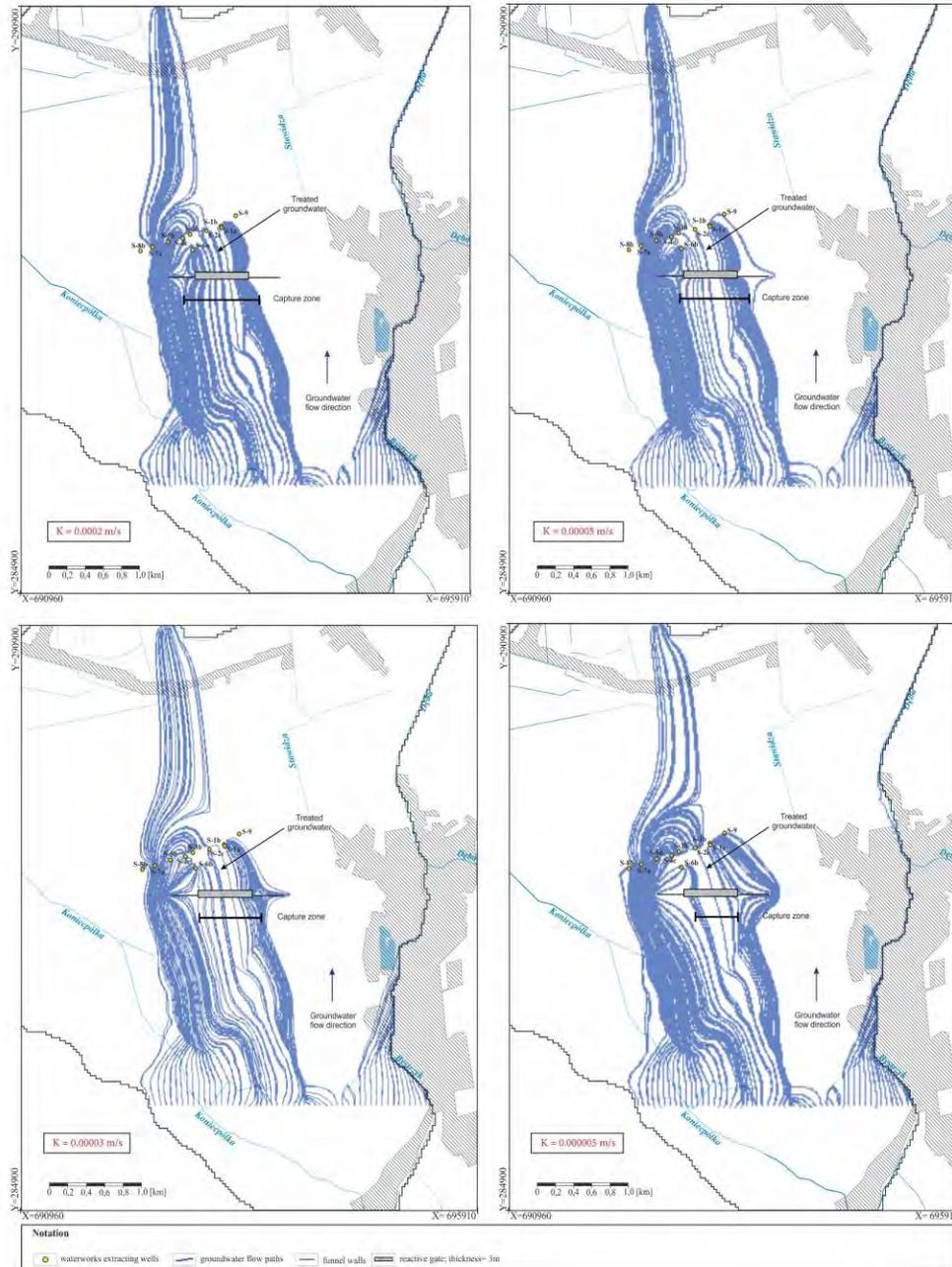


Figure 4. Capture zones for different reactive gate permeability.

Results indicate that the simulated reactive barrier was able to capture the contaminated plume when K_{PRB} was at least 2 times higher than K_{aq} (Figure 4). This means that for the studied site a reactive material with a K_{PRB} of 0.00006 m/s or higher is required. In addition, the configuration with two funnels and one gate (3 m thick) is adequate for the site since it is able to capture the entire plume while minimizing the number of gates and providing the required residence time of three days (Scenario 10, Table 2). Nonetheless, an analysis of the estimated costs for the different configurations will give us additional criteria to take the final decision on the best barrier design.

Our results are consistent with results from Garon *et al.* (1998). They concluded that both the K_{PRB} and the PRB thickness affect the capture zone.

Applications and limitations of the model

Numeric modeling of the groundwater flow field produced from the installation of a PRB should be considered as a prerequisite prior to developing the final design and installation of a PRB system. The results of model analysis can provide for a design that will optimize groundwater capture by incorporating multiple gates located along portions of the barrier, simulate different locations and predict the behaviour for the groundwater flow once the barrier has been installed. The thickness of the barrier can also be optimized to guarantee that the entire plume passes through the reactive gate, and to provide sufficient residence time of groundwater in the reactive barrier to accomplish treatment. Results from the particle-tracking model are essential in locating critical areas, where monitoring wells could be placed to assess performance of the system. The performance of the PRB over time can also be assessed by modeling the decrease in K_{PRB} over time.

Despite its numerous advantages and applications, the model has some limitations. The most obvious one is that accuracy of the model predictions depend on the correctness of the model and uncertainty in model parameters. Because of the simplifying assumptions embedded in the mathematical equations and uncertainties in the values of data

required by the model, a model must be viewed as an approximation and not an exact duplication of field conditions. In addition, models are site-specific, each groundwater flow model is unique and may require additional procedures in its development and application. For example, capture zone width results respond to a specific geometry and K_{PRB} , and do not apply to all PRB applications. The model, however, even with site-specific restrictions, is useful for understanding the relationships between, geometry, K values and the capture zone width. Groundwater flow models, however, even as approximations are a useful investigation tool that groundwater hydrologists may use for a number of applications.

Cost considerations

The cost of PRB installation is a function of geology, hydrogeological conditions (i.e. aquifer thickness and depth), applied barrier configuration and construction methods. In general, the depth and the length of a PRB continue to drive the costs of a PRB application. The deeper the aquifer and the longer the PRB, the higher are the costs. Trenching may account for up to 70% of the total construction costs since it requires the mobilization of specialized equipment (AFCEE, 2008). Material costs are relatively inexpensive, on the order of 5-10% of the total installation costs; however, shipping to the site needs to be considered. Table 4 presents rough estimates for the costs of installation for different PRB systems simulated in our study.

Table 4. Summary of estimated costs of simulated PRB systems.

Cost	Continuous	1 gate	2 gates	3 gates
Reactive material (RM)				
Compost (20 US\$/ton)	490 000	245 000	323 400	352 800
Brown coal (65 US\$/ton)	5 141 500	2 570 750	3 393 390	3 701 880
Transport	2 072 000	1 036 000	1 367 520	1 491 840
Total RM cost (US\$)	7 703 500	3 851 750	5 084 310	5 546 520
Construction and installation				

Funnel cost (US\$)	0	8 699 460	6 100 920	5 423 040
Excavation and disposal cost (US\$)	52 500 000	39 725 000	44 100 000	46 200 000
Monitoring well installation (76000 US\$/well)	229 998	229 998	229 998	229 998
General mobilization (5%)	11 500	446 473	316 546	282 652
Contingency (30%)	18 135 310	15 887 615	16 751 343	17 306 474
Total cost	78 578 497	68 838 485	72 581 306	74 986 873

Operational and maintenance costs (Table 5) consist mainly on monitoring over the years of operation and the costs are proportional to the size of the barrier. In addition to these costs, it is anticipated that the reactive material needs to be replaced over the years of operation of the PRB. The cost of material replenishment is difficult to estimate since the life cycle of the reactive material can be difficult to predict as it varies from site to site depending on the contaminant treated and the site specific hydrogeology (ITRC, 2011; Mikita, Madarász, Tóthné, & Kovács, 2016; Powell, Powell, & Puls, 2002). Some estimates based on the performance of installed PRBs indicate that bio-walls need replenishment every 4 to 6 years (ITRC, 2011). In the case of solid carbon-based materials used for the treatment of chlorinated solvents, their longevity is in the order of 5 to 15 years (ITRC, 2011). Thus, for the combination brown coal-compost, it is anticipated 6 cycles of rejuvenation during an estimated 30-year lifetime.

Table 5. Annual operation and maintenance costs of simulated PRB systems.

Cost	Continuous	1 gate	2 gates	3 gates
Operation and maintenance				
Annual monitoring and reporting (US\$)	20 000	20 000	20 000	20 000
Material replacement (US\$)	120 040 700	6 020 350	7 946 862	8 669 304
Total cost	12 060 700	6 040 350	7 966 862	8 689 304

All the costs were calculated according to information reported after the construction of PRBs at different sites (Batelle Memorial Institute, 2012; Birke, Burmeir, & Rosenau, 2002; Gavaskar *et al.*, 2002; Striegel,

Sanders, & Veenstra, 2001; USEPA, 2001; USEPA, 2002) and brought to the net present value (NPV). The economic aspects (costs of installation and operation) were analyzed in our study only in general terms. However, in practical instances, the remediation cost is what drives most decisions, so the economic analysis should be a crucial activity in any remedial selection procedure.

From Table 4 and Table 5 it can be observed that the costs of the installation of PRB at the studied site are high due the depth of the aquifer that requires costly excavation methods and the width of the plume of 1 310 m. Comparing the cost for different PRB designs it can be concluded that the barrier with two funnels and one gate is the less expensive alternative for the site. This added to the analysis of the capture zone leads us to the conclusion that this configuration is a cost-effective barrier design for the studied site.

Monitoring points

Based on the simulations results and the analysis of the capture zone (Figure 2), is recommended to place monitoring points in downgradient areas of the barrier as well as to the sides of the gates to assess the impacts of potential barrier leakage and system end flow, and to evaluate the extent of groundwater treatment by the reactive gate (Figure 5). The existing monitoring points of the waterworks can be used to monitor the PRB but installation of few additional wells will be necessary.

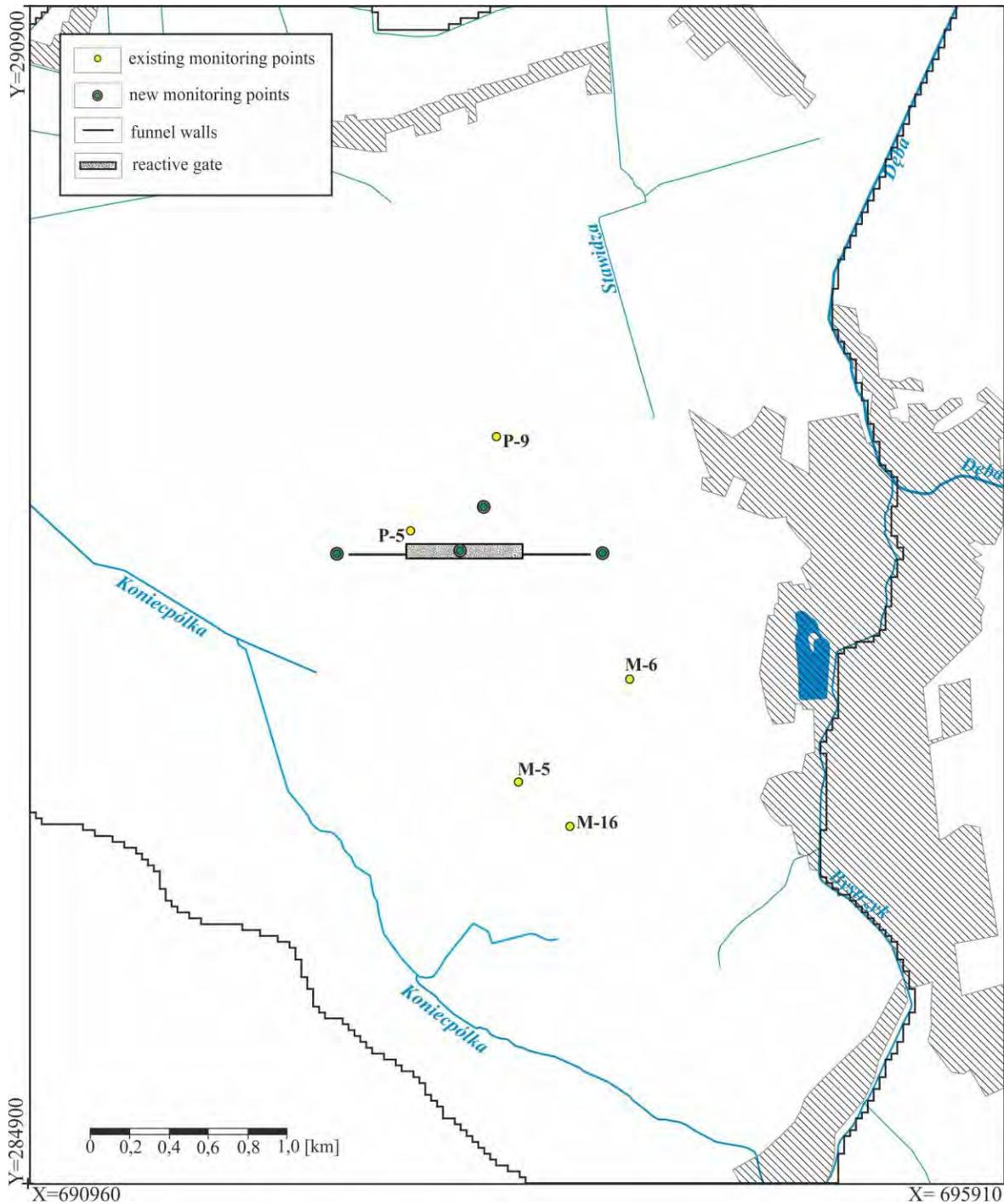


Figure 5. Monitoring points at the case study area for the proposed funnel and gate PRB.

Summary and conclusions

Numerical flow and transport modeling provides an effective tool for the optimization of PRBs design and their performance assessment. Results from numerical modeling are essential for the evaluation of PRBs prior to their final design and field installation.

The results of model analysis here presented demonstrate the importance of barrier geometry and the influence of sensitive parameters like K_{PRB} in the capture zone width, discharge through the gate and residence time. The analysis of decreasing K_{PRB} is useful to evaluate the effect of decreasing permeability over time and its effect on barrier performance. In this way, safety factors can be incorporated into the design to account for anticipated changes in capture zone and residence time. In addition, the residence time estimates based in particle tracking can be used to optimize the thickness of the reactive gate required to reduce the contaminant concentrations.

For the studied site a PRB configuration with two funnels and one gate of 3 m in thickness (Scenario 10, Table 2) is a cost-effective alternative as it will be able capture the entire contaminant plume with a K_{PRB} of 0.00006 or higher while providing the required residence time of three days.

Acknowledgments

This research was completed within the framework of the Marie Curie Initial Training Network ADVOCATE-Advancing sustainable in situ remediation for contaminated land and groundwater, funded by the European Commission, Marie Curie Actions Project No. 265063.

References

AFCEE, Air Force Center for Environmental Excellence. (2008). *Technical protocol for enhanced anaerobic bioremediation using permeable mulch biowalls and bioreactors*. Denver, USA: Air Force Center for Environmental Excellence.

- Batelle Memorial Institute. (2012). *Permeable Reactive Barrier Cost and Performance Report: TR-NAVFAC-ESC-EV-1207*. Port Hueneme, USA: Batelle Memorial Institute.
- Bekele, D. N., Naidu, R., Birke, V., & Chadalavada, S. (2015). Choosing the best design and construction technologies for permeable reactive barriers. In: Naidu, R., & Birke, V. (eds.). *Permeable reactive barrier: Sustainable groundwater remediation* (pp. 42-60). Recovered from <https://doi.org/doi:10.1201/b17925-4>
- Benner, S. G., Blowes, D. W., & Molson, J. W. (2001). Modeling preferential flow in reactive barriers: Implications for performance and design. *Ground Water*, 39(3), 371-379.
- Birke, V., Burmeir, H., & Rosenau, D. (2002). PRB technologies in Germany: Recent progress and new developments. In: Gavaskar, A. R., & Chen, A. S. C. (eds.). *Proceedings of the Third International Conference on Remediation of Chlorinated and Recalcitrant Compounds* (pp. 2A-16), Monterey, USA: Battelle Press.
- Blowes, D. W., Ptacek, C. J., Benner, S. G., McRae, C. W. T., Bennett, T., & Puls, R. W. (2000). Treatment of inorganic contaminants using permeable reactive barriers. *Journal of Contaminant Hydrology*, 45(1-2), 123-137. Recovered from [https://doi.org/10.1016/S0169-7722\(00\)00122-4](https://doi.org/10.1016/S0169-7722(00)00122-4)
- Bone, B. D. (2012). *Review of UK Guidance on Permeable Reactive Barriers*. 2012 Taipei International Conference on Remediation and Management of Soil and Groundwater Contaminated Sites (pp. 611-768), Taipei, Taiwan.
- Careghini, A., Saponaro, S., & Sezenna, E. (2013). Biobarriers for groundwater treatment: A review. *Water Science and Technology*, 67(3), 453-468. Recovered from <https://doi.org/10.2166/wst.2012.599>
- Courcelles, B. (2015). Guidelines for preliminary design of funnel-and-gate reactive barriers. *International Journal of Environmental Pollution and Remediation*, 3, 1-11. Recovered from <https://doi.org/10.11159/ijep.2015.003>
- Diersch, H. (2002). *FEFLOW finite element subsurface flow and transport simulation system, Reference Manual*. Berlin, Germany: WASY Institute for Water Resources Planning and Systems Research.

- Elder, C. R. (2002). Effects of heterogeneity on influent and effluent concentrations from horizontal permeable reactive barriers. *Water Resources Research*, 38(8), 1152. Recovered from <https://doi.org/10.1029/2001WR001259>
- Garon, K. P., Schultz, D. S., & Landis, R. C. (1998). Modeling of plume capture by continuous, low-permeability barriers. *Ground Water Monitoring & Remediation*, 18(3), 82-87. Recovered from <https://doi.org/10.1111/j.1745-6592.1998.tb00731.x>
- Gavaskar, A., Gupta, N., Sass, B., Fox, T., Janosy, R., Cantrell, K., & Olfenbuttel, R. (1997). *Design Guidance for Application of Permeable Barriers to Remediate Dissolved Chlorinated Solvents (No. AL/EQ-TR-1997-0014)*. Columbus, USA: United States Air Force Armstrong Laboratory.
- Gavaskar, A., Gupta, N., Sass, B., Janosy, R., & Hicks, J. (2000). Design guidance for application of permeable reactive barriers for groundwater remediation (No. Report 0704-0188). Columbus, USA: Strategic Environmental Research and Development Program (SERDP).
- Gavaskar, A., Sass, B., Gupta, N., Drescher, E., Yoon, W.-S., Sminchak, J., & James, H. (2002). Cost and performance report: Evaluating the longevity and hydraulic performance of permeable reactive barriers at department of defense sites (No. TR-2213-ENV). Columbus, USA: Naval Facilities Engineering Service Center.
- Grajales-Mesa, S. J. J., & Malina, G. (2016). Screening reactive materials for a permeable barrier to treat TCE-contaminated groundwater: Laboratory studies. *Environmental Earth Sciences*, 75(9), 1-14. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s12665-016-5567-8>
- Grajales-Mesa, S. J., & Malina, G. (2019). Pilot-scale evaluation of a permeable reactive barrier with compost and brown coal to treat groundwater contaminated with trichloroethylene. *Water*, 2019, 11(9), 1922. Recovered from <https://doi.org/10.3390/W11091922>
- Guiguer, N., Molson, J., Frind, E., & Franz, T. (1991). *Flonet v.1.02: Two-dimensional steady-state flownet generator*. Waterloo, Canada: Waterloo Centre for Groundwater Research, University of Waterloo and Waterloo Hydrogeologic Software.
- Guiguer, N., & Franz, T. (1996). *Visual MODFLOW User's Manual*. Ontario, Canada: Waterloo Hydrogeologic Software.

- Gupta, N., & Fox, T. C. (1999). Hydrogeologic modeling for permeable reactive barriers. *Journal of Hazardous Materials*, 68(1-2), 19-39. Recovered from [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(99\)00030-8](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(99)00030-8)
- Harbaugh, A. W. (1990). *A computer program for calculating subregional water budgets using results from the U.S. geological survey modular three-dimensional finite difference ground-water flow model* (No. Open-File Report 90-392). USA: USGS Publications Warehouse.
- Harte, P. T., Konikow, L. F., & Hornberger, G. Z. (2006). Simulation of solute transport across low-permeability barrier walls. *Journal of Contaminant Hydrology*, 85(3-4), 247-270. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2006.02.012>
- ITRC, Interstate Technology & Regulatory Council. (2011). *Permeable reactive barrier: Technology update* (No. Report PRB-5). Washington, DC, USA: Interstate Technology & Regulatory Council.
- Kacimov, A. R., Klammler, H., Il'yinskii, N., & Hatfield, K. (2011). Constructal design of permeable reactive barriers: Groundwater-hydraulics criteria. *Journal of Engineering Mathematics*, 71(4), 319-338. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s10665-011-9457-5>
- Kiecak, A., Malina, G., Kret, E., & Szklarczyk, T. (2017). Applying numerical modeling for designing strategies of effective groundwater remediation. *Environmental Earth Sciences*, 76(6), 248. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s12665-017-6556-2>
- Kimmel, M., Piel, B., Baroudi, H., Esnault-Filet, A., Laloum, X., & Mazzieri, D. (2003). Hydrogeologic modelling for permeable reactive barriers design. *International FZK/TNO Conference on Contaminated Soil*, 2715-2723, Gand, Belgium.
- Kret, E., Kiecak, A., Malina, G., Nijenhuis, I., & Postawa, A. (2015). Identification of TCE and PCE sorption and biodegradation parameters in a sandy aquifer for fate and transport modeling: Batch and column studies. *Environmental Science and Pollution Research*, (June), 9877-9888. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s11356-015-4156-9>
- Kret, E. (2013). *Krażenie wód podziemnych zanieczyszczonych tri- i tetrachloroetylenem w warunkach eksploatacji ujęcia Nowa Dęba* (PhD thesis), AGH-UST in Krakow, Poland (not published).

- Kret, E., Kiecak, A., Malina, G., & Szklarczyk, T. (2011). Evaluation of quaternary chemical status exploited by waterworks in Nowa Dęba. *Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego*, 445, 23-29.
- Lin, L., Benson, C. H., & Lawson, E. M. (2005). Impact of mineral fouling on hydraulic behavior of permeable reactive barriers. *Ground Water*, 43(4), 582-596. Recovered from <https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2005.0042.x>
- Liu, S., Li, X., & Wang, H. (2011). Hydraulics analysis for groundwater flow through permeable reactive barriers. *Environmental Modeling & Assessment*, 16(6), 591-598. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s10666-011-9268-0>
- McDonald, M. G., & Harbaugh, A. W. (1988). *A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model* (No. Open-File Report 83-875, Book 6, Chapter A1.). Recovered from <https://doi.org/10.3133/twri06A1>
- Mikita, V., Madarász, T., Tóthné, K. S., & Kovács, B. (2016). Chapter 4. Cost and risk assessment of treatment facilities. In: Kozyatnyk, I. (ed.). *Filtration materials for groundwater: A guide to good practice* (p. 130). London, UK: IWA Publishing.
- Muguet, S., Cosme, F., & Vermeiren, G. (2004). Groundwater and solute transport modelling for advanced remedial technologies. In: Yong, R., & Thomas, H. (eds.). *Geoenvironmental engineering, integrated management of groundwater and contaminated land* (pp. 441-448). Recovered from <https://doi.org/doi:10.1680/geimogacl.32774.0052>
- Painter, B. D. (2004). Reactive barriers: Hydraulic performance and design enhancements. *Ground Water*, 42(4), 609-617.
- Pollock, D. W. (1989). *Documentation of computer programs to compute and display the pathlines using results from the U.S. Geological Survey modular three-dimensional finite-difference groundwater flow model* (No. File Report 89-381). Recovered from <https://doi.org/10.3133/ofr89381>
- Powell, R. M., Puls, R. W., Blowes, D. W., Vogan, J. L., Gillham, R. W., Powell, P. D., Schultz, D., Landis, R., & Sivavec, T. (1998). *Permeable reactive barrier technologies for contaminant remediation* (No. EPA/600/R-98/125). Washington, DC, USA: Environmental Protection Agency.

- Powell, R. M., Powell, P. D., & Puls, R. W. (2002). *Economic analysis of the implementation of permeable reactive barriers for remediation of contaminated ground water* (No. EPA/600/R-02/034). Washington, DC, USA: Environmental Protection Agency.
- Scott, K. C., & Folkes, D. J. (2000). Groundwater modeling of a permeable reactive barrier to enhance system performance. *Proceedings of the 2000 Conference on Hazardous Waste Research* (pp. 348-355), Denver, Colorado, USA, May 23-25.
- Starr, R. C., & Cherry, J. A. (1994). In situ remediation of contaminated ground water: The funnel-and-gate system. *Ground Water*, 32(3), 465-476.
- Striegel, J., Sanders, D. A., & Veenstra, J. N. (2001). Treatment of contaminated groundwater using permeable reactive barriers. *Environmental Geosciences*, 8(4), 258-265. Recovered from <https://doi.org/10.1046/j.1526-0984.2001.84004.x>
- Suthersan, S. S., Horst, J., Schnobrich, M., Welty, N., & McDonough, J. (2016). Reactive walls. In: Taylor & Francis Group (ed.). *Remediation engineering: Design concepts*, 2nd ed. (pp. 511-548). Recovered from <https://doi.org/doi:10.1201/9781315367088-11>
- Szklarczyk, T., Kret, E., Grajales-Mesa, S. J., Kiecak, A., & Malina, G. (2012). Multilayer numerical groundwater flow model in the area of Nowa Deba waterworks. In: Lemański, J. F., & Sergiusz, Z. (eds.). *Water supply and water quality* (pp. 411-431). Poznań, Poland: PZITS - Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych.
- Thiruvengkatachari, R., Vigneswaran, S., & Naidu, R. (2008). Permeable reactive barrier for groundwater remediation. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry*, 14(2), 145-156. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jiec.2007.10.001>
- USEPA, United States Environmental Protection Agency. (2001). *Cost analyses for selected groundwater cleanup projects: Pump and treat systems and permeable reactive barriers* (No. EPA 542-R-00-013). Washington, DC, USA: United States Environmental Protection Agency.
- USEPA, United States Environmental Protection Agency. (2002). *Field applications of in situ remediation technologies: Permeable reactive barriers*. Washington, DC, USA: United States Environmental Protection Agency.

**Detección de registros homogéneos en 16 series
amplias de precipitación anual del Altiplano Potosino,
México**

**Detection of homogeneous records in 16 large series of
annual precipitation of the Potosino Plateau, Mexico**

Daniel Francisco Campos-Aranda¹

¹Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, San Luis Potosí, México, campos_aranda@hotmail.com

Autor para correspondencia: Daniel Francisco Campos-Aranda,
campos_aranda@hotmail.com

Resumen

Los métodos de homogenización han sido desarrollados para reducir el impacto de las alteraciones no climáticas en los registros o series de datos procedentes de las estaciones climatológicas. Tales impactos proceden de **cambios** en la ubicación de la estación, en el equipo utilizado y en la técnica de medición, así como por las alteraciones que sufre su entorno. Debido a que la información histórica sobre los cambios ocurridos en la

estación climatológica por lo general no está disponible, se recurre a aplicar pruebas estadísticas para detectar puntos de quiebre que implican cambios en la media y, por lo tanto, pérdida de homogeneidad del registro. Existen dos enfoques de aplicación de las pruebas estadísticas: (1) de manera individual a cada registro por probar y (2) haciendo uso de series de referencia, formadas con base en estaciones circunvecinas al registro que se prueba. En este estudio se aplicó el primer enfoque, en una zona geográfica y haciendo uso de las cuatro pruebas siguientes: Von Neumann, Pettitt, Buishand y SNHT. Se procesaron 16 series de precipitación anual del Altiplano Potosino de México, en el periodo común de 1964 a 2016, cuya amplitud varió de 42 a 53 datos. Se trabajó con datos mensuales, y por ello se expone cómo se dedujeron los valores faltantes, y cómo se detectaron y corrigieron los máximos extremos. También se describe cómo se estimaron los valores anuales faltantes. Se encontró que 11 registros resultaron **confiables** debido a que ninguna prueba los detectó como no homogéneos. Tres registros se clasificaron como **menos confiables**, pues un máximo de dos pruebas los encontró no homogéneos y, por último, dos registros son **no confiables**, ya que un mínimo de tres pruebas los encuentra no homogéneos. El procedimiento adoptado formuló una estrategia práctica para detectar registros homogéneos de precipitación anual, cuyas ventajas se exponen en el estudio.

Palabras clave: homogenización, valores máximos dispersos, test de Von Neumann, test del rango de Pettitt, test del rango de Buishand, prueba SNHT, precipitación mensual y anual.

Abstract

Homogenization methods have been developed to reduce the impact of non-climatic alterations in the records or series of data coming from climatological stations. Such impacts arise from *changes* either in the location of the station, in the equipment used or in the measurement technique, as well as from alterations suffered by the surroundings. Due to the fact that the historic information on the changes that occurred in the climatological station is generally not available, statistical tests are used to detect breaking points that imply changes in the mean and, therefore, loss of homogeneity of the record. There are two approaches to the application of statistical tests: (1) individually to each record to be tested and (2) using reference series based on neighboring stations. In this study, the first approach was applied to a specific geographical area and using the following four tests: Von Neumann, Pettitt, Buishand and SNHT. Sixteen annual precipitation series of the Potosino Plateau of Mexico were processed in the common period from 1964 to 2016, the amount of values varied from 42 to 53 data. Monthly data were used, hence, the procedures to deduce missing values and to detect and correct extreme maximums are exposed. A description of how the missing annual values were estimated is also included. It was found that 11 records were *reliable*, because no test detected them as non-homogeneous. Three records were classified as *less reliable*, because a maximum of two tests found them non-homogeneous and finally, two records are *unreliable*, since a minimum of three tests find them non-homogeneous. The adopted procedure proposes a practical strategy to detect homogeneous records of annual precipitation; its advantages are exposed at the study.

Keywords: Homogenization, maximum outliers values, von Neumann test, Pettitt rank test, Buishand rank test, SNHT test, monthly and annual rainfall.

Recibido: 09/10/2018

Aceptado: 22/10/2019

Introducción

Generalidades

Al parecer, los eventos extremos del tiempo atmosférico son cada vez más severos y frecuentes, con sus respectivos impactos devastadores; además, quizás son originados por el cambio climático. Estas dos aseveraciones requieren que los análisis estadísticos orientados a su predicción y pronóstico estén basados en datos meteorológicos y climáticos de calidad, es decir, que sean precisos y homogéneos. En la realidad, obtener registros o series amplias de datos climáticos perfectamente homogéneos es casi imposible debido al cambio inevitable

del área que rodea el sitio de la estación climatológica, el cual afecta los datos observados. La pérdida de homogeneidad ocurre cuando hay cambios en el registro generados por causas no climáticas (Guijarro, 2014; Yozgatligil & Yazici, 2016).

En resumen, todos los registros o series de datos que se miden en las estaciones climatológicas, con frecuencia sufren alteraciones que no están relacionadas con las variaciones del clima. Tales modificaciones se originan en los cambios de ubicación de la estación, al reemplazar sus instrumentos o cambiar la técnica de medición, y al alterarse las condiciones físicas que rodean al sitio. La **homogenización** es un procedimiento para detectar y corregir las alteraciones artificiales citadas. Respecto a las técnicas de homogenización, Guijarro (2014) las describe someramente y se enfoca en los paquetes de cómputo disponibles. Una serie de datos climatológicos se considera homogénea cuando las condiciones de medición en la estación no han variado con el tiempo (Beaulieu *et al.*, 2008). Guijarro (2014) destaca la importancia de los servicios meteorológicos en evitar por todos los medios cambios que afecten las mediciones climatológicas, pues ello hace innecesario el uso de los métodos de homogenización.

Las erupciones volcánicas, siendo un fenómeno natural que origina una alteración de los registros climáticos, definen puntos de cambio (**change points**) que no implican pérdida de homogeneidad; por el contrario, los puntos de quiebre (**break points**) son puntos de cambio causados por alteraciones no climáticas y por lo tanto implican pérdida de homogeneidad (Toreti *et al.*, 2011).

La homogenización de las series climáticas es una tarea difícil que debe realizarse con cuidado extremo, en especial cuando los datos adicionales o datos históricos (*metadata*) de la estación climatológica no están disponibles, lo que es un caso común. El objetivo de la homogenización es eliminar, o al menos reducir, las alteraciones no climáticas mientras se preserva la señal climática (Toreti *et al.*, 2011). Se han propuesto muchos métodos para homogeneizar las series climatológicas; una revisión completa que incluye sugerencias para su uso se puede consultar en Peterson *et al.* (1998), así como en Beaulieu, Ouarda y Seidou (2007).

Una primera clasificación de los procedimientos y/o pruebas estadísticas que detectan y corrigen la pérdida de homogeneidad establece dos grupos: el primero se basa en la disponibilidad de datos adicionales sobre la evolución histórica de la estación climatológica, conocidos como *metadatos*, y el segundo en la usencia de tales datos. Rhoades y Salinger (1993) exponen técnicas para el primer grupo bajo dos enfoques: (1) empleando estaciones circunvecinas; (2) en estaciones aisladas, o de registros antiguos o primigenios. En general, los datos históricos de la estación climatológica son esenciales para validar los cambios detectados por las pruebas y, desafortunadamente, casi nunca están disponibles.

Otra clasificación de las técnicas de homogenización las divide en *pruebas absolutas*, las cuales emplean en exclusivo la serie o registro bajo análisis, y en *pruebas relativas*, que emplean registros cercanos o correlacionados para formar la serie de referencia. Ambos enfoques son válidos y útiles, pero también exhiben desventajas. Yozgatligil y Yazici (2016) comparan siete pruebas de cada tipo y encuentran que los test

relativos tienen mejor desempeño; entre ellos, citan en primer lugar la prueba de homogeneidad normal estándar, designada SNHT (*Standard Normal Homogeneity Test*).

Syrakova y Stefanova (2009) indican que debido a la dificultad para establecer *a priori* cuáles estaciones son homogéneas, optan por seguir un esquema iterativo de mejoramiento gradual de la homogeneidad, el cual fue propuesto por Hanssen-Bauer y Forland (1994), y ha sido aplicado también por Moberg y Alexandersson (1997); González-Rouco, Jiménez, Quesada y Valero (2001), y Tuomenvirta (2001).

En cambio, Wijngaard, Klein-Tank y Können (2003) aplican y citan dos ventajas de las pruebas absolutas: (1) fácil aplicación en redes poco densas; (2) superiores a las pruebas relativas en redes con cambios simultáneos, ya que éstas no los detectan. Dhorde y Zarenistanak (2013) utilizan un enfoque mixto en el estudio de homogeneidad de 20 estaciones climatológicas, aplicando las pruebas de Pettitt y SNHT a cada serie, y la prueba SNHT para cambios graduales en la media con serie de referencia.

Ducré-Robitaille, Vincent y Boulet (2003) evaluaron ocho técnicas de homogenización de series de temperatura, empleando series simuladas homogéneas, y conteniendo uno o varios cambios en la media (*steps*). Encontraron que la mayoría tiene buen desempeño, pero dos de ellas tienden a ser más eficientes: la prueba SNHT y la técnica de la regresión lineal múltiple.

Beaulieu *et al.* (2008) compararon también ocho pruebas estadísticas para detectar falta de homogeneidad en series de precipitación anual, utilizando varios miles de series sintéticas tanto homogéneas como no homogéneas; encontraron que ningún método es

eficiente en todos los tipos de pérdida de homogeneidad, pero tres de ellos tienen un desempeño mucho mejor: el test bivariado, el método de Jaruskova y la prueba SNHT.

En México, y en específico para el estado de Veracruz, Guajardo-Panes, Granados-Ramírez, Sánchez-Cohen, Díaz-Padilla y Barbosa-Moreno (2017) han aplicado el enfoque absoluto con las pruebas SNHT, Pettitt y Buishand, bajo un esquema de verificación espacial, para seleccionar estaciones climatológicas circunvecinas a la estación que se prueba, dentro de una misma unidad climática, definida con base en el intervalo de variación del elemento del clima que se analiza. Lo anterior equivale a procesar la información climática por subregiones o zonas climáticas.

Concepto de control de calidad

González-Rouco *et al.* (2001) han definido que los procesos de **control de calidad** de las series de datos climáticos involucran tres etapas: (1) detección y corrección de valores dispersos (*outliers*); (2) técnicas de interpolación de datos faltantes, y (3) homogenización de la serie. En realidad, la estimación de datos faltantes ocurre de manera mensual, antes de la homogenización y posterior a ésta, cuando se intenta completar series para tener un periodo común de información. Debido a que todas las series de datos climáticos son extremadamente sensibles a

la presencia de valores erróneos y datos dispersos, Eischeid, Baker, Karl y Diaz (1995) abordan la detección y corrección de datos dispersos según un enfoque objetivo de verificación temporal en el registro analizado y espacial con base en seis técnicas de interpolación de datos mensuales.

Objetivo

Se ha formulado un enfoque práctico o estrategia de verificación de la homogeneidad en registros de precipitación anual, el cual tiene las siguientes características relevantes: (1) se trabaja por regiones o subregiones geográficas, utilizando datos mensuales; (2) se estiman datos mensuales faltantes con una técnica estadística; (3) se detalla cómo se verifican y corrigen los valores mensuales máximos extremos, por truncamiento; (4) se deducen datos anuales faltantes, con una técnica de ponderado regional; (5) se utiliza un enfoque de contraste absoluto, empleando cuatro pruebas estadísticas (Von Neumann, Pettitt, Buishand y SNHT), y (6) se revisa gráficamente cada registro que no fue homogéneo o confiable, y se corrige la pérdida de homogeneidad cuando existe un punto de quiebre. En este estudio se trabajó en la región climática semiárida del Altiplano Potosino de México, procesando 16 registros de periodo amplio, cuyo número de datos anuales varió de 42 a 53.

Métodos operativos

Corrección de valores dispersos

Los *valores dispersos* (*outliers*) son observaciones que distan mucho de la tendencia mostrada por los datos, los cuales corresponden a mediciones erróneas o a eventos meteorológicos extremos. Existen diversos enfoques para contrastar y verificar la variabilidad temporal y/o espacial de la variable climática estudiada, con objeto de identificar los valores dispersos y diagnosticar datos erróneos o valores factibles de ocurrir. Cuando los valores dispersos son sin duda observaciones erróneas, tales datos se eliminan, pero entonces se tiene un problema de datos faltantes. Si son valores factibles, se debe decidir si se corrigen y cómo conviene hacerlo (Eischeid *et al.*, 1995; González-Rouco *et al.*, 2001).

Debido a las dificultades prácticas que implica la verificación de valores dispersos —en los registros originales o de campo—, se adoptó un enfoque de reducción de la dispersión en la cola derecha de la distribución de probabilidades, para buscar mejor desempeño de las técnicas

homogenización que no son resistentes (Lanzante, 1996). Tal enfoque consiste en acotar los *valores dispersos* a una magnitud umbral extrema (P_{vd}), que es (Eischeid *et al.*, 1995):

$$P_{vd} = P_{50} + FM \cdot (P_{75} - P_{25}) \quad (1)$$

donde P_{50} es la mediana o el percentil de 50%; P_{75} y P_{25} son los percentiles de 75 y 25%; y FM es el factor de multiplicación del rango del intercuartil (RIC), con un valor empírico adoptado de 2.75 para los datos de temperatura media y de 4.00 para la precipitación, ambas mensuales. González-Rouco *et al.* (2001) utilizan una expresión similar para sus datos de precipitación mensual:

$$P_{vd} = P_{75} + 3 \cdot (P_{75} - P_{25}) \quad (2)$$

Los valores dispersos superiores a P_{vd} se sustituyen por tal límite. Este enfoque de *truncamiento* de los valores dispersos reduce el sesgo que éstos originan y también mantiene información relativa a los valores extremos. Eischeid *et al.* (1995) indican que el RIC es utilizado en los procesos de control de calidad debido a que es resistente (Lanzante, 1996) a los valores dispersos. En este estudio se adoptó el criterio definido por la Ecuación (1), por tener mayor justificación teórica y empírica.

Pruebas del enfoque absoluto

Los test que se aplican a la serie estudiada son los del planteamiento de Wijngaard *et al.* (2003), que utiliza cuatro métodos para probar la pérdida de homogeneidad: el test de Von Neumann, el test del rango de Pettitt, el test del rango de Buishand y la prueba SNHT. Estas cuatro pruebas o test suponen que bajo la hipótesis nula, los valores anuales de la serie (Y_i) de la variable Y que se estudia son independientes y están idénticamente distribuidos. Bajo la hipótesis alternativa —el primer test—, se asume que la serie no está distribuida de forma aleatoria, y los tres restantes consideran que existe un cambio en la media o punto de quiebre. Lógicamente, la **homogeneidad** o consistencia de la serie implica que sus datos pertenecen a una sola población que tiene una media invariante con el tiempo (Machiwal & Jha, 2012).

Las pruebas de Pettitt, Buishand y SNHT permiten localizar el año donde es probable ocurriera el punto de quiebre y, en general, son diferentes en su planteamiento o concepción. Se ha encontrado que las dos primeras son más sensitivas a los puntos de quiebre que suceden hacia la mitad de la serie; por el contrario, la prueba SNHT detecta cambios con más facilidad hacia el inicio y final de serie.

Los test de Von Neumann, Buishand y SNHT asumen que los datos Y_i tienen distribución normal; en cambio, la prueba de Pettitt no requiere tal consideración, pues se basa en los rangos y no en los valores de la serie, lo cual también la vuelve menos sensible a los valores dispersos

(*outliers*). La prueba de Von Neumann se considera complementaria a las otras tres, debido a que detecta pérdida de homogeneidad por causas diferentes al cambio en la media (Wijngaard *et al.*, 2003).

Test de Von Neumann

El cociente de Von Neumann (N) tiene en el numerador la suma de las diferencias sucesivas al cuadrado y en el denominador la varianza. Su ecuación es (Wijngaard *et al.*, 2003):

$$N = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (Y_i - Y_{i+1})^2}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} \quad (3)$$

en la cual, n es el número años de la serie o registro procesado. Cuando la serie es homogénea, N tiene un valor cercano a dos; si existe un cambio en la media, N disminuye y resulta menor que el valor crítico (Tabla 1); cuando existen variaciones rápidas en la media, N aumenta y puede ser mayor que dos. Wijngaard *et al.* (2003) exponen sus valores críticos en la Tabla 1, obtenidos por otros autores, los cuales son función de n y del nivel de significancia (α) de la prueba.

Tabla 1. Valores críticos de las cuatro pruebas absolutas aplicadas, con nivel de significancia (α) de 5 y 1% (Pettitt, 1979; Wijngaard *et al.*, 2003; Khaliq & Ouarda, 2007).

Núm. se datos (n)	Test de Von Neumann		Test del rango de Pettitt		Test del rango de Buishand		Prueba SNHT	
	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%
20	1.30	1.04	64.8	80.3	1.43	1.60	6.95 (7.089)	9.56 (9.113)
30	1.42	1.20	118.0	146.3	1.50	1.70	7.65 (7.747)	10.45 (10.153)
40	1.49	1.29	181.0	224.4	1.53	1.74	8.10 (8.151)	11.01 (10.771)
50	1.54	1.36	252.3	312.8	1.55	1.78	8.45 (8.432)	11.38 (11.193)
70	1.61	1.45	416.8	516.7	1.59	1.81	8.80 (8.814)	11.89 (11.737)
100	1.67	1.54	710.1	880.5	1.62	1.86	9.15 (9.167)	12.32 (12.228)

Test del rango de Pettitt

Los rangos (R_1, R_2, \dots, R_n) de la serie original (Y_1, Y_2, \dots, Y_n) son utilizados para calcular el estadístico de la prueba (Pettitt, 1979; Wijngaard *et al.*, 2003; Yozgatligil & Yazici, 2016):

$$P_k = 2 \cdot \sum_{i=1}^k R_i - k \cdot (n + 1) \quad \text{con } k = 1, 2, \dots, n \quad (4)$$

El cálculo de los rangos es bastante simple. Primero se ordenan los datos en forma creciente y después se compara cada dato ordenado contra todos los originales; cuando coinciden, ese es el rango buscado. Si un punto de quiebre ocurre en el año k , entonces el estadístico (P_k) es máximo o mínimo cerca de tal año, y su valor máximo absoluto excede el valor crítico de la Tabla 1, el cual está definido por la siguiente ecuación **en función del nivel de significancia (α) y de n** (Pettitt, 1979; Dhorde & Zarenistanak, 2013):

$$VC_{Pettitt} = [-\ln(\alpha) \cdot (n^2 + n^3)/6]^{1/2} \quad (5)$$

La gráfica de k en las abscisas contra P_k en las ordenadas muestra los resultados de la prueba. Mallakpour y Villarini (2016) analizan con simulación el desempeño o sensibilidad del test de Pettitt en la detección de cambios súbitos en la media, en muy diversas condiciones y en series de valores extremos.

Test del rango de Buishand

Se comienza por calcular la curva masa residual, definida como (Buishand, 1982; Wijngaard *et al.*, 2003):

$$S_0^* = 0 \text{ y } S_k^* = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \quad \text{con } k = 1, 2, \dots, n \quad (6)$$

Cuando la serie es homogénea, los valores de S_k^* fluctúan alrededor de cero debido a que Y_i no tiene desviaciones sistemáticas con respecto a su media. Si un punto de quiebre ocurre en el año k , entonces S_k^* alcanza su máximo (salto negativo) o su mínimo (salto positivo) cerca de tal año. El estadístico de la prueba es el rango (R) escalado con la desviación estándar (s) de la serie y dividido entre \sqrt{n} . R se obtiene con la diferencia entre el S_k^* máximo menos el mínimo y s con expresión siguiente:

$$s = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad (7)$$

Los valores críticos de $R/(\sqrt{n} s)$ se tienen en la Tabla 1.

Prueba SNHT

El estadístico T_k de la prueba compara la media estandarizada de los primeros k años del registro contra la relativa a los siguientes $(n - k)$ años (Alexandersson, 1986; Wijngaard *et al.*, 2003; Syrakova & Stefanova, 2009):

$$T_k = k \cdot \bar{z}_1^2 + (n - k) \cdot \bar{z}_2^2 \quad \text{con } k = 1, 2, \dots, n \quad (8)$$

con:

$$\bar{z}_1 = \left(\frac{1}{k \cdot s} \right) \cdot \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \quad (9)$$

$$\bar{z}_2 = \left[\frac{1}{(n-k) \cdot s} \right] \cdot \sum_{i=k+1}^n (Y_i - \bar{Y}) \quad (10)$$

Este estadístico tiene un comportamiento igual al P_k , con sus valores críticos definidos en la Tabla 1. Entre paréntesis se han citado los valores críticos desarrollados recientemente por Khaliq y Ouarda (2007), que son más precisos que los originales; abarcan muestras de gran tamaño y han sido expuestos para seis niveles de confiabilidad $(1 - \alpha)$, variando de 90 a 99%. Alexandersson y Moberg (1997) exponen la versión de la prueba SNHT para series o registros con tendencia lineal.

Toreti *et al.* (2011) citan resultados de varios autores y verifican con base en 1 000 series sintéticas de 100 años de longitud no homogéneas, que la prueba SNHT es propensa a detectar puntos de quiebre en el inicio o final de la serie cuando tiene pocos datos; por ello se debe evitar aplicarla en segmentos con menos de diez valores.

Respecto al nivel de significancia (α) a usar en la prueba SNHT, Syrakova y Stefanova (2009) aceptan el criterio de Hanssen-Bauer y Forland (1994), y de González-Rouco *et al.* (2001) de utilizar un 10% si el punto de quiebre está verificado por los datos históricos de la estación climatológica, y 5% si no existe tal comprobación. Esta selección reduce el riesgo de aceptar la homogeneidad en ausencia de datos sobre los cambios ocurridos en la estación climatológica, lugar, equipo y técnica de medición.

Corrección de la pérdida de homogeneidad

Cuando un punto de quiebre se ha identificado en un registro de precipitación anual, los datos previos a tal cambio se corrigen al multiplicarlos por el siguiente factor (González-Rouco *et al.*, 2001):

$$f = \frac{\bar{P}_d}{\bar{P}_a} \quad (11)$$

siendo \bar{P}_d y \bar{P}_a las medias de los valores anuales de precipitación después y antes del cambio. Syrakova y Stefanova (2009) exponen cómo se realiza la corrección de registros de temperatura anual y estacional que se contrastan con pruebas relativas.

Clasificación de las series probadas

La clasificación depende del número de pruebas que rechazaron la hipótesis nula, definiéndose tres categorías, cuyas designaciones según Wijngaard *et al.* (2003), y Dhorde y Zarenistanak (2013) son las siguientes: útil, dudosa y sospechosa. De acuerdo con Guajardo-Panes *et al.* (2017) son las siguientes: confiable, medianamente confiable y no confiable. En este estudio se adopta la designación siguiente: en la clase **1 o "confiable"** se agrupan las series que fueron detectadas homogéneas por las cuatro pruebas, o bien, sólo una prueba detectó pérdida de homogeneidad; **la clase 2 o "menos confiable"** engloba series con dos pruebas que detectan falta de homogeneidad, **y la clase 3 o "no confiable"** son series con tres o cuatro pruebas que rechazan la hipótesis nula.

Con las series clase 1 se pueden realizar análisis de tendencia y estudios de variabilidad climática; con las clase 2, los resultados de los análisis citados deben ser tomados con reservas, pero son factibles si no existen otras series confiables disponibles; las series clase 3 no se deben utilizar para las estimaciones mencionadas.

Existe una diferencia notable al establecer la clasificación anterior, ya que Wijngaard *et al.* (2003) definen un nivel de significancia (α) en las pruebas de 1%; en cambio, en los otros dos trabajos citados se emplea un 5%. **En este estudio se aceptó $\alpha = 5\%$** , para coincidir con las recomendaciones de la prueba SNHT (Alexandersson, 1986).

Datos utilizados y técnicas auxiliares

Selección de estaciones climatológicas

Este estudio empleó la información climatológica *mensual* del archivo en Excel proporcionado por la Dirección Local San Luis Potosí de la Comisión Nacional del Agua (Conagua), la cual está agrupada en las tres zonas geográficas del estado: Altiplano Potosino, Zona Media y Región Huasteca. Los registros de datos procesados corresponden a la variable climática *precipitación anual* en milímetros, integrado cada dato por la suma de los doce valores de lluvia mensual.

El archivo del Altiplano Potosino abarca más de 60 estaciones climatológicas, pero algunas están repetidas por pertenecer a la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) y al Servicio Meteorológico

Nacional (SMN). Así, se eliminaron las estaciones con menos de 40 años de registro y con lapsos de años faltantes. Con tales restricciones, se obtuvo una muestra de 16 estaciones, cuyo año inicial de registros se indica con AI en la Tabla 2 y Tabla 3 de datos por procesar. Todos los registros abarcan hasta el año 2016, excepto la estación Los Pilares, que fue suspendida en 2009.

Tabla 2. Valores de la precipitación anual (milímetros) y de sus estadísticos en las ocho estaciones pluviométricas indicadas del Altiplano Potosino, México.

Núm.	1	2	3	4	5	6	7	8
Año	Vanegas	S. M. del Refugio	La Presa	Matehuala	La Maroma	Charcas	Palo Blanco	Reforma
1964	282.0	302.6	-	(614.5)	-	(283.1)	211.0	-
1965	300.8	319.0	-	464.0	312.5	317.0	350.5	374.5
1966	457.6	377.0	-	766.0	408.0	463.7	586.0	598.7
1967	410.9	362.3	-	578.0	462.9	585.5	910.0	580.3
1968	440.4	330.5	-	662.0	490.0	598.0	472.0	393.3
1969	713.7	(127.9)	-	(420.5)	248.0	163.0	(242.2)	247.9
1970	325.0	282.0	-	368.5	205.0	517.0	196.0	300.0
1971	224.5	390.5	-	[327.5]	387.0	684.0	509.7	268.3
1972	253.9	329.0	-	533.5	280.0	(389.7)	461.1	(255.9)
1973	404.0	513.6	-	471.0	434.4	607.6	168.6	*1037.3*
1974	82.4	107.0	-	(328.9)	95.0	(175.0)	191.8	248.6

1975	155.5	163.5	(247.1)	526.0	332.0	[364.3]	329.5	277.0
1976	336.0	501.3	695.3	891.8	586.0	949.5	491.6	650.3
1977	152.5	136.1	470.2	532.6	355.0	199.7	261.3	224.0
1978	249.4	252.7	570.5	698.3	439.0	376.6	335.3	344.1
1979	222.3	223.1	383.2	441.9	303.0	263.9	238.6	225.9
1980	346.0	(249.5)	428.9	474.6	311.0	330.4	(172.4)	293.1
1981	249.9	(178.8)	590.2	[438.5]	346.0	364.5	(211.0)	424.3
1982	288.5	265.1	394.0	(274.3)	360.0	166.6	(297.4)	320.7
1983	457.1	358.6	444.9	568.0	268.0	192.8	194.0	230.3
1984	276.8	370.7	649.2	369.0	440.0	599.5	227.5	342.2
1985	251.4	233.1	636.9	[475.4]	392.0	507.5	122.6	370.4
1986	221.8	240.0	377.4	*668.3*	288.0	(326.7)	184.3	258.4
1987	417.8	(77.0)	591.2	593.9	499.0	591.1	148.2	319.9
1988	329.6	38.7	634.5	557.2	359.8	(443.6)	(155.5)	465.2
1989	122.1	139.0	401.3	(491.7)	212.0	344.0	(31.0)	136.8
1990	341.0	355.9	466.5	(648.2)	327.0	(505.7)	135.0	432.9
1991	336.4	305.0	508.6	695.2	497.1	659.3	[554.5]	497.8
1992	351.6	383.0	597.1	677.3	391.0	773.0	255.0	540.5
1993	185.5	*884.9*	411.0	445.2	256.0	612.3	121.0	283.1
1994	95.0	371.5	464.9	571.1	426.0	227.7	171.0	480.4
1995	52.5	241.0	(461.9)	559.1	351.0	119.0	(264.8)	419.9
1996	144.5	294.1	487.1	310.3	206.1	405.7	222.3	125.1
1997	241.7	561.2	574.7	586.2	367.0	506.2	305.4	269.8
1998	190.8	112.5	316.2	334.8	244.0	393.5	250.6	325.1
1999	182.5	133.0	366.4	347.6	177.0	229.1	(81.8)	111.5

2000	173.5	250.0	(303.8)	313.2	331.0	310.6	175.5	(91.7)
2001	176.5	184.0	(377.2)	431.7	367.0	545.7	200.2	232.2
2002	428.0	410.0	(818.0)	753.1	508.0	834.8	428.8	414.3
2003	307.2	244.0	(497.3)	677.6	502.9	486.0	163.8	374.7
2004	225.0	404.0	(701.6)	648.7	387.8	742.0	245.1	356.1
2005	224.0	179.0	327.1	372.0	276.0	353.8	194.1	214.6
2006	339.0	(149.9)	494.6	624.8	500.0	607.7	315.0	302.4
2007	351.5	72.0	854.2	549.3	474.0	758.2	462.5	513.7
2008	337.0	354.5	664.5	625.5	309.0	552.6	372.0	359.3
2009	352.5	337.6	566.2	406.9	342.0	610.7	373.0	395.2
2010	327.8	371.0	496.6	503.6	593.0	607.2	330.0	(155.8)
2011	137.0	98.0	340.5	292.3	147.0	330.0	182.0	180.6
2012	143.1	150.7	564.0	425.7	386.6	243.2	258.0	323.4
2013	536.8	563.0	973.1	726.4	687.0	889.7	398.5	601.0
2014	258.8	398.5	474.9	525.1	333.0	394.0	326.0	422.1
2015	525.5	581.0	724.1	702.7	576.0	732.3	713.9	614.4
2016	281.0	486.0	630.0	668.5	351.0	356.2	207.0	427.9
Al	1964	1964	1975	1957	1965	1962	1964	1965
<i>n</i>	53	53	42	53	52	53	53	52
Mín	52.5	38.7	247.1	274.3	95.0	119.0	31.0	91.7
Máx	713.7	884.0	973.1	891.8	687.0	949.5	910.0	1037.3
\bar{X}	287.1	297.1	523.3	527.5	367.8	464.0	290.7	358.7
<i>Med</i>	281.0	294.1	495.6	532.6	357.4	443.6	245.1	333.6
<i>Cv</i>	0.439	0.531	0.299	0.271	0.324	0.434	0.558	0.461
<i>Cs</i>	0.757	1.039	0.721	0.140	0.255	0.371	1.565	1.433

C_k	4.459	5.471	3.728	2.548	3.380	2.623	6.445	7.352
r_1	0.241	0.189	-0.025	0.163	-0.08	0.032	0.347	0.044

Tabla 3. Valores de la precipitación anual (milímetros) y de sus estadísticos en las ocho estaciones pluviométricas indicadas del Altiplano Potosino, México.

