



Tecnología y Ciencias del Agua

ISSN 2007-2422

• Índice de revistas mexicanas de investigación científica y tecnológica del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt)



Incluida en Thomson Reuters Science Citation Index® (ISI) • Expanded Thomson Reuters Research Alert® (ISI) • EBSCO • ProQuest • Elsevier • Redalyc



Tecnología y Ciencias del Agua

Comité Editorial

Consejo Editorial

Dr. Felipe I. Arreguín Cortés
Director General del
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Jefe
Dr. Nahún Hamed García Villanueva
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Agua y Energía
Dr. Humberto Marengo Mogollón
Consultor

Editora en Calidad del Agua
Dra. Blanca Elena Jiménez Cisneros
Organización de las Naciones Unidas para la Educación,
la Ciencia y la Cultura

Editor en Ciencias Hidroagrícolas
Dr. Óscar L. Palacios Vélez
Colegio de Postgraduados, México

Editora en Ciencias Políticas y Sociales
Dra. Jacinta Palerm Viqueira
Colegio de Postgraduados, México

Editor en Gestión del Agua
Dr. Carlos Fernández-Jáuregui
Water Assessment and Advisory-Global Network
(WASA-GN)

Editor en Hidráulica
Dr. Felipe I. Arreguín Cortés
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Hidrología
Dr. Fco. Javier Aparicio Mijares
Consultor

Editor en Innovación Científica y Tecnológica
Dr. Polioptro F. Martínez Austria
Universidad de las Américas, Puebla

Secretario Técnico
M.C. Jorge Arturo Hidalgo Toledo
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Coordinación editorial y cuidado de edición
Lic. Helena Rivas López
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Asistencia editorial y diagramación editorial: Luisa Guadalupe Ramírez Martínez • **Diseño de figuras:** Luisa Guadalupe Ramírez Martínez y Rosario Castro Rivera • **Corrección de textos en inglés:** Emilio García Díaz • **Coordinación del proceso de arbitraje:** Elizabeth Peña Montiel • **Seguimiento del proceso de arbitraje:** Elizabeth Peña Montiel, Bibiana Bahena Carvajal y Luis Aviles Ríos • **Diseño de logotipo y portada:** Oscar Alonso Barrón • **Diseño del formato:** Gema Alín Martínez Ocampo • **Seguimiento OJS:** Diana González Aguilar • **Comercialización:** Carlos Ramón Peña Montiel y Paloma E. González Salinas • **Impresión:** Lectorum, S.A. de C.V.

• **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. Álvaro Alberto Aldama Rodríguez**, consultor, 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. Carles Sanchis Ibor**, Universidad Politécnica de Valencia, España • **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. Cleverson Vitório Andreoli**, Centro Universitário Unifae, Brasil • **Dr. Daene C. McKinney**, University of Texas at Austin, Estados Unidos • **Dr. Daniel Murillo Licea**, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social, México • **Dr. Eduardo A. Varas Castellón**, Pontificia Universidad Católica, Chile • **Dr. Emmanuel Galindo Escamilla**, Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo, México • **Dr. Enrique Cabrera Marcet**, Universidad Politécnica de Valencia, España • **Dr. Enrique Playán Jubillar**, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, España • **Dr. Eric Rendón Schneir**, Universidad Nacional Agraria La Molina, Perú • **Dr. Eric 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. Fedro Zazueta Ranahan**, University of Florida, Estados Unidos • **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, y 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 Horiuchi**, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú • **Dr. Karim Acuña Askar**, Universidad Autónoma de Nuevo León, México • **Dra. Luciana Coutinho**, Universidade Do Minho, Portugal • **Dr. Luis F. León Vizcaino**, Waterloo University, Canadá • **Dr. Luis Teixeira**, Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay • **Dra. Luisa Paré Ouellet**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Manuel Contijoch Escontria**, consultor • **Dr. Marcos von Sperling**, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil • **Dra. María Claudia Campos Pinilla**, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia • **Dra. María Luisa Torregrasa 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 Verdugo**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Omar A. Miranda**, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Argentina • **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 José Antonio Echeverría, Cuba • **Dr. Ramón Domínguez Mora**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Ramón Fuentes Aguilar**, Instituto de Innovación en Minería y Metalurgia, Chile • **Dr. Ramón Ma. Gutiérrez Serret**, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España • **Ing. Raquel Duque**, Asociación Internacional de Ingeniería e Investigaciones Hidráulicas, Colombia • **Dr. Raúl Antonio Lopardo**, Instituto Nacional del Agua, Argentina • **Dr. Rodolfo Silva Casarín**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Serge Léonard Tamari Wagner**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Simón González Martínez**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Tomás Martínez Saldaña**, Colegio de Postgraduados, México • **Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka**, Comisión Nacional del Agua • **Dra. Ximena Vargas Mesa**, Universidad de Chile •

© **TECNOLOGÍA Y CIENCIAS DEL AGUA**, vol. VIII, núm. 4, julio-agosto de 2017, es una publicación bimestral editada por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, C.P. 62550, teléfono +52 (777) 3 29 36 00, extensión 474, www.imta.gob.mx/tyca, fsalinas@tlaloc.imta.mx. Editor responsable, Nahún Hamed García Villanueva; Reserva de Derecho al Uso Exclusivo No. 04-2011-083111404500-203 e ISSN 2007-2422, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derechos de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Subcoordinación de Difusión y Divulgación, Lic. Francisco José Salinas Estrada, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, C.P. 62550. Fecha de la última modificación, 15 de julio de 2017.

La responsabilidad del contenido de los artículos corresponde exclusivamente a los autores y no necesariamente refleja la postura del editor de la publicación.

Queda estrictamente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin la previa autorización del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

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), e *Ingeniería hidráulica en México*, segunda época (1985-2009); *Tecnología y Ciencias del Agua*, antes *Ingeniería hidráulica en México* (2010-2011).



Para comentarios a la Coordinación Editorial, dé clic aquí



Para suscripciones, dé clic aquí



Tecnología y Ciencias del Agua

Vol. VIII, núm. 4, julio-agosto de 2017

Portada: sobrevuelo de la presa Miguel Hidalgo en el norte del estado de Sinaloa, México. El monitoreo remoto de variables agrícolas sigue siendo un reto ante los altos costos que representa la adquisición manual de datos con alta frecuencia. La puesta en órbita de satélites facilitó la obtención de información espacial y temporal de variables de interés hidroagrícola. Sin embargo, ante la demanda de información detallada, los satélites tienen la limitante de suministrar información temporal discontinua e información espectral de baja resolución. Una alternativa emergente la proporcionan los Vehículos Aéreos No Tripulados (VANTs), comúnmente llamados “drones”. Ante el gran desarrollo que presentan los VANTs, es de utilidad conocer las principales características y componentes de estos equipos utilizados con fines agrícolas, los trabajos relacionados y su uso potencial en las diferentes áreas de aplicación hidroagrícola. Ver la nota “Aplicaciones de los vehículos aéreos no tripulados en la ingeniería hidroagrícola” de Waldo Ojeda-Bustamante, Alberto González-Sánchez, Azucelli Mauricio-Pérez y Jorge Flores-Velázquez (pp. 157-166).

Foto: Juan Ojeda.





Escorrentía superficial ingresando a la bahía Todos Santos, Ensenada, B.C., México.

Foto: Alvaro Alberto López Lambrano.

Artículos

Identificación de cambios en la ciclogénesis del Atlántico Norte mediante un modelo de mezclas Gaussianas

Julio César Buendía-Espinoza
Paulino Pérez-Rodríguez
Juan Manuel González-Camacho
Sergio Pérez-Elizalde
Adolfo Exebio-García
Michel Rosengaus Moshinsky
Malaquías Peña

Nexo agua-energía: optimización energética en sistemas de distribución. Aplicación "Postrasvase Júcar-Vinalopó", España

Modesto Pérez-Sánchez
Francisco Javier Sánchez-Romero
P. Amparo López-Jiménez

Pérdidas por intercepción de la vegetación y su efecto en la relación intensidad, duración y frecuencia (IDF) de la lluvia en una cuenca semiárida

Alvaro Alberto López-Lambraño
Carlos Fuentes
Enrique González-Sosa
Alvaro Alberto López-Ramos

Metodología para caracterizar la eficiencia de una red de distribución sectorizada

Patricia Gómez-Martínez
Francisco Cubillo-González
Francisco Javier Martín-Carrasco

Clasificación y evaluación de los distritos de riego en México con base en indicadores de desempeño

Anabel Altamirano-Aguilar
José Benigno Valdez-Torres
Cuitláhuac Valdez-Lafarga
Jorge Inés León-Balderrama
Miguel Betancourt-Lozano
Tomás Osuna-Enciso

Desarrollo de un sistema de riego de precisión en un pivote central

José Andrés León-Mostacero
Francisco Gavi-Reyes
Héctor Flores-Magdaleno
Roberto Ascencio-Hernández
Carlos Flores-Gardea

Articles

Identification of changes in the North Atlantic cyclogenesis using a Gaussian mixture model 5

Julio César Buendía-Espinoza
Paulino Pérez-Rodríguez
Juan Manuel González-Camacho
Sergio Pérez-Elizalde
Adolfo Exebio-García
Michel Rosengaus Moshinsky
Malaquías Peña

Energy optimization in water distribution system. Case study 'Postrasvase Júcar-Vinalopó', Spain 19

Modesto Pérez-Sánchez
Francisco Javier Sánchez-Romero
P. Amparo López-Jiménez

Rainfall-interception loss-runoff relationships in a semi-arid catchment 37

Alvaro Alberto López-Lambraño
Carlos Fuentes
Enrique González-Sosa
Alvaro Alberto López-Ramos

Methodology for efficiency assessment in sectorized water distribution networks 57

Patricia Gómez-Martínez
Francisco Cubillo-González
Francisco Javier Martín-Carrasco

Classification and evaluation of the irrigation districts in Mexico based on performance indicators 79

Anabel Altamirano-Aguilar
José Benigno Valdez-Torres
Cuitláhuac Valdez-Lafarga
Jorge Inés León-Balderrama
Miguel Betancourt-Lozano
Tomás Osuna-Enciso

Development of a precision irrigation system on central pivot team 101

José Andrés León-Mostacero
Francisco Gavi-Reyes
Héctor Flores-Magdaleno
Roberto Ascencio-Hernández
Carlos Flores-Gardea

<p>Comparación de métodos para estimar pérdidas localizadas en riego por goteo <i>Marlio Bedoya-Cardoso</i> <i>Vicente Ángeles-Montiel</i></p>	<p><i>Determination of localized losses in drip irrigation</i> Marlio Bedoya-Cardoso Vicente Ángeles-Montiel</p>	<p>117</p>
--	--	------------

<p>Estimación de la sobreexplotación producida en el acuífero Valle de Celaya (México) <i>J. Hilario Romero</i> <i>Oscar L. Palacios</i> <i>Bernardo S. Escobar</i></p>	<p><i>Estimation of groundwater overexploitation produced in the Celaya Valley (México)</i> J. Hilario Romero Oscar L. Palacios Bernardo S. Escobar</p>	<p>127</p>
--	--	------------

<p>Optimización en el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales integrado por tres lagunas de estabilización <i>Facundo Cortés-Martínez</i> <i>Alejandro Treviño-Cansino</i> <i>Arturo Tadeo Espinoza-Fraire</i> <i>Agustín Sáenz-López</i> <i>María Aracelia Alcorta-García</i> <i>José Luis González-Barrios</i> <i>Rodolfo Martínez-Rojas</i> <i>Francisco Javier de-la-Cruz-Acosta</i></p>	<p><i>Optimization in the design of a wastewater treatment system integrated by three stabilization lagoon</i> Facundo Cortés-Martínez Alejandro Treviño-Cansino Arturo Tadeo Espinoza-Fraire Agustín Sáenz-López María Aracelia Alcorta-García José Luis González-Barrios Rodolfo Martínez-Rojas Francisco Javier de-la-Cruz-Acosta</p>	<p>139</p>
--	--	------------

Notas

Aplicaciones de los vehículos aéreos no tripulados en la ingeniería hidroagrícola
Waldo Ojeda-Bustamante
Alberto González-Sánchez
Azucelli Mauricio-Pérez
Jorge Flores-Velázquez

Notes

<p><i>Applications of unmanned aerial vehicles in hydroagricultural engineering</i> Waldo Ojeda-Bustamante Alberto González-Sánchez Azucelli Mauricio-Pérez Jorge Flores-Velázquez</p>	<p>157</p>
--	------------

Discusiones

Discusión al artículo
 “Influencia del cambio climático en el comportamiento de los caudales máximos de la zona mediterránea de Chile”
 (Roberto Pizarro *et al.*)
 Vol. IV, núm. 2, abril-junio de 2013, pp. 5-19
 Polemista: Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussions

<p><i>Discussion to the article</i> <i>“Influence of climate change on peak flow behavior in central Chile”</i> (Roberto Pizarro <i>et al.</i>) Vol. IV, No. 2, April-June, 2013, pp. 5-19 Debater: Daniel Francisco Campos-Aranda</p>	<p>167</p>
--	------------

Discusión al artículo
 “Modelos regionales de escurrimientos máximos instantáneos en la república mexicana”
 (Domínguez-Mora *et al.*)
 Vol. VII, núm. 5, septiembre-octubre de 2016, pp. 15-32
 Polemista: Daniel Francisco Campos-Aranda

<p><i>Discussion to the article</i> <i>“Regional models for instant maximum annual flows in Mexican Republic”</i> (Domínguez-Mora <i>et al.</i>) Vol. VII, No. 5, September-October, 2016, pp. 15-32 Debater: Daniel Francisco Campos-Aranda</p>	<p>173</p>
--	------------

Discusión
 Guía para colaboradores

<p><i>Discussion</i> <i>Contributor’s guide</i></p>	<p>181 183</p>
--	-------------------------------

Identificación de cambios en la ciclogénesis del Atlántico Norte mediante un modelo de mezclas Gaussianas

• Julio César Buendía-Espinoza •
Universidad Autónoma Chapingo, México

• Paulino Pérez-Rodríguez* • Juan Manuel González-Camacho •
• Sergio Pérez-Elizalde • Adolfo Exebio-García •
Colegio de Postgraduados, México

*Autor para correspondencia

• Michel Rosengaus Moshinsky •
Consultor independiente

• Malaquías Peña •
National Centers for Environmental Prediction, NOAA, USA

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-01

Resumen

Buendía-Espinoza, J. C., Pérez-Rodríguez, P., González-Camacho, J. M., Pérez-Elizalde, S., Exebio-García, A., Rosengaus-Moshinsky, M., & Peña, M. (julio-agosto, 2017). Identificación de cambios en la ciclogénesis del Atlántico Norte mediante un modelo de mezclas Gaussianas. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 5-18.

Varios modelos climáticos sugieren que la frecuencia e intensidad de los ciclones tropicales cambiarán a finales del siglo XXI, como consecuencia del calentamiento global. Existen diferentes reportes científicos sobre el calentamiento global y su relación con la intensidad de los ciclones tropicales. Sin embargo, poco se ha investigado sobre el impacto del calentamiento global sobre la ciclogénesis en las diferentes cuencas oceánicas. En este trabajo se estima el número de regiones ciclogénicas y sus centroides en la cuenca oceánica del Atlántico Norte entre los periodos 1951-1975 versus 1976-2013 y 1951-1989 versus 1990-2013 mediante un modelo estadístico de mezclas finitas Gaussianas, para identificar si existen cambios significativos debidos al cambio climático. En el presente estudio, los cambios de un intervalo a otro se le atribuirán al cambio climático. La estimación de los parámetros de la función de densidad de probabilidades (fdp) de los componentes de las mezclas se hizo a través del algoritmo esperanza-maximización (EM). Las fdp se compararon mediante la distancia de Bhattacharyya y se estimó el percentil 95 a través de la técnica de remuestreo paramétrico. Los resultados obtenidos muestran que solamente hay dos regiones ciclogénicas en los dos intervalos de estudio, es decir, no hubo cambio en el número de regiones de un periodo a otro. Un segundo resultado es que existen diferencias estadísticamente significativas en la ubicación de los centroides de las regiones de génesis estimadas, sugiriendo un impacto debido al cambio climático de acuerdo con los datos analizados.

Palabras clave: modelos de mezclas, verosimilitud, regiones ciclogénicas.

Abstract

Buendía-Espinoza, J. C., Pérez-Rodríguez, P., González-Camacho, J. M., Pérez-Elizalde, S., Exebio-García, A., Rosengaus-Moshinsky, M., & Peña, M. (July-August, 2017). Identification of changes in the North Atlantic cyclogenesis using a Gaussian mixture model. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 5-18.

Several climate models suggest that the frequency and intensity of tropical cyclones will change at the end of the 21st century, as consequence of global warming. Several scientific reports have described how global warming affects the intensity of tropical cyclones. However, little research has been done on the impact of global warming on cyclogenesis in different ocean basins. In this work, the number of cyclogenetic regions and their corresponding centroids are estimated in the North Atlantic Ocean basin for the intervals 1951-1975 versus 1976-2013 and 1951-1989 versus 1990-2013 through a finite Gaussian mixture model, to determine whether significant changes exist. In this study, the change from one interval to another will be attributed to climate change. The parameter estimation of the probability density function (fdp) of the mixture components was done using the Expectation-Maximization algorithm (EM). The fdp were compared using the Bhattacharyya's distance and the 95th percentile was estimated using the technique of parametric bootstrap. The results show that there are only two cyclogenetic regions in each of the intervals that is no increase or decrease in the number of regions. A second result indicates that there are significant differences in the centroid's locations from one interval to another, suggestion an impact due to climate change according to the analyzed data.

Keywords: Mixture models, likelihood, cyclogenetic regions.

Recibido: 08/05/2016

Aceptado: 03/03/2017

Introducción

Existe un interés creciente en conocer el impacto del cambio climático en la actividad de los ciclones tropicales, pues son unos de los fenómenos climáticos más destructivos entre los fenómenos naturales que provocan mayores desastres. A medida que la temperatura global promedio de la superficie del planeta se incrementa, se espera que la intensidad, frecuencia, trayectorias, ubicación de ocurrencia y llegada a tierra de estos fenómenos se alteren por el clima actual. Walsh (2004) menciona que aunque no hay en este momento cambios perceptibles en las características de los ciclones tropicales que razonablemente podrían atribuirse al calentamiento global, las predicciones de los modelos de circulación general muestran incrementos en su intensidad máxima entre 5 y 10% para el año 2050. También indica que las regiones de formación de huracanes probablemente no cambien, y que ha habido poco consenso respecto a la modificación en el número de ciclones o trayectorias, además de la incertidumbre en las predicciones climáticas por algunas deficiencias en los modelos de circulación general; por lo tanto, si las predicciones de intensidades son correctas, sus cambios se detectarán en el Atlántico después de 2050. Con base en los registros de las mejores trayectorias del Centro de Advertencia de Tifones de la Marina Estadounidense (Joint Typhoon Warning Center, JTWC) y el Centro Nacional de Huracanes (National Hurricane Center, NHC) de la Agencia Atmosférica y Oceanográfica Nacional (National Oceanographic and Atmospheric Administration, NOAA), Emanuel (2005), Webster, Holland, Curry y Chang (2005), y más recientemente Elsner, Kossin y Jagger (2008) demostraron que la intensidad histórica de las tormentas ha aumentado tanto en el Pacífico Noroccidental (WNP) como en el Atlántico Norte. Webster *et al.* (2005) observaron un aumento considerable en los ciclones tropicales en todas las cuencas oceánicas durante los últimos 30 años para las categorías más fuertes (4 y 5 de acuerdo con la escala de Saffir-Simpson); en particular, en las regiones ciclogénicas del Pacífico Noroccidental y del

Atlántico Norte; 25 y 20%, respectivamente, de estas tormentas se presentaron en el intervalo de 1975-1989, y 41 y 25%, respectivamente, en el intervalo 1990-2004; esto significa que hubo aumentos de 16 y 5%, respectivamente. Sin embargo, los resultados obtenidos para la cuenca oceánica del Pacífico Noroccidental han sido cuestionados, pues la aparente tendencia que se observa en la intensidad de los ciclones es parte de un gran oscilación interdecadal (Chan, 2006) o de posibles errores de medición en el conjunto de datos (Knaff & Zehr, 2007). Además, Klotzbach (2006), con base en el análisis de los registros de las mejores trayectorias del periodo 1986-2006, encontró que la tendencia de la intensidad de los ciclones tropicales para la cuenca del Atlántico Norte no muestra evidencia de que haya cambiado, y la tendencia para el Pacífico Noroccidental presenta una baja considerable. También Kossin, Knapp, Vimont y Harper (2007), con base en el análisis de los registros de las mejores trayectorias, encontraron que no hay un aumento en la intensidad de los huracanes en cualquier cuenca distinta a la del Atlántico Norte en las dos décadas (1985-2005).

Respecto a la ubicación de ocurrencia (génesis) y la lisis de los ciclones tropicales, también han experimentado variaciones. Knutson *et al.* (2010) mencionan que no hay ninguna prueba concluyente de que los cambios observados en la génesis, trayectorias, duración e inundaciones de oleaje de los ciclones tropicales superen la variabilidad esperada a partir de causas naturales en los últimos 50 años; sin embargo, mencionan que hay sugerencias de cambios en la ubicación de génesis y en las trayectorias de las tormentas observadas en el océano Atlántico ofrecidas como una explicación de la falta de tendencias crecientes de la llegada a tierra de ciclones en los Estados Unidos y la Costa del Golfo. Asimismo, Kossin, Emanuel y Vecchi (2014) encontraron que los cambios observados en el cizallamiento vertical del viento y la intensidad potencial proporcionan evidencias o pruebas de que el desplazamiento global de los ciclones tropicales hacia los polos en ambos hemisferios, es decir, fuera de los trópicos, está siendo modificado por cambios ambientales sistemáticos en los últimos

30 años. También mencionan que si estos cambios ambientales continúan, un desplazamiento simultáneo concomitante hacia los polos de la latitud donde los ciclones tropicales alcanzan su intensidad máxima tendría consecuencias potencialmente profundas sobre los residentes costeros e infraestructura. Los ciclones tropicales también tienen un papel importante en el sostenimiento de los recursos hídricos regionales; de igual forma, un desplazamiento hacia los polos de las tormentas podría amenazar el abastecimiento de agua potable en algunas regiones, al tiempo que aumentan los eventos de inundación, entre otras consecuencias. Por su parte, Mori, Kuniyoshi, Nakajo, Yasuda y Mase (2013) simularon con un modelo estadístico el impacto del calentamiento global sobre los centroides de la ciclogénesis y de la ciclólisis de las diferentes regiones ciclogénicas. Concluyeron que éstos se desplazarán hacia el centro de las cuencas oceánicas y que los cambios futuros en las condiciones dinámicas y termodinámicas en los océanos influirán en la frecuencia de la génesis de los ciclones tropicales y en el cambio de localización hacia el centro de las diferentes cuencas. Cabe mencionar que las temperaturas de la superficie del mar son más cálidas en el centro del océano que en las orillas (Chan, 2007; Yokoi & Takayabu, 2009), y que un ciclón que se desarrolla en la parte central dura más tiempo. Bajo tal contexto, estos autores mencionan que los cambios en la intensidad de los ciclones tropicales están más relacionados con el desplazamiento de los centroides que con la modificación de la temperatura de la superficie del mar. Holland y Bruyere (2013) desarrollaron un Índice de Cambio Climático Antropogénico (ACCI, por sus siglas en inglés, Anthropogenic Climate Change Index) para investigar la contribución del calentamiento global a la actividad de los ciclones tropicales. Dichos autores encontraron que en todas la cuencas oceánicas la frecuencia anual de los ciclones o huracanes tropicales no se ve afectada por el cambio antropogénico. Sin embargo, los huracanes categoría 4 y 5 han aumentado a tasas de 25 a 30% por grado Celsius (°C) de calentamiento global; en

contraste, los huracanes de categorías 1 y 2 han disminuido a tasas similares.

Además de la variación en la intensidad y la génesis, las precipitaciones inducidas por los ciclones tropicales también han experimentado cambios a largo plazo con la oscilación interdecadal. Kim, Ho, Lee, Jeong y Chen (2006), y Lau, Zhou y Wu (2008) encontraron un cambio sustancial en la precipitación durante la estación de ciclones, manifestado como un aumento en eventos y cantidad de lluvia extrema tanto en el Pacífico Noroccidental como en el Atlántico Norte. Sin embargo, en lo que respecta a las relaciones entre los ciclones tropicales y las lluvias extremas, descubrieron diferencias centrales entre los dos dominios oceánicos: en el Atlántico Norte, las contribuciones de los ciclones tropicales a la precipitación extrema son mayores que en el Pacífico Noroccidental.

En este trabajo de investigación se aplicó un modelo estadístico de mezclas Gaussianas (sección 2). Por una parte, para determinar el número de regiones ciclogénicas; por otra, para determinar los cambios temporales y espaciales de los centroides de dichas regiones en la cuenca oceánica del Atlántico Norte para dos periodos (1951-1975 *versus* 1976-2013 y 1951-1989 *versus* 1990-2013). Se utilizaron los puntos de inicio de los datos (latitud y longitud) de las “mejores trayectorias” o IBTrACS (Ncdc.noaa.gov, 2017). Se determinaron las funciones de densidad de probabilidades (fdp) de las regiones de génesis a través del algoritmo esperanza-maximización (EM), las cuales se evaluaron y compararon para verificar los cambios espacio-temporales. En la sección 3 se muestran los resultados, y su relación e interpretación con el fenómeno natural en estudio. Finalmente, en la sección 4, se concluye con una breve discusión.

Materiales y métodos

Descripción y alcance geográfico de la base de datos de ciclones tropicales

El análisis de los datos fue de 1951-2013 (ver figura 1), dividido en dos periodos: 1951-1975

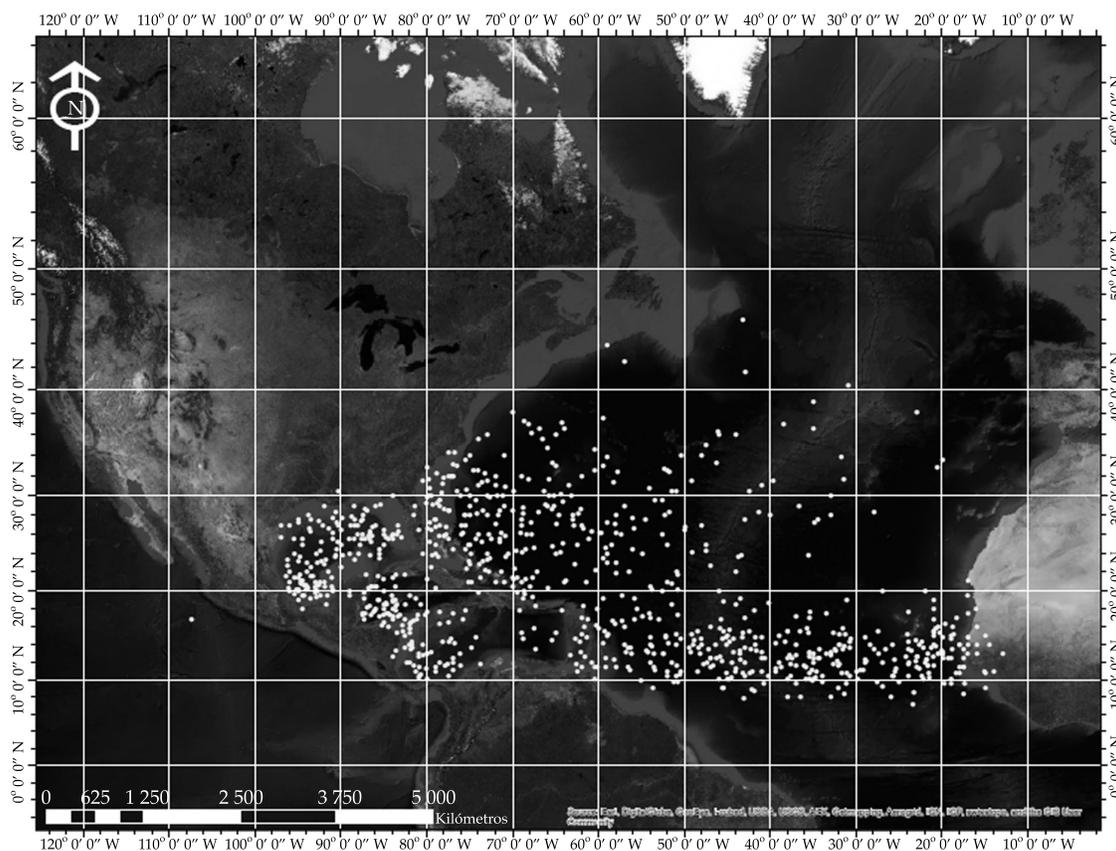


Figura 1. Distribución espacial de los puntos de ubicación de ocurrencia de los ciclones tropicales en la región del Atlántico Norte desde el año 1951 hasta 2013. Fuente: elaboración propia con base en los datos del IBTrACS.

versus 1976-2013 y 1951-1989 versus 1990-2013. El primero se determinó con base en el calentamiento ocurrido durante el siglo XX en los intervalos de 1928-1975 y 1976-2013 (ver figura 2). Cabe mencionar que se tomó como valor de inicio 1950, porque a partir de este año fue usado de manera rutinaria el reconocimiento aéreo para supervisar los ciclones tropicales. Esto significa que la información sobre ciclones medidos antes de esta fecha es menos confiable (Vecchi & Knutson, 2008, citados por Villarini, Vecchi, & Smith, 2011).

Respecto al segundo periodo, se determinó de acuerdo con Webster *et al.* (2005), quienes observaron un aumento considerable en los ciclones tropicales en todas las cuencas oceánicas durante los últimos 30 años para las

categorías más fuertes (4 y 5 con base en la escala de Saffir-Simpson) debido al incremento de la temperatura de la superficie marina (TSM). Cabe mencionar que dicho intervalo de tiempo lo dividieron en dos periodos: 1975-1989 versus 1990-2004.

Modelo de mezclas Gaussianas (MMG)

Bajo el modelo de mezclas finitas de distribuciones normales, ajustado en este estudio, cada punto de ubicación de ocurrencia $x_i = (\text{latitud}_i, \text{longitud}_i)$ de los ciclones tropicales se considera que proviene de una súper población, la cual es una mezcla de un número finito K de poblaciones con proporciones o pesos π_1, \dots, π_K respectivamente, donde:

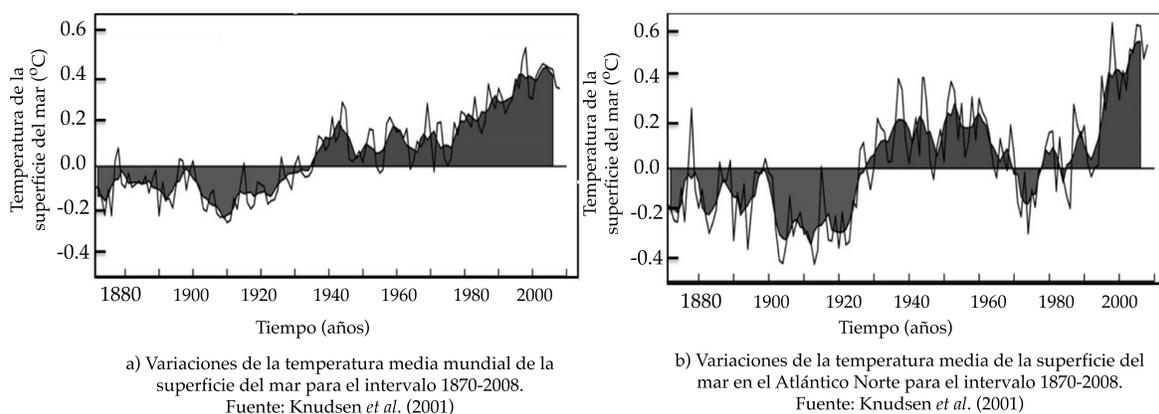


Figura 2. Variaciones de la temperatura media de la superficie del mar global y del Atlántico Norte.

$$\sum_{j=1}^K \pi_j = 1; \quad \pi_j \geq 0 \quad (1)$$

La función de densidad probabilidad (fdp) de la variable aleatoria X (de dimensión d) en la forma de mezclas finitas es:

$$p(x, \phi) = \sum_{j=1}^K \pi_j \cdot p(x; \theta_j) = \sum_{j=1}^K \pi_j \cdot \frac{1}{(2\pi)^{d/2} |\Sigma_j|^{1/2}} e^{-\frac{1}{2}[(x-\mu_j)^T \Sigma_j^{-1} (x-\mu_j)]} \quad (2)$$

donde ϕ denota el vector de parámetros de la mezcla; $p(x; \theta_j)$ es la función de densidad de probabilidades correspondientes al K -ésimo componente; π_j es el peso de la mezcla; y θ_j denota el vector de todos los parámetros desconocidos de los elementos de los vectores de las medias μ_j y elementos distintos de matrices de covarianzas Σ_j para $j = 1, \dots, K$, que pertenecen a algún espacio de parámetros Θ .

a) Estimación de los parámetros utilizando el algoritmo EM

Existen varios procedimientos para determinar los parámetros de un modelo de mezclas Gaussianas (MMG) de un conjunto de datos (McLachlan & Basford, 1988). Sin embargo, el

método más popular es el de máxima verosimilitud (ML, por sus siglas en inglés). En este trabajo, la estimación de los parámetros se hizo utilizando técnicas de máxima verosimilitud vía el algoritmo EM (Dempster, Laird, & Rubin, 1977; Redner & Walker, 1984; Maitra & Melnykov, 2010).

El algoritmo EM para mezclas Gaussianas es un proceso iterativo que consiste de dos etapas: a) esperanza (E) y b) maximización (M). En el caso de componentes Gaussianos, la densidad de la mezcla contiene los siguientes parámetros: π_j , μ_j y Σ_j donde $j = 1, \dots, K$. La log-verosimilitud condicionada completa esperada para el conjunto de datos, conocida como función Q , es igual a:

$$Q(\phi, x_1, \dots, x_n) = -\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^K \pi_{ij} \left\{ \ln |\Sigma_j| + (x_i - \mu_j)^T \Sigma_j^{-1} (x_i - \mu_j) \right\} + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^K \pi_{ij} \ln(\pi_j) - \frac{dn}{2} \ln(2\pi) \quad (3)$$

El paso-E consiste en la actualización de las probabilidades de pertenencia $\pi_{ij}^{(t+1)}$, dada la estimación de los parámetros actuales ϕ^t :

$$\pi_{ij}^{(t+1)} = \frac{\pi_{ij}^{(t)} p(x_i; \mu_j^{(t)}, \Sigma_j^{(t)})}{\sum_{j=1}^K \pi_{ij}^{(t)} p(x_i; \mu_j^{(t)}, \Sigma_j^{(t)})} \quad (4)$$

El paso-M tiene una solución analítica:

$$\pi_j^{(t+1)} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \pi_{ij}^{(t+1)}$$

$$\mu_j^{(t+1)} = \frac{\sum_{i=1}^n \pi_{ij}^{(t+1)} x_i}{\sum_{i=1}^n \pi_{ij}^{(t+1)}}$$

y

$$\sum_j^{(t+1)} = \frac{\sum_{i=1}^n \pi_{ij}^{(t+1)} (x_i - \mu_j^{(t+1)}) (x_i - \mu_j^{(t+1)})^T}{\sum_{i=1}^n \pi_{ij}^{(t+1)}} \quad (5)$$

El algoritmo EM comienza con una estimación inicial del valor de los parámetros ϕ , llamada $\phi^{(i)}$. Luego, mediante las ecuaciones (4) y (5), se estiman los valores de los nuevos parámetros, llamado $\phi^{(t+1)}$. El proceso se repite hasta que la diferencia entre dos evaluaciones sucesivas de la log-verosimilitud sea menor que una ϵ dada ϵ , es decir:

$$\left| l(\phi^{(t+1)} | x) - l(\phi^{(t)} | x) \right| < \epsilon \quad (6)$$

en este trabajo se fijó $\epsilon = 1 \times 10^{-3}$. Este resultado depende de la selección de los parámetros iniciales (Seidel, Mosler, & Alker, 2000).

b) Inicialización en el algoritmo EM

El algoritmo EM es un procedimiento iterativo de maximización que depende del valor inicial de los parámetros, pues la función de verosimilitud puede tener máximos locales (McLachlan & Peel, 2000). Por lo tanto, una buena inicialización es crucial para encontrar los estimadores de máxima verosimilitud.

Se han sugerido diferentes procedimientos de inicialización en la literatura (Figueiredo & Jain, 2000; Maitra, 2009); sin embargo, ningún método supera a los demás. En este trabajo se utilizó el procedimiento de Fraley, Raftery, Murphy y Scrucca (2012), implementado en la biblioteca de funciones de R (R Core Team, 2016)

mclust, para encontrar los valores iniciales de los parámetros que permiten obtener el valor máximo en el marco de mezclas Gaussianas multivariadas.

Identificación del número óptimo de componentes o grupos

Hay una vasta lista de literatura dedicada al tema de la elección de K (número de componentes). McLachlan y Peel (2000) proporcionan una interpretación detallada de los diferentes enfoques disponibles para abordar este problema. La mayoría de los métodos destinados a la estimación de K se divide por lo general en dos categorías: modelos basados en el principio de la parsimonia y modelos basados en procedimientos de prueba, ambos sustentados en la función de log-verosimilitud. Sin embargo, en este estudio, K se determinó mediante un método heurístico, conocido como partición alrededor de los medoides (PAM, por sus siglas en inglés, Partitioning Around Medoids).

El algoritmo de la PAM se basa en la formación de K particiones u objetos representativos (medoides) de n observaciones de un conjunto de datos. Un medoide se define como la observación de un agrupamiento, cuya diferencia promedio, con respecto a todas las observaciones en el grupo, es mínima. Se eligen aleatoriamente K medoides de un conjunto de datos. El medoide, que representa un grupo, se ubica en el centro del grupo. Los objetos restantes se agrupan con el medoide al que son más similares, basándose en la distancia entre el objeto y el medoide. La estrategia, entonces, es reemplazar uno de los medoides por los no medoides, siempre y cuando la calidad del agrupamiento mejore. Esta calidad es estimada usando una función de costo que mide el promedio de disimilaridad o diferencia entre un objeto, y el medoide de su grupo (Kaufman & Rousseeuw, 2005).

El método PAM genera una gráfica, conocida como gráfica de "siluetas". Para cada observación se muestra una medida que indica la calidad de la clasificación. Valores cercanos a 1 indican que la observación está bien clasificada

en su grupo; valores cercanos a 0 significan que la observación podría pertenecer a otro grupo; en valores cercanos a -1, la observación está pobremente clasificada. En la gráfica hay una medida resumen denominada ancho promedio de silueta o coeficiente de silueta, que se interpreta de acuerdo con el cuadro 1.

Medida de la distancia entre MMG

De acuerdo con Sfikas, Constantinopoulos, Likas y Galatsanos (2005), y Fukunaga (1990), la distancia de Bhattacharyya puede ser utilizada para comparar fdp de modelos de mezclas Gaussianas y además tiene una expresión en forma cerrada. Esta distancia se utilizó para medir la distancia entre los grupos de los ciclones tropicales para los dos intervalos de estudio y se define como sigue:

$$B(f, g) = \frac{1}{8} (\mu_f - \mu_g)^T \left(\frac{\Sigma_f + \Sigma_g}{2} \right)^{-1} (\mu_f - \mu_g) + \frac{1}{2} \ln \left[\frac{|\Sigma_f + \Sigma_g|}{|\Sigma_f| |\Sigma_g|} \right] \quad (7)$$

donde μ_f , Σ_f y μ_g , Σ_g corresponden a los vectores de medias, y las matrices de varianzas y covarianzas de los núcleos de las densidades Gaussianas, respectivamente.

Estadístico de prueba para la comparación de las fdp del MMG

Se aplicó la técnica paramétrica de remuestreo para obtener el percentil 95 de la distribución

empírica del estadístico de prueba, que es la distancia de Bhattacharyya entre los componentes de los modelos de mezclas Gaussianas, para verificar si existen diferencias estadísticamente significativas entre ellos (Engel, 2010).

El método de remuestreo (Efron, 1979; Efron & Tibshirani, 1993) se usa para encontrar intervalos de confianza en situaciones donde es imposible obtener de manera analítica la distribución muestral del estimador (para mayor detalle, ver DiCiccio & Tibshirani, 1987; Hall, 1988). Esta técnica se sustenta teóricamente en dos consideraciones: 1) la función de distribución verdadera $F(x)$ se estima mediante la función de distribución empírica $\hat{F}(x)$ de acuerdo con el teorema Glivenko-Cantelli, que muestra que $\hat{F}(x) \xrightarrow{p} F(x)$ conforme $n \rightarrow \infty$ (Bickel & Freedman, 1981); y 2) de acuerdo con la propiedad de consistencia, la $F(\hat{\theta})$ de una muestra dada puede aproximarse mediante la distribución muestral del remuestreo $\hat{F}^*(\hat{\theta}^*)$ cuando el número de remuestreos es grande y puede también aproximarse $\hat{F}(x)$ a $F(x)$. Bajo estos supuestos, Babu y Singh (1983) demuestran que $\hat{F}^*(\hat{\theta}^*) \approx \hat{F}(\hat{\theta})$, cuando el número de remuestreos es suficientemente grande.

Procedimiento de remuestreo

1. Se genera una variable aleatoria $U \sim \text{Uniforme}(0,1)$.
2. Si $U \in \left[\sum_{j=1}^K \pi_j, \sum_{j=1}^{K+1} \pi_{j+1} \right]$, donde π_j corresponde a la probabilidad del j -ésimo componente del modelo de mezclas, entonces se generan variables aleatorias a partir de la distribución del j -ésimo componente. Dicho componente tiene una distribución normal bivariada, obtenida mediante el algoritmo EM.

Cuadro 1. Rango del coeficiente en silueta.

Rango del coeficiente de silueta	Interpretación
0.71-1.00	Estructura fuerte
0.51-0.70	Estructura razonable
0.26-0.50	Estructura débil y podría ser artificial
< 0.25	Ninguna estructura sustancial

Fuente: Kaufman y Rousseeuw (2005).

3. Se repiten los pasos 1 y 2 hasta que se tenga la cantidad deseada de muestras de la mezcla de la distribución.
4. Se definen las variables aleatorias $X_i \sim N_2(\mu, \Sigma)$, $i = 1, \dots, n$ obtenidas en el paso anterior como muestra aleatoria.
5. Se obtiene una muestra bootstrap $X^* = \{x_1^*, \dots, x_n^*\}$ muestreando aleatoriamente con reemplazo n veces los datos originales x_1, \dots, x_n ; el tamaño de la muestra aleatoria es el mismo que el de la muestra de remuestreo, y las X_i^* tienen probabilidad n^{-1} , siendo igual en cada una de las X_i .
6. Se calcula el estadístico $\hat{d}_B(f, g)$ (distancia de Bhattacharyya) de este remuestreo, produciendo $\hat{d}_B^*(f, g)$.
7. Se repite el paso 4 B veces. La ley de los números grandes indica que si B es lo suficientemente grande, se obtendrá una buena aproximación a la densidad verdadera $d_B(f, g)$. En este trabajo se fijó $B = 1\ 000$.
8. Se construye la distribución de probabilidad de las B $\hat{d}_B^*(f, g)$, asignando probabilidad B^{-1} a cada $\hat{d}_B^*(f, g)$. Esta es la estimación de la distribución $\hat{d}_B(f, g)$, $\hat{F}^*(\hat{d}_B^*(f, g))$.

Prueba de hipótesis a partir del remuestreo

La técnica de remuestreo permite realizar la prueba de hipótesis de similitud de las fdp de los grupos de los modelos de mezclas Gaussianas entre los diferentes intervalos, es decir, $H_0: d_B(f, g) = 0$. La regla de decisión es rechazar H_0 si $d_B(f, g)$ es grande. El procedimiento consiste en:

1. De los datos originales de la muestra se obtienen los estimadores (π, θ) de los componentes del modelo de mezclas normal bivariado mediante el algoritmo EM.
2. Mediante el procedimiento de remuestreo descrito anteriormente se obtiene $d_B(f, g)$ bajo H_0 (es decir, $\hat{d}_B(f, g)_{H_0}$), realizando 1 000 muestras de remuestreo de la distribución normal bivariada bajo $H_0: d_B(f, g) = 0$.
3. Cada remuestreo deberá ser del mismo tamaño que el de la muestra inicial.

4. Se calcula el estadístico $\hat{d}_B(f, g)$ para cada muestra de remuestreo, y con ellos se construye la función de distribución empírica de $\hat{d}_B(f, g)$.
5. La prueba de hipótesis de la distancia de las fdp de los grupos es $H_0: \hat{d}_B(f, g)$ con $\alpha = 0.05$; esto equivale a obtener el percentil 95, y rechazar H_0 si $\hat{d}_B(f, g)$ es mayor que éste.

Resultados

Estimación de la función de densidad de probabilidad

De acuerdo con la figura 3, el número de grupos por intervalo (1951-1975 *versus* 1976-2013 y 1951-1989 *versus* 1990-2013) es dos (es decir, $K = 2$ componentes). Su ancho promedio de silueta fue 0.585 para ambos intervalos (ver figura 4), lo cual significa que tienen una estructura razonable (ver cuadro 1).

Los valores de los parámetros iniciales para cada uno de los componentes de las mezclas ($K = 2$) se determinaron mediante el algoritmo implementado por Fraley *et al.* (2012). El vector de parámetros ϕ se estimó iterativamente mediante el algoritmo EM. La función de densidad estimada para cada uno de los modelos de mezclas Gaussianas se ajusta a la distribución espacial de los puntos de ubicación de ocurrencia de los ciclones tropicales en ambos intervalos (figura 5). Los puntos que están muy alejados de los centroides exhiben un comportamiento atípico desde el punto de vista estadístico, pero dado que se sabe que son datos reales, se decidió mantenerlos como muestras legítimas al momento de realizar los análisis. Otra opción para manejo de este tipo de datos es el uso de mezclas con colas pesadas, como por ejemplo la distribución t -bivariada.

Además, en la figura 6 se muestra la ubicación de los centroides de cada uno de los grupos para ambos periodos de estudio, así como su función de densidad estimada por periodo. Los puntos negros corresponden a los datos. Los dos grupos en los dos periodos de estudio aparentemente indican que tienen la misma orientación.

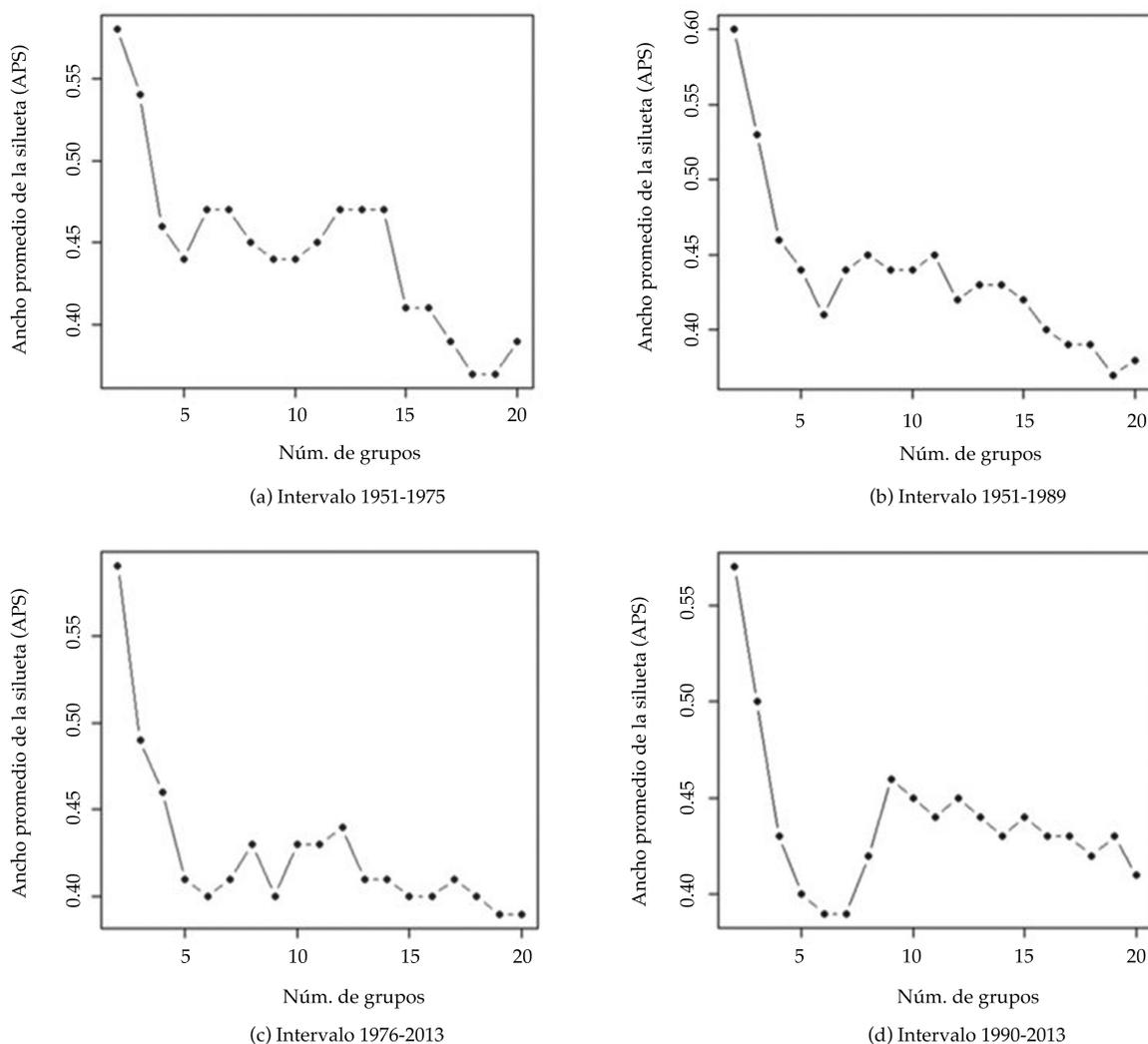


Figura 3. La gráfica número de grupos *versus* amplitud de silueta. Esta gráfica muestra que a medida que aumenta el número de grupos por intervalo disminuye el APS en las cuatro gráficas, pero disminuye la consistencia en su estructura de acuerdo con el cuadro 1.

Prueba de remuestreo no paramétrica para comparar las fdp de los MMG

La obtención del percentil 95 de la distribución empírica del estadístico $\hat{d}_B(f, g)$ equivale a rechazar H_0 si $\hat{d}_B(f, g) > q_{0.95}$. Por lo que con $\alpha = 0.05$ y $\hat{d}_B(f, g) = 0.081$ se rechazó la hipótesis nula, indicando que existen diferencias estadísticamente significativas entre las fdp de las mezclas.

Discusión y conclusiones

Con base en los resultados obtenidos, en cada uno de los periodos de estudio se encontraron dos regiones de génesis de ciclones tropicales en la cuenca oceánica del Atlántico Norte; esto significa que no existen indicios de que se estén formando nuevas regiones ciclogénicas debido al cambio climático. Por lo tanto, se concluye que solamente hay dos regiones que

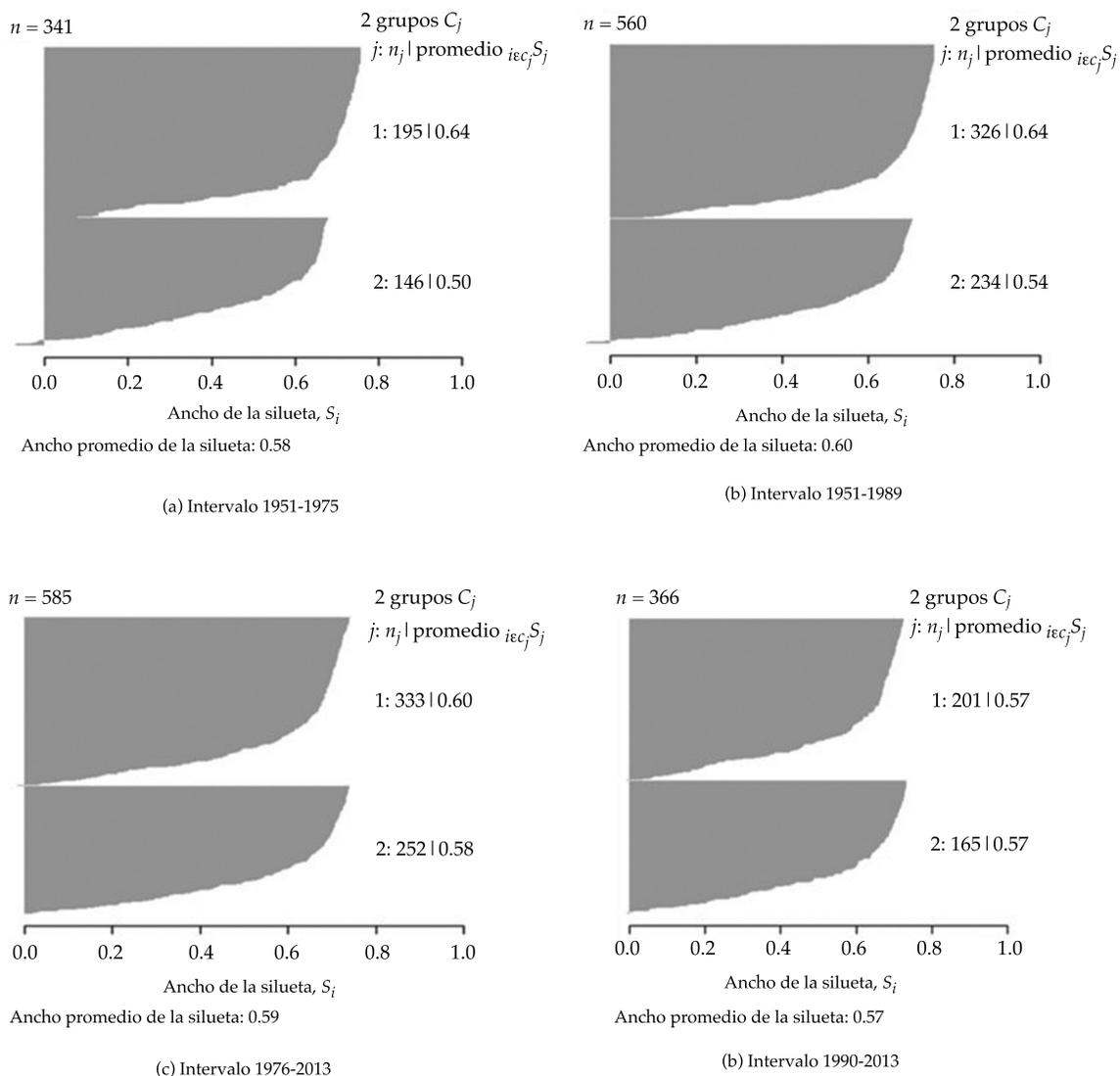


Figura 4. El Ancho promedio de la silueta, de manera general, indica que hay una buena estructura en los grupos elegidos, con la mayoría de las observaciones que parecen pertenecer a la agrupación en que están de acuerdo con el cuadro 1.

generan los ciclones tropicales desde 1951 hasta el 2013.

Los centroides de las dos regiones ciclogénicas ubicadas en la cuenca oceánica del Atlántico Norte han experimentado cambios en su localización en el intervalo de estudio; es decir, se han movido hacia el centro y hacia los polos de la cuenca, lo cual coincide con Knutson *et al.* (2010) y Kossin *et al.* (2014), quienes mencionan

que los cambios ambientales sistemáticos en los últimos 50 años han provocado que los ciclones tropicales se desplacen hacia los polos en ambos hemisferios, esto es, fuera de los trópicos. Dichos desplazamientos encontrados en este trabajo también coinciden con las proyecciones estadísticas hechas por Mori *et al.* (2013) mediante datos generados a través de modelos de circulación general para finales del siglo XXI

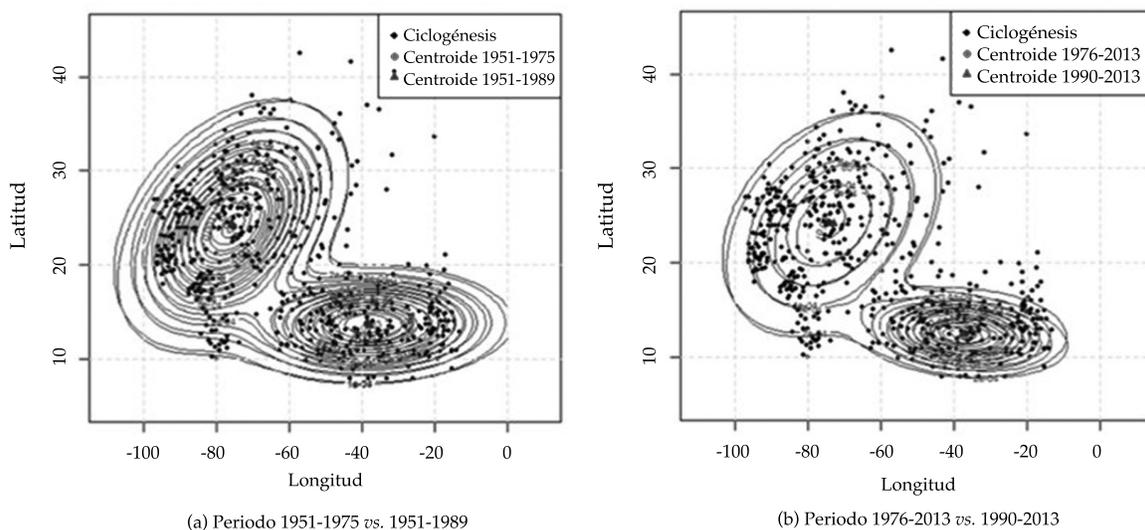


Figura 5. Función de densidad estimada por intervalo; a) muestra la marginal de la longitud y la latitud para los intervalos 1951-1975 y 1951-1989; b) indica la marginal de la longitud y la latitud, pero para los intervalos 1976-2013 y 1990-2013. Los puntos negros son los puntos de los datos. Los dos grupos en los dos periodos de estudio aparentemente indican que tienen la misma orientación.

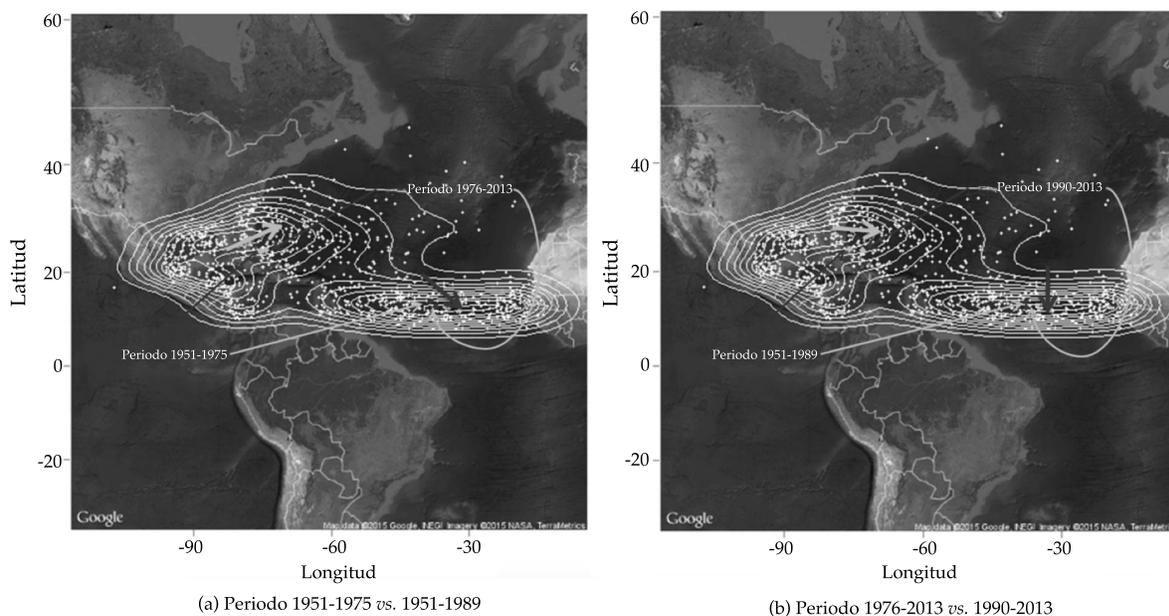


Figura 6. Regiones de génesis de los ciclones tropicales y sus centroides aparentemente se han movido hacia el centro y hacia los polos de la cuenca oceánica del Atlántico Norte en los dos intervalos de estudio.

respecto al impacto del cambio climático sobre el desplazamiento de las regiones de génesis de los ciclones tropicales.

En específico, el desplazamiento del centroide de la región de génesis del Golfo de México del periodo 1951-1975 *versus* 1951-1989 fue de 1.1942 grados al este y 0.1279 al norte (ver panel a) de la figura 6); mientras que el centroide de la misma región del periodo 1976-2013 *versus* 1990-2013 se desplazó 3.0021 grados al este y 0.3067 al sur (ver panel b) de la figura 6). Respecto al desplazamiento del centroide de la región del Atlántico-tropical del periodo 1951-1975 *versus* 1951-1989, éste fue de 1.25085 grados al este y 1.18242 al sur, en tanto que el desplazamiento del centroide de la misma región para el periodo 1975-2013 *versus* 1990-2013 fue de 0.06608 grados al este y 1.15809 al sur.

Además, el hecho de que los centroides de las regiones ciclogénicas se desplacen hacia el noreste y sur de la cuenca oceánica provocaría que la precipitación inducida por los ciclones tropicales sufriría cambios tanto en distribución espacial como en eventos y cantidad, tal y como lo mencionan Kim *et al.* (2006) y Lau *et al.* (2008). Esto significa que en la región central del continente americano, zona donde se ubica México, su precipitación disminuiría ligeramente, como indican Houghton *et al.* (2001) en sus proyecciones de precipitación para el siglo XXI debidas al cambio climático.

Chan (2007), y Yokoi y Takayabu (2009) indican que una consecuencia importante que se generaría por el desplazamiento de los centroides de la cuenca es que los ciclones tropicales durarán más tiempo debido a que se generarán más hacia el centro de la cuenca oceánica; las temperaturas de la superficie del mar en el centro son por lo general más cálidas que en las regiones externas. El alcance de nuestro estudio es limitado, ya que no es posible saber si el cambio en los puntos de ciclogénesis impactará sobre la duración de los mismos o los cambios en los puntos de llegada a tierra.

Referencias

- Babu, G. J., & Singh, K. (1983). Inference on means using the bootstrap. *Annals of Statistics*, 11(3), 999-1003.
- Bickel, O., & Freedman, D. A. (1981). Some asymptotic theory for the bootstrap. *Annals of Statistics*, 9(6), 1196-1217.
- Chan, J. C. L. (2006). Comment on changes in tropical cyclone number, duration, and intensity in a warming environment. *Science*, 311, 1713b.
- Chan, J. C. L. (2007). Inter-annual variations of intense typhoon activity. *Tellus*, 59(A)(4), 455-460.
- Dempster, A. P., Laird, N., & Rubin, D. (1977). Maximum likelihood for incomplete data via The EM Algorithm. *Journal of the Royal Statistical Society*, 39(1), 1-38.
- DiCiccio, T., & Tibshirani, R. (1987). Bootstrap confidence intervals and bootstrap approximations. *Journal of American Statistical Association*, 82(397), 163-170.
- Efron, B. (1979). Bootstrap method: Another look at the jackknife. *Annals of Statistics*, 7(1), 1-26.
- Efron, B., & Tibshirani, R. (1993). *An introduction to the bootstrap*. New York, London: Chapman and Hall.
- Elsner, J. B., Kossin, J. P., & Jagger, T. H. (2008). The increasing intensity of the strongest tropical cyclones. *Nature*, 455, 92-95.
- Emanuel, K. (2005). Increasing destructiveness of tropical cyclones over the past 30 years. *Nature*, 436, 686-688.
- Engel, J. (2010). *On teaching bootstrap confidence intervals*. ICOTS8. Consulted at http://new.censusatschool.org.nz/wp-content/uploads/2012/09/ICOTS8_4B2_ENGEL.pdf.
- Figueiredo, M. A. T., & Jain, A. K. (2000). Unsupervised learning of finite mixture models. *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence*, 24(3), 381-396.
- Fraley, C., Raftery, A. E., Murphy, T. B., & Scrucca, L. (2012). *M-CLUST Version 4 for R: Normal mixture modeling for model-based clustering, classification, and density estimation*. Technical Report No. 597. Washington, DC: Department of Statistics, University of Washington.
- Fukunaga, K. (1990). *Introduction to statistical pattern recognition* (2nd ed.). New York: Academic Press Professional, Inc.
- Hall, P. (1988). Theoretical comparison of bootstrap confidence intervals. *The Annals of Statistics*, 16, 3, 927-953.
- Holland, G., & Bruyere, C. L. (2013). Recent intense hurricane response to global climate change. *Climate Dynamics*, 42, 617-627.
- Houghton, J. T., Ding, Y., Griggs, D. J., Noguer, M., Der Linden, P. J. V., Dai, X., Maskell, K., & Johnson, C. A. (2001). *Climate Change 2001: The scientific basis is the most comprehensive and up-to-date scientific assessment of past, present and future climate change* (pp. 1-83). Cambridge/ New York: Cambridge University Press.

- Kaufman, L., & Rousseeuw, P. J. (2005). *Finding groups in data: An introduction to cluster analysis*. New York: Wiley.
- Kim, J. H., Ho, C. H., Lee, M. H., Jeong, J. H., & Chen, D. (2006). Large increase in heavy rainfall associated with tropical cyclone landfalls in Korea after the late 1970s. *Geophysical Research Letters*, 33:L18706, 1-5.
- Klotzbach, P. J. (2006). Trends in global tropical cyclone activity over the past twenty years (1986-2005). *Geophysical Research Letters*, 33:L10805, 1-4.
- Knaff, J. A., & Zehr, R. M. (2007). Reexamination of tropical cyclone wind-pressure relationships. *Weather and Forecasting. American Meteorological Society*, 22, 71-88.
- Knudsen, M. F., Seidenkrantz, M.-S., Jacobsen, B. H., & Kuijpers, A. (2011). Tracking the Atlantic multidecadal oscillation through the last 8,000 years. *Nature Communications*, 2(178), 1-8.
- Knutson, T. R., McBride, J. L., Chan, J., Emanuel, K., Holland, G., Landsea, C., Held, I., Kossin, J. P., Srivastava, A. K., & Sugi, M. (2010). Tropical cyclones and climate change. *Nature Geoscience*, 3, 157-163.
- Kossin, J. P., Knapp, K. R., Vimont D. J., Murnane R. J., & Harper, B. A. (2007). A globally consistent reanalysis of hurricane variability and trends. *Geophysical Research Letters*, 34:L04805, 1-6
- Kossin, J. P., Emanuel, K. A., & Vecchi, G. A. (2014). The poleward migration of the location of tropical cyclone maximum intensity. *Nature*, 509, 349-352.
- Lau, K. M., Zhou, Y. P., & Wu, H. T. (2008). Have tropical cyclones been feeding more extreme rainfall? *Journal of Geophysical Research*, 113, 1-12.
- Maitra, R. (2009). Initializing partition-optimization algorithms. *IEEE/ACM Transactions on Computational Biology and Bioinformatics*, 6(1), 144-157.
- Maitra, R., & Melnykov V. (2010). Simulating data to study performance of finite mixture modeling and clustering algorithms. *Journal of Computational and Graphical Statistics*, 19(2), 354-376, DOI: 10.1198/jcgs.2009.08054.
- McLachlan, G., & Peel, D. (2000). *Finite mixture models*. New York: Wiley.
- McLachlan, G. J., & Basford, K. E. (1988). *Mixture models: Inference and applications to clustering*. New York: Marcel Dekker.
- Mori, N., Kuniyoshi, S., Nakajo, S., Yasuda, T., & Mase, H. (2013). Projection of future tropical cyclone activity and extreme waves (pp. 1229-1240). *Proceedings of Coastal Dynamics 2013*, Arcachon, France # 111.
- Ncdc.noaa.gov (2017). *IBTrACS-International Best Track Archive for Climate Stewardship*. Accessed 19 Jan. 2017. Recovered from: <https://www.ncdc.noaa.gov/ibtracs/index.php?name=ibtracs-data-access>.
- Redner, R. A., & Walker, H. F. (1984). Mixtures densities, maximum likelihood and the EM Algorithm. *SIAM Review*, 26(2), 195-239.
- R Core Team (2016). *R: A language and environment for statistical computing*. Vienna: R Foundation for Statistical Computing. Recovered from: <https://www.R-project.org/>.
- Seidel, W., Mosler, K., & Alker, M. (2000). A cautionary note on likelihood ratio tests in mixture models. *Annals of the Institute of Statistical Mathematics*, 58(3), 481-487.
- Sfikas, G., Constantinopoulos, C., Likas, A., & Galatsanos, N. (2005). *An analytic distance metric for Gaussian mixture models with application in image retrieval* (pp. 835-840). Berlin/ Heidelberg: Springer-Verlag.
- Villarini, G., Vecchi, G. A., & Smith, J. A. (2011). *U.S. Landfalling and North Atlantic Hurricanes: Statistical modeling of their frequencies and ratios* (pp. 1-72). Unprinted.
- Walsh, K. (2004). Tropical cyclones and climate change: Unresolved issues. *Climate Research*, 27, 77-83.
- Webster, P. J., Holland, G. J., Curry, J. A., & Chang, H. R. (2005). Changes in tropical cyclone number, duration, and intensity in warming environment. *Science*, 309, 1844-1846.
- Yokoi, S., & Takayabu, Y. N. (2009). Multi-model projection of global warming impact on tropical cyclone genesis frequency over the Western North Pacific. *Journal of the Meteorological Society of Japan*, 87(3), 525-538.