Núm.	9	10	11	12	13	14	15	16
Año	Moctezuma	El Mezquite	El Grito	Los Pilares	Mezquitic	Los Filtros	El Peaje	Villa de Arriaga
1964	{232.5}	197.0	-	281.6	294.5	418.0	456.1	489.0
1965	{459.0}	287.5	-	422.0	233.0	383.6	454.2	426.1
1966	{371.9}	428.0	-	413.0	426.5	565.2	539.0	631.7
1967	{224.0}	495.8	-	672.8	572.1	627.3	557.6	538.0
1968	{417.5}	358.0	-	415.3	540.9	504.1	476.0	(199.9)
1969	{78.0}	183.0	178.6	203.5	295.0	302.7	394.0	174.0
1970	{333.7}	250.0	380.8	323.6	348.5	363.5	369.2	269.7
1971	183.0	297.0	540.3	399.5	471.0	388.6	541.0	593.0
1972	441.6	286.5	394.1	300.5	293.5	350.7	(243.8)	347.0
1973	307.0	760.5	530.3	379.0	545.0	420.1	388.7	328.5
1974	236.6	576.9	268.9	251.0	310.6	235.9	(267.1)	156.9
1975	427.8	700.5	461.4	372.8	557.0	374.4	494.3	280.5
1976	463.9	523.0	607.2	508.6	756.0	503.2	631.1	359.5
1977	343.3	265.8	434.3	319.9	402.2	282.8	307.2	96.0
1978	345.2	419.2	311.9	352.6	429.0	347.2	383.3	507.5
1979	325.5	361.5	270.4	393.5	380.9	354.6	355.7	192.0

1980	260.7	290.0	280.4	216.5	319.9	253.9	305.8	375.5
1981	374.7	493.8	457.2	474.6	492.9	500.7	504.3	270.9
1982	334.8	321.0	467.8	298.2	305.7	326.7	291.4	292.5
1983	314.3	351.4	507.2	376.8	285.1	280.4	259.3	154.5
1984	563.0	468.7	625.0	377.2	564.9	361.6	507.7	148.0
1985	594.2	(355.7)	534.4	437.6	478.4	489.1	485.3	167.0
1986	296.1	[373.4]	419.2	421.0	439.7	456.7	403.2	504.0
1987	(339.4)	[431.6]	566.6	393.5	427.0	364.8	322.6	504.9
1988	531.4	(337.8)	672.1	536.6	576.3	455.0	399.4	256.0
1989	(219.1)	256.0	262.8	736.2	270.5	239.5	282.9	359.5
1990	315.2	(62.6)	457.0	285.9	420.4	395.5	372.7	728.3
1991	491.9	33.9	539.4	492.5	641.2	528.1	476.0	*876.6*
1992	521.9	90.0	524.9	525.2	480.8	469.6	477.1	837.0
1993	310.6	44.5	407.8	382.9	(85.7)	296.1	404.7	523.0
1994	430.5	358.0	563.0	472.9	(178.1)	332.8	348.0	(562.9)
1995	383.6	(127.8)	343.1	337.3	395.4	285.7	324.7	400.0
1996	305.6	209.6	361.4	281.9	304.5	280.4	331.3	*542.6*
1997	407.5	361.2	551.5	458.1	270.5	432.6	439.0	679.0
1998	177.8	236.0	187.0	238.9	130.7	363.7	339.3	418.0
1999	327.5	208.0	369.6	349.9	163.0	399.8	334.7	249.0
2000	222.5	292.0	1226.4	219.8	300.0	169.6	281.9	122.0
2001	406.6	406.0	305.6	420.9	499.9	273.9	321.8	(111.7)
2002	495.5	693.0	593.7	525.2	642.2	466.8	556.7	(112.1)
2003	418.7	527.0	360.5	367.1	224.7	425.7	319.0	337.0
2004	510.0	825.0	546.4	607.2	474.8	550.8	702.7	688.5

2005	(224.9)	232.0	(210.5)	350.9	(357.4)	295.1	273.8	287.0
2006	258.0	450.0	347.0	342.4	383.0	509.8	556.4	340.0
2007	*832.3*	678.0	611.7	578.3	457.0	516.9	520.2	270.0
2008	353.0	434.0	268.2	437.5	590.5	373.5	*562.7*	546.4
2009	39.0	447.0	360.5	-	448.4	464.5	533.6	201.0
2010	34.0	597.2	542.0	-	508.4	492.7	563.9	(263.8)
2011	15.0	232.0	257.1	-	327.8	218.0	291.8	(75.7)
2012	18.0	471.0	325.5	-	286.4	195.5	244.7	134.9
2013	89.0	810.0	649.0	-	822.4	548.1	626.8	189.2
2014	386.0	675.0	451.0	-	448.5	387.3	(364.0)	165.0
2015	451.0	1040.0	678.5	-	729.7	710.2	680.3	(396.5)
2016	162.0	1040.0	389.0	-	481.1	441.7	346.0	340.1
Al	1971	1962	1969	1963	1943	1950	1963	1962
<i>n</i>	53	53	48	45	53	53	53	53
Mín	15.0	33.9	178.6	203.5	85.7	169.6	243.8	75.7
Máx	832.3	1040.0	678.5	736.2	822.4	710.2	702.7	876.6
\bar{X}	332.2	408.5	429.1	398.9	416.4	395.7	419.1	358.9
<i>Med</i>	334.8	361.2	426.7	382.9	426.5	387.3	394.0	337.0
<i>Cv</i>	0.476	0.557	0.320	0.292	0.374	0.285	0.284	0.550
<i>Cs</i>	0.154	0.877	-0.006	0.735	0.317	0.290	0.489	0.720
<i>Ck</i>	4.141	3.932	2.131	3.923	3.264	3.141	2.481	3.037
<i>r</i> ₁	0.237	0.587	-0.056	-0.02	0.156	0.102	-0.108	0.489

Para establecer el *mayor* periodo común de datos se seleccionó el año 1964 para su inicio y, con ello, 13 registros procesados tienen 53 o

52 valores; tres, La Presa, El Grito y Los Pilares, abarcan 42, 48 y 45 años, respectivamente. En la estación Moctezuma, los siete años faltantes de 1964 a 1970, se tomaron del *Boletín Climatológico No. 3* (SARH, 1980), con datos del inicio de las estaciones al año de 1978. Estos valores se han indicado en el inicio de la Tabla 3, con paréntesis de llave. En el boletín citado se verificaron los inicios de las estaciones La Presa y El Grito.

En la Figura 1 se muestra la localización geográfica de las 16 estaciones climatológicas procesadas del Altiplano Potosino, México, destacando que las cuatro primeras forman un subgrupo norte-extremo; las tres siguientes integran un subgrupo norte; las cinco que continúan definen el subgrupo del centro; las cuatro últimas establecen el subgrupo del sur.

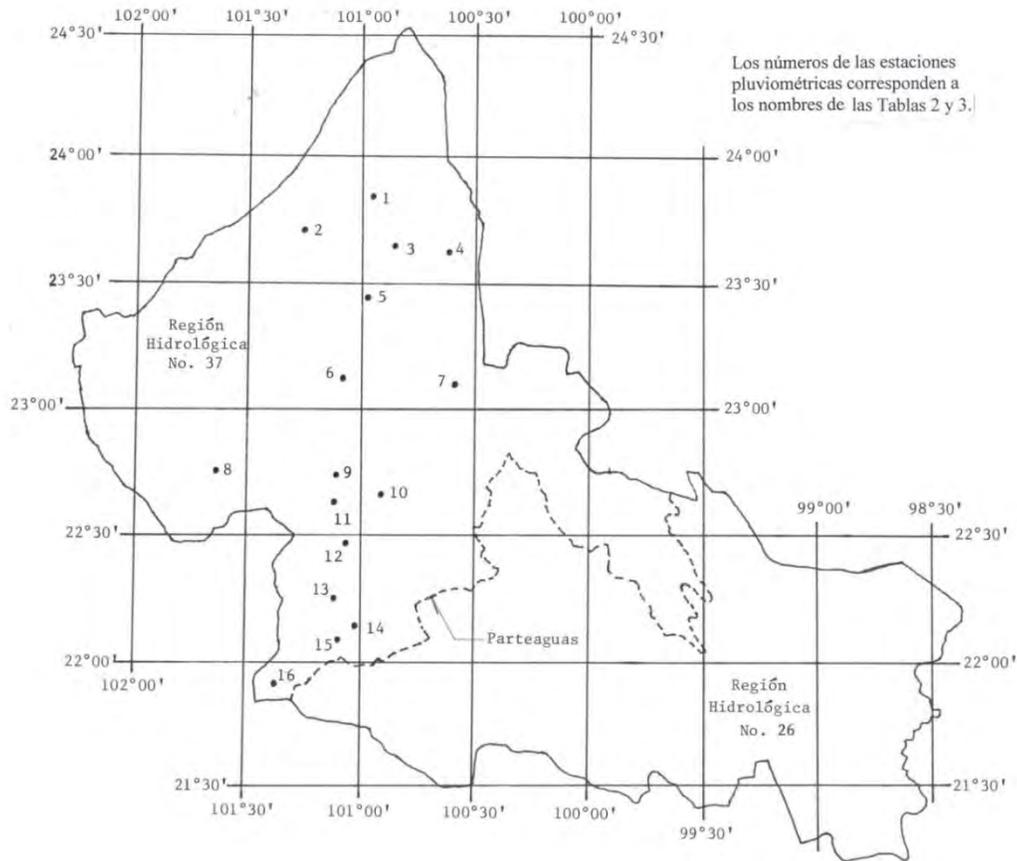


Figura 1. Ubicación geográfica de las 16 estaciones climatológicas procesadas del Altiplano Potosino, México.

Estimación de datos mensuales faltantes

En este estudio se adoptó como valor mensual faltante de los años incompletos la *moda* mensual respectiva, estimada con base en el ajuste

de la distribución Gamma Mixta de dos parámetros (Campos-Aranda, 2005), bajo tres condiciones específicas: (1) se estima sólo en el semestre lluvioso, es decir, de mayo a octubre; (2) se completa un máximo de tres meses en cada año incompleto; y (3) cuando la moda no existe, porque la distribución es de tipo J invertida, se emplea la precipitación mensual con probabilidad de no ser excedida de 25% (P_{25}), como el caso de octubre en la estación Charcas (ver Tabla 4). En la Tabla 2 y Tabla 3, los valores anuales completados con el procedimiento anterior se han indicado entre paréntesis circulares.

Tabla 4. Muestra de resultados del ajuste de la distribución Gamma Mixta en los dos meses indicados de cada estación pluviométrica incompleta del Altiplano Potosino, México.

Estación	Santa Ma. del Refugio		La Presa		Matehuala	
	Mayo	Junio	Abril	Julio	Mayo	Junio
Mes	Mayo	Junio	Abril	Julio	Mayo	Junio
Núm. de datos	50	52	38	41	53	54
Núm. de ceros	7	7	8	0	0	0
<i>EEA</i>	5.1	13.9	6.0	20.4	9.4	18.2
Media	29.0	50.2	30.2	85.7	55.2	84.3
Moda	13.9	20.9	9.0	43.0	22.3	52.4
P_{25}	9.7	15.8	4.2	42.4	24.7	47.1

P_{50}	23.2	39.1	20.9	72.2	44.9	74.1
P_{75}	41.9	72.3	44.8	114.9	74.8	110.9
P_{vd}	152.0	265.1	183.3	362.2	245.3	329.3
1° máximo	96.0	(267.0)	102.7	353.0	232.5	(352.0)
2° máximo	89.4	160.0	86.2	217.1	133.0	201.5
Estación	Charcas		Palo Blanco		Reforma	
Mes	Agosto	Oct.	Mayo	Sept.	Junio	Julio
Núm. de datos	51	52	50	48	51	50
Núm. de ceros	1	2	4	1	3	2
<i>EEA</i>	6.3	5.0	5.8	12.2	5.5	14.8
Media	60.6	37.1	40.3	59.0	53.9	9.6
Moda	20.7	NE	18.3	23.4	16.1	15.7
P_{25}	24.6	9.1	16.1	25.3	19.1	24.1
P_{50}	48.0	24.7	32.8	47.7	41.5	52.4
P_{75}	83.3	51.6	56.6	80.8	75.4	96.8
P_{vd}	282.8	194.7	194.8	269.7	266.7	343.2
1° máximo	192.0	159.6	137.0	204.0	208.4	(347.0)
2° máximo	189.4	117.0	97.0	175.0	155.1	237.3
Estación	Moctezuma		El Mezquite		El Grito	
Mes	Junio	Sept.	Julio	Sept.	Julio	Agosto

Núm. de datos	47	47	52	51	47	47
Núm. de ceros	6	4	7	4	0	1
<i>EEA</i>	28.8	4.6	10.1	5.9	8.1	5.7
Media	62.1	49.1	59.2	61.3	83.6	48.7
Moda	21.0	20.8	4.2	24.4	30.8	19.1
P_{25}	18.2	18.7	11.7	23.1	36.2	20.8
P_{50}	47.0	39.4	39.6	48.8	67.2	39.3
P_{75}	89.4	69.2	84.8	86.3	113.6	66.8
P_{vd}	331.8	241.4	332.0	301.6	376.8	223.3
1° máximo	(399.5)	151.0	251.0	205.4	286.0	173.6
2° máximo	152.0	137.0	219.0	200.0	222.9	150.2
Estación	Mexquitic		El Peaje		Villa de Arriaga	
Mes	Mayo	Julio	Julio	Agosto	Julio	Sept.
Núm. de datos	51	51	53	53	54	51
Núm. de ceros	3	1	0	0	4	5
<i>EEA</i>	3.8	9.3	9.4	14.7	38.1	34.6
Media	38.0	77.9	75.7	61.5	74.7	67.0

Moda	6.9	6.7	32.3	29.3	32.3	5.9
P_{25}	11.9	24.4	34.8	29.6	29.5	16.4
P_{50}	27.9	56.1	62.2	51.4	60.3	46.4
P_{75}	53.2	107.9	102.4	82.7	104.7	95.2
P_{vd}	193.1	390.0	332.6	263.8	361.1	361.6
1° máximo	137.0	320.5	275.0	(282.2)	(513.0)	(495.0)
2° máximo	127.0	218.2	219.1	138.8	234.0	280.0

EEA: error estándar de ajuste, en mm; P_{25} : precipitación anual con un 25% de probabilidad de ser menor o igual en mm.

En la Tabla 4 se exponen resultados de los ajustes mensuales —sólo dos meses de cada registro incompleto— por limitación de espacio. De la Tabla 4 se deduce que sólo cuatro estaciones pluviométricas tuvieron registros completos: Vanegas, La Maroma, Los Pilares y Los Filtros.

Corrección de valores mensuales máximos

El ajuste de la distribución Gamma Mixta permitió estimar los elementos de la Ecuación (1) para calcular el valor disperso máximo mensual (P_{vd}), citado en la Tabla 4. También se indican entre paréntesis circulares los valores máximos que deberán ser truncados al valor de P_{vd} por haberlo

excedido. Los respectivos valores anuales corregidos por el truncamiento descrito se destacan entre asteriscos en la Tabla 2 y Tabla 3. Debido al proceso adoptado de deducción de datos mensuales faltantes, sólo se corrigieron valores máximos extremos en el semestre lluvioso de mayo a octubre, pero se buscaron valores erróneos en el resto de los meses para eliminarlos.

Estimación de datos anuales faltantes

Las estaciones pluviométricas Matehuala, Charcas, Palo Blanco y El Mezquite presentaron datos anuales faltantes; la primera, tres; la última, dos; y el resto, un valor. Al observar en la Tabla 2 y Tabla 3 que los valores anuales disponibles en las estaciones circunvecinas a cada registro incompleto eran bastante similares, se optó por deducir cada valor anual faltante con base en los tres valores de las estaciones más cercanas, según un ponderado con el inverso de la distancia en kilómetros entre cada estación vecina y la incompleta. Este procedimiento fue descrito y aplicado por Eischeid *et al.* (1995), Mishra y Singh (2008), y por Campos-Aranda (2013); es adecuado en áreas de topografía plana y para pocos datos faltantes. En la Tabla 2 y Tabla 3, los siete valores anuales estimados con el enfoque descrito se citan entre paréntesis rectangulares.

Cuando se deduzcan varios datos anuales faltantes en estaciones climatológicas de áreas de montaña se debe usar el método de la relación normalizada (Paulhus & Kohler, 1952), aplicando factores de ponderación definidos con base en los coeficientes de correlación entre los valores anuales de la estación incompleta y las circunvecinas, como los definió Young (1992) y aplicaron Eischeid *et al.* (1995).

En la Figura 2 se citan los conceptos y técnicas numéricas que incluye la estrategia propuesta para la verificación de la homogeneidad en registros de precipitación anual de una determinada área geográfica.

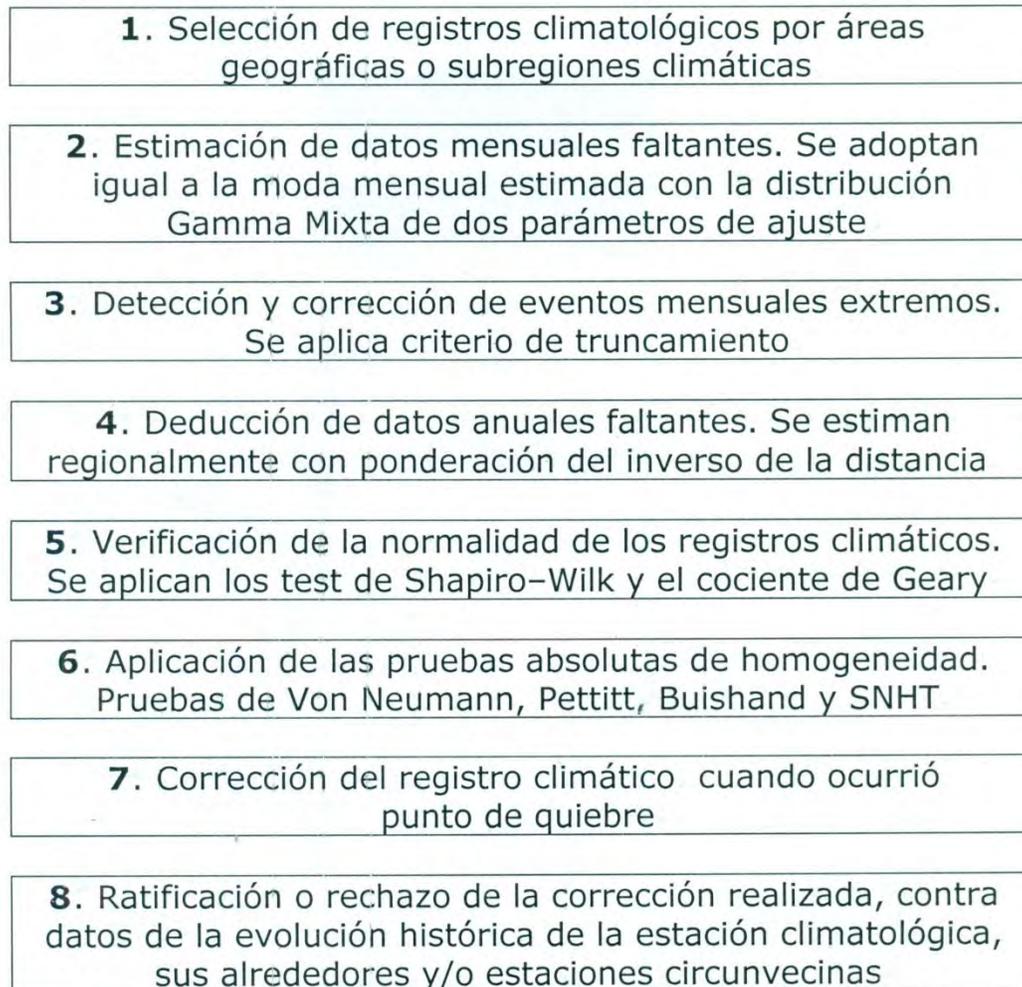


Figura 2. Diagrama de bloques de los conceptos y técnicas estadísticas, que incluye la estrategia sugerida para probar y alcanzar homogeneidad de los registros climatológicos.

Análisis y discusión de los resultados

Parámetros estadísticos de los registros

En los diez últimos renglones de la Tabla 2 y Tabla 3 se muestran los indicadores estadísticos relativos a cada registro completado. Con A_i se indica el año de inicio de cada serie de precipitación anual, cuyo número de datos, dentro del periodo común establecido, es n . Después de la mediana (Med) del registro se citan los coeficientes de variación (Cv), asimetría (Cs) y curtosis (Ck), así como el de correlación serial de orden uno (r_1).

Verificación de la normalidad

Se aplicó el test clásico de Shapiro y Wilk (1965) a los registros de precipitación anual con menos de 50 datos, y el de Shapiro (1998) en aquellos con más 50 valores. Se obtuvo que los seis registros de las estaciones Santa Ma. del Refugio, Palo Blanco, Reforma, El Mezquite, El Peaje y Villa de Arriaga no proceden de una distribución normal.

A estos seis registros se les aplicó la prueba de Cociente de Geary (Machiwal & Jha, 2012; Campos-Aranda, 2015) y con ello se ratificó que los cuatro primeros registros no proceden de la distribución Normal. En la Tabla 2 y Tabla 3 se observa que los coeficientes de asimetría y curtosis de cuatro registros son los que más difieren de los valores normales de cero y tres. Tales registros serán procesados usando el logaritmo natural de sus datos para volverlos normales.

Valores críticos de las pruebas estadísticas

En la Tabla 1 se observa que los valores críticos de los estadísticos N , P_k , $R/(\sqrt{n} s)$ y T_k de cada prueba son función del tamaño del registro (n) y como varía de 42 a 53, en la Tabla 5 se exponen sus magnitudes respectivas interpoladas.

Tabla 5. Valores críticos, con nivel de significancia de 5%, de los estadísticos de las pruebas indicadas, según tamaño (n) del registro.

Prueba por aplicar	$n = 42$	$n = 45$	$n = 48$	$n = 52$	$n = 53$
Von Neumann	< 1.500	< 1.515	< 1.530	< 1.547	< 1.551
Pettitt	> 194.6	> 215.7	> 237.4	> 267.5	> 275.2

Buishand	> 1.534	> 1.540	> 1.546	> 1.554	> 1.556
SNHT	> 8.21	> 8.29	> 8.38	> 8.47	> 8.49

Resultados de las pruebas estadísticas

En la Tabla 6 se han concentrado las magnitudes máximas que se obtuvieron en cada prueba para su indicador (N , P_k , $R/(\sqrt{n} s)$ y T_k), cuyo contraste contra los valores de la Tabla 5 permitieron indicar si cada registro resultó homogéneo (H) o no homogéneo (NH). Se obtuvo que 11 registros son *confiables*, es decir, 68.8% de las series de precipitación anual analizadas; tres son *menos confiables* (Vanegas, Palo Blanco y Villa de Arriaga), y dos son *no confiables* (Moctezuma y El Mezquite). Para estas dos últimas estaciones, la prueba de Pettitt aporta sus valores máximos en los 16 registros procesados: 236 y 234.

Tabla 6. Valores máximos de los estadísticos de las pruebas aplicadas y resultados de la homogeneidad de los registros de precipitación anual en las 16 estaciones climatológicas indicadas del Altiplano Potosino, México.

Prueba aplicada	Vanegas	S. Ma. del Refugio	La Presa	Matehuala
Von Neumann	1.52→NH	1.46→NH	1.98→H	1.68→H

Pettitt	114.0→H	206.0→H	164.0→H	148.0→H
Buishand	1.53→H	1.12→H	1.26→H	1.00→H
SNHT	9.20→NH	5.48→H	6.94→H	3.48→H
Resultado	Menos conf.	Confiable	Confiable	Confiable
Prueba aplicada	La Maroma	Charcas	Palo Blanco	Reforma
Von Neumann	2.16→H	1.92→H	1.27→NH	1.67→H
Pettitt	136.0→H	204.0→H	188.0→H	153.0→H
Buishand	1.23→H	1.18→H	1.87→NH	1.29→H
SNHT	4.84→H	5.79→H	6.52→H	4.00→H
Resultado	Confiable	Confiable	Menos conf.	Confiable
Prueba aplicada	Moctezuma	El Mezquite	El Grito	Los Pilares
Von Neumann	1.54→NH	0.78→NH	2.04→H	2.02→H
Pettitt	236.0→H	234.0→H	123.0→H	138.0→H
Buishand	1.59→NH	1.95→NH	1.05→H	1.07→H
SNHT	12.6→NH	10.8 →NH	3.39→H	2.58→H
Resultado	No conf.	No conf.	Confiable	Confiable
Prueba aplicada	Mezquitic	Los Filtros	El Peaje	Villa de Arriaga
Von Neumann	1.68→H	1.80→H	2.22→H	1.02→NH
Pettitt	144.0→H	158.0→H	174.0→H	188.0→H

Buishand	1.33→H	1.44→H	1.49→H	1.76→NH
SNHT	7.43→H	5.40→H	4.82→H	5.72→H
Resultado	Confiable	Confiable	Confiable	Menos conf.

Análisis de los registros no homogéneos

Con respecto a los registros menos confiables de las estaciones Vanegas, Palo Blanco y Villa de Arriaga, es probable que la prueba de Von Neumann detecte la no aleatoriedad debido a la *persistencia* que muestran tales series, cuyos coeficientes de correlación serial de orden uno (r_1) fueron 0.241, 0.347 y 0.489; es decir, los más grandes de la Tabla 2 y Tabla 3, junto con el mayor de todos ($r_1 = 0.587$) de la estación El Mezquite. A los registros de las tres estaciones citadas se les aplicó la prueba de Anderson (WMO, 1971; Linsley, Kohler, & Paulhus, 1988), resultando que sus coeficientes r_1 son significativos.

En la Figura 3 se muestran los gráficos de los estadísticos de las pruebas de Pettitt, Buishand y SNHT, aplicadas al registro de la estación Moctezuma. Se observa que las dos primeras definen valores máximos extremos positivos y negativos, y que la prueba SNHT define un máximo positivo en $k = 45$ (año 2008). Por lo tanto, no existe un único punto de quiebre según las tres pruebas; pero dos de ellas lo definen en $k = 45$. En realidad, en 2008 comienza un periodo de siete años extremadamente

secos, cuya presencia fue ratificada en tal zona, para una sequía regional que afectó toda la altiplanicie mexicana. Por lo anterior, no procede la aplicación de la Ecuación (10) en $k = 45$, para corregir el registro previo.

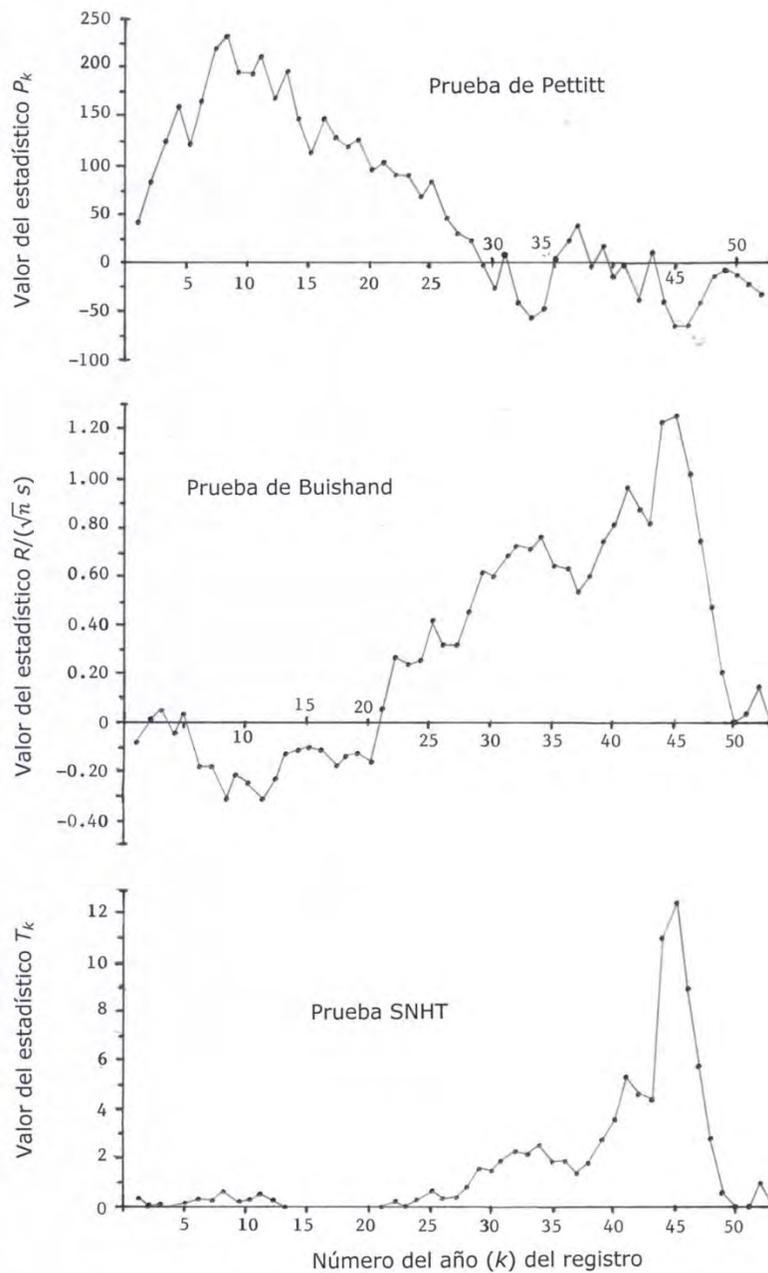


Figura 3. Gráficos de las pruebas estadísticas indicadas, aplicadas al registro de precipitación anual de la estación Moctezuma del Altiplano Potosino, México.

Por otra parte, en la Figura 4 se exponen los gráficos de las pruebas de Pettitt, Buishand y SNHT, aplicadas al registro de la estación El Mezquite. Las dos primeras definen valores máximos extremos positivos y negativos, y la tercera un único máximo positivo en $k = 37$ (año 2000). Aceptando tal año como un punto de quiebre, se define un lapso de 2000 a 2016 con 17 valores, y una media de 579.365 mm para después del cambio, y de 36 datos y una media de 327.811 mm para antes del cambio. Con la Ecuación (10) se obtiene un valor de 1.7674 como factor de corrección (f).

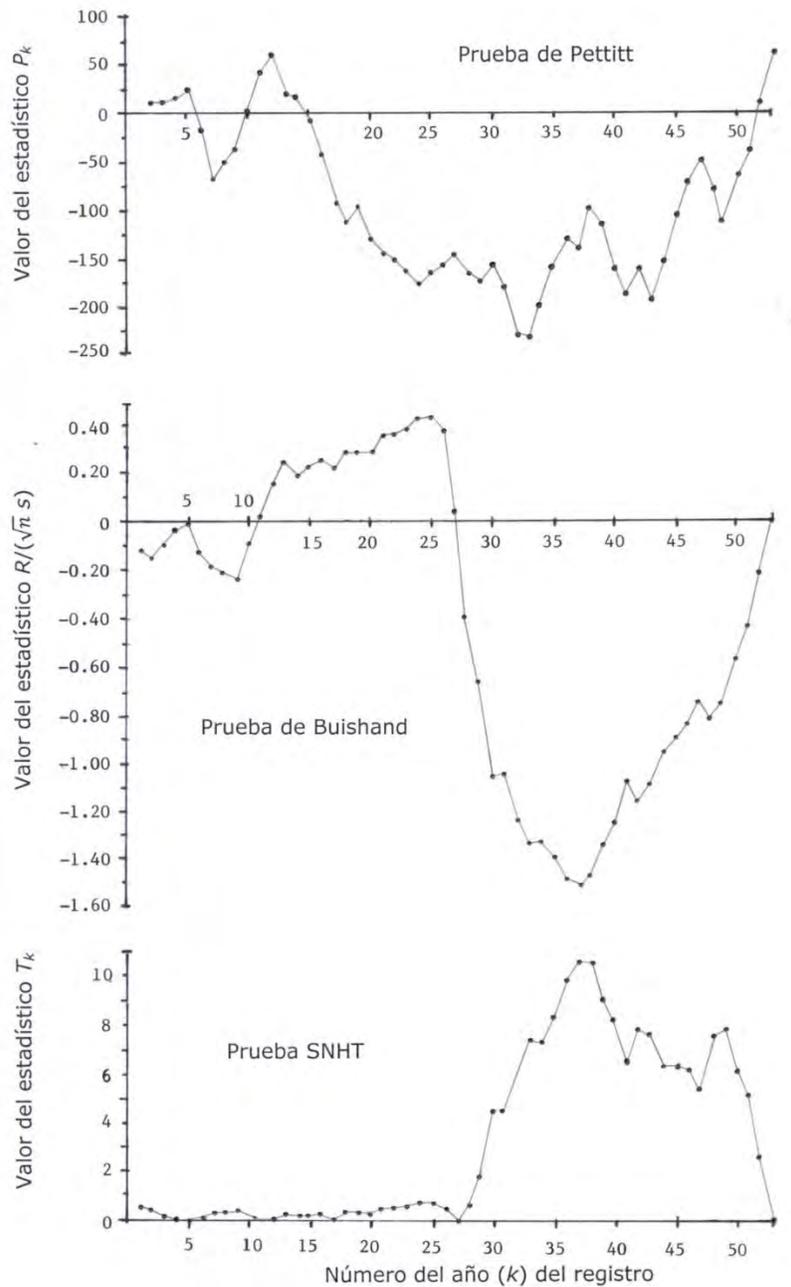


Figura 4. Gráficos de las pruebas estadísticas indicadas, aplicadas al registro de precipitación anual de la estación El Mezquite del Altiplano Potosino, México.

En registro corregido de la estación El Mezquite tiene los siguientes parámetros estadísticos: mínimo = 59.9 mm; máximo = 1344.1 mm; \bar{X} = 579.4 mm; mediana = 567.3 mm; Cv = 0.480; Cs = 0.467; Ck = 3.486, y r_1 = 0.503. Además, de acuerdo con las pruebas de Shapiro y Geary, resultó que puede proceder de una distribución normal. Los nuevos valores máximos de los estadísticos de las pruebas de Von Neumann, Pettitt, Buishand y SNHT fueron N = 1.016; P_k = 182.0; $R/(\sqrt{n} s)$ = 2.03, y T_k = 8.02. Por lo cual resulta no homogéneo según la primera y tercera prueba, pasando a ser un registro menos confiable con la corrección realizada.

Conclusiones

El planteamiento expuesto (Figura 2), al procesar la información climática de un área geográfica, permite trabajar con magnitudes que son semejantes, y al establecer un periodo común, tales datos deben mostrar también un comportamiento similar. Lo anterior se puede apreciar en los valores y parámetros estadísticos expuestos en la Tabla 2 y Tabla 3, relativos a los 16 registros amplios de precipitación anual procesados del Altiplano Potosino de México.

Los resultados de este estudio se pueden concretar en lo siguiente: se obtuvo que 11 registros son confiables, es decir, homogéneos; tres son menos confiables (Vanegas, Palo Blanco y Villa de Arriaga), y dos son no confiables (Moctezuma y El Mezquite). Los tres primeros registros no homogéneos deben su inconsistencia a la persistencia, pues tienen coeficientes de correlación serial de orden uno (r_1) significativos.

Respecto al registro no confiable de la estación Moctezuma, los gráficos de sus pruebas de Pettitt y Buishand (Figura 3) muestran un comportamiento diferente, sin coincidencia del máximo, dejando claro que no existe punto de quiebre. Por el contrario, los gráficos de la estación El Mezquite (Figura 4), con las pruebas de Buishand y SNHT, tienden a definir un máximo en el año 2000 ($k = 37$); al corregir los datos antes del cambio, se obtiene un registro menos confiable.

La prueba de Pettitt no se considera suficientemente potente o eficiente, ya que no mostró pérdida de homogeneidad en ninguno de los cinco registros no homogéneos, que fueron detectados por las otras tres pruebas aplicadas; lo anterior, en registros de precipitación anual de la zona semiárida del estado de San Luis Potosí, México.

Agradecimientos

Se agradecen las sugerencias y recomendaciones de los dos árbitros anónimos B y C, las cuales permitieron mejorar la descripción del enfoque expuesto para probar pérdida de homogeneidad en registros climatológicos debido a alteraciones no climáticas. La figura 2 se incluyó a sugerencia del árbitro B, y el análisis de los registros no homogéneos,

con base en los resultados de las pruebas de Pettitt, Buishand y SNHT, se formuló por recomendación de ambos árbitros.

Referencias

- Alexandersson, H. (1986). A homogeneity test applied to precipitation data. *Journal of Climatology*, 6(6), 661-675.
- Alexandersson, H., & Moberg, A. (1997). Homogenization of Swedish temperature data. Part I: Homogeneity test for linear trends. *International Journal of Climatology*, 17(1), 25-34.
- Beaulieu, C., Ouarda, T. B. M. J., & Seidou, O. (2007). Synthèse des techniques d'homogénéisation des séries climatiques et analyse d'applicabilité aux series de precipitations. *Hydrological Sciences Journal*, 52(1), 18-37.
- Beaulieu, C., Seidou, O., Ouarda, T. B. M. J., Zhang, X., Boulet, G., & Yagouti, A. (2008). Intercomparison of homogenization techniques for precipitation data. *Water Resources Research*, 44(2), W02425.
- Buishand, T. A. (1982). Some methods for testing the homogeneity of rainfall records. *Journal of Hydrology*, 58(1-2), 11-27.
- Campos-Aranda, D. F. (2005). FDP Gamma Mixta (Anexo B). En: *Agroclimatología Cuantitativa de Cultivos* (pp. 267-281). México, DF, México: Editorial Trillas.
- Campos-Aranda, D. F. (2013). Caracterización de sequías meteorológicas mediante curvas de severidad-área-frecuencia, en el valle de San Luis Potosí, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 4(3), 165-186.

- Campos-Aranda, D. F. (2015). Búsqueda del cambio climático en la temperatura máxima de mayo en 16 estaciones climatológicas del estado de Zacatecas, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 6(3), 143-160.
- Dhorde, A. G., & Zarenistanak, M. (2013). Three-way approach to test data homogeneity: An analysis of temperatures and precipitation series over southwestern Islamic Republic of Iran. *Journal of Indian Geophysical Union*, 17(3), 233-242.
- Ducré-Robitaille, J. F., Vincent, L. A., & Boulet, G. (2003). Comparison of techniques for detection of discontinuities in temperature series. *International Journal of Climatology*, 23(9), 1087-1101.
- Eischeid, J. K., Baker, C. B., Karl, T. R., & Diaz, H. F. (1995). The quality control of long-term climatological data using objective data analysis. *Journal of Applied Meteorology*, 34(12), 2787-2795.
- Guajardo-Panes, R. A., Granados-Ramírez, G. R., Sánchez-Cohen, I., Díaz-Padilla, G., & Barbosa-Moreno, F. (2017). Validación espacial de datos climatológicos y pruebas de homogeneidad: caso Veracruz, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 8(5), 157-177.
- Guijarro, J. A. (2014). Chapter 24. Quality control and homogenization of climatological series. In: Eslamian, S. (ed.). *Handbook of Engineering Hydrology. Fundamentals and Applications* (pp. 501-513). Boca Raton, USA: CRC Press.
- González-Rouco, J. F., Jiménez, J. L., Quesada, V., & Valero, F. (2001). Quality control and homogeneity of precipitation data in the southwest of Europe. *Journal of Climate*, 14(5), 964-978.

- Hanssen-Bauer, I., & Forland, E. J. (1994). Homogenizing long Norwegian precipitation series. *Journal of Climate*, 7(6), 1001-1013.
- Khaliq, M. N., & Ouarda, T. B. M. J. (2007). On the critical values of the standard normal homogeneity test (SNHT). *International Journal of Climatology*, 27(5), 681-687.
- Lanzante, J. R. (1996). Resistant, robust and non-parametric techniques for the analysis of climate data: Theory and examples, including applications to historical radiosonde station data. *International Journal of Climatology*, 16(11), 1197-1226.
- Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulhus, J. L. (1988). Chapter 14. Stochastic hydrology. In: *Hydrology for Engineers* (pp. 374-397). London, England: McGraw-Hill Book Co., SI Metric edition.
- Machiwal, D., & Jha, M. K. (2012). Chapter 34. Methods for testing normality of hydrologic time series and methods for time series analysis (pp. 32-84). In: *Hydrologic time series analysis: Theory and practice*. Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Mallakpour, I., & Villarini, G. (2016). A simulation study to examine the sensitivity of the Pettitt test to detect abrupt changes in mean. *Hydrological Sciences Journal*, 61(2), 245-254.
- Mishra, A. K., & Singh, V. P. (2008). Chapter 23. Development of drought SAF curves. In: Singh, V. P. (ed.). *Hydrology and Hydraulics* (pp. 811-833). Highlands Ranch, Colorado, USA: Water Resources Publications.
- Moberg, A., & Alexandersson, H. (1997). Homogenization of Swedish temperature data. Part II: Homogenized gridded air temperature

- compared with a subset of global gridded air temperature since 1861. *International Journal of Climatology*, 17(1), 35-54.
- Paulhus, J. L. M., & Kohler, M. A. (1952). Interpolation of missing precipitation records. *Monthly Weather Review*, 80(8), 129-133.
- Peterson, T. C., Easterling, D. R., Karl, T. R., Groisman, P., Nichols, N., Plummer, N., Torok, S., Auer, I., Boehm, R., Gullett, D., Vincent, L., Heino, R., Tuomenvirta, H., Mestre, O., Szentimrey, T., Salinger, J., Førland, E. J., Hanssen-Bauer, I., Alexandersson H., Jones, P., & Parker, D. (1998). Homogeneity adjustments of *in situ* atmospheric climate data: a review. *International Journal of Climatology*, 18(13), 1493-1517.
- Pettitt, A. N. (1979). A non-parametric approach to the change-point problem. *Applied Statistics*, 28(2), 126-135.
- Rhoades, D. A., & Salinger, M. J. (1993). Adjustment of temperature and rainfall records for site changes. *International Journal of Climatology*, 13(8), 899-913.
- SARH, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1980). *Boletín Climatológico No. 3. Región Hidrológica No. 37 (El Salado)*. México, DF, México: Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Subsecretaría de Planeación, Dirección General de Estudios, Subdirección de Hidrología.
- Shapiro, S. S., & Wilk, M. B. (1965). An analysis of Variance Test for Normality (Complete Samples). *Biometrika*, 52(3-4), 591-611.
- Shapiro, S. S. (1998). Chapter 6. Selection, fitting and testing statistical models. In: Wadsworth, H. M. (ed.). *Handbook of statistical*

- methods for engineers and scientists*, 2nd ed. (pp. 6.1-6.35). New York, USA: McGraw-Hill Inc.
- Syrakova, M. & Stefanova, M. (2009). Homogenization of Bulgarian temperature series. *International Journal of Climatology*, 29(12), 1835-1849.
- Toreti, A., Kuglitsch, F. G., Xoplaki, E., Della-Marta, P. M., Aguilar, E., Prohom, M., & Luterbacher, J. (2011). A note on the use of the standard normal homogeneity test to detect inhomogeneity in climatic time series. *International Journal of Climatology*, 31(4), 630-632.
- Tuomenvirta, H. (2001). Homogeneity adjustments of temperature and precipitation series-Finnish and Nordic data. *International Journal of Climatology*, 21(4), 495-506.
- Wijngaard, J. B., Klein-Tank, A. M. G., & Können, G. P. (2003). Homogeneity of 20th century European daily temperature and precipitation series. *International Journal of Climatology*, 23(6), 679-692.
- WMO, World Meteorological Organization. (1971). Annexed III: Standard tests of significance to be recommended in routine analysis of climatic fluctuations. In: *Climatic change* (pp. 58-71) (Technical Note No. 79). Geneva, Switzerland: World Meteorological Organization.
- Young, K. C. (1992). A three-way model for interpolating for monthly precipitation values. *Monthly Weather Review*, 120(11), 2561-2569.

Yozgatligil, C., & Yazici, C. (2016). Comparison of homogeneity tests for temperature using a simulation study. *International Journal of Climatology*, 36(1), 62-81.

Protección de estribos de puentes mediante el uso de muros guía

Guide walls as a countermeasure for bridge abutments

Marcela L. Reynares¹

Graciela B. Scacchi²

María Luisa Possi³

Mario I. Schreider⁴

¹Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina, mlreynares@gmail.com, reynares@fich.unl.edu.ar

²Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina, gracielasacchi@gmail.com

³Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas. Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina, mlpossi@gmail.com

⁴Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas. Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina, mschreider@gmail.com

Autor para correspondencia: Marcela L. Reynares, mlreynares@gmail.com, reynares@fich.unl.edu.ar

Resumen

En este trabajo se analiza, a partir de experimentos de laboratorio, la influencia que tienen sobre las erosiones resultantes junto a un estribo de puente la presencia de un muro guía conformado por pilotes, hincados a lo largo de una trayectoria determinada por un cuarto de elipse. Las tareas experimentales se realizaron en un canal de sección rectangular con fondo constituido por arena uniforme. El estribo representado fue prismático de paredes verticales. Se hicieron 17 ensayos, en los cuales se varió la transparencia (T), longitud y ubicación del muro guía, con el objeto de

contrastar las erosiones obtenidas junto al estribo con aquellas encontradas para el mismo estribo sin presencia de protección alguna. Los resultados sugieren que la máxima profundidad de erosión depende de los tres aspectos analizados. Se pudo observar la tendencia decreciente de las erosiones en la medida que la transparencia del muro disminuyó. Cuando los muros se dispusieron junto a la margen del canal, las reducciones en la máxima profundidad de erosión fueron significativas, incluso para la menor de las longitudes analizadas (47%). Cuando los muros se vincularon con la cara de aguas arriba del estribo (para $T = 0\%$), las erosiones se desarrollaron junto al extremo del muro, por lo que en la medida que se aumentó su longitud, las mayores profundizaciones del lecho se alejaron más del estribo. Para esta última localización, los muros transparentes ($T \sim 49\%$) condujeron a erosiones semejantes a la situación sin protección.

Palabras clave: estribo, puente, protección, muro guía, pilotes, erosión local.

Abstract

This paper analyzes, from laboratory experiments, the influence that the presence of a guide wall formed by piles, driven along a path determined by a quarter ellipse has over the resulting scours at a bridge abutment. The experimental tasks were carried out in a rectangular flume with a mobile bed formed by uniform sand. The abutment represented was prismatic with vertical walls. A total of 17 tests were carried out, in which the transparency, length and location of the guide wall were varied, with the purpose of contrasting the scours produced at abutment with those found for the same abutment without the presence of any scour countermeasure. The results show that the maximum scour depth depends on the three aspects analyzed. The decreasing tendency of the scour was observed as the transparency of the wall diminished. When the guide walls were arranged next to the wall flume, the reductions in the maximum depth of scour were significant, even for the smallest lengths analyzed (47%). When the guide walls were linked to the face upstream of the abutment (for $T = 0\%$), the scours developed near the end of the guide wall, so that as its length was increased, the greatest depths of the bed moved further away from the abutment. For this last location, the transparency of the guide wall ($T \sim 49\%$) led to erosions similar to the observed one when there was no guide wall.

Keywords: Abutment, bridge, scour countermeasures, guide wall, piers, local scour.

Recibido: 10/04/2019

Aceptado: 12/09/2019

Introducción

Los procesos erosivos que se desarrollan junto a las pilas y estribos de obras de sobrepaso fluviales pueden provocar el colapso de las mismas, impactando directamente en las actividades socioeconómicas de la región afectada.

Existen distintas medidas de intervención que tienen el propósito de mitigar o reducir las erosiones esperables junto a dichas estructuras. Algunas de ellas actúan de modo directo protegiendo el lecho, recubriéndolo en las inmediaciones de la estructura, de modo tal que resista las altas velocidades y tensiones de corte que transmite el flujo. Ejemplo de este tipo de protecciones son los enrocados, colchones rellenos y bloques de concreto adheridos a geotextil, entre otros (Melville & Coleman, 2000; Cardoso & Fael, 2009; Melville, Ballegooy, Coleman, & Barkdoll, 2006).

Para el caso particular de estribos de puentes, evidencias experimentales demuestran que si bien la presencia de un revestimiento del lecho inhibe el desarrollo de erosiones inmediatamente junto a la estructura, las mismas tienen lugar, pero en torno a la protección colocada y con magnitudes máximas que, en muchas ocasiones, resultan semejantes a las encontradas junto al estribo sin protección (Morales, Ettema, & Barkdoll, 2008; Reynares, Schreider, & Scacchi, 2014; Scacchi, 2017).

Otras alternativas de obras de protección que buscan mitigar los procesos erosivos son aquellas que emplean dispositivos cuyos diseños, tanto en geometría como en disposición, promueven una modificación de

la configuración del flujo que actúa en las inmediaciones de la estructura que se quiere proteger, atenuando su capacidad erosiva. Se pueden mencionar como ejemplos los collares, muros de encauzamientos, vanos sumergidos, pilas de sacrificio, etcétera.

Radice y Lauva (2012), y Radice y Davari (2014) evaluaron a partir de experimentos de laboratorio el efecto que introduce en el desarrollo de erosiones locales junto a estribos de pared vertical la presencia de diferentes elementos adosados a la cara de aguas arriba del estribo. Mediante este procedimiento se lograron reducciones máximas en las erosiones obtenidas del orden de 5% cuando se aumentó la rugosidad; sin embargo, las erosiones se incrementaron hasta un 6.5% respecto de la situación sin protección cuando se utilizó una ranura en el estribo sobre el nivel del lecho.

Los vanos sumergidos son dispositivos que surgieron como una medida de contrarrestar los procesos de erosión en cauces curvos (Odgaard & Kennedy, 1983), cuyo principio de funcionamiento se basa en la generación de corrientes helicoidales que se contraponen al flujo característico asociado con este tipo de morfologías. El empleo de tales dispositivos como sistema de protección en secciones de puentes cuenta con antecedentes tanto para pilas (Lauchlan, 1999) como para estribos (Johnson, Hey, Tessier, & Rosgen, 2001; Fathi & Zomorodian, 2017).

Johnson *et al.* (2001) trabajaron de manera experimental con un estribo de pared vertical ubicado en el valle de inundación y los vanos dentro del cauce principal. Mostraron que los vanos fuerzan efectivamente a las líneas de corriente a separarse del valle, reduciendo las velocidades en las cercanías del estribo y concentrándolas en el centro del cauce.

Entre los sistemas de protección contra la erosión que alteran la estructura del flujo en las inmediaciones de un estribo, los muros guía se presentan como uno de los más efectivos. Fathi, Zarrati y Salamatian (2011), a partir de un estudio experimental de estribos protegidos con muros guía de diferentes geometrías, demuestran que los muros de ala corta generan eficiencia mínima, mientras que los de pared elíptica larga, diseño basado en Maza-Alvarez (1989), tendrían la máxima eficiencia en la reducción de la erosión junto al estribo, con reducciones que alcanzan un 60%, en comparación con un estribo vertical desprotegido.

A pesar de los importantes estudios realizados en los últimos años sobre los procesos de erosión local junto a pilas y estribos, y las medidas destinadas a su mitigación, el tema aún sigue teniendo vigencia, lo cual

se manifiesta en la cantidad de puentes que se destruyen por fallas de sus bases de fundación.

La conveniencia de poder contar con sistemas de protección contra la erosión, que sean innovadores, eficientes, seguros y económicos condujo al objetivo del presente trabajo. Así, se analiza, a partir de una serie de experimentos de laboratorio, la eficiencia que tienen como medida de protección contra la erosión local junto a estribos de puentes muros guías conformados por pilotes cilíndricos hincados a lo largo de una trayectoria determinada por un cuarto de elipse. En particular, se evaluaron tres aspectos relacionados con el diseño hidráulico de los mismos, esto es, transparencia, longitud y posicionamiento relativo a la ubicación de un estribo prismático de pared vertical.

Diseño experimental

Los experimentos se llevaron a cabo en un canal de sección rectangular de 60 m de largo, 1.48 m de ancho y 1.00 m de profundidad (Figura 1a), perteneciente al Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) de la Universidad Nacional del Litoral (UNL), Santa Fe, Argentina. El canal posee un lecho erosionable, horizontal, de 22 m de longitud y 0.40 m de espesor, constituido por arena uniforme, con un diámetro medio de 0.001 m. A los 14 m de iniciado el tramo con fondo móvil se representa un estribo prismático con paredes verticales de vidrio de 0.3 m de longitud y 0.12 m de ancho (Figura 1b).

En la secuencia experimental realizada en el marco de la presente investigación, el muro guía se conformó mediante el hincado de pilotes de 0.02 m de diámetro, posicionados sobre una única traza posible, la cual fue un cuarto de elipse, cuyo eje menor coincide con la cara de aguas arriba del estribo, y el desarrollo longitudinal vincula el extremo exterior del estribo con la margen izquierda del canal, aguas arriba del mismo; este trayecto posee una longitud total de 0.74 m.

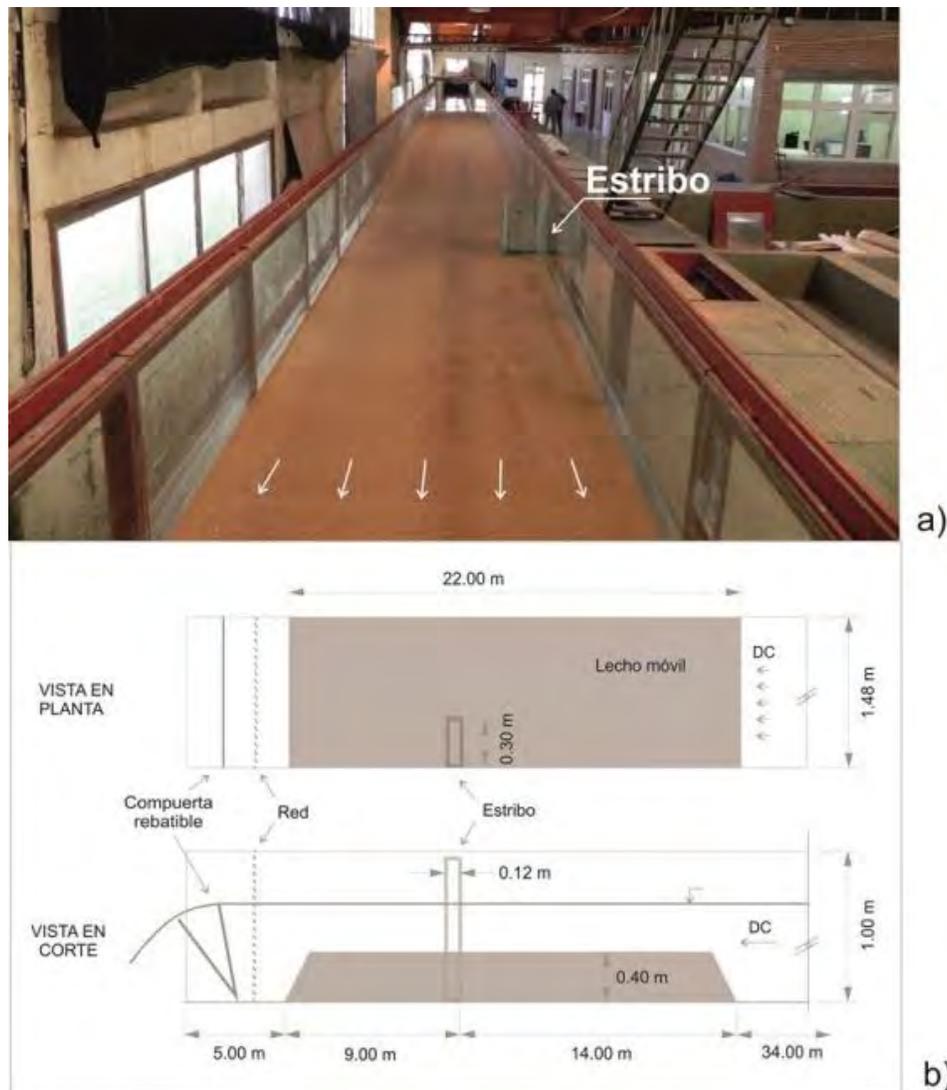


Figura 1. a) Foto del canal de ensayos; b) esquema con las dimensiones del canal.