Dirección institucional de los autores

Dr. Julio César Buendía-Espinoza

Universidad Autónoma Chapingo
Departamento de Suelos
Km 38.5 de la carretera federal México-Texcoco
56230 Chapingo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9521 500, ext. 6207 y 6281
jcesar732000@yahoo.com.mx

Dr. Paulino Pérez-Rodríguez
Dr. Juan Manuel González-Camacho
Dr. Sergio Pérez-Elizalde

Posgrado en Socioeconomía, Estadística e Informática
Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo
Km 36.5 de la carretera federal México-Texcoco,
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: + 52 (55) 5804 5900, ext. 1431
perpdgo@colpos.mx
jmgc@colpos.mx
sergiop@colpos.mx

Dr. Adolfo Exebio García

Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo
Posgrado en Hidrociencias
Km 36.5 de la carretera federal México-Texcoco
56230 Montecillo, Texcoco Estado de México, MÉXICO
exebio@colpos.mx

Dr. Michel Rosengaus Moshinsky

Consultor independiente

Dr. Malaquías Peña

National Oceanic and Atmospheric Administration
Environmental Modeling Center (EMC)
5830 University Research Court
College Park, MD 20740, Washington, D.C., UNITED STATES
Teléfono: +001 (301) 6833 711
malaquias.pena.mendez@noaa.gov



Haga clic aquí para escribir al autor

Nexo agua-energía: optimización energética en sistemas de distribución. Aplicación “Postrasvase Júcar-Vinalopó”, España

• Modesto Pérez-Sánchez • Francisco Javier Sánchez-Romero •
• P. Amparo López-Jiménez* •

Universitat Politècnica de València, España

*Autor para correspondencia

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-02

Resumen

Pérez-Sánchez, M., Sánchez-Romero, F. J., & López-Jiménez, P. A. (julio-agosto, 2017). Nexo agua-energía: optimización energética en sistemas de distribución. Aplicación “Postrasvase Júcar-Vinalopó”, España. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 19-36.

En ocasiones, la realización de transferencias de volúmenes de agua entre cuencas es la única solución al déficit hídrico para algunas zonas agrícolas. Tal es el caso del mediterráneo español, concretamente el sur de la provincia de Alicante. De manera histórica, esta área ha presentado un balance hídrico deficitario entre necesidades de riego y recursos, provocando la sobreexplotación de sus acuíferos. Para paliar este impacto medioambiental se articuló una transferencia de volúmenes entre las cuencas de los ríos Júcar y Vinalopó. Un sistema hidráulico a presión fue el encargado de trasvasar agua entre cuencas y distribuir las a las superficies de regadío. En el presente artículo se describe la metodología utilizada para optimizar el sistema agua-energía, basado en *Epanet*, para que una vez calibrado se utilice como herramienta de explotación del sistema. Dicho modelo permite analizar la distribución de volúmenes y caudales en función de la demanda agrícola existente en cada balsa receptora. Unido a la distribución hidráulica se realiza un estudio profundo de las posibles relaciones hidroenergéticas en el sistema conjunto, llegando a obtener un valor máximo de energía recuperable teórica de 18 418 MWh/año. Así, se determina la viabilidad de aprovechar saltos hidráulicos para aumentar la eficiencia conjunta en la distribución.

Palabras clave: nexo agua-energía, energía recuperable, Postrasvase Júcar-Vinalopó.

Abstract

Pérez-Sánchez, M., Sánchez-Romero, F. J., & López-Jiménez, P. A. (July-August, 2017). Water-Energy nexus. Energy optimization in water distribution system. Case study ‘Postrasvase Júcar-Vinalopó’, Spain. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 19-36.

Nowadays, making interbasin transfers of water is the only solution to the water shortage for some agricultural areas. This is the case of the Spanish Mediterranean region, namely the southern province of Alicante. This area has historically presented a water balance deficit between irrigation needs and resources, resulting in overexploitation of aquifers. To alleviate this environmental impact, some water volumes between the basin of the Júcar and Vinalopó rivers were transferred. A hydraulic pressure system was responsible for transferring water between basins and distributing it to the irrigated areas. In this article, a methodology used to optimize water-energy system is described, developing a calibrated model using *Epanet* as a tool operating system. This model allows managers to analyze the distribution of volumes and flow dependence on the existing agricultural demand in each receiver reservoir. Attached to the hydraulic distribution, a thorough study of the possible hydro-energy relations in the whole system is carried out, obtaining a maximum theoretical value of recoverable energy 18 418 MWh/year. This way, the feasibility of using hydraulic heads is determined so to increase overall efficiency in the whole distribution system.

Keywords: Water-energy nexus, recoverable energy, Júcar-Vinalopó Post-transfer.

Recibido: 30/03/2016

Aceptado: 13/03/2017

Introducción

La zona mediterránea española, concretamente el sur de la provincia de Alicante, donde se engloban las comarcas Alto Vinalopó, Medio Vinalopó, Bajo

Vinalopó y L’Alacantí (figura 1) se caracteriza por tener unas condiciones climáticas muy favorables para el desarrollo de cultivos hortícolas y cultivos leñosos, como uva de vinificación, uva de mesa y granada, entre otros (Murillo-Díaz *et al.*, 2009).

La benevolencia de las condiciones climáticas de temperatura para la producción se vuelve en contra en el aspecto pluviométrico, presentando largos periodos sin lluvia. Este hecho ha provocado que de manera histórica prácticamente la totalidad de los cultivos haya sido de regadío, apoyados por los recursos hídricos presentes en la zona, en especial fuentes y acuíferos subterráneos (Bru-Ronda, 1993).

La sobreexplotación de acuíferos de esta zona particular del Mediterráneo español se hizo patente a finales del siglo XX, con descensos muy importantes de los niveles piezométricos e incluso la salinización de algunos de ellos por intrusión marina (Ramón-Morte, Olcina-Cantos, & Rico-Amorós, 1990). Para solventar esta situación, desde la Administración se buscó mejorar la eficiencia hidráulica en los sistemas de distribución, a través del plan de modernización de regadíos, desarrollado por el Ministerio de Agricultura y Medio Ambiente Español (IDAE, 2005), junto con el apoyo del gobierno autonómico de la Generalitat Valenciana, con ayudas procedentes de fondos europeos.

De forma paralela, e incluso antes de acometer la modernización de regadíos, el Plan de Cuenca del Júcar y el Plan Hidrológico Nacional mostraban la necesidad de realizar transferencias entre las cuencas del río Júcar y la cuenca del río Vinalopó (Espín, 1997). En ambos planes, esta transferencia se fijó en 80 hm³/año desde el río Júcar hasta la cuenca del río Vinalopó, con el objetivo de paliar el déficit hídrico de 52 399 ha de regadío, así como el abastecimiento urbano en los municipios afectados.

La regulación de las redes de canales de riego es un problema ya descrito por la bibliografía (De León-Mojarro, Verdier, Piquereau, Ruiz-Carmona, & Rendón-Pimentel, 2002) y en ocasiones la única solución es la transferencia de agua entre diferentes cuencas (Silva-Hidalgo, Aldama, Martín-Domínguez, & Alarcón-Herrera, 2013). En este caso, también la transferencia es la solución que se plantea. Para poder realizar este trasvase entre cuencas se ha ejecutado una conducción presurizada que presenta impulsiones encadenadas desde la cota 1.5 m en el Azud de la Marquesa (Cullera, Valencia) hasta

el tanque "El Ramblar" en la población de la Font de la Figuera (Valencia, España) a la cota 655 m; desde aquí, por gravedad, el flujo circula hasta la balsa de San Diego (Villena, Alicante, España). Esta infraestructura, que finaliza 9 km aguas abajo de San Diego, se denomina Trasvase Júcar-Vinalopó (TJV) (Abreu, Cabrera, Espert, García-Serra, & Sanz, 2012). Esta primera infraestructura contribuye a captar agua del Júcar y almacenarla en la cabecera de las comarcas del Vinalopó para poder distribuirla.

La red presurizada ramificada encargada de la distribución se denomina Postrasvase Júcar-Vinalopó (PJV) y su funcionamiento es íntegro por gravedad. Dicha red está formada por más de 140 km de conducción y se divide en una aducción principal común telescópica de diámetros 1 900-1 800-1 100-1 000 mm (de 38 km de longitud); un ramal denominado Margen Derecha (60 km), que abastece a los municipios situados en dicha margen del río Vinalopó, y un ramal denominado Margen Izquierda (42 km, que no se encuentra ejecutado), que será el encargado de suministrar caudales a los términos municipales de esta margen (figura 1). Estas conducciones derivan los caudales a las diferentes balsas de regulación existentes.

Las balsas son infraestructuras de retención de volumen de agua situadas fuera de un cauce y están delimitadas total o parcialmente por un dique de retención.

Como ya se ha citado, el TJV conlleva una impulsión escalonada en balsas de regulación de 786.75 mca desde el Azud de la Marquesa (Cullera, Valencia) hasta la arqueta del Ramblar (Font de la Figuera, Valencia). Por otro lado, desde la balsa de San Diego hasta las balsas situadas en el postrasvase Júcar-Vinalopó (situadas en los diferentes municipios de las comarcas del Alto, Medio, Bajo Vinalopó y L'Alacantí en la provincia Alicante) se trasvasa el agua por gravedad, con un desnivel geométrico entre balsas situadas en el postrasvase que puede alcanzar los 400 m (figura 2).

La modernización de los regadíos ha llevado aparejado consigo un incremento de la eficiencia hidráulica de los sistemas (Luis-de-Nicolás,

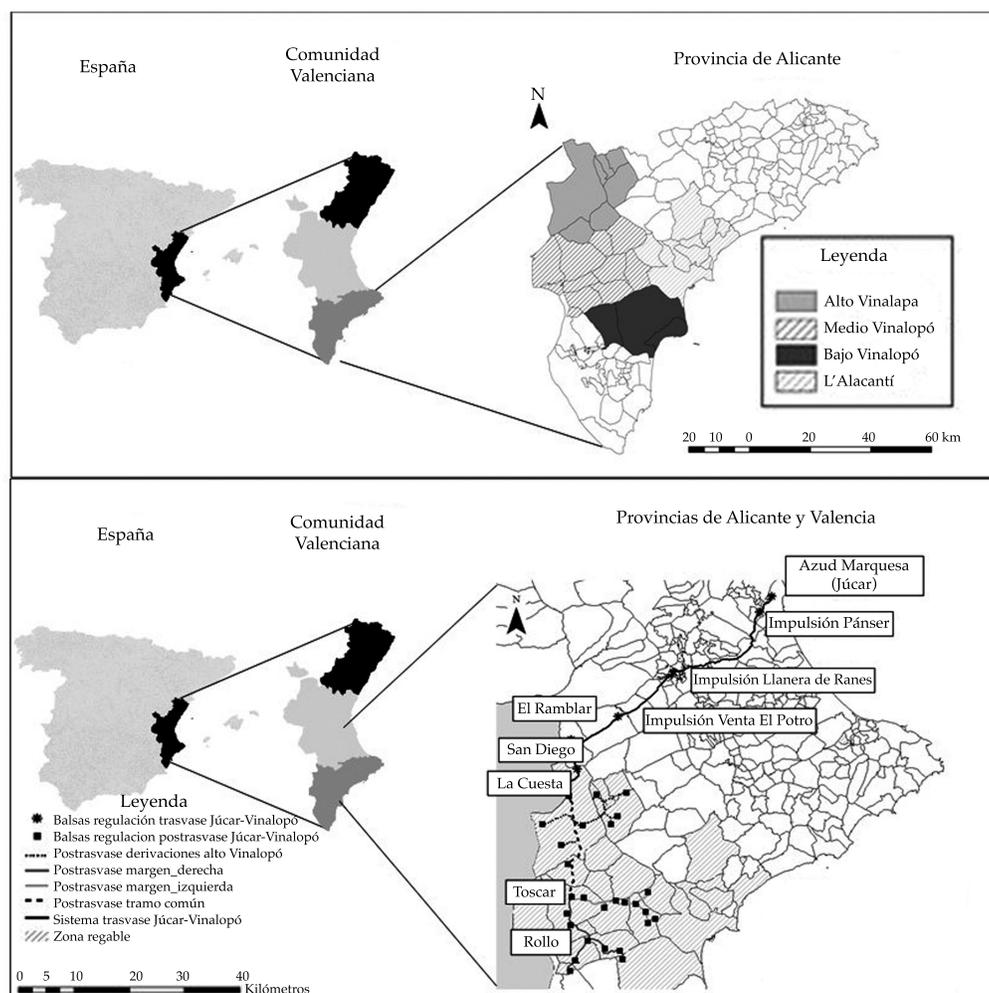


Figura 1. Comarcas beneficiadas en la cuenca del Vinalopó del trasvase Júcar-Vinalopó, trazado del trasvase y postrasvase Júcar-Vinalopó.

Laguna-Peñuelas, & Viduera, 2014), pero también un aumento del consumo de la energía para poder llevar a cabo el riego localizado (Corominas, 2010). La necesidad de aumentar y evaluar la eficiencia hidráulica y energética en las instalaciones (Cabrera, Cobacho, & Soriano, 2014; Carravetta, Del Giudice, Fecarotta, Ramos, 2012; Pardo, Manzano, Cabrera, & García-Serra, 2013; Salazar-Moreno, Rojano-Aguilar, & López-Cruz, 2014), con el objeto de reducir las emisiones de gases efecto invernadero evidencia la necesidad de sistemas de distribución de agua como sistemas multipropósito (Choulot, 2010).

El primero de sus objetivos debe ser satisfacer la demanda del sistema. El segundo objetivo será la generación de energía eléctrica y, de este modo, la reducción de la huella energética del agua (Emec, Bilge, & Seliger, 2015; Gilron, 2014); la propuesta en su conjunto debe tender hacia sistemas más sostenibles.

Objetivos del presente análisis del nexo agua-energía

Esta investigación ha considerado los estudios realizados para gestionar el Trasvase Júcar-

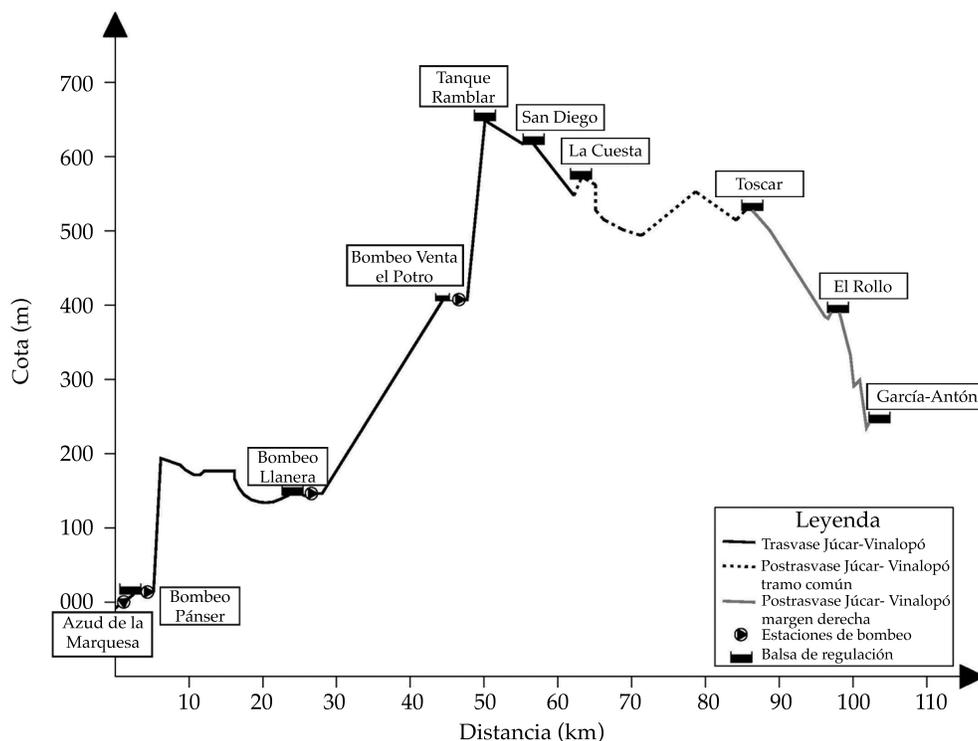


Figura 2. Esquema de perfil, trasvase y postrasvase Júcar-Vinalopó.

Vinalopó; los recursos del río Júcar en la toma del azud de la Marquesa; la capacidad de trasvasar estos recursos; el volumen de regulación, y las posibilidades de recuperación energética. Por un lado se optimizó la transferencia de volúmenes para minimizar las extracciones de aguas subterráneas. Por otro, se analizó la energía potencialmente recuperable en el sistema, teniendo en cuenta los consumos (demanda agraria y urbana) aguas abajo de la balsa de San Diego y las infraestructuras existentes para satisfacerlos. Del mismo modo, se han planteado como objetivos derivados el análisis de nuevas infraestructuras para potenciar la utilización máxima de los recursos disponibles y el estudio del aprovechamiento energético de los desniveles existentes. Así, las etapas desarrolladas en esta investigación fueron: (a) estudio de las condiciones de explotación del

Trasvase Júcar-Vinalopó; (b) modelización de las infraestructuras existentes en el postrasvase y de las demandas en la misma zona; (c) análisis de la viabilidad de las infraestructuras existentes para satisfacer las demandas, con diferentes escenarios referidos a las propias demandas y estudiando la aportación de caudales del trasvase en consonancia con sus recursos; (d) análisis y planificación de posibles mejoras en el sistema, derivadas del estudio de los puntos anteriores que puedan implantarse en un futuro al sistema hidráulico actual para poder maximizar el aprovechamiento de los recursos e infraestructuras ejecutadas; (e) estudio y análisis de la posibilidad de aprovechar desniveles piezométricos entre balsas de la infraestructura hidráulica, para generar energía eléctrica y aumentar la eficiencia energética del sistema trasvase-postrasvase Júcar-Vinalopó.

Materiales y métodos

Recolección de datos. Infraestructuras existentes de regulación, aportaciones externas y bombeos

Para poder realizar el modelo con suficiente garantía (además de la información de los documentos oficiales existentes de la Administración Estatal y Autonómica), se hizo una labor de encuesta y recogida de datos en todas las entidades de riego abastecidas por el PJV, obteniendo un total de 59 fichas identificativas de las balsas conectadas directa o indirectamente al sistema. En estas fichas se recogen los siguientes parámetros: identificación de la balsa; usuarios que abastece; comarca a la que pertenece; cotas de coronación, fondo y aliviadero; volumen útil; superficie máxima y mínima de lámina de agua; curva de cubicación de la balsa; talud interior; aportaciones externas discretizadas mensualmente por recursos hídricos procedentes de aguas regeneradas y/o aguas subterráneas; demandas actuales para comparar con las necesidades de riego determinadas teóricamente, y

superficie de riego que abastece dicha balsa. Son valores medios históricos aportados por las diferentes entidades de riego, contemplando tanto años con déficit de lluvia, así como con exceso de aportación de precipitación. Aunque existen pozos de captación sobreexplotados, como el recurso es necesario para el abastecimiento de los municipios y zona regable no existe ningún tipo de veda en dichos pozos de captación, pudiendo extraer la concesión máxima aprobada por el organismo de cuenca.

Recolección de datos. Cálculo de necesidades

Las necesidades de riego se han obtenido con base en la metodología expuesta por la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (Doorembos & Pruitt, 1977). El método seguido se describe en el cuadro 1.

Las necesidades de riego fueron determinadas de acuerdo con el cultivo predominante en la zona. Estos cultivos fueron uva de vinificación (Alto y Medio Vinalopó), uva de mesa (Medio Vinalopó) y cítricos (Bajo Vinalopó). Logradas

Cuadro 1. Metodología de determinación de las necesidades de riego en función del cultivo.

Metodología del cálculo de necesidades de riego			
1. Obtención de la evapotranspiración del cultivo en riego localizado (ET_{crl}), mediante la ecuación (1):			
$ET_{crl} = ET_o K_c K_{vc} K_{ad} K_{loc}$ (1)			
Donde:			
ET_o = evapotranspiración potencial de referencia			
K_c = coeficiente de cultivo			
K_{vc} = coeficiente de variación climática = 1.2			
K_{ad} = coeficiente de advección = 1			
K_{loc} = coeficiente por riego localizado			
Para el valor de K_{loc} se toma el valor medio propuesto por cuatro autores (Pizarro, 1996)			
$K_{loc} = 1.34 \cdot A$ (2)	$K_{loc} = 0.1 + A$ (3)	$K_{loc} = A + 0.5(1 - A)$ (4)	$K_{loc} = A + 0.15(1 - A)$ (5)
Siendo A la fracción de la superficie de suelo sombreada por la cubierta vegetal a mediodía en el solsticio de verano respecto a la superficie total. En nuestro caso se adoptan los siguientes valores de A : 0.35 para uva de vinificación, 0.60 para uva de mesa y 0.70 para cítricos			
2. Obtención de la precipitación efectiva basándonos en el método propuesto por el Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA), Servicio de Conservación de Suelos			
3. Obtención del balance hídrico mensual para la obtención de las necesidades netas de riego			
4. Obtención de las necesidades brutas de riego mediante el uso de un coeficiente de uniformidad de 0.9 e incrementándolo en un 10% por necesidades de lavado (Pizarro, 1996).			

las necesidades de riego de los cultivos, se han comparado con las dotaciones que realmente se están aplicando en la zona, con buenos resultados (encuestas realizadas a las entidades de riego), así como con las dotaciones que se contemplan para estas mismas zonas y cultivos en el Plan Hidrológico Nacional (cuadro 2). Para determinar la dotación adoptada se parte de la base de las necesidades de riego determinadas por Doorembos y Pruitt (1977), ya que como se observa en el cuadro 2, se ajustan en mayor medida a las dotaciones reales aplicadas en la zona de regadío que han sido obtenidas en las entrevistas y están recogidas en el Plan de Obras y Actuaciones para la Comunidad General del Medio Vinalopó y L'Alacantí (Ferrer, Sánchez-Romero, Torregrosa, & Zapata, 2002). Las dotaciones publicadas por el PHN presentan unos valores por exceso frente a las dotaciones reales, con excepción de la uva de mesa, la cual coincide aproximadamente con la dotación real y necesidad de riego determinada

por Doorembos y Pruitt (1977). Finalmente, las dotaciones adoptadas, distribuidas mensualmente, se aprecian en el cuadro 2. Las demandas están relacionadas con el tipo de cultivo de uva de vinificación (demanda 1; 3 461 m³/ha); uva de mesa (demanda 2; 4 333 m³/ha), y cítricos (demanda 3; 5 560 m³/ha).

Recolección de datos. Caudales circulantes por el río Júcar y conducciones

Numerosos son los estudios que existen sobre los caudales circulantes por el río Júcar, no siendo éstos totalmente concluyentes de la disponibilidad de volúmenes a trasvasar (Cabezas, 2006; Espert, 2009; López-Ortiz & Melgarejo-Moreno, 2010). Estos caudales, como es obvio, dependen del año hidrológico, así como de los caudales ecológicos o mínimos que se establezcan en el plan de cuenca. Estos estudios, en función de los caudales circulantes, marcan volúmenes trasvasables entre 25 y 60 hm³ anuales.

Cuadro 2. Comparación de dotaciones (Ferrer et al., 2002) y dotaciones mensuales establecidas.

Tipo de demanda	Necesidades de riego teóricas (m ³ /ha)	Dotaciones reales (m ³ /ha)	Dotaciones PHN (m ³ /ha)	Dotaciones adoptadas (m ³ /ha)
Uva de vinificación (demanda 1)	2 029.62	2 524	4 060	3 461
Uva de mesa (demanda 2)	4 333	4 356	4 270	4 333
Cítricos (demanda 3)	6 940	6 936	4 700	5 650
Dotación adoptada mensual (m ³ /ha)				
Demanda	1	2	3	
Enero	78.0	127.5	212.5	
Febrero	97.5	158.5	265.0	
Marzo	148.0	253.0	359.5	
Abril	185.0	309.5	519.5	
Mayo	343.0	418.0	625.5	
Junio	495.0	546.5	740.0	
Julio	663.0	733.5	817.0	
Agosto	623.0	694.5	741.0	
Septiembre	411.0	460.5	548.0	
Octubre	252.5	303.0	382.5	
Noviembre	93.0	189.0	221.5	
Diciembre	72.0	139.5	218.0	
Total (m³/ha)	3 461.0	4 333.0	5 650.0	

Tales volúmenes trasvasables varían en función de las hipótesis consideradas, no sólo del caudal circulante por el río sino también del número de bombas conectadas del caudal ecológico, del caudal utilizado para riego y de los retornos del riego de los campos de cultivo de la zona. En la figura 3 se recopila la información de diversos estudios, en los cuales se tienen en cuenta los caudales circulantes en los últimos años, al igual que las detracciones.

Estos datos están basados en el aforo existente en el Azud de Huerto Mullet (Sueca, Valencia, España), del cual se le han extraído los valores de consumos de las acequias existentes hasta el azud de la Marquesa (descritos en la figura 1). Para el análisis se consideran cuatro hipótesis (A, B, C y D), que fijan un porcentaje de retorno de los caudales derivados a las acequias del 25, 50, 75 y 100%, respectivamente, siendo esta última poco realista, y por lo tanto descartada para el análisis. Teniendo en cuenta estos datos, el resultado de caudales circulantes medios es el que se presenta en la figura 3. A los caudales circulantes se les debe extraer el caudal ecológico y tenerse en cuenta la capacidad de bombeo instalada. La gráfica inferior de la figura 3 muestra los volúmenes trasvasables en función del caudal ecológico, considerando tres escalones de bombeo (hipótesis I: 1 bomba = 1.56 m³/s; hipótesis II: 2 bombas = 2.85 m³/s; hipótesis III: 3 bombas = 3.80 m³/s).

De igual forma que se ha procedido con las infraestructuras de regulación (balsas), se ha tenido que realizar un inventario del sistema de conducciones que forman el postrasvase y el resto de sistemas de distribución que tienen cada una de las entidades de riego que completan la red de tuberías que permite la distribución de los volúmenes trasvasados a la totalidad de las parcelas de riego de los usuarios de cada una de las entidades de riego.

Desarrollo del modelo

El modelo de optimización en la distribución de volúmenes entre los diferentes elementos de regulación ha sido desarrollado con la he-

rramienta informática *Epanet* (Rossman, 2000), la cual ha permitido reproducir la situación actual de este sistema hidráulico con el empleo de los elementos propios que presenta este *software* (depósitos, conducciones y diferentes tipos de válvulas). Este modelo ha tenido que ser complementado con el diseño de sistemas hidráulicos auxiliares que permitiesen establecer condicionantes singulares de cada uno de los elementos de regulación y/o derivación, fundamentalmente entradas por coronación en balsas y entrada de caudales procedentes de recursos propios de cada una de las entidades de riego.

Dentro del modelo numérico formado por 489 líneas y 464 nudos, se han tenido que declarar las reglas de operación en todas las balsas que regirán en un futuro la explotación del sistema. Estas leyes de funcionamiento, cuyos condicionantes de operación se recogen en la figura 4, permiten establecer, en función de los niveles en las balsas de cabecera y balsas receptoras, lo siguiente: el trasvase de aguas procedentes del Trasvase Júcar-Vinalopó; puesta en marcha de los recursos hídricos subterráneos propios, discriminando periodos horarios según tarifa eléctrica contratada, y la apertura o cierre de otros recursos propios de las entidades de riego (caudales procedentes de aguas regeneradas y/o concesiones de recursos hídricos superficiales).

El hecho de desarrollar las reglas de operación es fundamental a la hora de poder modelar la explotación del sistema hidráulico, pues la programación del modelo permite, por un lado, maximizar el volumen transferido procedente del TJV y, en función de esos volúmenes, minimizar o anular (en caso de que sea posible) el volumen extraído procedente de aguas subterráneas. Se persigue así que el PJV pueda contribuir a la recuperación de los niveles piezométricos de los acuíferos de la zona a medio y largo plazos, cumpliendo uno de los objetivos para el cual fue concebido el TJV. El desarrollo de la modelación del sistema enfocado en la explotación contribuirá a poder establecer las consignas de funcionamiento del TJV una vez

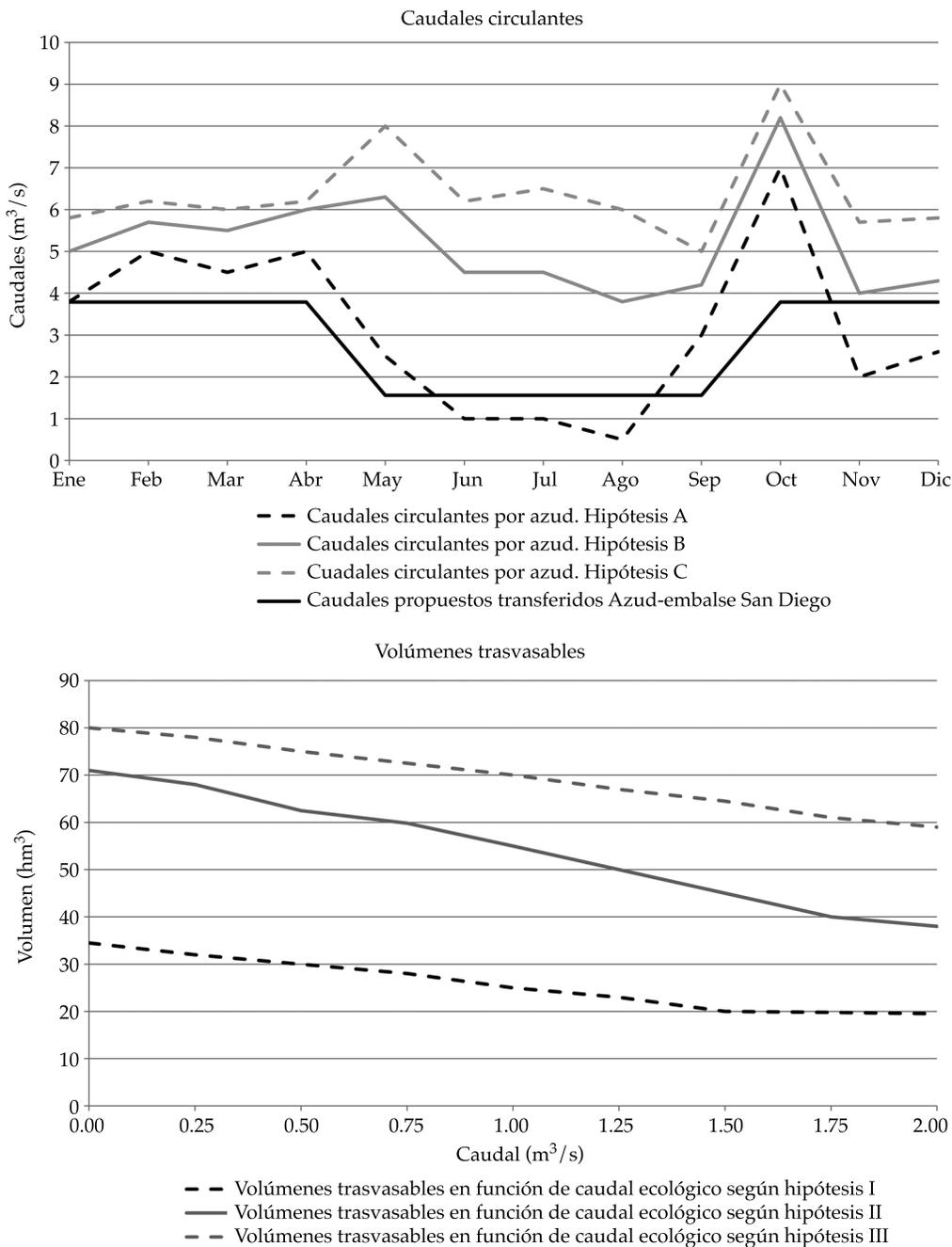
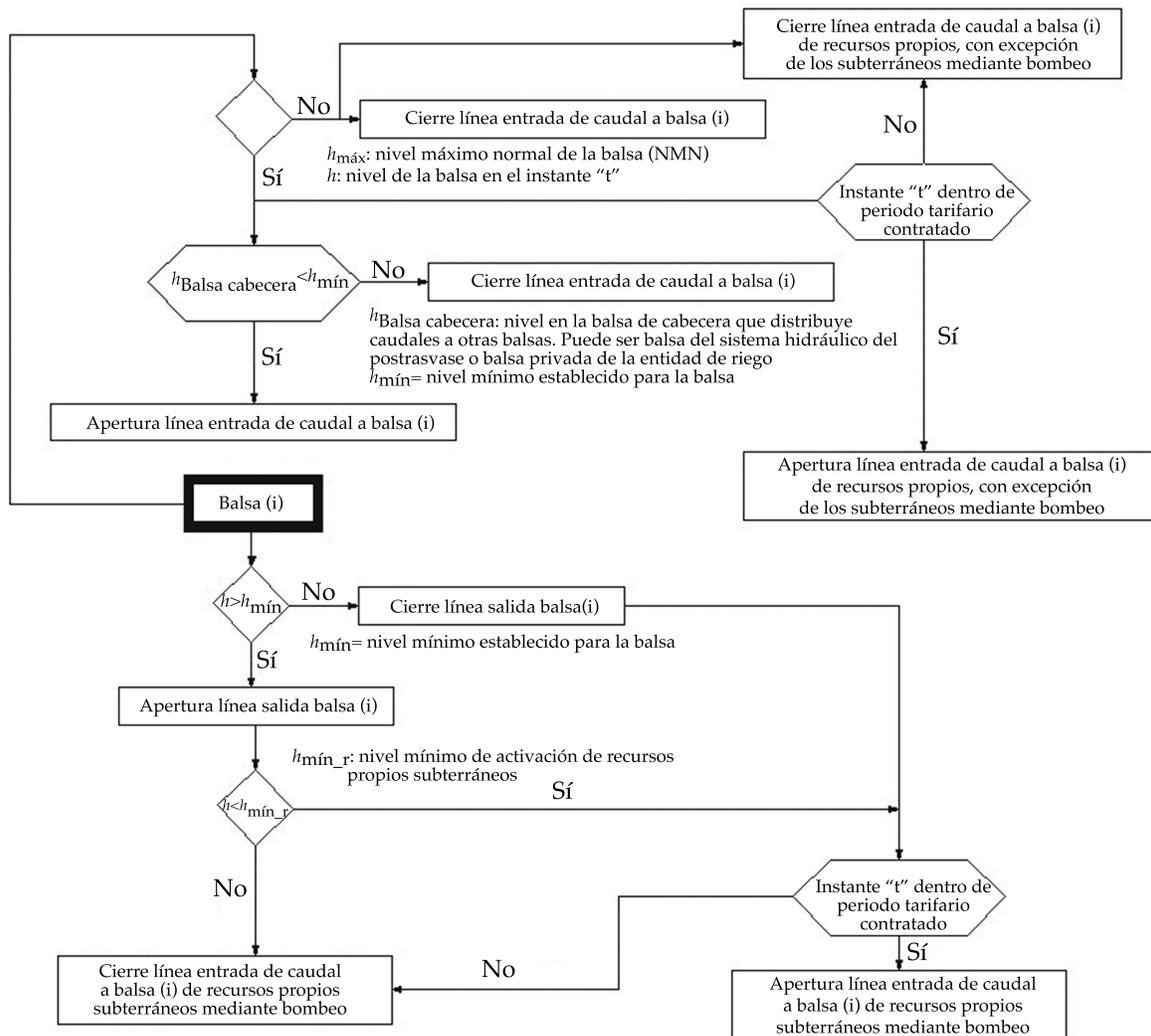


Figura 3. Caudales circulantes medios en el azud de la Marquesa según hipótesis (gráfico superior) y volumen trasvasable medio en función del caudal ecológico (gráfico inferior) (Espert, 2009; Pérez-Sánchez, García-Serra, Torregrosa, & Zapata, 2012).

que se conozcan los caudales y volúmenes demandados por el PJV.

Definidas las reglas de operación para cada una de las balsas integradas en el sistema, que establecen la entrada y salida de caudales en

ellas, procedentes de las distintas fuentes que pueden establecerse, se debe conocer la demanda de la superficie agrícola asociada con cada una de las balsas. Para definir la demanda agrícola se utiliza un nudo de consumo, al cual



Balsa (i); balsa integrada en el sistema del postrasvase o de entidad de riego que regula los volúmenes entrantes y salientes

Figura 4. Diagrama para establecer reglas de operación en las balsas integradas del sistema.

se le ha definido su curva de modulación anual. Esta curva anual discretizada por meses se obtiene realizando el producto de las necesidades mensuales (en función del tipo de demanda 1, 2 o 3 recogidas en el cuadro 2) por la superficie de riego asignada a esa balsa.

Para acometer un análisis más exhaustivo de la distribución en el sistema y poder analizar el reparto de volúmenes en función de la superfi-

cie actual en cultivo, se asigna a cada nudo una demanda base entre 0 y 1, en función del escenario a analizar. Esta asignación de demanda permitirá, en primer lugar, analizar las repercusiones en cuanto a los volúmenes entregados en cada una de las entidades, al variar la superficie de riego de explotación desde el 10% (demanda base 0.1) hasta el 100% (demanda base 1). En segundo lugar, el hecho de poder establecer la

superficie de riego exacta que abastece cada balsa permitirá tener un modelo totalmente actualizado en una futura fase de explotación, pudiendo prever los resultados de volúmenes distribuidos en situaciones a corto, medio y largo plazos, en función de la evolución de los cultivos existentes en la entidad de riego.

El hecho de tener consideradas las válvulas de regulación que actualmente existen en el sistema dentro del modelo permitirá desarrollar después un análisis de la energía potencialmente recuperable (que en la actualidad es disipada por las válvulas de regulación) para la distribución de caudales. Este análisis contemplará, por un lado, una consideración técnica que tendrá en cuenta las zonas de operación y volúmenes turbinados en función del escenario; por otro lado, se realiza un análisis preliminar económico según las directrices establecidas por el Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía (IDAE) (Castro, 2006), con el objetivo de poder establecer la viabilidad o no de un aprovechamiento hidroeléctrico.

En cuanto a aspectos económicos del presente análisis, cabe citar que Castro (2006) establece un ratio medio de inversión en centrales fluyentes de 1 500 €/kW, un coste de mantenimiento de 0.014516 €/kW (Castro, 2006) y una vida útil de la instalación de 25 años. Asimismo, los ingresos del análisis vendrán establecidos según el precio de venta de la energía en España, según Orden Ministerial ITC/3353/2010, en este caso, 8.4234 c€/kWh, no considerando discriminación horaria en el sistema, pues el objetivo principal de la red no es producir energía sino satisfacer la demanda de los usuarios. No obstante, sí se debe intentar conducir a los sistemas de distribución a sistemas del tipo "purpose system" (Choulot, 2010). En cuanto a la viabilidad del proyecto, el IDAE establece dos parámetros para estimar su viabilidad en una fase previa: el Periodo de Retorno Simple (PR), el cual relaciona la inversión y los beneficios anuales de la instalación, y el segundo parámetro, denominado Índice de Energía (IE), que vincula la inversión con la energía producida anual (kWh/año). La viabilidad de la estación

queda supeditada, según IDAE, a que el PR se sitúe entre 4 y 6 años, y el IE entre los valores de 0.4 y 0.7 €/kWh.

Resultados

Los resultados obtenidos del modelo desarrollado pueden enfocarse, por un lado, desde el punto de vista hidráulico, pues son analizados los caudales y volúmenes trasvasables, demandados y aquellos que son necesarios aportar desde el exterior como recursos propios. Por otro lado, desde un punto de vista energético, donde se podrá estimar la energía potencialmente recuperable en el sistema del Postrasvase Júcar-Vinalopó.

Resultados. Modelización hidráulica

En cuanto al resultado de la modelización hidráulica, aunque pueden darse infinidad de situaciones diferentes en cuanto a la superficie de riego que realmente está cultivada, el objetivo de este estudio no es otro que presentar los resultados que el modelo es capaz de obtener en cuanto a los volúmenes necesarios a transferir desde el Júcar (siempre que sea posible), maximizándolos de acuerdo con las reglas de operación establecidas.

Del mismo modo, pueden conocerse los volúmenes necesarios a aportar de fuentes propias del sistema, externos al Júcar-Vinalopó (aguas subterráneas y/o aguas regeneradas), para determinar si con estos recursos se es capaz de satisfacer dicha demanda. El análisis individualizado para cada una de las balsas integradas en el sistema puede establecerse a partir de la interpretación de los resultados que se engloban en la figura 5. Analizando esta figura, se puede determinar la necesidad o no de aumentar los volúmenes de regulación, determinar el déficit hídrico para esa situación, y la necesidad o no de paliar con recursos propios subterráneos, teniendo en cuenta que, a su vez, este volumen es el mínimo, según la programación de las reglas de operación. En este caso en concreto se observa que no existe problema de volumen de

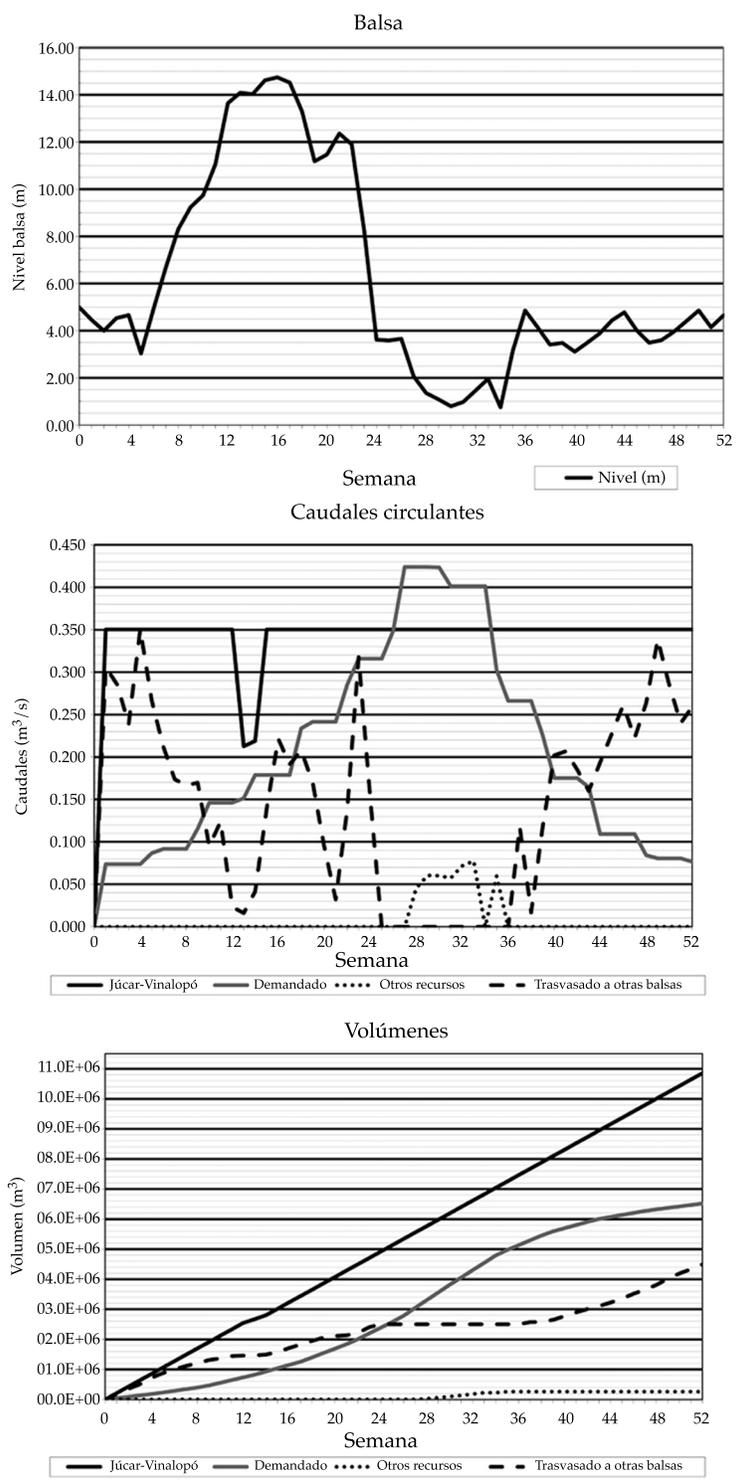


Figura 5. Ejemplo de resultados obtenidos por cada una de las balsas modeladas y escenario considerado de superficie cultivada.

regulación, pues no se alcanza el nivel máximo de la balsa (16 m). En cambio, aparecen problemas de suministro durante los meses de verano y final de año. Durante esta misma época (semanas 24 a 32) no puede existir trasvase a otras balsas conectadas a la balsa Rollo y la demanda de la superficie abastecida por esta balsa debe ser suministrada a partir de recursos propios subterráneos, siendo el volumen total aportado por estos recursos próximo a 250 000 m³/año (figura 1, volúmenes). Por tanto, en este ejemplo, el análisis desprende que el caudal entregado a la balsa debe ser superior a 0.35 m³/s, para garantizar el suministro de la demanda agraria y el trasvase a otras balsas conectadas a la mostrada en el ejemplo. Análisis similares al de la figura 1 pueden desarrollarse a partir de los datos obtenidos del modelo para cada una de las balsas que componen el sistema PJV, en cada uno de los escenarios de superficie de riego en explotación.

El análisis individualizado para cada una de las balsas puede extrapolarse y realizarse para las diferentes entidades de riego, comarcas o propio sistema: así, de los resultados, se tiene información muy importante en materia de

planificación hidráulica, que permite a entidades privadas y a la Administración desarrollar tanto infraestructuras como (lo que es más importante) planes de actuación, para que con un criterio establecido previo a un estudio pueda establecerse la explotación sostenible de las masas de agua subterráneas existente en estas comarcas. Esta información podrá determinar la necesidad o no de aumentar los volúmenes de regulación anual de las entidades de riego, determinar en qué masas de aguas subterráneas pueden reducirse sus extracciones y analizar globalmente entidades de riego pertenecientes a una misma comarca, para poder establecer interconexiones entre ellas, a fin de satisfacer en la medida de lo posible sus necesidades hídricas.

La figura 6 muestra la variación del caudal entrante, caudal demandado (considerando la variabilidad de la demanda de la red), nivel de la balsa y como potencia generada teórica en una de las balsas de regulación existentes en el Postrasvase Júcar-Vinalopó, en donde se observa cómo el caudal de entrada se mantiene constante e igual a 0.35 m³/s, como consecuencia de que se encuentra en un periodo de llenado. En este caso, la potencia generada es prácticamente

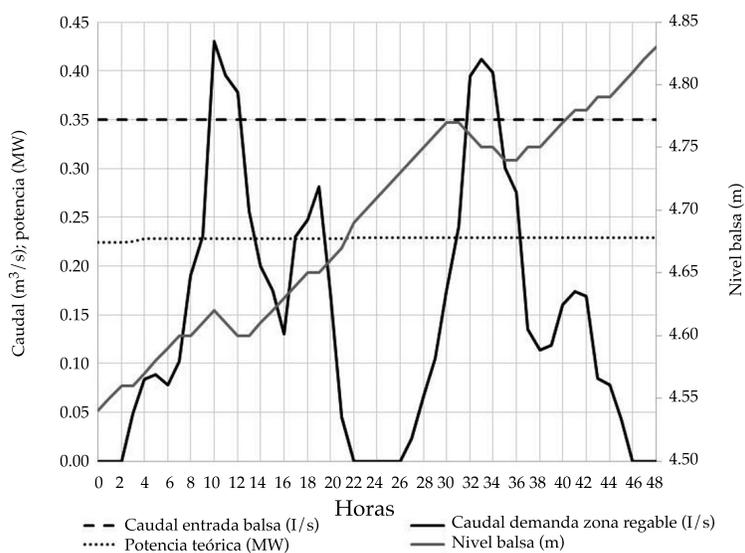


Figura 6. Ejemplo de resultados caudales, niveles y potencia generada teórica en intervalos horarios.

constante e igual a 0.225 MW, ya que los valores de la altura recuperada permanecen prácticamente constantes, variando entre 93.22 y 95.41 mca en función de los caudales distribuidos. Por el contrario, los caudales demandados por la zona regable varían entre 0 y 420 l/s, siendo el caudal medio considerado para este periodo igual a 147 l/s, correspondiéndose con el valor de la demanda media mostrada en la figura 5 entre las semanas 8 y 12.

Finalmente, el modelo hidráulico desarrollado permite analizar de una forma global el sistema TJV-PJV (figura 7) para cualquier escenario de superficie de riego en explotación. En esta figura se observa cómo, para escenarios de superficie de riego entre 50 y 100%, el TJV no es capaz de aportar las necesidades de riego. Este hecho se extiende hasta una superficie de 20%, en el caso de que solamente se tenga en cuenta el volumen distribuido para riego, detrayendo el volumen destinado en un principio para abastecimiento.

Estos resultados ponen de manifiesto la necesidad de seguir teniendo que cubrir estas necesidades de riego con recursos propios procedentes de aguas subterráneas fundamentalmente, y en los casos que sea posible con recursos procedentes de aguas regeneradas.

Resultados. Modelación energética: energía potencialmente recuperable en el sistema

En cuanto a los resultados obtenidos en la cuantificación de la energía recuperable, en las diferentes entregas existentes en el sistema Postravase Júcar-Vinalopó, al inicio se debe tener en cuenta que estimar la energía recuperable en este sistema presenta la ventaja de que el caudal potencial a turbinar es un caudal fijo. Este caudal es fijado por el órgano gestor del PJV en la distribución de caudales del sistema. Este hecho permite fijar el punto de trabajo, excepto la altura recuperable en cada caso.

La altura recuperable vendrá establecida por el modelo, en función de la distribución de caudales existente en ese instante en el sistema, y de los niveles de la balsa de cabecera y/o niveles de la balsa de entrega, en caso de que se realice la misma por el fondo de la balsa.

En la figura 8 se observa la zona de trabajo teórica de la máquina hidráulica a instalar, obtenida para caudales turbinados en la balsa de cabecera del PJV (Balsa La Cuesta) (figura 8, izquierda) y en una balsa de derivación del sistema que tiene fijado un caudal de entrada a 0.35 m³/s (figura 8, derecha). Estos resul-

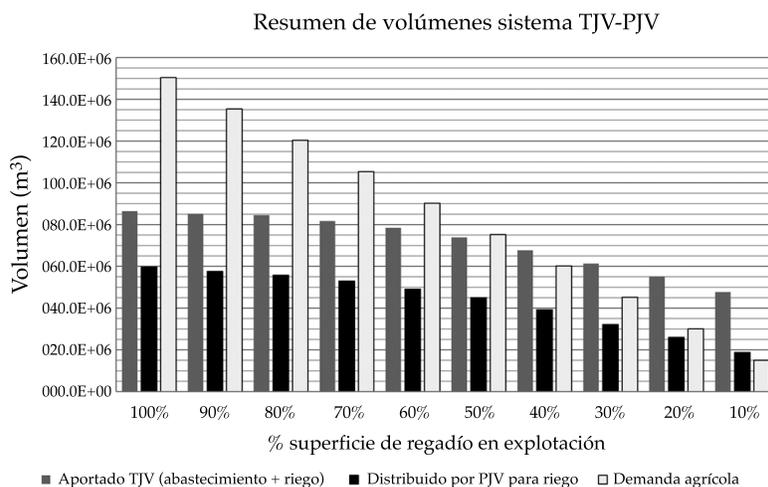


Figura 7. Análisis global de volúmenes del sistema TJV-PJV en función de la superficie de riego en explotación.

tados se pueden determinar de igual forma en cualquiera de los 20 puntos donde se ha analizado su viabilidad a partir del modelo desarrollado.

Las zonas de trabajo presentadas en las gráficas se obtuvieron mediante el modelo desarrollado en *Epanet*, obteniendo para cada uno de los 20 puntos de estudio de recuperación energética, los valores de presión disipados en la válvula para cada instante, teniendo en cuenta el caudal entregado en la balsa receptora y el caudal circulante en cada instante en el sistema de distribución PJV, así como el escenario de superficie en cultivo. La modelización de los diez escenarios de superficie de riego con valores de caudal entregado diferente a la balsa ha permitido obtener la curva envolvente máxima y mínima que delimita la zona de trabajo de la futura máquina hidráulica a instalar.

La situación más probable en la entrega de caudales a las balsas es trabajar a un caudal fijo (establecido por la entidad explotadora), por lo que la zona de trabajo quedaría supeditada al caudal establecido y al rango de alturas disipadas por la válvula y que han sido estimadas en la modelización del sistema. En la figura 8 se muestra la zona de operación de una máqui-

na a instalar en el salto hidráulico de la balsa La Cuesta (Cabecera del PJV), con una altura recuperada comprendida entre los 60 y 30 mca para el rango de caudales de 1.00 y 2.50 m³/s. Del mismo modo, en la figura 8, derecha, se muestra el ejemplo de la zona de trabajo de una máquina instalada en la derivación de caudales en la balsa El Rollo. En este punto, el salto estaría comprendido entre 120 y 80 mca, en un rango de caudales entre 0.10 y 0.35 m³/s, respectivamente.

El modelo desarrollado no sólo permite analizar la zona de operación de la máquina sino que establece la energía recuperable en función del escenario de superficie de cultivo de regadío en explotación existente. Por tanto, para cada escenario de explotación y para cada uno de los 20 puntos analizados de posible recuperación se puede determinar el caudal máximo y mínimo turbinado, altura máxima y mínima recuperable, potencia máxima y mínima de la máquina generada, la energía recuperable anual (kWh/año), el volumen anual turbinado (hm³), y los parámetros económicos que establecen *a priori* la viabilidad o no del proyecto descritos en el apartado anterior (PR e IE). Como resultado, se adjuntan los valores obtenidos en la válvula

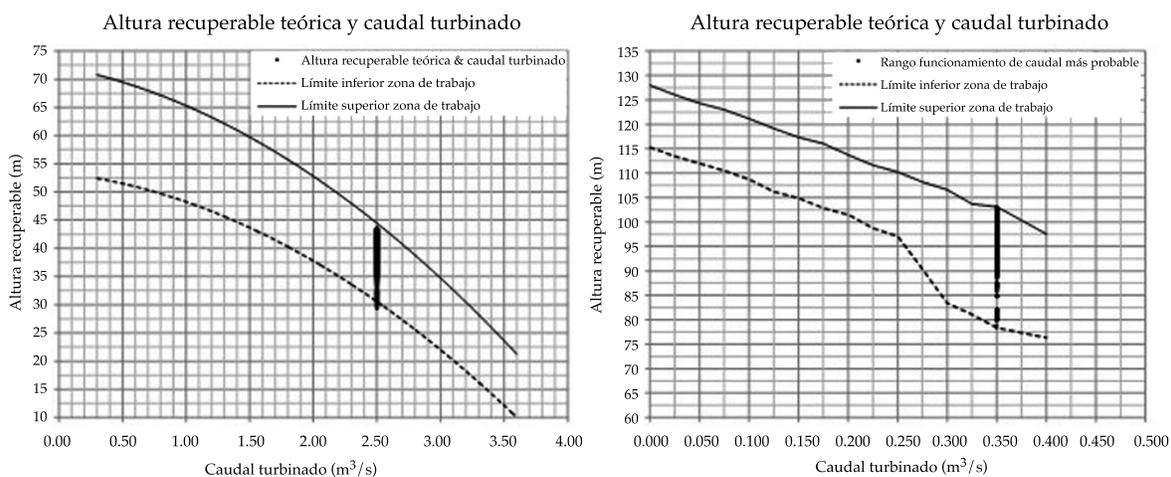


Figura 8. Ejemplo de zonas de trabajo teóricas en puntos de posible recuperación energética. Izquierda: recuperación en balsa La Cuesta. Derecha: recuperación en derivación a balsa del Rollo.

reguladora de caudal instalada en la balsa del Rollo (cuadro 3).

Se ha elegido este punto como ejemplo, pues es el área de distribución del PJV donde se produciría una mayor recuperación energética, estimándose el valor de energía recuperada entre 725 y 2 625 MWh/año, en función del escenario (hipótesis) de superficie en cultivo. El cuadro 3 muestra que con excepción de situaciones con una superficie de riego en explotación por debajo del 40% (algo improbable cuando la superficie media de cultivo en estas comarcas se encuentra entre 60 y 70% según las entrevistas realizadas), la viabilidad del proyecto es positiva, con un PR por debajo de seis años e IE inferior a 0.4 €/kWh·año.

Establecidos los puntos que presentan viabilidad del proyecto de aprovechamiento energético, la figura 9 muestra la energía consumida por el sistema TJV, la energía estimada recuperable en el sistema PJV (con un valor máximo acumulado de 18 418 MWh/año) y el porcentaje que representa esta última sobre la primera. La energía consumida hace referencia a la energía necesaria para elevar el agua desde La Marquesa hasta la balsa de San Diego, en función del volumen trasvasable. La línea de energía recuperada muestra la energía que

potencialmente se podría recuperar instalando las turbinas en las localizaciones que en la investigación han sido consideradas viables (un total de cinco de las 20 posibles ubicaciones). No se ha tenido en cuenta el propio rendimiento de las máquinas que bajaría en consecuencia la energía real recuperada.

Por último, el porcentaje de energía recuperada hace referencia a la relación existente entre la energía recuperada y energía consumida para un determinado volumen trasvasable. En la figura 9 se observa que el porcentaje de energía recuperada no supera el 7% para valores de trasvase inferiores a 80 hm³. El desarrollo y estudio de estos puntos de recuperación energética supondría reducir la huella de energía del agua del sistema actual del TJV 2.45 kWh/m³ (consecuencia de la elevación de los 786.75 mca de impulsión) a 2.28 kWh/m³ debido a que el modelo ha estimado que un 7% de la energía utilizada para elevar el agua desde la Marquesa hasta la balsa de San Diego puede recuperarse en los saltos viables.

Conclusiones y desarrollos futuros

Esta contribución recoge el análisis de caudales discretizados en el tiempo en un gran sistema

Tabla 3. Resultados obtenidos de los índices de viabilidad de instalar una central en balsa Rollo.

Hipótesis	100%	70%	50%	30%	10%
$Q_{\text{máx}}$ (m ³ /s)	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
$H_{\text{máx}}$ (m)	106.6	119	120.4	120.5	120.6
$P_{\text{máx}}$ (kW)	449.7	502	507.9	508.6	508.9
$Q_{\text{mín}}$ (m ³ /s)	0.4	0.39	0.38	0.38	0.4
$H_{\text{mín}}$ (m)	89.2	85.4	84.5	83.8	90.8
$P_{\text{mín}}$ (kW)	346.1	324.9	318.8	313.4	352.3
Energía (GWh/año)	2.6	2.58	2.19	1.49	0.73
V_{TURB} (hm ³)	12.81	12.35	10.33	6.69	3.11
t_{TURB} (h)	8 761	8 408	7 008	4 485	2 058
Ingresos (€/año)	220 972	217 147	184 333	125 459	61 035
Gastos (€/año)	38 086	37 427	31 771	21 624	10 520
PR (año)	3.69	4.19	4.99	7.35	15.11
IE (€/kWh)	0.26	0.29	0.35	0.51	1.05

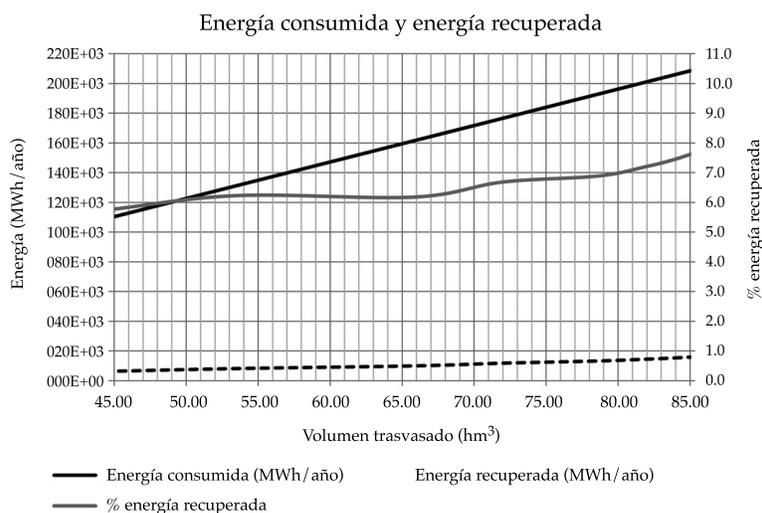


Figura 9. Energía consumida vs. energía recuperada en el sistema TJV-PJV.

de distribución en España, como es el trasvase-postrasvase Júcar-Vinalopó, cuyo objetivo es reducir el déficit hídrico de más de 50 000 ha de regadío existentes en las comarcas del Alto, Medio y Bajo Vinalopó, y L'Alacantí. Se reducen de esta forma las extracciones en los pozos de captación existentes en dichas comarcas, que son actualmente sobreexplotados, con el fin de recuperar sus niveles piezométricos a largo plazo. Se debe tener en cuenta que todo volumen transferido desde el TJV no es extraído de los acuíferos sobreexplotados de la cuenca del Vinalopó, los cuales, en algunos casos, se encuentran salinizados, con las implicaciones medioambientales relacionadas con contaminación de suelos que se derivan de su uso como agua de riego.

Así, se ha propuesto una metodología que permitiese la optimización del sistema, desarrollando un modelo de funcionamiento en *Epanet*. En esta simulación se han utilizado herramientas pertenecientes al *software* propio, al igual que la implementación de "subsistemas" hidráulicos conectados al propio sistema principal, con el fin de poder realizar un análisis, teniendo en cuenta la capacidad de trasvase y regulación de volúmenes en la infraestructura.

La importancia del modelo desarrollado radica en su utilización en el momento que se ponga en funcionamiento el sistema TJV-PJV para llevar a cabo su explotación cuando se proceda a su calibración mediante los elementos de medida de presión y caudal existentes. Una vez realizado el proceso de calibración se obtendrá una herramienta informática totalmente validada, que permita establecer la explotación de red presurizada en función de la demanda de riego, la demanda urbana y la capacidad disponible en las infraestructuras de regulación de volúmenes existentes, pudiendo tomar decisiones que permitan maximizar en todo momento la distribución de volúmenes procedentes del TJV.

El análisis conjunto del sistema permite valorar la capacidad de garantizar la demanda de riego en las 59 balsas que integran el Postrasvase Júcar-Vinalopó, determinando en función de la superficie de riego en explotación el volumen necesario a aportar de recursos propios (en particular, pozos de captación). Este análisis arroja que no existe justificación ni criterios objetivos que determinen qué pozos de captación deben clausurarse debido a que en

caso de que no se produzca un aporte superior a 50 hm³ anuales del trasvase Júcar-Vinalopó, los caudales deficitarios en las entidades de riego deberán proceder de las extracciones subterráneas. En la mayoría de las entidades analizadas, si las demandas son superiores al 60 o 70% de la superficie de riego en explotación, se deben apoyar los volúmenes demandados con aguas procedentes de pozos de captación.

El presente trabajo concluye desarrollando un estudio profundo de las posibles relaciones agua-energía en el sistema conjunto. Considerando la viabilidad económica del establecimiento de los diferentes saltos hidráulicos existentes en PJV en su margen derecha, de acuerdo con el modelo desarrollado, se llega a obtener un valor máximo de energía recuperable teórica de 18 418 MWh/año. De este estudio se desprende que de las 20 localizaciones posibles que han sido objeto de análisis, en cinco de ellas es recomendable el desarrollo de sus respectivos proyectos. Este aprovechamiento energético estimado contribuiría a recuperar un 7% de la energía consumida para elevar el agua desde el Azud de la Marquesa hasta la balsa San Diego.

En cuanto a los desarrollos futuros, puede plantearse el análisis energético del sistema no sólo para poder generar y vender energía eléctrica a la red distribuidora, sino para plantear aprovechar esa energía disipada por las válvulas de regulación. Esta energía podría servir para procesos de tratamientos de aguas residuales que hoy día no pueden emplearse para el riego debido al coste económico que conlleva su tratamiento.

Planteando estos análisis se podrían desarrollar sistemas autosuficientes dentro de las propias entidades de riego. Se conseguiría así reducir el déficit hídrico, las extracciones procedentes de masas de aguas subterráneas y mejorar la calidad del agua usada, así como la cantidad de energía demandada a fuentes externas. Aplicando estas medidas, disminuiría de forma considerable la huella de carbono de la producción de agua de calidad en el sistema conjunto.

Referencias

- Abreu, J., Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., & Sanz, J. (2012). *Transitorios hidráulicos. Del régimen estacionario al golpe de ariete*. Valencia: Universidad Politècnica de Valencia.
- Bru-Ronda, C. (1993). *La sobreexplotación de acuíferos y los planes de ordenación hidráulica en la cuenca del río Vinalopó: Alicante*. Investigaciones Geográficas. Recovered from <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=111583&info=resumen&idioma=ENG>.
- Cabezas, F. (2006). *Trasvase Júcar-Vinalopó. Análisis de alternativas*. Villena, España: Junta Central de Usuarios del Vinalopó, L'Alacantí y Marina Baixa.
- Cabrera, E., Cobacho, R., & Soriano, J. (2014). Towards an energy labelling of pressurized water networks. *Procedia Engineering*, 70, 209-217. Recovered from <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.024>.
- Carravetta, A., Del Giudice, G., Fecarotta, O., & Ramos, H. M. (2012). Energy production in water distribution networks: A PAT design strategy. *Water Resources Management*, 26(13), 3947-3959. Recovered from <http://doi.org/10.1007/s11269-012-0114-1>.
- Castro, A. (2006). *Minicentrales hidroeléctricas*. Madrid: Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía. Recovered from http://www.energiasrenovables.ciemat.es/adjuntos_documentos/Minicentrales_hidroelectricas.pdf.
- Choulot, A. (2010). *Energy recovery in existing infrastructures with small hydropower plants. FP6 Project Shapes (work package 5- WP5), European Directorate for Transport and Energy. FP6 Project Shapes (work package 5- WP5)*. Brussels: European Directorate for Transport and Energy.
- Corominas, J. (2010). Agua y energía en el riego en la época de la sostenibilidad. *Ingeniería del Agua*, 17(3): 219-233. <https://doi.org/10.4995/ia.2010.2977>
- De León-Mojarro, R., Verdier, J., Piquereau, A., Ruiz-Carmona, V., & Rendón-Pimentel, L. (2002). Regulación de una red de canales de riego. *Ingeniería Hidráulica en México*, 17(4), 21-35.
- Doorembos, J., & Pruitt, W. O. (1977). *Las necesidades de agua de los cultivos*. Roma: FAO.
- Emec, S., Bilge, P., & Seliger, G. (2015). Design of production systems with hybrid energy and water generation for sustainable value creation. *Clean Technologies and Environmental Policy*, 17(7), 1807-1829. Recovered from <http://doi.org/10.1007/s10098-015-0947-4>.
- Espert, J. (2009). *Estudio de las estrategias óptimas de operación de la conducción del Trasvase Xúquer-Vinalopó*. Proyecto Final de Carrera. Valencia.
- Espín, J. M. G. (1997). El regadío en el umbral del siglo XXI: planes de mejoras y modernización. *Papeles de Geografía*. Recovered from <http://revistas.um.es/geografia/article/view/45941>.