Los experimentos desarrollados se agrupan en un ensayo de referencia (ER) y tres series experimentales. Tales series se diseñaron con el fin de analizar la influencia que tienen sobre la erosión local junto a un estribo la transparencia, longitud y localización de un muro guía.

Ensayo de referencia (ER). Tuvo por objeto evaluar las erosiones que se desarrollan junto al estribo seleccionado sin presencia de protección alguna. Ello constituye la situación patrón contra la cual comparar los resultados que se obtengan en las restantes experiencias realizadas.

Serie I. Se representaron muros que, sobre la base de un desarrollo longitudinal coincidente con la totalidad de la traza seleccionada (un cuarto de elipse), presentaron distintos grados de transparencia, logrados a partir de considerar diferentes separaciones entre pilotes, tal como se muestra en la Figura 2. Para cuantificar esta propiedad del muro se definió a la transparencia, T , como:

$$T(\%) = \left[1 - \frac{N_{\text{rodepilotesi}}}{N_{\text{rodepilotesmuro completo}}} \right] * 100 \quad (1)$$

Los valores de T considerados fueron de 0, 49, 73 y 86%.

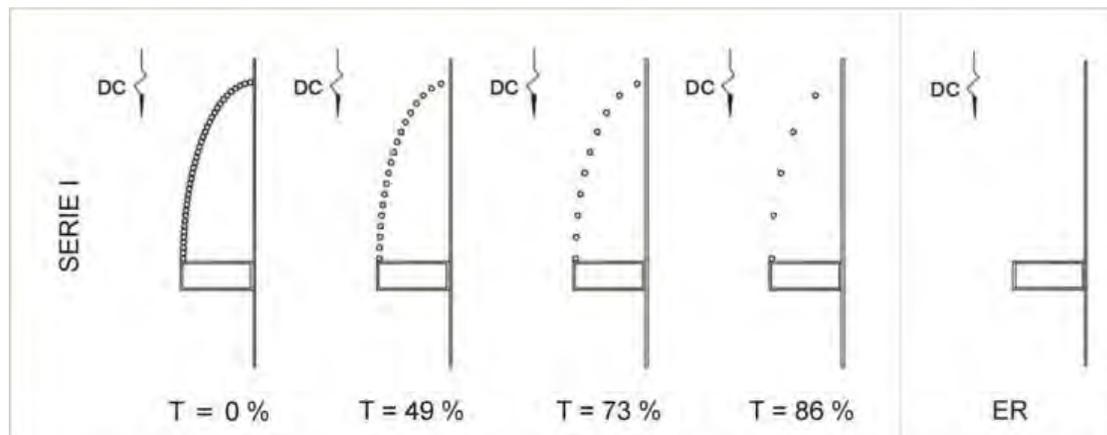


Figura 2. Configuración de los muros guía ensayados en las Serie I y Ensayo de referencia (ER).

Serie II. Se representaron distintas longitudes de muro (L), consideradas como un porcentaje respecto del desarrollo total del mismo. Tales muros estuvieron adosados a la pared del canal, respetando la traza seleccionada (el mismo cuarto de elipse), pero sin llegar a la cara aguas arriba del estribo. En esta serie se consideraron dos tipos de muros: uno impermeable (transparencia nula, Serie IIA) y otros con una transparencia próxima a 49% (Serie IIB).

Las longitudes de muro consideradas fueron equivalentes a 27, 51, 76 y 92% de la longitud total del cuarto de elipse para ambas transparencias adoptadas. Es importante mencionar que esta Serie II incluye también los experimentos que conforman la Serie I, correspondientes a transparencias de 0 y 49%, pues representan el 100% de la longitud de muro considerada (Figura 2 y Figura 3).

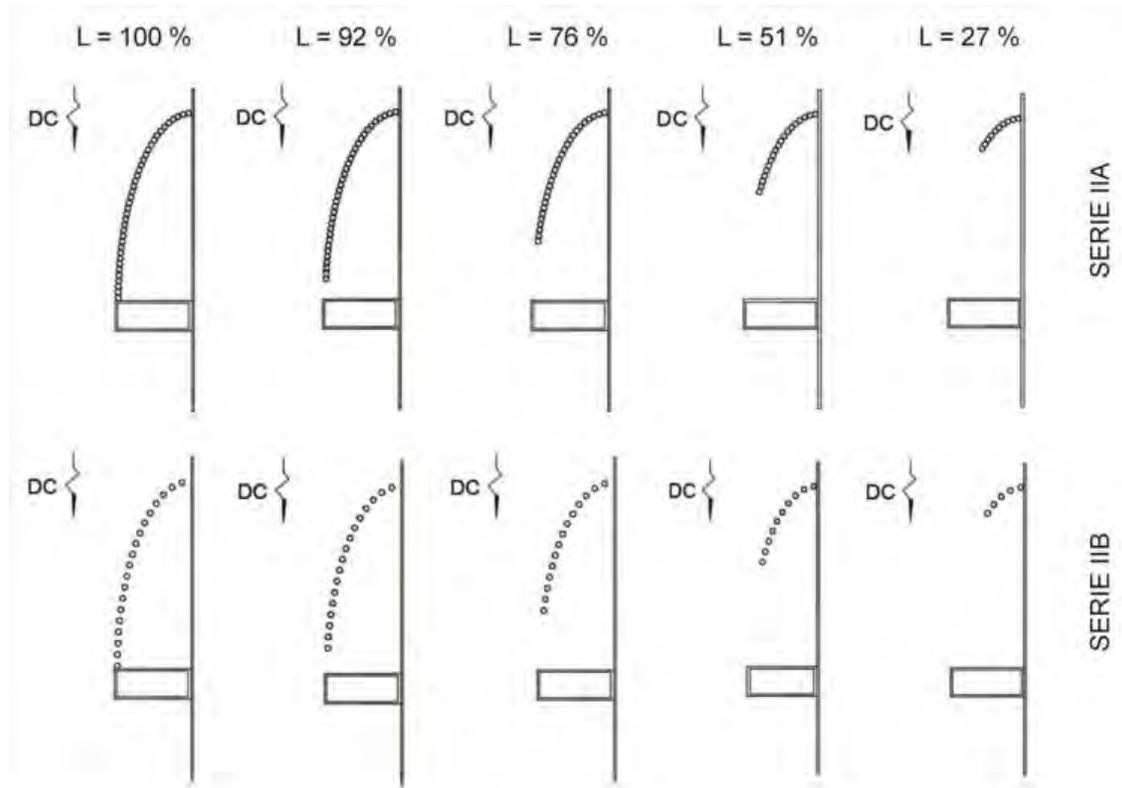


Figura 3. Configuración de los muros guía ensayados en la Serie II.

Serie III. En esta serie de experimentos se representaron los muros guía adosados a la cara de aguas arriba del estribo y no desde la pared del canal, tal como se hizo en los experimentos precedentes. Se analizaron L de 27, 51 y 100%, y se consideraron dos transparencias posibles, $T = 0\%$ y $T = 49\%$. La Figura 4 resume las características de los experimentos contemplados en esta Serie III. Se resalta que las longitudes consideradas se seleccionaron con base en los resultados alcanzados en la Serie II de experimentos.

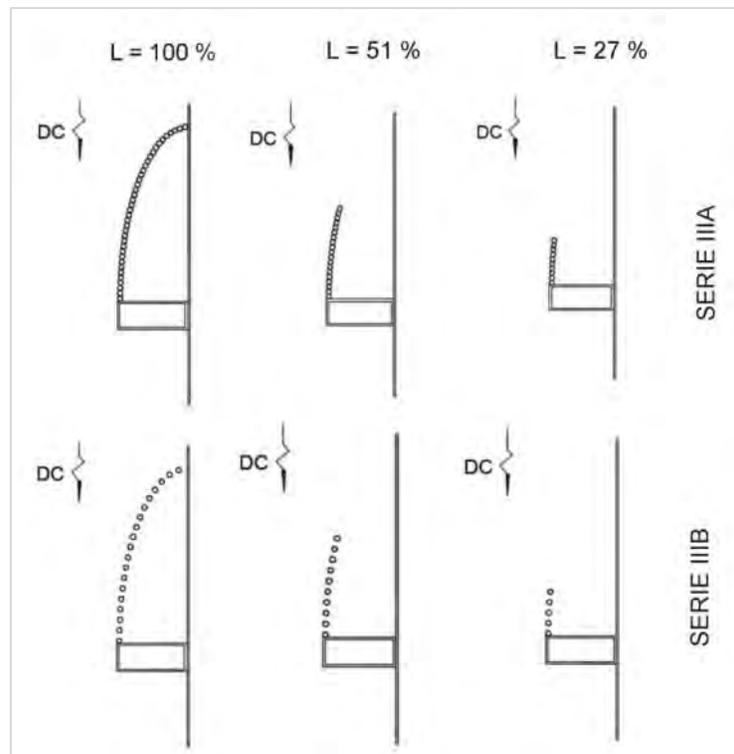


Figura 4. Configuración de los muros guía ensayados en las Serie III.

En la Tabla 1 se resumen las principales características de los dispositivos de protección representados en cada experimento. En dicha tabla se puede observar la cantidad de pilotes con que se conformó cada muro, al igual que su longitud (L) y transparencia (T). El nombre que recibe cada ensayo corresponde a una descripción de la configuración considerada. A modo de ejemplo, se menciona que el ensayo L100-T86 representa al experimento en el cual el muro guía disponía de una longitud de 100% y transparencia de 86%. En aquellos casos en los que el muro no completó el cuarto de elipse, se incluye la letra M o E al final del nombre: indican si se desarrollaron a partir de la margen (M) o desde el estribo (E). **Nótese que en la Tabla 1, los experimentos "L100-T0" y "L100-T49",** pertenecientes a la Serie I, se mencionan nuevamente en las series II y III (marcados con *), ya que se consideraron para el análisis de resultados correspondientes a ambas series.

Tabla 1. Resumen de los experimentos realizados.

Serie	Nombre del ensayo	Cantidad de pilotes	Longitud de muro (%)	Longitud efectiva (m)	T (%)
ER	ER	0	0	0.00	100
Serie I	L100-T86	5	100	0.10	86
	L100-T73	10	100	0.20	73
	L100-T49	19	100	0.38	49
	L100-T0	37	100	0.74	0
Serie IIA	L27-T0M	10	27	0.20	0
	L51-T0M	19	51	0.38	0
	L76-T0M	28	76	0.56	0
	L92-T0M	34	92	0.68	0
	L100-T0*	37	100	0.74	0
Serie IIB	L27-T50M	5	27	0.10	50
	L51-T47M	10	51	0.20	47
	L76-T50M	14	76	0.28	50
	L92-T50M	17	92	0.34	50
	L100-T49*	19	100	0.38	49
Serie IIIA	L27-T0E	10	27	0.20	0
	L51-T0E	19	51	0.38	0
	L100-T0*	37	100	0.74	0
Serie IIIB	L27-T50E	5	27	0.10	50
	L51-T47E	10	51	0.20	47
	L100-T49*	19	100	0.38	49

Todos los ensayos se hicieron con las mismas condiciones hidráulicas, definidas por un caudal de 0.0833 m³/s y un tirante en el flujo de aproximación de 0.191 m. Mediante el empleo de un velocímetro acústico Doppler, ADV, se midió un perfil de velocidades representativo del flujo de aproximación, no perturbado por la presencia del estribo. El ajuste logarítmico realizado a las velocidades obtenidas determinó una velocidad media en la vertical de 32.5 cm/s, y una velocidad de corte U^*a

= 1.75 cm/s, menor a la crítica de iniciación del movimiento derivada del diagrama de Shields (Vanoni, 1975), por lo que los procesos de erosión representados se corresponden con condiciones de agua clara.

La duración de todos los ensayos fue de 72 horas, tiempo en el cual se alcanza un 90% de profundidad de erosión de equilibrio (Coleman, Lauchlan, & Melville, 2003).

Al inicio de cada experimento se midió el campo superficial de velocidades mediante la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala (LSPTV, la cual consiste en el seguimiento de partículas sembradas en la superficie del flujo por medio de imágenes adquiridas con una cámara digital a intervalos regulares de tiempo (Patalano, García, & Scacchi, 2015).

Para la implementación de la técnica LSPTV se empleó una cámara Nikon Coolpix P100, con resolución de 640 x 480 píxeles, y una frecuencia de adquisición de 30 cuadros por segundo, que se operó desde un soporte fijado en forma horizontal a una pasarela elevada a 2.40 m sobre las paredes del canal. Como trazadores se utilizaron partículas de telgopor lastradas, de forma esférica, con un diámetro medio de 0.015 m. El procesamiento de los videos se hizo con los programas libres *PTVlab* y *RIVER (Rectification of Image Velocity Results)* (Patalano & García, 2016; Patalano, Brevis, García, Bleninger, & Rodríguez, 2013), los cuales permiten interpretar campos de velocidades a partir de imágenes y rectificar los resultados, respectivamente.

Finalizado cada experimento, se drenó el canal lentamente; se llevaron a cabo relevamientos de detalle del lecho resultante, y se tomaron exhaustivos registros fotográficos. Las mediciones de los niveles del lecho fueron con un distanciómetro marca Leica DISTO A5, instrumento que posee una precisión de 0.001 m.

Análisis de los resultados

En la Tabla 2 se presenta un resumen de los principales resultados alcanzados, donde se detalla la máxima profundidad de erosión observada (*ye*), la erosión observada en la sección del estribo (*ye_{estribo}*) y el volumen de sedimento erosionado (*Vol*) en cada experimento. Se ha incluido

también en la Tabla 2 la reducción verificada tanto por las erosiones como por el volumen, respecto de los valores obtenidos para dichas variables en el ensayo de referencia. Para ello se utilizaron las siguientes expresiones:

$$\% \text{ Reducción } ye = \frac{(ye_{Ref} - ye)}{ye_{Ref}} * 100 \quad (2)$$

$$\% \text{ Reducción } Vol = \frac{(Vol_{Ref} - Vol)}{Vol_{Ref}} * 100 \quad (3)$$

Donde:

ye_{Ref} : es la máxima erosión observada en el ensayo de referencia.

Vol_{Ref} , es el volumen del ensayo de referencia.

Tabla 2. Resumen de los principales resultados obtenidos en cada uno de los experimentos realizados.

Ensayo		ye (cm)	% red ye	ye _{estribo} (cm)	% red Ye _{estribo}	Vol (cm ³)	% red vol
ER		26.0	0	26.0	0	57 929	0
Serie I	L100-T86	24.9	4	24.9	4	55 973	3
	L100-T73	18.3	30	18.3	30	29 752	49
	L100-T49	15.0	42	15.0	42	21 705	63
	L100-T0	4.9	81	4.3	83	9 139	84
Serie IIA	L27-TOM	13.9	47	13.9	47	19 231	67
	L51-TOM	10.4	60	10.2	61	14 452	75
	L76-TOM	8.6	67	4.3	83	17 320	70
	L92-TOM	7.1	73	2.6	90	11 981	79
Serie IIB	L27-T50M	20.9	20	20.9	20	37 304	36
	L51-T47M	19.2	26	19.2	26	29 863	48
	L76-T50M	20.9	20	20.9	20	34 455	41

	L92-T50M	18.5	29	18.5	29	22 550	61
Serie IIIA	L27-T0E	21.5	17	21.2	18	50 627	13
	L51-T0E	14.0	46	5.3	80	19 836	66
Serie IIIB	L27-T49E	24.7	5	24.1	7	57 030	2
	L51-T49E	23.5	10	23.5	10	47 811	17

Incidencia de la transparencia de un muro guía en las erosiones junto al estribo

Para el presente análisis se consideraron los experimentos agrupados en la Serie I, donde se contemplan distintos grados de transparencia del muro guía (T).

En la figura 5 se presenta la variación de la reducción de la máxima profundidad de erosión (calculada con la Ecuación (2)), como una función de la transparencia del muro guía adoptado, expresadas en %.

Los resultados muestran que la máxima profundidad de erosión depende de la transparencia del muro guía. Si bien era esperable que la mayor reducción se logre con un muro sin transparencia, los resultados son alentadores respecto de transparencias menores. En efecto, cuando la transparencia fue nula, la reducción lograda en las erosiones es de 80%. Sin embargo, se desea resaltar que considerar una transparencia de 49% genera una reducción de 42% en la máxima profundidad de erosión.

En la Figura 5 se puede observar cómo la reducción es mínima o casi nula cuando el muro presentó transparencia de 87%. Esta tendencia lineal se representa por la línea de trazos en la figura. A medida que es menos transparente el muro, más cerca están los pilotes unos de otros, interfiriendo en la generación de estructuras que desencadenan los procesos de erosión local que afectan al estribo.

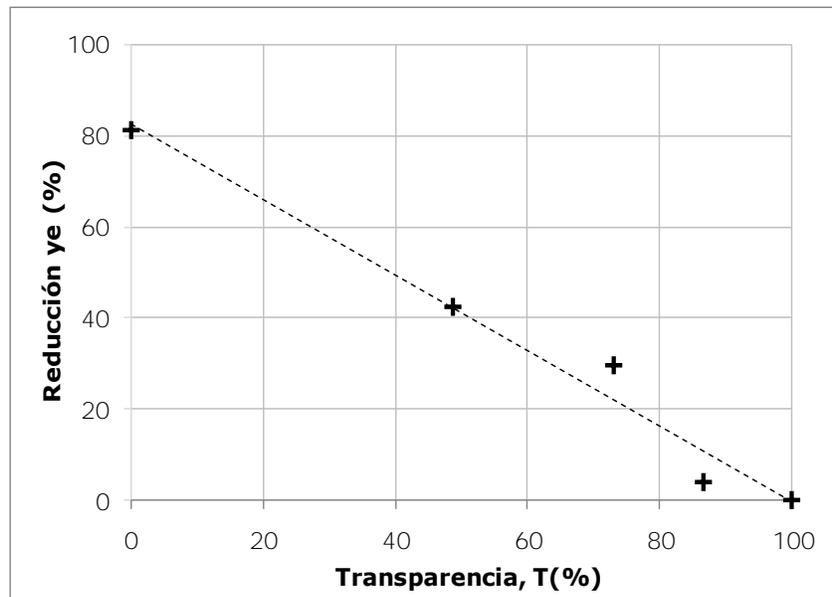


Figura 5. Reducción de la máxima profundidad de erosión en función de la transparencia del muro guía. Serie I.

La tendencia en la reducción del volumen erosionado en presencia del muro guía presenta algunos aspectos diferentes respecto de lo observado para las máximas profundidades de erosión. En la Figura 6 se muestra la variación de la reducción del volumen erosionado (Ecuación (3)) en relación con la transparencia del muro completo; ambas variables expresadas en %. Los datos se ajustan con una tendencia polinómica de segundo grado, representada por la línea de trazos en la figura.

El análisis conjunto de la Figura 5 y Figura 6 permite concluir que para una dada transparencia de muro, las reducciones en el volumen de sedimento erosionado fueron mayores que las disminuciones experimentadas por la máxima profundidad de erosión. A modo de ejemplo, se menciona que para una transparencia del muro de 49%, el volumen de sedimento removido se redujo en 63%; mientras que la erosión en un 42%. Para el caso de $T = 73\%$, la reducción del volumen es de 49%, mientras que la erosión se redujo en un 30%.

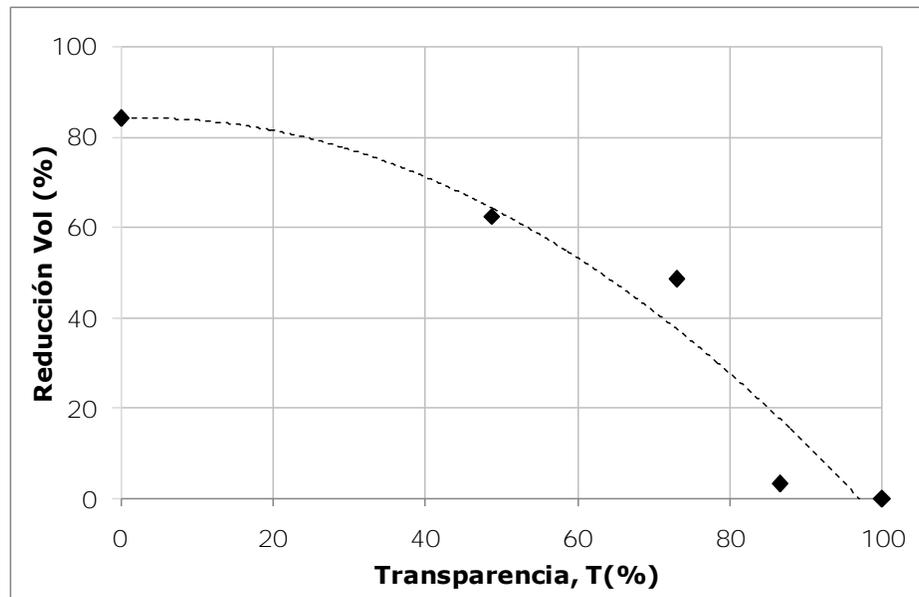


Figura 6. Reducción del volumen de sedimentos erosionado en función de la transparencia del muro guía. Serie I.

Cabe aclarar que en la Figura 6 los volúmenes estimados contemplaron las hoyas de erosión individuales que se desarrollaron en torno a los pilotes que conforman el muro, las cuales resultaron más evidentes para aquellas situaciones de transparencias elevadas, tal como puede visualizarse en la Figura 7. Pese a la presencia de estas erosiones locales junto a los pilotes, la disminución del volumen total fue significativa cuando se evaluaron muros con cierto grado de transparencia (49 y 73%). Para la mayor de las transparencias consideradas, $T = 83\%$, la máxima profundidad de erosión y el volumen de sedimentos removido fueron semejantes a los encontrados en la situación de referencia (ER, estribo sin muro), por lo que la presencia del muro prácticamente no influyó en estas variables.



Figura 7. Configuración del lecho erosionado en torno al estribo y muro representado en el experimento L100-T73.

En la Figura 8 se pueden apreciar las morfologías del lecho obtenidas en los ensayos correspondientes a la Serie I y al ensayo de referencia (Figura 8e). Los relevamientos de detalle realizados, una vez finalizado cada experimento, muestran que en la medida que se va incrementado la transparencia del muro, la configuración del lecho y las erosiones resultantes se asemejan cada vez más a la situación de referencia. Con la disminución de transparencia, las hoyas de erosión local presentaron menor profundidad y resultaron más alargadas en el sentido del escurrimiento, pudiéndose identificar en la situación de menor transparencia un canal de escasa profundidad que acompaña a la trayectoria del muro guía y se extiende hacia aguas abajo, superando la sección contraída (Figura 8a).

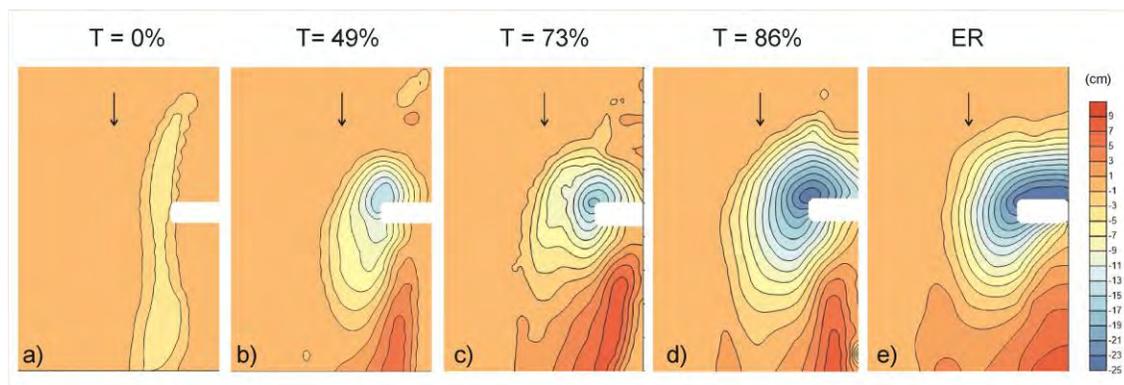


Figura 8. Lechos resultantes de la Serie I de experimentos y ER: a) L100-T0; b) L100-T49; c) L100-T73; d) L100-T86; e) ER.

Resulta de interés destacar el análisis de las erosiones obtenidas en la misma sección de emplazamiento del estribo, la estructura que se pretende proteger. Para ello se presenta la Figura 9, donde se contrastan los perfiles transversales del lecho, en coincidencia con la sección transversal delimitada por la cara de aguas arribas del estribo, obtenida al ensayar cada uno de los muros contemplados en la Serie I de experimentos realizados.

En Figura 9 puede verse como, en todos los casos analizados, el sector de máximas profundizaciones se localizó en correspondencia con el extremo exterior del estribo (Progresiva = 30 cm de la Figura 9). Se observó que las profundidades de erosión fueron mínimas cuando el muro se conformó con una transparencia nula, reafirmando el hecho de que tales dispositivos constituyen una eficaz medida de protección contra la erosión local junto a estribos de puente (Lagasse, Zevenbergen, Schall, & Clopper, 2001; Maza-Alvarez, 1989).

Resulta interesante destacar que cuando se analizan erosiones asociadas con la presencia de muros con mayores transparencias, $T = 49\%$ y $T = 73\%$, las profundidades de erosión fueron significativamente menores a las relevadas en el ER, presentando reducciones del orden de 30% (Tabla 2).

Por último, cuando se ensayó la configuración con la mayor transparencia ($T = 87\%$), la respuesta erosiva fue muy similar a la del ensayo de referencia, perdiendo el muro con tal transparencia casi toda efectividad a la hora de reducir las erosiones junto al estribo.

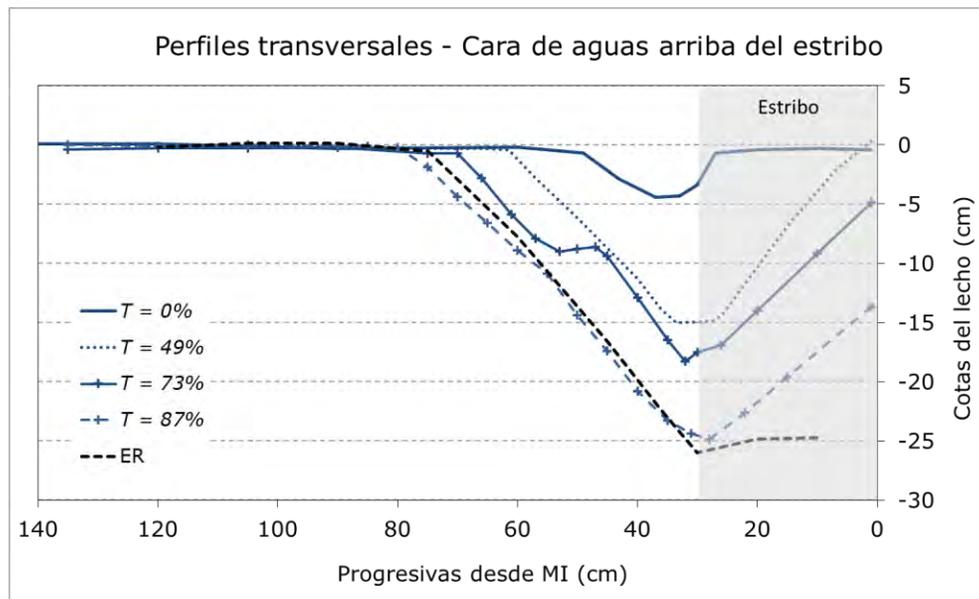


Figura 9. Perfiles transversales de la sección coincidente con la cara de aguas arriba del estribo. Serie I de experimentos.

Mediante la técnica de seguimiento de partículas a gran escala (LSPTV) fue posible analizar el campo superficial de velocidades para las distintas configuraciones de muro ensayadas. A modo de ejemplo, en la Figura 10 se presenta una comparación de las líneas de corriente al inicio de los experimentos L100-T0, L100-T49 y ER.

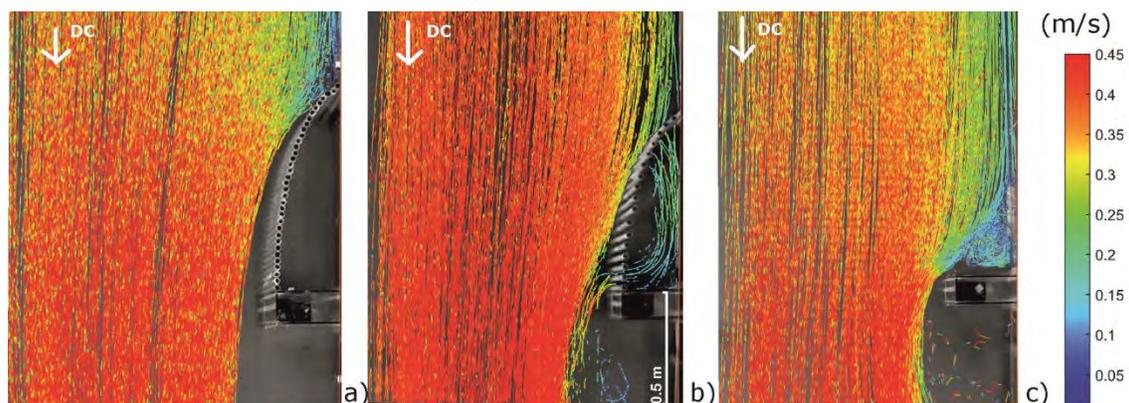


Figura 10. Comparación de las líneas de corriente en los experimentos: a) L100-T0, b) L100-T49 y c) ER.

La Figura 10a muestra con claridad cómo la presencia del muro guía con transparencia nula orienta de forma gradual al escurrimiento, el cual se observa de manera ordenada en la sección de máxima contracción, con una distribución uniforme en la misma. Un aspecto particular que se aprecia es la separación progresiva del flujo respecto de la posición del muro, con su máximo alejamiento en las inmediaciones del estribo.

La Figura 10b demuestra cómo, a medida que el muro adquiere transparencia, una porción del flujo ingresa al sector delimitado por la presencia del muro, el cual es interceptado por el estribo, imponiéndole una dirección casi paralela a su eje. Este flujo se ve interferido de manera directa por la presencia de los pilotes, pudiendo afectar así las erosiones resultantes junto al estribo. Tal comportamiento resulta menos marcado a medida que el muro ensayado fue más transparente.

Análisis de la erosión junto al estribo con muros guía de diferentes longitudes vinculados con la pared de margen izquierda del canal de ensayos

En este apartado se analizarán los resultados obtenidos de los experimentos que constituyeron la Serie II. El diseño de esta serie surge de la evaluación del campo superficial de velocidades observado en la Serie I, donde se evidencia un desprendimiento de las líneas de corriente del muro guía desde el comienzo de su desarrollo (Figura 10a). A continuación se analizan los resultados alcanzados en experimentos donde se ensayaron muros más cortos, con el fin de evaluar su capacidad de orientar el flujo en su aproximación al estribo sin necesidad de cubrir la totalidad del cuarto de elipse.

En la Figura 11 se representan en abscisas la longitud del muro expresada en porcentaje (%) respecto de la longitud total del cuarto de elipse; y en ordenadas, la reducción de la máxima profundidad de erosión, respecto de la situación de referencia (estribo solo), en porcentaje (%).

Los datos consignados en la Figura 11 demuestran que la reducción de la máxima profundidad de erosión es una función tanto de la longitud como de la transparencia del muro.

Los resultados derivados de los ensayos involucrados en la Serie IIA demostraron que la máxima profundidad de erosión se vincula

fuertemente con la longitud del muro guía. Esta afirmación se basa en el hecho de que a medida que se incrementó la longitud del muro, las reducciones de la máxima profundidad de erosión fueron mayores, ajustándose con una tendencia polinómica de segundo grado, representada por la línea de trazos azul en la figura. No obstante ello, las reducciones de la máxima profundidad de erosión fueron de consideración incluso para la menor de las longitudes evaluadas (27% de la longitud total), en la que reducción de la erosión máxima **ye** fue de 47%.

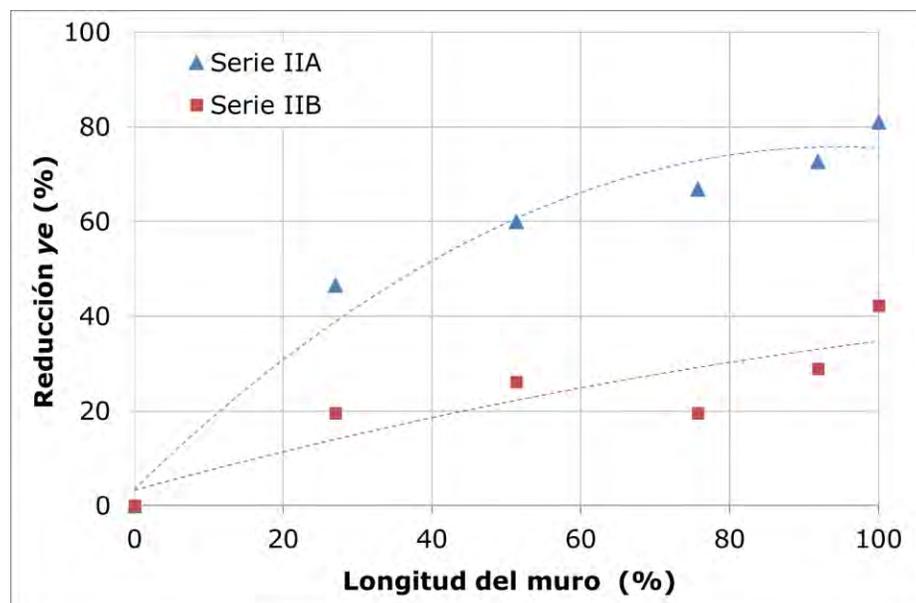


Figura 11. Reducción de la máxima profundidad de erosión en función de la longitud del muro guía para la Serie IIA ($T = 0\%$) y Serie IIB ($T \sim 49\%$).

Los resultados derivados de la serie de experimentos IIB ($T \sim 49\%$) demuestran que la dependencia que tiene la reducción de la máxima profundidad de erosión con la longitud del muro se debilita a medida que se consideran muros permeables (ajuste polinómico de segundo grado, representado con línea de trazos roja en la Figura 11). Tal como se observa en la figura, la reducción de la máxima profundidad de erosión fue de 42% (L100-T49), aproximadamente la mitad de la obtenida entre los ensayos de la serie IIA para igual longitud de muro. La Figura 11 permite señalar que para lograr el mismo efecto reductor de la máxima profundidad de erosión deben considerarse muros de mayor desarrollo longitudinal, en la medida que la permeabilidad de los muros sea mayor.

A modo de ejemplo, se señala que la reducción de la máxima profundidad de erosión para un muro de 50% de transparencia y con un desarrollo longitudinal coincidente con la traza total del cuarto de elipse considerado, fue semejante a la encontrada cuando se ensayó un muro con transparencia nula y un desarrollo que abarca 27% de la máxima longitud ensayada. Resulta de interés señalar que para la concreción del primero de estos muros se hincaron un total de 19 pilotes, mientras que en el segundo de ellos, el número fue tan sólo de 10 (Tabla 1), implicando un costo de obra menor.

Este comportamiento se observa también cuando se analiza la morfología del lecho obtenida en cada uno de los experimentos de la Serie II, tal como se muestra en la Figura 12, en la cual se presentan fotografías de los lechos resultantes de cada experimento, sobre las cuales se han superpuesto las líneas de nivel en el sector erosionado, con una equidistancia de 0.02 m. En la figura 12, columna izquierda, se tienen los resultados correspondientes a la Serie IIA de experimentos, donde la primera imagen (Figura 12a) muestra la mayor longitud de muro considerada; y la última (Figura 12e), la correspondiente a la menor longitud ensayada ($L = 27\%$); mientras que la columna de la derecha muestra las mismas longitudes de muro, pero con un grado de transparencia próximo a 49%.

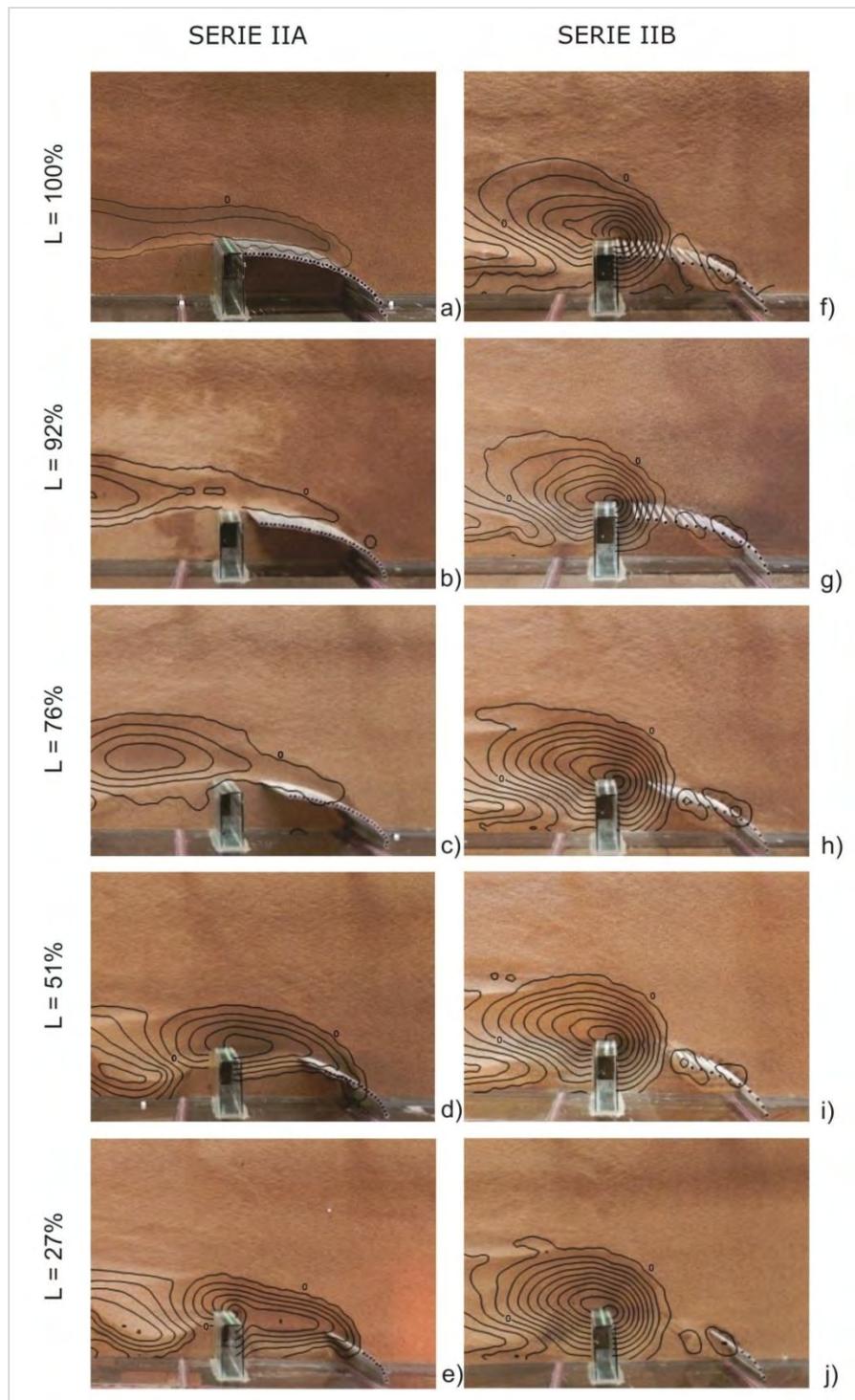


Figura 12. Morfología del lecho resultante en cada uno de los ensayos de la Serie II.

La Figura 12 demuestra que cuando se ensayaron muros sin transparencia (Serie IIA), la morfología del lecho erosionado presenta un patrón particular de acuerdo con la longitud del muro considerado. En aquellas situaciones en que éste fue relativamente largo, los descensos del lecho se localizaron desde aguas arriba del estribo, acompañando la traza del muro seleccionado, hasta aguas abajo de la sección de emplazamiento de la contracción, donde se identifican las mayores erosiones. La forma en planta del sector erosionado en tales situaciones fue alargada, con aspecto de surco. Se destaca que el sector comprendido entre el muro guía, el estribo y la margen izquierda no sufrió erosiones.

Cuando el muro tuvo una longitud de 51% (Figura 12d), las máximas profundidades de erosión tuvieron lugar en las inmediaciones del estribo, próximas al vértice de aguas arriba. Si bien la hoya de erosión resulta más profunda, persiste el alargamiento de la misma en el sentido del escurrimiento. Un comportamiento semejante se observa para la longitud de muro más corta ensayada ($L = 27\%$, Figura 12e), pero con un incremento de las máximas profundidades en la cara de aguas arriba del estribo.

La conformación del lecho resultante en los ensayos que constituyen la Serie IIB indican que la longitud del muro guía no tendría una influencia significativa sobre la geometría del sector erosionado cuando el muro presentó cierto grado de transparencia ($T \sim 49\%$). Las fosas de erosión adquieren una geometría cónica, compatible con la forma típica de las hoyas de erosión local junto a un estribo solo (Figura 8), localizándose las máximas profundidades junto a la cara de aguas arriba del estribo. En esta serie, todas las hoyas se ubicaron en el mismo sector, y tuvieron semejantes anchos y extensiones en el sentido del escurrimiento.

Con el fin de visualizar la configuración del flujo en torno al estribo protegido, se confeccionó la Figura 13, donde se muestran las trayectorias de las líneas de corriente superficiales relevadas en cada uno de los experimentos de la Serie II. Puede observarse cómo el espaciamiento entre pilotes permite el ingreso del flujo en el sector interno del muro guía, dando lugar a la aparición de flujo descendente y transversal junto a la cara de aguas arriba del estribo. Esta configuración de flujo tridimensional induce el desarrollo de la hoya de erosión junto al estribo, a pesar de la existencia del muro guía.

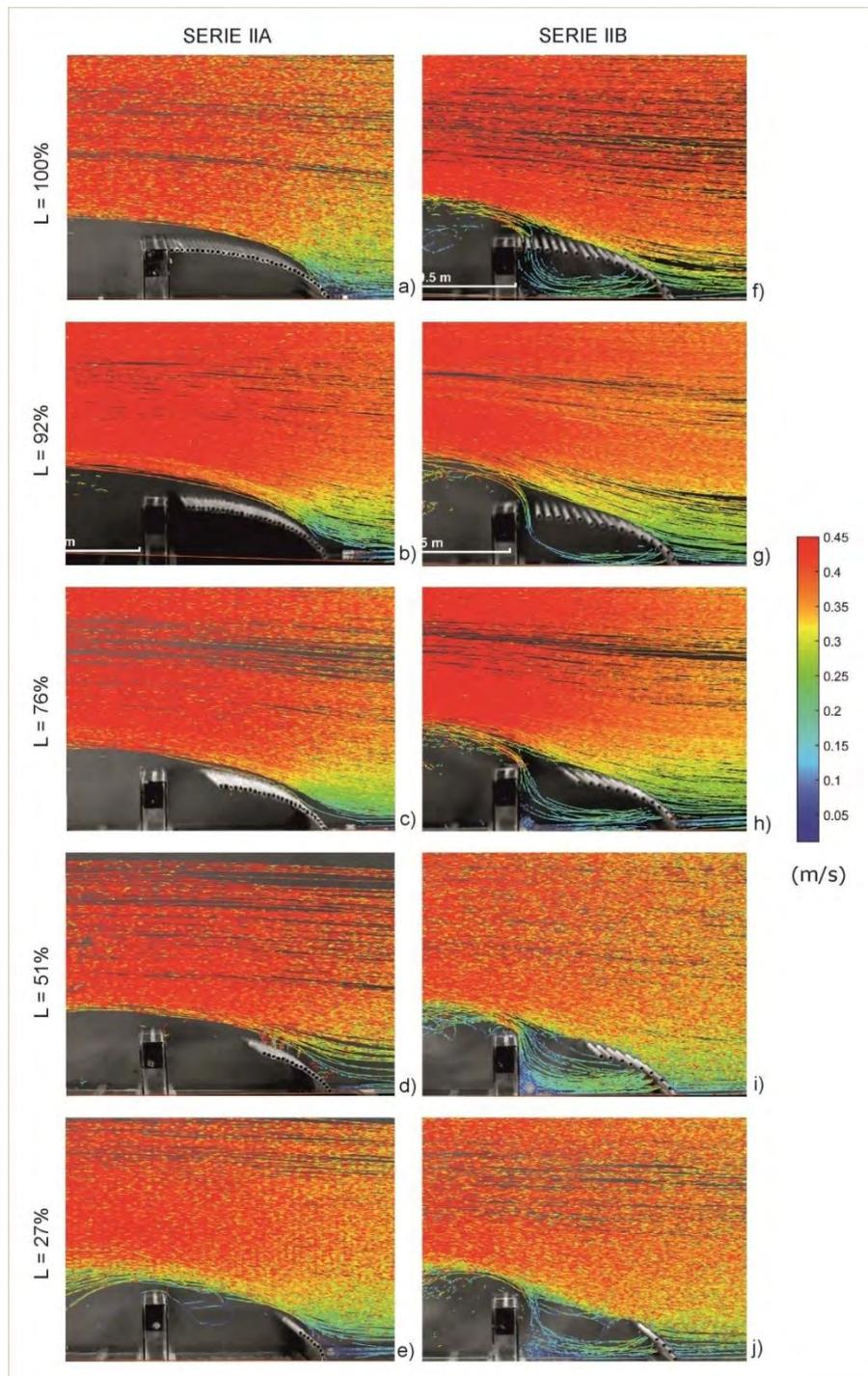


Figura 13. Trayectorias de las líneas de corriente en cada uno de los ensayos de la Serie II.

La Figura 13 demuestra que la configuración del flujo superficial en las inmediaciones del estribo protegido resulta similar para todos los ensayos de la Serie IIA ($T = 0\%$), con independencia de la longitud de muro considerada. Este comportamiento se justifica en el hecho de que el muro guía desvía y ordena el escurrimiento desde su inicio. En la medida que se consideran muros más cortos, las líneas de corriente se ven algo modificadas en las proximidades del estribo, acercándose al mismo, tal como se observa en la Figura 13 (d y e).

Para una longitud de 27% (Figura 13e), se puede observar que algunos trazadores ingresan al sector ubicado aguas arriba del estribo protegido por el muro guía. Las velocidades de estos trazadores son bajas respecto de las observadas en el resto de la sección transversal, evidenciando la poca circulación que posee el flujo en este sector. Los resultados descritos permiten afirmar que la presencia de muros guías con transparencia nula ($T = 0\%$) y diferentes longitudes demuestran un comportamiento compatible con el propósito original de un muro guía, ordenando el flujo y afectando la típica configuración tridimensional que promueve la erosión local junto al estribo. Este comportamiento resulta destacable aun para el muro con menor desarrollo longitudinal considerado.

Las configuraciones del flujo superficial relevadas en los ensayos pertenecientes a la Serie IIB que se muestran en la Figura 13 permiten visualizar la existencia de flujo a través del muro guía permeable, el cual, en su encuentro con el estribo, da lugar a la formación de las estructuras del flujo determinantes de las erosiones junto al mismo. Al mismo tiempo, la presencia de pilotes cercanos al estribo interfiere en dichas estructuras, afectando las erosiones finales junto al estribo. A medida que se consideran muros más cortos, dicha interferencia resulta menos efectiva, por lo que las erosiones resultantes se aproximan a las del ensayo de referencia.

Análisis de las erosiones junto al estribo con muros guía de diferentes longitudes vinculados con la cara de aguas arriba del estribo

Esta serie de experimentos se diseñó sobre la base de los resultados alcanzados en las series anteriores, donde se observó que no es necesario

un muro completo para alcanzar resultados favorables para el estribo desde el punto de vista de las erosiones. Dado que para las menores longitudes ensayadas se lograron reducciones que variaron entre 20 y 60% respecto de ER, es que se evaluaron estas mismas longitudes, pero con inicio de su desarrollo a partir de la cara de aguas arriba del estribo.

En la Figura 14 y Figura 15 se representan en abscisas la longitud del muro expresada en porcentaje (%) respecto de la longitud total del cuarto de elipse; y en ordenadas, la reducción de la máxima profundidad de erosión y el volumen de sedimento erosionado, respectivamente, en relación con la situación de referencia (estribo solo), en porcentaje (%).

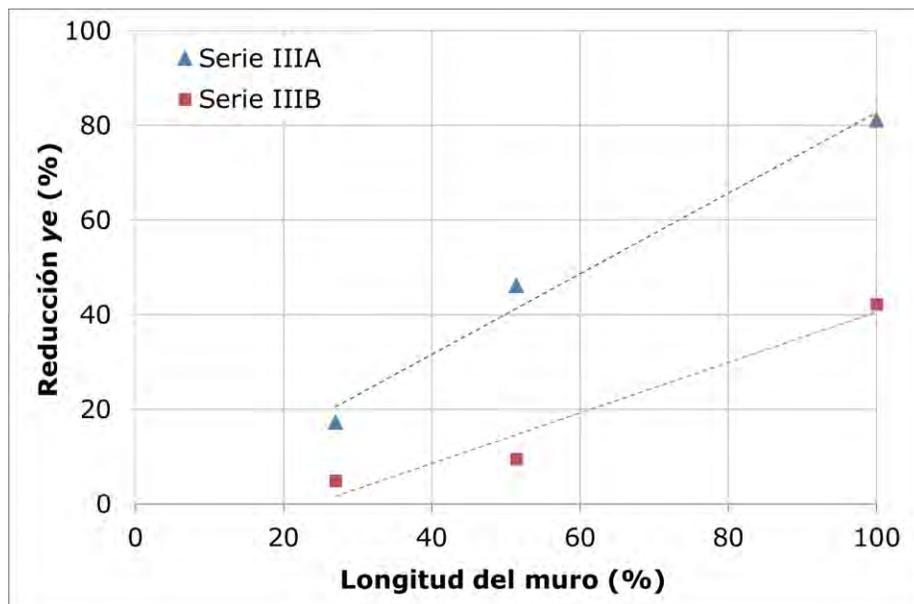


Figura 14. Reducción de la máxima profundidad de erosión en función de la longitud del muro guía para la Serie IIIA ($T = 0\%$) y Serie IIIB ($T \sim 49\%$).

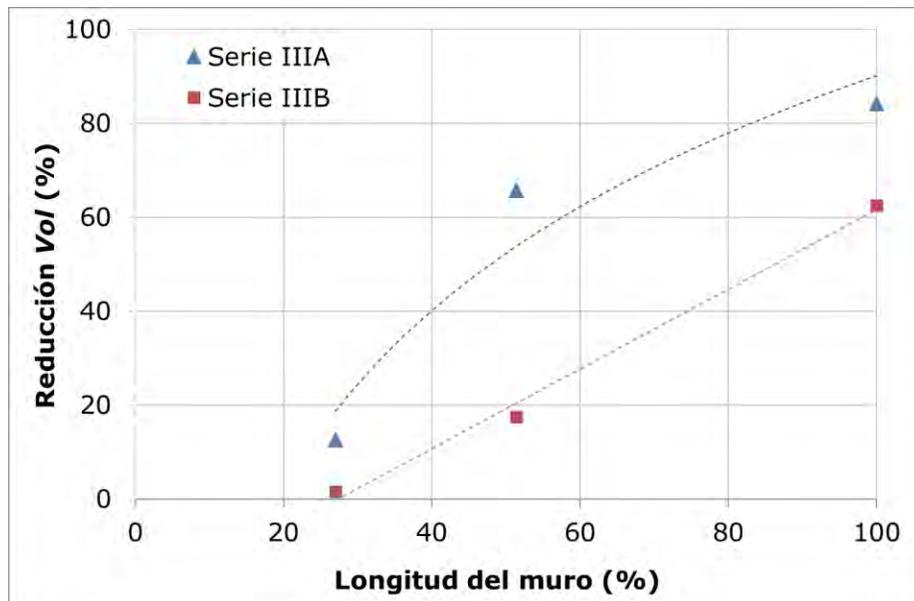


Figura 15. Reducción del volumen de sedimentos removido en función de la longitud del muro guía para la Serie IIIA ($T = 0\%$) y Serie IIIB ($T \sim 49\%$).

Los resultados alcanzados muestran un comportamiento muy ligado con la longitud de muro considerada. En efecto, para el caso de un muro de 51% de longitud, la reducción de la erosión alcanza un valor de 47% (Figura 14) y de 66% respecto del volumen (Figura 15) para transparencia nula. Los resultados demuestran que si se disminuye la longitud del muro, las disminuciones tanto de la máxima profundidad de erosión como del volumen de sedimento erosionado adquieren valores por debajo de 20%, siendo prácticamente nula cuando se consideró un muro con transparencia de 49%.

En la Figura 16 se muestran las topografías de los lechos resultantes correspondientes a la Serie III de experimentos, incorporando los ensayos correspondiente a un muro completo ($L = 100\%$) con las dos transparencias (0 y 49%).

Al observar la geometría y ubicación del lecho resultante en los experimentos pertenecientes a la Serie IIIA, se puede observar que la disposición del sector erosionado depende de la longitud del muro. En efecto, cuando el muro guía tuvo una longitud de 51%, la hoya de erosión se localizó aguas arriba, adquiriendo una geometría cónica con la máxima socavación ubicada en el extremo de aguas arriba del muro. El lecho recrece en el sentido del escurrimiento verificándose en la sección

estrechada erosiones de escasa magnitud, correspondiéndole una reducción de las erosiones junto al estribo del orden de 80%.

Cuando se ensayó el muro más corto ($L = 27\%$), la hoya de erosión se desarrolló junto a la cara de aguas arriba del estribo, contenida por el muro guía (Figura 16c), con máxima profundidad de erosión superior a las obtenidas para los muros de mayores longitudes consideradas en dicha serie.

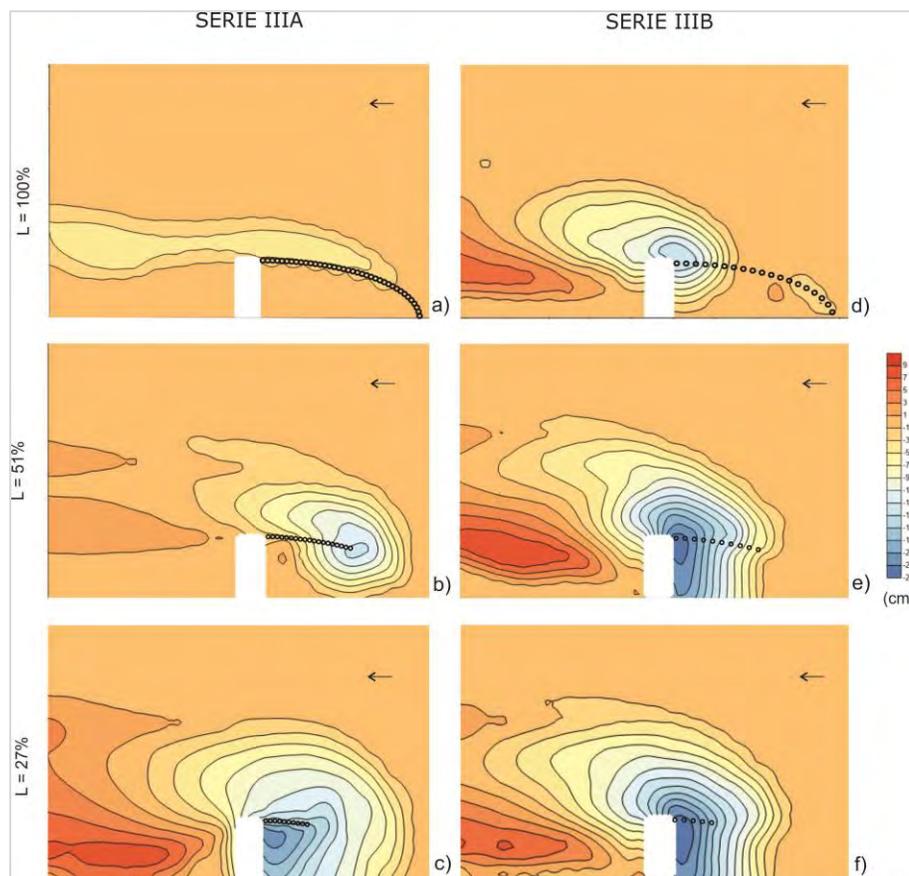


Figura 16. Lechos resultantes para la Serie III de experimentos.

La configuración del lecho obtenida en los ensayos de la serie IIIB fue semejante a la del ER, tal como se observa en la Figura 16 (d, e y f), indicando la escasa influencia que tiene la presencia del muro permeable en las erosiones desarrolladas.

Como conclusión de la Serie III de experimentos se puede mencionar que en aquellas situaciones en las que el muro guía se implanta junto al estribo, la extensión del muro resulta determinante en el logro

de reducciones significativas de la erosión junto al estribo. Esta afirmación resulta válida sólo para el caso de muros guías con transparencia nula.

Conclusiones

Los resultados obtenidos en los experimentos realizados sugieren que los tres aspectos analizados influyen en los procesos de erosión que se desarrollan en las inmediaciones del estribo y el muro de protección. Las reducciones en las erosiones encontradas, respecto de la situación considerada como patrón (estribo sin presencia de protección alguna), son el resultado de una interacción dada entre los efectos asociados con cada uno de los aspectos analizados.

Las principales conclusiones alcanzadas se relacionan con las series experimentales que las determinaron:

Serie I. Análisis de la erosión junto al estribo protegido con diversos muros, todos con la misma longitud (coincidente con la traza total del cuarto de elipse), pero con transparencias variables. Los resultados encontrados sugieren que la máxima profundidad de erosión depende fuertemente de la transparencia del muro. Los muros con menores transparencias ensayados arrojaron los mayores niveles de protección del estribo contra el desarrollo de erosiones locales. En estos casos, el sector erosionado fue alargado, con las mayores profundidades de erosión localizadas aguas abajo de la sección de emplazamiento del estribo. En la medida que se consideraron muros más transparentes, la morfología de la hoya de erosión resultante tiende a la que se obtiene para el caso de estribo sin protección.

Si bien las mayores reducciones de las erosiones junto al estribo se obtienen cuando se emplean muros guía sin transparencia, se advierte que es posible lograr considerables niveles de protección del estribo utilizando estructuras con cierto grado de transparencia. Así lo indican los resultados obtenidos al ensayar un muro guía con transparencia de 49%, para el que la reducción de la máxima profundidad de erosión y del

volumen de sedimento erosionado en las inmediaciones del estribo fue de 42 y 63%, respectivamente.

Serie II. Análisis de la erosión junto al estribo protegido con muros de diferentes longitudes, vinculados con la pared de margen izquierda del canal de ensayos. Se identificó que el comportamiento de las erosiones fue diferente, ya sea que se consideren muros construidos con o sin transparencia. Pudo verificarse que cuando se emplean muros sin transparencia, la máxima profundidad de erosión está fuertemente condicionada por su longitud, obteniéndose menores profundizaciones a medida que se consideran muros de mayor desarrollo longitudinal. Se destaca que incluso para la menor de las extensiones de muro evaluadas (27% de longitud total), se observó una considerable reducción en la máxima profundidad de erosión (47% respecto del ensayo de referencia). Esta situación se justifica en la capacidad de reorientar y ordenar el flujo que demostraron tener los muros representados, aun para la menor de las longitudes evaluadas. Las magnitudes de las erosiones del lecho en las inmediaciones del estribo presentan una débil dependencia de la longitud del muro guía, cuando éste presenta algún grado de transparencia. Los resultados experimentales arrojaron morfologías del lecho erosionado semejantes entre las diversas experiencias realizadas, caracterizadas por la presencia de una hoya de erosión desarrollada junto al extremo del estribo.

El análisis del campo superficial del flujo relevado en esta secuencia experimental permitió identificar la existencia de una porción de flujo que atraviesa el contorno transparente que delimita los muros. Este flujo interactúa con el estribo, dando lugar a la formación de las diversas estructuras del flujo, determinantes de los procesos de erosión local junto al estribo, las cuales se ven obstruidas por la presencia de los pilotes constitutivos del muro cuando éstos se encuentran próximos al estribo, atenuándose así los procesos erosivos esperables.

Serie III. Análisis de la erosión junto al estribo protegido con muros de diferentes longitudes, vinculados con la cara aguas arriba del estribo. Los resultados derivados del empleo de muros guías no transparentes demuestran que cuando se consideran longitudes del muro relativamente grandes, las erosiones se alejan del emplazamiento del estribo, pues se desarrollan junto al extremo aguas arriba del muro. A medida que la longitud del muro guía disminuye, las erosiones se incrementan, tendiendo la conformación final del lecho a la que se obtiene en la situación de estribo no protegido.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional del Litoral, que financió, por medio de los cursos de acción para la investigación (CAI+D), el proyecto de investigación donde se desarrolló este trabajo. Al señor Sebastián Schmidt, por su apoyo técnico en la puesta a punto de los experimentos.

Referencias

- Cardoso, A. H., & Fael, C. M. S. (2009). Protecting vertical-wall abutments with riprap mattresses. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(6), 457-465.
- Coleman, S. E., Lauchlan, C. S., & Melville, B. W. (2003). Clear-water scour development at bridge abutments. *Journal of Hydraulic Research*, 41(5), 521-531.
- Fathi, A., Zarrati, A. R., & Salamatian, S. A. (2011). Scour depth at bridge abutments protected with a guide Wall. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38, 1347-1354, doi: 10.1139/L11-096
- Fathi, A., & Zomorodian, M. (2017). Effect of submerged vanes on scour around a bridge abutment. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22, 2281-2289.
- Johnson, P. A., Hey, R. D., Tessier, M., & Rosgen, D. L. (2001). Use of vanes for control of scour at vertical wall abutments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(9), 772.
- Lagasse, P. F., Zevenbergen, L. W., Schall, J. D., & Clopper, P. E. (2001). Bridge scour and stream instability countermeasures (Report FHWA NHI 01-003). In: *Hydraulic Engineering Circular 23*. Fort Collins, USA: US Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute
- Lauchlan, C. S. (1999). *Pier scour countermeasures* (pp. 299-316) (PhD thesis). University of Auckland, School of Engineering, New Zealand.
- Maza-Alvarez, J. A. (1989). Design of groins and spur dikes. *Proceedings of the National Conference on Hydraulic Engineering* (pp. 14-18), New Orleans, Louisiana, USA.
- Melville, B., Ballegooy, S., Coleman, S., & Barkdoll, B. (2006). Countermeasure toe protection at spill-through abutments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(3), 235-245.

- Melville, B. W., & Coleman, S. E. (2000). *Bridge scour*. USA/Canada: Water Resources Publications, LLC.
- Morales, R., Ettema, R., & Barkdoll, B. (2008). Large-scale flume tests of riprap-apron performance at a bridge abutment on floodplain. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(6), 800-809.
- Odgaard, A. J., & Kennedy, J. F. (1983). River bend bank protection by submerged vanes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(8), 1161-1173.
- Patalano, A., Brevis, W., García, C. M., Bleninger, T., & Rodríguez, A. (2013). PTVlab, una herramienta gráfica para el procesamiento digital en velocimetría por seguimiento de partículas. *Tercer Simposio de Métodos Experimentales en Hidráulica*, Santa Fe, Argentina.
- Patalano, A., & García, C. M. (2016). *RIVeR - Towards affordable, practical and user-friendly toolbox for Large Scale PIV and PTV techniques*. St. Louis, USA: RiverFlow.
- Patalano, A., García, C. M., & Scacchi, G. (2015). Implementación de la técnica de PTV a gran escala (LSPTV) para caracterizar flujos a superficie libre en modelos físicos. *IV Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica*, La Plata, Argentina.
- Radice, A., & Lauva, O. (2012). On flow-altering countermeasures for scour at vertical-wall abutment. *Hydroengineering and Environmental Mechanics*, 59(3-4), 137-153.
- Radice, A., & Davari, V. (2014). Roughening elements as abutment scour countermeasures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(8), 1-7.
- Reynares, M., Schreider, M., & Scacchi, G. (2014). Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes. *Tecnología y ciencias del agua*, 5(6), 83-101.
- Scacchi, G. (2017). *Interacción entre el flujo turbulento y los procesos de erosión local junto a estribos de puentes protegidos. Estudio experimental* (tesis de doctorado en Ingeniería-Mención Recursos Hídricos). Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina.
- Vanoni, V. A. (1975). Chapter II. E-Sediment transportation mechanics-Initiation of motion. In: Vanoni, V. (ed.). *Sedimentation engineering*. Reston, USA: ASCE Library.

Efectos de la relación de bloqueo por turbinas hidrocinéticas para el aprovechamiento energético en canales de riego

Effects of the blockage ratio due to hydrokinetic turbines for producing energy in irrigation channels

Javier Martínez-Reyes¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-3038-2586>

Nahún Hamed García-Villanueva², ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3708-9822>

¹Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México,
javier.martinez@posgrado.imta.edu.mx

²Comisión Nacional del Agua, Ciudad de México, México,
nahun.garcia@conagua.gob.mx

Autor para correspondencia: Javier Martínez-Reyes,
javier.martinez@posgrado.imta.edu.mx

Resumen

Con el fin de validar parte de la teoría asociada al cálculo de la potencia máxima aprovechable por turbinas hidrocinéticas mediante el uso de

discos porosos en un canal experimental, se analiza el efecto de la relación de bloqueo que generan las turbinas sobre la potencia hidráulica aprovechable en un canal. Dicho análisis se complementa con el estudio y caracterización de la forma en que se desarrolla la estela que se produce hacia aguas abajo y se comparan los resultados experimentales con los de un modelo numérico unidimensional.

Durante el desarrollo del estudio experimental se analizaron tres relaciones de bloqueo, para lo cual se mantuvieron fijas las variables hidráulicas en el canal experimental. Bajo estas condiciones, para caracterizar el comportamiento del flujo y obtener las componentes de la velocidad instantánea, se utilizó un velocímetro acústico Doppler, y para medir el empuje hidrodinámico sobre los discos se empleó una celda de carga.

Entre los principales resultados se encontró que la velocidad, dentro de la estela lejana, presenta una recuperación de 90% en aproximadamente 12 diámetros aguas abajo del disco. Es de resaltar que a esa distancia la intensidad de turbulencia fue de 8%, mientras que la intensidad de turbulencia media en la sección del canal donde se ubican los discos porosos antes de su colocación era de 5.7%.

Los coeficientes de potencia obtenidos para las distintas relaciones de bloqueo presentan un incremento de 59% entre la relación de bloqueo más baja $B_1 = 0.090$ y la más alta $B_3 = 0.197$. Las diferencias entre los coeficientes de potencia de las pruebas experimentales y de los máximos obtenidos con la teoría unidimensional son de 19.45% para el caso de $B_1 = 0.090$; 4.13% para $B_2 = 0.156$, y 0.84% para $B_3 = 0.197$. Así, y en términos generales, se encontró que con una relación de bloqueo del

orden de 0.20, los valores del coeficiente de potencia se asemejan a los máximos esperados de acuerdo con la teoría unidimensional, y que con valores inferiores a 0.10 de esta relación de bloqueo, dicho coeficiente cae alrededor de un 20% con respecto al máximo teóricamente esperado.

Palabras clave: canal, coeficiente de arrastre, coeficiente de potencia, disco poroso, energía, relación de bloqueo, turbinas hidrocínéticas.

Abstract

In this paper, the effect of the blockage ratio generated by the hydrokinetic turbines upon the obtainable hydraulic power in an open channel is analyzed in order to validate part of the theory related to the calculation of the maximum obtainable power by the hydrokinetic turbines, by using porous discs in an experimental open channel. This analysis is supplemented with the study and characterization of the way in which is developed the wake, that is produced downstream, and the experimental results are compared with those of a one-dimensional numerical model.

During the development of the experimental study, three different blockage ratios were analyzed, for which the hydraulic variables were kept fixed in the experimental open channel. Under these conditions, in order to characterize the behavior of the flow and obtain the components of the instantaneous velocity an acoustic Doppler velocimeter was utilized, to measure the hydrodynamic thrust on the discs a load cell was employed.

Among the main results it was found that the velocity in the zone of the far wake has a 90% recovery at approximately 12 diameters downstream from the disc. It is noteworthy that, at this distance, the

turbulent intensity was 8%, while the mean turbulence intensity in the section of the open channel where the porous discs are located, before its placement, it was 5.7%.

The power coefficients obtained for the different blockage ratios show a 59% increase between the lowest blockage ratio $B_1 = 0.090$ and the highest $B_3 = 0.197$. The differences between the power coefficients of the experimental tests and the maximums obtained with the one-dimensional theory are 19.45% for the case of $B_1 = 0.090$; 4.13% for $B_2 = 0.156$, and 0.84% for $B_3 = 0.197$. In general, according to the one-dimensional theory, using a blockage ratio of around 0.20 the values of the power coefficient are similar to the maximums expected, and by using lower values than 0.10, this coefficient falls by around 20% compared with the maximum theoretical coefficient.

Keywords: open channel flow, thrust coefficient, power coefficient, porous disc, energy, blockage ratio, hydrokinetic turbines.

Recibido: 13/12/2018

Aceptado: 12/09/2019

Introducción

México cuenta con una extensa red de canales de riego, cuya infraestructura corresponde a 49 160 km de canales, de los cuales 12 643 km son principales y 36 517 km secundarios; del total, 47% está revestido (Lomelí & Álvarez, 2014). En dichos canales, la energía hidráulica, especialmente la asociada con la velocidad del agua, puede ser empleada para generar electricidad utilizando turbinas hidrocínicas, las cuales aprovechan al máximo la carga de velocidad del propio flujo. Para instalar este tipo de turbinas no se requieren grandes inversiones en obra civil, además de que se pueden ubicar en sitios cercanos al lugar donde se demande la energía, evitando con ello la instalación de grandes líneas de conducción eléctrica.

La teoría del disco actuador es la representación matemática de una turbina en cálculos de dinámica de fluidos. En dicha teoría, la carga en un rotor real se reemplaza por una distribución de presión en un disco permeable infinitamente delgado con el mismo diámetro. En su presentación más elemental, esta carga es uniforme y normal, con el disco colocado en un flujo axial, es decir, perpendicular a la dirección del flujo (Okulov & van Kuik, 2012).

La teoría unidimensional para el cálculo de la potencia máxima aprovechable en canales ha sido estudiada por diversos autores, que utilizan el concepto del disco actuador para emular los efectos de bloqueo que producen las turbinas (Garrett & Cummins, 2007; Houlsby, Draper, & Oldfield, 2008; Whelan, Graham, & Peiró, 2009), siendo Houlsby *et al.* (2008), los que proponen el modelo más completo, al grado que contempla el incremento en el tirante aguas arriba del disco y permite

utilizar elevados números de Froude. Estos autores muestran que, si se consideran los efectos de bloqueo de las turbinas y fronteras del canal cercanas (flujo restringido), el coeficiente de potencia puede superar el límite de Betz, que es $C_{p\text{máx}} = 0.593$; es decir, se supera el límite máximo de la potencia aprovechable de turbinas sin flujo restringido.

Diversos autores han realizado estudios de la influencia de la relación de bloqueo en el rendimiento de turbinas y en el desarrollo de la estela lejana, pero han utilizado modelos de dinámica de fluidos computacional CFD (Chime & Malte, 2014). Otros autores han hecho pruebas en canales experimentales con vallas rectangulares o arreglos de discos porosos en la sección transversal del canal (Myers & Bahaj, 2012). Sin embargo, no se han encontrado estudios experimentales con un disco independiente, que represente una sola turbina en el canal con distintas relaciones de bloqueo.

El estudio del comportamiento de la estela lejana aguas abajo de turbinas hidrocínéticas permite conocer la distancia óptima para la separación de turbinas en un conjunto de turbinas colocadas en serie, además permite caracterizar el efecto que tiene la relación de bloqueo en el aprovechamiento energético. Lo anterior es fundamental para establecer las bases para el dimensionamiento y la ubicación de este tipo de turbinas en canales.

El objetivo de este estudio es analizar y cuantificar el efecto que tiene la relación de bloqueo que generan las turbinas hidrocínéticas en la potencia hidráulica aprovechable en un canal. Para ello, se comparan los resultados experimentales utilizando discos porosos con los obtenidos en un modelo numérico unidimensional para el cálculo de la potencia máxima

aprovechable. Además, se caracteriza la forma en que se desarrolla la estela que se produce hacia aguas abajo, analizando las curvas de recuperación de velocidad y de intensidad de turbulencia; ello, como una herramienta de orientación para aprovechar el potencial energético en canales de riego mediante el uso de turbinas hidrocinéticas. Esto permitirá seleccionar tanto las dimensiones como la ubicación óptima de las mismas y, en los casos de interés, determinar la distancia mínima de separación de una turbina respecto a otra al ser colocadas en serie.

Materiales y métodos

Se realizaron pruebas en un banco experimental, con la finalidad de examinar el comportamiento del flujo en canales y el rendimiento máximo de turbinas para distintos escenarios de bloqueo utilizando discos porosos. Además, se analizaron los cambios en la región de la estela lejana por efecto de la inclusión de discos porosos en el fluido, y la consecuente y posible aparición de ondas gravitatorias de superficie en los canales.

Cálculo del coeficiente de potencia de una turbina hidrocínética de flujo axial, en función de la relación de bloqueo

Para calcular el coeficiente de potencia teórico de una turbina hidrocínética, en función de la relación de bloqueo del canal, se utilizó la teoría unidimensional (Houlsby *et al.*, 2008). A continuación se presenta parte del planteamiento teórico para el cálculo del mismo.

En la Figura 1 se representa una turbina en un canal abierto mediante el uso del concepto de disco actuador. Se identifican cinco secciones: (1) aguas arriba, lejos de la turbina; (2) inmediatamente aguas arriba de la turbina; (3) inmediatamente aguas abajo de la turbina; (4) aguas abajo, lo suficientemente lejos de la turbina donde la presión puede ser tratada de nuevo como uniforme (aunque la velocidad no lo sea), y (5) aguas abajo, lo suficientemente lejos como para que el flujo tenga velocidad uniforme (Houlsby *et al.*, 2008).

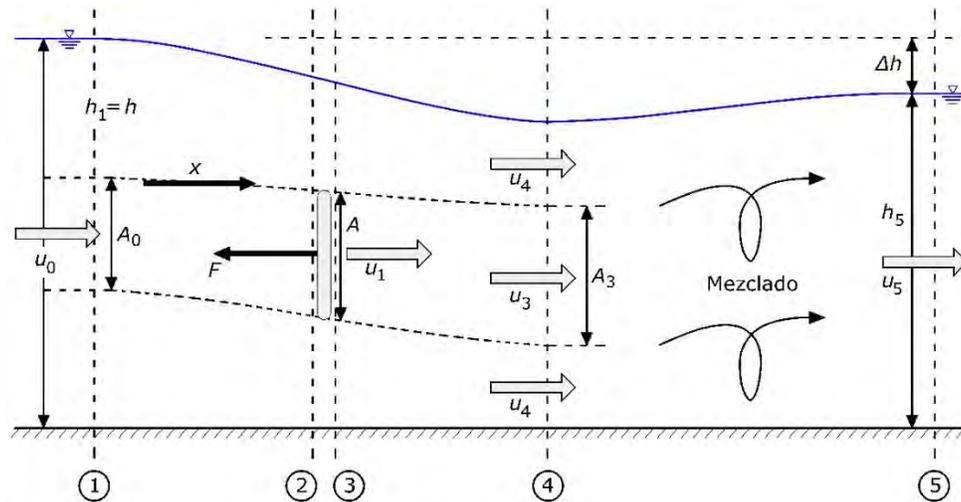


Figura 1. Representación de una turbina en un canal abierto. Fuente: (Houlsby *et al.*, 2008).

Se asume que en las secciones 1, 4 y 5 la presión es hidrostática, las dimensiones aguas abajo del flujo no son fijas, pero existe relación entre dimensión y velocidad, y entre dimensión y fuerza de presión (Houlsby *et al.*, 2008).

El desarrollo de las ecuaciones (1) a (11) se ha tomado de algunos fragmentos de Houlsby *et al.* (2008).

Aplicando la ecuación de Bernoulli en la sección 1 y 4 (en la región del flujo desviado), como entre las secciones aguas arriba y aguas abajo de la turbina y, además, aplicando la condición de equilibrio de fuerzas en la turbina, resulta:

$$F = \frac{\rho u_0^2 B b h_1}{2} (\tau^2 - \alpha^2) \quad (1)$$

donde:

B : relación de bloqueo.

b : ancho del canal en m.

h_1 : carga hidrostática en la sección 1 en m.

F : fuerza de empuje hidrodinámico en la turbina/disco en N.

u_0 : velocidad media del flujo aguas arriba de la turbina/disco en m/s.

α : constante que relaciona la velocidad media del flujo en la estela aguas abajo de la turbina/disco u_3 , con la velocidad u_0 .

ρ : densidad del agua en kg/m³.

τ : constante que relaciona la velocidad media del flujo fuera de la estela del tubo de corriente (en la región del flujo desviado) aguas abajo de ubicación de la turbina/disco u_4 , con la velocidad u_0 .

Aplicando la ecuación de cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 4:

$$\frac{1}{2}g(h_1^2 - h_4^2) - Bh_1 \frac{u_0^2}{2}(\tau^2 - \alpha^2) = u_0^2 h_1 B \beta (\alpha - 1) + u_0^2 h_1 (1 - B\beta)(\tau - 1) \quad (2)$$

donde:

g : constante de aceleración de la gravedad en m/s².

h_4 : carga hidrostática en la sección 4 en m.

β : constante que relaciona la velocidad media del flujo en la ubicación de la turbina/disco u_1 con la velocidad u_0 .

Además, haciendo uso de la relación de continuidad:

$$h_4 = Bh_1 \frac{\beta}{\alpha} + h_1 \frac{(1-B\beta)}{\tau} \quad (3)$$

y llevando a cabo algunas combinaciones y reacomodos algebraicos se obtienen:

$$B\beta \frac{(\tau-\alpha)}{\alpha\tau} = \frac{\tau-1}{\tau} - \frac{u_0^2}{2gh_1} (\tau^2 - 1) \quad (4)$$

y:

$$B\beta(\tau - \alpha) \left(4 + \frac{(\tau^2-1)}{\alpha\tau} \right) = 2B(\tau^2 - \alpha^2) + \frac{(1-\tau)^3}{\tau} \quad (5)$$

Despejando β de la Ecuación (5) se llega a la solución:

$$\beta = \frac{2(\tau-\alpha) - \frac{(\tau-1)^3}{B\tau}}{4 + \frac{(\tau^2-1)}{\alpha\tau}} \quad (6)$$

El número de Froude aguas arriba es:

$$F_r = \frac{u_0}{\sqrt{gh_1}} \quad (7)$$

Dividiendo 6 y 4 para eliminar β y después de un reordenamiento algebraico, se obtiene una ecuación de cuarto grado en τ :

$$\frac{F_r^2}{2}\tau^4 + 2\alpha F_r^2\tau^3 - (2 - 2B + F_r^2)\tau^2 - (4\alpha + 2\alpha F_r^2 - 4)\tau + \left(\frac{F_r^2}{2} + 4\alpha - 2B\alpha^2 - 2\right) = 0 \quad (8)$$

El coeficiente de arrastre C_T está definido como:

$$C_T = \frac{F}{\frac{1}{2}\rho B b h_1 u_0^2} \quad (9)$$

Combinando la Ecuación (1) con la Ecuación (9) se tiene:

$$C_T = (\tau^2 - \alpha^2) \quad (10)$$

El coeficiente de potencia C_P se expresa como:

$$C_P = \frac{P}{\frac{1}{2}\rho B b h_1 u_0^3} \quad (11)$$

Además, la potencia extraída del flujo por la turbina es $P = F u_1$ (Whelan *et al.*, 2009) y al sustituir en la Ecuación (11) resulta:

$$C_p = \beta(\tau^2 - \alpha^2) \quad (12)$$

El parámetro utilizado con más frecuencia para representar la pérdida de velocidad en la zona de la turbina es el factor de inducción axial (Whelan *et al.*, 2009):

$$a = 1 - \frac{u_1}{u_0} \quad (13)$$

donde:

a: factor de inducción axial.

Y dado que $u_1 = \beta u_0$ se tiene:

$$a = 1 - \beta \quad (14)$$

El procedimiento para el cálculo del coeficiente de potencia **en cada** relación de bloqueo, utilizando la teoría unidimensional, es el presentado por Houlsby *et al.* (2008) y se muestra a continuación:

- a) Se especifican los valores de ρ , g y h_1 ; **se ha considerado h_1 como el tirante en el canal.**
- b) Se calcula el número de Froude aguas arriba con la Ecuación (7)
- c) Se calcula la relación de bloqueo ***B* con la Ecuación (15)**

$$B = \frac{A}{b h_1} \quad (15)$$

donde:

A: área de barrido de la turbina/disco en m².

d) Se propone un conjunto de valores de α , los cuales deben estar dentro del rango $0 \leq \alpha \leq 1$, y para cada uno de ellos se obtiene τ mediante la solución de la Ecuación (8).

e) Se calcula β con la Ecuación (6), tal que $\tau > 1$ y $1 > \beta > \alpha$.

f) Se calcula el coeficiente de arrastre C_T con la Ecuación (10).

g) Se calcula el coeficiente de potencia C_p mediante la Ecuación (12). Con estos valores se genera una curva de C_p vs α , y se elige el valor máximo de C_p para obtener el coeficiente de potencia máximo $C_{p\text{máx}}$.

Pruebas experimentales con distintas relaciones de bloqueo

Las pruebas se llevaron a cabo en un canal experimental de sección rectangular, con una longitud de 5.0 m, ancho de 0.245 m y altura de 0.50 m (ver Figura 2).



Figura 2. Canal experimental de sección rectangular.

Los discos porosos, que se colocan en el interior del canal, se manufacturaron en poliácido láctico (PLA, por sus siglas en inglés), utilizando una impresora 3D. Tienen un espesor de 4 mm y porosidad de 34%, que es la relación entre área abierta y cerrada del disco. Los poros u orificios tienen un diámetro de 3 mm y están separados 5.3 mm de manera equidistante. Es de resaltar que esta configuración ya ha sido utilizada en otros estudios experimentales (Xiao, Duan, Sui, & Rösger, 2013).

Para el presente estudio se adoptó una separación entre la base inferior de los discos porosos y el fondo del canal de $0.2 h$ (0.06 m), donde h representa el tirante en el canal. Esta separación asegura que el disco se encuentre ubicado en una zona lo suficientemente lejana al fondo, esto es, en regiones donde los gradientes de velocidad no son elevados, y en consecuencia no existen grandes variaciones con respecto a la velocidad media del flujo (Figura 3).

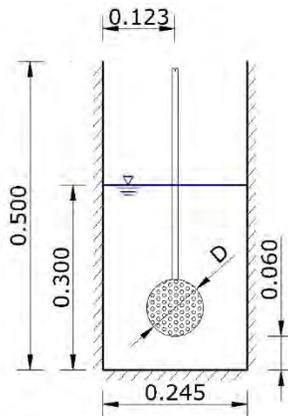


Figura 3. Ubicación del disco poroso en la sección transversal del canal experimental.

El gasto de 37 l/s corresponde al máximo que se puede hacer circular por el canal experimental. Las pruebas se efectuaron con tres discos porosos de diferente diámetro, esto permitió hacer estudios del flujo para distintas relaciones de bloqueo. A través del análisis unidimensional propuesto por Houlsby *et al.* (2008), se calculó el coeficiente de potencia C_p para distintos valores de factor de inducción axial a de una turbina hidrocínética de diámetro equivalente al disco actuador. Las condiciones hidráulicas y los diámetros usados se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Condiciones hidráulicas y geométricas para el cálculo del coeficiente de potencia.

Variable	Valor	Unidades
ρ	998.2	kg/m ³
h	0.265	m
b	0.245	m

u_0	0.570	m/s
Fr	0.354	
D_1	0.092	m
D_2	0.121	m
D_3	0.136	m

El disco poroso más pequeño, el de 92.0 mm de diámetro, tiene una menor relación de bloqueo y ha sido utilizado en pruebas experimentales de otros autores (Xiao *et al.*, 2013). El disco más grande, es decir, el de 135.7 mm de diámetro, fue el que proporcionó la mayor relación de bloqueo dentro del estudio y con la que se logró verificar la teoría unidimensional propuesta por Houlsby *et al.* (2008); el de diámetro intermedio, de 120.8 mm, se seleccionó buscando que la curva de coeficiente de potencia *versus* factor de inducción axial se encontrase equidistante entre las dos curvas asociadas con los discos anteriores (véase Figura 4).

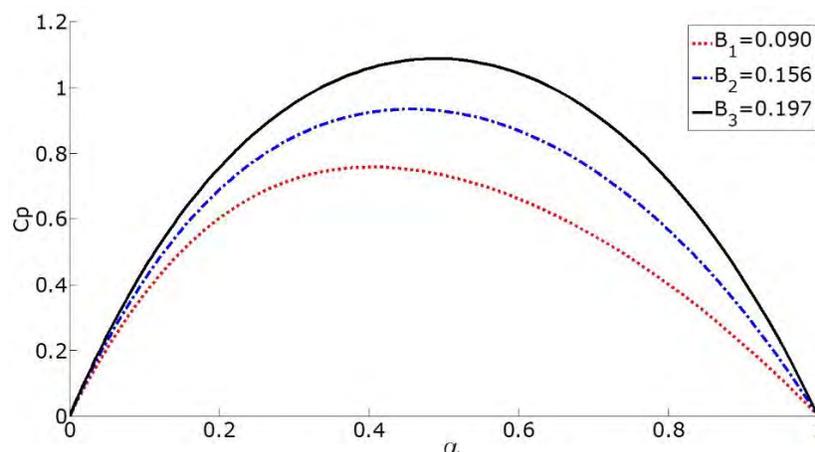


Figura 4. Coeficiente de potencia C_p vs. factor de inducción axial α , para los experimentos con $h = 0.265$ m.

La Figura 5 muestra los discos porosos fabricados con diámetros $D_1 = 92 \text{ mm}$, $D_2 = 120.8 \text{ mm}$ y $D_3 = 135.7 \text{ mm}$.

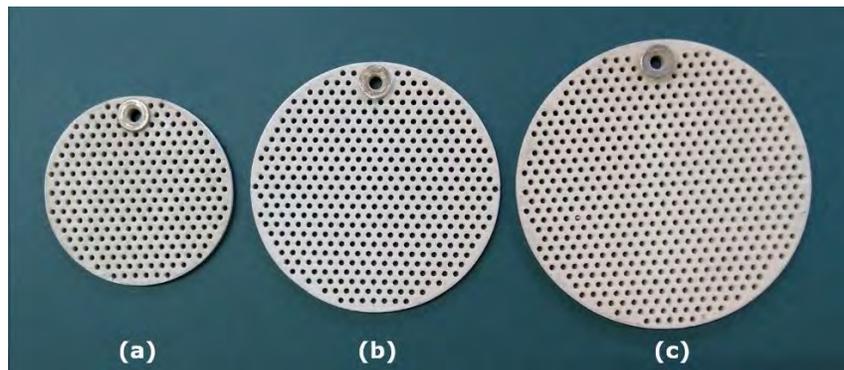


Figura 5. Discos porosos de diámetros: a) $D_1 = 92.0 \text{ mm}$; b) $D_2 = 120.8 \text{ mm}$, y c) $D_3 = 135.7 \text{ mm}$.

En pruebas preliminares para los distintos diámetros de disco, con las mismas condiciones hidráulicas (mostradas en la Tabla 1), y utilizando los discos porosos $D_1 = 92.0 \text{ mm}$ y $D_2 = 120.8 \text{ mm}$, no se presentaron ondas gravitatorias de superficie notablemente visibles hacia aguas abajo del disco, contrario a lo que sucedió con el disco $D_3 = 135.7 \text{ mm}$, ya que se visualizó con claridad dicho fenómeno (Figura 6).



Figura 6. Ondas gravitatorias de superficie utilizando un disco poroso
 $D_3 = 135.7 \text{ mm}$.

Debido a lo ya expuesto se optó por incrementar el tirante en el canal, conservando el gasto utilizado. De esta manera, las nuevas condiciones con las que se realizaron los experimentos se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Condiciones hidráulicas para el cálculo del coeficiente de potencia con distintas relaciones de bloqueo, incrementando el tirante en el canal.

Variable	Valor	Unidades
ρ	998.2	kg/m ³
h	0.300	m
b	0.245	m
u_0	0.503	m/s
Fr	0.293	
D_1	0.092	m
D_2	0.121	m

D_3	0.136	m
-------	-------	---

Los nuevos resultados, derivados de la aplicación de la teoría unidimensional para los tres discos, para el caso más favorable, muestran que es posible incrementar el coeficiente de potencia con el disco de $D_3 = 135.7$ mm, con una relación de bloqueo $B_3 = 0.197$, en un valor cercano a $C_{p\text{máx}} = 0.985$. Para el disco con diámetro $D_1 = 92.0$ mm y relación de bloqueo $B_1 = 0.090$, el coeficiente de potencia máximo resultó $C_{p\text{máx}} = 0.732$, valor superior al límite de Betz ($C_{p\text{máx}} = 0.593$). Con el disco con diámetro $D_2 = 120.8$ mm y relación de bloqueo $B_2 = 0.156$, el coeficiente de potencia tiene un valor cercano a $C_{p\text{máx}} = 0.872$, siendo una magnitud intermedia entre las de los dos anteriores coeficientes de potencia máxima (Figura 7 y Tabla 3).

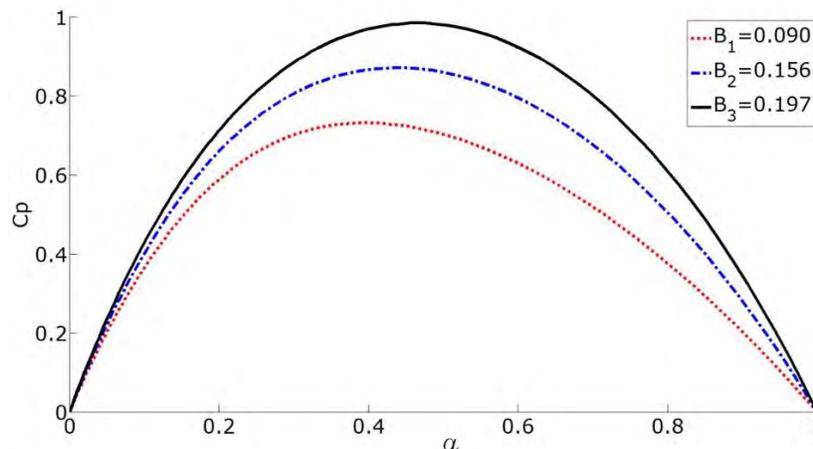


Figura 7. Coeficiente de potencia C_p vs. factor de inducción axial α , para los experimentos en el canal experimental.

Tabla 3. Coeficiente de potencia máximo para distintas relaciones de bloqueo utilizando la teoría unidimensional propuesta por Houlsby *et al.* (2008).

Diámetro del disco (mm)	Relación de bloqueo B	Factor de inducción axial a	Coeficiente de potencia máximo $C_{p\text{máx}}$
92.0	0.0904	0.399	0.732
120.8	0.1564	0.440	0.872
135.7	0.1976	0.466	0.985

En todos los casos se analizaron perfiles de velocidad en la vertical, a lo largo de la línea central del canal, con separaciones de 3, 6, 9, 12 y 15 diámetros aguas abajo del disco.

Se utilizó un velocímetro acústico Doppler (ADV) para medir las componentes de la velocidad instantánea en las direcciones (x , y , z), con un espaciado en la vertical de 1 mm aproximadamente y una longitud total del volumen de medición de 1 cm. Para disminuir el tiempo empleado en las mediciones, se realizaron en intervalos de 1 cm con datos y otro centímetro sin datos. La frecuencia de muestreo fue de 100 Hz, con un tiempo total de medición de 30 s, teniéndose así un total de 3 000 muestras en cada punto de análisis (a cada milímetro). El perfil de velocidades inicia desde 0.60 cm a partir del fondo del canal hasta una altura de 23.5 cm.

Antes de la interpretación y análisis de los datos obtenidos con el ADV, se eliminaron los valores atípicos en los puntos; para tal fin se utilizó

el método propuesto por Goring y Nikora (2002), y modificado por Mori, Suzuki y Kakuno (2007).

Recuperación de la velocidad en la estela lejana

Al instalar turbinas en serie es importante conocer la distancia mínima a la que es recomendable colocar la siguiente turbina aguas abajo (Xiao *et al.*, 2013), para aprovechar al máximo el espacio disponible, sin que esto afecte significativamente el desempeño de las mismas. Al respecto, entre los principales factores que influyen en la potencia generada por las turbinas hidrocinéticas se encuentran la velocidad del flujo y la intensidad de turbulencia en la zona donde se ubica la turbina (Maganga, Germain, King, Pinon, & Rivoalen, 2010). Por esta razón es importante conocer el efecto que tiene incrementar la relación de bloqueo tanto en la recuperación de la velocidad en la estela lejana como en lo que corresponde a la intensidad de turbulencia. Para identificar tales elementos, en este estudio se hizo un conjunto de pruebas en el canal experimental.

Para conocer la recuperación de la velocidad en la estela lejana con distintas relaciones de bloqueo se estudiaron los discos con las características señaladas en la Tabla 2. Los discos se instalaron a una distancia de 2.0 m respecto a la entrada del canal y se colocaron en la línea central de éste, con separación respecto al fondo de 6 cm. Los

perfiles de velocidad se midieron a lo largo de la línea central del canal, en la dirección vertical; esta zona es la más adecuada para analizar el efecto de recuperación de la velocidad e intensidad de turbulencia en la estela, al ser la condición más desfavorable que presenta el cono de la estela.

Como ya se comentó, se utilizó un gasto $Q = 37$ l/s, con un tirante de 0.3 m, presentándose una velocidad media en el flujo de $u_0 = 0.503$ m/s; número de Froude $Fr = 0.293$. La intensidad de turbulencia media en la sección resultó ser $IT = 5.7\%$. Los números de Reynolds en función del diámetro del disco fueron $Re_1 = 46\ 276$ para $D_1 = 92.0$ mm; $Re_2 = 60\ 762$ para $D_2 = 120.8$ mm, y $Re_3 = 68\ 257$ para $D_3 = 135.7$ mm.

Xiao *et al.* (2013) definen el número de Reynolds como:

$$Re = \frac{u_0 D}{\nu} \quad (16)$$

donde:

D : diámetro del disco poroso en m.

Re : número de Reynolds.

ν : viscosidad cinemática del agua en m²/s.

Cálculo de la intensidad de turbulencia

La intensidad de turbulencia es una escala que caracteriza la turbulencia, expresada como un porcentaje. De acuerdo con Panton (2005), la intensidad de turbulencia se puede expresar con la Ecuación (17):

$$IT = 100 \cdot \frac{\sqrt{\frac{1}{3}(\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2})}}{u_0} \quad (17)$$

donde:

IT: intensidad de turbulencia en %.

u', *v'* y *w'*: componentes de fluctuación de velocidad en las direcciones *x*, *y*, *z*, respectivamente, en m/s.

La intensidad de turbulencia media propia del canal se puede obtener de los datos del perfilado de velocidades en la vertical. Al superponer en una gráfica los perfilados generados con los datos obtenidos utilizando el velocímetro acústico Doppler ADV, en las gráficas de intensidad de turbulencia se presentan ciertos patrones que no corresponden a lo esperado en el fenómeno físico. Esto se debe a que la señal de ruido varía de forma parabólica con un mínimo alrededor del punto justo llamado "sweet spot", ubicado a 50 mm del transductor. Los haces receptores de la señal sólo convergen en el punto justo y en la región de divergencia se reduce el tamaño de la zona muestreada a partir del punto justo; esto genera una reducción en la calidad de los datos. Sin embargo, en la región, entre aproximadamente 43 y 61 mm por debajo del transductor se puede recoger por lo usual la información de velocidad

más fiable (Thomas, Schindfessel, McLelland, Creëlle, & De Mulder, 2017).

Otros trabajos señalan que el punto justo se ubica a unos 52 mm abajo del transductor. En esta zona, la región superpuesta de los haces acústicos del ADV es la más grande (Koca, Noss, Anlanger, Brand, & Lorke, 2017). Se concluye entonces que se debe seleccionar el punto con menor señal de ruido, que corresponde a un mínimo local.

Debido a ello, en las curvas de intensidad de turbulencia se aplica un filtrado de datos, seleccionando los mínimos locales de cada perfilado para construir una gráfica representativa del fenómeno.

Cálculo del coeficiente de potencia utilizando datos experimentales

Para medir el empuje hidrodinámico sobre los discos, se utilizó una celda de carga de 9.806 N, que recibe el empuje del disco mediante un vástago unido a un carro deslizante; la celda de carga tiene una precisión de 0.00196 N (ver Figura 8). Se midió en los tres discos porosos y se realizaron cinco repeticiones de la medición del empuje, con un total de 17 010 muestras en cada medición.



Figura 8. Dispositivo para medir el empuje hidrodinámico sobre un disco poroso.

Para obtener el empuje neto en los discos, se midió el correspondiente al vástago y luego se le restó al ensamble total (vástago y disco).

De acuerdo con Harrison, Batten, Myers y Bahaj (2010), el coeficiente de arrastre se calcula con la Ecuación (18):

$$C_T = \frac{F}{0.5\rho u_0^2 A} \quad (18)$$

Debido a las dificultades para medir la velocidad media en la zona donde se ubica el disco poroso u_1 , por limitaciones del velocímetro acústico Doppler utilizado, el cálculo aproximado de β se determinó a través de la aplicación de la teoría unidimensional propuesta por Houlsby *et al.* (2008). De esta forma, una vez estimado el valor de C_T , se determinó el valor del factor de inducción axial a correspondiente, así como el de β , con lo que se logró calcular el coeficiente de potencia.

Resultados y discusión

Pruebas experimentales con distintas relaciones de bloqueo

La intensidad de turbulencia media, en la sección donde se ubican los discos, que es representativa del canal, se determinó a partir de datos del perfilado de velocidades en la vertical. Para las pruebas sin disco poroso sumergido resultó un valor promedio de 5.70%. En la Figura 9 se muestra un mapa de curvas de intensidad de turbulencia para la sección transversal del canal, donde se colocaron los discos porosos. Se

obtuvieron valores cercanos a 8% tanto en el fondo del canal como en parte de la superficie libre.

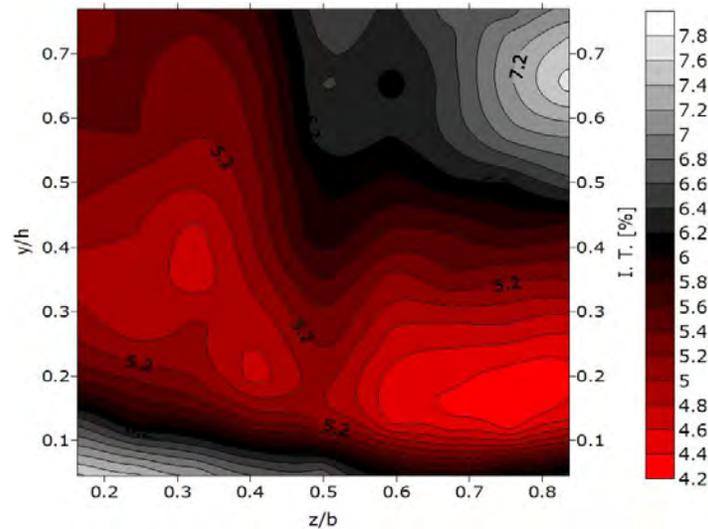


Figura 9. Intensidad de turbulencia en la sección del canal donde se ubican los discos porosos (sin disco).

Recuperación de la velocidad y la intensidad de turbulencia en el canal con un disco poroso de $D_1 = 92.0$ mm de diámetro y una relación de bloqueo $B_1 = 0.090$

En la Figura 10 se muestran los resultados de las mediciones de los perfiles de velocidad para $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, incluyendo el perfil de velocidad sin disco sumergido en el fluido.

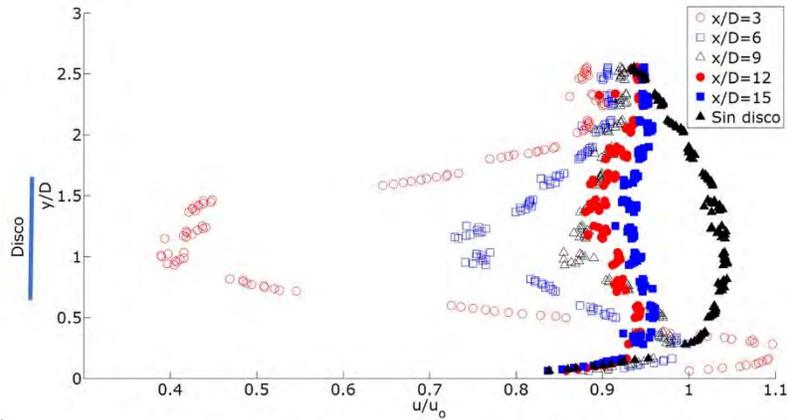


Figura 10. Perfiles de velocidad para $x/D = 3, 6, 9, 12,$ y 15 aguas abajo del disco poroso, incluyendo el perfil de velocidad sin disco sumergido. Disco poroso de 92.0 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_1 = 0.090$.

Con los datos de los perfiles de velocidad medidos en la vertical, se generó un mapa de curvas de velocidades (Figura 11). Considerando los valores de los puntos ubicados al centro del disco, con respecto al fondo del canal $y/D = 1.15$, la recuperación de la velocidad en $x/D = 3$ es de 40%; para $x/D = 12$ se tiene una recuperación de 90%.

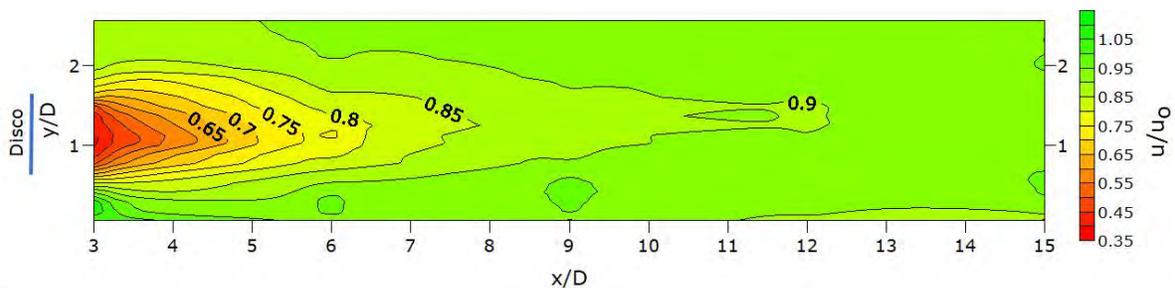


Figura 11. Mapa de curvas de velocidad. Disco poroso de 92.0 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_1 = 0.090$.

Los perfiles de intensidad de turbulencia en el canal para $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, incluyendo el perfil de intensidad de turbulencia sin sumergir el disco en el fluido se muestran en la Figura 12. Como se observa en tal figura, la superposición de los perfiles generados con los datos obtenidos utilizando el velocímetro acústico Doppler ADV presenta ciertos patrones que no corresponden a lo esperado en el fenómeno físico.

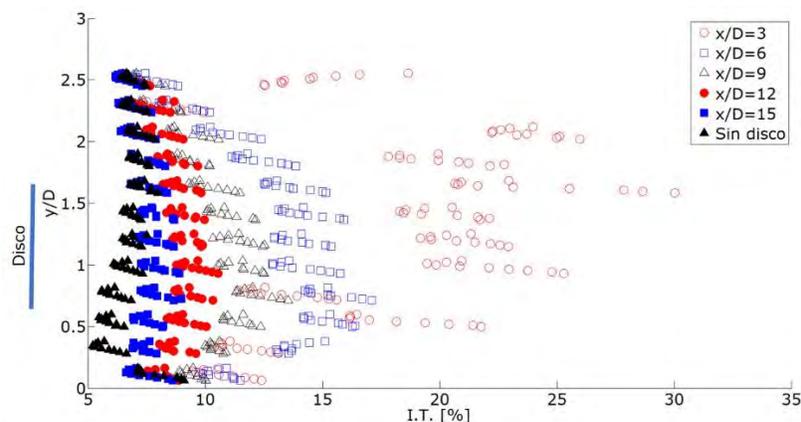


Figura 12. Intensidades de turbulencia para los perfiles de velocidad en el canal en $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, y sin disco sumergido. Disco poroso de 92.0 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_1 = 0.090$.

Aplicando el filtrado de datos a los perfiles de intensidad de turbulencia se generan los gráficos mostrados en la Figura 13.

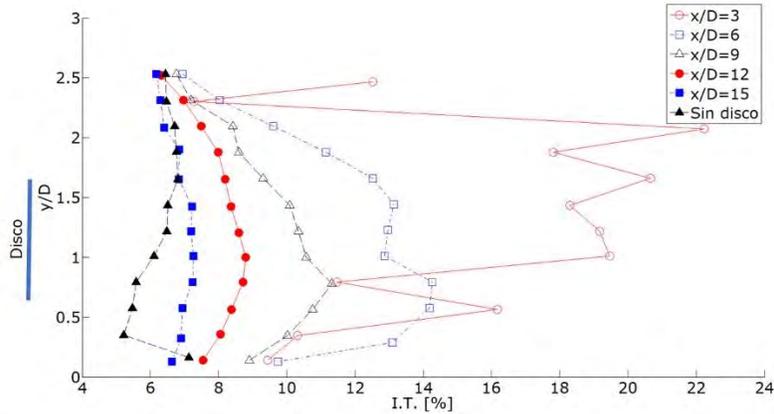


Figura 13. Filtrado de datos aplicado a las intensidades de turbulencia para los perfiles de velocidad en el canal en $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, y sin disco sumergido. Disco poroso de 92.0 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_1 = 0.090$.

La intensidad de turbulencia al centro del disco $y/D = 1.15$ presenta valores en $x/D = 3$ cercanos a 20%; para $x/D = 12$, los valores son de un 8%, siendo en general los valores más altos de intensidad de turbulencia en cada perfil de velocidades medido (Figura 14).

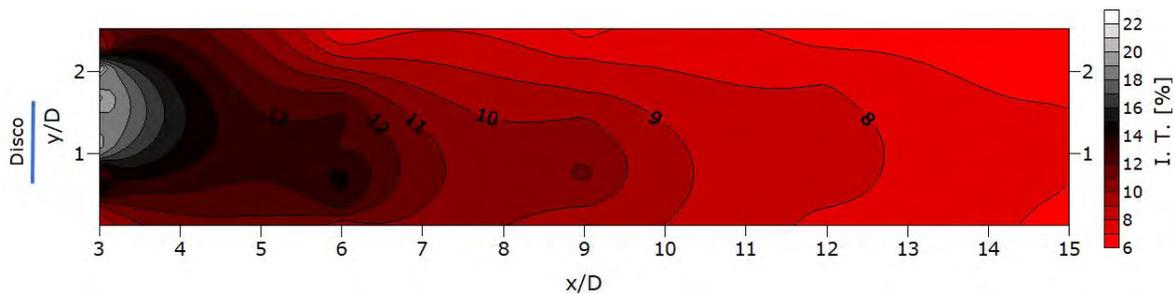


Figura 14. Mapa de curvas de intensidad de turbulencia. Disco poroso de 92.0 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_1 = 0.090$.

Recuperación de la velocidad e intensidad de turbulencia en el canal con un disco poroso de $D_2 = 120.8$ mm de diámetro y una relación de bloqueo $B_2 = 0.156$

Los resultados de las mediciones de los perfiles de velocidad en $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso se muestran en la Figura 15, incluyendo el perfil de velocidad sin disco sumergido en el fluido.

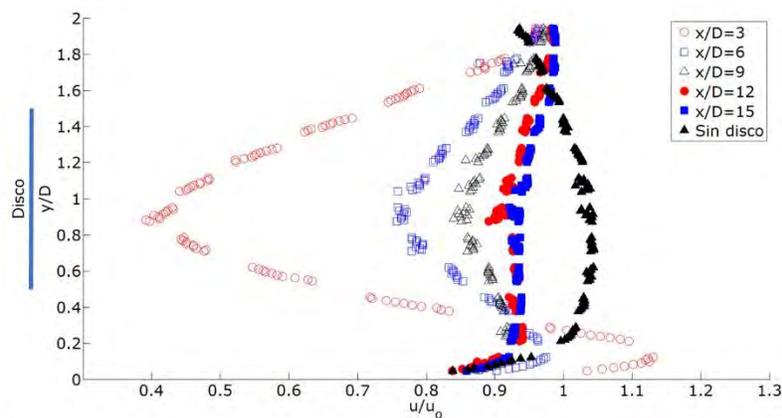


Figura 15. Perfiles de velocidad para $x/D = 3, 6, 9, 12,$ y 15 aguas abajo del disco poroso, incluyendo el perfil de velocidad sin disco sumergido. Disco poroso de 120.8 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_2 = 0.156$.

En la Figura 16 se muestra un mapa de curvas de velocidades generado con las mediciones de los perfiles de velocidad en la vertical. Para $y/D = 1.0$, que corresponde a la altura del centro del disco, la recuperación de la velocidad en $x/D = 3$ es de 40%; para $x/D = 12$, se presenta una recuperación de 92%.

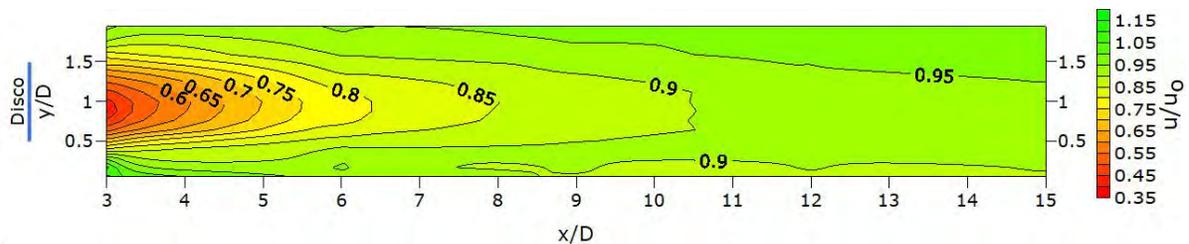


Figura 16. Mapa de curvas de velocidad. Disco poroso de 120.8 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_2 = 0.156$.

Los perfiles de intensidad de turbulencia en el canal para $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, incluyendo el perfil de intensidad de turbulencia sin sumergir el disco en el fluido se muestran en la Figura 17.