- Ferrer, C., Sánchez-Romero, F., Torregrosa, J., & Zapata, F. (2002). *Plan de Obras y Actuaciones para la Comunidad General del Medio Vinalopó y L'Alacantí*. Valencia: Generalitat Valenciana.
- Gilron, J. (2014). Water-energy nexus: matching sources and uses. *Clean Technologies and Environmental Policy*, 16(8), 1471-1479. Recovered from <http://doi.org/10.1007/s10098-014-0853-1>.
- IDAE (2005). *Ahorro y eficiencia energética en agricultura de regadío*. Madrid: IDAE.
- López-Ortiz, M. I., & Melgarejo-Moreno, J. (2010). El trasvase Júcar-Vinalopó: una respuesta a la sobreexplotación de acuíferos. *Investigaciones Geográficas*, 51, 203-233. Recuperado de <http://doi.org/10.14198/INGEO2010.51.09>.
- Luis-de-Nicolás, V., Laguna-Peñuelas, F., & Viduera, P. (2014). Criterio para la optimización energética de redes ramificadas de agua. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 41-54.
- Murillo-Díaz, J. M., Sánchez-Guzmán, J., Castaño-Castaño, S., Amayor-Cachero, J. L., Gómez-Gómez, J. de D., Roncero, J., & Corral Lledó, M. del P. (2009). *Alternativas de gestión en el sistema de explotación Vinalopó-L'Alacantí*. Alicante, España: IGME.
- Pardo, M. A., Manzano, J., Cabrera, E., & García-Serra, J. (2013). Energy audit of irrigation networks. *Biosystems Engineering*, 115(1), 89-101. Recovered from <http://doi.org/10.1016/j.biosystemseng.2013.02.005>.
- Pérez-Sánchez, M., García-Serra, J., Torregrosa, J.B., & Zapata, F.A. (2012) *Optimización de la explotación del Postrasvase Júcar-Vinalopó, con análisis de la viabilidad de su aprovechamiento energético*. Trabajo final de máster. Valencia: Universitat Politècnica de Valencia. Recuperado de <https://riunet.upv.es/handle/10251/17930>.
- Pizarro, C. F. (1996). *Riegos localizados de alta frecuencia (RLAF). Goteo, micro aspersión y exudación*. Madrid: Mundi-Pren.
- Ramón-Morte, A., Olcina-Cantos, J., & Rico-Amorós, A. M. (1990). El cultivo de la uva de mesa en el Medio Vinalopó: recursos hídricos y riegos localizados de alta frecuencia. *Investigaciones Geográficas*. Instituto Universitario de Geografía. Recovered from <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=111556&info=resumen&idioma=ENG>.
- Rossman, L. A. (2000). *Epanet Manual*. Cincinnati: UEPa Risk Reduction Engineering Laboratory, Office of Research and Development.
- Salazar-Moreno, R., Rojano-Aguilar, A., & López-Cruz, I. L. (2014). La eficiencia en el uso del agua en la agricultura controlada. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(2), 177-183.
- Silva-Hidalgo, H., Aldama, Á. A., Martín-Domínguez, I. R., & Alarcón-Herrera, M. T. (2013). Metodología para la determinación de disponibilidad y déficit de agua superficial en cuencas hidrológicas: aplicación al caso de la normativa mexicana. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 4(1), 27-50.

Dirección institucional de los autores

Dr. Modesto Pérez-Sánchez

Universitat Politècnica de València
Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente
Camino de Vera s/n
46022 Valencia, ESPAÑA
Teléfono: +34 (96) 387 700, ext. 28440
mopesan1@upv.es

Dr. Francisco Javier Sánchez-Romero

Universitat Politècnica de València
Departamento de Ingeniería Rural y Agroalimentaria
Camino de Vera s/n
46022 Valencia, ESPAÑA
Teléfono: +34 (96) 387 700, ext. 75430
fcosanro@agf.upv.es

Dra. P. Amparo López-Jiménez

Universitat Politècnica de València
Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente
Camino de Vera s/n
46022 Valencia, ESPAÑA
Teléfono: +34 (96) 387 700, ext. 86106
palopez@upv.es



Haga clic aquí para escribir al autor

Pérdidas por intercepción de la vegetación y su efecto en la relación intensidad, duración y frecuencia (IDF) de la lluvia en una cuenca semiárida

• Alvaro Alberto López-Lambraño* •
Universidad Autónoma de Baja California, México
Hidrus S.A de C.V., México

*Autor para correspondencia

• Carlos Fuentes •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

• Enrique González-Sosa •
Universidad Autónoma de Querétaro, México

• Alvaro Alberto López-Ramos •
Universidad Pontificia Bolivariana, Colombia

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-03

Resumen

López-Lambraño, A. A., Fuentes, C., González-Sosa, E., & López-Ramos, A. A. (julio-agosto, 2017). Pérdidas por intercepción de la vegetación y su efecto en la relación intensidad, duración y frecuencia (IDF) de la lluvia en una cuenca semiárida. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 37-56.

Se cuantifica el componente hidrológico de la intercepción en vegetación semiárida y se evalúa el efecto en la relación intensidad-duración-frecuencia de la precipitación. La intercepción se determina mediante la simulación de lluvias a diferentes intensidades sobre muestras con cubierta vegetal herbácea; se obtienen los componentes del balance hidrológico, como lámina precipitada, lámina escurrida, lámina almacenada en un espesor de suelo a un contenido de humedad inicial dado y lámina drenada. A partir de precipitaciones máximas, en 24 horas se obtienen las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) de la precipitación para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, estableciendo cuatro escenarios con diferentes cubiertas vegetales para evaluar el efecto del componente de la intercepción en dichas curvas. De las simulaciones de lluvia que se realizan, se encuentra que el porcentaje interceptado en vegetación herbácea tiene un valor promedio de 2.33% del total de la precipitación incidente. Las curvas IDF son afectadas en un 2.89% para el escenario que se conforma sólo por cubierta vegetal herbácea; para el escenario con cubierta vegetal arbórea se tiene un efecto de 11.15%, y un 19.85% para el escenario que se conforma por vegetación herbácea y arbórea. Lo anterior da origen a que los caudales de diseño o volúmenes de escurrimiento directo en una cuenca disminuyan de manera significativa.

Palabras clave: pérdidas por intercepción, modelación hidrológica, balance hídrico, simulación de lluvias.

Abstract

López-Lambraño, A. A., Fuentes, C., González-Sosa, E., & López-Ramos, A. A. (July-August, 2017). Rainfall-interception loss-runoff relationships in a semi-arid catchment. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 37-56.

This study has been developed on a semi-arid catchment located in Mexico; the objective of this research is to measure rainfall interception, and to evaluate the effect of interception in Intensity, Duration, Frequency curves. The rainfall interception was determined from rainfall simulation at several intensity levels on grass vegetation coverage samples taken from experimental zone, where income precipitation, runoff, change in soil water storage and soil drainage were measured, with these, water balance for events of simulated rainfall on vegetation coverage were performed. From maximum rainfall in 24 hours intensity-duration-frequency relationships of rainfall for return period of 2, 5, 10, 25, 50 and 100 years is obtained, evaluating the interception effect on those curves when establishing four sceneries of different coverage. From the rainfall simulations performed it was stated that the intercepted percentage on grass vegetation had an average of 2.33% of the totality of income. IDF curves were affected on approximately 2.89% on the scenery that consists of just grass vegetation coverage; on the scenery that consists of tree vegetation coverage, the effect was 11.15% and 19.85% on the scenery that consists of tree and grass vegetation coverage. Due to the above mentioned, the runoff in a basin decrease significantly.

Keywords: Interception loss, hydrological modeling, water balance, rainfall simulation.

Recibido: 07/03/2016
Aceptado: 16/03/2017

Introducción

La lluvia es un factor importante que regula el crecimiento de la vegetación y ésta, a su vez, es un elemento que determina la composición de la lluvia neta que llega a la superficie terrestre; por lo tanto, la diferencia entre los escurrimientos superficiales y la precipitación está sujeta a la capacidad de intercepción de la vegetación y las pérdidas por evaporación de la lluvia interceptada o retenida.

La intercepción se define como la cantidad de agua retenida por las hojas, ramas y troncos, al igual que por la cantidad de agua retenida por los residuos vegetales sobre la superficie del suelo (Savenije, 2004; Groen & Savenije, 2006; Gerrits, Savenije, Hoffmann, & Pfister, 2006). Esta cantidad se evapora de nuevo a la atmósfera, formando parte, junto con la cantidad de agua evaporada por el suelo y transpirada por las plantas, de la cantidad total que regresa a la atmósfera (Chow, Maidment, & Mays, 1998; Belmonte-Serrato, 1997; Tucci, 2001).

La cantidad y dinámica del proceso de intercepción depende de las características y estructura de la vegetación, y de algunas particularidades de la lluvia, entre ellas: intensidad, duración, forma, dirección, ángulo y distribución del tamaño de la gota; así como de otras variables meteorológicas: temperatura y velocidad del viento (Schowalter, 1999; Crockford & Richardson, 2000; Schellekens, Bruijnzeel, Scatena, Bink, & Holwerda, 2000; Komatsu, Shinohara, Kume, & Otsuki, 2008; Wani & Manhas, 2012; Frasson & Krajewski, 2013).

En un sistema hidrológico, la cantidad de agua interceptada puede ser considerada pérdida o ganancia del recurso, que en la ecuación general de balance hídrico podría tomar signo positivo o negativo, según sea el escenario planteado. En el caso de ser negativa, el agua retenida en la cubierta vegetal se evapora por efecto del viento y la temperatura, y se considera como una pérdida debido a que es resultado de la sustracción de las precipitaciones registradas en los pluviómetros (Navarro, Martínez de Azagra, & Mongil, 2009). Si el agua interceptada procede

de la humedad del aire o de la condensación, la intercepción representa un incremento o ganancia del recurso.

Es importante señalar que la mayor parte de los estudios relacionados con la intercepción se han desarrollado en bosques en zonas de clima frío, templado y tropical (Rodrigo & Ávila, 2001; Loescher, Power, & Oberbauer, 2002; Raat, Draaijers, Schaap, Tietema, & D Verstraten, 2002; Gerrits *et al.*, 2006; Dohnal, Cerny, Votrubova, & Tesar, 2014), mientras que han sido escasos en ambientes semiáridos y áridos debido a la dificultad de aplicar las metodologías para cuantificar el fenómeno en especies arbustivas y herbáceas; estas dificultades han justificado el uso de simuladores de lluvia bajo condiciones controladas para estimar la cantidad de agua interceptada en ambientes áridos y semiáridos (Belmonte-Serrato, 1997; Belmonte-Serrato & Romero-Díaz, 1998; Carlyle-Moses, 2004; García-Estrínaga, Blazquez, & Alegre, 2006; Shachnovich, Berliner, & Bar, 2008; Love, Uhlenbrook, Corzo-Perez, Twomlow, & Van Der Zaarg, 2010).

Las pérdidas por intercepción pueden alcanzar valores importantes a nivel de cuenca hidrográfica (Shuttleworth & Calder, 1979; Schellekens *et al.*, 2000), al igual que en diversas coberturas arbóreas (Vernimmen, Bruijnzeel, Romdoni, & Proctor, 2007; Shachnovich *et al.*, 2008; Xiao & McPherson, 2011; Dohnal *et al.*, 2014; He, Yang, Zhao, Liu, & Chang, 2014). En bosques de coníferas, que están entre las formaciones vegetales con mayor capacidad de intercepción, se han determinado pérdidas de entre 21 y 48% de la precipitación media anual (Carlyle-Moses, 2004).

A partir del contenido de humedad retenida se ha podido cuantificar el porcentaje de intercepción en residuos vegetales (mulch), los cuales son producto de la senescencia natural; según Helvey (1964), retienen un 3% de la precipitación anual. Putuhena y Cordery (1996) reportan láminas de lluvia interceptada en el orden de los 2.8 mm para residuos vegetales correspondientes a pinos y 1.7 mm para residuos de eucaliptos.

En regiones áridas y semiáridas, en donde la cobertura vegetal predominante corresponde a vegetación arbustiva, se reporta en un amplio rango, que comprende valores de intercepción desde 2.5 hasta 56% de la lluvia total registrada (Samba, Camire, & Margolis, 2001; Fang et al., 2008; Navar, 2013; Ringgard, Herbst, & Friborg, 2014; Sadeghi, Attarod, & Abbasian, 2014; Sadeghi, Attarod, Grant-Pypker, & Dunkerley, 2014; Sadeghi, Attarod, Van Stan, Grant, & Dunkerley, 2015); para vegetación herbácea o matorrales se reportan rangos de 3 a 10.9% del total de la lluvia (Carlyle-Moses, 2004; López-Lambrano, 2007).

La estimación de hietogramas e hidrogramas en cuencas hidrográficas se confronta por lo general al problema de la falta de información debido a que no se cuenta con suficientes estaciones meteorológicas e hidrométricas. En la elaboración y planeación de proyectos de infraestructura hidráulica y rural, para disminuir la problemática mencionada, se utilizan diferentes métodos más o menos empíricos para que a partir de información escasa se estimen los hietogramas e hidrogramas, entre los cuales destacan las relaciones intensidad-duración-frecuencia (IDF) de la precipitación y el número de curva (CN) del Servicio de Conservación de Suelos (SCS, 1972). Sin embargo, la precipitación considerada en los métodos mencionados no es afectada por la intercepción, lo cual puede resultar en un sobredimensionamiento de la infraestructura hidráulica o incertidumbre en el balance hídrico de una cuenca. Ésta es una de las razones por las cuales es importante evidenciar el efecto de la intercepción en las curvas intensidad-duración-frecuencia de la precipitación y su posterior empleo para la estimación de los escurrimientos directos en una zona o cuenca hidrográfica. De manera adicional, se puede comentar que no existen antecedentes en la literatura que relacionen las pérdidas por intercepción en vegetación con la relación intensidad, duración y frecuencia de la precipitación y su efecto.

Finalmente, este trabajo explica el método para estimar la intercepción de la precipitación

por la vegetación herbácea utilizando el método de simulación de lluvias en una región semiárida y su efecto en las curvas intensidad-duración-frecuencia; posteriormente se presenta una aplicación de dicho efecto a escala global, tomando como escenario la cuenca Peña Colorado ubicada en el estado de Querétaro, México.

Teoría

El estudio sistemático sobre la intercepción comienza con Horton (1919), quien separa la evaporación del suelo de la evaporación —una vez finalizado el evento— del agua almacenada por la saturación de la superficie arbórea. El autor expresa el componente de la intercepción (EI) de la siguiente manera (ver también Gash, 1979; Belmonte-Serrato, 1997; Belmonte-Serrato & Romero-Díaz, 1998):

$$EI = \int_0^{t_T} E dt + S \quad (1)$$

donde E es la evaporación del agua interceptada durante la lluvia; S , la capacidad de almacenaje; t , el tiempo, y t_T es la duración del evento de precipitación. La ecuación no contempla la evaporación desde la superficie de los troncos.

A partir de los planteamientos de Horton (1919) se han desarrollado modelos físicos y analíticos para el estudio y modelación del proceso de intercepción, partiendo de la hipótesis de que la vegetación funciona como un reservorio (Rutter, Kershaw, Robins, & Morton, 1971; Gash, 1979), y otros modelos numéricos y estocásticos (Mulder, 1985; Calder, 1990; Keim, Skaugset, Link, & Iroume, 2004). La vegetación arbórea, herbácea y los residuos vegetales producto de la senescencia natural se consideran como un reservorio de agua, el cual es llenado por la lluvia, y vaciado por la evaporación y drenaje.

La lámina interceptada (EI) durante el evento de lluvia se estima mediante un balance de masa, considerando que la evaporación es despreciable durante el evento. La ecuación resultante es:

$$EI = P - (\Delta S + R + D) \quad (2)$$

donde P es la lámina precipitada; R , la lámina escurrida; ΔS , la lámina almacenada en un espesor de suelo a un contenido de humedad inicial dado, y D es la lámina percolada a sustratos inferiores de suelo o la lámina drenada a la atmósfera por un sustrato de suelo en condiciones controladas.

El análisis de la precipitación en una región requiere de su distribución probabilística a lo largo del tiempo. En especial, se ha argumentado que la precipitación máxima es satisfactoriamente bien descrita por una distribución de Gumbel (Villón-Béjar, 2006). La función de distribución acumulada es la siguiente:

$$F(x) = \exp\left[e^{-\alpha(x-\mu)}\right]; \quad -\infty < x < \infty \quad (3)$$

donde $0 < \alpha < \infty$ es el parámetro de escala; $-\infty < \mu < \infty$ es el parámetro de posición o valor central. La derivada de la distribución proporciona la función de distribución de las probabilidades o función densidad.

En cuanto a las curvas de intensidad-duración-frecuencia es bastante común el uso de la metodología propuesta por Chen (1983) (Campos & Gómez, 1990; Aparicio, 2008). En ésta, la lluvia con duración de una hora y un periodo de retorno de dos años o más se puede evaluar con una relación a la de 24 horas con igual periodo de retorno, denominada cociente lluvia/duración (R). Este cociente se calcula con la fórmula:

$$R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}} \quad (4)$$

donde P_1^{Tr} y P_{24}^{Tr} corresponden, respectivamente, a la lluvia de una hora y 24 horas con periodo de retorno (Tr) de dos o más años.

La metodología requiere también del cálculo del cociente lluvia/periodo de retorno (X):

$$X = \frac{P_t^{100}}{P_t^{10}} \quad (5)$$

siendo P_t^{100} y P_t^{10} la lluvia de 24 horas y periodo de retorno de 100 años y 10 años, respectivamente.

La ecuación de Chen para estimar la lluvia a diferentes duraciones (t) y periodos de retorno (Tr) es:

$$P_t^{Tr} = \frac{aP_1^{10} \log(10^{2-X} Tr^{X-1}) t}{60(t+b)^c} \quad (6)$$

donde P_1^{10} es la lluvia de duración de una hora y periodo de retorno de 10 años, en milímetros; (a), (b) y (c) son parámetros regionales que dependen del cociente (R).

Materiales y métodos

Para la evaluación de la cantidad de agua interceptada por la vegetación herbácea se seleccionó una región semiárida limítrofe de los estados de Guanajuato y Querétaro, la cual cuenta con la estación climatológica del Centro Experimental Norte de Guanajuato (Cengua) del Instituto Nacional de Investigaciones Forestales y Agropecuarias (INIFAP). La altitud media es de aproximadamente 2 000 msnm, con una temperatura media anual de 16.7 °C y máxima de 38 °C, y una precipitación media anual de 550 mm. La flora característica es el matorral, donde se observan individuos arbóreos como capulín (*Prunus serotina*), mezquite (*Prosopis spp.*), pirul (*Schinus molle*) y algunos arbustos como huizache (*Acacia spp.*), tullidora (*Karwinskia humboldtiana*) y granjeno (*Celtis pallida*).

Cuantificación de la intercepción en vegetación herbácea

Para cuantificar la lámina de agua interceptada por la vegetación herbácea se utilizó un simulador de lluvias para suministrar el volumen de agua precipitada o equivalente a la lluvia. Asimismo, se extrajeron muestras representativas de esta cubierta vegetal, integrada por hierbas, pastos, matorrales, residuos vegetales y un sustrato de suelo de textura franco arenoso; las muestras en mención son inalteradas y colocadas en cajas de acero con dimensiones de 40 x 50 cm, con un espesor de 10 cm (figura 1).

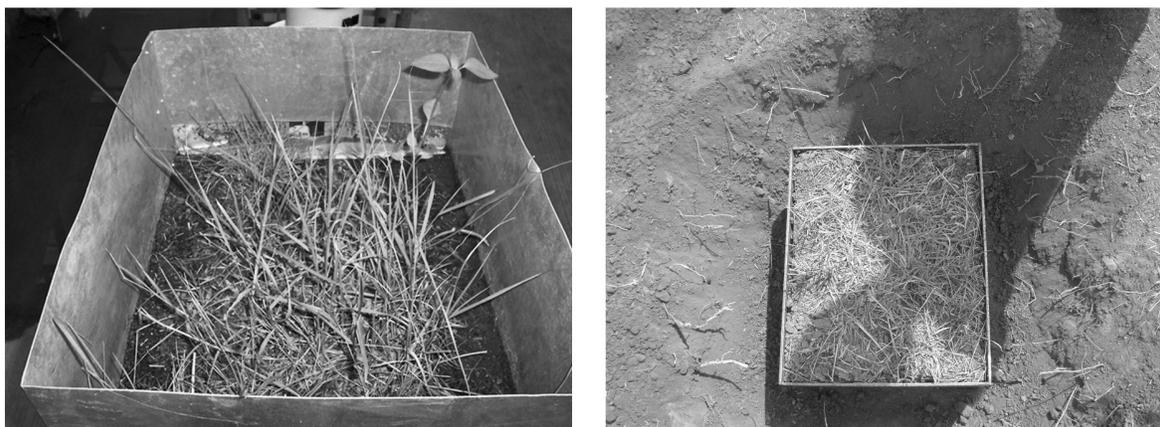


Figura 1. Muestras representativas de cubierta vegetal, integradas por hierbas, pastos, matorrales, residuos vegetales.

Para estimar el volumen interceptado por la vegetación herbácea vía el balance hidrológico, es necesario medir los diferentes componentes del mismo; la precipitación simulada es medida mediante pluviómetros digitales, los cuales se situaron entre las cajas que contenían las muestras de vegetación y para poder verificar que la intensidad simulada fuera aproximadamente igual a la de la región en estudio, la cual se encuentra en un rango de 30 a 50 mm/h; las simulaciones se hicieron en un periodo de una hora.

Cada caja cuenta con un vertedor para cuantificar el escurrimiento superficial o volumen escurrido; de igual forma, se requiere cuantificar el volumen de agua almacenada en el sustrato de suelo, para separar el volumen interceptado por la vegetación y el absorbido por el suelo. La lámina almacenada en condiciones de saturación se calcula con la fórmula:

$$\Delta S = (\theta_s - \theta_0)P \quad (7)$$

Donde P es el espesor del sustrato, θ_0 y θ_s son los contenidos volumétricos de agua inicial y a saturación, respectivamente. Este último se calcula con $\theta_s = (\rho_t/\rho_w)\omega_s$, donde ρ_w es la densidad del agua, ρ_t es la densidad del suelo seco y ω_s es el contenido gravimétrico a saturación, o también

puede ser estimada a partir de la porosidad total del suelo, calculada con la fórmula clásica $\phi = 1 - \rho_t/\rho_s$, donde ρ_s es la densidad de las partículas, considerada generalmente igual a la densidad de las partículas de cuarzo: $\rho_s = 2.65/\text{cm}^3$.

La base o fondo de cada caja es perforada para captar el volumen drenado durante la simulación de la precipitación; el agua drenada se observa aproximadamente a los 50 minutos, razón por la cual se ha seleccionado una hora como tiempo de simulación de la lluvia para medir el volumen drenado durante unos 10 minutos. Por último, la lámina total interceptada en una hora se estima aplicando la ecuación (2).

Curvas intensidad-duración-frecuencia

Para la obtención de las curvas intensidad-duración-frecuencia es necesario el análisis de la información de la estación climatológica del Cengua. En particular, se considera para el análisis la serie de datos de precipitación máxima mensual en 24 horas para conformar la serie de tiempo de eventos máximos de precipitación para cada año. Después se aplica la distribución de Gumbel, a fin de obtener las precipitaciones máximas correspondientes a los periodos de retorno establecidos, en este caso 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Finalmente, las curvas IDF de la precipitación en la región de estudio se estiman siguiendo la metodología de Cheng (1983) ya expuesta, ecuaciones (4) a (6).

Resultados y discusión

Lámina interceptada (EI)

Se hicieron siete simulaciones de lluvia sobre la vegetación herbácea en cuatro cajas. Para el cálculo de la lámina almacenada, la densidad del suelo seco tiene un valor medio de $\rho_t = 1.38 \text{ g/cm}^3$, lo que proporciona una porosidad total de $\phi = 0.479 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$. El contenido volumétrico a saturación medio es $\omega_s = 0.342 \text{ g/g}$ y, en consecuencia, $\theta_s = 0.472 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$. La diferencia absoluta de $|\phi - \theta_s| = 0.007 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ indica que al final de los eventos de lluvia el suelo estaba prácticamente saturado; por lo tanto, es

razonable asumir que el contenido volumétrico a saturación es igual a la porosidad total. Los valores del contenido de humedad inicial de cada evento de precipitación se reportan en el cuadro 1, así como la lámina almacenada calculada con la ecuación (7); $P = 100 \text{ mm}$ es el valor del espesor del sustrato.

En el cuadro 2 se reportan las láminas precipitadas en cada evento y en cada caja, al igual que las láminas escurridas y drenadas. Las láminas interceptadas correspondientes, calculadas con la ecuación (2), se reportan en el mismo cuadro.

Modelos lineales de interceptación

La relación entre precipitación e interceptación por la vegetación herbácea, en cada evento de lluvia, y por cada caja se muestra en la figura 2; el modelo lineal arroja altos valores del

Cuadro 1. Contenido volumétrico inicial del agua y almacenamiento.

Caja 1			Caja 2			Caja 3			Caja 4		
θ_0	$\Delta\theta$	ΔS									
0.330	0.149	14.92	0.314	0.165	16.51	0.335	0.144	14.42	0.318	0.161	16.13
0.290	0.189	18.93	0.278	0.201	20.14	0.310	0.169	16.92	0.265	0.214	21.42
0.394	0.085	8.52	0.381	0.099	9.87	0.380	0.099	9.92	0.349	0.130	13.01
0.330	0.149	14.92	0.360	0.120	11.97	0.399	0.080	8.01	0.344	0.135	13.52
0.295	0.185	18.46	0.334	0.145	14.51	0.389	0.090	8.98	0.310	0.170	16.97
0.260	0.220	21.97	0.259	0.220	22.02	0.270	0.210	20.97	0.269	0.210	21.02
0.270	0.209	20.92	0.269	0.210	21.02	0.280	0.199	19.92	0.280	0.200	19.97

* ΔS en milímetros.

Cuadro 2. Componentes del balance hidrológico y cálculo de la interceptación.

P	Caja 1				Caja 2				Caja 3				Caja 4			
	R	D	ΔS	EI	R	D	ΔS	EI	R	D	ΔS	EI	R	D	ΔS	EI
30.00	11.92	2.88	14.92	0.28	10.93	2.30	16.51	0.26	4.02	11.18	14.42	0.38	3.28	10.18	16.13	0.41
31.00	8.24	3.63	18.93	0.20	6.75	3.65	20.14	0.46	3.01	10.55	16.92	0.52	3.30	5.58	21.42	0.70
32.00	13.71	9.40	8.52	0.37	14.79	6.70	9.87	0.64	11.05	10.50	9.92	0.53	5.48	12.90	13.01	0.61
34.00	13.00	5.59	14.92	0.49	13.49	7.90	11.97	0.64	9.90	15.35	8.01	0.74	4.99	14.78	13.52	0.71
36.00	5.55	11.20	18.46	0.79	12.66	8.14	14.51	0.69	11.74	14.58	8.98	0.70	8.28	10.12	16.97	0.63
43.00	14.50	5.50	21.97	1.03	14.00	6.10	22.02	0.88	5.35	15.50	20.97	1.18	5.95	15.00	21.02	1.03
48.00	16.00	9.85	20.92	1.23	15.75	9.80	21.02	1.43	10.74	16.00	19.92	1.34	10.60	16.00	19.97	1.43

*Unidades en milímetros.

coeficiente de determinación R^2 en el rango de precipitación estudiado (cuadro 3). En la figura 2 se puede apreciar que las líneas de tendencia lineal presentan características similares en tres cajas; en la caja 1, aunque la pendiente es similar a las otras tres, la ordenada al origen es un poco menor debido a que en esta caja la densidad de cubierta herbácea, comparada visualmente con respecto a las otras tres, es ligeramente menor.

Debido a la posible variabilidad espacial de la intercepción de la lluvia por la vegetación herbácea en la región en estudio, y también por la falta de estudios extensivos de este fenómeno, la relación obtenida entre intercepción y precipitación puede utilizarse en el análisis regional de la misma. Este análisis puede ser simplificado si se construye un modelo lineal de regresión entre

intercepción y precipitación en el experimento realizado.

Los valores de intercepción obtenidos en cada caja son promediados en cada uno de los siete eventos de precipitación (cuadro 1). Los valores medios de la intercepción correspondientes a cada evento de precipitación y el modelo de regresión lineal se muestran en la figura 3. La ecuación de la recta es:

$$EI = 0.0522P - 1.1681 \quad (8)$$

Con un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9867$, mayor que los correspondientes a los modelos parciales, debido al proceso de suavización de los datos. Es importante aclarar que estas ecuaciones se calculan utilizando los

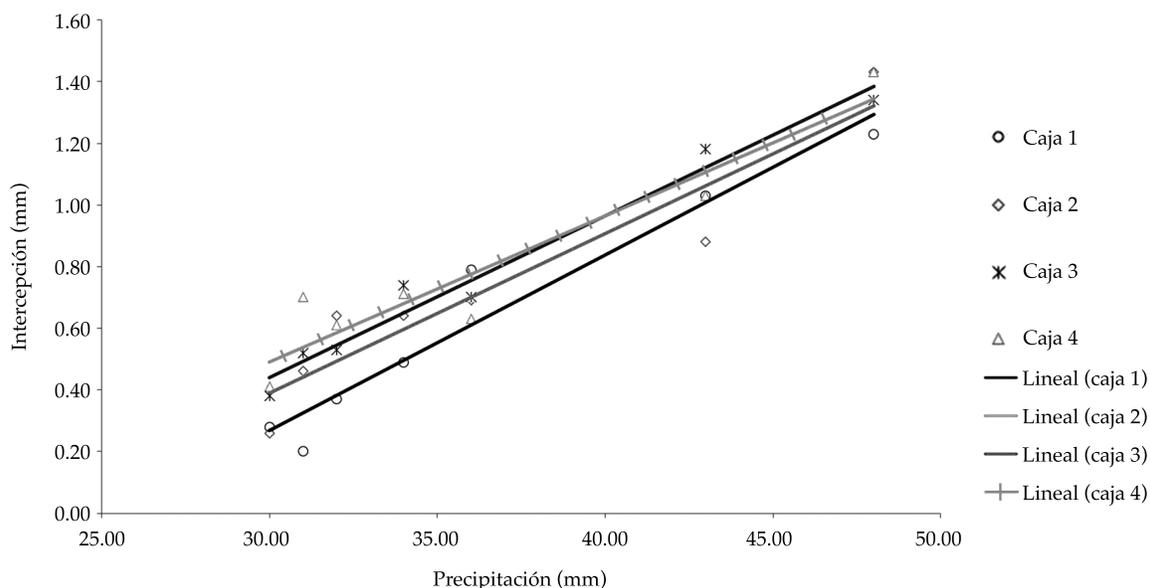


Figura 2. Relación entre la intercepción y la precipitación en los siete eventos de simulación y en cada repetición (cuatro cajas).

Cuadro 3. Ecuaciones para estimar la intercepción en vegetación herbácea.

Caja	Ecuación	R^2
1	$EI = 0.0564P - 1.4704$	0.92
2	$EI = 0.0565P - 1.3572$	0.94
3	$EI = 0.0528P - 1.1968$	0.94
4	$EI = 0.0495P - 1.0309$	0.91

valores predominantes de la zona de estudio; por lo tanto, la ecuación propuesta es válida para los valores de precipitación entre 30 y 48 mm. Para predecir los valores de intercepción con el modelo propuesto en la ecuación (8), se recomienda utilizar el rango de precipitaciones antes mencionado, pues las magnitudes pluviales predominantes y las intensidades de los eventos de precipitación máximos en el área estudiada se encuentran en el rango ya mencionado. También se puede notar que la correlación entre precipitación e intercepción es directamente proporcional a (P), y la función por evento establece que la capacidad de almacenamiento de la vegetación herbácea es de 1.16 mm y una intercepción promedio de 5.22%.

Para el análisis del efecto de la intercepción de la cubierta vegetal, herbácea y arbórea sobre la relación IDF de la precipitación, además de la ecuación (8), que relaciona la intercepción de la vegetación herbácea con la precipitación, es necesaria la correspondiente a la intercepción por la vegetación arbórea. La relación obtenida en la región de estudio es la siguiente (Mastachi-Loza, 2007):

$$EI = 0.2005P + 1.2783 \quad (9)$$

Obtención de las curvas IDF y propuesta de escenarios de valoración

Teniendo como base la precipitación máxima observada en 24 horas (cuadro 4), las ecuaciones (8) y (9) se utilizan para estimar la intercepción por la vegetación herbácea (EI_H) y la arbórea (EI_A). Las precipitaciones netas mostradas en el cuadro 4 son calculadas con $P_H = P - EI_H$, $P_A = P - EI_A$ y $P_{H+A} = P - EI_{H+A}$, con $EI_{H+A} = EI_H + EI_A$; también se muestran los porcentajes de intercepción $P_H = (EI_H/P) \times 100$, $P_A = (EI_A/P) \times 100$ y $P_{H+A} = (EI_{H+A}/P) \times 100$; se establecen cuatro escenarios de valoración, en los que se obtienen las curvas IDF a partir de las precipitaciones anteriores; se describen a continuación.

Escenario 1

Las curvas IDF se construyen a partir de la precipitación máxima observada en 24 horas (P), es decir, utilizando el método tradicional.

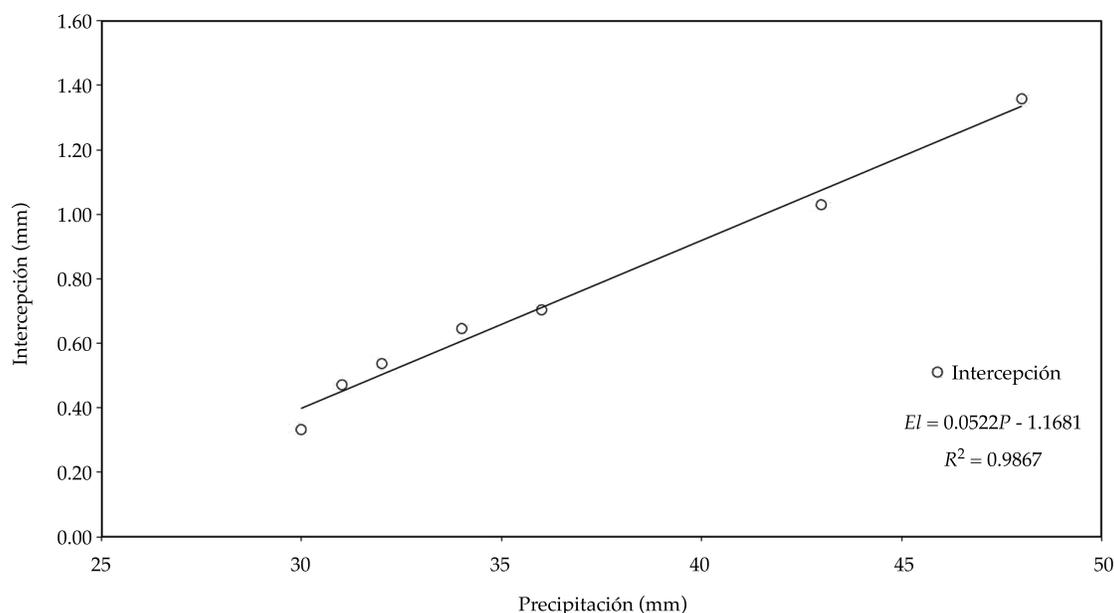


Figura 3. Modelo general del componente de la intercepción en vegetación herbácea.