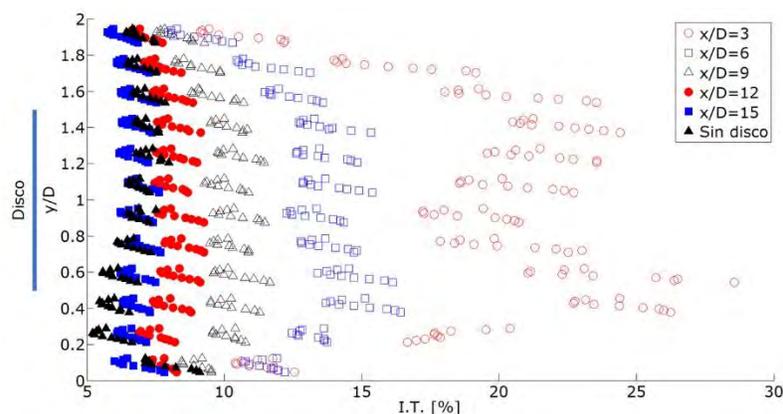


Figura 17. Intensidades de turbulencia para los perfiles de velocidad en el canal en $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, y sin disco sumergido. Disco poroso de 120.8 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_2 = 0.156$.

Aplicando el filtrado de datos a los perfiles de intensidad de turbulencia se generan los gráficos mostrados en la Figura 18.

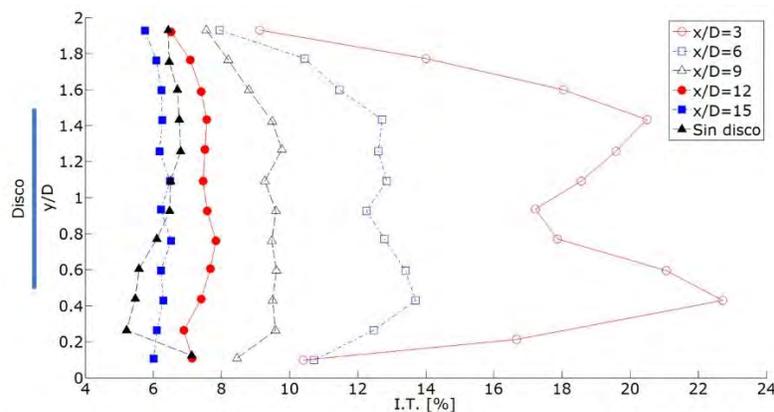


Figura 18. Filtrado de datos aplicado a las intensidades de turbulencia para los perfiles de velocidad en el canal en $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, y sin disco sumergido. Disco poroso de 120.8 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_2 = 0.156$.

En $y/D = 1.0$ correspondiente al centro del disco, la intensidad de turbulencia presenta valores en $x/D = 3$ cercanos a 18% ; para $x/D = 12$, cerca de 8% (Figura 19).

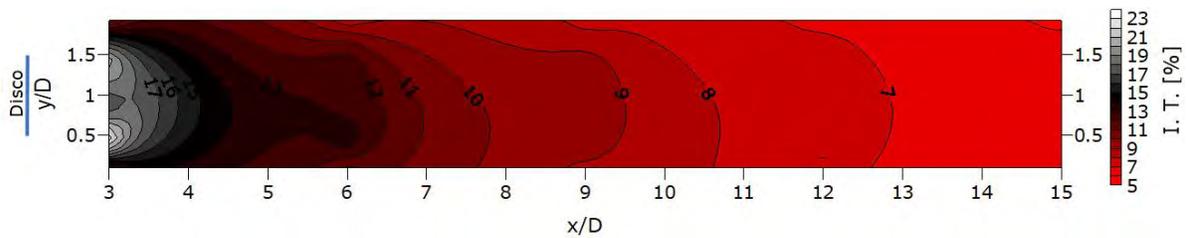


Figura 19. Mapa de curvas de intensidad de turbulencia. Disco poroso de 120.8 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_2 = 0.156$.

Recuperación de la velocidad y la intensidad de turbulencia en el canal con un disco poroso de $D_3 = 135.7$ mm de diámetro y una relación de bloqueo $B_3 = 0.197$

En la Figura 20 se muestran los resultados de las mediciones de los perfiles de velocidad para $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, incluyendo el perfil de velocidad sin disco sumergido en el fluido.

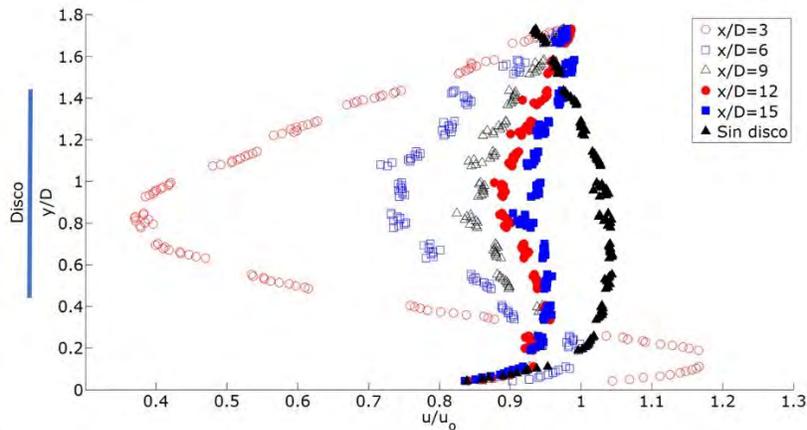


Figura 20. Perfiles de velocidad para $x/D = 3, 6, 9, 12,$ y 15 aguas abajo del disco poroso, incluyendo el perfil de velocidad sin disco sumergido. Disco poroso de 135.7 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_3 = 0.197$.

Con la información de los perfiles de velocidad en la vertical, se generó un mapa de curvas de velocidades (Figura 21). Considerando los valores de los puntos ubicados en $y/D = 0.95$, al centro del disco, la recuperación de la velocidad en $x/D = 3$ es de 40%; para $x/D = 12$, se tiene una recuperación de 90%.

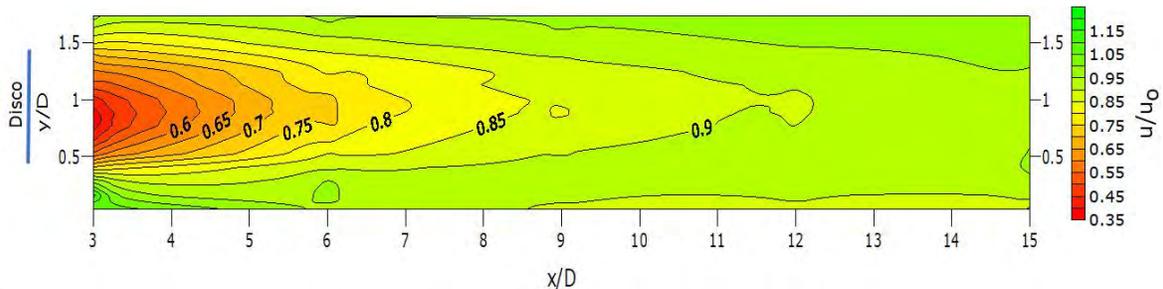


Figura 21. Mapa de curvas de velocidad. Disco poroso de 135.7 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_3 = 0.197$.

Los perfiles de intensidad de turbulencia en el canal para $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco, incluyendo el perfil de intensidad de turbulencia sin disco sumergido en el fluido, se muestran en la Figura 22.

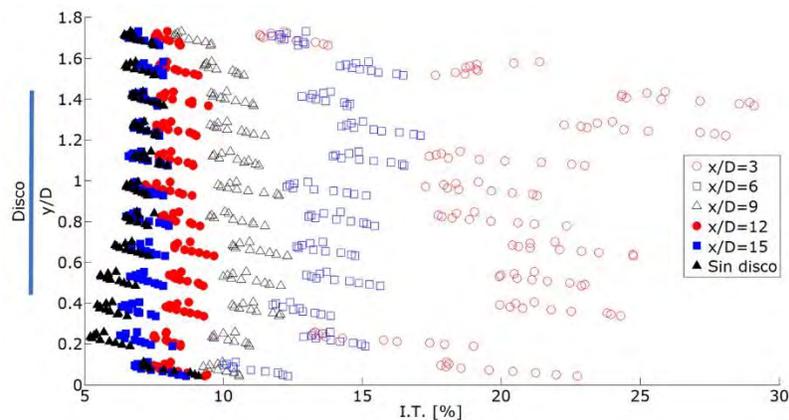


Figura 22. Intensidades de turbulencia para los perfiles de velocidad en el canal en $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, y sin disco sumergido. Disco poroso de 135.7 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_3 = 0.197$.

Aplicando el filtrado de datos a los perfiles de intensidad de turbulencia se generan los gráficos mostrados en la Figura 23.

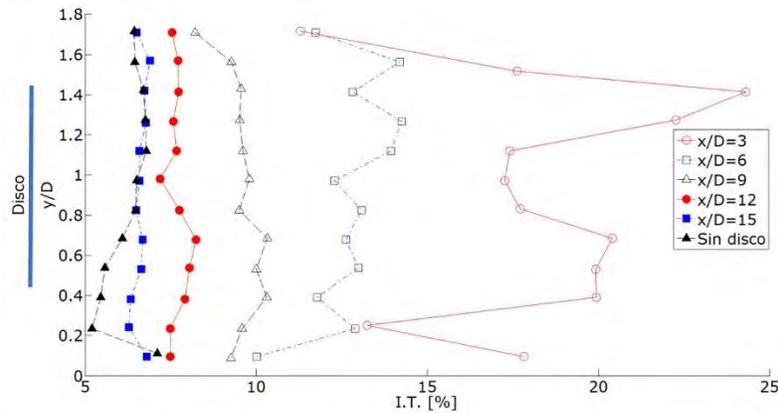


Figura 23. Filtrado de datos aplicado a las intensidades de turbulencia para los perfiles de velocidad en el canal en $x/D = 3, 6, 9, 12$ y 15 aguas abajo del disco poroso, y sin disco sumergido. Disco poroso de 135.7 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_3 = 0.197$.

Considerando los valores de los puntos ubicados al centro del disco con respecto al fondo del canal $y/D = 0.95$, la intensidad de turbulencia presenta valores en $x/D = 3$ cercanos a 18% ; para $x/D = 12$, cerca de 8% (Figura 24).

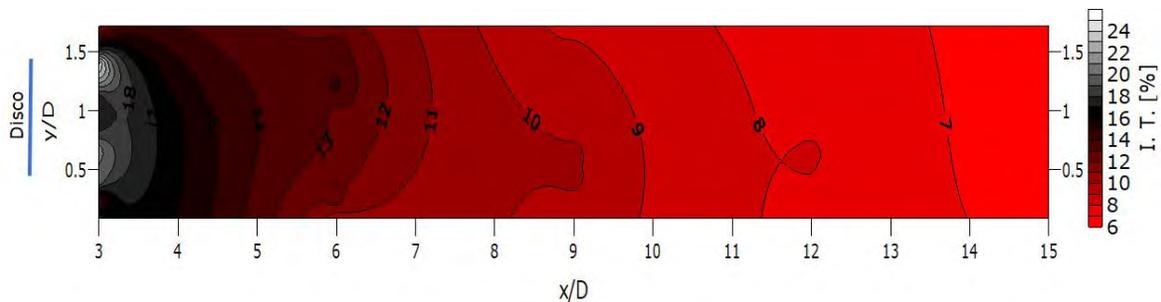


Figura 24. Mapa de curvas de intensidad de turbulencia. Disco poroso de 135.7 mm de diámetro y relación de bloqueo $B_3 = 0.197$.

Los resultados muestran que, para las condiciones hidráulicas establecidas en el canal experimental, independientemente de la relación de bloqueo, la recuperación de la velocidad en la estela lejana a los 12 diámetros aguas abajo del disco alcanza un valor cercano a 90% respecto a la velocidad media del perfil antes de introducir los discos. Lo mismo sucede para el caso de la intensidad de turbulencia, que a los 12 diámetros aguas abajo del disco muestra un valor cercano a 8%. Esto permitiría realizar una primera recomendación para el aprovechamiento óptimo del espacio de una fila de turbinas hidrocinéticas colocadas en serie.

Es importante señalar que los estudios con altas relaciones de bloqueo se deben extender analizando turbinas hidrocinéticas colocadas en serie, paralelo e incluso matrices, como es común encontrarlas en canales y ríos. Es de esperarse un aumento en la recuperación de la velocidad en la estela lejana a medida que se incrementa la relación de bloqueo en turbinas, como se muestra en los estudios de Chime y Malte (2014), con turbinas colocadas en paralelo. Bajo este escenario, sería importante analizar el comportamiento de las curvas de intensidad de turbulencia y determinar la separación óptima entre turbinas.

**Cálculo del coeficiente de arrastre y coeficiente de potencia
para relaciones de bloqueo $B_1 = 0.090$, $B_2 = 0.156$ y $B_3 =$
 0.197**

En la Tabla 4 se muestran los resultados de los empujes hidrodinámicos para las distintas relaciones de bloqueo. El empuje hidrodinámico entre el disco con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$ y el de relación de bloqueo $B_2 = 0.156$ presenta un incremento de 99%; el empuje hidrodinámico entre el disco con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$ y el de relación de bloqueo $B_3 = 0.197$ muestra un incremento de 170%.

Tabla 4. Empuje hidrodinámico en discos porosos con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$, $B_2 = 0.156$ y $B_3 = 0.197$, resultados experimentales.

Diámetro del disco (mm)	Relación de bloqueo	Porosidad	Empuje total (N)		Empuje sobre vástago (N)	Empuje sobre disco (N)	
92.0	0.0904	0.34	1.448	±0.040	0.103	1.346	±0.040
120.8	0.1564	0.34	2.767	±0.049	0.088	2.679	±0.049
135.7	0.1976	0.34	3.719	±0.067	0.081	3.638	±0.067

En la Tabla 5 se muestran los resultados de los coeficientes de arrastre y los coeficientes de potencia para las distintas relaciones de bloqueo en estudio. El coeficiente de arrastre entre el disco con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$ y el de relación de bloqueo $B_2 = 0.156$ presenta un incremento de 15%, mientras que el coeficiente de arrastre entre el

disco con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$ y el de relación de bloqueo $B_3 = 0.197$ muestra un incremento de 26%. Por otro lado, el coeficiente de potencia entre el disco con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$ y el de relación de bloqueo $B_2 = 0.156$ tiene un incremento de 37%, y el coeficiente de potencia entre el disco con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$ y el de relación de bloqueo $B_3 = 0.197$ presenta un incremento de 59%.

Tabla 5. Coeficiente de arrastre en discos porosos con relación de bloqueo $B_1 = 0.090$, $B_2 = 0.156$ y $B_3 = 0.197$, resultados experimentales.

Diámetro del disco (mm)	Relación de bloqueo	Porosidad	Densidad del agua (kg/m ³)	Empuje sobre disco (N)		Área disco (m ²)	u_0 (m/s)	u_1 (m/s)	C_T	C_p
92.0	0.0904	0.34	998.2	1.346	±0.040	0.0066	0.503	0.192	1.603	0.613
120.8	0.1564	0.34	998.2	2.679	±0.049	0.0115	0.503	0.228	1.845	0.838
135.7	0.1976	0.34	998.2	3.638	±0.067	0.0145	0.503	0.244	2.013	0.977

En la Tabla 6 se muestra una comparativa entre los coeficientes de potencia obtenidos con las pruebas experimentales y los coeficientes de potencia máximos logrados con la teoría unidimensional; las diferencias en los valores alcanzados son de 19.45% para el caso de $B_1 = 0.090$; 4.13% para $B_2 = 0.156$, y 0.84% para $B_3 = 0.197$.

Tabla 6. Coeficiente de potencia en discos porosos con resultados experimentales y coeficientes de potencia máximos obtenidos con la teoría unidimensional.

Diámetro del disco (mm)	Relación de bloqueo	Porosidad	C_p experimental	$C_{p\text{máx}}$ teoría unidimensional	Diferencia (%)
92.0	0.0904	0.34	0.613	0.732	19.45
120.8	0.1564	0.34	0.838	0.872	4.13
135.7	0.1976	0.34	0.977	0.985	0.84

En la Figura 25 se muestra la influencia de la relación de bloqueo en el coeficiente de potencia en discos porosos con resultados experimentales y utilizando la teoría unidimensional del disco actuador propuesta por Houlsby *et al.* (2008).

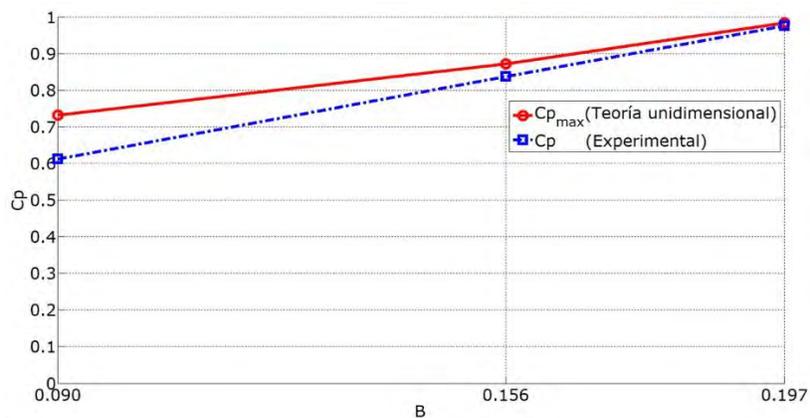


Figura 25. Coeficiente de potencia en discos porosos con resultados experimentales y coeficientes de potencia máximos obtenidos con la teoría unidimensional para diferentes relaciones de bloqueo.

Conclusiones

Para las distintas relaciones de bloqueo y las condiciones hidráulicas establecidas en las pruebas experimentales, se concluye que la recuperación de la velocidad en la estela lejana, en y/D correspondiente a la ubicación del centro del disco poroso, alcanza un 90% a 12 diámetros aguas abajo del disco. La intensidad de turbulencia en 12 diámetros aguas abajo del disco presenta un valor cercano a 8%, magnitud que para fines prácticos es aceptable, en comparación con el 5.7% que exhibe la sección del canal sin disco poroso. De esta manera se puede recomendar que, ante un arreglo de turbinas colocadas en serie, se adopte este criterio para establecer la separación mínima entre una y otra turbina.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que existe un incremento en la potencia aprovechable de turbinas hidrocinéticas, al aumentar la relación de bloqueo en los canales. Por ejemplo, se obtuvo que al incrementar la relación de bloqueo de $B_1 = 0.090$ a $B_2 = 0.156$, se tiene un incremento en el coeficiente de potencia de 37%; con un incremento de $B_1 = 0.090$ a $B_3 = 0.197$, hay un aumento del coeficiente de potencia de 59%.

Comparando los coeficientes de potencia $C_{p1} = 0.613$, $C_{p2} = 0.838$ y $C_{p3} = 0.977$, obtenidos para las relaciones de bloqueo $B_1 = 0.090$, $B_2 = 0.156$ y $B_3 = 0.197$, respectivamente, con los máximos teóricamente esperados, se encontró que con una relación de bloqueo del orden de 0.20, los valores del coeficiente de potencia se asemejan a los máximos teóricamente esperados, y que con valores inferiores a 0.10 de esta

relación de bloqueo, dicho coeficiente cae alrededor de un 20% con respecto al máximo teóricamente esperado.

Si bien es de reconocer que para generalizar los resultados anteriores es necesario contar con mayor número de pruebas experimentales, en canales de diferentes dimensiones y utilizando discos con distinta porosidad, los autores consideran que son lo suficientemente sólidos como para tener una primera orientación ante la decisión de adoptar las dimensiones de una turbina y seleccionar la separación de éstas cuando se colocan en serie, en especial si se busca maximizar la potencia extraíble de las mismas. Asimismo, es conveniente realizar pruebas en canales con condiciones reales, donde la rugosidad puede ser significativa en los perfiles de velocidad o, en su caso, validar un modelo físico-matemático con dinámica de fluidos computacional CFD, utilizando los resultados del presente estudio, y así manipular las variables de interés para generalizar los resultados.

Agradecimientos

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) por el recurso económico otorgado para desarrollar este trabajo, y tanto a la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), como al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) por facilitar el uso de sus instalaciones.

Referencias

Garrett, C., & Cummins, P. (2007). The efficiency of a turbine in a tidal channel. *Journal of Fluid Mechanics*, 588, 243-251.

- Goring, D. G., & Nikora, V. I. (2002). Despiking acoustic Doppler velocimeter data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(1), 117-126.
- Harrison, M. E., Batten, W. M., Myers, L. E., & Bahaj, A. S. (2010). A comparison between CFD simulations and experiments for predicting the far wake of horizontal axis tidal turbines. *IET Renewable Power Generation*, 4(6), 613-627.
- Chime, A. H., & Malte, P. C. (2014). Hydrokinetic turbines at high blockage ratio. *Proceedings of the 2nd Marine Energy Technology Symposium*, METS2014, Seattle, WA, USA.
- Houlsby, G. T., Draper, S., & Oldfield, M. L. G. (2008). *Application of linear momentum actuator disc theory to open channel flow* (Technical Report OUEL 2296/08). Oxford, UK: Department of Engineering Science, University of Oxford.
- Koca, K., Noss, C., Anlanger, C., Brand, A., & Lorke, A. (2017). Performance of the vectrino profiler at the sediment-water interface. *Journal of Hydraulic Research*, 55(4), 573-581.
- Lomelí, R., & Álvarez, N. (2014). La conservación de los distritos de riego y las cuencas de captación. *XXIII Congreso Nacional de Hidráulica*, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- Maganga, F., Germain, G., King, J., Pinon, G., & Rivoalen, E. (2010). Experimental characterisation of flow effects on marine current turbine behaviour and on its wake properties. *IET Renewable Power Generation*, 4(6), 498-509.

- Mori, N., Suzuki, T., & Kakuno, S. (2007). Noise of acoustic Doppler velocimeter data in bubbly flows. *Journal of Engineering Mechanics*, 133(1), 122-125.
- Myers, L. E., & Bahaj, A. S. (2012). An experimental investigation simulating flow effects in first generation marine current energy converter arrays. *Renewable Energy*, 37, 28-36.
- Okulov, V. L., & Van Kuik, G. A. (2012). The Betz-Joukowski limit: On the contribution to rotor aerodynamics by the British, German and Russian scientific schools. *Wind Energy*, 15(2), 335-344.
- Panton, R. L. (2005). *Incompressible flow*. New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc. .
- Thomas, R. E., Schindfessel, L., McLelland, S. J., Creëlle, S., & De Mulder, T. (2017). Bias in mean velocities and noise in variances and covariances measured using a multistatic acoustic profiler: The Nortek Vectrino Profiler. *Measurement Science and Technology*, 28(7).
- Whelan, J. I., Graham, J. M. R., & Peiró, J. (2009). A free-surface and blockage correction for tidal turbines. *Journal of Fluid Mechanics*, 624, 281-291.
- Xiao, H., Duan, L., Sui, R., & Rösgen, T. (2013). Experimental investigations of turbulent wake behind porous disks. *Proceedings of the 1st Marine Energy Technology Symposium*, METS2013, Washington, DC, USA.

Actualización tarifaria del servicio de agua potable en México: una propuesta metodológica

Tariff update of drinking water service in Mexico: A methodological proposal

José Luis Montesillo-Cedillo¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9605-8001>

¹Universidad Autónoma del Estado de México, Estado de México, México, jlmontesilloc@uaemex.mx

Autor para correspondencia: José Luis Montesillo-Cedillo, jlmontesilloc@uaemex.mx

Resumen

El objetivo de la presente investigación fue demostrar que la actualización de las tarifas del servicio de agua potable en México con base en la variación anual del Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) metodológica y teóricamente es errónea, y fundamentar el uso de la variación del Índice Nacional de Precios al Productor (INPP) del sector 22 para dicha actualización. Se destacaron las diferencias y los efectos económicos de actualizar las tarifas del servicio de agua potable con el

INPC respecto del INPP; se compararon las principales propiedades teóricas de cada uno de dichos índices. Se destacó que el INPC no está diseñado para captar la variación de los costos de producción que precisan los organismos operadores. Dicho índice es un promedio nacional, y por ello no refleja las diferencias regionales o estatales, y mucho menos las municipales; el servicio de agua potable forma parte de los ponderadores de dicho índice, de ahí que el incremento de las tarifas del servicio contribuya al aumento de la inflación y, sobreestima la inflación en alrededor de 1% anual, porque metodológicamente no puede incluir el efecto sustitución ni los bienes nuevos ni aumentos de calidad en los bienes y servicios. Por último, se concluyó que el INPP del sector 22, cuya finalidad principal es la medición de la inflación por el lado de la oferta, es el índice más adecuado para actualizar las tarifas del servicio de agua potable.

Palabras clave: México, servicio de agua potable, actualización tarifaria, Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC), Índice Nacional de Precios al Productor (INPP).

Abstract

The objective of the present investigation was to demonstrate that rates update of the drinking water service in Mexico based on the annual variation of the National Consumer Price Index (NCPI), methodologically and theoretically is erroneous, and substantiate the use of the variation of the National Producer Price Index (NPPI) of sector 22. The differences and economic effects of updating drinking water service rates with NCPI respect NPPI were highlighted; the main theoretical properties of each of

these indices were compared; it was emphasized that NCPI is not designed to capture the variation in production costs required by the operator organism; the index is a national average and therefore does not reflect regional or state differences, let alone municipal differences; drinking water service is part of the weightier of that index, hence the increase in service tariffs contributes to rising inflation and, overestimates inflation by about 1% per year, because methodologically cannot include the replacement effect of new goods or quality increases in goods and services. Finally, it was concluded that the NPPI of Sector 22, whose main purpose is the measurement of supply-side inflation, is the most appropriate index for updating drinking water service rates.

Keywords: Mexico, drinking water service, tariff update, National Consumer Price Index (NCPI), National Index of Producer Prices (NIPP).

Recibido: 16/03/2018

Aceptado: 16/09/2019

Introducción

En México, el suministro de agua para consumo humano durante la etapa prehispánica estuvo al cargo de las comunidades y autoridades más

cercanas a la población, con excepción de los acueductos, que suministraban agua a los grandes asentamientos humanos, como la nueva Tenochtitlan (Peña-Santana & Levi, 1989).

En la etapa colonial de México, el suministro de agua para consumo humano —hoy llamada potable— era asunto de las comunidades, pueblos, haciendas, ranchos, ayuntamientos y jefes políticos locales.

En el México independiente, hasta antes de la Revolución Mexicana, lo que destacó fue la lejanía de los gobiernos estatales, y más aún del gobierno federal; al igual que durante la Colonia, el agua para consumo humano —y para todos los demás usos— era asunto de las comunidades, pueblos, haciendas, ranchos, ayuntamientos y jefes políticos locales. En concreto, era un conjunto de prácticas desarrolladas por grupos sociales directamente vinculados con la explotación cotidiana de los recursos hídricos y de instancias locales del poder público (Peña-Santana & Levi, 1989). Sin embargo, desde la década de 1950 ya se vislumbraba el potencial de ingresos que podría representar el sector agua para el gobierno federal, visión que fue confirmada y retomada por los gobiernos revolucionarios, a pesar de los cuestionamientos a la política del Porfiriato respecto del sector:

“Quizá como parte de los informes finales, los gobiernos revolucionarios cuestionaron la política del régimen porfirista para concesionar los recursos naturales a particulares, sin que el Estado recibiese compensación alguna. En marzo de 1914, Querido Moheno, secretario de Industria y Comercio en el gobierno de Adolfo de la Huerta, planteó en un discurso que sólo al reformar la legislación sobre las concesiones, el gobierno tendría facultades para cobrar impuestos. Como ejemplo mencionó que la Compañía de Luz y

Fuerza de la Ciudad de México obtenía anualmente millones de pesos por la explotación de la caída de agua de Necaxa. Sin embargo, el erario público no recibía ‘un solo centavo’” (Birrichaga, 2009: 51).

Sin embargo, desde finales de la Revolución Mexicana hasta principios de la década de 1980, se puede decir, en términos generales, de acuerdo con Birrichaga (2009) y Escobar-Ohmstede (2009), que la **“gestión” del suministro del servicio de agua potable en México fue centralizado por el gobierno federal**. No obstante, en la década de 1980, durante la administración de Miguel de la Madrid Hurtado (1982-1988), se propuso el fortalecimiento del federalismo y:

“En 1983 se dio una reforma al artículo 115 que implicó la participación de los tres órdenes de gobierno de manera coordinada en los procesos de planeación, análisis y ejecución de las políticas fiscales. Como parte de esa reforma se asignaron el servicio de agua y alcantarillado a los municipios, con el concurso de los estados cuando así fuere necesario y lo determinen las leyes, tendrían a su cargo diversos servicios públicos” (Birrichaga, 2009: 54-55).

Durante la gestión de Miguel de la Madrid se inició el cobro de derechos de uso del agua potable y, como ya se vislumbraba desde la década de 1950, se confirmó el potencial de dicha medida como fuente de ingresos para el gobierno federal (Escobar-Ohmstede, 2009: 72), sólo que ahora **también incluía la “intención” de fomentar el uso eficiente del recurso hídrico y el cuidado del medio ambiente**. Sin embargo, debido a la escasez, el rezago en el suministro y la contaminación del agua, en 1997, bajo la presidencia de Ernesto Zedillo (1994-2000) se volvió a reformar el artículo 115 constitucional (Rodríguez-Gómez, 2018: 9),

aunque en esta **ocasión se “consideró** esencial elaborar una nueva política tendiente a resolver las demandas de la sociedad, con tres objetivos primordiales: a) construir infraestructura hidráulica; b) inducir el uso **eficiente del agua; c) restaurar y mejorar la calidad del agua”** (Escobar-Ohmstede, 2009: 72).

No obstante, a las reformas previas al artículo 115 constitucional, el 23 de diciembre de 1999 se le hace otra reforma, con la cual se transfiere la responsabilidad plena a los municipios para proporcionar los servicios de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de aguas residuales dentro de su jurisdicción. Sin embargo, a la fecha no existe una ley reglamentaria para el artículo 115 constitucional (Gutiérrez-Mercadillo, Ruiz-Funes, & Noria, 2009). En su ausencia, todos los estados de la república, con excepción de Querétaro, han elaborado su propia Ley Estatal de Agua.

En la actualidad, los servicios de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de aguas residuales están a cargo de los municipios y, en la mayoría de los casos, crearon organismos operadores para proporcionar los servicios conferidos. A los organismos operadores también se les llama Comisión de Agua, Junta de Agua, Sistema Descentralizado de Agua, Comité del Agua, Empresa de Agua, etcétera (Gutiérrez-Mercadillo *et al.*, 2009).

Desde la reforma al artículo 115 constitucional de 1983, los municipios quedaron obligados a pagar el derecho de uso de aguas nacionales. Este pago, para los municipios y, en consecuencia, para los organismos operadores, representa una parte de sus costos de producción, y su cuantía depende de la zona de disponibilidad —de 1 a

4— en la que se encuentren, de acuerdo con el artículo 231 de la Ley Federal de Derechos (LFD).

Las tarifas de los organismos operadores tienen dos grandes componentes: 1) el monto del derecho de uso de aguas nacionales, con base en la zona de disponibilidad en la que se encuentren; 2) los costos en los que incurren por proporcionar los servicios de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de aguas residuales, los cuales dependen de las condiciones específicas en las que proporcionan sus servicios.

De acuerdo con la LFD, el derecho de aguas nacionales para uso de agua potable, y de las descargas en zonas o bienes federales se debe actualizar cada año el primero de enero a partir de la variación del Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) (DOF, 2016a: 1-2).

Por otro lado, la actualización de los costos de producción de los organismos operadores está en función de lo dictado en la ley estatal de aguas de cada entidad federativa de los Estados Unidos Mexicanos.

Así, las tarifas y su variación o actualización tienen un componente federal (derechos de uso) **y otro "local"** (costos de producción de cada organismo operador). Sin embargo, la Comisión Nacional del Agua (Conagua) (Conagua, 2017: 100) señala que el incremento o actualización de las tarifas de los servicios se realizan en la mayoría de los organismos operadores con base en la variación del Índice Nacional de Precios al Consumidor.

No obstante, a pesar del señalamiento de la Conagua referente a la actualización de las tarifas de los servicios que proporcionan los municipios por medio de los organismos operadores, sólo en 17 de las 32

entidades federativas que conforman a los Estados Unidos Mexicanos, se utiliza de forma explícita el INPC para actualizarlas de acuerdo con la ley de aguas de cada entidad federativa.

Con base en los datos del último censo económico del Instituto Nacional de Geografía y Estadística (INEGI), se sabe que en México **“existen 2,688 organismos operadores”** (INEGI, 2014a:13); **“del total de organismos operadores de agua, 2,401 correspondieron a la categoría jurídica de servicios del sector público; 257 respondieron estar organizados como asociación civil, mientras que 30 organismos operaron como sociedad mercantil con fines de lucro o sociedad cooperativa”** (INEGI, 2014a: 13-14). Cabe destacar que esta información corresponde al año 2013.

El objetivo de la presente investigación es demostrar que la actualización de las tarifas del servicio de agua potable a partir de la variación anual del INPC es errónea desde la perspectiva metodológica, y fundamentar el uso de la variación del INPP del sector 22 para dicha actualización.

Materiales y método

Se recurrió a la ley de aguas o código financiero, según el caso, de cada una de las entidades federativas (en esta expresión se incluye al Distrito

Federal, hoy Ciudad de México) de los Estados Unidos Mexicanos; se analizaron los capítulos y artículos referentes a las cuotas y tarifas del servicio de agua potable, y se destacó la forma en las que son actualizadas. Se recurrió al código financiero cuando en la ley de aguas se remitía a él; tales fueron los casos del Distrito Federal —hoy Ciudad de México—, Guanajuato y Estado de México. Se utilizó la Ley Federal de Derechos (LFD), al igual que la Ley de Aguas Nacionales (LAN). En ambos casos se destacaron los artículos referentes al pago de derechos de uso de agua.

De la LFD, se destacó lo referente al INPC para actualizar el pago de derechos por el uso de agua para uso doméstico.

Se echó mano de la metodología del INPC del INEGI. Se destacaron sus propiedades teóricas desde la perspectiva de la ciencia económica y los principales usos que se dan a dicho índice. Además de subrayar el peso relativo o ponderación que tiene el consumo de agua potable en la canasta del Índice Nacional de Precios al Consumidor.

Se utilizó el documento metodológico del INPP del INEGI. Se enfatizaron sus propiedades teóricas y se describió la metodología referente a los ponderadores de los insumos utilizados en la producción de agua potable.

A fin de ilustrar las diferencias entre INPC y INPP se hizo una comparación entre ellos durante el periodo 2010-2017.

Se destacó la diferencia de actualizar las tarifas del servicio de agua potable con el INPC respecto del INPP; además, se confrontaron las principales propiedades teóricas de cada uno de dichos índices.

Resultados y discusión

De acuerdo con la LFD (DOF, 2016a: 1), los derechos **“se pagarán por el uso o aprovechamiento de los bienes del dominio público de la Nación”**, como el agua superficial o del subsuelo. El monto del derecho debe cubrir los costos variables —incluye el pago por servicios ambientales— y la recuperación de la inversión realizada por el gobierno federal; además, **“Los derechos por la prestación de servicios que establece esta Ley deberán estar relacionados con el costo total del servicio, incluso el financiero”** (DOF, 2016a: 1), y se actualizarán anualmente el primero de enero de cada año con base en el INPC (DOF, 2016a: 1-2).

En relación con el pago del derecho, la Ley de Aguas Nacionales (LAN) estipula en el artículo 112 lo siguiente:

“Artículo 112. La prestación de los distintos servicios administrativos por parte de ‘la Comisión’ (Conagua) o de sus Organismos de Cuenca y la explotación, uso o aprovechamiento de aguas nacionales, incluyendo las del subsuelo, así como de los bienes nacionales motivará el pago por parte del usuario de las cuotas que establezca la Ley Federal de Derechos (Conagua, 2017: 109), cuya finalidad será gestionar la demanda para propiciar el uso eficiente del agua,

recuperar los costos variables y las inversiones federales y demás que resulten aplicables”.

El pago del derecho de uso —cuyo carácter es federal— por aguas superficiales o subterráneas lo realizan todos los organismos operadores, y el monto de dicho derecho depende de la zona de disponibilidad en la que se encuentren. El país está dividido en cuatro zonas de disponibilidad de acuerdo con la LFD en su artículo 231.

La forma de calcular el monto de las tarifas referentes a los costos de operación de los servicios que proporcionan los organismos operadores está en función de lo dispuesto en la ley de aguas de cada uno de los estados que conforman la república mexicana. Sin embargo, todas tienen en común los objetivos de reducir la dependencia financiera respecto de los gobiernos estatal y federal; garantizar el suministro a la población de bajos ingresos; recuperar los costos totales al valor actual o presente; crear un fondo para la expansión de la infraestructura; inhibir el consumo excesivo de agua, y fomentar el reúso de las aguas residuales.

Es necesario tener presente que independientemente de los deseos manifiestos en las legislaciones referentes al agua de los estados que conforman México, del ciclo político, y de las condiciones económicas y sociales específicas de cada entidad o municipio, el servicio de agua potable, alcantarillado y saneamiento tiene costos de producción, y para hacer viable al organismo que proporciona el servicio es necesario recuperarlos por medio de las tarifas. Así, los costos de los organismos operadores tienen dos grandes componentes:

- 1) El derecho de uso, que es federal y aplica para todos los organismos operadores. El monto del derecho lo determina el gobierno federal por medio de la Conagua con base en el artículo 231 de la LFD
- 2) Los costos de los organismos operadores, que dependen de las condiciones específicas en las que se proporciona el servicio.

Debido a la soberanía de los municipios y, por supuesto, de los estados, la forma en que se calcula el incremento de la tarifa del servicio bajo estudio referente a los costos de producción propiamente dichos de los organismos operadores; manera en que se aprueba; quiénes la proponen; periodicidad en la que se actualiza y demás pormenores, se pueden consultar en las secciones y artículos de las leyes referidas en la Tabla 1.

Tabla 1. Actualización de las tarifas del servicio de agua potable con base en la ley estatal de agua de los estados que conforman la república mexicana.

Ley Mes y año de última reforma Fuente	Sección de la Ley Artículo referente a la forma de actualizar las tarifas del servicio de agua potable, alcantarillado y saneamiento Uso del INPC para tal fin o no*	Entidad o instancia que define o aprueba las tarifas **	Periodo de actualización **	Población total, 2016***	Núm. de municipios ***
Ley de agua para el estado de Aguascalientes Abril de 2019 http://www.ordenjuridico.gob.mx/Documentos/Estatal/Aguascalientes/wo18642.pdf	Sección tercera De las cuotas y tarifas Artículo 96 No	Congreso	Mensual	1 304 744	11

Ley de Agua para el Estado de Baja California. Diciembre de 2016 http://www.congresobc.gob.mx/Parlamentarias/TomosPDF/Leyes/TOMO_VII/Leyagua.pdf	Capítulo X De los derechos por los servicios públicos Sección I Disposiciones generales. Artículo 117 Sí	Congreso	Mensual	4 522 014	5
Ley de Aguas del Estado de Baja California Sur Julio de 2001 http://www.ordenjuridico.gob.mx/Estatal/BAJA%20CALIFORNIA%20SUR/Leyes/BCSLEY03.pdf	Sección Tercera De las cuotas y tarifas Artículo 114 Sí	Consejo	Anual	3 534 688	5
Ley de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Campeche Diciembre de 2012 http://aneas.com.mx/wp-content/uploads/2017/02/Ley-de-Agua-de-Campeche.pdf	Capítulo III Cuotas y tarifas Artículo 85 No	Consejo	Anual	921 517	11
Código Financiero del Distrito Federal Diciembre de 2007 https://www.seneam.gob.mx/gobmx/Normateca/uploads/Q082LnBkZg=.pdf	Título Segundo De los elementos generales de las contribuciones Artículo 40 Sí	Consejo Estatal	Anual	8 833 416	16
Ley de Aguas para el Estado de Chiapas Diciembre de 2013 http://legismex.mty.itesm.mx/estados/ley-chis/CPS-L-Aguas2013-12.pdf	Capítulo IV De las cuotas y tarifas Artículo 165 Sí	Consejo	Mensual	5 317 960	118

Ley de Agua del Estado de Chihuahua Marzo de 2012 http://www.congresochihuahua2.gob.mx/biblioteca/leyes/archivosLeyes/895.pdf	Artículo 26 No	Consejo	Anual	3 746 281	67
Ley de Aguas para los Municipios del Estado de Coahuila de Zaragoza Diciembre de 2016 http://www.ordenjuridico.gob.mx/Documentos/Estatal/Coahuila%20de%20Zaragoza/wo57490.pdf	Capítulo Sexto De las tarifas Artículo 78 No	Consejo	Anual	2 995 374	38
Ley de Aguas para el Estado de Colima Septiembre de 2018. http://legismex.mty.itesm.mx/estados/ley-col/COL-L-Aguas2018_09.pdf	Capítulo III Cuotas y tarifas ARTICULO 73 No	Congreso	N.D.	735 724	10
Ley de Agua para el Estado de Durango Marzo de 2017 http://congresodurango.gob.mx/Archivos/legislacion/LEY%20DE%20AGUA.pdf	Capítulo VI De las cuotas y tarifas ARTÍCULO 177 Sí	Congreso; en Lerdo, el ejecutivo estatal	N.D.	1 782 205	39
Código Fiscal para el Estado de Guanajuato 1a edición 2012 https://bibliotecavirtualcug.files.wordpress.com/2017/06/cc3b3digofiscal egcomentado-junio-2012.pdf	Código Fiscal de Estado Artículo 29 Sí	Congreso	Mensual	5 864 016	46

Ley de Aguas para el Estado Libre y Soberano de Guerrero Agosto de 2016. http://www.guerrero.gob.mx/consejeriajuridica	Capítulo IV De las cuotas y tarifas Artículo 147 Sí	Congreso	N.D.	3 588 255	81
Ley Estatal de Agua y Alcantarillado para el Estado de Hidalgo Diciembre de 1999 http://aneas.com.mx/wp-content/uploads/2017/02/ley-de-Agua-de-Hidalgo.pdf	Sección Tercera De las cuotas y tarifas Artículo 139 Sí	Congreso	Mensual	2 913 152	84
La ley de Agua para el Estado de Jalisco y sus Municipios Febrero de 2007 https://transparencia.info.jalisco.gob.mx/sites/default/files/Ley%20del%20Agua%20para%20el%20Estado%20de%20Jalisco%20y%20sus%20Municipios_2.pdf	Artículos transitorios del Decreto 24083/LIX/12 Cuarto Sí	Ejecutivo estatal	N.D.	8 022 181	125
Código Financiero del Estado de México y Municipios Diciembre de 1998 http://umb.edomex.gob.mx/sites/umb.edomex.gob.mx/files/files/acerca%20de%20UMB/Marco%20Juri%CC%81dico/2%20Co%CC%81digo%20Financiero%20del%20Estado%20de%20Me%CC%81	Capítulo Séptimo Del sistema financiero Artículo 61 No	Ejecutivo estatal	Anual	17 118 525	125

xico%20y%20Municipios .pdf					
Ley de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Estado de Michoacán Diciembre de 2016 http://congresomich.gob.mx/file/LEY-DEL-AGUA-Y-GESTI%C3%93N-DE-CUENCAS-PARA-EL-ESTADO-REF-29-DIC-2016.pdf	Sección Tercera Capítulo Tercero De las cuotas y tarifas Artículo 29. III Artículo 113 No	Ejecutivo estatal, y ayunta-miento	N.D.	4 627 902	113
Ley Estatal de Agua Potable del Estado de Morelos Septiembre de 2018 http://marcojuridico.morelos.gob.mx/archivos/leyes/pdf/LAGUAPOTEM.pdf	Capítulo Tercero Cuotas y tarifas Artículo *97 No	Congreso y ejecutivo estatal	N.D.	1 943 044	33
Ley de Agua potable y Alcantarillado del Estado de Nayarit Septiembre de 2002 http://www.transparencia.tepic.gob.mx/docs/leyes/04_agua.pdf	Capítulo III Cuotas y tarifas Artículo 85 No	Consejo	N.D.	1 246 202	20
Ley de Agua Potable y Saneamiento para el Estado de Nuevo León Diciembre de 2010 http://legismex.mty.itesm.mx/estados/ley-nl/NL-AguaPotSan2010_12.pdf	Capítulo X Cuotas y tarifas Artículo 42. III Sí	Ejecutivo estatal	Mensual	5 157 780	51
Ley de Agua Potable y Alcantarillado para el Estado de Oaxaca	Capítulo III Cuotas y Tarifas	Congreso	N.D.	4 037 357	570

<p>Octubre de 2016 http://legismex.mty.itesm.mx/estados/ley-oax/OAX-L-AguaPotAlcan2016_10.pdf</p>	<p>Artículo 108 No</p>				
<p>Ley de Agua para el Estado de Puebla Octubre de 2015 http://ojp.puebla.gob.mx/index.php/leyes/item/ley-del-agua-para-el-estado-de-puebla</p>	<p>Capítulo II De la estructura tarifaria Artículo 118 Sí</p>	<p>Consejo</p>	<p>N.D.</p>	<p>6 254 597</p>	<p>217</p>
<p>Querétaro</p>	<p>No tiene ley de aguas Salario mínimo</p>	<p>Congreso; Resto del Consejo</p>	<p>N.D.</p>	<p>2 034 030</p>	<p>18</p>
<p>Ley de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Quintana Roo Junio de 2017 http://documentos.congresoqroo.gob.mx/leyes/L1520170615079.pdf</p>	<p>Ley de Cuotas y Tarifas del Estado Capítulo primero Disposiciones generales Artículo 7 Sí</p>	<p>Congreso</p>	<p>N.D.</p>	<p>1 619 762</p>	<p>11</p>
<p>Ley de Aguas para el Estado de San Luis Potosí Mayo de 2016 http://www.ordenjuridico.gob.mx/Documentos/Estatal/San%20Luis%20Potosi/wo29913.pdf</p>	<p>Capítulo IV De las cuotas y tarifas Artículo 175 Sí</p>	<p>Congreso y consejo</p>	<p>N.D.</p>	<p>2 777 995</p>	<p>58</p>
<p>Ley de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Sinaloa Junio de 2016 http://www.transparenciasinaloa.gob.mx/images/leyes/archivos/pdf/LEY%</p>	<p>Capítulo Quinto De las tarifas Artículo 59 Sí</p>	<p>Congreso</p>	<p>Anual</p>	<p>3 009 952</p>	<p>18</p>

20DE%20AGUA%20POTABLE%20Y%20ALCANTARILLADO.pdf					
Ley de Agua del Estado de Sonora Agosto de 2017 https://legislacion.vlex.com.mx/vid/ley-agua-sonora-575254862	Capítulo VIII Del régimen económico Artículo 164 Sí	Congreso	Mensual	2 972 580	72
Ley de Prestación de los Servicios de Agua Potable, Drenaje y Alcantarillado del Estado de Tabasco Abril de 1982 https://tabasco.gob.mx/eyes/descargar/0/327	Capítulo Cuarto Del establecimiento de tarifas Artículo 39 No	Ejecutivo estatal	N.D.	2 407 860	17
Ley de Aguas del Estado de Tamaulipas Marzo de 2018 http://legismex.mty.itesm.mx/estados/ley-tamps/TAM-L-Agua2018_03.pdf	Capítulo V De los precios y tarifas Artículo 141 Sí	Consejo	N.D.	3 583 295	43
Ley de Aguas para el Estado de Tlaxcala Diciembre de 2009 http://www.agua.unam.mx/padhpot/assets/cdh/tlaxcala/LeydeAguas_Tlaxcala.pdf	Capítulo VII De las tarifas Artículo 122 No	Ayuntamiento	Trimestral	1 295 781	60
Ley de Aguas del Estado de Veracruz de Ignacio de la Llave. Enero de 2011 http://www.ordenjuridico.gob.mx/Documentos/E	Capítulo VI De las cuotas y tarifas. Artículos 99 y 100. No	Consejo	Anual	8 106 138	212

statal/Veracruz/wo77106.pdf					
Ley Orgánica de la Junta de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Yucatán Diciembre de 2016 http://www.congresoyucatan.gob.mx/detalle_ley.php?idley=67	Capítulo II De las tomas y descargas Artículo 24 Sí	Consejo, y ayunta-miento	N.D.	2 145 878	106
Ley de los Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Estado de Zacatecas Marzo de 2013 https://agua.org.mx/wp-content/uploads/2010/05/Zacatecas.pdf	Capítulo Tercero Cuotas y tarifas Artículos 85 y 86 No	Consejo Estatal	Anual	1 588 418	58

N.D. = no disponible. Fuentes: *Ley de Aguas o Código Financiero del estado, su fuente está en la primera columna de esta tabla; **Conagua (2019); *** Conagua (2017).

De la Tabla 1 se desprende que de las 32 entidades federativas que conforman la república mexicana, 17 consideran en su ley de aguas la aplicación explícita del INPC para actualizar sus tarifas en lo referente a sus costos de producción y demás fines propuestos en dichas leyes. Las 17 entidades albergaban al 52.1% de la población total de México durante 2016 (DOF, 2016b).

Con el propósito de no dejar lugar a dudas respecto de los componentes de la tarifa del servicio de agua potable (T_a), a continuación se presenta en forma de identidad:

$$T_a = (\text{monto del derecho de uso})_f + (\text{costo del organismo operador})_i$$

El subíndice f se refiere al gobierno federal y va de 1 a 4 según la zona de disponibilidad; la i hace alusión al estado, región o municipio, que va de 1 a 2 688, porque de acuerdo con el INEGI, México cuenta con dicho número de organismos operadores (INEGI, 2014a: 13)

El monto del derecho pretende gestionar la demanda para propiciar el uso eficiente del agua y recuperar los costos variables, las inversiones federales y demás que resulten aplicables; se actualizan cada año el primero de enero con base en la variación del Índice Nacional de Precios al Consumidor.

En relación con la actualización de las tarifas de los organismos operadores —aparte del derecho de uso—, independientemente de la soberanía de los estados y municipios, del ciclo político y de las condiciones socioeconómicas, la realidad es que para seguir proporcionando el servicio, dicha actualización les debe permitir recuperar los costos totales de producción. Al respecto, se han realizado estudios generales en los que se identifican los costos de producción de los organismos operadores. Así, en el Sistema Comercial de Organismos de Agua Potable: Organización y Funcionamiento para Mejorar la Calidad del Servicio (IMTA, 2017), se considera que:

“Las tarifas de agua que cobran los organismos operadores deben contener al menos los siguientes aspectos: derechos de extracción, costos de energía eléctrica, costos de distribución y operación, costos de tratamiento y pruebas de calidad del agua, costos de reposición y mantenimiento de maquinaria y equipo, costos de personal (sueldos y

salarios), gastos administrativos, de gestión y cobranza, inversiones en infraestructura y costos de servicios de alcantarillado y drenaje” (IMTA, 2017: 170-171).

Por su parte, el Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental AC (2009), en su *Guía para Organismos Operadores de Agua*, sugiere que los siguientes costos se deben considerar al calcular la tarifa: “costos de administración, operación y mantenimiento, depreciación y renovación de equipos e infraestructura, pago de deudas y/o utilidades, inversiones de corto plazo, pagos de derechos a Conagua y prevención, amortiguamiento, compensación o remediación del deterioro ambiental” (Gutiérrez-Mercadillo *et al.*, 2009: 56).

El derecho de uso se actualiza con base en la variación anual del INPC, al igual que los costos de los organismos de 17 estados del país, como ya se apuntó líneas arriba; los 15 restantes, a partir del aumento al salario mínimo, Unidad de Medida de Actualización (UMA) o en algún porcentaje autorizado por el consejo, congreso o cabildo, lo cual se puede constatar al recurrir a los capítulos y artículos de las leyes estatales de agua que se indican en la Tabla 1.

De acuerdo con el INEGI, “El propósito del INPC es medir la variación de los precios de una canasta de bienes y servicios representativa del consumo de los hogares mexicanos” (INEGI, 2018b: 3). Además, la canasta de bienes y servicios representativa permanece constante por unos años hasta que se cambia su base. Dicha canasta, tal y como se puede inferir desde ahora, no tiene nada que ver con los costos de producción de los organismos operadores, como se verá líneas abajo.

El comportamiento del consumidor desde la perspectiva de la teoría económica es el sustento del INPC; esto es, el índice da cuenta de la variación de los precios por el lado de la demanda, pues mide la variación de los precios de los bienes y servicios que consumen los hogares representativos mexicanos. Además, los bienes y servicios son tanto los producidos en el país como los importados.

En este momento cabe la pregunta: ¿qué tiene que ver la variación del precio del maíz, ropa, películas, perfumes, leche, etcétera, importados y producidos en el país, entre muchos otros, con la variación de las tarifas del servicio de agua potable, cuya finalidad es recuperar todos los costos en los que se incurren por proporcionar el servicio? La respuesta: nada. Ésta es la primera inconsistencia metodológica de actualizar el derecho de uso y el resto de los costos representados en las tarifas del servicio de agua potable en México —y en la mayoría de los países de América Latina y el Caribe (Ferro, 2017: 8)— con base en el INPC. Como se plasmó en la “**identidad**” de T_a , con ella se pretenden recuperar costos de producción, lo cual, desde el punto de vista de la teoría económica, da forma a la curva de la cantidad ofertada e interacciona con la curva de la cantidad demandada. En suma, el INPC no está diseñado para captar la variación de los costos de producción.

La segunda inconsistencia metodológica de actualizar las tarifas —incluye el derecho de uso— de acuerdo con la variación del INPC es que dicho índice es un promedio nacional y, por ello, no refleja las diferencias regionales o estatales, y mucho menos las municipales, no obstante que “los costos en la prestación de los servicios varían de un lugar a otro, dependiendo de los procesos de suministro, potabilización, distribución, **recolección y tratamiento de aguas residuales**” (Conagua, 2017: 100). En

todo caso, de seguir actualizando las tarifas con base en la variación del INPC —no obstante lo dicho en el párrafo anterior—, resultaría pertinente utilizar los índices regionales y los de las zonas metropolitanas (ZM), con lo cual se acercaría más al objetivo de las tarifas y a la diferencia de costos, en función del lugar al que hace alusión la Comisión Nacional del Agua.

En la Tabla 2 se presenta la tasa de inflación o variación anual del INPC por región y en las principales ZM de México desde 2010 hasta 2017; el periodo sólo tiene fines ilustrativos.

Tabla 2. Tasa de inflación por región y principales zonas metropolitanas de México,¹ 2010-2017.

Concepto/año	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Nacional	4.40	3.82	3.57	3.97	4.08	2.13	3.36	3.57
Por zona metropolitana								
Ciudad de México	4.87	3.95	3.57	4.76	4.49	2.34	3.24	4.45
Monterrey	2.38	3.46	3.15	3.19	3.70	1.70	3.17	2.97
Guadalajara	4.99	3.05	3.42	3.71	3.96	2.56	3.32	4.13
Puebla	4.36	4.94	3.84	3.39	4.18	2.49	3.25	3.89
Por región								
Frontera Norte ²	3.34	3.63	3.01	3.16	3.18	1.71	4.61	1.02
Noroeste ³	4.11	4.07	3.25	3.69	3.47	1.70	2.82	-0.17
Noreste ⁴	3.33	3.45	3.22	3.47	3.86	1.67	3.00	3.54

Centro Norte ⁵	4.50	3.80	3.81	3.94	3.88	2.47	3.53	4.70
Centro Sur ⁶	4.74	4.08	4.11	3.77	4.21	2.19	3.15	3.93
Sur ⁷	4.93	3.68	3.68	3.69	4.74	2.10	3.25	2.80

¹Base: segunda quincena de diciembre de 2010=100. Datos a diciembre de cada año. La tasa de inflación es diciembre-diciembre; para 2017, la tasa de inflación se refiere al periodo de julio de 2017 respecto a diciembre de 2016.

²Comprende las ciudades de Juárez, Chihuahua; Tijuana y Mexicali, Baja California; Matamoros, Tamaulipas; La Paz, Baja California Sur, y Acuña, Coahuila.

³Comprende las ciudades de Culiacán, Sinaloa; Hermosillo y Huatabampo, Sonora, y Tepic, Nayarit.

⁴Comprende las ciudades de Monterrey, Nuevo León; Torreón y Monclova, Coahuila de Zaragoza; Tampico, Tamaulipas; Chihuahua y Jiménez, Chihuahua; Durango, Durango, y Fresnillo, Zacatecas.

⁵Comprende las ciudades de Guadalajara y Tepatitlán, Jalisco; León y Cortázar, Guanajuato; San Luis Potosí, San Luis Potosí; Morelia y Jacona, Michoacán; Aguascalientes, Aguascalientes; Querétaro, Querétaro, y Colima, Colima.

⁶Comprende las ciudades de Puebla, Puebla; Veracruz, Córdoba y San Andrés Tuxtla, Veracruz; Acapulco e Iguala, Guerrero; Toluca, México; Cuernavaca, Morelos; Tulancingo, Hidalgo, y Tlaxcala, Tlaxcala.

⁷Comprende las ciudades de Mérida, Yucatán; Tapachula, Chiapas; Villahermosa, Tabasco; Oaxaca y Tehuantepec, Oaxaca; Campeche, Campeche, y Chetumal, Quintana Roo.

Fuente: Presidencia de la República (2017). Banco de México; Instituto Nacional de Estadística y Geografía. Tomado de Presidencia de la República (2017).

En la Figura 1 se observa claramente que actualizar las tarifas con base en la variación anual del INPC ha beneficiado a las zonas metropolitanas de Monterrey y Guadalajara, porque su inflación es menor

a la nacional, y ha afectado a las zonas metropolitanas de Puebla y de Ciudad de México, pues su inflación es mayor a la nacional durante el periodo considerado. En consecuencia, los organismos operadores de estas dos últimas zonas metropolitanas han aumentado sus tarifas por debajo de la inflación que han registrado, de lo cual se puede inferir que su situación financiera se ha deteriorado, aunque cabe recordar que este tipo de medida de la inflación no da cuenta de la variación de los costos de producción, pero se aproxima a ellos más que el Índice Nacional de Precios al Consumidor.

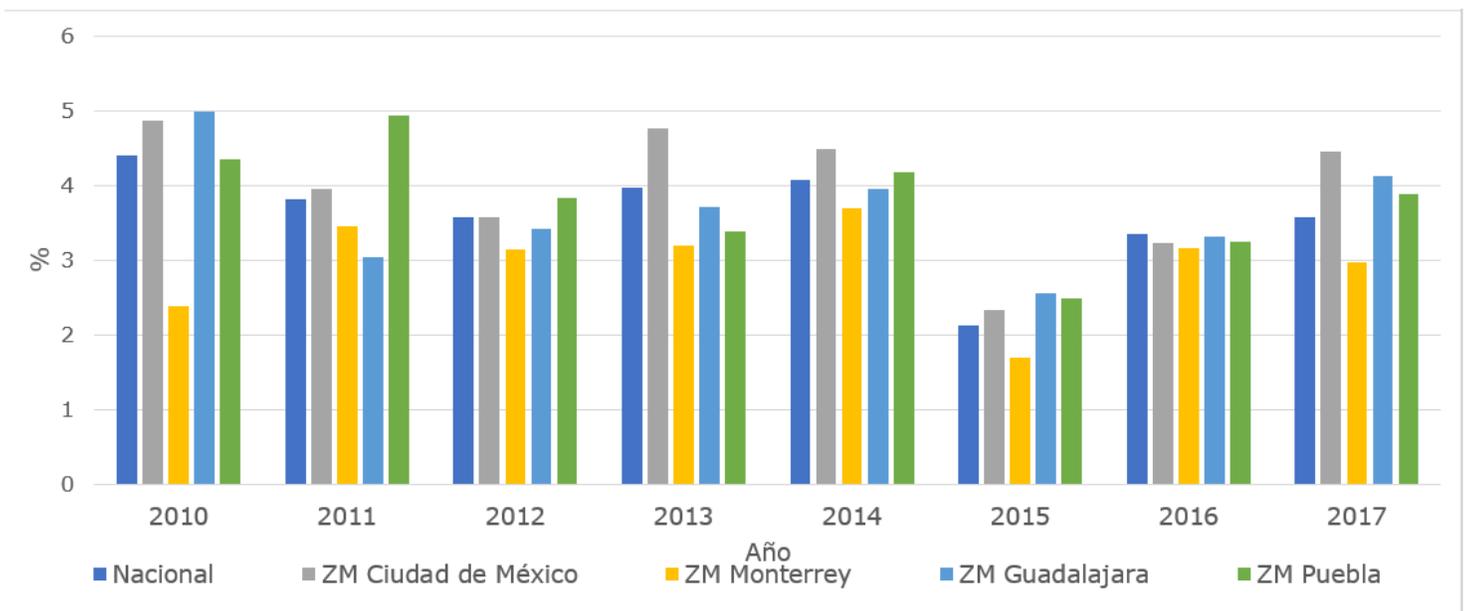


Figura 1. Inflación nacional y por zona metropolitana (ZM) de México, 2010-2017. Fuente: elaboración propia con base en los datos de la Tabla 1.

En la Figura 2 se observa la diferencia entre la inflación nacional y la registrada por región. Las regiones que registraron una inflación menor, si actualizaron sus tarifas con base en la variación del INPC, se vieron beneficiadas, tal fue el caso de las regiones Frontera Norte, Noroeste, Noreste, y Sur durante 2017; las regiones que registraron una inflación mayor se vieron perjudicadas, como Centro Norte y Centro Sur durante 2017.

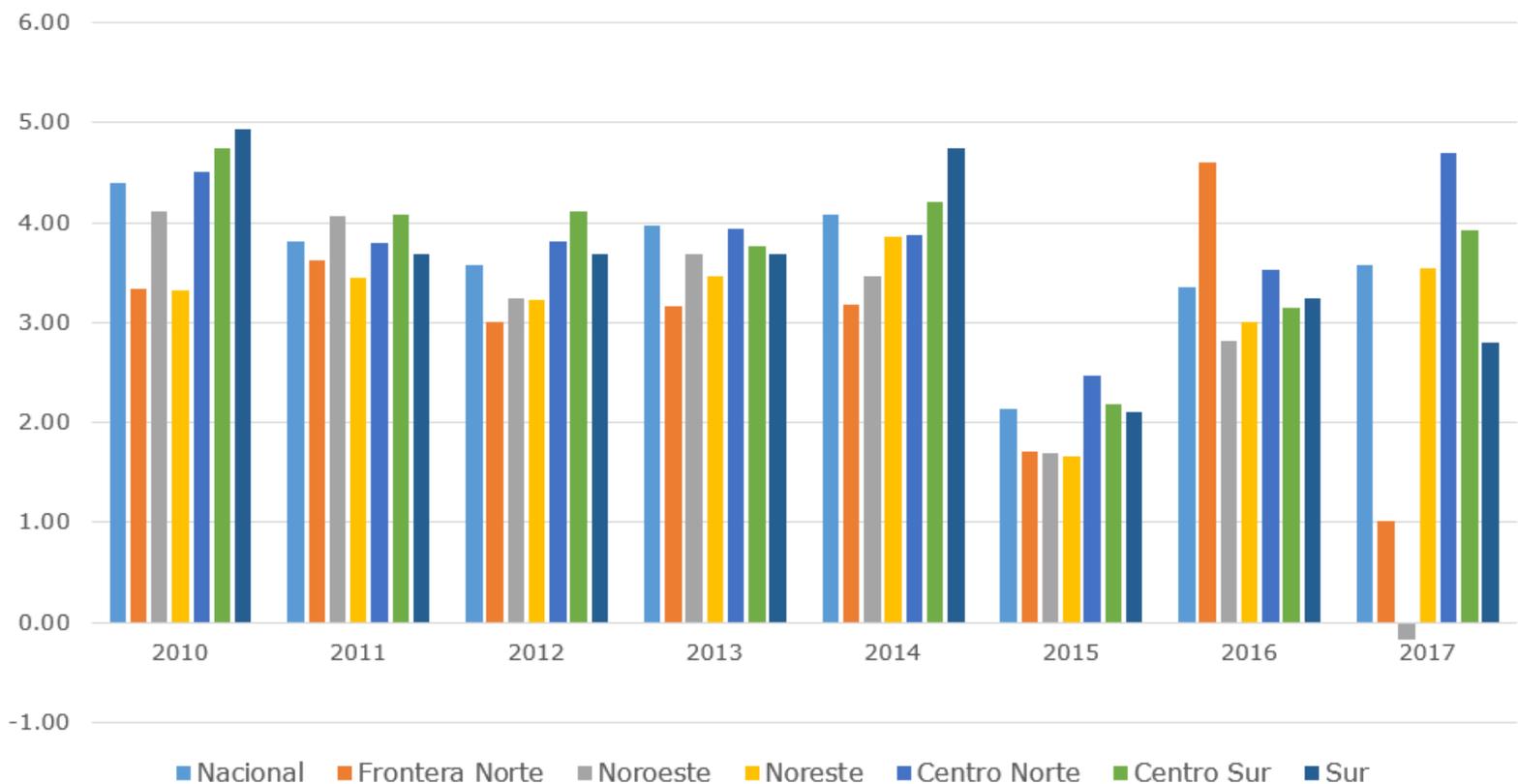


Figura 2. Inflación nacional y por región. Fuente: elaboración propia con base en los datos de la Tabla 1.

En las regiones, al igual que en las ZM, los organismos operadores que incrementaron sus tarifas con base en la variación del INPC, pero su inflación fue mayor a la nacional, vieron empeorar su situación financiera, de ahí que, aparte de que la inflación medida por el lado de la demanda no es el mejor indicador para recuperar la variación de los costos de producción de los organismos operadores, menos lo es la variación del INPC, que es un promedio nacional, como se acaba de ver en la Figura 1 y Figura 2.

El INPC se basa en un conjunto de ponderadores que se obtienen de la proporción del gasto que los consumidores destinan a la compra de bienes y servicios, y el ponderador del suministro de agua potable forma parte de él.

De acuerdo con la nota técnica del cambio del año base del INPC del INEGI (2018a), en el anexo canasta del INPC para el cambio de año base y ponderadores preliminares calculados a diciembre de 2016, según la Clasificación del Consumo Individual por Finalidades (CCIF), el servicio de agua potable está incluido en el concepto 04.4 agua y otros servicios referentes a la vivienda, y su ponderador se ubica en el concepto 04.4.1 agua, cuyo peso relativo es de 0.92130 (INEGI, 2018a: 13). Por lo tanto, el peso relativo del resto de los bienes y servicios o su ponderador es de 99.07870.

Con base en el ponderador del servicio de agua potable y del resto de los ponderadores del INPC, la inflación (I) está conformada por la variación de los precios de mercado multiplicada por su ponderador (P_0), más la variación de la tarifa del servicio de agua potable multiplicada por su ponderador (P_a); por lo tanto, la inflación se puede representar

mediante la siguiente identidad: $I = \Delta \text{INPC}(P_0) + \Delta \text{INPC}(P_a)$. Así, la actualización de la tarifa del servicio de agua potable contribuye a la inflación; luego, a esa contribución, desde principio de año se le vuelve a cargar la propia inflación que ella misma generó el año anterior más la inflación de mercado. Por ejemplo, si la inflación fue de 5%, el aumento de la tarifa en dicha magnitud contribuyó con 0.046065%, tal y como se ilustra en la siguiente identidad:

$$5 = 5(0.990787) + 5(0.0092130) = 4.953935 + 0.046065$$

Así, el aumento de la tarifa del servicio de agua potable contribuye a la inflación, en la cuantía de su ponderador (P_a); esto es, de 0.92130% por cada punto porcentual inflacionario; por lo tanto, la variación de la tarifa representa una inflación administrada directamente por medio de la actualización del derecho de uso para todos los organismos operadores y para los 17 estados que utilizan el INPC para actualizar sus tarifas (véase Tabla 1); e indirectamente por medio de los organismos operadores cuya actualización tarifaria se basa en el salario mínimo o en la UMA (véase Tabla 1), pues estos dos últimos se actualizan con base en la variación del INPC. En consecuencia, la actualización de la tarifa del servicio de agua no se realiza con la Ecuación (1):

$$T_n = T_0(1 + I)^{n-1} \quad (1)$$

sino con:

$$T_{n=} T_0 [(1 + I_0 P_0)^{n-1} + (I_a P_a)^{n-2}] \quad (2)$$

En la Tabla 3 se ilustra el efecto que tiene la inclusión de la tarifa del servicio de agua potable en los ponderadores del INPC. Se asume que durante el año o periodo cero, la tarifa es de \$100; la inflación anual es de 5%, y la tarifa se actualiza al inicio del año 1.

Tabla 3. Efecto del ponderador incluido en el INPC en la tarifa del servicio del agua potable.

Año o periodo	Variación de la tarifa del servicio de agua potable derivada de la variación del INPC de mercado (P_0), (\$)	Variación de la tarifa del servicio de agua potable derivada de la variación de ella misma el año anterior (P_a), (\$)	Tarifa total (\$)
0	100.0000		
1	104.9539	0.0461	105.0000
2	110.2016	0.0484	110.2500
3	115.7117	0.0508	115.7625
4	121.4973	0.0533	121.5506
5	127.5722	0.0560	127.6282

6	133.9508	0.0588	134.0096
7	140.6483	0.0617	140.7100
8	147.6807	0.0648	147.7455
9	155.0648	0.0681	155.1328
10	162.8180	0.0715	162.8895

Fuente: elaboración propia con base en los supuestos descritos en texto.

Que el ponderador del servicio de agua potable esté incluido en el INPC y con base en su evolución se actualicen las tarifas del servicio va en sentido contrario a los objetivos de mejorar el nivel de vida de la población, sobre todo la más pobre, a quien se pretende beneficiar por medio de subsidios cruzados, práctica común en México, y en América Latina y el Caribe (Conagua, 2017; Lentini & Ferro, 2014).

Si bien la forma de actualizar las tarifas del servicio de agua potable en México las sobreestima —como se puede observar en la Tabla 3, comparar la columna dos con la cuatro— y con ello atenta contra el bienestar social y contribuye a la inestabilidad de precios, también se debe tener presente, a la vez, que el propio INPC sobreestima la inflación alrededor de 1% anual (Mankiw, 2014: 517-520), porque metodológicamente no puede incluir el efecto sustitución ni los bienes nuevos ni aumentos de calidad en los bienes y servicios, porque sus ponderadores permanecen constantes durante algunos años.

Por otro lado, la finalidad de la recaudación de los organismos operadores por medio de las tarifas es recuperar los costos de la prestación del servicio (Conagua, 2017: 101). Al igual que la Conagua, el

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) (IMTA, 2017: 158) se pronuncia en el mismo sentido: las tarifas son para recuperar los costos de producción.

En cuanto al objetivo de las tarifas, siempre está presente todo lo relacionado con la recuperación de los costos de producción, pues implican:

“... grandes inversiones en la construcción de infraestructura para traer el recurso desde las fuentes de abastecimiento hasta los hogares de los consumidores. Esta acción además implica incurrir en gastos de operación, administración, mantenimiento y la constitución de un fondo de reserva para la construcción, rehabilitación, ampliación y mejoramiento de la infraestructura hídrica, la depreciación de activos fijos y demás gastos e inversiones” (Conagua, 2017: 100).

La situación descrita en el párrafo anterior para el caso de México es común en la mayoría de los países de América Latina y el Caribe. Por ejemplo, en Chile, las tarifas financian los servicios y deben permitir recuperar los costos reales eficientes (operación, mantenimiento, inversión y reposición), además de tener **un “margen de explotación del negocio consistente con el costo alternativo del capital”** (Lentini & Ferro, 2014: 32-33), y se actualizan con base en la inflación —el equivalente a la variación del INPC de México—.

En el caso de Costa Rica, **“El objetivo de la política tarifaria es obtener un balance adecuado entre eficiencia económica, equidad social y sostenibilidad ambiental, y simultáneamente cubrir los costos de los operadores** (Lentini & Ferro, 2014: 35).

En Colombia, las tarifas del servicio de agua potable pretenden, **entre otros objetivos, “cerrar las brechas entre el desempeño de los prestadores en los estándares del servicio y en la eficiencia en materia de cobertura, continuidad y calidad” (Lentini & Ferro, 2014: 34).**

En Honduras se exige **“que la tarifa cubra los costos administrativos, operativos y de mantenimiento, para lograr que los prestadores tengan independencia financiera” (Lentini & Ferro, 2014: 37-38).**

En términos generales, para el caso de América Latina, Ferro (2017) considera que las tarifas deben permitir recuperar los costos reales de producción del servicio de suministro de agua potable —alcantarillado, saneamiento y servicios ambientales— y actualizarse con base en la inflación (Ferro, 2017: 8) por el lado de la demanda, lo cual es equivalente a la actualización tarifaria desde la variación del INPC, como en México. Además, en América Latina existen casos en los que no se han reglamentado **“los procedimientos ni las metodologías para la revisión o actualización tarifaria por aumento de costos o inflación, o casos en que, si bien existen dichos procedimientos, estos no se aplican por decisiones políticas, lo que genera retrasos de los valores tarifarios que afectan la sostenibilidad financiera de los prestadores” (Ferro, 2017: 45).**

A diferencia de México y de algunos países de América Latina, Colombia ha identificado la naturaleza económica del servicio de agua potable en su resolución núm. 688, al proponer una metodología tarifaria **que se basa en el “establecimiento de las condiciones para estimar los costos medios por componente de servicio: costo medio de administración (CMA); de operación (CMO); de inversión (CMI) y, de tasas ambientales (CMT)” (Ferro, 2017: 46).**

Por su parte, la actualización de las tarifas con base en el INPC no **permite “capturar” la evolución de los costos por proporcionar el servicio** de agua potable. Además, no hay que olvidar que el INPC refleja una estimación de la inflación por el lado de la demanda; y con la actualización tarifaria se pretende recuperar todos los costos de producción, es decir, por el lado de la oferta.

El índice que refleja la variación de los costos de producción es el **INPP, porque su “finalidad principal** es la medición de la inflación por el lado de la oferta; lo que contrasta con la medición del INPC, que la mide **por el lado de la demanda” (INEGI, 2014b: 5)** y, por sus características, resulta el más indicado desde el punto de vista de la teoría económica para los fines de los organismos operadores.

De acuerdo con INEGI (2014b), el INPP referente a la producción total resulta de la agregación ponderada de las mercancías y servicios tanto de uso final como intermedio (INEGI, 2014b: 6), y “es un índice que se elabora con base en la teoría económica de la producción y la rigidez a corto plazo, contrario al Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) que encuentra sustento en la teoría económica del comportamiento del **consumidor” (INEGI, 2014b: 1). Además, “el principal uso del INPP se** orienta a medir el comportamiento de los precios en la esfera de la producción y su impacto como indicador de la inflación de costos” (INEGI, 2014b: 5), entre otros.

Dos de los ocho principales usos del INPP son los siguientes: 1) factor de indexación o de actualización para contratos privados y públicos (como los relativos a la obra pública), y 2) en la revisión de tarifas del sector eléctrico (INEGI, 2014b: 5). En consecuencia, el INPP sería el índice

más adecuado para actualizar las tarifas del servicio de agua potable, pues como se ha apuntado hasta la saciedad en el presente trabajo, dicha actualización tiene por finalidad recuperar los costos de producción, cuya variación anual es capturada por el INPP, al grado de agregarle, al INPP, el uso 9) actualización de las tarifas del servicio de agua potable.

Por las características de la producción de bienes y servicios, el INPP se puede expresar por el lado de la demanda (por destino o por quién las consume), y por el lado de la oferta (por origen o por quién los produce) (INEGI, 2014b: 5-6). Como la producción nacional se integra por bienes finales y por bienes intermedios, el caso del servicio de agua potable para uso doméstico se ubica en los bienes finales, para lo cual el INEGI proporciona el índice correspondiente.

Aunque no es objeto del presente estudio, es preciso aclarar que para el caso de que el agua proporcionada por los organismos operadores sea utilizada por industrias o prestadores de servicios, existe el índice propio de bienes intermedios, toda vez que para estos industriales o prestadores de servicios, el agua potable es un insumo o bien intermedio.

De acuerdo con la cobertura sectorial del INPP, la variación anual de los costos de producción del servicio de agua potable se incluye en el sector 22 con siete **genéricos. El sector 22 abarca la "generación, transmisión y distribución de energía eléctrica, suministro de agua y de gas por ductos al consumidor final"** (INEGI, 2014b: 8). Así, la actualización de las tarifas del servicio de agua potable, al consumidor final, se debe hacer con el índice del sector 22 de bienes intermedios del INPP. En la Figura 3 se presenta su evolución y se compara con la del INPC; el periodo considerado sólo tiene fines ilustrativos.

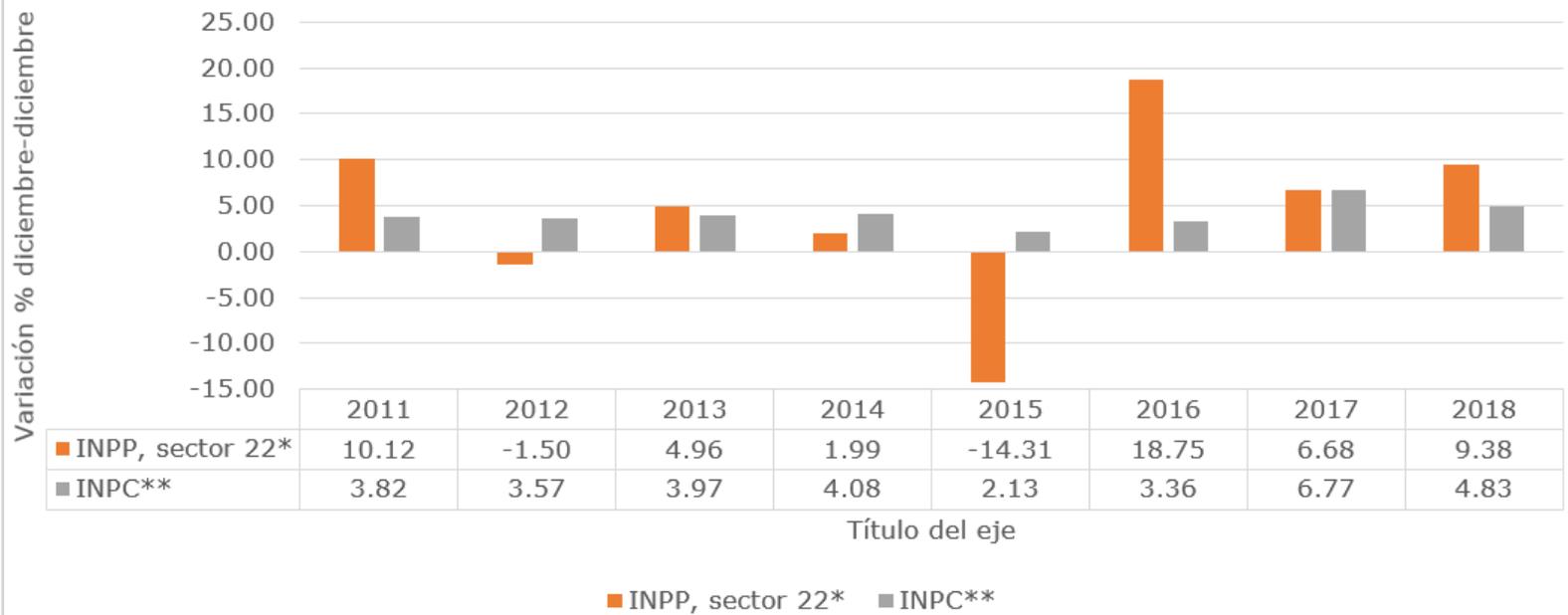


Figura 3. Variación diciembre-diciembre del INPP del sector 22 y del INPC. *Variación diciembre-diciembre del Índice Nacional de Precios al Productor. Base junio 2012=100 (Sistema de Clasificación Industrial de América del Norte (SCIAN), 2007), producción total según actividad económica (finales más intermedios, clasificación SCIAN 2007), actividades secundarias con petróleo, generación, transmisión y distribución de energía eléctrica, suministro de agua y de gas por ductos al consumidor final. ** Variación diciembre-diciembre del Índice Nacional de Precios al Consumidor. Base segunda quincena de junio 2012 (mensual), resumen, principales índices, precios al consumidor (INPC). Fuente: elaboración propia con base en los datos del INEGI (2019).

La variación anual del INPP del sector 22 de diciembre de 2010 hasta diciembre de 2018 registró un promedio de 4.51%, y el INPC, de 4.07%.

El rezago de **las tarifas del servicio bajo estudio tiene “efectos negativos en materia financiera y ambiental. Esto ocasiona el uso inadecuado del recurso agua, el deterioro financiero de los organismos operadores, que les complica brindar el servicio de manera eficiente y con calidad, así también, les dificulta el logro de sus metas”** (Conagua, 2017: 101). Esto empeora al actualizarlas con base en la variación del INPC, pues como se puede observar en la Figura 3, la variación diciembre-diciembre de dicho índice es menor al del INPP del sector 22; al igual que su promedio para el periodo diciembre 2010-diciembre 2018.

En suma, el INPC no refleja ni permite recuperar los costos de producción en los que incurren los organismos operadores, lo cual explica, en parte, el deterioro financiero de dichos organismos, además de los efectos negativos para el consumidor, para el prestador del servicio y las distorsiones de precios que genera.

Conclusiones

El cobro de derechos por el uso de agua para uso doméstico tiene carácter federal y con la reforma constitucional al artículo 115 se empezó a cobrar

desde el año 1983. Desde entonces ha representado una fuente de ingresos para el gobierno federal. Además, ha contribuido al incremento de los costos de producción de todos los organismos operadores del país.

Las cuotas o tarifas que cobran los organismos operadores por proporcionar el servicio de agua para uso doméstico están conformadas por dos grandes componentes: 1) derechos de uso, los cuales tienen carácter federal; 2) costos de producción propiamente dichos de los organismos operadores, que dependen de las condiciones físicas, sociales y hasta políticas de la localidad en la que se encuentran.

De la LFD se desprende que los derechos de uso del agua se deben actualizar cada primero de enero con base en la variación del INPC del año anterior. El derecho de uso es un componente de la tarifa del servicio de agua potable, y esta última se actualiza a partir de lo establecido en la ley de agua o código financiero de cada una de las entidades que conforman la república mexicana.

De las propiedades teóricas y metodológicas del INPC y del INPP, se dedujo que el INPC no es adecuado para actualizar las tarifas del servicio de agua potable.

El INPC no es el índice pertinente para actualizar las tarifas del servicio de agua potable, porque tiene cuatro inconsistencias teóricas y metodológicas:

1) No está diseñado para captar la variación de los costos de producción.

2) Es un promedio nacional y, por ello, no refleja las diferencias regionales o estatales, y mucho menos las municipales.

3) El servicio de agua potable forma parte de los ponderadores de dicho índice, de ahí que el incremento de las tarifas del servicio contribuya a la inflación, y su cuantía es función de su ponderador, el cual asciende a 0.92130%; por lo tanto, la variación de las tarifas representa una inflación administrada.

4) Sobreestima la inflación alrededor de 1% anual, porque metodológicamente no puede incluir el efecto sustitución ni los bienes nuevos ni aumentos de calidad en los bienes y servicios.

Finalmente, se sugiere que el INPP del sector 22 es el índice adecuado para actualizar las tarifas del servicio de agua potable, porque metodológica y teóricamente está diseñado para medir el comportamiento de los precios en la esfera de la producción, y es un indicador de la inflación de costos de los organismos operadores.

Agradecimientos

Agradezco a los revisores anónimos los comentarios y sugerencias, los cuales contribuyeron a mejorar el presente trabajo. Los errores e inconsistencias que persistan son responsabilidad exclusiva del autor.

Referencias

Birrichaga, D. (2009). Legislación en torno al agua, siglos XIX y XX. En: *Semblanza histórica del agua en México*. México, DF, México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

- Conagua, Comisión Nacional de Agua. (2017). *Situación del subsector agua potable, alcantarillado y saneamiento, edición 2017*. Ciudad de México, México: Comisión Nacional de Agua.
- Conagua, Comisión Nacional de Agua. (2019). *Sistema Nacional de Tarifas*. Recuperado de <https://portal.conagua.gob.mx/Tarifas/paginas/pFicha.aspx>.
- DOF, Diario Oficial de la Federación. (2016a). *Ley Federal de Derechos*. Recuperado de http://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/pdf/107_221217.pdf
- DOF, Diario Oficial de la Federación. (2016b). *Ley de Aguas Nacionales*, México. Recuperado de http://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/pdf/16_240316.pdf
- Escobar-Ohmstede, A. (2009). Manejo del agua en México. Bosquejo de la evolución institucional federal 1926-2008. En: *Semblanza histórica del agua en México*. México, DF, México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Ferro, G. (2017). *América Latina y el Caribe hacia los Objetivos de Desarrollo Sostenible en agua y saneamiento. Reformas recientes de las políticas sectoriales* (Serie Recursos Naturales e Infraestructura, núm. 180). Santiago, Chile: Comisión Económica para América Latina y el Caribe.
- Gutiérrez-Mercadillo, M. T., Ruiz-Funes, J., & Noria, G. (coord.). (2009). *Guía para Organismos Operadores. Agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Recuperado de <https://agua.org.mx/biblioteca/guia-para-organismos-operadores-agua-potable-alcantarillado-y-saneamiento/>

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2019). *Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC)*. Recuperado de <https://www.inegi.org.mx/temas/inpc/>

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2018a). *Nota técnica del cambio de año base del Índice Nacional de Precios al Consumidor. 2ª quincena de julio, 2018*. Aguascalientes, México: Instituto Nacional de Estadística y Geografía. Recuperado de <http://www.beta.inegi.org.mx/proyectos/precios/inpc/>

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2018b). *Índice Nacional de Precios al Consumidor (segunda quincena de julio de 2018=100). Resultados de la primera quincena de agosto de 2018*. Recuperado de http://www.beta.inegi.org.mx/contenidos//proyectos/precios/inpc/doc/presentacion_23Ago2018.pdf

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2014a). *Censos económicos 2014. Panorama censal de los organismos operadores de agua en México*. Recuperado de <https://www.inegi.org.mx/app/biblioteca/ficha.html?upc=702825089313>

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2014b). *Índice nacional de precios productor: documento metodológico: año base junio 2012=100*. México, 119 p.

IMTA, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (2017). *Sistema comercial de organismos de agua potable: organización y funcionamiento para mejorar la calidad del servicio*. Jiutepec,

México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Recuperado de www.imta.gob.mx

Lentini, E. J., & Ferro, G. (2014). *Políticas tarifarias y regulatorias en el marco de los Objetivos de Desarrollo del Milenio y el derecho humano al agua y al saneamiento* (Serie Recursos Naturales e Infraestructura 164). Santiago, Chile: Comisión Económica para América Latina y el Caribe.

Ley de Aguas o Código Financiero del estado, su fuente está en la primera columna de esta tabla 1.

Mankiw, G. (2014). *Principios de economía*. México, DF, México: McGraw-Hill.

Rodríguez-Gómez, C. A. (2018). *La gestión del agua en los gobiernos locales de México* (Documento de Trabajo núm. 41). Ciudad de México, México: Centro de Estudios Sociales y de Opinión Pública.

Peña-Santana, P., & Levi, E. (1989). *Historia de la hidráulica en México: abastecimiento de agua desde la época prehispánica hasta el Porfiriato*. México, DF, México: Comisión Nacional del Agua, Universidad Nacional Autónoma de México.

Presidencia de la República. (2017). *Quinto informe de gobierno. Anexo estadístico*. Recuperado de http://framework-gb.cdn.gob.mx/quintoinforme/5IG_ANEXO_FINAL_TGM_250818.pdf

**Remineralización de agua osmotizada mediante un
contactor de calcita de flujo continuo ascendente**

**Remineralization of osmotic water using a continuous
upflow calcite contactor**

Iván Emmanuel Villegas-Mendoza¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1367-6558>

Martín Piña-Soberanis², ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8342-097X>

Angélica Julieta Alvillo-Rivera³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-6759-5227>

Carlos David Silva-Luna⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3645-8120>

José de Jesús Linares-Ocampo⁵

¹Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México, ivan_villegas@tlaloc.imta.mx

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

³Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México, julieta.alvillo@posgrado.imta.edu.mx

⁴Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México, carlos_silva@tlaloc.imta.mx

⁵Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México, j.linareso@hotmail.com

Autor para correspondencia: Iván Emmanuel Villegas-Mendoza, ivan_villegas@tlaloc.imta.mx

Resumen

En este trabajo se evaluó la influencia de la velocidad de flujo, tiempo de contacto y pH en un proceso de remineralización de agua osmotizada mediante un contactor piloto de calcita a flujo continuo para la producción de agua potable. Se utilizó agua procedente de una planta desaladora de agua de mar en México, la cual carece de postratamiento (remineralización). Las pruebas experimentales se llevaron a cabo mediante el diseño y la construcción de un contactor de calcita de altura variable y ajuste de pH del influente con la adición de ácido sulfúrico. Los rangos de estudio evaluados fueron los siguientes: velocidad de flujo, 4-8 m h⁻¹; tiempo de residencia hidráulico, 10-30 min, y pH de 3 a 6. Se implementó un diseño experimental 2^k, en el que la variable de respuesta fue el índice de saturación de Langelier. Los resultados indicaron que de los tres parámetros de diseño evaluados el único que tuvo un efecto estadísticamente significativo fue el pH del influente, siendo el óptimo igual a tres. La calidad del agua remineralizada cumplió con la regulación israelí de contenido mineral para agua potable.

Los resultados mostraron la conveniencia de diseñar contactores de calcita con velocidad de flujo de 8 m h^{-1} y 10 minutos de tiempo de residencia hidráulico, con el objetivo de disminuir los costos de inversión. Estas condiciones permiten diseñar contactores más compactos sin incidir en la eficiencia del proceso. El costo de operación del proceso se calculó en $\$0.04 \text{ USD m}^{-3}$.

Palabras clave: remineralización, agua osmotizada, contactor de calcita.

Abstract

In this work, the influence of the flow velocity, contact time and pH in the process of remineralization of osmotized water was evaluated by means a pilot contactor of calcite to continuous flow to produce drinking water. Water from a Mexican seawater desalination plant that lacks post-treatment (remineralization) was used. The experimental tests were carried out by designing and building a contactor of calcite of variable height adjusting pH of the influent by adding sulfuric acid.

The study ranges evaluated the following: flow rate, $4\text{-}8 \text{ m h}^{-1}$; hydraulic residence time, 10-30 min, and pH 3 to 6. An experimental 2^k design was implemented, in which the response variable was the Langelier saturation index. The results showed for the three parameters evaluated, that only the pH of the influent had a statistical significance, with the optimum being $\text{pH} = 3$. The quality of the remineralized water complied with the Israeli regulation of mineral content for drinking water.

The results showed the desirability of designing calcite contactors with a flow velocity of 8 m h^{-1} and 10 minutes of hydraulic residence time,

to reduce investment costs. These conditions make it possible to design more compact contactors without affecting the efficiency of the process. The operating cost of the process was calculated at \$ 0.04 USD m⁻³.

Keywords: Remineralization, desalinated water, calcite contactor.

Recibido: 11/07/2018

Aceptado: 16/09/2019

Introducción

Al igual que muchos países en el mundo, México comienza a enfrentarse con dificultades en el suministro de agua potable a la población debido a la sobreexplotación y contaminación de acuíferos. Para solventar dichos problemas, se ha estudiado el uso de tecnologías no convencionales para la potabilización del agua, como la desalinización del agua de mar. En la actualidad, México cuenta con 301 plantas municipales ($Q = 2\,983 \text{ L s}^{-1}$), que utilizan como tecnología de tratamiento la ósmosis inversa (Conagua, 2015).

Los procesos de desalinización con ósmosis inversa se caracterizan por eliminar en gran medida los minerales y sales del agua de

alimentación, produciendo un agua no estable que puede causar problemas en la salud de la población que la bebe. Además, el agua osmotizada genera problemas de corrosión en las tuberías y/o estructuras auxiliares en los sistemas de distribución (Biyouné *et al.*, 2017; Liang *et al.*, 2013a; El-Azhar *et al.*, 2012), por lo cual es indispensable contar con sistemas de postratamiento.

Los sistemas de postratamiento de agua osmotizada se enfocan a remineralizarla y estabilizarla; y se han convertido en una parte integral en las plantas desalinizadoras. El propósito más importante de la remineralización es producir agua sin tendencia a provocar corrosión de partes metálicas y la desintegración de componentes de concreto en los sistemas de distribución de agua (Bergman, 2007); asimismo, la corrosión de las tuberías se asocia con riesgos a la salud por la liberación no deseable de iones metálicos (Fe, Pb, Cu y Zn) (Birnhack, Voutchkov, & Lahay, 2011), y compuestos como Fe_3O_4 , geotita y hematita (Liang *et al.*, 2013b), los cuales son procesos que vuelven insalubre el agua.

Se ha reportado que beber agua desmineralizada o un líquido hipotónico puede ser perjudicial para la salud (Vingerhoeds *et al.*, 2016), ya que llega a provocar síntomas como cansancio, debilidad, dolor de cabeza y edema cerebral; esto, derivado de la baja ingesta mineral (iones de Ca y Mg). En infantes se ha reportado ser causal de acidosis metabólica (Kozisek, Rosborg, Selinus, Ferrante & Jovanovic, 2015). Además, se incrementan los costos de mantenimiento y disminuye la longevidad de los sistemas de distribución (Birnhack *et al.*, 2011; Sarin, Snoeyink, Bebee, Kriven, & Clement, 2001; Edwards, 2004; McNeill & Edwards, 2001).

Para la medición de la corrosividad del agua se utiliza principalmente el índice de saturación de Langelier (ISL) (Tavanpour, Noshadi, & Navid, 2016; Awatif, Basim, & Sura-Ali, 2014):

$$ISL = pHa - pHs = pHa - ((9.3 + A + B) - (C + D)) \quad (1)$$

Donde:

pHa = pH del agua.

pHs = pH de saturación.

A = $(\text{Log}_{10}(\text{sólidos disueltos totales}) - 1) / 10$.

B = $-13.12 * \text{Log}_{10}(\text{temperatura del agua en } ^\circ\text{C} + 273) + 34.55$.

C = $\text{Log}_{10}[\text{Ca}^{2+} \text{ en mg L}^{-1} \text{ de CaCO}_3] - 0.4$.

D = $\text{Log}_{10}[\text{alcalinidad en mg L}^{-1} \text{ de CaCO}_3]$.

Los valores negativos de ISL indican que el agua tiene una tendencia corrosiva; valores positivos señalan una tendencia incrustante; mientras que un valor de cero indica que el agua está en equilibrio químico (Pauta-Novillo & Quezada-Sisalima, 2017; Tavanpour *et al.*, 2016).

Israel es una superpotencia en desalinización de agua de mar. En 2015 se desalinizaron 600 millones de metros cúbicos, lo que equivale al 32% de toda el agua doméstica consumida en dicho país, y se espera que esta proporción incremente a 75% en 2025 (Vasiliy, Garbera, & Chenb, 2018). Por otra parte, las regulaciones israelíes establecen que el agua para consumo humano debe tener un ISL > 0. La Tabla 1 muestra otros

parámetros de contenido mineral que ha regulado el Ministerio de Salud Israelí para agua de mar potabilizada (Shemer, Hasson, & Semiat, 2015).

Tabla 1. Regulación israelí para agua de mar potabilizada.

Parámetro	Valor
pH	7.5-8.3
Alcalinidad (mg L ⁻¹ CaCO ₃)	> 80
Calcio (mg L ⁻¹ CaCO ₃)	80-120
Dureza total (mg L ⁻¹ CaCO ₃)	160-240
Turbiedad (UTN)	< 0.5
ISL	> 0

La normatividad mexicana de agua potable (modificación del año 2000 a la NOM-127-SSA1-1994) (DOF, 1994) no regula el ISL, calcio ni alcalinidad; tampoco establece un límite mínimo permisible de dureza total, sin embargo, es importante tomar estos parámetros en cuenta al momento de proporcionar agua a la población debido a los diversos problemas de salud y a la red de suministro de agua que provoca la deficiencia de sales.

Las técnicas de remineralización pueden dividirse en tres grupos de tecnologías: (1) procesos que se basan en la adición directa de sustancias químicas que contienen calcio (p. ej., hidróxido de calcio, cloruro de calcio, bicarbonato de sodio) y magnesio (p. ej., cloruro de magnesio y sulfato de magnesio); (2) procesos en los que la remineralización se

realiza mediante la mezcla de agua desalinizada con una porción del agua que se utiliza para llevar a cabo la desalinización, o con otras fuentes de agua con elevado contenido de calcio y magnesio; y (3) procesos en los que el calcio y magnesio se agregan mediante la disolución de minerales como calcita (carbonato de calcio) (Voutchkov, 2011; Withers, 2005).

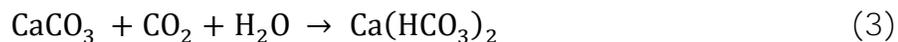
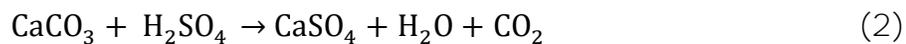
La disolución de calcita tiene como funciones principales el enriquecimiento del agua con minerales y el aumento de alcalinidad, dureza y pH (Sousi *et al.*, 2018; Liang *et al.*, 2013a). Algunas de las ventajas sobre los otros procesos de remineralización son:

- No adiciona iones no deseados, como sodio (Na^+), sulfato (SO_4^{2-}) y cloruros (Cl^-), entre otros.
- No agrega turbidez al agua producto.
- Produce agua con elevada capacidad amortiguadora.
- Facilita la operación.
- No existe riesgo de una sobredosificación.

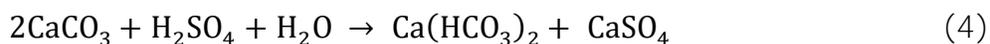
Este método es rutinariamente usado en regiones donde la calcita está disponible a un precio accesible, como Europa, Medio Oriente y los países del Golfo Pérsico (Lehmann, Birnhack, & Lahav, 2013). En México existen importantes yacimientos de calcita blanca de alta pureza, por lo que es factible su implementación.

El proceso de disolución de calcita en agua se realiza a un pH ácido, en tanques empacados con calcita, donde se controla el pH del influente; estos equipos son llamados por lo común "contactores de calcita o filtros de calcita". La disolución de calcita resulta en el enriquecimiento del agua con iones de calcio y alcalinidad por bicarbonatos.

En la práctica, la reducción de pH se lleva a cabo mediante la adición de un ácido fuerte (H_2SO_4) o uno débil (CO_2). Cuando se utiliza ácido sulfúrico, en conjunto con calcita, ocurre una reacción (Ecuación (2)) en la que se forma dióxido de carbono y sulfato de calcio; mientras que en una reacción secundaria (Ecuación (3)) entre el dióxido de carbono y la calcita (CaCO_3) se forma bicarbonato de calcio. Las reacciones involucradas son las siguientes (Hernández-Suárez, 2010):



En resumen:



Los contactores de calcita han sido utilizados por décadas, sin embargo existe poca información en la literatura científica sobre los parámetros de diseño imperativos de esta tecnología (Lehmann *et al.*, 2013), los cuales inciden en el costo de inversión y operación. Los principales criterios de diseño son la velocidad de flujo, tiempo de residencia y pH. Voutchkov (2011) señala que la velocidad del agua en los contactores de calcita debe ser de 4 a 8 m h⁻¹; el tiempo de residencia hidráulico necesita oscilar entre 10 y 30 minutos, y el pH ser menor a 4.5.

Por otra parte, Hasson, Fine, Sagiv, Semiat y Shemer (2017) señalan que el tiempo de contacto oscila de 20 a 35 minutos y la velocidad de flujo de 5 a 15 m h⁻¹. La literatura no indica el efecto que tienen estos parámetros en la eficiencia de remineralización. Además, los rangos son amplios y requieren mayor estudio para diseñar contactores eficientes a un bajo costo de inversión y operación.

El objetivo de este trabajo fue evaluar el efecto que tienen la velocidad de flujo, el tiempo de residencia hidráulico y el pH en el proceso de remineralización de agua osmotizada en un contactor de calcita a flujo continuo, así como encontrar los criterios de diseño/operación que permitan diseñar contactores de calcita eficientes para producir agua que cumpla con el contenido mineral que establece la regulación israelí de agua potable al menor costo de operación e inversión.

Materiales y métodos

Etapa 1

La primera etapa se enfocó en evaluar el efecto que tienen la velocidad de flujo, el tiempo de residencia hidráulico y el pH en el proceso de remineralización de agua osmotizada en un contactor de calcita a flujo continuo, para lo cual se implementó un diseño de experimentos factorial 2^k , específicamente un 2^3 , el cual consistió de 11 pruebas experimentales, cada una con una duración de dos horas. Cada factor se evaluó en tres niveles: bajo, alto y medio. La Tabla 2 muestra los niveles elegidos para cada uno de los factores sujetos a estudio. Los niveles abarcaron los valores altos y bajos recomendados por la literatura, a fin de evaluar en un amplio intervalo el efecto de cada uno de los factores.

Tabla 2. Niveles de los factores sujetos a estudio.

Nivel	Velocidad de flujo ($m\ h^{-1}$)	Tiempo de residencia (min)	pH
Bajo	4	10	3
Alto	8	20	6
Central	6	15	4.5

La Tabla 3 muestra la matriz de experimentos, es decir, el orden en el que se llevaron a cabo las 11 pruebas y la combinación de factores en cada una de ellas. Se realizaron tres réplicas del punto central (pruebas 1, 2 y 11) para obtener grados de libertad adicionales y lograr con ello una adecuada estimación del error del análisis de varianza, ya que éste

debe contar con al menos ocho grados de libertad (Gutiérrez & Salazar, 2012).

Tabla 3. Matriz experimental del diseño 2^3 empleado.

Núm. de prueba	pH	Tiempo de residencia (min)	Velocidad de flujo (m h^{-1})
1	4.5	15	6
2	4.5	15	6
3	3	20	4
4	6	10	8
5	6	10	4
6	3	10	4
7	6	20	8
8	6	20	4
9	3	20	8
10	3	10	8
11	4.5	15	6

Etapa 2

La segunda etapa consistió en realizar una prueba bajo las mejores condiciones de diseño/operación encontradas en la etapa 1 durante 40 horas, tomando muestras cada dos horas para analizar los parámetros que se requieren para calcular el ISL y compararlos con la regulación israelí para agua potable remineralizada.

Agua osmotizada

El agua que se utilizó para realizar las pruebas fue el efluente de una planta desaladora de agua de mar en México que no cuenta con un sistema de remineralización (Figura 1). La capacidad de la planta es de 3 456 m³ d⁻¹ y produce un agua con un ISL de -4.58 ± 0.22 (con tendencia a provocar corrosión severa), la cual se recolectó en un tanque de 1 000 L, donde se adicionó, en su caso, ácido sulfúrico al 98% (grado comercial) para obtener el pH requerido en cada prueba. Posteriormente, el agua se pasó a través de un contactor de calcita, utilizando una bomba peristáltica marca Cole-Parmer modelo 7591-22, equipada con un controlador de flujo, que permitió mantener estable la velocidad de flujo y el tiempo de contacto requeridos en cada prueba.



Figura 1. Planta desaladora de agua de mar.

Contactor de calcita

El material seleccionado para empacar el contactor fue calcita, ya que presenta menores costos (Voutchkov, 2011). El bicarbonato de sodio y el sulfato de calcio cuentan con baja solubilidad en el agua (Biyouné *et al.*, 2017). Por otra parte, el carbonato de sodio tiende a producir depósitos no adherentes de CaCO_3 (Biyouné *et al.*, 2017; Withers, 2005); mientras que la cal hidratada no se disuelve fácilmente, lo que provoca obtener valores de turbiedad mayores a 5 NTU (Delion, Nauguin, & Corsin, 2004). En cuanto al reactivo para la acidificación del agua, se eligió H_2SO_4 sobre

CO₂, por presentar mayores velocidades de reacción y menores costos (Shemer *et al.*, 2015; Birnhack *et al.*, 2011).

El contactor de calcita se operó a flujo ascendente y se construyó con material de acrílico. Se le colocó una placa de orificios en la parte inferior para distribuir de forma homogénea el flujo de agua. El contactor se empacó con 10 cm de material de soporte (grava sílica, de tamaño 1/8x1/16"). El área superficial de contacto fue de 63.6 cm². Las cantidades adicionadas de calcita fueron de 10.92, 7.8 y 5.46 kg cuando se utilizaron tiempos de residencia de 20, 15 y 10 min, respectivamente. La calcita empleada fue de una pureza mayor al 98% y en forma granular, con diámetro efectivo de 1 mm. Cada una de las pruebas tuvo una duración de cinco horas. El diagrama del experimento se muestra en la Figura 2.

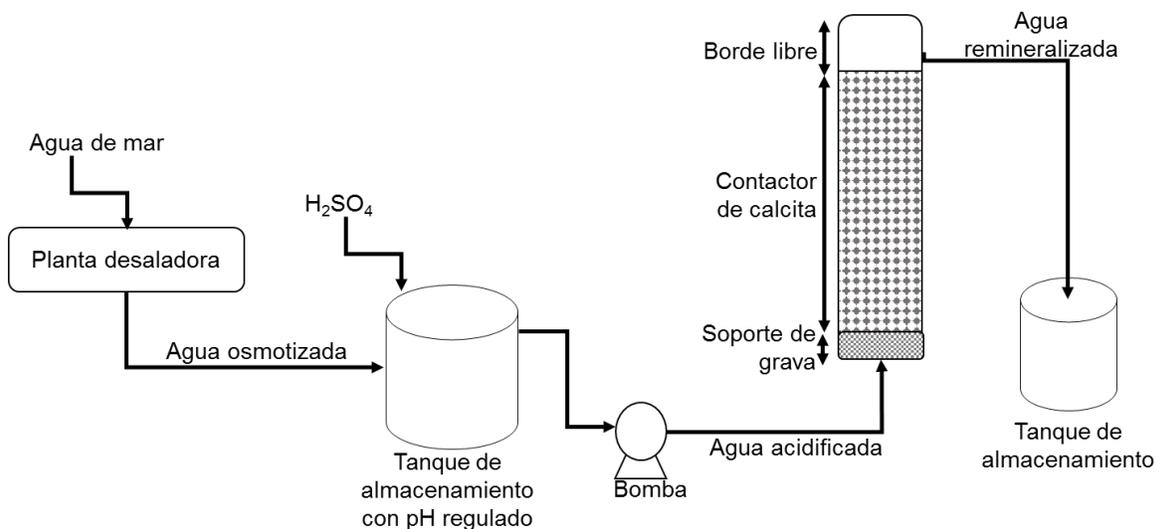


Figura 2. Diagrama del experimento.

La variable de respuesta fue el índice de saturación de Langelier (ISL), el cual se calcula en función del pH, alcalinidad, sólidos disueltos totales, dureza total y temperatura, y es un indicador de la tendencia corrosiva o incrustativa del agua.

Determinación de parámetros físico-químicos

La determinación de pH se realizó utilizando un potenciómetro marca Orion Modelo 420a, mientras que los sólidos disueltos totales se midieron utilizando un conductímetro Orion Modelo 145. La concentración de alcalinidad, dureza total y sulfatos se midieron usando métodos colorimétricos, con un espectrofotómetro marca HACH modelo DR2800.

Análisis estadístico

Los resultados obtenidos en las pruebas experimentales se analizaron mediante el paquete de cómputo estadístico *Statgraphics Centurión XV*

versión 15.2.06, del que se lograron análisis de varianza, gráficas de efectos principales, diagramas de Pareto y gráficas de superficie de respuesta, para la variable de respuesta analizada.

Costo de operación

El costo de operación del proceso de remineralización se calculó de acuerdo con la Ecuación (5):

$$CO = C_A B_A + C_c C_B \quad (2)$$

Donde:

CO = costo de operación del contactor (\$USD m⁻³).

C_A = consumo de ácido sulfúrico para obtener el pH óptimo (L m⁻³).

B_A = costo de ácido sulfúrico (\$USD L⁻¹).

C_c = consumo de calcita (\$kg m⁻³).

B_A = costo de calcita (\$USD kg⁻¹).

Resultados y discusión

Etapa 1

El análisis de varianza (ANOVA) de los resultados del diseño experimental (Tabla 4) indicó que el pH fue el único factor que tuvo un efecto significativo sobre el índice de Langelier del agua remineralizada, ya que su valor-P (0.0026) fue menor al valor de la significancia prefijada ($\alpha = 0.05$). El coeficiente de determinación R-cuadrada fue de 99.69%; siendo superior al 70% recomendado para que el modelo interprete de forma adecuada los resultados.

Tabla 4. Análisis de varianza para el índice de Langelier.

Parámetro	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	F	P
A: pH	4.6208	1	4.6208	86.34	0.0026
B: tiempo de residencia (min)	0.0128	1	0.0128	0.24	0.6583

C: velocidad (m h ⁻¹)	0.0288	1	0.0288	0.54	0.5163
AB	0.005	1	0.005	0.09	0.7799
AC	0.0242	1	0.0242	0.45	0.5495
BC	0.0002	1	0.0002	0	0.9551
Error	0.16056	3	0.05352	---	---
Total	4.85236	9	---	---	---

El diagrama de Pareto (Figura 3) permitió visualizar el impacto de cada uno de los factores, así como de las interacciones entre éstos en la variable de respuesta (índice de Langelier). En esta gráfica, cada efecto se divide entre su error estándar. En adición, se dibuja una línea sobre la gráfica para determinar si un efecto es estadísticamente significativo en el nivel de significancia especificado.

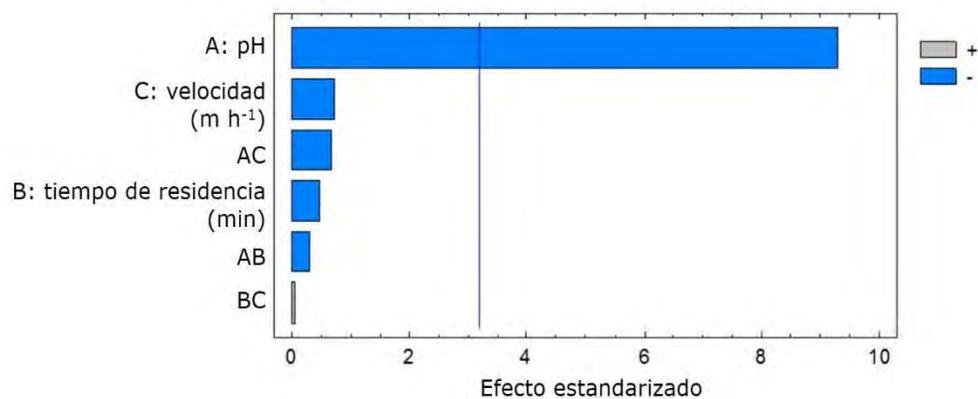


Figura 3. Diagrama de Pareto del diseño experimental.

Los factores y sus interacciones se grafican en orden descendente con relación al impacto con que afectan al índice de Langelier. El diagrama de Pareto muestra, al igual que el análisis de varianza, que sólo el pH tiene efecto significativo sobre el índice de estabilización de Langelier, pues es el único factor que cruza la línea de significancia. El diagrama de Pareto también mostró que el efecto es negativo, es decir, un valor menor de pH en el influente provoca obtener mayor ISL en el agua tratada.

Los gráficos de superficie de respuesta pH-tiempo de residencia (Figura 4) y pH-velocidad (Figura 5) mostraron que al ajustar el influente a remineralizar a un pH de 3 se obtienen índices de Langelier mayores a 0 y ≤ 0.5 , por lo que se obtiene un efluente con una estabilidad química aceptable, que no provocará problemas de corrosión o incrustación en la red de suministro. Los gráficos muestran que el ISL no se modificará si se varía el tiempo de residencia o la velocidad de flujo bajo las condiciones empleadas en este estudio, lo que es coherente con el ANOVA.

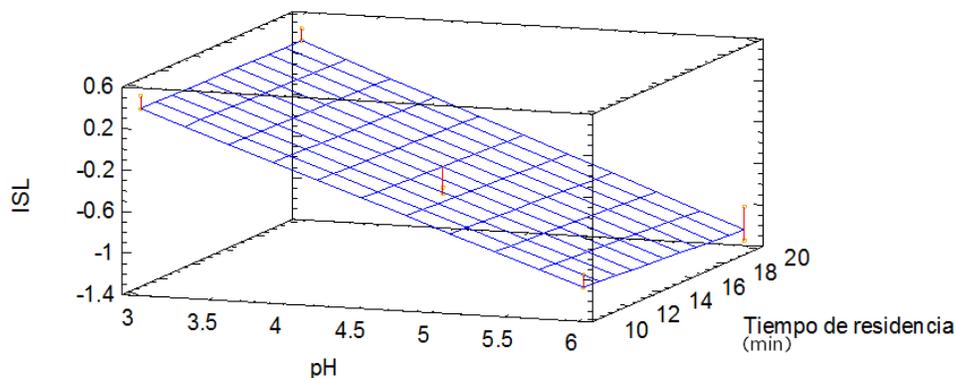


Figura 4. Gráfico de superficie de respuesta pH-tiempo de residencia.