Cuadro 4. Precipitaciones máximas en 24 horas, precipitaciones netas y porcentajes de intercepción para obtener las curvas IDF.

Año	Precipitación para las curvas IDF				Porcentajes interceptados por las cubiertas vegetales		
	P. máxima 24 horas	P. neta herbácea	P. neta arbórea	P. neta H + A	% interceptado herbácea	% interceptado arbórea	% interceptado H + A
1924	29.9	29.51	22.63	22.23	1.31	24.33	25.64
1925	44.5	43.35	34.30	33.14	2.60	22.92	25.52
1926	32	31.50	24.31	23.80	1.57	24.05	25.62
1927	35	34.34	26.70	26.04	1.88	23.70	25.59
1929	32	31.50	24.31	23.80	1.57	24.05	25.62
1930	26	25.81	19.51	19.32	0.73	24.97	25.70
1931	23	22.97	17.11	17.08	0.14	25.61	25.75
1932	78.5	75.57	61.48	58.55	3.73	21.68	25.41
1933	31.5	31.02	23.91	23.43	1.51	24.11	25.62
1934	32	31.50	24.31	23.80	1.57	24.05	25.62
1935	31	30.55	23.51	23.06	1.45	24.17	25.63
1936	28	27.71	21.11	20.81	1.05	24.62	25.66
1941	35.5	34.82	27.10	26.42	1.93	23.65	25.58
1942	98	94.05	77.07	73.12	4.03	21.36	25.38
1943	32	31.50	24.31	23.80	1.57	24.05	25.62
1944	27	26.76	20.31	20.07	0.89	24.79	25.68
1946	47	45.71	36.30	35.01	2.73	22.77	25.51
1947	29.4	29.03	22.23	21.86	1.25	24.40	25.65
1948	47	45.71	36.30	35.01	2.73	22.77	25.51
1949	47.5	46.19	36.70	35.39	2.76	22.74	25.50
1955	79.5	76.52	62.28	59.30	3.75	21.66	25.41
1956	74.9	72.16	58.60	55.86	3.66	21.76	25.42
1957	74.2	71.49	58.04	55.34	3.65	21.77	25.42
1958	42.3	41.26	32.54	31.50	2.46	23.07	25.53
1959	31.8	31.31	24.15	23.65	1.55	24.07	25.62
1961	44.1	42.97	33.98	32.85	2.57	22.95	25.52
1962	25.5	25.34	19.11	18.95	0.64	25.06	25.70
1963	52.5	50.93	40.69	39.12	3.00	22.49	25.48
1964	40.1	39.17	30.78	29.86	2.31	23.24	25.55
1965	33.5	32.92	25.50	24.92	1.73	23.87	25.60
1966	32.5	31.97	24.71	24.18	1.63	23.98	25.61
1968	43	41.92	33.10	32.02	2.50	23.02	25.53
1970	32	31.50	24.31	23.80	1.57	24.05	25.62
1971	23	22.97	17.11	17.08	0.14	25.61	25.75
1974	36	35.29	27.50	26.79	1.98	23.60	25.58
1975	32	31.50	24.31	23.80	1.57	24.05	25.62
1976	60	58.04	46.69	44.73	3.27	22.18	25.45
1977	94.9	91.11	74.59	70.81	3.99	21.40	25.39
1978	60	58.04	46.69	44.73	3.27	22.18	25.45
1979	64	61.83	49.89	47.72	3.39	22.05	25.44

Cuadro 4 (continuación). Precipitaciones máximas en 24 horas, precipitaciones netas y porcentajes de intercepción para obtener las curvas IDF.

Año	Precipitación para las curvas IDF				Porcentajes interceptados por las cubiertas vegetales		
	P. máxima 24 horas	P. neta herbácea	P. neta arbórea	P. neta H + A	% interceptado herbácea	% interceptado arbórea	% interceptado H + A
1980	71	68.46	55.49	52.95	3.57	21.85	25.43
1981	30.6	30.17	23.19	22.76	1.40	24.23	25.63
1982	45	43.82	34.70	33.52	2.62	22.89	25.52
1983	24	23.92	17.91	17.82	0.35	25.38	25.73
1984	37	36.24	28.30	27.54	2.06	23.51	25.57
1985	38.3	37.47	29.34	28.51	2.17	23.39	25.56
1986	33	32.45	25.10	24.55	1.68	23.92	25.61
1987	56.5	54.72	43.89	42.11	3.15	22.31	25.47
1992	46.5	45.24	35.90	34.64	2.71	22.80	25.51
1993	86	82.68	67.48	64.16	3.86	21.54	25.40
1994	43	41.92	33.10	32.02	2.50	23.02	25.53
1995	69	66.57	53.89	51.45	3.53	21.90	25.43
1996	40	39.08	30.70	29.78	2.30	23.25	25.55
1997	48	46.66	37.10	35.76	2.79	22.71	25.50
1998	83	79.84	65.08	61.91	3.81	21.59	25.40
1999	47	45.71	36.30	35.01	2.73	22.77	25.51
2000	29	28.65	21.91	21.56	1.19	24.46	25.65
2001	41	40.03	31.50	30.53	2.37	23.17	25.54
2002	50.5	49.03	39.10	37.63	2.91	22.58	25.49
2003	45	43.82	34.70	33.52	2.62	22.89	25.52
2004	43	41.92	33.10	32.02	2.50	23.02	25.53
2005	48	46.66	37.10	35.76	2.79	22.71	25.50
2006	43	41.92	33.10	32.02	2.50	23.02	25.53
2007	44	42.87	33.90	32.77	2.57	22.96	25.52
2009	45	43.82	34.70	33.52	2.62	22.89	25.52
2010	83	79.84	65.08	61.91	3.81	21.59	25.40
2011	55	53.30	42.69	40.99	3.10	22.38	25.47

P: precipitación en milímetros

H: vegetación herbácea.

A: vegetación arbórea.

Escenario 2

La precipitación neta herbácea (P_H) se toma en cuenta para obtener las curvas IDF.

Escenario 3

Se elaboran las curvas IDF a partir de la precipitación neta arbórea (P_A).

Escenario 4

La precipitación neta herbácea (P_H) y neta arbórea (P_A) se emplean para construir las curvas IDF; es decir, método que considera la intercepción.

Una vez se obtienen las curvas IDF para cada escenario, se puede evaluar el efecto del componente de la intercepción en dicha

relación y sus implicaciones en la hidrología superficial.

Los datos de las cuatro series de precipitaciones mostradas en el cuadro 4 se ajustan a la distribución de Gumbel, ecuación (3). En el cuadro 5 se muestran los valores correspondientes de los parámetros de la distribución, así como los valores de los parámetros en la prueba de ji-cuadrada (χ^2). Los valores calculados son definitivamente inferiores a los valores teóricos a dos niveles de probabilidad, lo que permite aceptar la distribución de Gumbel para estimar la precipitación a diferentes periodos de retorno.

En el cuadro 6 se muestra la precipitación máxima en 24 horas registrada y las precipitaciones netas correspondientes a seis periodos de retorno, calculadas con la distribución de Gumbel utilizando $1/Tr(P) = 1 - F(P; \alpha, \mu)$.

Los cocientes lluvia/duración (R) y lluvia/periodo de retorno (X) se obtienen aplicando las

ecuaciones (4) y (5), respectivamente; ambos se reportan en el cuadro 7; también se muestran los parámetros (a), (b) y (c), los cuales son función del lugar y del cociente (R); dichos parámetros se obtienen empleando la gráfica establecida por Chen (1983), llamada relación entre los parámetros (a), (b) y (c) de una tormenta estándar y la razón de la lluvia de una hora con la de 24 horas (ver también Campos & Gómez, 1990).

Efecto de la intercepción en las curvas IDF para cada escenario de valoración

La lluvia para diferentes duraciones (t) y periodos de retorno (Tr) se calcula con la ecuación (6); después, las precipitaciones en milímetros son convertidas en intensidades máximas en (mm/h); por lo general, la relación IDF se representa en forma gráfica, con la duración en el eje de las abscisas y la intensidad en el eje de

Cuadro 5. Parámetros de la distribución Gumbel comparados con la prueba ji-cuadrada a los niveles de probabilidad de 99.5 y 99%.

P. máx. 24 horas			P. neta herbácea			P. neta arbórea			P. neta H + A			Niveles de probabilidad	
α	μ	χ^2	α	μ	χ^2	α	μ	χ^2	α	μ	χ^2	$\chi^2_{0.995}$	$\chi^2_{0.99}$
0.14	37.78	2.52	0.14	36.97	2.33	0.11	28.92	2.09	0.11	28.12	1.89	32.80	30.60

Cuadro 6. Precipitaciones máximas observadas en 24 horas y precipitaciones netas para las cubiertas vegetales y sus respectivos periodos de retorno Tr .

Tr (años)	P. máx. 24 horas	P. neta herbácea	P. neta arbórea	P. neta H + A
2	43.05	41.97	33.14	32.06
5	59.34	57.41	46.16	44.23
10	70.13	67.64	54.79	52.30
25	83.76	80.56	65.69	62.48
50	93.87	90.14	73.77	70.04
100	103.91	99.65	81.80	77.54

Cuadro 7. Cocientes lluvia/duración (R), lluvia/periodo de retorno (X) y parámetros (a), (b) y (c), los cuales son función del lugar y del cociente (R).

P. máx. 24 horas					P. neta herbácea					P. neta arbórea					P. neta H + A				
R	X	a	b	c	R	X	a	b	c	R	X	a	b	c	R	X	a	b	c
0.60	1.48	40	11.6	0.88	0.60	1.47	39	11.4	0.87	0.63	1.49	40	11.9	0.86	0.59	1.48	38	11.2	0.85

las ordenadas, mostrándose una serie de curvas para cada uno de los periodos de retorno (Tr); en las figuras 4, 5, 6 y 7 se observan las curvas IDF para cada escenario establecido anteriormente; en ellas se puede ver la disminución en la intensidad, como resultado de la intercepción de la precipitación. En el cuadro 8 se muestran las intensidades máximas horarias para cada escenario y para periodo de retorno (Tr); también se observa el efecto de la intercepción en la relación IDF a manera de porcentaje; la variación de la intensidad en cada escenario se debe a la lámina de agua interceptada por cada una de las coberturas vegetales en consideración.

En el cuadro 8 se han planteado cuatro condiciones o escenarios en los cuales se podrían utilizar las curvas IDF; para el escenario sin vegetación o suelo desnudo no se tiene ningún efecto; para el escenario conformado por la intercepción en vegetación herbácea se tiene un efecto promedio de 2.89% en la reducción de los valores de intensidad; la intercepción en

vegetación arbórea tiene un efecto de 11.15%; el mayor efecto en las curvas o relación IDF de la precipitación se tiene al considerar un escenario conformado por cubierta vegetal herbácea y arbórea, siendo común en la mayoría de las cuencas hidrológicas; se tiene un efecto de 19.85% en los valores de intensidad.

Aplicación de los resultados

Mediante una aplicación se puede apreciar el efecto del componente de la intercepción en la relación IDF a escala de una cuenca hidrográfica. Se escoge la cuenca correspondiente al área natural protegida Peña Colorada, ubicada entre los municipios de Querétaro y el Marqués; posee un área de 49.84 km², de la cual el 0.11% corresponde a suelo desnudo erosionado; 67.07% está conformado por vegetación arbórea; 27.93% posee una combinación entre vegetación arbórea y herbácea, y 4.89 % corresponde a vegetación herbácea y pastizales. A partir

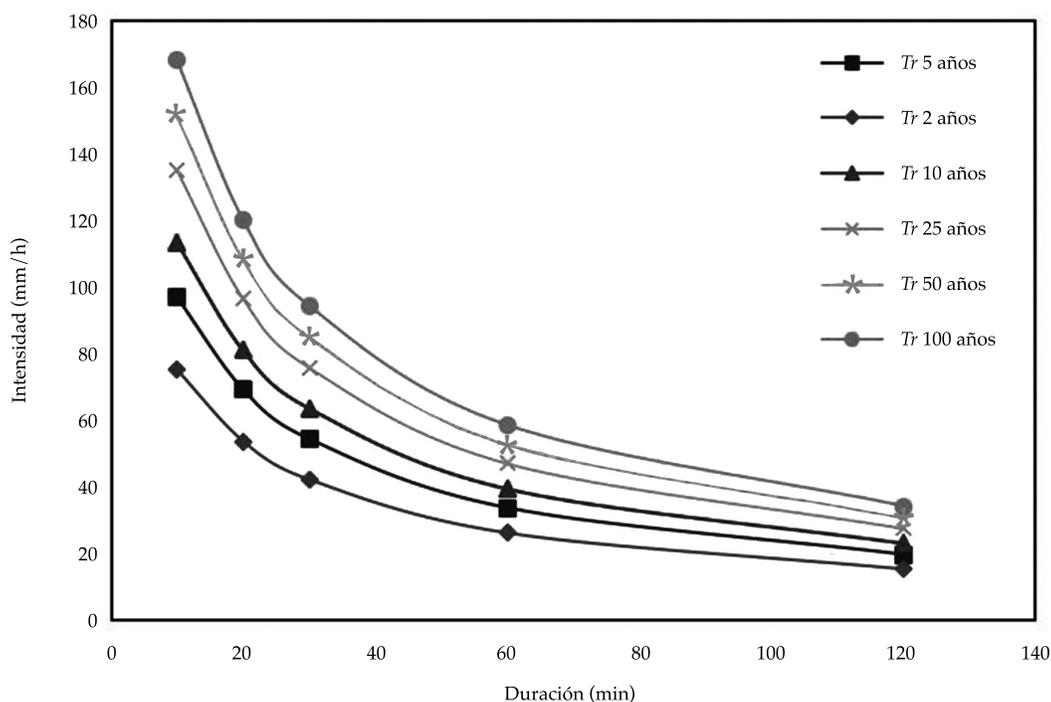


Figura 4. Curvas intensidad-duración-frecuencia sin efecto de la intercepción (escenario 1).

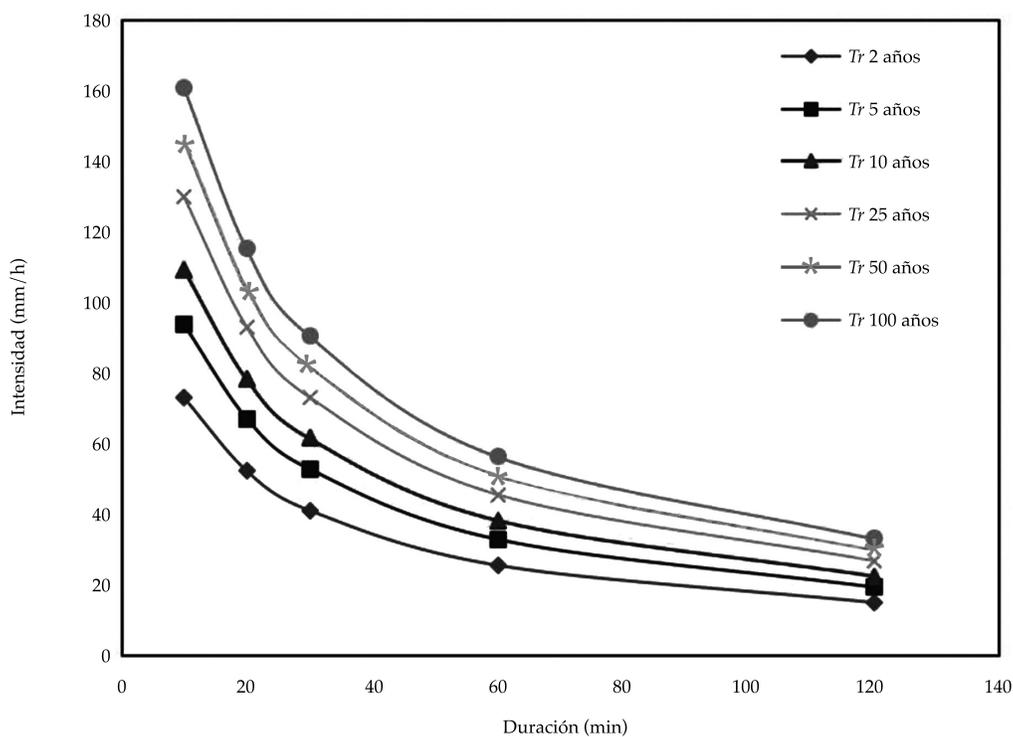


Figura 5. Curvas intensidad-duración-frecuencia con el efecto de la vegetación herbácea (escenario 2).

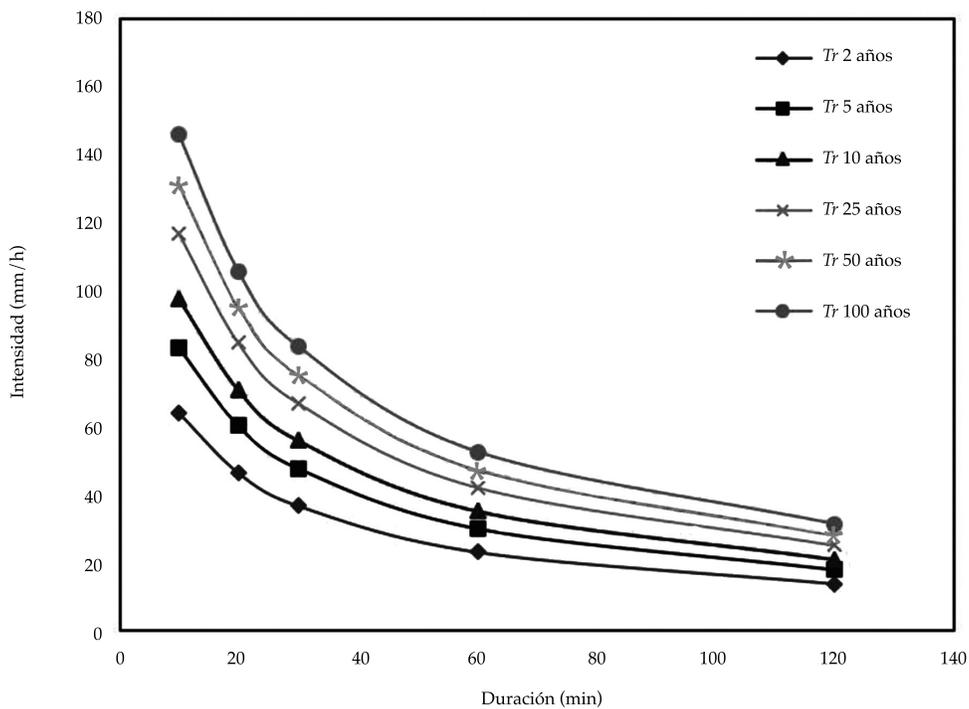


Figura 6. Curvas intensidad-duración-frecuencia con el efecto de la vegetación arbórea (escenario 3).

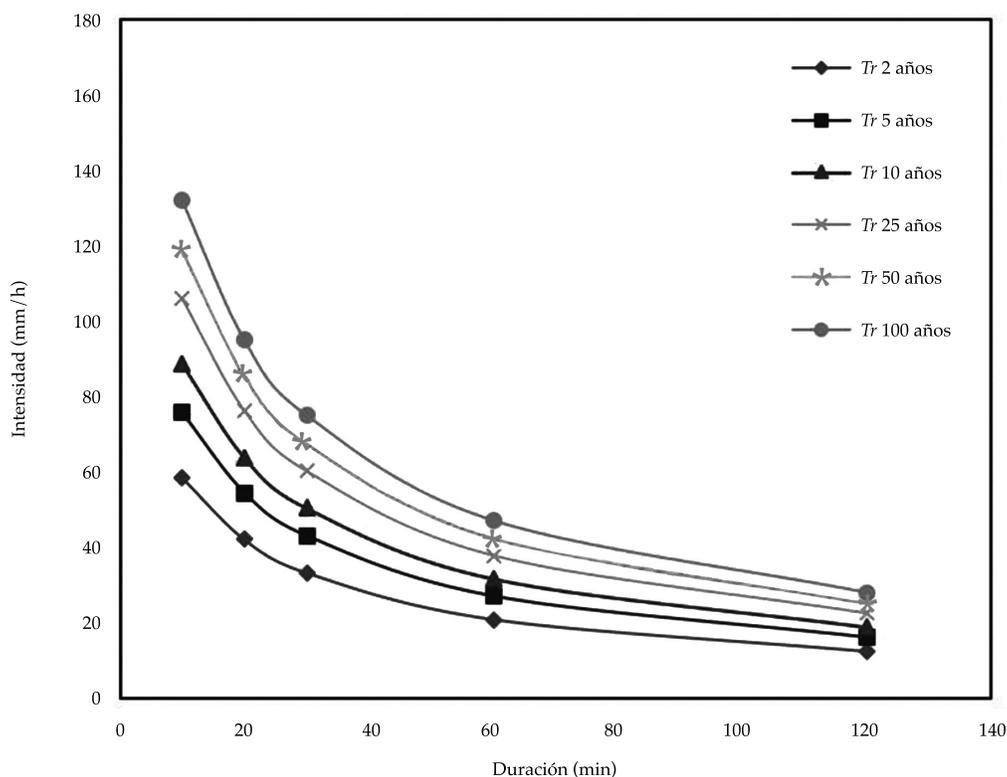


Figura 7. Curvas intensidad-duración-frecuencia con el efecto de la vegetación herbácea y arbórea (escenario 4).

Cuadro 8. Intensidades máximas horarias para cada escenario conformado por las diferentes cubiertas vegetales.

Tr (años)	Intensidad máxima en las curvas IDF (mm/h)				Efecto (%)		
	Escenario 1	Escenario 2	Escenario 3	Escenario 4	Escenario 2	Escenario 3	Escenario 4
2	26.21	25.65	23.04	20.88	2.12	12.09	20.32
5	33.78	32.87	29.93	27.03	2.69	11.39	19.97
10	39.51	38.33	35.15	31.69	2.97	11.04	19.79
25	47.08	45.55	42.04	37.84	3.24	10.70	19.63
50	52.81	51.01	47.26	42.49	3.40	10.52	19.53
				Media	2.89	11.15	19.85

de la información anterior y considerando la topografía de la cuenca, se ha desarrollado el modelo hidrológico de la cuenca en estudio, con la finalidad de realizar modelaciones hidrológicas que evalúan y consideran los escenarios planteados en el presente trabajo (figura 7). Para el análisis y desarrollo de las modelaciones se ha tomado como herramienta el modelo hidrológico HEC-HMS (*Hydrologic Modeling*

System) (U.S. Army Corps of Engineers, 2016). Este modelo utiliza métodos de transformación del fenómeno lluvia-escorrentía para estimar los hidrogramas de escorrentía directa generados por las precipitaciones en una cuenca durante un periodo especificado.

El modelo meteorológico considera las precipitaciones, intensidades y escenarios planteados según sea la cobertura vegetal (cuadro 6). Para

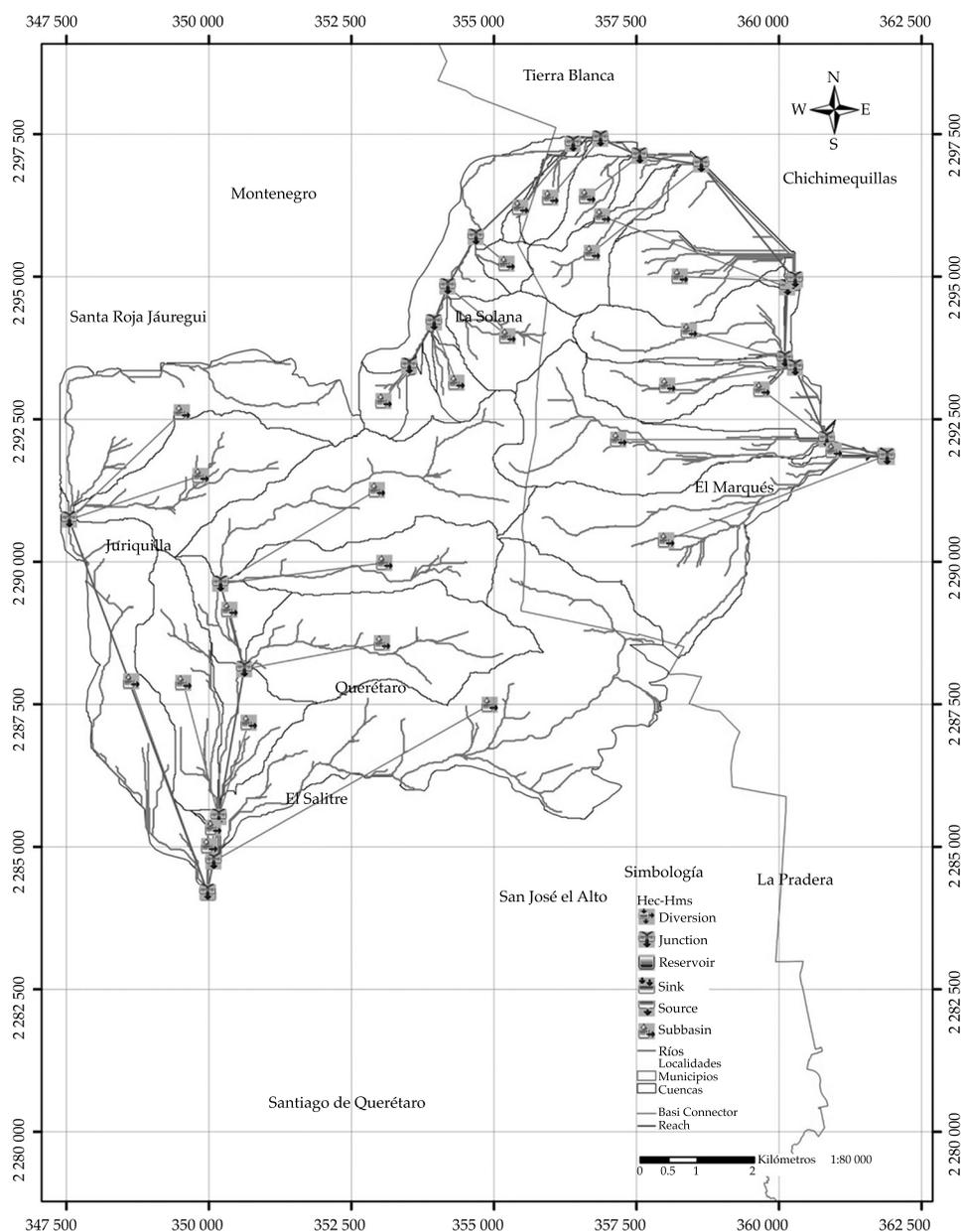


Figura 8. Modelo hidrológico de la cuenca Peña Colorada.

el análisis del fenómeno lluvia-escorrimento se ha tomado el método del número de curva (CN) del Servicio de Conservación de Suelos (SCS, 1972), considerando periodos de retorno de 2, 25 y 100 años, respectivamente (cuadro 9).

En el cuadro 9 se muestra claramente el efecto del componente de la intercepción en la

intensidad para cada uno de los periodos de retorno establecidos; el mayor impacto ocurre cuando se tiene un escenario compuesto por una cubierta vegetal arbórea y herbácea, donde las intensidades obtenidas a partir de las curvas IDF con esta condición son menores que las que se logran con una condición de suelo desnudo,

Cuadro 9. Efecto de la intercepción en los escurrimientos de una cuenca.

Superficie o cobertura vegetal	Cobertura %	Área km ²	CN	Período de retorno (Tr)											
				Precipitación sin efecto de la intercepción (mm) 2 años	Precipitación con efecto de la intercepción (mm) 2 años	Caudal (m ³ /s)	Caudal (m ³ /s)	Precipitación sin efecto de la intercepción (mm) 25 años	Precipitación con efecto de la intercepción (mm) 25 años	Caudal (m ³ /s)	Caudal (m ³ /s)	Precipitación sin efecto de la intercepción (mm) 50 años	Precipitación con efecto de la intercepción (mm) 50 años	Caudal (m ³ /s)	Caudal (m ³ /s)
Herbácea	4.89	2.44	74.19	43.05	41.97	55	24.3	83.76	80.56	302.3	185.8	93.87	90.14	379.7	240.4
Arbórea + herbácea	27.93	13.92	77	43.05	32.06			83.76	62.48			93.87	70.04		
Arbórea	67.07	33.43	70	43.05	33.14			83.76	65.69			93.87	73.77		
Sin vegetación o suelo desnudo	0.11	0.05	76.11	43.05	43.05			83.76	83.76			93.87	93.87		

donde no se considera el efecto de la vegetación; esto representa la forma tradicional de empleo y método de elaboración de las curvas IDF. La cuenca de Peña Colorada es drenada por dos grandes subcuencas: una en el municipio de Querétaro, que desemboca al suroeste del mismo; la otra se ubica en el municipio del Marqués y desemboca el noreste del mismo. Debido a la particularidad ya mencionada, se originan dos cauces principales para que la cuenca sea drenada, por tal motivo se realiza y analiza para cada subcuenca su respectivo modelo hidrológico.

Para las subcuencas del Marqués y Querétaro se han efectuado simulaciones, considerando en el modelo meteorológico periodos de retorno de 2, 25 y 50 años, respectivamente, lo que ha permitido estimar los hidrogramas y el caudal máximo en el punto de salida para cada periodo de retorno establecido. En el cuadro 9 se puede observar que la simulación evalúa el escenario con una superficie sin vegetación o suelo desnudo, es decir, no considera la intercepción; el modelo estima un caudal total de 55 m³/s para un periodo de retorno de dos años; para 25 y 50 años se tienen valores de 302.3 y 379.7 m³/s, respectivamente. La situación anterior cambia de manera significativa cuando se evalúa un escenario que sí considera la intercepción en una superficie; en ese caso, el modelo estima caudales totales correspondientes a 24.3, 185.8 y 240.4 m³/s para los respectivos periodos de retorno. Lo anterior representa un 55.81, 38.53 y 36.68% de disminución en los escurrimientos superficiales; porcentajes considerables al momento de dimensionar una estructura hidráulica.

En las figuras 9 y 10 se observan los hidrogramas de caudales máximos estimados para las subcuencas del Marqués y Querétaro, considerando los periodos de retornos ya mencionados. En dichas figuras se puede notar que para el escenario que considera la intercepción, la magnitud de los caudales punta disminuye de forma considerable al ser contrastado con los valores estimados bajo el escenario contrario; por ejemplo, analizando la subcuenca del Marqués y Querétaro para un periodo de retorno de 50 años, se ha podido observar que se tiene

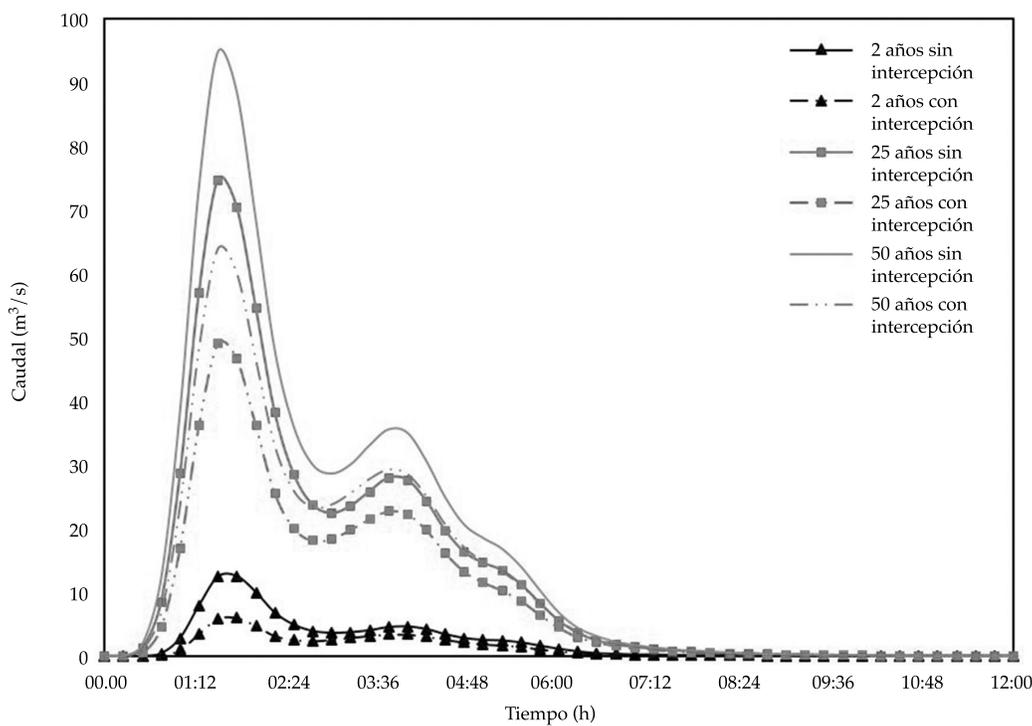


Figura 9. Hidrogramas simulados correspondientes a la subcuenca hidrológica Marqués para las distintas consideraciones del análisis.

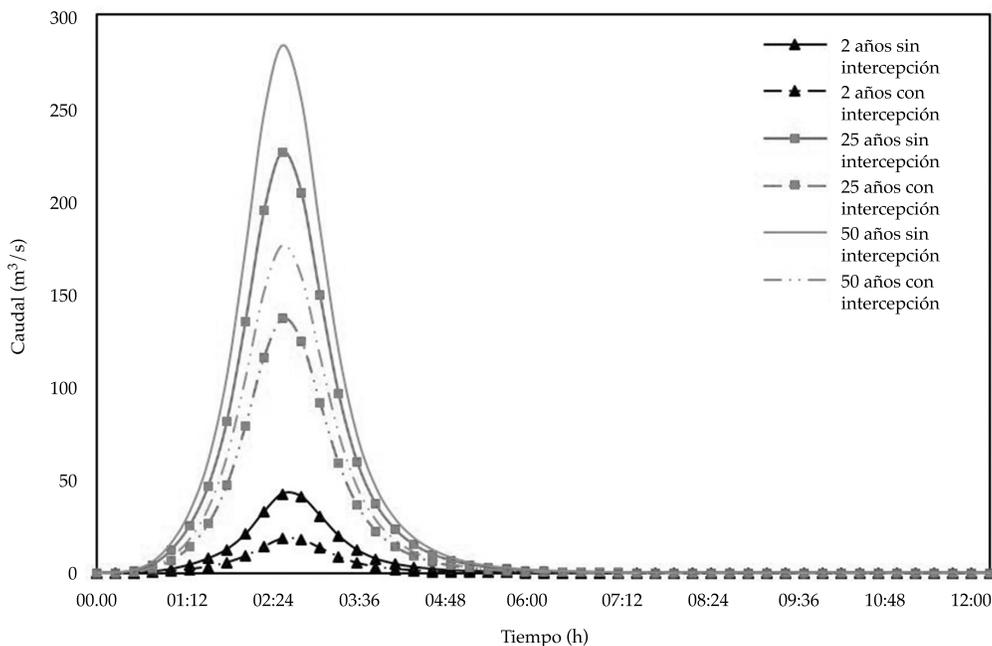


Figura 10. Hidrogramas simulados correspondientes a la subcuenca hidrológica Querétaro para las distintas consideraciones del análisis.

estimado un caudal punta de 63.8 y 176.6 m³/s, considerando un escenario con intercepción; los valores anteriores son significativamente menores a los caudales punta estimados para un periodo de retorno de 25 años no considerando la intercepción, los cuales tienen como magnitud 74.7 y 226.3 m³/s. El análisis anterior, en términos del volumen de escurrimiento directo, significa que se tiene menos volumen escurrido para un periodo de retorno de 50 años considerando la intercepción, que para una simulación con periodo de retorno de 25 años sin considerar el efecto de la intercepción; esto equivale en total a 1,478.4 m³ para 50 años y 1,786.1 m³ para 25 años.

Finalmente, la cobertura vegetal presente en la cuenca hidrográfica de Peña Colorada está conformada por árboles, arbustos, hierbas, mulch, etcétera, de tal forma que origina diversos escenarios de valoración hidrológica que contribuyen a la sostenibilidad del medio ambiente.

Conclusiones

La intercepción de la vegetación herbácea semiárida en proporción de la precipitación representa el 2.33%, valor que favorece el conocimiento a escala global de dicho componente, siendo útil para la calibración y validación de modelos hidrológicos. El valor hidrológico de la intercepción en las cuencas hidrográficas es dependiente del tipo de vegetación y estructura de la misma; lo anterior ha permitido el planteamiento de cuatro condiciones o escenarios de valoración hidrológica del efecto de la intercepción en la relación intensidad, duración y frecuencia de la precipitación, estableciendo que las intensidades de diseño pueden ser diferentes de acuerdo con el escenario o cubierta vegetal presente o considerada en el modelo físico de la cuenca, ocasionando con ello que los caudales de diseño o volúmenes de escurrimiento directo se incrementen o disminuyan, impacto que se refleja en los costos económicos de una obra hidráulica. Por otro lado, las consideraciones anteriores pueden ser importantes en la cuantificación,

gestión, preservación y administración de los recursos hidráulicos de una cuenca o zona, lo cual se puede reflejar en la estimación de volúmenes de agua para el abastecimiento de poblaciones, riego de cultivos, dimensionamiento de drenajes y estructuras hidráulicas en general; asimismo, los resultados pueden contribuir al planteamiento de políticas para contrarrestar los efectos del cambio climático en los recursos hídricos.

Referencias

- Aparicio, M. F. J. (2008). *Fundamentos de hidrología de superficie* (pp. 304). México, DF: Editorial Limusa.
- Belmonte-Serrato, F. (1997). *Intercepción en bosque y matorral mediterráneo semiárido: balance hídrico y distribución de la lluvia neta* (375 pp.). Tesis doctoral. Murcia: Universidad de Murcia.
- Belmonte-Serrato, F., & Romero-Díaz, A. (1998). *Modelos y técnicas en intercepción*. Cuadernos Técnicos de la SEG núm. 11, Geoforma, Logroño: Ediciones Logroño.
- Calder, I. R. (1990). *Evaporation in the uplands*. Chichester: J. Wiley.
- Campos, D. F., & Gómez, D. R. (1990). Procedimiento para obtener curvas I-D-Tr a partir de registros pluviométricos. *Ingeniería Hidráulica en México*, 5(2), 39-52.
- Carlyle-Moses, D. E. (2004). Throughfall, stemflow, and canopy interception loss fluxes in a semi-arid Sierra Madre Oriental matorral community. *Journal of Arid Environments*, 58(2), 181-202.
- Chen, C. L. (1983). Rainfall intensity-duration-frequency formulas. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 109(12), 1603-1621.
- Chow, V. T., Maidment, D.R., & Mays, L.W. (1998). *Hidrología aplicada* (584 pp.). Santafé de Bogotá: Editorial McGraw Hill.
- Crockford, R. H., & Richardson, D. P. (2000). Partitioning of rainfall into throughfall, stemflow and interception: Effect of forest type, ground cover and climate. *Hydrol. Process.*, 14(16-17), 2903-2920.
- Dohnal, M., Cerny, T., Votrubova, J., & Tesar, M. (2014). Rainfall interception and spatial variability of throughfall in spruce stand. *J. Hydrol Hydromech.*, 62(4), 277-284.
- Fang, H., Changqun, D., Zhonghua, J., Chengfei, L., Yucang, S., & Zhixiang, P. (2008). Rainfall-interception effect of vegetation restored region of gully in arid-Hot Valley of Jinshajiang River. *Wuhan Univ. J. Nat. Sci.*, 13(3), 350-356.
- Frasson, R., & Krajewski, W. (2013). Rainfall interception by maize canopy: Development and application of a process-based model. *Journal of Hydrology*, 489, 246-255.
- García-Estrínaga, P., Blazquez, A., & Alegre, J. (2006). *Determinación de la intercepción y la redistribución del*

- agua de lluvia a su paso a través de vegetación arbustiva en traslocación y escorrentía cortical: una modificación de método *Interception Flor Collection Box* (6 pp.). Madrid: Instituto Madrileño de Investigación y Desarrollo Rural Agrario y Alimentario (IMIDRA).
- Gash, J. H. C. (1979). An analytical model of rainfall interception by forests. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 105(443), 43-55.
- Gerrits, A. M. J., Savenije, H. H. G., Hoffmann, L., & Pfister, L. (2006). Measuring forest floor interception in a beech forest in Luxembourg. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 3(4), 2323-2341.
- Groen, M. M., & Savenije, H. H. (2006). A monthly interception equation based on the statistical characteristics of daily rainfall. *Water Resources*, 42(12), 1-10.
- He, Z., Yang, J., Zhao, W., Liu, H., & Chang, X. (2014). Spatial variability of canopy interception in a spruce forest of the semiarid mountain regions of China. *Agricultural and Forest Meteorology*, 188, 58-63.
- Helvey, J. D. (1964). *Rainfall interception by hardwood forest litter in the southern Appalachians* (8 pp.). Asheville: Paper S. U.S. Forest Serv., Southeastern Forest Experiment Station.
- Horton, R. E. (1919). Rainfall interception. *Monthly Weather Review*, 47 (9), 603-623.
- Keim, R. F., Skaugset, A. E., Link, T. E., & Iroume, A. (2004). A stochastic model of throughfall for extreme events. *Hydrology and Earth System Sciences*, 8(1), 23-34.
- Komatsu, H., Shinohara, Y., Kume, T., & Otsuki, K. (2008). Relationship between annual rainfall and interception ratio for forests across Japan. *Forest Ecology and Management*, 256(5), 1189-1197.
- Loescher, H. W., Power, J. S., & Oberbauer, S. F. (2002). Spatial variation of through fall volume in an old-growth tropical wet forest. *Journal of Tropical Ecology*, 18, 397-407.
- López-Lambrano, A. A. (2007). *Intercepción de la vegetación herbácea de ambiente semiárido y su efecto en la relación intensidad-duración-frecuencia de la precipitación* (173 pp.). Tesis de maestría. Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro.
- Love, D., Uhlenbrook, S., Corzo-Perez, G., Twomlow, S., Van Der Zaag, P. (2010). Rainfall-interception-evaporation-runoff relationships in a semi-arid catchment, northern Limpopo basin, Zimbabwe. *Hydrological Sciences Journal – Journal des Sciences Hydrologiques*, 55(5), 687-703.
- Mastachi-Loza C. (2007). *Intercepción de precipitación en dos especies de ambiente semidesértico: Acacia farnesiana y Prosopis laevigata* (108 pp.). Tesis de maestría. Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro.
- Mulder, J. P. M. (1985). *Simulating interception loss using standard meteorological data* (pp. 177-196). Reidel, Dordrecht: The Forest Atmosphere Interaction.
- Navar, J. (2013). The performance of the reformulated Gash's interception loss model in Mexico's northeastern temperate forests. *Hydrol. Process.*, 27(11), 1626-1633.
- Navarro, J., Martínez-De-Azagra, A., & Mongil, J. (2009). *Hidrología de conservación de aguas: captación de precipitaciones horizontales y escorrentías en zonas secas*. Valladolid, España: Universidad de Valladolid, Secretariado de Publicaciones e Intercambio Editorial.
- Putuhena, W.M., & Cordery, I. (1996). Estimation of interception capacity of the forest floor. *J. Hydrol.*, 180(1-4), 283-299.
- Raat, K. J., Draaijers, G. P. J., Schaap, M. G., Tietema, A., & Verstraten, J. M. (2002). Spatial variability of through all water and chemistry and forest floor water content in a Douglas fir forest stand. *Hydrology and Earth System Sciences*, 6(3), 363-74.
- Ringgard, R., Herbst, M., & Friborg, T. (2014). Partitioning forest evapotranspiration: Interception evaporation and the impact of canopy structure, local and regional advection. *Journal of Hydrology*, 517, 677-690.
- Rodrigo, A., & Ávila, A. (2001). Influence of simple size in the estimation of mean through fall in two Mediterranean holm oak forest. *Journal of Hydrology*, 243(3-4), 216-227.
- Rutter, A. J., Kershaw, K. A., Robins, P. C., & Morton, A. J. (1971). A predictive rainfall interception in forest: derivation of the model from observations in plantation of Corsican pines. *Agricultural Meteorology*, 9, 367-384.
- Sadeghi, S., Attarod, P., & Abbasian, P. (2014). Rainfall interception loss by a Cupressus arizonica Stand. *Adv. Biores.*, 5(4), 24-29.
- Sadeghi, S., Attarod, P., Grant Pypker, T., & Dunkerley, D. (2014). Is canopy interception increased in semiarid tree plantations? Evidence from a field investigation in Tehran, Iran. *Turkish Journals of Agriculture and Forestry*, 38, 792-806.
- Sadeghi, S., Attarod, P., Van Stan, J., Grant, T., & Dunkerley, D. (2015). Efficiency of the reformulated Gash's interception model in semiarid afforestations. *Agricultural and Forest Meteorology*, 201, 76-85.
- Samba, S., Camire, C., & Margolis, H. (2001). Allometry and rainfall interception of Cordyla pinnata in a semi-arid agroforestry parkland, Senegal. *Forest Ecol. Manag.*, 154(1-2), 277-288.
- Savenije, H. G. (2004). The importance of interception and why we should delete the term evapotraspiration from our vocabulary. *Hydrol. Processes.*, 18(8), 1507-1511.
- Schellekens, J., Bruijnzeel, L. A., Scatena, F. N., Bink, N. J., & Holwerda, F. (2000). Evaporation from a tropical rain forest, Luquillo Experimental Forest, eastern Puerto Rico. *Water Resources Research*, 36(8), 2183-2196.
- Schowalter, T. D. (1999). Throughfall volume and chemistry as affected by precipitation volume, sampling size, and defoliation intensity. *Great Basin Nat.*, 59, 79-84.
- Shachnovich, Y., Berliner, P., & Bar, P. (2008). Rainfall interception and spatial distribution of throughfall in a pine forest planted in an arid zone. *J. Hydrol.*, 349(1-2), 168-177.

- Shuttleworth, W. J., & Calder, I.R. (1979). Has the Priestley-Taylor equation any relevance to forest evaporation? *Journal of Applied Meteorology*, 18, 639-646.
- SCS (1972). *Section 4: Hidrology. National Engineering Handbook*. Washington DC: Soil Conservation Service, United States Department of Agriculture.
- Tucci, C. E. M. (2001). *Precipitação in hidrologia: ciência e aplicação* (pp. 177-242) (2ª ed.). Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- U.S. Army Corps of Engineers (2016). *Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) User's Manual: Version 4.2*. Davis, USA: Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center.
- Vernimmen, R., Bruijnzeel, L., Romdoni, A., & Proctor, J. (2007). Rainfall interception in three contrasting lowland rain forest types in Central Kalimantan, Indonesia. *Journal of Hydrology*, 340(3-4), 217-222.
- Villón-Béjar, M. (2006). *Hidrología estadística* (440 pp.). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Xiao, Q., & McPherson, E. (2011). Rainfall interception of three trees in Oakland, California. *Urban Ecosyst.*, 14(4), 755-769.
- Wani, M. A., & Manhas R. K. (2012). Rainfall interception in relation to the tree architecture of *Pinus wallichiana*. *Current Science*, 103(7), 821-827.

Dirección institucional de los autores

Dr. Alvaro Alberto López-Lambrano

Universidad Autónoma de Baja California
Laboratorio de Hidráulica
Unidad Ensenada, km 103 Carretera Tijuana-Ensenada
22860 Ensenada, Baja California, MÉXICO
Hidrux, S.A. de C.V. Querétaro, MÉXICO
Teléfono: +52 (442) 1946 654; +52 (646) 1750 707 ext. 64315
alopezl@uabc.edu.mx
alopezl@hidruxmx.com
altoti@gmail.com

Dr. Carlos Fuentes

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +52 (777) 3293 600
cfuentes@tlaloc.imta.mx

Dr. Enrique González-Sosa

Universidad Autónoma de Querétaro
Cerro de Las Campanas, s/n, Las Campanas
76010 Santiago de Querétaro, Querétaro, MÉXICO
Teléfono: +52 (442) 1921 200 Ext. 6016 y 6015
egs@uaq.mx

M.C. Alvaro Alberto López-Ramos

Universidad Pontificia Bolivariana, Seccional Montería
Montería, Km. 8 Vía a Cereté, Montería, Córdoba,
COLOMBIA
Teléfono: +57 (300) 8148 460
alvaro.lopezr@upb.edu.co



Haga clic aquí para escribir al autor

Metodología para caracterizar la eficiencia de una red de distribución sectorizada

• Patricia Gómez-Martínez* •
Universidad Politécnica de Madrid, España

*Autor para correspondencia

• Francisco Cubillo-González •
Canal de Isabel II S.A., España

• Francisco Javier Martín-Carrasco •
Universidad Politécnica de Madrid, España

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-04

Resumen

Gómez-Martínez, P., Cubillo-González, F., & Martín-Carrasco, F. J. (julio-agosto, 2017). Metodología para caracterizar la eficiencia de una red de distribución sectorizada. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 57-77.

Mejorar la eficiencia en las redes de distribución de agua potable, garantizando un nivel de servicio predefinido, es uno de los objetivos principales para los operadores del abastecimiento. Con el fin de mejorar la gestión y el control de las redes existentes se ha ido extendiendo la sectorización, que divide la red en zonas monitorizadas y aisladas mediante válvulas frontera. Ante la diversidad de criterios para el diseño de los sectores, se plantea una metodología de valoración de redes sectorizadas, que permite seleccionar la configuración de sector más eficiente en términos de vulnerabilidad del servicio y costes (también entendido como costos) asociados. La vulnerabilidad se evalúa con una función multiobjetivo con base en tres de los principales objetivos vinculados con el servicio que se persiguen con la sectorización: continuidad del servicio, calidad del agua y cumplimiento de un régimen de presiones adecuado. Se definen una serie de indicadores de cuantificación de estos objetivos, que son normalizados y combinados con referencia a la red de estudio. Para valorar la eficiencia de cada solución, se analizan los indicadores junto con los costes de implantación e instrumentación, energéticos, de operación y mantenimiento para cada alternativa mediante un análisis de Pareto. El análisis de vulnerabilidad permite identificar los sectores donde priorizar las actuaciones en redes existentes; el análisis de eficiencia permite seleccionar la mejor opción entre las distintas alternativas y el diseño de nuevos ámbitos de una red sectorizada. La metodología se ha aplicado en 494 sectores de la red Canal de Isabel II, en Madrid, España.

Palabras clave: red de distribución sectorizada, indicadores, eficiencia, vulnerabilidad del servicio, DMA, nivel de servicio.

Abstract

Gómez-Martínez, P., Cubillo-González, F., & Martín-Carrasco, F. J. (July-August, 2017). Methodology for efficiency assessment in sectorized water distribution networks. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 57-77.

Improving water distribution network efficiency, while ensuring a predefined level of service, is one of the main goals for water suppliers. In order to improve existing networks management and control, network sectorization is gaining importance. It is based on network division into isolated zones, delimited by boundary valves, which are hydraulically monitored. Given the diversity of criteria for sectors' design, a methodology for sectorized networks assessment is proposed for selecting the most efficient sector's configuration in terms of every alternative's service vulnerability and involved costs. Vulnerability is assessed through a multi-objective function based on three of the main service related goals to achieve with a sectorization project: service continuity, water quality and appropriate pressure range. This way, performance indicators for quantifying these goals are proposed, normalized and weighted to be combined according to the reference of studied network. In order to assess sectors efficiency every alternative costs, including sector's establishment and instrumentation cost, energetic, operational and maintenance costs, are considered for solutions' comparison. Such process is carried out through a Pareto analysis. Vulnerability analysis allows the identification of sectors for prioritizing investments in existing networks while the efficiency analysis allows the selection of the best options from different alternatives, also for new sectors' design. The methodology has been applied to 494 sectors of Canal de Isabel II distribution network in Madrid (Spain).

Keywords: Sectorized distribution network, performance indicators, efficiency, vulnerability, DMA, service level.

Recibido: 01/09/2016
Aceptado: 07/03/2017

Introducción

La gran complejidad de las redes de distribución de agua potable actuales, que presentan un diseño particular según la zona y los condicionantes específicos de cada emplazamiento, generan cada vez más dificultades para su gestión y mantenimiento eficiente. Estas redes se vieron comprometidas en origen por la propia ubicación de los asentamientos, y el crecimiento y desarrollo de los núcleos urbanos, y han ido evolucionando de acuerdo con los sucesivos criterios técnicos de diseño que se han adoptado con el tiempo.

Frente a esta problemática surge la sectorización como una estrategia de diseño, gestión y optimización de la red de distribución existente. Consiste en la división de la red de abastecimiento en zonas aisladas (sectores hidráulicos), delimitadas por válvulas frontera, ya sea mediante configuraciones fijas o en sectorizaciones dinámicas (Wright, Abraham, Parpas, & Stoianov, 2015), en las que se controla el caudal suministrado mediante un equipo de medida instalado en cada una de sus entradas, siendo deseable, a su vez, la medida de la presión suministrada en dichos puntos.

El diseño de redes de abastecimiento sectorizadas adquiere relevancia en Inglaterra (Wrc/WSA/WCA, 1994) y se ha ido extendiendo a diferentes países (Karadirek, Kara, Yilmaz, Muhammetoglu, & Muhammetoglu, 2012). La implantación de sectores en las redes de distribución, denominados en la bibliografía como "district meter areas" (DMA), surge con el principal objetivo de permitir una medición más exhaustiva de las condiciones de la red, de los flujos y consumos, para un mayor control de la misma. La sectorización es un buen sistema de operación y gestión, que facilita la monitorización de las pérdidas de agua (Di Nardo & Di Natale, 2011), la detección (Hunaidi & Brothers, 2007) y las actividades de control de la red de distribución (Di Nardo, Di Natale, Guida, & Musmarra, 2013).

Sin embargo, existe un debate abierto sobre la configuración óptima de los sectores. Las

sectorizaciones desarrolladas se han hecho, en gran medida, con base en la experiencia o necesidades según diversos criterios que se traducen en una cierta disparidad y falta de uniformidad en las experiencias documentadas. Existen ciertas recomendaciones (Morrison, Tooms, & Rogers, 2007) que proponen un determinado tamaño de sector en función del número de conexiones o propiedades, pero por lo general resulta complicado encontrar en la bibliografía una metodología que permita un diseño sistemático de los sectores más adecuados para cada caso específico de red existente con un enfoque holístico. En la definición de los sectores hidráulicos intervienen múltiples variables (Alegre *et al.*, 2006), y según el motivo por el que se sectorice, o criterio que se adopte para sectorizar, la delimitación de los mismos puede ser muy diferente. Un número elevado de las experiencias reportadas busca diseños que posibiliten una mejor gestión de las presiones en la red (Awad, Kapelan, Savic, & Emerson, 2010; Gomes, Marques, & Sousa, 2011), mientras que otros persiguen un mayor control de las pérdidas de agua (Fontana, Giugni, & Portolano, 2012). Algunos planteamientos, como el de Messac y Mattson (2004) o Galdiero, De Paola, Fontana, Giugni y Savic (2016), emplean metodologías multiobjetivo. También hay metodologías basadas en la teoría de grafos, como las que proponen Tzatchkov, Alcocer-Yamanaka y Bourguett-Ortiz (2008), o Di Nardo, Di Natale, Santonastaso, Tzatchkov y Alcocer-Yamanaka (2014). Según el criterio adoptado resultan sectores de características muy diversas en cuanto a tamaño de la superficie abarcada, longitud de red, número de propiedades, número de válvulas de corte necesarias para generar fronteras y necesidades de inversión, entre otras.

Por tanto, el diseño de la red sectorizada variará en función de cuál sea el objetivo principal por el que se compartimenta la red. Para una misma red existen múltiples configuraciones de sectores y su eficiencia dependerá tanto de las características de la red de partida como del propio diseño de los sectores que la constituyen.

Las posibilidades en el diseño de sectores son tan amplias que resulta necesario comprobar el adecuado comportamiento de los mismos desarrollando una herramienta que ayude a los gestores del abastecimiento en la toma de decisiones. Considerando que las condiciones de la red inicial se mantienen y, por tanto, no se invertirá en renovación de red o extensión de la misma, las posibilidades para garantizar la eficiencia de la red sectorizada se centran en el diseño de los sectores. Por ello surge la necesidad de llevar a cabo una revisión de las redes sectorizadas existentes, con el fin de reordenarlas y gestionarlas a partir de su eficiencia. En este sentido, algunas publicaciones (Di Nardo, Di Natale, Santonastaso, Tzatchkov, & Alcocer-Yamanaka, 2015) proponen índices para evaluar el comportamiento de una red sectorizada.

El presente trabajo desarrolla una metodología de análisis de los sectores de una red de distribución sectorizada desde una serie de indicadores que permiten identificar posibles deficiencias o mejoras a implementar, para asegurar la adecuada prestación del servicio de abastecimiento (Cabrera-Béjar & Gueorguiev-Tzatchkov, 2012) de manera sostenible y eficiente. Se apoya en las variables que intervienen en la problemática de la definición de los sectores, teniendo en cuenta aquellos factores que condicionan el aseguramiento del servicio prestado, la eficiencia de la red, y tienen repercusión en el diseño y gestión de los sectores de una red sectorizada; todo ello, con el fin último de ayudar a la toma de decisiones de los operadores del servicio sobre planificación, gestión y control de la red de abastecimiento.

Metodología

Para determinar la eficiencia de un sector se plantea un sistema de múltiple calificación basado en el riesgo de incumplir el nivel de servicio preestablecido por el gestor del abastecimiento. En este sentido, se analiza el comportamiento de cada sector con base en los tres principales aspectos que aseguran la calidad y eficiencia en la prestación del servicio que percibe el usuario

final: continuidad del servicio, calidad del agua suministrada y régimen adecuado de presiones.

El procedimiento planteado comprende las siguientes cuatro etapas: (a) cálculo de los indicadores adecuados; (b) normalización de cada indicador; (c) definición de los factores de combinación para los indicadores de cada objetivo, y (d) comparativa entre soluciones introduciendo los costes (también denominado costos) asociados con cada opción.

El resultado de las tres primeras etapas es una función paramétrica que evalúa cada uno de los objetivos, primero de manera individual y luego combinada, cuantificando la vulnerabilidad de la red, con el fin de ayudar a la toma de decisiones por parte de los operadores del servicio. La aplicación de esta función es un test de vulnerabilidad que permite priorizar aquellos sectores con una mayor debilidad a la hora de asignar inversiones adicionales en redes existentes.

A continuación se detallan cada una de las cuatro etapas anteriores:

Cálculo de los indicadores para cada objetivo

Para poder valorar cuantitativamente el comportamiento de un sector y cuantificar su eficiencia resulta necesario disponer de una serie de indicadores que reflejen el grado de vulnerabilidad frente al incumplimiento del nivel de servicio preestablecido. Se plantean diversos indicadores basados en la literatura que permitan conocer el comportamiento del sector frente a cada uno de los objetivos. Después se verifica la significancia de los indicadores de calidad en relación con el objetivo que se pretende medir.

De esta forma, se plantean los siguientes indicadores basados en modelos hidráulicos de la red para cada uno de los objetivos, que se resumen en el cuadro 1.

Continuidad del servicio

Se analiza mediante dos indicadores que consideran, por un lado, los riesgos internos asociados con las características del propio

Cuadro 1. Indicadores empleados (indicadores, fórmula y normalización).

Indicador	Objetivo	Fórmula	Normalización (*)
I1	Riesgo interno	$I1 = \frac{\sum_{i=1}^n (Pa_i \cdot Ia_i)}{n}$	= 1 (p5) = 0 (p95)
I2	Riesgo externo		$I2 = \frac{\sum_{i=1}^s (Pb_i \cdot Ib_i)}{s}$
I3	% de testers	$I3 = \frac{\sum_{j=1}^m t_j}{\sum_{i=1}^n l_i}$	= 1 (0%) = 0 (100%)
I4	Tiempo de estancia		$I4 = \frac{\sum_{i=1}^m rt_i}{m}$
I5	% horas propiedad con presión inferior al umbral mínimo	$I5 = \frac{\sum_{i=1}^m h_{\min,i}}{m \cdot h_T}$	= 1 (0%) = 0 (100%)
I6	% horas propiedad con presión superior al umbral máximo		$I6 = \frac{\sum_{i=1}^m h_{\max,i}}{m \cdot h_T}$

(*) Nota: se marcan los valores extremos (0 y 1); el valor normalizado se obtiene de manera proporcional a los valores extremos señalados.

sector y, por el otro, los que existen hasta el punto de entrada y están vinculados con las condiciones de contorno del ámbito. Con este doble procedimiento de evaluación se obtiene un indicador que refleja la vulnerabilidad total de un sector frente a la garantía de la continuidad del servicio.

(I-1) Riesgo de discontinuidad interno del sector

Se valora a partir de la probabilidad de fallo que presentan las tuberías de distribución del sector y el impacto que se deriva de su rotura. La probabilidad de fallo se calcula a partir del análisis estadístico del histórico de roturas registradas en la red de estudio. Para ello se analizan las posibles variables explicativas y se elabora la función de probabilidad de fallo de las tuberías de la red (Gómez-Martínez, Cubillo, Martín-Carrasco, & Garrote, 2017).

Para considerar el impacto de la posible rotura (Ia_i) se determina el alcance de las consecuencias mediante la duración y el área de la afección, es decir, el tiempo durante el cual un conjunto de propiedades verán su servicio afectado por la reparación de la eventual rotura. El ámbito de afección depende del nivel

de mallado interno del sector y del número de válvulas de corte que definen el área en el que se interrumpe el servicio para aislar cada uno de los tramos en los que se puede producir una rotura eventual (figura 1).

El indicador se obtiene como el promedio del riesgo de discontinuidad de cada una de las tuberías de distribución del sector analizado:

$$I1 = \frac{\sum_{i=1}^n (Pa_i \cdot Ia_i)}{n} \quad (1)$$

Siendo $I1$ el indicador de riesgo de discontinuidad interno; Pa_i , la probabilidad de fallo de cada tubería de distribución i ; Ia_i , el impacto asociado con la rotura de la tubería de distribución, y n el número de tuberías del sector. En este sentido, el impacto Ia_i se evalúa como el resultado del tiempo de reparación multiplicado por el número de propiedades pertenecientes al sector que se ven afectadas por la avería, medido en propiedades-hora.

(I-2) Riesgo de discontinuidad externo al sector

Para evaluar la influencia de la configuración de la red externa al sector sobre la continuidad

del servicio prestado se emplea este segundo parámetro de riesgo. De nuevo se aplica el concepto de probabilidad por impacto. Como en el indicador anterior, la probabilidad de fallo de las tuberías estratégicas en este caso se obtiene analizando las variables explicativas mediante el análisis estadístico de las roturas registradas en este tipo de tuberías de la red. A partir de tales variables se desarrolla un modelo conjunto de probabilidad de fallo.

A partir de una modelización hidráulica se analizan sobre la topología de la red todos los caminos que conectan las fuentes con la cabecera de cada sector. Siguiendo el concepto de riesgo aplicado en el indicador anterior, se mide el resultado del producto de la probabilidad de fallo asociada con cada tubería estratégica por el impacto sobre la totalidad del sector; es decir, tiempo en que todas las propiedades del sector verán interrumpido el suministro. De esta forma se tienen en cuenta los riesgos vinculados con la infraestructura de transporte o red estratégica

que abastece al sector a través de la probabilidad de fallo de los tubos, y se evalúa la capacidad de regulación de las fuentes que lo abastecen y el número de entradas fijas o alternativas para un sector mediante el factor de impacto.

El impacto (Ib_i) se mide en este caso como el resultado del tiempo de afección multiplicado por el número total de propiedades del sector (figura 2). El tiempo de afección se calcula partiendo de tres variables temporales: tiempo de maniobra para el suministro alternativo que se identifique, tiempo de regulación de los depósitos disponibles para abastecer al sector y tiempo de corte para la reparación de la rotura; todas ellas combinadas mediante una función lógica que responde al procedimiento de operación ante una rotura. Así, se define el tiempo de afección como el tiempo empleado en la reparación (corte) o en una maniobra alternativa que permita abastecer al sector (si el tiempo de respuesta es menor), descontando el tiempo de regulación del sector, para tener en

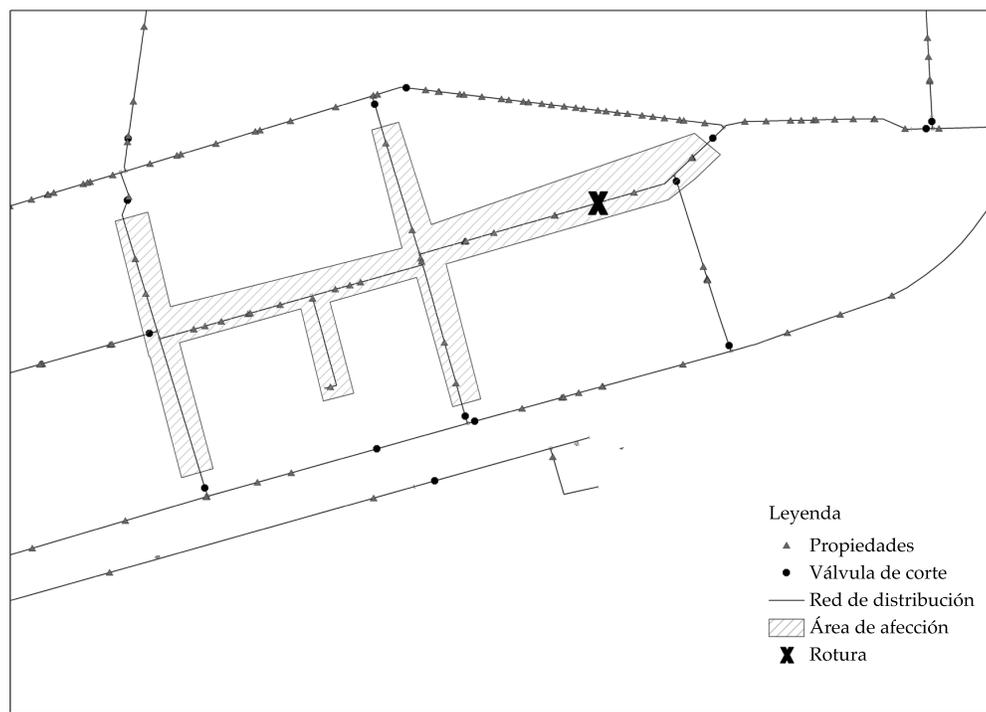


Figura 1. Riesgo de discontinuidad interna. Ámbito de afección.

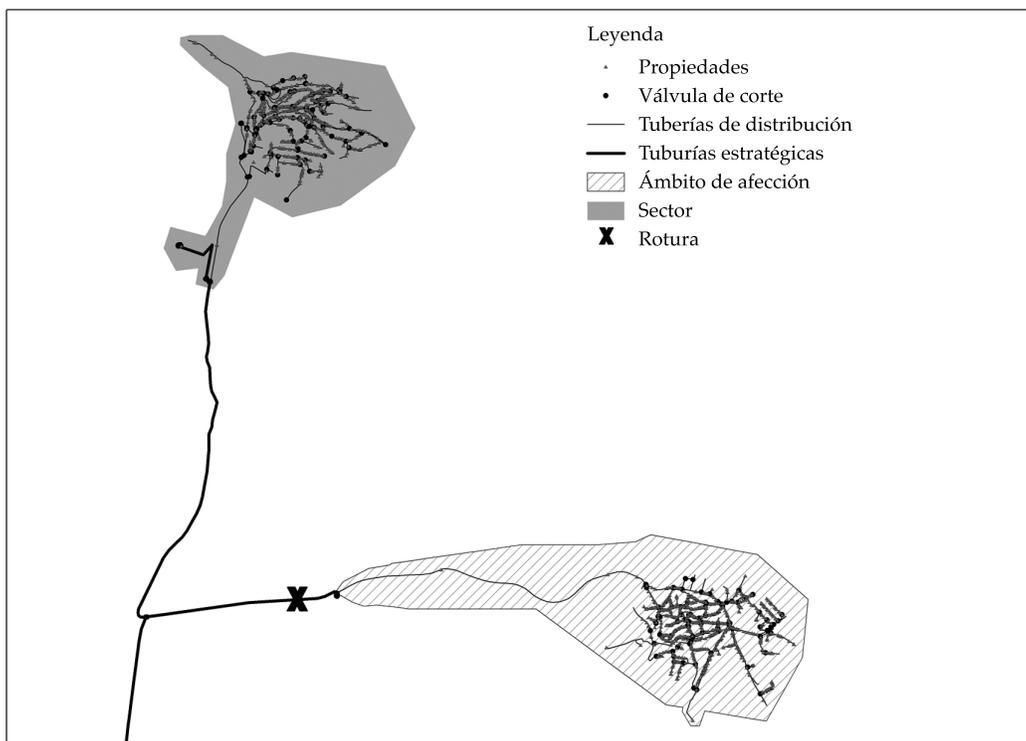


Figura 2. Riesgo de discontinuidad externa. Ámbito de afección.

cuenta el resguardo que proporciona el depósito en aquellos tramos que están aguas arriba del mismo. Cuando no hay maniobra alternativa disponible, se considera sólo el tiempo de corte. De igual manera, siempre que el tiempo de regulación supere al menor de los tiempos de corte o maniobra se considera que no hay impacto. Ante la reducida probabilidad de que fallen dos caminos alternativos de la red estratégica hasta el sector, se estima impacto nulo en aquellos sectores que disponen de dos entradas.