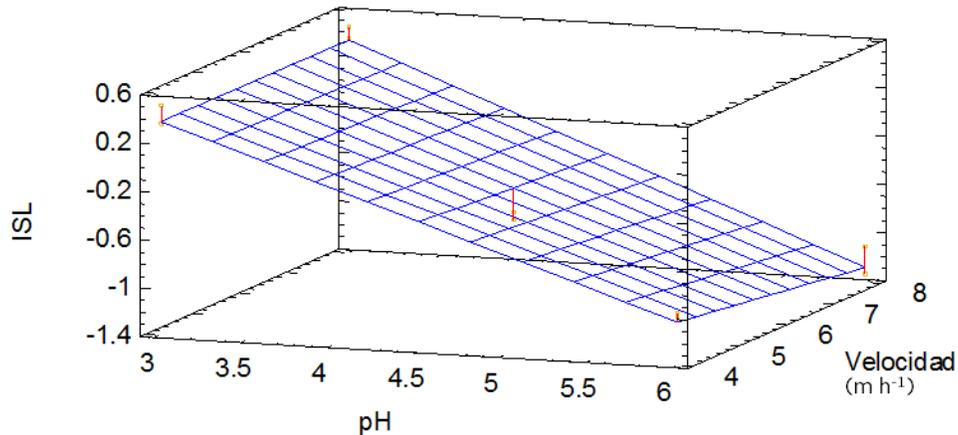


Figura 5. Gráfico de superficie de respuesta pH-velocidad.

Etapa 2

Una vez concluida la etapa 1, se realizó un experimento bajo las mejores condiciones obtenidas, esto es: pH = 3, velocidad de flujo = 8 (m h⁻¹) y tiempo de residencia = 10 minutos. Las pruebas que se realizaron a pH = 3 fueron las únicas que permitieron obtener valores de ISL (0.4 ± 0.1) que cumplen con el rango aceptable para agua remineralizada ($ISL \pm 0.5$) (Hernández-Suárez, 2010). Por otra parte, aunque se encontró que la velocidad de flujo y el tiempo de contacto no inciden en el ISL obtenido, estos parámetros se fijaron en el nivel alto y bajo, respectivamente, ya que tales condiciones permiten diseñar los contactores más pequeños y,

por lo tanto, requieren de menor costo de inversión. La duración de la prueba fue de 40 horas, realizando muestreos para analizar la calidad del agua cada dos horas.

La Figura 6 muestra el ISL obtenido durante la prueba en función del tiempo de operación. El proceso se comportó de manera estable, obteniendo un valor de ISL promedio de 0.467 ± 0.034 , con una confianza de 95%. El mínimo valor obtenido fue 0.33, mientras que el máximo fue 0.56. Es decir, durante todo el tiempo que el sistema operó, se alcanzó un ISL aceptable.

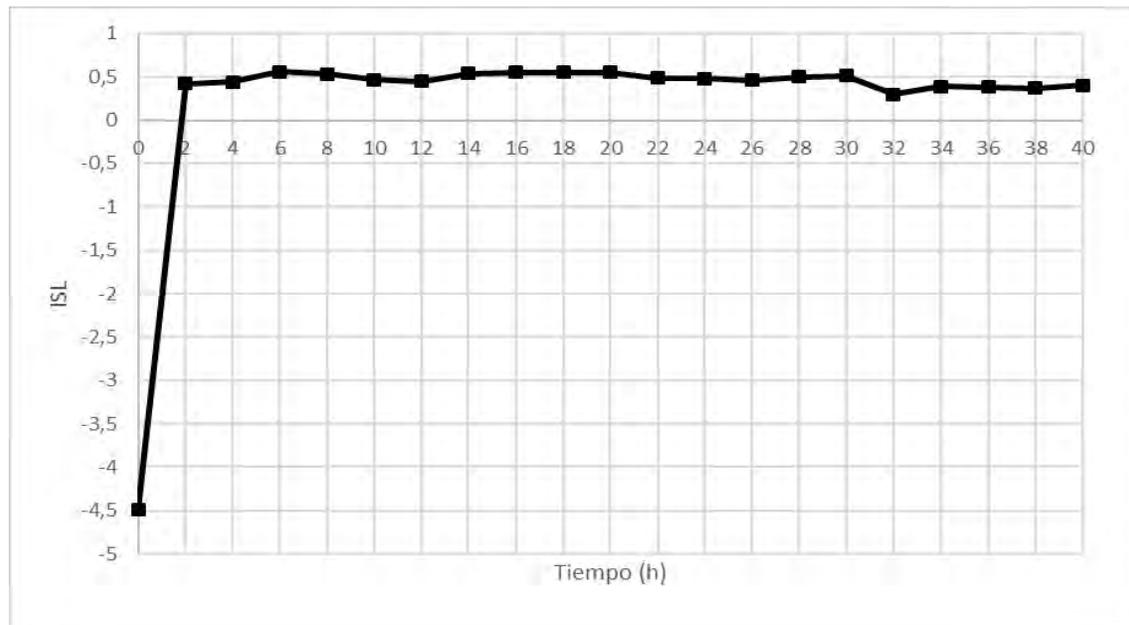


Figura 6. ISL en función del tiempo de operación.

La Tabla 5 muestra los resultados obtenidos de la calidad del agua osmotizada y del agua remineralizada, y se compara con los límites

establecidos por las regulaciones mexicana e israelí. El agua que se utilizó para el estudio (agua osmotizada) presentó muy baja concentración de dureza total y alcalinidad ($3.17 \pm 0.38 \text{ mg l}^{-1} \text{ CaCO}_3$ y $3.0 \pm 2.48 \text{ mg L}^{-1} \text{ CaCO}_3$, respectivamente); asimismo, presenta un ISL de -4.58 ± 0.22 . Estos valores no cumplen con los límites establecidos en la legislación israelí; sin embargo, con respecto a la normatividad mexicana (modificación del año 2000 a la NOM-127-SSA1-1994) (DOF, 1994), al no incluir los parámetros de alcalinidad, calcio e ISL, y al no establecer un límite mínimo permisible para la dureza total, el único parámetro con el que incumple la normatividad es el pH, ya que es ligeramente inferior a 6.5 (6.17 ± 0.28). Este problema se resuelve por lo general en las plantas desalinizadoras mexicanas adicionándole un poco de sosa cáustica, para elevar el pH (≥ 6.5 y ≤ 8.5); una vez que esto sucede, el agua cumple con los límites establecidos en la legislación mexicana y puede ser enviada a la red de distribución. Sin embargo, la ausencia de minerales provoca daños a la salud y al sistema de distribución de agua potable. Así, se debe contar con una normatividad más estricta en México, que incluya rangos para contenido mineral.

Tabla 5. Calidad del agua osmotizada y remineralizada.

Parámetro	Agua osmotizada	Agua remineralizada	Regulación israelí	Regulación mexicana
pH	6.17 ± 0.28	8.17 ± 0.02	7.5-8.3	6.5-8.5
Alcalinidad (mg L ⁻¹ CaCO ₃)	3.0 ± 2.48	83.2 ± 2.54	> 80	NE
Calcio (mg L ⁻¹ CaCO ₃)	3.0 ± 0.36	108 ± 6	80-120	NE
Dureza total (mg L ⁻¹ CaCO ₃)	3.17 ± 0.38	166.3 ± 4.33	160-240	< 500
Turbiedad (UTN)	0.317 ± 0.19	0.36 ± 0.04	< 0.5	< 5
ISL	-4.58 ± 0.22	0.47 ± 0.03	> 0	NE

NE: no establecido.

Una vez remineralizada el agua osmotizada, se logró cumplir con los límites de los parámetros establecidos en la normatividad israelí para contenido mineral en agua de mar potabilizada. El tratamiento también permitió cumplir con la normatividad mexicana para los parámetros antes mencionados y mostrados en la Tabla 5. Aunque la normatividad mexicana no establece límites permisibles para ISL, concentración de calcio y alcalinidad, el proceso de remineralización no incrementó de

manera significativa la turbiedad ni provocó que se superara el límite máximo permisible de dureza. El pH agua remineralizada fue de 8.17 ± 0.02 , por lo que se mantuvo dentro del rango establecido en la Norma Oficial Mexicana. En contraste, Birnhack *et al.* (2011) reportan que una vez que el agua ha sido remineralizada con CaCO_3 y H_2SO_4 o CO_2 , es necesaria la adición de un reactivo químico o la eliminación del CO_2 (Dreizin, Tenne, & Hoffman, 2008; Migliorini & Meinardi, 2005) para neutralizar el pH.

Los resultados obtenidos en ambas etapas permitieron obtener los criterios de diseño para la construcción de contactores de calcita (Tabla 6), los cuales se encuentran dentro de los parámetros citados por Voutchkov (2011) y Hasson *et al.* (2017).

Tabla 6. Criterios para diseñar contactores de calcita.

Parámetro	Valor	Unidades
Velocidad máxima de flujo de agua en contactor	8	m h^{-1}
Tiempo de contacto en el lecho de carbonato de calcio	10	min
Altura del lecho de calcita	1.5	m
Altura de capa de grava	0.15	m
Dosis de ácido sulfúrico (al 98%, grado industrial)	50	mL m^{-3}
pH del agua a tratar	3.5	unidades

Tamaño efectivo del carbonato de calcio empleado	1	mm
Coeficiente de uniformidad del carbonato de calcio	1.29	adimensional
Pureza del carbonato de calcio empleado	> 98	%
Consumo de carbonato de calcio	0.163	kg m ⁻³

El costo de operación del proceso de remineralización se calculó en \$0.04 USD m⁻³, del cual \$0.028 USD m⁻³ corresponden a la dosificación de ácido sulfúrico y \$0.012 USD m⁻³ a la adición de carbonato de calcio (calcita).

Voutchkov (2011) presentó un desglose del costo de inversión y de operación y mantenimiento (O&M) al remineralizar el agua de mar desalinizada por ósmosis inversa de una planta hipotética, con una capacidad de 100 000 m³ d⁻¹ mediante la adición de cal y CO₂. El costo total para la producción de agua remineralizada fue de 0.058 USD m⁻³, lo cual correspondió a 0.016 USD m⁻³ de inversión, y 0.042 USD m⁻³ como resultado de la operación y mantenimiento. Este costo representa de 3 a 6% del costo total de producción de agua desalinizada mediante ósmosis inversa. Por otra parte, El-Azhar *et al.* (2012) reportaron costos de operación de 0.088 USD m⁻³ al utilizar la misma técnica (adición de cal y CO₂). El influente provino de una planta desalinizadora ubicada en Marruecos, la cual cuenta con una capacidad de 13 000 m³ d⁻¹.

Es importante mencionar que un inconveniente que se presenta al utilizar esta técnica es que la calcita se va disolviendo y eventualmente debe ser repuesta. Esto, en la práctica, puede dificultar la operación del contactor si no es diseñado de manera correcta para reabastecerse de calcita con la menor frecuencia posible. Asimismo, el contactor debe contar con elementos que permitan su reabastecimiento con relativa facilidad: mirilla transparente para observar el nivel de calcita en el contactor; registro tipo hombre en la parte superior del contactor, para reponer la calcita que se ha disuelto; escalera y pasillo en la parte superior, para permitir al operador subir y reponer la calcita con seguridad.

A manera de ejemplo, para un contactor que remineralice un caudal de 10 L s^{-1} ($864 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$), bajo los criterios de diseño y consumo de reactivos obtenidos en el presente estudio, y mostrados en la Tabla 6, el consumo de calcita sería de 4.25 toneladas por mes, y si el diámetro del contactor se establece de 2 m, se podría llenar con 1.5 m de calcita. Bajo este escenario, se presentará una reducción de altura de 0.3 m de calcita cada mes. La reposición se podría realizar hasta que el nivel de calcita sea de 0.5 m, sin provocar variación en la calidad de agua remineralizada, pues la calidad del agua depende sólo del pH del agua que ingresa al contactor, y no del tiempo de residencia o la velocidad. La reposición de calcita se podría realizar cada tres meses aproximadamente.

Conclusiones

De los tres factores evaluados en este estudio (pH del influente, tiempo de residencia y velocidad de flujo), sólo el pH del influente tuvo un efecto estadísticamente significativo en el índice de saturación de Langelier durante el proceso de remineralización utilizando un contactor de calcita a flujo continuo. El pH presentó un efecto inverso sobre el ISL, es decir, el menor valor de pH en el influente del proceso provocó el mayor incremento en el ISL del agua remineralizada, siendo el pH de tres el valor óptimo establecido. Es posible diseñar contactores de calcita con una velocidad de flujo de 8 m h^{-1} , y un tiempo de residencia hidráulico de 10 min (que implican la construcción de contactores más compactos), y por lo tanto resulta en un menor costo de inversión, en comparación con contactores que operen a una velocidad de hasta 4 m h^{-1} y tiempos de residencia de 30 minutos; esto, sin afectar la eficiencia de remineralización. Durante el presente estudio fue posible obtener agua remineralizada con un índice de Langelier de 0.47 ± 0.03 , es decir, sin tendencia a provocar problemas de corrosión o incrustación. La calidad del agua remineralizada cumplió con los límites establecidos para el contenido mineral en las regulaciones israelí y mexicana para agua potable. El costo de operación del proceso se calculó en $\$0.04 \text{ USD m}^{-3}$, el cual es menor que el de otras técnicas reportadas.

Referencias

- Awatif, A., Basim, K., & Sura-Ali, K. (2014). Evaluating water stability indices from water treatment plants in Baghdad city. *Water Resource and Protection*, 2(1351), 1-10.
- Bergman, R. (2007). *Reverse osmosis and nanofiltration: Manual of water supply practices-M46*, 2nd ed. Denver, USA: American Water Works Association.
- Birnhack, L., Voutchkov, N., & Lahav, O. (2011). Fundamental chemistry and engineering aspects of post-treatment processes for desalinated water- A review. *Desalination*, 273, 6-22.
- Biyounne, M. G., Atbir, A., Bari, H., Hassnaoui, L., Mongach, E., Khadir, A., Boukbir, L., Bellajrou, R., & Elhadek, M. (2017). Remineralization of permeate water by calcite bed in the Daoura's plant (south of Morocco). *European Physical Journal Special Topics*, 226, 931-941.
- Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2015). *Estadísticas del agua en México, edición 2015*. Ciudad de México, México: Comisión Nacional del Agua.
- Delion, N., Mauguin, G., & Corsin, R. (2004). Importance and impact of post treatments on design and operation of SWRO plants. *Desalination*, 165, 323-334.
- DOF, Diario Oficial de la Federación. (1994). Norma Oficial Mexicana. NOM-127-SSA1-1994. Salud ambiental, agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización. *Diario Oficial de la Federación*. México, DF, México.

- Dreizin, Y., Tenne, A., & Hoffman, D. (2008). Integrating large scale seawater desalination plants within Israel's water supply system. *Desalination*, 220, 132-149.
- Edwards, M. (2004). Controlling corrosion in drinking water distribution systems: A grand challenge for the 21st century. *Water Science and Technology*, 49(2), 1-8.
- El-Azhar, F., Tahaikt, M., Zouhri, N., Zdeg, A., Hafsi, M., Tahri, K., Bari, H., Taky, M., Elamrani, M., & Elmidaoui, A. (2012). Remineralization of Reverse-Osmosis (RO)-desalted water for a Moroccan desalination plant: Optimization and cost evaluation of the lime saturator post. *Desalination*, 30, 46-50.
- Gutiérrez, P., & Salazar, R. (2012). *Análisis y diseño de experimentos*, 3a ed. México, DF, México: McGraw-Hill.
- Hernández-Suárez, M. (2010). *Guía para la re-mineralización de las aguas desaladas*, 2ª ed. Las Palmas, España: Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- Hasson, D., Fine, L., Sagiv, A., Semiat, R., & Shemer, H. (2017). Modeling remineralization of desalinated water by micronized calcite dissolution. *Environmental Science and Technology*, 51, 12481-12488.
- Kozisek, F., Rosborg, I., Selinus, O., Ferrante, M., & Jovanovic, D. (2015). Background. In: Rosborg, I. (ed.). *Drinking water minerals and mineral balance: Importance, Health Significance, Safety Precautions* (pp. 1-23). Cham, Suiza: Springer.

- Lehmann, O., Birnhack, L., & Lahav, O. (2013). Design aspects of calcite-dissolution reactors applied for post-treatment of desalinated water. *Desalination*, 314, 1-9.
- Liang, J., Deng, A., Xie, R., Gomez, M., Hu, J., Zhang, J., Nam, C., & Adin, A. (2013a). Impact of seawater reverse osmosis (SWRO) product remineralization on the corrosion rate of water distribution pipeline materials. *Desalination*, 311, 54-61.
- Liang, J., Deng, A., Xie, R., Gomez, M., Hu, J., Zhang, J., Nam, C., & Adin, A. (2013b). Impact of flow rate on corrosion of cast iron and quality of re-mineralized seawater reverse osmosis (SWRO) membrane product water. *Desalination*, 322, 76-83.
- McNeill, L., & Edwards, M. (2001). Iron pipe corrosion in distribution systems. *Journal American Water Works Association*, 93(7), 88-100.
- Migliorini, G., & Meinardi, R. (2005). 40 MIGD potabilization plant at Ras Laffan: design and operating experience. *Desalination*, 182, 275-282.
- Pauta-Novillo, A. D., & Quezada-Sisalima, D. A. (2017). *Determinación de la tendencia corrosiva e incrustante del agua potable distribuida en la ciudad de Azogues* (tesis de licenciatura). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Sarin, P., Snoeyink, V. L., Bebee, J., Kriven, W., & Clement, J. (2001). Physico-chemical characteristics of corrosion scales in old iron pipes. *Water Research*, 35 (12), 2961-2969.

- Shemer, H., Hasson, D., & Semiat, R. (2015). State-of-the-art review on post-treatment technologies. *Desalination*, 356, 285-293.
- Sousi, M., Liu, G., Salinas-Rodríguez, S. G., Knezev, A., Blankert, B., Schippers, J. C., Van-Der-Merr, W., & Kennedy, M. (2018). Further developing the bacterial growth potential method for ultra-pure drinking water produced by remineralization of reverse osmosis permeate. *Water Research*, 145, 687-696.
- Tavanpour, N., Noshadi, M., & Navid, T. (2016). Scale formation and corrosion of drinking water pipes: A case study of drinking water distribution system of Shiraz city. *Modern Applied Science*, 10(3), 1-12.
- Vasiliy, V., Garbera, O., & Chenb, Y. (2018). Magnesium deficiency in tap water in Israel: The desalination era. *Desalination*, 426, 88-96.
- Vingerhoeds, M., Nijenhuis-De-Vries, M., Ruepert, N., Van-Der-Laan, H., Bredie, W., & Kremer, S. (2016). Sensory quality of drinking water produced by reverse osmosis membrane filtration followed by remineralisation. *Water Research*, 94, 42-51.
- Voutchkov, N. (2011). *Remineralization of desalinated water. A SunCam online continuing education course*. Recuperado de <https://s3.amazonaws.com/suncam/docs/118.pdf?1517305879>
- Withers, A. (2005). Options for recarbonation, remineralization and disinfection for desalination plants. *Desalination*, 179, 11-24.

Remoción bacteriana de cinc y cadmio: estudio de factores asociados con el proceso

Zinc and cadmium removal by bacteria: Study of factors associated to the process

Lizandra Pérez¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8597-7456>

Armando Martínez²

Irina Salgado³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7175-8500>

Luis Alberto Valdés⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1587-2234>

Mario Cruz⁵

Sheila Allende⁶

Odalys Collazo⁷

María Liva⁸

María Elena Carballo⁹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2671-9323>

¹Facultad de Biología, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba,
lizandra@fbio.uh.cu

²Facultad de Biología, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba,
armando@fbio.uh.cu

³Facultad de Biología, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba,
irina@fbio.uh.cu

⁴Glendale Community College, Glendale, EUA, lui2152145@maricopa.edu

⁵Facultad de Biología, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba,
mcruz@fbio.uh.cu

⁶Instituto de Tecnología y Ciencia de Materiales, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba, salleyne@imre.uh.cu

⁷Instituto de Tecnología y Ciencia de Materiales, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba, ody@imre.uh.cu

⁸Instituto de Tecnología y Ciencia de Materiales, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba, liva@imre.uh.cu

⁹Facultad de Biología, Universidad de La Habana, mecarballo@fbio.uh.cu

Autora para correspondencia: María Elena Carballo,
mecarballo@fbio.uh.cu

Resumen

Las capacidades de los microorganismos de captar metales presentes en ecosistemas acuáticos constituyen una alternativa para la conservación ambiental y de los recursos naturales. En el presente trabajo se evaluó la capacidad de biosorción de cinc y cadmio en soluciones acuosas por cepas de las especies bacterianas *Proteus mirabilis* y *Bacillus subtilis*, así como la influencia de diferentes variables, como la edad fisiológica del cultivo, la concentración celular, el pH, el tiempo de contacto y el pretratamiento

con métodos físicos y químicos de la biomasa celular en el proceso de remoción. En los estadios fisiológicos evaluados no se observó diferencia en la captura de los metales por los cultivos bacterianos y 2 g.L^{-1} de biomasa fueron suficientes para alcanzar altos valores de captura. Se determinó que la mayor influencia en el proceso la ejerce el pH empleado, el tiempo de contacto y el efecto de cada tratamiento a la biomasa bacteriana. Los resultados muestran la efectividad de las biomasas microbianas investigadas en la biosorción de cinc y cadmio, y sus potencialidades para el saneamiento ambiental.

Palabras clave: biosorción, biomasas microbianas, cinc, cadmio, factores bióticos y abióticos.

Abstract

Metallic ions in aquatic ecosystems are considered important inorganic pollutants of the environment due to their mobility and toxicity to living organisms. The capacities of microorganisms to capture the metals present in aquatic ecosystems constitute an alternative for the conservation of natural resources. In the present work we evaluated the biosorption capacities of zinc and cadmium by bacterial strains of *Proteus mirabilis* and *Bacillus subtilis* in aqueous solutions, as well as the influence of different variables such as culture physiological age, cell concentration, pH, contact time and pre-treatment of cell biomass with physical and chemical methods. The capture of metals by bacterial cultures did not present differences in the different physiological stages evaluated and 2 g.L^{-1} of biomass were enough to reach high capture values. It was determined that the greatest influence in the process lies in the pH used,

the contact time and the effect of each treatment to bacterial biomass. The results show the effectiveness of tested microbial biomasses in the biosorption of zinc and cadmium and their potential for environmental sanitation.

Keywords: Biosorption, microbial biomasses, zinc, cadmium, biotic and abiotic factors.

Recibido: 26/07/2017

Aceptado: 10/09/2019

Introducción

La contaminación del ambiente surge en gran medida como resultado de actividades humanas, principalmente industriales y agrícolas (Beltrán-Pineda & Gómez-Rodríguez, 2016), que ocasionan vertimientos de aguas residuales con insuficiente tratamiento para eliminar su carga de contaminantes (Chowdhury, Jafar, Al-Atta, & Husain, 2016). Estos son descargados a los ecosistemas donde pueden alcanzar concentraciones elevadas, especialmente cerca del sitio de descarga, lo que provoca el deterioro del entorno (Nour-Abdel-Ghani & Ghadir-El-Chaghaby, 2014). Entre los principales contaminantes se encuentran los metales pesados,

que a diferencia de los contaminantes químicos de origen orgánico no se degradan por vía biológica ni química, y persisten largos periodos de tiempo en ambientes acuáticos y terrestres (Salgado-Bernal, Pérez, Carballo, Martínez, & Cruz, 2015). La acumulación de los iones metálicos en los organismos de los diferentes eslabones de la cadena trófica (Mehta & Kumar, 2017), su movilidad en los ecosistemas y su toxicidad hacen que su eliminación constituya una prioridad en el mundo (Nour-Abdel-Ghani & Ghadir-El-Chaghaby, 2014).

Los metales pesados son imprescindibles para el desarrollo de microorganismos, plantas y animales, pues ejercen roles importantes en algunas reacciones bioquímicas y son esenciales para su crecimiento y desarrollo. Sin embargo, cuando se presentan en altas concentraciones pueden formar compuestos inespecíficos con efectos citotóxicos y letales. Si bien algunos metales tienen importancia biológica, otros son tóxicos, como el cadmio, cromo y mercurio (Beltrán-Pineda & Gómez-Rodríguez, 2016). En este sentido, el cinc no es altamente tóxico, por considerarse un elemento esencial para la vida, pero se han encontrado efectos adversos en concentraciones elevadas (Kvasnová, Hamarováb, & **Pristašc**, 2017), entre 100 y 500 mg/día (Volesky, 1994). Por otro lado, la toxicidad del cadmio es ampliamente conocida por la destrucción de sitios enzimáticos activos (Essa, Al-Abboud, & Khatib, 2017) y alteraciones del sistema nervioso en seres humanos, incluso a bajas concentraciones (Chauhan, Solanki, & Nehra, 2017), hasta 10 mg/día (Kjellstrom & Nordberg, 1985).

Con el propósito de asegurar la protección e integridad de los recursos hídricos contaminados con metales pesados, las restricciones al vertimiento de las aguas contaminadas resultan cada vez más estrictas

(Nour-Abdel-Ghani & Ghadir-El-Chaghaby, 2014). Además, se intensifican las investigaciones ambientales que aprovechan la diversidad microbiana, y sus potencialidades estructurales y metabólicas como agentes biorremediadores para el tratamiento de aguas residuales, y en la restauración de ambientes contaminados (Irawati, Riak, Sopiah, & Sulistia, 2017). Sin embargo, para el estudio de las interacciones que se establecen entre las biomasas microbianas y los diferentes iones metálicos, se vuelve necesario el análisis de factores ambientales por su influencia en el proceso de remoción, entre los cuales destacan la temperatura, el pH, y la concentración del inóculo (biosorbente) y de los metales (Li, Peng, Yingying, Lu, & Fan, 2016).

Si bien se han desarrollado investigaciones que evalúan condiciones bióticas y abióticas que influyen en la captura de metales (Andreoni, Finoli, Manfrin, Pelosi, & Vecchio, 1991; Augusto-da-Costa & Pereira, 2001; Boyanov *et al.*, 2003), resultan aún insuficientes teniendo en cuenta las particularidades de cada biosorbente microbiano, así como de las especies metálicas. En tal sentido, para contribuir a la caracterización del proceso de remoción de metales y a la disminución de estos contaminantes en el ambiente, el presente trabajo estuvo dirigido a evaluar la remoción de cinc y cadmio por *Proteus mirabilis* y *Bacillus subtilis*, y el efecto de diferentes factores ambientales en el proceso.

Materiales y métodos

Material biológico y condiciones de cultivo

Se utilizaron dos especies bacterianas, *Proteus mirabilis* y *Bacillus subtilis*, procedentes de la colección de cultivos del Departamento de Microbiología y Virología, de la Facultad de Biología, de la Universidad de La Habana, Cuba. Los cultivos microbianos se obtuvieron en caldo nutriente, bajo condiciones de incubación de 120 rpm, 30 ± 2 °C durante 24 horas. Posteriormente se hizo la colecta de biomasa por centrifugación a 3 200 rpm por 15 minutos.

Remoción de cinc y cadmio por las biomasas bacterianas

Soluciones acuosas de cinc y cadmio a una concentración de 1 mM (milimolar) a pH 6.0, preparadas a partir de las sales de $\text{CdCl}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ (cloruro de cadmio tetrahidratado) y $\text{ZnSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ (sulfato de cinc heptahidratado), se pusieron en contacto, de manera individual, con las biomasas microbianas a la concentración de 2 g.L⁻¹. La suspensión microorganismo-metal se mantuvo a 100 rpm, 28 °C durante 24 horas, y

a pH 6.0, ajustado con HCl 0.1 M o NaOH 0.1 M, según se requirió. Después el sobrenadante se colectó por centrifugación a 3 200 rpm por 20 minutos, para el análisis de los metales residuales mediante espectrofotometría de absorción atómica Phillips PU 9100X con llama de aire-acetileno. En el control de la remoción de los metales se utilizaron las soluciones de los metales a la concentración establecida en cada caso, sin adición de las biomasa y manteniendo las mismas condiciones experimentales de las muestras. Para la cuantificación del cadmio, la corriente de la lámpara fue de 12 mA a $\lambda = 228.8$ nm, y para el cinc la corriente de lámpara fue de 10 mA y una $\lambda = 230.9$ nm. La cantidad de metal capturado por gramos de biomasa (mg.g^{-1}) se determinó según la ecuación $q = (C_i - C_f)V/m$ (Viera & Volesky, 2003), donde q corresponde a los mg de metal capturado por gramos de biomasa (mg.g^{-1}); C_i , la concentración inicial del metal (mg.L^{-1}); C_f , la concentración final del metal (mg.L^{-1}); m , la masa de la biomasa en la mezcla de reacción (g), y V es el volumen de la mezcla de reacción (L).

Efecto de factores en la remoción de cinc y cadmio por las bacterias

Edad fisiológica del cultivo

El crecimiento microbiano en caldo nutriente de cada bacteria se determinó a 28 °C a 100 rpm por 24 horas. Durante este tiempo, cada dos horas se realizaron lecturas en un espectrofotómetro a una $\lambda = 640$ nm contra un medio sin inocular como blanco. La captura de los metales se realizó con biomasa microbiana colectada en dos estados fisiológicos correspondientes a las 6 y 24 h para *Bacillus subtilis*; en el caso de *Proteus mirabilis*, a las 8 y 24 h de crecimiento.

Concentración celular

Las biomasas húmedas, colectadas de cada cultivo bacteriano en caldo nutriente, se pusieron en contacto de tres concentraciones: 2, 3 y 4 g.L⁻¹ con los metales. Como control de este experimento se utilizó la concentración celular correspondiente a 2 g.L⁻¹.

Efecto del pH

Esta variable se ajustó y controló a diferentes valores (5.0, 6.0 y 7.0) durante el tiempo de contacto biomasa-metal (24 horas) mediante el empleo de HCl 0.1 M o NaOH 0.1 M, según se requirió.

Tiempo de contacto

Durante 24 horas de contacto entre la biomasa y los metales se tomaron muestras a los siguientes tiempos: T0 = 0; T1 = 0.5; T2 = 1; T3 = 2; T4 = 4; T5 = 8; T6 = 16; T7 = 24 h. Posteriormente, el sobrenadante con el metal residual se colectó por centrifugación a 10 000 rpm durante 10 minutos y se conservó a 4 °C para posterior análisis.

Pretratamiento de la biomasa

Los cultivos bacterianos colectados por centrifugación a las 24 horas de crecimiento se inactivaron por calor seco a 60 °C en estufa durante 12 horas. La acción del tratamiento sobre la viabilidad celular se comprobó mediante la siembra en agar nutriente de las biomasas tratadas. Posteriormente, las células inactivadas se trataron por separado con

soluciones de HCL 0.1 M por tres horas y de KOH 0.1 M por dos horas. Transcurrido estos tiempos se realizaron lavados con agua destilada hasta que el pH alcanzó un valor de 6.0. Después de cada tratamiento, la biomasa se lavó con agua bidestilada y se secó en estufa a 60 °C durante 12 horas para su puesta en contacto con el cinc y el cadmio. Como control del experimento se empleó biomasa microbiana no tratada (células vivas).

Análisis biométricos

Todos los experimentos se realizaron por triplicado. A los datos se les comprobó la normalidad y homogeneidad de varianza mediante las pruebas de Kolmogorov-Smirnov y Bartlett, respectivamente. Después se aplicó el test de *Student* para la comparación de dos medias y ANOVA de clasificación simple, y prueba de Tukey *a posteriori* para la comparación de más de dos medias, referidas a los niveles de remoción (*q*) a un nivel de significación de 0.05. Para el procesamiento estadístico se empleó el programa de computación *Microsoft Excel* y el paquete de programas estadístico *Statistica* 8.0 para Windows.

Resultados

Capacidad de remoción de los iones cinc y cadmio por las bacterias

Las bacterias *Proteus mirabilis* y *Bacillus subtilis* presentaron la capacidad de remover los iones metálicos de la solución, con valores que oscilaron entre 16.42 ± 0.069 y 22.36 ± 0.246 $\text{mg}\cdot\text{g}^{-1}$ (Figura 1).

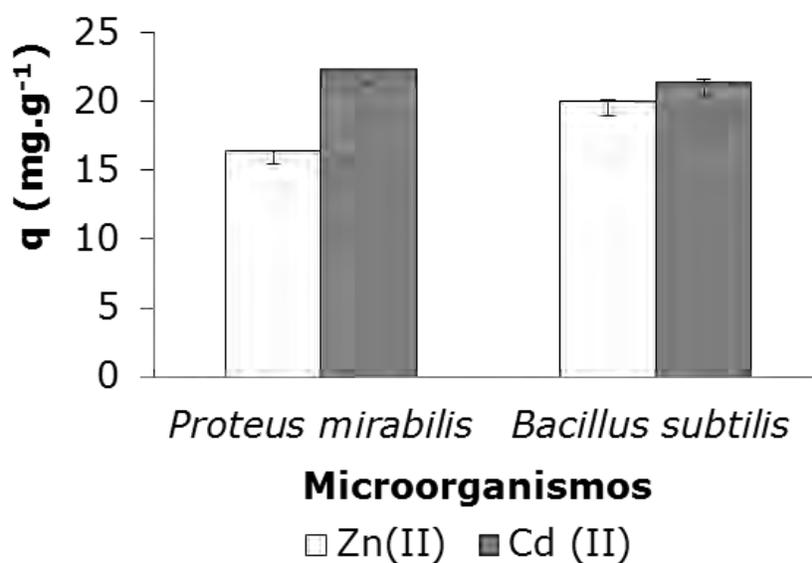


Figura 1. Remoción de Zn (II) y Cd (II) de solución acuosa por biomasas bacterianas; 28 ± 2 °C; pH 6.0; metal en solución: 1 mM;

biomasa, 2 g.L⁻¹; agitación 100 rpm; tiempo de contacto biomasa-metal
24 h.

Influencia de la edad fisiológica del cultivo sobre la remoción de cinc y cadmio

Las biomásas bacterianas capturaron los iones cinc y cadmio en las dos etapas de crecimiento evaluadas, sin diferencias significativas en los niveles de captura en los dos estadios fisiológicos (Figura 2, A y B).

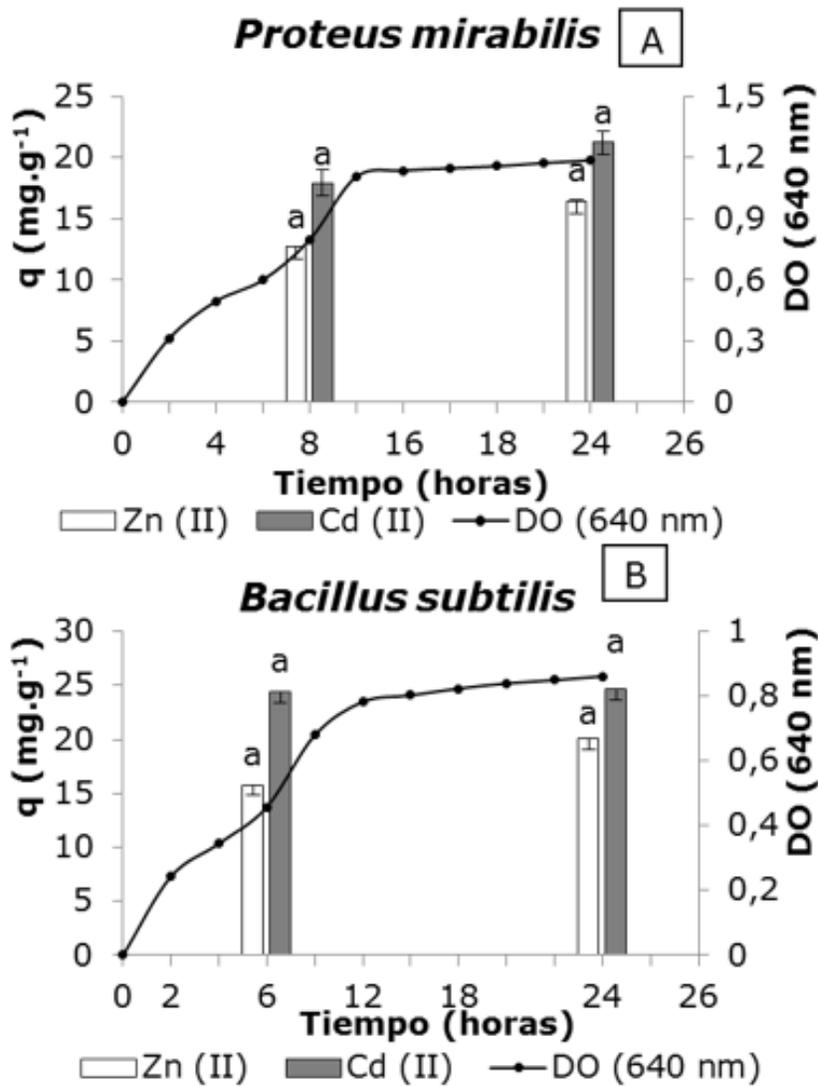


Figura 2. Influencia de la edad fisiológica del cultivo en la remoción de Zn (II) y Cd (II) de solución acuosa; 28 ± 2 °C; pH 6.0; metal en solución 1 mM; biomasa húmeda 2 g.L^{-1} ; agitación a 100 rpm, 24 h. Barras de error representan desviación estándar de tres repeticiones por estadio fisiológico. Se aplicó *t-student* para cada metal analizado. Letras diferentes sobre las barras indican diferencias significativas entre los valores de *q* en los diferentes estadios fisiológicos para $p < 0.05$.

Efecto de la concentración celular

Los datos obtenidos de captura de los iones cinc y cadmio mostraron un comportamiento diferente entre las dos bacterias. *Proteus mirabilis* frente a los iones de cinc no presenta diferencias significativas entre las tres concentraciones celulares ensayadas; lo mismo se observó para el cadmio a los dos concentraciones más bajas. En el caso de *Bacillus subtilis*, la concentración celular de 2 g.L⁻¹ resultó la menor cantidad de células para alcanzar la mayor remoción de ambos metales (Figura 3).

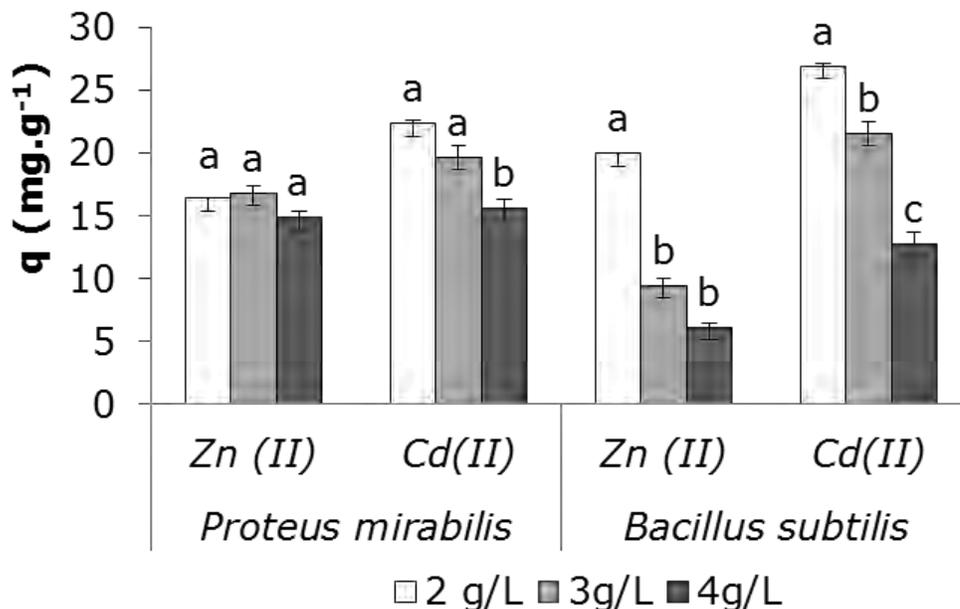


Figura 3. Efecto de la concentración celular sobre la capacidad de captura de Zn (II) y Cd (II) por las biomasas bacterianas; 28 ± 2 °C; pH 6.0; metal en solución 1 mM; biomasa húmeda; agitación a 100 rpm, 24 h. (\pm) representan desviación estándar de tres repeticiones por concentración de células. Se aplicó ANOVA de clasificación simple para cada microorganismo analizado. Letras diferentes en la tabla indican diferencias significativas entre los valores de q de las diferentes concentraciones para $p < 0.05$, según la prueba estadística Tukey *a posteriori*.

Efecto del pH en la remoción de los metales

En la Figura 4 se muestra el efecto del pH en la remoción de los metales por las biomasas bacterianas. En pH 5.0 se obtuvieron los más bajos valores de captura de ambos cationes por las bacterias; sin embargo, un efecto favorable se observa en valores neutros o cercanos a la neutralidad.

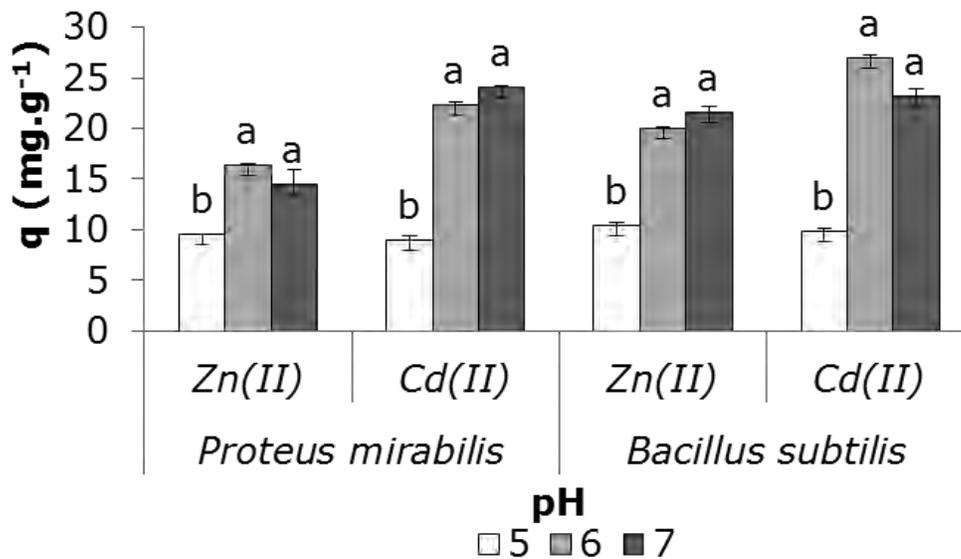


Figura 4. Efecto del pH en la remoción Zn (II) y Cd (II) por biomasas bacterianas; 28 ± 2 °C; metal en solución 1 mM; biomasa húmeda 2 g.L⁻¹; agitación a 100 rpm, 24 h. Barras de error representan desviación estándar de tres repeticiones por pH. Se aplicó ANOVA de clasificación simple para cada microorganismo analizado. Letras diferentes sobre las barras indican diferencias significativas entre los valores de q de los diferentes pH para $p < 0.05$, según la prueba estadística Tukey *a posteriori*.

Efecto del tiempo de contacto en la remoción de los metales

De manera general, la remoción de ambos metales es un proceso rápido en las primeras horas y después alcanza un equilibrio (Figura 5, A y B). Se destaca que tanto para *Bacillus subtilis* como para *Proteus mirabilis*, 6 horas son suficientes para obtener los máximos valores de captura de los iones cinc y cadmio, y el equilibrio entre su biomasa y estos metales.

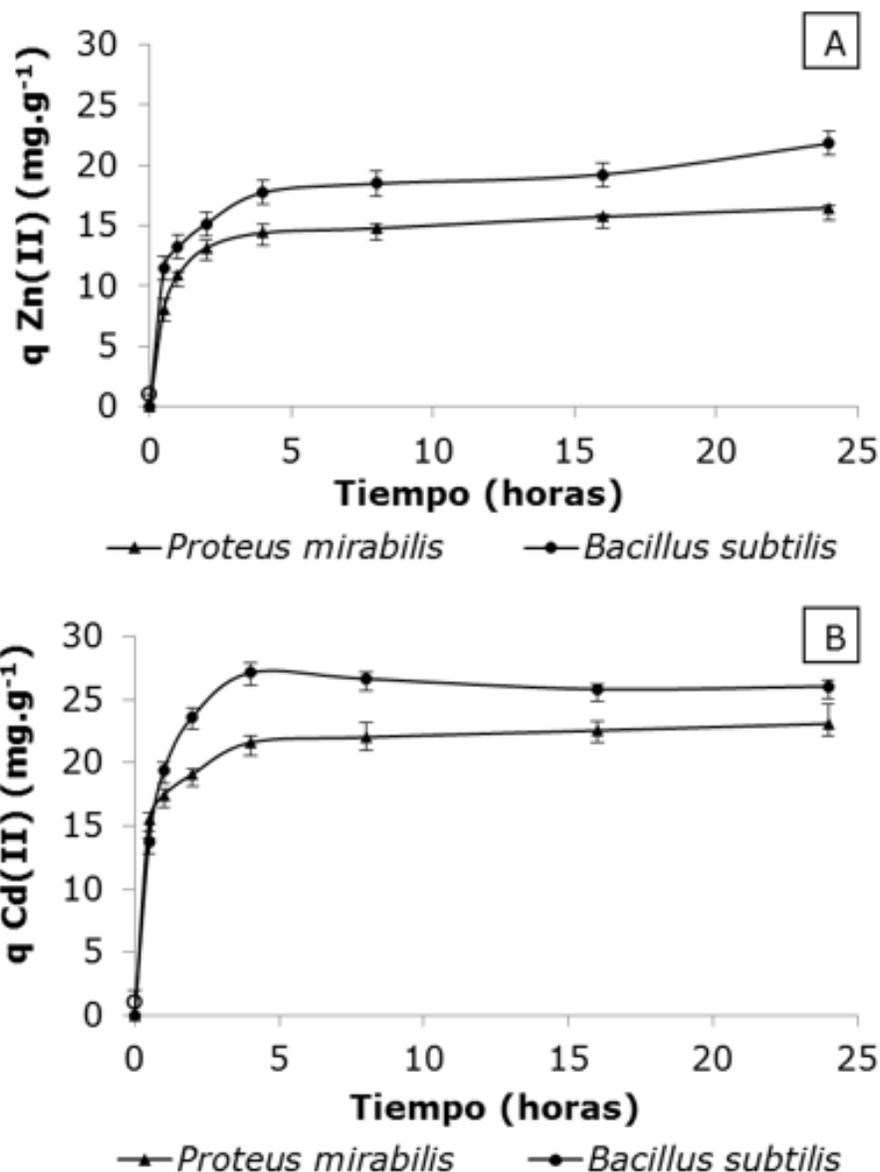


Figura 5. Cinética de biosorción de Zn (II) (A) y Cd (II) (B) de solución por biomasas microbianas. Condiciones experimentales: 28 ± 2 °C; pH 6.0; metal en solución 1 mM; biomasa húmeda 2 g.L⁻¹; agitación a 100 rpm, 24 h. Barras de error representan desviación estándar de tres repeticiones por tiempo para cada microorganismo.

Remoción de metales por biomasas pretratadas por métodos químicos y físicos

De manera general se observó un incremento en los valores de captura de ambos iones por las biomasas pretratadas con respecto a las biomasas no tratadas (control) en al menos un tratamiento (Figura 6). En el caso del cinc, este efecto se evidencia sobre todo en *Bacillus subtilis*, donde los tres tratamientos aplicados propiciaron valores de captura superiores a los alcanzados por el control, con resultados confirmados estadísticamente. Para el cadmio se detectó una respuesta diferente, marcado por la variabilidad en el efecto de cada tratamiento sobre la remoción de este ion. En particular, se destacó en *Bacillus subtilis*, un efecto significativo en la captura de cadmio al tratar la biomasa con KOH.

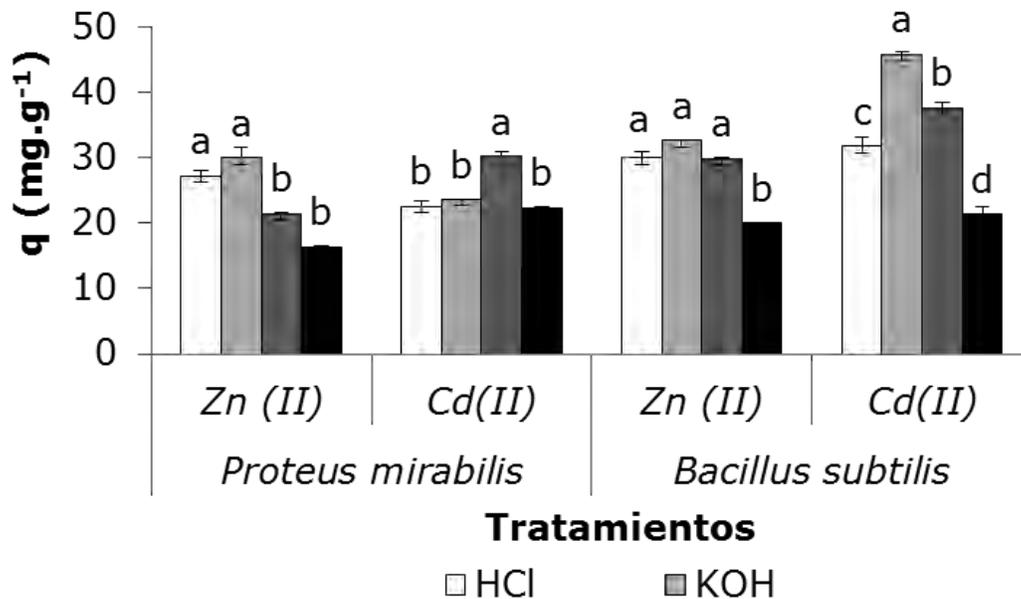


Figura 6. Remoción de Zn (II) y Cd (II) de solución acuosa por biomasas bacterianas sometidas a diferentes tratamientos; 28 ± 2 °C; metal en solución 1 mM; biomasa húmeda 2 g.L⁻¹; agitación a 100 rpm, 24 h. Barras de error representan desviación estándar de tres repeticiones por tratamiento. Se aplicó ANOVA de clasificación simple para cada microorganismo analizado. Letras diferentes sobre las barras indican diferencias significativas entre los valores de q de los diferentes tratamientos para $p < 0.05$, según la prueba estadística Tukey *a posteriori*.

Discusión

Los resultados obtenidos (Figura 1) permiten inferir que la naturaleza polianiónica de la pared celular de *Proteus mirabilis*, caracterizada por la membrana externa de lipopolisacáridos y fosfolípidos, ofrece abundantes grupos funcionales, como carboxilos, fosfatos e hidroxilos, para la unión de cinc y cadmio (Sharma *et al.*, 2016). Otros sitios activos en esta estructura implicados en el enlace de tales metales son aminos, hidroxilo y sulfatos (Goswami, Manikandan, Pakshirajan, & Pugazhenthii, 2017). Disponer de estos ligandos posibilita que los metales se puedan ubicar en la región polar de la membrana o dentro de la capa de peptidoglicano, todo lo cual puede sustentar el comportamiento de esta bacteria frente a los metales ensayados. Por otro lado, en *Bacillus subtilis*, el contacto con los cationes puede ser por la presencia de ácidos teicoicos y teicurónico, asociados con los derivados de azúcares N-acetil murámico y N-acetil glucosamina, que son una fuente de grupos fosfatos y carboxilos que ofrecen carga negativa a la superficie celular. De esta manera, se favorece la unión electrostática entre la célula y los iones metálicos, y en consecuencia la captura de metales (Sharma *et al.*, 2016). La composición química de las envolturas celulares de ambas bacterias puede constituir una vía para explicar sus capacidades de remover los iones cinc y cadmio.

Otras propiedades inherentes a los procariontes, que sustentan las interacciones que se pueden establecer entre *Proteus mirabilis*, *Bacillus subtilis* y los iones metálicos, son la elevada relación superficie-volumen (Uthra & Kadirvelu, 2017), las características metabólicas (Kvasnová *et al.*, 2017) y genéticas, que facilitan la adsorción y absorción de metales disueltos en solución acuosa (Chauhan *et al.*, 2017). Al considerar la

absorción como un posible mecanismo presente en las dos bacterias, la captura de los iones cinc y cadmio también pudiera ocurrir por acumulación intracelular. Este mecanismo mediado por sistemas de proteínas transportadoras que incorporan los metales al citoplasma ha sido referido para otras especies bacterianas en la captura de diferentes iones metálicos (Beltrán-Pineda & Gómez-Rodríguez, 2016; Hansda, Kumar, & Anshumali, 2016; Muñoz, Espínola, & Ruiz, 2017).

Los niveles de captura de cinc y cadmio alcanzados por *Proteus mirabilis* y *Bacillus subtilis* cumplen con el criterio de selección informado en la literatura, donde se plantea que para competir con tecnologías convencionales en la eliminación de metales, el agente activo, en este caso el microorganismo, debe tener una capacidad de captura superior a 15 mg.g^{-1} (Brierley, Kelly, Seal, & Best, 1985; Cañizares-Villanueva, 2000). Esto permite ratificar que las bacterias constituyen uno de los grupos microbianos de interés en el estudio de la remoción de metales (Ramya & Thatheyus, 2017). Resultados similares se han informado para las especies microbianas *Pseudomonas mendocina* (Ps-1) (Carballo *et al.*, 2017), *Pseudomonas aeruginosa*, *Bacillus subtilis* (Uthra & Kadirvelu, 2017) y *Klebsiella* sp. 3S1 (Muñoz *et al.*, 2017).

La remoción de cinc y cadmio por *B. subtilis* y *P. mirabilis* en las dos fases de crecimiento evaluadas (Figura 2), sugiere la participación de manera conjunta de mecanismos de acumulación intracelular y extracelular de metales. Esto se deduce por la capacidad de captar ambos metales durante las diferentes fases de crecimiento tanto en una fase de crecimiento exponencial avanzado como en fase estacionaria. La manifestación de un metabolismo activo está involucrada con un proceso de bioacumulación, mientras que la captura extracelular depende de las

interacciones entre los cationes metálicos y los grupos activos de la superficie celular, lo cual puede ocurrir durante todo el ciclo celular. Igualmente se han explicado resultados similares obtenidos en trabajos previos (Ghaima, Mohamed, Al-Meshhdany, & Abdulhassan, 2017).

No obstante, es importante tener en cuenta que la acumulación extracelular puede depender tanto de un metabolismo activo o no, al considerar que en las diferentes etapas fisiológicas de los cultivos microbianos es posible que ocurran alteraciones en los grupos funcionales, presentes en la pared celular, involucrados en los procesos de unión del metal a la biomasa, tal y como se ha referido en otras investigaciones (Fan, Okyay, & Rodrigues, 2014; Ghaima *et al.*, 2017). Los diferentes comportamientos de los microorganismos en el análisis de este factor biótico permiten plantear que la relación entre la captura de los metales y la edad del cultivo dependerá del tipo de microorganismo y sus características genéticas, así como de la especie metálica.

En relación con los resultados obtenidos en la evaluación del efecto de la concentración celular sobre la capacidad de captura en las bacterias evaluadas (Figura 3), un incremento en la concentración de células puede ocasionar una interferencia entre los sitios de unión del metal y la biomasa, lo cual puede provocar una disminución en el atrapamiento del catión. Se han informado resultados similares por parte de diferentes autores en la remoción de iones metálicos por biomasas bacterianas (Limcharoensuk *et al.*, 2015; Choińska-Pulit, Sobolczyk-Bednarek, & Łaba, 2018); esto puede explicar lo ocurrido en las muestras analizadas de *Bacillus subtilis*.

La disminución de los valores de captura de cinc y cadmio a pH 5.0, por las dos bacterias evaluadas (Figura 4) confirman que la biosorción depende de la protonación o desprotonación de los grupos funcionales sobre la pared celular. En estas concentraciones, los iones hidronio (H_3O^+) aumentan, y la alta movilidad iónica que presentan favorece la competencia entre éstos y el catión metálico por los grupos funcionales de unión al metal en la biomasa microbiana. El predominio que existe a este valor pH de cargas positivas en la superficie de la célula, que evitan la unión de las especies metálicas cargadas positivamente, se ha informado con anterioridad (Li *et al.*, 2016). Otros trabajos han referido resultados similares en la remoción de metales por diferentes biomasas bacterianas (Fan *et al.*, 2014; Limcharoensuk *et al.*, 2015).

Los incrementos en la captura de los iones cinc y cadmio por *Proteus mirabilis* y *Bacillus subtilis* a valores de pH neutro o cercanos a éste puede deberse a la presencia de menor cantidad de protones H^+ libres en la solución, lo que disminuye la competencia entre éstos y los iones metálicos. Además, la existencia de una menor protonación en los sitios activos de las biomasas, conlleva a un predominio de grupos cargados negativamente en la superficie celular, lo que provoca una intensificación de las fuerzas electrostáticas involucradas en el proceso de captura de los metales (Ghaima *et al.*, 2017). Así, los ligandos en la superficie de la biomasa permiten que la reacción con los cationes sea mayor y aumente la cantidad de iones enlazados a la biomasa. Comportamientos semejantes se han detectado en la remoción de metales por diferentes biomasas microbianas (Limcharoensuk *et al.*, 2015; Li *et al.*, 2016; Carballo *et al.*, 2017).

Los resultados de la evaluación de la dinámica de remoción de los iones por las biomasas bacterianas (Figura 5) están en correspondencia con las características propias de estos procesos de captura de cationes metálicos por microorganismos, lo cual ocurre fundamentalmente de forma rápida en los primeros tiempos de contacto biomasa-metal. Esta particularidad reviste gran importancia para el diseño y la operacionalidad del proceso. Tal y como ocurre en el presente trabajo, otros autores señalan la existencia de dos fases en el proceso de captura de metales. No obstante, destacan que el tiempo en que se alcanza el equilibrio puede variar desde minutos hasta días, lo que dependerá del tipo de biosorbente y especie metálica, entre otros factores (Nwidi & Agunwamba, 2015; Ling, Huang, Li, Liu, & Cheng, 2016; Uthra & Kadirvelu, 2017; Zhang, Hu, & Lu, 2017).

La acción favorable del tratamiento por calor seco aplicado a *Bacillus subtilis* y *Proteus mirabilis*, con excepción de la remoción del cinc por *P. mirabilis* (Figura 6), en relación con el control puede estar dado por la eliminación de impurezas presentes en la superficie celular y, por ende, por una mayor exposición de los grupos funcionales de unión a metales. La muerte celular de las dos bacterias, comprobada por la ausencia de crecimiento en agar nutriente después del tratamiento, condicionó un estado metabólicamente inactivo de las células tratadas, en las que están ausentes los sistemas de transporte que permitirían la bioacumulación del metal y, por tanto, es posible una mayor capacidad de biosorción en la superficie celular. En el caso de las biomasas inactivadas, tratadas con HCl y KOH, presentaron variaciones en sus propiedades de enlazar los metales. Este resultado es coincidente con los informados por otros autores (Hansda *et al.*, 2016). Los agentes químicos aplicados en el

presente trabajo pueden potenciar las interacciones electrostáticas, pues facilitan la formación de condiciones óptimas para el intercambio iónico e incrementan los sitios de unión para los cationes metálicos. De esta manera se han sustentados resultados previos (Zeraatkar, Ahmadzadeh, Talebi, & Moheimani, 2016).

Está bien documentado que en el proceso de biosorción está involucrada sobre todo la pared celular y que su modificación puede potenciar la captura de los iones metálicos (Barange, Srivastava, Srivastava, & Palsania, 2014; Hansda *et al.*, 2016). Otros autores refieren que la efectividad de los tratamientos va a depender, entre otros factores, de la especie metálica y del microorganismo (Mota *et al.*, 2016), así como del mecanismo o submecanismo que gobierna la captura de los iones por las biomasas microbianas (Kiran, Rani, & Kaushik, 2016). No obstante, han sido bien respaldados en la literatura como alternativa para incrementar la remoción de metales (Shoaib, Aslam, & Aslam, 2013).

Conclusiones

El empleo de microorganismos para la biosorción de metales representa una alternativa en la búsqueda de una solución económica y amigable con el medio ambiente. Los valores de captura de cinc y cadmio por las biomasas microbianas evidenciaron las potencialidades de *Bacillus subtilis*

y *Proteus mirabilis* para la eliminación de estos metales presentes en soluciones acuosas. Sin embargo, se demostró que las potencialidades naturales se pueden favorecer mediante la caracterización de los diferentes factores asociados con la remoción de iones metálicos, y la modificación de las biomásas con los tratamientos físicos y químicos. Entre los factores que más incidieron en el mejoramiento de los niveles de remoción están el tiempo de contacto biomasa-metal, el pH y los tratamientos aplicados. Las células inactivadas constituyen una condición favorable para el uso de ambas bacterias sin riesgo ambiental y en particular para la salud. Otro dato notable aportado es la demostración de que 6 horas son suficientes para lograr la máxima captura del cinc y del cadmio, lo que reviste gran relevancia en el camino para hacer económicamente más viable la aplicación de estas biomásas bacterianas en procesos biotecnológicos.

Referencias

- Andreoni, V., Finoli, C., Manfrin, P., Pelosi, M., & Vecchio, A. (1991). Studies on the accumulation of cadmium by a strain of *Proteus mirabilis*. *FEMS Microbiology Ecology*, 85, 183-192.
- Augusto-da-Costa, A. C., & Pereira, F. (2001). Bioaccumulation of copper, zinc, cadmium and lead by *Bacillus* sp., *Bacillus cereus*, *Bacillus sphaericus* and *Bacillus subtilis*. *Brazilian Journal of Microbiology*, 32, 1-5.
- Barange, M., Srivastava, A., Srivastava, J. K., & Palsania, J. (2014). Biosorption of heavy metals from wastewater by using microalgae.

International Journal of Chemical and Physical Sciences, 3(6), 67-81.

Beltrán-Pineda, M. E., & Gómez-Rodríguez, A. M. (2016). Biorremediación de metales pesados cadmio (Cd), cromo (Cr) y mercurio (Hg) mecanismos bioquímicos e ingeniería genética: una revisión. *Revista Facultad de Ciencias Básicas*, 12(2): 172-197.

Boyanov, M. I., Kelly, S. D., Kemner, K. M., Bunker, B. A., Fein, J. B., & Fowle, D. A. (2003). Adsorption of cadmium to *Bacillus subtilis* bacterial cell walls: A pH-dependent X-ray absorption fine structure spectroscopy study. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 67, 18, 3299-3311.

Brierley, C. L., Kelly, D. P., Seal, K. J., & Best, D. J. (1985). Materials and Biotechnology. In: Higgins I. J., Best D. J., & J. Jones (eds.). *Biotechnology. Principles and Applications*, 2nd ed. (pp. 163-212). Oxford, UK: Blackwell Science Ltd.

Cañizares-Villanueva, R. (2000). Biosorción de metales pesados mediante el uso de biomasa microbiana. *Revista Latinoamericana de Microbiología*, 42, 131-143.

Carballo, M. E., Martínez, A., Salgado-Bernal, I., Pérez, L., Cruz, M., Liva, M. B., Allende, S., Rodríguez, M. M., & Garza, Y. (2017). Standardization of variables involved in cadmium and zinc microbial removal from aqueous solutions. *Biotecnología Aplicada*, 33, 1221-1225.

Chauhan, M., Solanki, M., & Nehra, K. (2017). Putative mechanism of cadmium bioremediation employed by resistant bacteria. *Jordan Journal of Biological Sciences*, 10(2), 101-107.

- Choińska-Pulit, A., Sobolczyk-Bednarek, J., & Łaba, W. (2018). Optimization of copper, lead and cadmium biosorption onto newly isolated bacterium using a Box-Behnken design. *Ecotoxicology and Environmental Safety*, 149, 275-283.
- Chowdhury, S., Jafar, M. A., Al-Atta, O., & Husain, T. (2016). Heavy metals in drinking water: Occurrences, implications and future needs in developing countries. *Science of the Total Environment*, 569-570, 476-488.
- Essa, A. M. M., Al-Abboud, M. A., & Khatib, S. I. (2017). Metal transformation as a strategy for bacterial detoxification of heavy metals. *Journal of Basic Microbiology*, DOI: 10.1002/jobm.201700143.
- Fan, J., Okyay, T. O., & Rodrigues, D. F. (2014). The synergism of temperature, pH and growth phases on heavy metal biosorption by two environmental isolates. *Journal of Hazardous Materials*, 279, 236-243.
- Ghaima, K. K., Mohamed, A. I., Al-Meshhdany, W. Y., & Abdulhassan, A. A. (2017). Resistance and bioadsorption of cadmium by *Pseudomonas aeruginosa* isolated from agricultural soil. *International Journal of Applied Environmental Sciences*, 12(9), 1649-1660.
- Goswami, L., Manikandan, N. A., Pakshirajan, K., & Pugazhenthii, G. (2017). Simultaneous heavy metal removal and anthracene biodegradation by the oleaginous bacteria *Rhodococcus opacus*. *3 Biotech*, 7(37), 2-9.

- Hansda, A., Kumar, V., & Anshumali. (2016). A comparative review towards potential of microbial cells for heavy metal removal with emphasis on biosorption and bioaccumulation. *World Journal of Microbiology Biotechnology*, 32(170), 1-14.
- Irawati, W., Riak, S., Sopiah, N., & Sulistia, S. (2017). Heavy metal tolerance in indigenous bacteria isolated from the industrial sewage in Kemisan River, Tangerang, Banten, Indonesia. *Biodiversitas*, 18(4), 1481-1486.
- Kiran, B., Rani, N., & Kaushik, A. (2016). FTIR spectroscopy and scanning electron microscopic analysis of pretreated biosorbent to observe the effect on Cr (VI) remediation. *International Journal of Phytoremediation*, DOI: 10.1080/15226514.2016.1183577.
- Kjellstrom, T., & Nordberg, G. F. (1985). Kinetic model of cadmium metabolism. In: Fridberg, L., Elinder, C. G., Kellstrom, T., & Nordberg, G. F. (eds.). *Vol I. Cadmium and health, a toxicological and epidemiological appraisal* (pp. 179-197), Boca Raton, USA: CRC Press.
- Kvasnová, S., Hamarováb, L., & Pristašc, P. (2017). Zinc bioaccumulation by microbial consortium isolated from nickel smelter sludge disposal site. *Nova Biotechnologica et Chimica*, 16(1), 48-53.
- Li, X., Peng, W., Yingying, J., Lu, L., & Fan, W. (2016). Removal of cadmium and zinc from contaminated wastewater using *Rhodobacter sphaeroides*. *Water Science and Technology*, DOI: 10.2166/wst.2016.608.
- Limcharoensuk, T., Sooksawat, N., Sumarnrote, A., Awutpet, T., Kruatrachue, M., Pokethitiyook, P., & Auesukaree, C. (2015).

- Bioaccumulation and biosorption of Cd^{2+} and Zn^{2+} by bacteria isolated from zinc mine in Thailand. *Ecotoxicology and Environmental Safety*, 122, 322-330. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoenv.2015.08.013>.
- Ling, W., Huang, S., Li, X., Liu, M., & Cheng, Y. (2016). Bio-remediation of acephate-Pb (II) compound contaminants by *Bacillus subtilis* FZUL-33. *Journal of Environmental Sciences*, 45, 94-99.
- Mehta, A., & Kumar, S. (2017). Heavy metals as a threat to aquatic environments. *International Journal of Current Microbiology and Applied Sciences*, 6(6), 386-389.
- Mota, R., Rossi, F., Andrenelli, L., Bernardes, S., De Philippis, R., & Tamagnini, P. (2016). Released polysaccharides (RPS) from *Cyanotheca* sp. CCY 0110 as biosorbent for heavy metals bioremediation: Interactions between metals and RPS binding sites. *Applied Microbiology and Biotechnology*, DOI: 10.1007/s00253-016-7602-9.
- Muñoz, A. J., Espínola, F., & Ruiz, E. (2017). Biosorption of Ag (I) from aqueous solutions by *Klebsiella* sp. 3S1. *Journal of Hazardous Materials*, 329,166-177.
- Nwidi, I. C., & Agunwamba, J. C. (2015). Selection of biosorbents for biosorption of three heavy metals in a flow metals in a flow-batch reactor using removal efficiency as parameter. *Nigerian Journal of Technology*, 34(2), 406-413.
- Nour-Abdel-Ghani, T., & Ghadir-El-Chaghaby, A. (2014). Biosorption for metal ions removal from aqueous solutions: a review of recent

- studies. *International Journal of Latest Research in Science and Technology*, 3(1), 24-42.
- Ramya, D., & Thatheyus, A. J. (2017). Microscopic investigations on the biosorption of heavy metals by bacterial cells: A review. *Science International*, 6(1), 11-17.
- Salgado-Bernal I., Pérez, J. E., Carballo, M. E., Martínez, A., & Cruz, M. (2015). Aplicación de rizobacterias en la biorremediación del cromo hexavalente presente en aguas residuales. *Revista Cubana de Ciencias Biológicas*, 4(2), 20-34.
- Sharma, S., Rana, S., Thakkar, A., Baldi, A., Murthy, R. S. R., & Sharma, R. K. (2016). Physical, chemical and phytoremediation technique for removal of heavy metals. *Journal of Heavy Metal Toxicity and Diseases*, 1(2), 1-15.
- Shoaib, A., Aslam, N., & Aslam, N. (2013). *Trichoderma harzianum*: Adsorption, desorption, isotherm and FTIR studies. *Journal of Animal and Plant Sciences*, 23(5), 1460-1465.
- Uthra, K., & Kadirvelu, K. (2017). Biosorption of nickel using mixed cultures of *Pseudomonas aeruginosa* and *Bacillus subtilis*. *Defence Life Science Journal*, 2(4), 442-447.
- Viera, R., & Volesky, B. (2003). Biosorption: A solution to pollution? *International Microbiology*, 3, 17-24.
- Volesky, B. (1994). Advances in biosorption of metals: Selection of biomass types. *Microbiology Reviews*, 14, 291-302.

Zeraatkar, A. K., Ahmadzadeh, H., Talebi, A. F., & Moheimani, N. R. (2016). Potential use of algae for heavy metal bioremediation, a critical review. *Journal of Environmental Management*, 30, 1-15.

Zhang, H., Hu, X., & Lu, H. (2017). Ni (II) and Cu (II) removal from aqueous solution by a heavy metal-resistance bacterium: Kinetic, isotherm and mechanism studies. *Water Science and Technology*, DOI: 10.2166/wst.2017.275

Impacto del cambio de cobertura vegetal y del clima en la erosión del Nevado de Toluca

Change of vegetable coverage impact in the erosion of the Nevado de Toluca

Homero Alonso¹

Lamine Diakite²

Jaquelinne Rufino³

¹Facultad de Estudios Superiores Cuautitlán, Universidad Nacional Autónoma de México, Cuautitlán, Estado de México, México, alonso_m77@hotmail.com

²Universidad Autónoma Chapingo, Texcoco, Estado de México, México, ceprae@gmail.com

³Instituto Tecnológico Superior de Huichapan, Huichapan, Hidalgo, México, jaquelinnera@hotmail.com

Autor para correspondencia: Homero Alonso, alonso_m77@hotmail.com

Resumen

El cambio climático implica la alteración espacial y temporal de variables climáticas, como temperatura y precipitación, las cuales, hidrológicamente, implican eventos extremos lluvia-escurrimiento que producen pérdidas humanas, económicas y ecológicas en la parte baja de las cuencas; además, provocan la alteración del ciclo hidrológico. Por ello, se requiere en México del estudio de las cuencas como unidad fundamental, para identificar el efecto que el cambio de cobertura vegetal y el clima suscitan sobre sus características hidrológicas, a fin de proponer acciones de mitigación. En este estudio se evaluó el impacto del cambio de cobertura vegetal en la erosión hídrica mediante el uso de la técnica de álgebra de mapas, implementando un modelo hidrológico adaptado de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS), y una serie multitemporal de imágenes multiespectrales Landsat y Spot de la década de 1980 y 2010. El trabajo se realizó en 52 microcuencas localizadas alrededor del volcán Nevado de Toluca. Los resultados mostraron que 36 de ellas presentaron incremento promedio en la tasa de erosión de 43.9%, que se asocia con pérdida de la cobertura vegetal por incendios, labores antrópicas e incremento de la desertificación; las 16 restantes mostraron decremento debido a que tuvieron un cambio favorable en el uso del suelo y, por lo tanto, en su condición hidrológica; estos efectos se relacionan con los valores de las variables climáticas involucradas.

Palabras clave: percepción remota, modelo hidrológico, álgebra de mapas, cambio climático, uso de suelo, análisis multitemporal.

Abstract

The climatic change implies the spatial and temporal alteration of climatic variables such as temperature and precipitation which, in a hydrological way, imply extreme rain-draining events that produce human, economic and ecological losses in the lower part of the basins. It change the hydrological cycle to. For this reason, the study of basins is required in Mexico as a fundamental unit to identify the effect that climate change causes on its hydrological characteristics and to propose mitigation actions. This study evaluated the impact of climate change on water erosion by using the map algebra technique implementing a hydrological model adapted from the Universal Soil Loss Equation (EUPS) and a multitemporal series of multispectral images Landsat, and Spot of the decade of 1980 and 2010. The work was carried out in 52 subwatershed located around the Nevado de Toluca Volcano. The results showed that 36 sub-watersheds present an average increase in the erosion rate of 43.9%, which is associated with the loss of vegetation cover due to fires, anthropogenic work and increased desertification. The remaining 16 showed decrement because they had favorable change in land use and therefore in their hydrological condition. These effects are related to the increase in the values of the climatic variables in recent years.

Keywords: Remote sensing, hydrological model, map algebra, climate change, land use, multitemporal analysis.

Recibido: 26/07/2017

Aceptado: 10/09/2019

Introducción

La temperatura de la Tierra se ha incrementado $0.74\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante los últimos cien años (IPCC, 2007) Los estudios regionales en el área de influencia del volcán Nevado de Toluca mostraron que la temperatura máxima se incrementó $1.87\text{ }^{\circ}\text{C}$ en los últimos 34 años (Diakite, 2008). Estos cambios inciden en el ciclo vegetativo de la cobertura que protege al suelo de la erosión, además las intensas sequías y elevadas temperaturas favorecen la propagación de incendios que acaban con esa protección, y aceleran la desertificación y degradación del suelo. Asimismo, el aumento de temperatura se acompaña de cambios en el índice de precipitación que tienen un impacto directo en la tasa de escurrimiento y, por lo tanto, de la erosión.

El cambio climático implica aumento de temperatura. Muestra de ello es lo sucedido en 1998. Los registros indican que ha sido el más caluroso de los últimos mil años, seguido de 2001 (NCDC, 2002); además, 9 de los 10 años más calurosos desde 1860 han ocurrido durante la década de 1990 (WMO, 2001). El calentamiento global implica que el ciclo hidrológico sea más intenso, incluyendo mayor precipitación y eventos más intensos de lluvia, como lo han mostrado los modelos de cambio climático aplicados al análisis de la precipitación y su intensidad.

La pérdida de suelo por erosión es un problema local, nacional y global, que trae consigo problemas de fertilidad en los terrenos agrícolas, acarreo de contaminantes, azolve de embalses y degradación de hábitat acuático (Brady & Weil, 2000). El estudio del proceso de erosión es relativamente reciente en México, comparado con lo que se ha hecho en EUA en lo que se refiere a su evaluación regional, y a su distribución espacial y temporal, teniendo su inicio a partir de la década de 1970 (Maass & García-Oliva, 1990).

La estimación de erosión por métodos indirectos implica el uso de modelos basados en características físicas de la cuenca (roca, suelo, cobertura vegetal y relieve), pues determinan la tasa y tipo de ocurrencia de los procesos hidrológicos. No obstante, debido al escenario actual de los desastres naturales, hoy en día es necesario estudiar los posibles impactos regionales del clima sobre la erosión, lo cual se evalúa por medio de modelos hidrológicos adecuados, y sobre la base de escenarios climáticos representativos de cambios en la temperatura y precipitación. Con el objetivo de precisar la sensibilidad de las características hidrológicas de la cuenca por la alteración que provocan los cambios de cobertura vegetal y el clima, en este trabajo se estimó la pérdida de suelo en subcuencas utilizando la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Modificada (EUPSM) y el método del Número de Curva del USDA (1986) con un enfoque espacial, haciendo uso de información de cobertura vegetal para dos escenarios (1989 y 2014), obteniendo esta información de la clasificación de imágenes de satélite; con ello se identifica el efecto del cambio de cobertura y clima en el índice de erosión de las subcuencas del área circundante del Volcán Nevado de Toluca.

Materiales y métodos

La región de estudio se encuentra en el alto río Lerma y el alto río Balsas, en el radio de influencia de 60 kilómetros alrededor del volcán Nevado de Toluca, el cual se ubica en las coordenadas geográficas latitud 19° 10' y longitud 99° 45'. El volcán está a 22 km al suroeste de la ciudad de Toluca, Estado de México; se le conoce también como Cinantécatl, y su formación es de traquita roja y andesita; al oriente, el volcán se liga con la Sierra de Tenango, los cerros de Jalatlaco y la Sierra del Ajusco.

Para desarrollar el trabajo se adquirieron 25 cartas topográficas escala 1:50 000 en formato vectorial y cuatro cartas edafológicas 1:250 000, además de los perfiles de suelo del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2015). También se utilizaron imágenes de satélite de los años 1989 y 2014; para 1989, dos imágenes Landsat ETM; para 2014, seis imágenes en formato pancromático y multiespectral de alta resolución SPOT (V).

En cuanto a los trabajos de análisis espacial, se utilizó *software* especializado del ESRI (*Environmental Systems Research Institute*), como *ArcGIS 10.3* (licencia *ArcINFO*), *Erdas Imagine 9.1* y *Envi/DL 4.5*, además de otros especializados para análisis hidrológicos, como *Archidro* y *River Tools 3.0*.

Se usó una estación de trabajo Dell Intel Core i2 a 2.12 GHz y 8Gb de memoria RAM para correr procesos de baja demanda de memoria. En los procesos de alta demanda, se utilizó una estación Dell Intel con dos procesadores Core i7 a 4.12 GHz, 40Gb de memoria RAM y dos discos duros de 2 Tb.

Métodos

Para el desarrollo de este trabajo, se reunió la información correspondiente a cartas topográficas y edafológicas, a partir de las cuales se generó la información, con el propósito de alimentar el modelo de predicción de pérdida de suelo.

Con 25 cartas topográficas vectoriales con curvas de nivel a 10 metros de equidistancia, y con el *software Envi* 4.5, se generó el Modelo Digital de Elevación (MDE) de la zona de estudio, con resolución espacial de 1 m. El procedimiento para dividir la zona en subcuencas consistió en el uso de la herramienta *ArcHydro* de *ArcGIS 10.2*.

La Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Modificada (EUPSM) se desarrolló con el fin de estimar empíricamente la pérdida de suelo para cuencas pequeñas, al cambiar los factores de erosividad la eficiencia de transporte de sedimentos producidos por la energía cinética de la lluvia de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS) (Wischmeier &

Smith, 1978) por una función del producto de volumen de escurrimiento de una tormenta por el escurrimiento pico (Williams, 1975). Esta ecuación se aplica para pérdida de suelo anual promedio o para estimar la pérdida diaria; en este estudio se estimó la pérdida anual. La ecuación de la EUPSM es como sigue:

$$y = 11.8(Q * q_p)^{0.56} KCSLP \quad (1)$$

Donde:

y = pérdida de suelo, en (t/ha).

Q = escurrimiento, en (m³).

q_p = escurrimiento pico, en (m³/s).

K , C , SL y P = factores estándar de erosividad del suelo (K); manejo de cultivos (cobertura vegetal C); grado de la pendiente (S); longitud de pendiente (L), y prácticas mecánicas de conservación para el control de la erosión (P) de la ecuación EUPS.

El procedimiento para la aplicación del modelo de la EUPSM en cada una de las subcuencas es como se indica en el diagrama de la Figura 1, y el procedimiento para obtener los mapas de cada uno de los factores de la ecuación es como se describe enseguida.

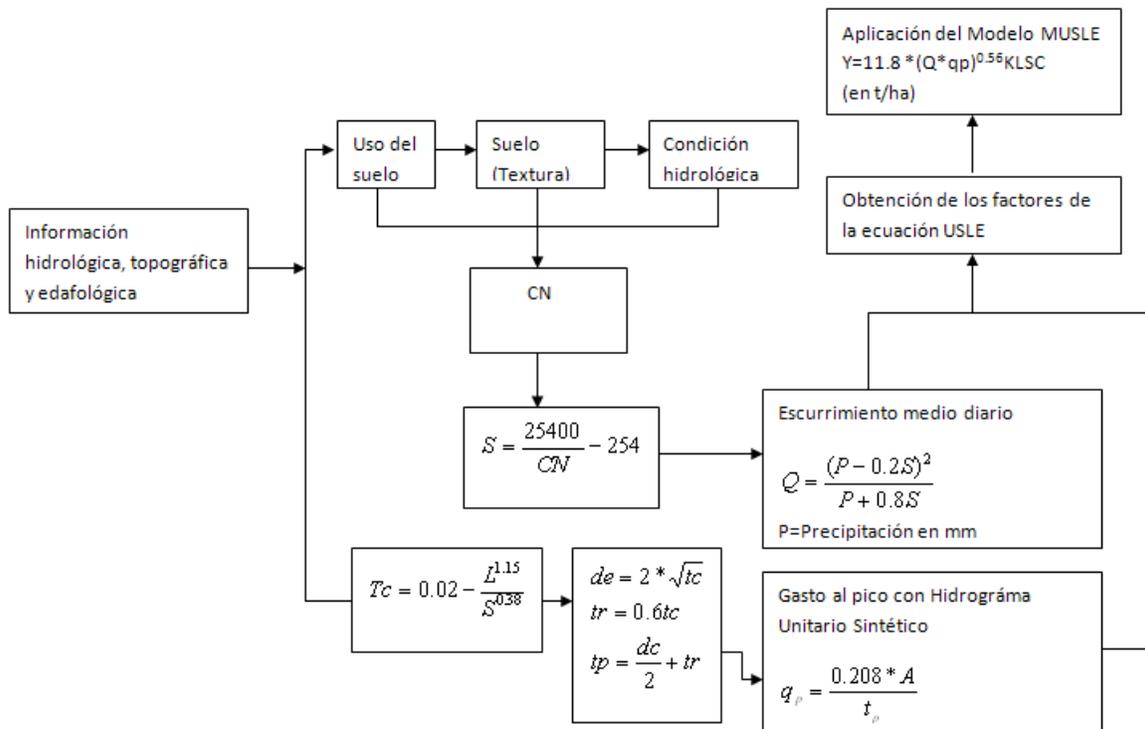


Figura 1. Metodología para la estimación de pérdida de suelo con la ecuación EUPSM.

El procedimiento para evaluar el factor K con el método de la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO, por sus siglas en inglés) consistió en determinar las unidades de suelo dentro de la zona de estudio y su textura de acuerdo con la clasificación de la Comisión de Estudios del Territorio Nacional (Cetenal); luego, con los datos de orden de suelo y textura, se utilizó la tabla de la FAO para obtener K .

Para obtener el factor L se utilizó la Ecuación (2), recomendada por la metodología del manual de predicción de pérdida de suelos (Figueroa *et al.*, 1991):

$$L = (\lambda/22.1)^m \quad (2)$$

Donde:

Λ = longitud de la pendiente, en m y.

m = exponente influenciado por la interacción de la longitud de la pendiente con la inclinación, así como las propiedades del suelo, tipo de vegetación y prácticas de conservación; adimensional.

Para obtener el factor S , que involucra la pendiente, se parte del cálculo de S_t con la Ecuación (3):

$$S_t = \frac{D_n}{\lambda} * 100 \quad (3)$$

Donde:

S_t = pendiente del terreno, en %.

D_n = desnivel en metros, en m/m y.

Λ = longitud de la pendiente, en m.

El factor S está en función de S_t y se calcula utilizando la Ecuación (4):

$$S = 0.065 + 0.045S_t + 0.0065S_t^2 \quad (4)$$

Por lo general, el factor C se da en términos del valor promedio anual para una combinación de sistemas de cultivo, manejo y lluvias. En este caso, las pérdidas relativas de suelo debidas al factor C se obtuvieron de las tablas de valores del factor C , según las recomendaciones de Wischmeier y Smith (1978).

Para calcular el escurrimiento, se empleó el método del Número de Curva, desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de EUA (USSCS, por sus siglas en inglés).

En este método, a cada tipo de suelo se le asigna un grupo hidrológico, que se basan en la capacidad de infiltración; ello se relaciona con la conductividad hidráulica de la superficie del suelo saturado.

A partir de las cartas edafológicas 1: 250 000 y de la información de los perfiles de suelo, se generó el mapa de grupo hidrológico que está en función del tipo de suelo, textura y otras propiedades físicas del mismo.

El mapa de uso de suelo se obtuvo de la clasificación supervisada de las imágenes de satélite, para lo que se utilizó el algoritmo de máxima verosimilitud como regla de decisión para la clasificación de las imágenes en los dos periodos.

Este algoritmo tiene su base en asumir que las muestras de cada clase y cada banda se distribuyen de forma normal, así que la regla de decisión para un píxel X desconocido es asignar X a la clase c sólo si se cumple con la probabilidad:

$$p_c \geq p_i$$

Donde $i = 1, 2, 3, \dots, m$ posibles clases, y p_c es el píxel medio de clase y se calcula con la Ecuación (5) como:

$$p_c = \{-0.5 \log_e[\det(V_c)]\} - [0.5(X - M_c)^T V_c^{-1}(X - M_c)] \quad (5)$$

Donde:

M_c = vector medio de clase.

V_c = matriz de covarianza.

$\det(V_c)$ = determinante de la matriz de covarianza V_c .

Así, para asignar el vector X de un píxel desconocido dentro de una clase, la regla de decisión primero calcula el píxel medio de clase, luego se asigna a la que tiene el valor más grande de probabilidad (ITT, 2008).

El escurrimiento estimado por el método de Número de Curva (NC) se obtuvo con la Ecuación (6):

$$Q = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{(P + 0.8 * S)} \quad (6)$$

Donde:

S = $(25\ 400/NC) - 254$, adimensional.

P = precipitación, en mm.

NC = número de curva de escurrimiento, adimensional y .

Q = escurrimiento, en mm.

Para usar esta ecuación se generó un mapa de precipitación anual de cada periodo con información del Extractor Rápido de Información Climatológica ERIC III (IMTA, 2013). Con la información de Grupo Hidrológico y de Uso de Suelo derivado de la clasificación de imágenes se generó el mapa del NC, y con este último el de **S**. El valor de **Q** se transformó a m^3 , para así obtener el volumen escurrido. Para calcular el gasto al pico en cada subcuenca se utilizó la Ecuación (7):

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad (7)$$

Donde:

q_p = es el gasto al pico, en $m^3/s/mm$.

t_p = es el tiempo al pico, en h y.

A = es el área de la cuenca, en km^2 .

Por tanto, al calcular los parámetros de la Ecuación (7) y al resolverla en cada subcuenca, se generó el mapa ráster de gasto al pico q_p .

Con los parámetros de la Ecuación (1), representados a través de mapas tipo ráster, se implementó el modelo EUPSM en la herramienta **Raster Calculator de ArcMap** 10.3. Esta herramienta integra la técnica del álgebra de mapas, por lo que con ella se generó el mapa de la erosión en los periodos de estudio.

El modelo original de la EUPSM es $y = 11.8(Q * q_p)^{0.56} KCSL$ y la forma en que se implementó en el módulo de álgebra de mapas fue como $Yp = 11.8 * Pow([Q_m3_ras] * [qp_m3_ras], 0.56) * [K_ras] * [C_ras] * [SL_ras]$.

Resultados

Modelo digital de elevación

El Modelo Digital de Elevación (MDE) resultante tiene la precisión espacial de un metro y fue generado en el *software Envi 4.5*. La precisión del MDE es importante, porque de éste se generan las líneas de parteaguas para definir las subcuencas hidrológicas. Las elevaciones máximas de 4 680 msnmm se encuentran aproximadamente al centro del MDE, que corresponden a las del cráter del volcán Nevado de Toluca y los límites al noroeste, correspondiente a la Sierra de las Cruces; mientras que las elevaciones más bajas están hacia el sureste (estado de Guerrero) y suroeste (estado de Morelos).

Subcuencas hidrológicas

Usando como insumo el MDE, se generaron las subcuencas dentro de un radio de 60 km del área de influencia del Nevado de Toluca. De este proceso resultaron 52 de ellas según se muestran en la Figura 2, las cuales se caracterizaron geométricamente según las define el relieve de la región que corresponde a montañas con disección, cordilleras y serrezuelas recientes con escudos. En las subcuencas, la superficie promedio es de 183 km², la pendiente media es de 12%, la red de drenaje es de tercer orden y la forma predominante es alargada.

Los mapas resultantes de los factores K , LS , C tienen resolución espacial de 10 metros que, para el álgebra de mapas, corresponde al tamaño de píxel de la imagen de satélite.

El mapa del factor K muestra valores más altos (0.079) en las subcuencas ubicadas al suroeste del Nevado de Toluca, que corresponden con los valores máximos de pendiente; mientras que en las subcuencas que descienden de él hacia el Valle de Toluca, se tienen los valores mínimos.

El factor LS por inclinación y longitud de pendiente es de 0.995 en las zonas donde la topografía es accidentada y corresponde a las subcuencas que descienden del Volcán y hacia la zona del sur, en las que la superficie se caracteriza por su relieve accidentado; mientras que en el Valle de Toluca se tienen valores de 0.34 que corresponden a las subcuencas hacia el norte.

El factor C debido a la cobertura vegetal y manejo del suelo está relacionado con el mapa de uso de suelo. El mapa del factor C tiene valores que van entre 0 y 1, teniendo valores más bajos en los lugares donde existen bosques con buena cobertura, como en las subcuencas; Río del Valle, Toluca, Río Verde y Progreso, que descienden del Nevado de Toluca y de la Sierra de las cruces (noreste del área de estudio); por su parte, en el Valle y hacia Temascalcingo, los valores de C son cercanos o iguales a 1 debido a la escasa cobertura vegetal, donde se localizan las subcuencas de Progreso-Huautla, Temascaltepec, Valle de Bravo, San Felipe y Medio Ixtapan.

Uso de suelo y grupo hidrológico

La Figura 3 muestra la distribución de los grupos hidrológicos de suelo, donde se identificaron cuatro grupos que varían de acuerdo con las características físicas del suelo. El grupo dominante es el B, con 66.9% del área, que corresponde a suelo de textura media con moderada permeabilidad en estado mojado. Le sigue el grupo D, con 14.7%, correspondiente a suelos muy impermeables que favorecen el escurrimiento y por lo tanto la erosión.

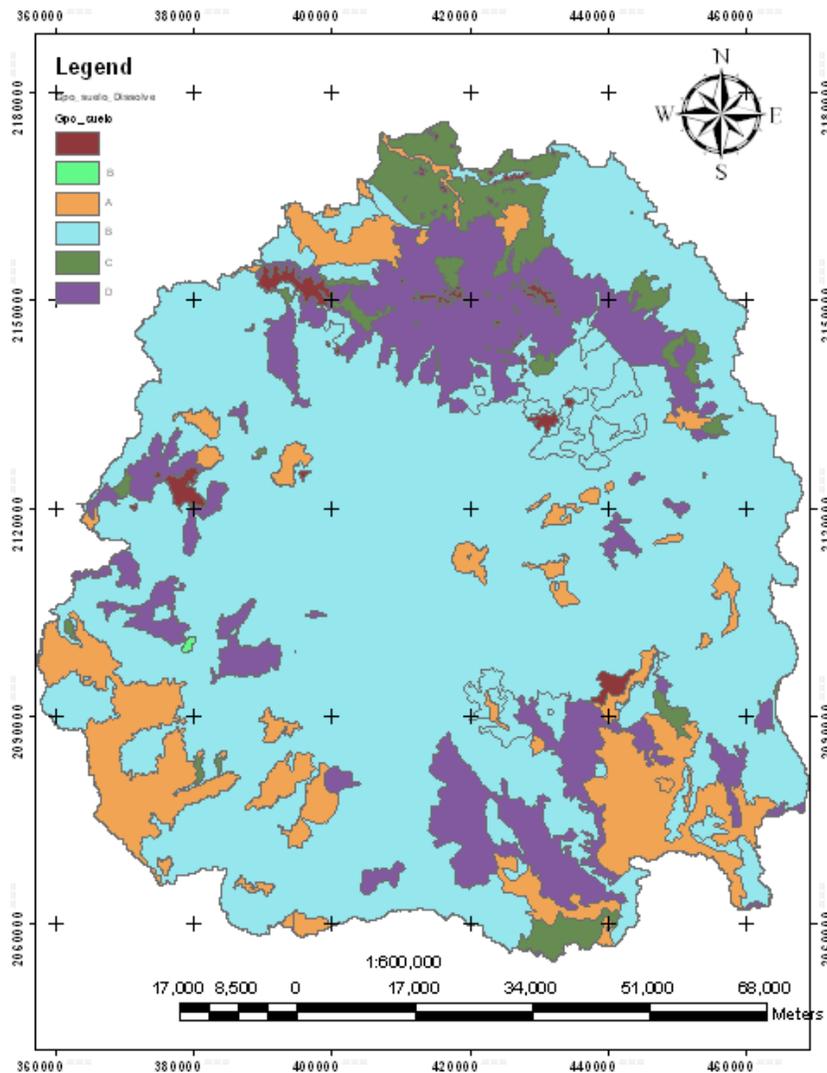


Figura 3. Mapa de grupos hidrológicos de suelo.

El resultado de la clasificación digital de imágenes de satélite muestra seis clases de uso de suelo, que se observan en la Figura 4 para los dos periodos analizados, que corresponden a: 1) cuerpos de agua; 2) bosque; 3) matorral; 4) suelo desnudo; 5) agricultura, y 6) zonas urbanas. Las clases fueron definidas de acuerdo con la nomenclatura de uso de suelo del Instituto Nacional de Estadística y Geografía.

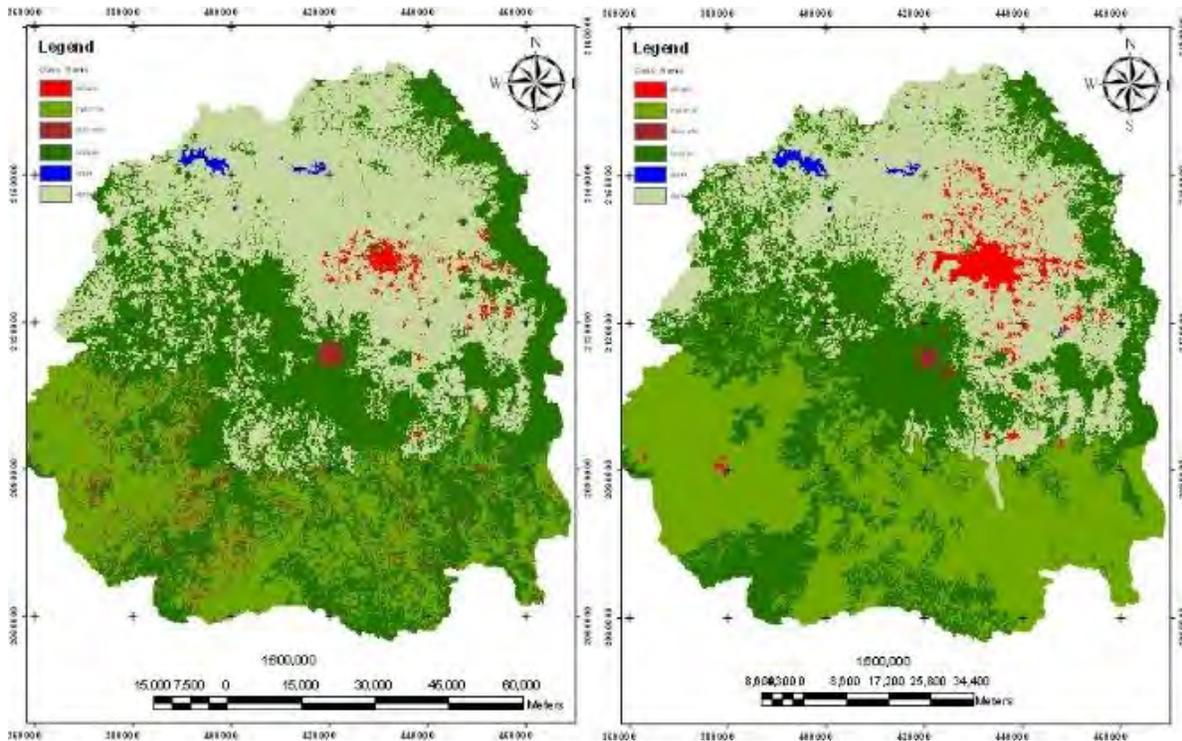


Figura 4. Uso de suelo en 1989 (izquierda); uso de suelo en 2014 (derecha).

La Figura 4 (derecha) muestra cómo, en la parte sur y sureste del área de estudio, se presentó cambio en el uso del suelo, el cual se debe a la deforestación y al sistema roza-tumba-quema (R-T-Q) para la actividad agrícola; también se asocia con los incendios causados por las altas temperaturas, ya que en el estudio de Diakite (2008), se encontró incremento significativo en la temperatura del área circundante al Nevado de Toluca, además coincide con los estudios donde el incremento significativo de la temperatura es el factor que detona los incendios, como lo indican González, Lara, Urrutia y Bosnich (2011); Yong (2003);

Bonebrake *et al.* (2014); Guariguata (2009); Laucirica, Mancino, Uboldi y Michalijos (2011), y Huerta-Martínez e Ibarra-Montoya (2016).

Escurrecimiento

Para la estimación del escurrecimiento por el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) se aplicó la Ecuación (6), para lo que se obtuvieron los mapas del Número de Curva (CN, por sus siglas en inglés), como se muestra en la Figura 5. Los valores más grandes de CN favorecen el escurrecimiento por la condición hidrológica del suelo y su cobertura muy pobre. La variación en el valor de **CN** de un periodo a otro depende básicamente del cambio en el uso de suelo, como la cobertura vegetal, pues las características físicas del suelo no se modificaron en el tiempo.

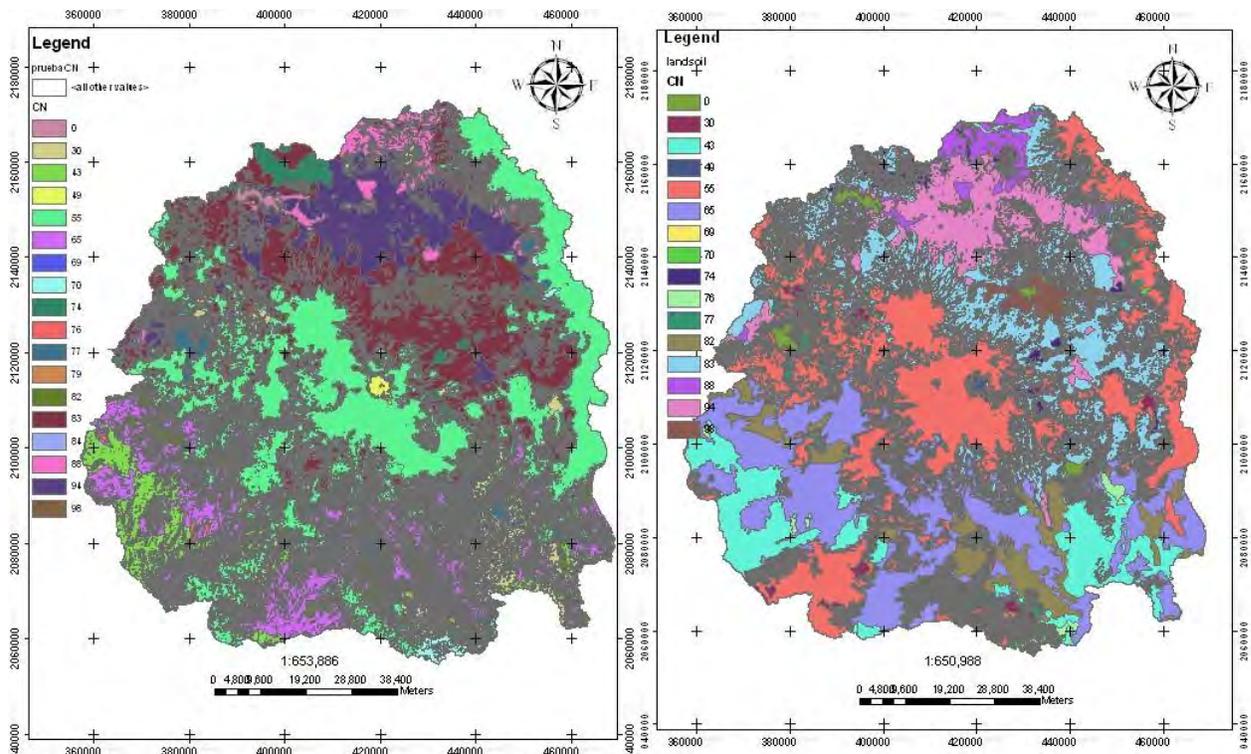


Figura 5. Número de curva (*CN*) en 1989 (izquierda) y en 2014 (derecha).

El escurrimiento generado con el método del Número de Curva para cada periodo muestra variación espacial debido a los factores de grupo hidrológico y cobertura vegetal que intervienen en su cálculo; esta variabilidad va de 52 a 108 m³/ha en 1989 y de 41 a 131.3 m³/ha en 2014. La variación de escurrimiento se refleja en la erosión; las áreas de menor escurrimiento se localizan en las subcuencas que descienden del Nevado de Toluca y de la Sierra de las Cruces, y las áreas de mayor escurrimiento se localizan en las subcuencas de Progreso-Huautla al sur del área de estudio.

Mapa de erosión

Los mapas de erosión de cada periodo se muestran en la Figura 6. En el mapa de 2014 se tienen valores más elevados de erosión en t/ha. De un total de 52 subcuencas en el área estudiada, 36 mostraron incremento positivo en la erosión respecto a 1989.

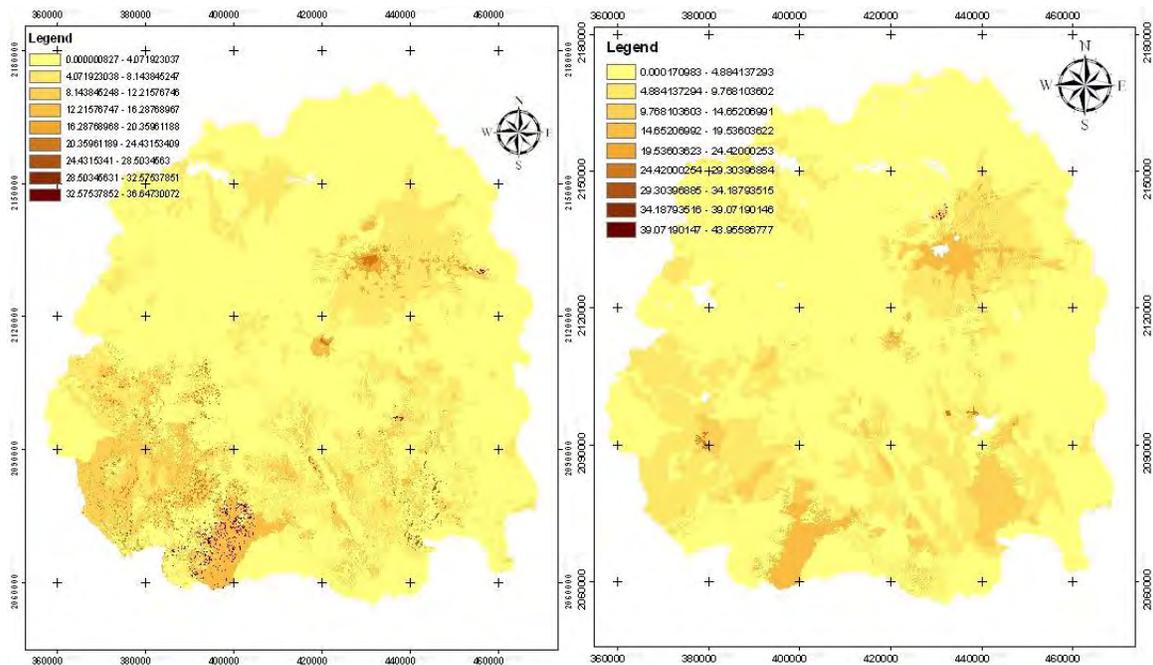


Figura 6. Erosión (t/ha/año) en 1989 (izquierda) y 2014 (derecha).

Las subcuencas con valores negativos se deben a un cambio favorable en sus condiciones de cobertura vegetal, es decir, se

regeneraron algunos bosques o pastizales que por algún tiempo fueron utilizados para la agricultura.

Con base en los niveles de erosión (FAO, 1980) y a la clasificación geodinámica, las subcuencas estudiadas son agrupadas en dos unidades:

1. Medio estable: agrupa a subcuencas con erosión leve (0-10 t/ha/año); la formación del suelo domina sobre la erosión.
2. Medio penestable: se caracteriza por erosión moderada (10-50 t/ha/año), pero la formación de suelo compensa esta pérdida de suelo.

El incremento en la erosión se presentó principalmente en las subcuencas del Valle, así como aquellas que descienden del cráter, donde se redujo el área de cobertura vegetal dejando el suelo desprotegido; en tanto que la reducción en la tasa de pérdida de suelo se identificó hacia la parte noroeste y suroeste del volcán.

De acuerdo con los valores de pérdida de suelo, se tiene erosión leve, pues se producen de 0 a 10 t/ha/año y se caracteriza por ser de tipo laminar con pocas canaletas; **presenta hasta un 25% del horizonte "A" erosionado**, por lo que corresponde al medio geodinámico estable.

También se presenta la erosión moderada en las zonas donde se producen de 10 a 50 t/ha/año; es de tipo canaletas, presentando de un **25 a 50% del espesor del horizonte "A" erosionado**, que corresponde al medio geodinámico penestable.

Conclusiones

Se estimó la erosión utilizando la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Modificada (EUPSM) y resultó que de las 52 cuencas de estudio, 36 presentaron incremento promedio de 43.9% en la erosión hídrica asociado con el cambio de cobertura vegetal.

Se utilizó el método del Número de Curva para calcular el escurrimiento superficial en los dos periodos y se encontró sensibilidad al uso de suelo; es claro, ya que el tipo y porcentaje de la cobertura vegetal modifica las abstracciones iniciales, variando el escurrimiento y con ello la pérdida de suelo por erosión.

El clima es un factor que influye en las características hidrológicas de las cuencas, sobre todo en la cobertura vegetal, pasando de condiciones de buena cobertura a suelo desprotegido y/o desnudo debido a la vulnerabilidad a los incendios por las altas temperaturas, lo que incide en la pérdida de suelo por erosión.

De las estimaciones de erosión en ambos periodos se encontró evidencia de que los cambios de uso de suelo, sobre todo la pérdida de cobertura vegetal por incendios, incrementaron esta variable en el último periodo analizado; con ello se infiere que los incendios causados por altas temperaturas y por labores antrópicas inciden en el proceso de pérdida de suelo por erosión hídrica en las cuencas hidrográficas.

El modelo de erosión del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos mostró sensibilidad al factor de uso del suelo debido a los

cambios de cobertura vegetal que se identificaron en los periodos estudiados.

Referencias

- Bonebrake, T. C., Syphard, A. D., Franklin, J., Anderson, K. E., Akçakaya, H. R., Mizerek, T., & Regan, H. M. (2014). Fire management, managed relocation, and land conservation options for Long-Lived obligate seeding plants under global changes in climate, urbanization, and fire regime. *Conservation Biology*, 28(4), 1057-1067, DOI: 10.1111/cobi.12253
- Brady, N. C., & Weil, R. R. (2000). *Elements of the nature and properties of soils*. Upper Saddle River, USA: Prentice-Hall.
- Diakite, D.L. (2008). *Detección y análisis del cambio climático en México mediante la percepción remota multitemporal de los glaciares tropicales y la evaluación de su impacto potencial sobre los ecosistemas circundantes. Caso del Pico de Orizaba y Nevado de Toluca. Informe Técnico*. México, DF, México: Universidad Autónoma Chapingo.
- Figueroa, S. B., Amante, H. G., Cortés, J. P., Osuna, E. S., Rodríguez, J. M., & Morales, J. (1991). *Manual de predicción de pérdidas de suelo por erosión*. Montecillo, México: Colegio de Postgraduados.
- FAO, Food and Agriculture Organization. (1980). *Metodología para la evaluación de la degradación de los suelos*. Roma, Italia: Food and Agriculture Organization.

- González, M. E., Lara, A., Urrutia, R., & Bosnich, J. (2011). Cambio climático y su impacto potencial en la ocurrencia de incendios forestales en la zona centro-sur de Chile (33°-42° S). *Bosque*, 32(3), 215-219. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.4067/S0717-92002011000300002>
- Guariguata, M. R. (2009). El manejo forestal en el contexto de la adaptación al cambio climático. *Revista de Estudios Sociales*, (32), 98-113.
- Huerta-Martínez, F. M., & Ibarra-Montoya, J. L. (2016). Cambio climático y predicción de incendios al 2050 en el Bosque La Primavera, Jalisco. *Revista Mexicana de Ciencias Forestales*, 7(37), 39-50.
- IMTA, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (2013). *Extractor Rápido de Información Climatológica ERIC III*. (CD ROM). Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2015). *INEGI. Ciudad de México*. Recuperado de <https://www.inegi.org.mx/mapas>
- IPCC, International Panel of Climatic Change. (2007). *Climate change 2007: The physical science basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Solomon, S., Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M., Averyt, K. B., Tignor, M., & Miller, H. L. (eds.). Cambridge, UK, New York, USA: Cambridge University Press.
- ITT, Introduces Automates Tools for ENVI. (2008) *Exploring ENVI, Region of Interest and Clasification Techniques* (pp. 131-132). Boulder, USA: Exelis Visual Information Solutions.

- Laucirica, J., Mancino, M., Uboldi, J., & Michalijos, P. (2011). Cambio climático, turismo y riesgo de incendios forestales, de pasturas y de interfase, en el sudoeste bonaerense, su análisis con geotecnologías. *Revista Geográfica de América Central*, 2(julio-diciembre), 1-15.
- Maass, J. M., & García-Oliva, F. (1990). La investigación sobre la erosión de suelos en México. Un análisis de la literatura existente. *Ciencia* 41(3), 209-228.
- NCDC, National Climatic Data Center. (2002). *Climate of 2001. Annual Review*. Asheville, USA: National Oceanic and Atmospheric Administration.
- USDA, United State Department of Agriculture. (1986). *Urban hydrology for smallwatersheds*. Recuperado de <http://cset.sp.utoledo.edu/~nkissoff/pdf/CIVE-3520/Modified-tr55.pdf>
- Williams, J. R. (1975). Sediment-yield prediction with Universal Equation using runoff energy factor. In: *Present and Prospective Technology for Predicting Sediment Yield and Sources* (pp. 244-252) (ARS-S-40). Washington, USA: U.S. Department of Agriculture.
- Wischmeier, W. H., & Smith, D. D. (1978). *Predicting rainfall erosion losses a guide to conservation planning* (AH-537). Washington, USA: U.S. Department of Agriculture.
- WMO, World Meteorological Organization. (2001). *WMO statement on the status of the global climate in 2001*. Geneva, Switzerland: World Meteorological Organization.

Yong, G. (2003). El cambio climático y los incendios: la naturaleza parece equilibrar la devastación ecológica hecha en los países subdesarrollados, consumiendo recursos forestales de "naciones ecológicamente educadas" como Estados Unidos, Canadá y las potencias europeas. *Siempre*, 50(2620), 56.