De nuevo, el indicador se calcula como el promedio del riesgo de discontinuidad de cada una de las tuberías de la red estratégica que abastece al sector:

$$I2 = \frac{\sum_{i=1}^s (Pb_i \cdot Ib_i)}{s} \quad (2)$$

Siendo $I2$ el indicador de riesgo de discontinuidad interno, Pb_i la probabilidad de

fallo de cada tubería estratégica Ib_i , el impacto asociado con la rotura de la tubería, medido en propiedades-hora, y s el número de tuberías de la red estratégica hasta el sector.

Calidad

Para evaluar la calidad del agua suministrada se plantean los siguientes indicadores:

(I-3) Porcentaje de testers

Al compartimentar las redes se instalan válvulas cerradas para crear fronteras que generan tramos de red con una única salida, es decir, tuberías que son fondos de saco. Estas tuberías, que presentan un menor flujo circulante, denominados “testeros” en este trabajo, por la analogía con los extremos de red que abastecen un único punto mediante un tramo sin retorno, generan zonas críticas en las que se reduce de

forma considerable la calidad del agua. Por tal motivo, se plantea un indicador del porcentaje de red que se considera formada por testeros (ya sean fondos de saco o tramos de red seleccionados por su baja velocidad) respecto de la longitud total de la red del sector. La formulación del indicador de testeros es la siguiente:

$$I3 = \frac{\sum_{j=1}^m t_j}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (3)$$

Siendo $I3$ el indicador de testeros; t_j la longitud de cada uno de los testeros; l_i la longitud de cada una de las tuberías del sector; m , el número de testeros dentro del sector, y n el número de tuberías. El número de testeros se obtiene mediante modelos hidráulicos desarrollados con el *software* de modelización y análisis de sistemas de distribución de agua *SynerGee Water*. Aquellos tramos con velocidades inferiores a 0.001 m/s son considerados testeros.

(I-4) Tiempo medio de estancia en el sector

El tiempo de estancia es uno de los principales parámetros que influyen sobre la calidad del agua suministrada en una red. En este trabajo se entiende como tiempo de estancia el tiempo transcurrido desde el punto de entrada del agua en la cabecera del sector y el punto de consumo. Conforme aumenta la permanencia del agua en la red, las condiciones de calidad empeoran. Se calcula el valor medio para cada sector con base en su modelo hidráulico para un escenario de caudal medio. Bajo este planteamiento, la formulación del indicador es:

$$I4 = \frac{\sum_{j=1}^m rt_j}{s} \quad (4)$$

Siendo $I4$ el indicador del tiempo de estancia del sector; rt_j , el tiempo de estancia por propiedad individual hasta cada punto de consumo; s , el número total de propiedades, y m el número de puntos de consumo.

Gestión de presiones

La eficiencia en el cumplimiento de un régimen de presiones adecuado se mide con base en la distribución de presiones que se tiene dentro del sector en las condiciones de servicio. La sectorización permite una gestión de presiones que facilita el cumplimiento de los umbrales establecidos por el operador. Las condiciones de presión baja en los puntos de consumo genera quejas y reclamaciones por parte de los usuarios, mientras que el exceso de presión se vincula con el aumento de las fugas y roturas (Martínez-Codina, Saavedra, Cueto-Felfueroso, & Garrote 2016), y una disminución de la eficiencia energética (UKWIR, 1997). Para ello se analizan modelos hidráulicos de los sectores en tres escenarios de servicio en función del caudal (mínimo, medio y máximo). En cada uno de los escenarios se determina el porcentaje de puntos de consumo en los que se tiene una presión mínima por debajo del umbral de presión, adoptado como criterio de compromiso por el gestor del abastecimiento. Así, pues, los indicadores calculados para el escenario más desfavorable son los siguientes:

(I-5) Porcentaje de horas por propiedad en las que se tiene una presión inferior al umbral mínimo:

$$I5 = \frac{\sum_{i=1}^m h_{\min,i}}{m \cdot h_T} \quad (5)$$

Siendo $h_{\min,i}$ el número de horas en las que la propiedad i tiene una presión inferior al umbral mínimo; m , el número total de propiedades, y h_T el número total de horas de la simulación.

(I-6) De manera análoga, el porcentaje de horas por propiedad en las que se tiene una presión superior al umbral máximo es:

$$I6 = \frac{\sum_{i=1}^m h_{\max,i}}{m \cdot h_T} \quad (6)$$

Siendo $h_{\max,i}$ el número de horas en las que la propiedad i tiene una presión superior al umbral máximo; m , el número total de propiedades, y h_T el número total de horas de la simulación.

Normalización del indicador

Para poder categorizar el comportamiento de un sector es necesario disponer de unos valores de referencia de cada indicador. Puesto que los parámetros que caracterizan las redes de distribución dependen de múltiples variables, no es posible establecer una referencia absoluta. Por ello, a partir del análisis de los diferentes sectores de la red de estudio se genera un espectro de valores de cada indicador que sirve como punto de referencia para evaluar el comportamiento individual de las diferentes opciones de sectorización. De esta forma, es la propia red existente la que sirve como patrón para comparar los sectores.

Esta referencia permite establecer un nivel característico sobre el cual poder asignar una puntuación a los futuros sectores donde se aplique la metodología descrita. Así, se realiza una normalización de los valores obtenidos, creando un patrón de referencia con el que se compararán los sectores.

Para seleccionar el método de normalización se tiene en cuenta que para garantizar las condiciones de servicio preestablecidas se deben cubrir de modo satisfactorio los tres parámetros (continuidad, calidad y presión) simultáneamente. De igual forma, se tiene en cuenta que los indicadores planteados evalúan la vulnerabilidad del incumplimiento del servicio, por lo que el valor medio registrado es una referencia, pero no significa un umbral mínimo a satisfacer. El objetivo es la minimización de la vulnerabilidad. Por este motivo se descartan aquellos métodos de normalización basados en distribuciones normales que asignan valor 0 a los valores próximos a la media, así como para evitar sobreponderar aquellas soluciones en las que un único indicador tiene un comportamiento muy bueno frente al resto. El criterio de normalización de cada indicador se resume en el cuadro 1.

Para el indicador de testeros y los indicadores de presión (por ser porcentajes) se asigna valor 1 cuando el sector no presenta testeros o cuando no existen puntos de consumo en los que se exceden los umbrales de presión de referencia. En cuanto a los indicadores de continuidad (basados en la teoría de riesgos) y el tiempo de estancia, se plantea una normalización proporcional a los niveles de referencia de 5 y 95% observados en los datos registrados. Asignando de esta forma el valor máximo (unidad) al valor que marca el percentil 5 y el valor mínimo 0 al percentil 95.

Combinación de los indicadores

Para poder establecer una puntuación única del sector en cuanto al cumplimiento de cada uno de los tres objetivos seleccionados se deben combinar los indicadores. Se plantea una función multicriterio para cada uno de los objetivos obtenida como suma ponderada de los diferentes indicadores:

$$\text{Vulnerabilidad total} = \begin{cases} C = c_1 \cdot I1 + c_2 \cdot I2 \\ Q = q_1 \cdot I3 + q_2 \cdot I4 \\ P = p_1 \cdot I5 + p_2 \cdot I6 \end{cases} \quad (7)$$

Donde C es la coordenada que cuantifica la continuidad del sector; c_1 y c_2 , los pesos de la función de continuidad para cada uno de los indicadores ($I1$, $I2$); Q y P , de forma análoga, son las coordenadas de calidad y presión con sus respectivos pesos (q_1 , q_2 , p_1 y p_2) para los indicadores ($I3$, $I4$, $I5$ e $I6$).

El resultado es por tanto un vector de tres coordenadas para cada sector analizado. Mediante cada una de esas tres coordenadas se puede plantear una comparativa directa entre sectores.

(c.1) Combinación de los indicadores de continuidad

Para combinar los indicadores de continuidad ($I1$, $I2$) se hace un reparto equitativo (50/50), pues a través de la componente de impacto se

ponderan las consecuencias asociadas con la interrupción del servicio en cada caso.

(c.2) *Combinación de los indicadores de calidad*

Con el objetivo de validar su incidencia y poder cuantificar el grado de significancia se efectúan análisis estadísticos, relacionando la distribución de incidencias de calidad en la red con los valores de cada indicador obtenidos en la aplicación del mismo al conjunto de la red.

Por tratarse de datos procedentes de observaciones o modelos hidráulicos de diversos sectores, se plantea un tratamiento estadístico no paramétrico. No obstante, se debe verificar que los datos no sigan una distribución normal a partir de un análisis mediante gráficos QQ. En ellos se compara la dispersión de los datos respecto de la línea recta teórica (correspondiente a la distribución normal). Por la propia naturaleza de los datos (observaciones), no es de esperar que se cumpla una distribución normal; en tal caso, se pueden aplicar otros métodos, como el análisis de la varianza (ANOVA).

Una vez confirmada la idoneidad del tratamiento no paramétrico, se plantea un análisis estadístico Kolmogorov-Smirnov (K-S) (Smirnov, 1939) basado en los registros reales de incidencias o avisos de calidad de la red de estudio. Este estudio busca la evidencia empírica de la relación entre el indicador y las incidencias mediante un análisis de dependencia. Para determinar la capacidad de reflejar el objetivo determinado, el test K-S plantea una comparativa entre la distribución acumulada del indicador en aquellos sectores con incidencias de calidad y la función de distribución genérica de todos los sectores.

La hipótesis a contrastar por tanto es la siguiente: H_0 : los datos analizados siguen la distribución teórica; H_1 : los datos analizados no siguen la distribución teórica.

Así, la función de distribución genérica se obtiene con todos los sectores analizados, mientras que la condicionada a las incidencias de calidad se obtiene sólo con aquellos sectores en los que no se han registrado incidencias. Con

este planteamiento, el estadístico de contraste responde a la siguiente formulación:

$$D = \max_{1 \leq i \leq n} |F_c(x_i) - F_g(x_i)| \quad (8)$$

Siendo $F_g(x)$ la función de distribución acumulada teórica o genérica; $F_c(x)$, la distribución acumulada analizada o condicionada; x_i los valores de la distribución que se han obtenido, y D_α es el nivel de significancia del estadístico de contraste.

Cuando se cumpla que $D \leq D_\alpha$, se acepta la hipótesis H_0 , lo que indica que los datos obtenidos siguen la misma distribución. En estos casos, el indicador explicativo analizado no afecta a la probabilidad de ocurrencia de incidencias.

Por el contrario, cuando se cumpla que $D \geq D_\alpha$, se acepta la hipótesis H_1 , esto es, que los datos obtenidos no siguen la misma distribución. Por tanto, en estos casos el indicador analizado influirá en la probabilidad de incidencia.

Para calcular el estadístico de contraste se toma un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$ y número de grados de libertad el tamaño de la muestra, número de sectores. Basándose en los valores dados por Massey (1951) e integrados por Birnbaum (1952) se obtiene el valor crítico del contraste, según la fórmula siguiente:

$$D_{\alpha=0.05} = \frac{1.36}{\sqrt{n}} \quad (9)$$

Con base en el planteamiento K-S, tomando un determinado nivel de significancia, se llega al umbral crítico en función del tamaño de la muestra. Cuanto mayor sea la diferencia entre las distribuciones mayor será la dependencia y mejor reflejará el objetivo deseado.

Este análisis se realiza únicamente para los indicadores de calidad del servicio (I3, I4). Se han excluido del análisis los indicadores relativos a la continuidad, pues el planteamiento realizado para su elaboración es el de adaptar una función de probabilidad a las diferentes variables con base en los datos registrados. Por tanto, el indicador es una muestra conjunta de la probabilidad de fallo de los diferentes elementos del sector que por su propia construcción

no requiere una posterior validación, ya que se elabora a partir de los datos disponibles. Lo mismo ocurre con los indicadores de la gestión de presiones (I_5 , I_6), pues la relación con el objetivo a medir es directa y su valor puede ser previsto mediante modelos hidráulicos.

(c.3) Combinación de los indicadores de presión

Se plantea un reparto de pesos no uniforme entre el exceso de presión (puntos con presión por encima del límite superior deseado) y la falta de presión (puntos con presiones por debajo de la presión umbral de diseño). Puesto que una sobrepresión supone una ineficiencia y la falta de presión constituye un inadecuado servicio que percibe el usuario final, y por tanto un mayor riesgo de incumplir el nivel de servicio, la ponderación adoptada es 30/70. Es decir, los pesos relativos son $p_1 = 0.30$ y $p_2 = 0.70$ para sobrepresión y presión mínima, respectivamente.

Con este planteamiento se obtiene una puntuación global frente al cumplimiento de cada objetivo por parte del sector analizado. El resultado de aplicar esta metodología es un análisis holístico del comportamiento del sector, que refleja su nivel de vulnerabilidad ante el incumplimiento del servicio, medido en términos de continuidad, calidad y presión. Aporta una información muy útil para la toma de decisiones de planificación de inversiones, operación y mantenimiento de una red sectorizada.

Para la siguiente fase de análisis de eficiencia resulta necesario ponderar cada objetivo de forma que se puedan combinar en un único indicador (ecuación (10)):

$$V = \alpha \cdot q + \beta \cdot c + \gamma \cdot p \quad (10)$$

Siendo V la vulnerabilidad global del sector; α , β y γ , los pesos para cada uno de los objetivos: calidad (q), continuidad del servicio prestado (c) y gestión de presiones (p).

Este proceso de valoración entre los objetivos de continuidad, calidad y gestión de presiones se puede establecer con base en las políticas regulatorias y prioridades del operador de la

red. De esta forma, según los requerimientos de los usuarios o de las propias necesidades de las gestoras, se pueden planificar las actuaciones, priorizando alguno de los objetivos frente al resto. Por todo ello, la ponderación relativa entre objetivos no se especifica en este trabajo. En el caso de estudio desarrollado se han adoptado unos factores de combinación equitativos para evitar asumir decisiones estratégicas que distorsionen los resultados.

Análisis de eficiencia-Pareto

Por otra parte, entendiendo la eficiencia como la minimización de la vulnerabilidad de incumplir el nivel de servicio (mejor calidad del agua, maximizando la continuidad y optimizando la gestión de presiones), unida a la minimización del coste de implantación y operación asociado, resulta preciso completar el análisis ya descrito con un estudio de costes específico para las opciones de cada sector. El análisis de eficiencia se plantea en dos pasos. Primero se combinan los tres objetivos, a fin de tener un único indicador de vulnerabilidad global del sector. En el segundo paso se evaluará la eficiencia de las alternativas, valorando coste y nivel de vulnerabilidad de manera conjunta.

A la hora de cuantificar los costes correspondientes a la opción analizada se consideran los costes de inversión, energéticos, así como de operación y mantenimiento. Dentro de los primeros se incluyen los que se derivan de las inversiones necesarias para delimitar, controlar e instrumentar los sectores como válvulas frontera, desagües de purga, caudalímetros dimensionados para el rango de caudales demandados por el sector, o elementos de gestión de presión, ya sean de carácter estático o dinámico, cuya selección dependerá de los fondos disponibles y criterios propios del operador. En cuanto a los costes energéticos, se consideran los asociados con los bombeos necesarios para proporcionar la presión necesaria. En los costes de operación y mantenimiento se incluyen tareas de inspección, purga y, en general, todas aquellas tareas necesarias para el funcionamiento de la red de cada ámbito.

A través de la metodología planteada, en redes sectorizadas existentes se identificarán los sectores críticos mediante el análisis de vulnerabilidad, y posteriormente se evaluarán las diferentes alternativas de diseño a través del análisis de eficiencia, tomando como referencia la vulnerabilidad del sector implantado y considerando los costes asociados a cada solución. Aparentemente, conforme aumenta la inversión mejora el comportamiento de la red (Kandulu, 2013). Sin embargo, en términos de vulnerabilidad del servicio, es necesario analizar si el aumento de la inversión produce una mejora significativa o si se dispone de los fondos suficientes para realizar la mejora deseada. En el caso de diseño de nuevos sectores, se podrá hacer directamente a partir del análisis de eficiencia, evaluando el nivel de vulnerabilidad y los costos de cada alternativa. Por ello, en ambos casos es preciso analizar la eficiencia del sector y no sólo la vulnerabilidad.

Este proceso se puede realizar de dos formas: desde un punto de vista teórico se podría asignar un coeficiente que asigne un valor económico a la vulnerabilidad, buscando el óptimo de la curva en la que tanto coste como vulnerabilidad se midieran en la misma unidad (económica). Sin embargo, la complejidad para determinar el coeficiente que transformaría la vulnerabilidad en un coste introduce imprecisiones a la metodología, por lo que se ha descartado esta opción.

La segunda alternativa es plantear un análisis de Pareto que busque la optimización del vector (coste, vulnerabilidad), minimizando de forma simultánea inversión y vulnerabilidad sin introducir coeficientes adicionales. Procedimientos adicionales para optimizar una función multiobjetivo basados en el análisis de Pareto han sido estudiados por Pecci, Abraham y Stoianov (2017). Puesto que un vector no puede optimizarse buscando un máximo o un mínimo, el conjunto de soluciones no inferiores generadas mediante el análisis de Pareto proporciona una información muy útil.

Representando gráficamente las alternativas por su nivel de vulnerabilidad total (suma ponderada del comportamiento frente a cada uno

de los objetivos) frente al nivel de inversión de cada opción se genera una nube de puntos. La optimización de ese vector se consigue analizando las soluciones frontera (no inferiores), es decir, aquellas para las que con un determinado nivel de inversión se consigue una menor vulnerabilidad. Sobre esa curva de soluciones no inferiores se elegirá la opción óptima, ya sea fijando el límite de inversión o bien precisando la vulnerabilidad mínima deseada. Con este método se refuerza la toma de decisiones del operador del servicio, que puede seleccionar la opción más adecuada con base en el nivel de vulnerabilidad o de los fondos disponibles. Además, permite valorar en qué medida la reducción de la vulnerabilidad justifica un aumento de la inversión.

En la figura 3 se representa el procedimiento descrito, que permite evaluar las diferentes configuraciones disponibles para un mismo sector. Un aumento de la inversión puede reducir la vulnerabilidad; sin embargo, hay un cierto nivel de vulnerabilidad que no es posible reducir aun cuando se aumenta de forma notable la inversión. Esto se debe a los riesgos intrínsecos a la red, no evitables, que son independientes del nivel de inversión.

Caso de estudio

La metodología planteada se ha aplicado a la red de distribución de Canal de Isabel II en la Comunidad de Madrid, España. De los datos registrados en más de 800 sectores de la red, 494 fueron seleccionados por su representatividad para este estudio y por la disponibilidad de información fiable. Estos datos posibilitan la construcción de las funciones de probabilidad de fallo y la estimación de los tiempos de afección de los indicadores de continuidad ($I1$, $I2$), a partir del número de roturas registradas. Asimismo, los indicadores de calidad ($I3$, $I4$), junto con los avisos e incidencias de calidad registrados en las bases de datos de la compañía, se emplearon para la normalización del indicador. Por último, a partir de modelos hidráulicos de la red, y con el establecimiento de umbrales objetivo por el

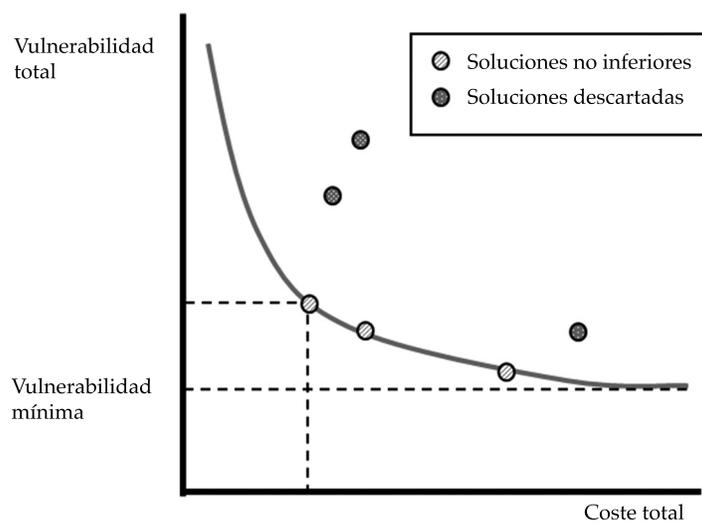


Figura 3. Planteamiento conjunto de los tres parámetros (eficiencia global) vs. coste. Análisis de Pareto.

operador, se establecieron los indicadores de presión (I5, I6).

Para evaluar la vulnerabilidad de la continuidad del servicio se usaron dos indicadores construidos a partir de un análisis estadístico de más de 50 000 roturas registradas en la red de Canal de Isabel II durante cinco años, en el periodo 2010-2014. Para ello se identificaron las variables explicativas que condicionan las roturas de la red de distribución y la estratégica.

Para la estimación de los tiempos de maniobra para suministro alternativo y de corte se emplearon los registros de tiempo de reparación del sistema de incidencias de Canal de Isabel II. En esa determinación de tiempos influyen las variables diámetro, material, localización de la rotura, ubicación, proximidad de válvulas de corte y existencia de desagües.

La base de datos con 35 000 registros de los avisos e incidencias de calidad en la red de Canal de Isabel II en el mismo periodo de estudio se utilizó para el ajuste de los indicadores de calidad (I3, I4), construyéndose la función de distribución acumulada genérica y condicionada a las incidencias de calidad para su posterior tratamiento estadístico mediante el test K-S.

Se elaboraron modelos hidráulicos para el análisis de las presiones en los diferentes sectores de la red. Además, se hizo un análisis geográfico, en el que se han caracterizado los diferentes porcentajes de horas-propiedad para presión mínima y máxima de acuerdo con los umbrales establecidos en este estudio.

A partir de la metodología se construye la función multiobjetivo con datos de la red de la empresa. Del conjunto de los 494 sectores estudiados de la red de distribución de Canal de Isabel II se seleccionaron tres sectores colindantes (figura 4) sobre los que se aplicó. Así, se plantea una comparación directa entre las diferentes alternativas de resectorización, que facilite la selección de la mejor opción.

Para cada una de las alternativas planteadas se obtuvo la valoración de la vulnerabilidad frente a cada objetivo analizado, así como la vulnerabilidad total. Como ya se indicó, los factores de combinación de los tres objetivos aplicados en este estudio para el cálculo de la vulnerabilidad global son equitativos para evitar la alteración del resultado.

Dado que la estimación de costes asociados con cada solución depende en gran medida de

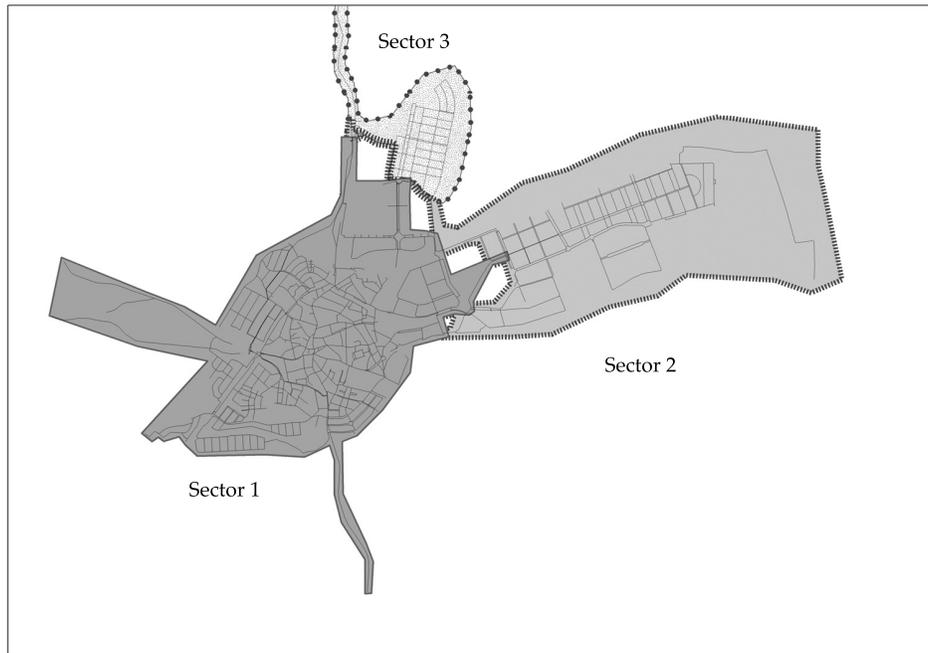


Figura 4. Caso de estudio, sectores analizados.

los criterios propios del gestor de la red, que definirá las especificaciones de los equipos más convenientes en cada caso, no se incluyen en el caso de estudio presentado.

Resultados y discusión

La metodología propuesta se aplicó a 494 sectores de la red de Canal de Isabel II en Madrid, evaluándose los indicadores que se muestran en el cuadro 1.

Continuidad

Para la obtención del indicador del riesgo de discontinuidad interno se estudiaron las variables explicativas en el deterioro de las tuberías de distribución. De ellas, se seleccionaron las siguientes por su mayor repercusión en las roturas registradas: (1) año de instalación o edad de la tubería, (2) diámetro, (3) presión media de funcionamiento y (4) profundidad de instalación. A partir de estas variables se desarrolló un

modelo conjunto que determina la probabilidad de fallo para cada tubería. Se analizó en primera estancia el año de instalación y el diámetro, pues se identificaron como variables dependientes; después se incorporaron las otras variables explicativas mediante coeficientes correspondientes a cada una de ellas. Así, se desarrolló un modelo de rotura en función del año y el diámetro, y dos factores de corrección que se calcularon mediante un modelo no paramétrico, dividiendo el valor de la función de distribución en roturas por el valor de la función de distribución genérica para cada variable:

$$Pa_i = p_{1,2}(t)f_2f_3 \quad (11)$$

Donde Pa_i es la probabilidad de fallo de la tubería de distribución i ; $p_{1,2}(t)$, la probabilidad de rotura de las tuberías de distribución en función del año de instalación y el diámetro; y f_2 y f_3 son los factores de corrección en función de las variables presión media y profundidad. Para el ajuste de la probabilidad de rotura se emplea

una expresión formada por una componente de fallo aleatorio constante y una componente de fallo por deterioro:

$$p_{1,2}(t) = A + \frac{B}{1 + e^{c(t-D)}} \quad (12)$$

Donde A , B , C y D son valores numéricos constantes que varían en función de las características particulares de cada red de estudio, y t es la antigüedad de la tubería en años.

En la figura 5a se muestran los resultados parciales de los diferentes modelos de probabilidad de fallo para cada variable. Por lo general se identifica una componente aleatoria (valor constante) más un término adicional en cada caso; una componente función del tamaño (para el caso del diámetro); otra exponencial por el deterioro para el caso del año de instalación; una de modulación para el caso de la profundidad, y otra para el caso de la presión.

Respecto del riesgo de discontinuidad externo, la probabilidad de fallo responde al mismo análisis considerado en el indicador anterior, pero particularizado al caso de las tuberías de la red estratégica con los datos disponibles de la red de Canal de Isabel II. En este caso, en el análisis de las roturas en las tuberías estratégicas se identificaron tres variables explicativas independientes: (1) año de instalación o edad de la tubería, (2) diámetro y (3) presión media de funcionamiento (ver figura 5b). A partir de ellas se desarrolló el modelo conjunto de forma análoga a la red de distribución:

$$Pb_i = p_1(t)f_2f_3 \quad (13)$$

Donde Pb_i es la probabilidad de fallo de la tubería estratégica i ; $p_1(t)$, la probabilidad de rotura de las tuberías estratégicas en función del año de instalación; f_2 , el factor de corrección en función del diámetro, y f_3 es el correspondiente a la presión media. Para el ajuste de la probabilidad de rotura se emplea una expresión formada por una componente de fallo aleatorio constante y dos componentes de fallo por deterioro, en función de la antigüedad de la tubería:

$$p_1(t) = E + Gt + \frac{H}{1 + e^{J(t-K)}} \quad (14)$$

Donde E , G , H , J y K son valores numéricos constantes que varían en función de las características particulares de cada red de estudio, y t es la antigüedad de la tubería en años.

El análisis de los indicadores con la configuración del sector permite extraer conclusiones sobre su repercusión en el comportamiento del sector. En la figura 6a se puede observar la influencia del nivel de mallado, expresado como longitud de red, dividido por número de propiedades, en el riesgo interno. Si este nivel es inferior a 50 m/propiedad se tiene una dispersión de resultados, pero por encima de ese valor todos los sectores tienen un buen comportamiento frente al riesgo interno de discontinuidad. La explicación de esta observación se debe a la minimización del impacto al aumentar el nivel del mallado, pues se reduce el área de afección y con ello el número de propiedades implicadas por las posibles roturas. En este sentido, aunque el nivel de mallado esté por debajo de ese umbral, se observan ciertos sectores con un comportamiento adecuado en cuanto al riesgo interno. Esto se puede deber a que una correcta sectorización facilita el establecimiento de un rango de presiones adecuado que puede reducir la probabilidad de fallo (Lambert & Thornton, 2011), y con ello el riesgo de discontinuidad.

Calidad

Se han construido las correspondientes funciones de distribución acumuladas de los dos indicadores, genérica y condicionadas a las incidencias. Según la metodología descrita para un tamaño de muestra de 494 sectores, el estadístico de contraste resultante es de 0.061. El resultado del test estadístico K-S para cada uno de los indicadores de calidad se muestra en la figura 6, donde se aprecia la separación máxima entre las funciones de distribución genérica y condicionada para los dos indicadores frente a las incidencias registradas. Este análisis ha permitido confirmar la influencia del porcentaje de

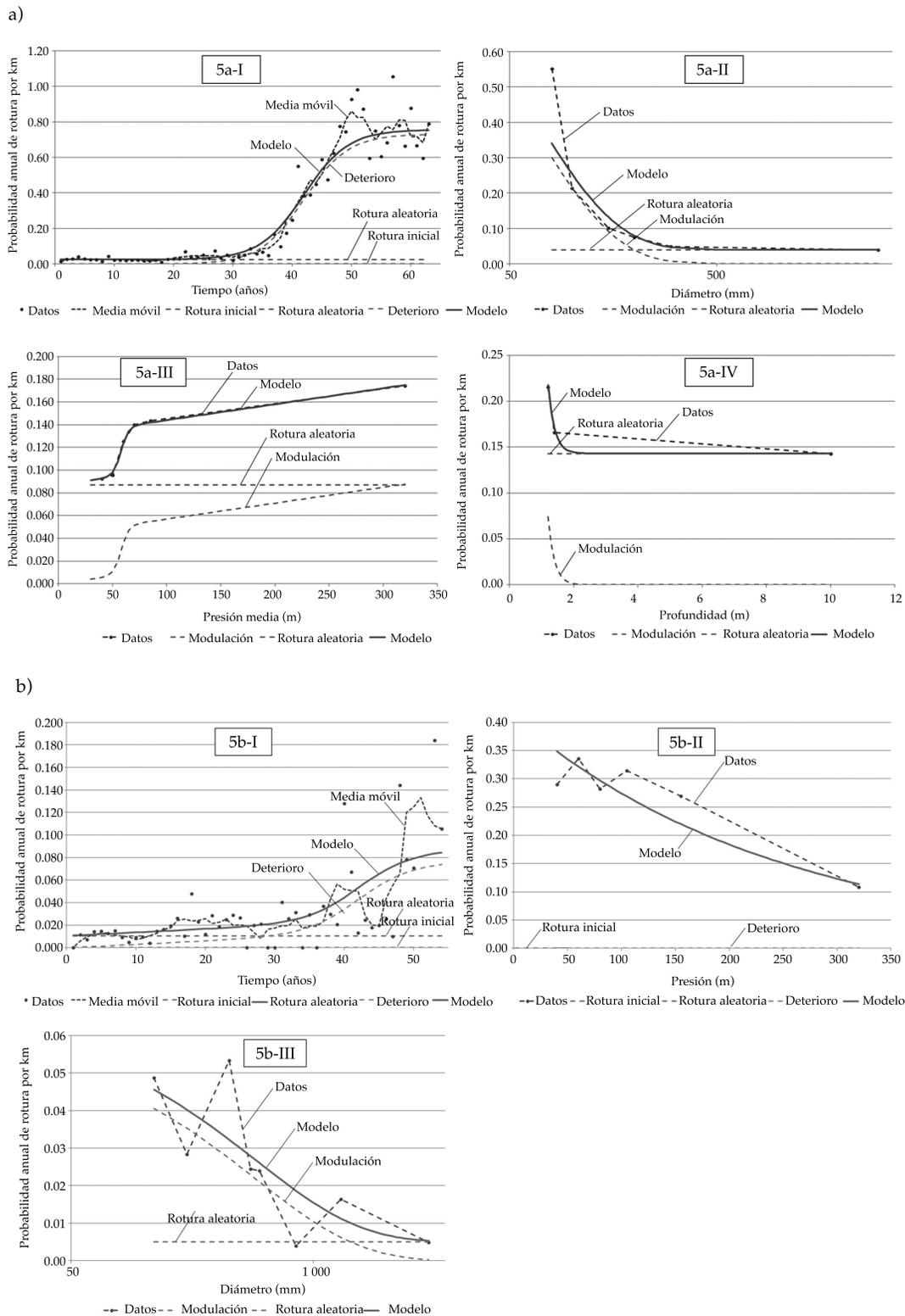


Figura 5a. Ajuste de la probabilidad de fallo en redes de distribución en función de: I) año de instalación, II) diámetro, III) presión media y IV) profundidad de la tubería. Figura 5b. Ajuste de la probabilidad de fallo en red estratégica en función de: I) año de instalación, II) diámetro y III) presión media.

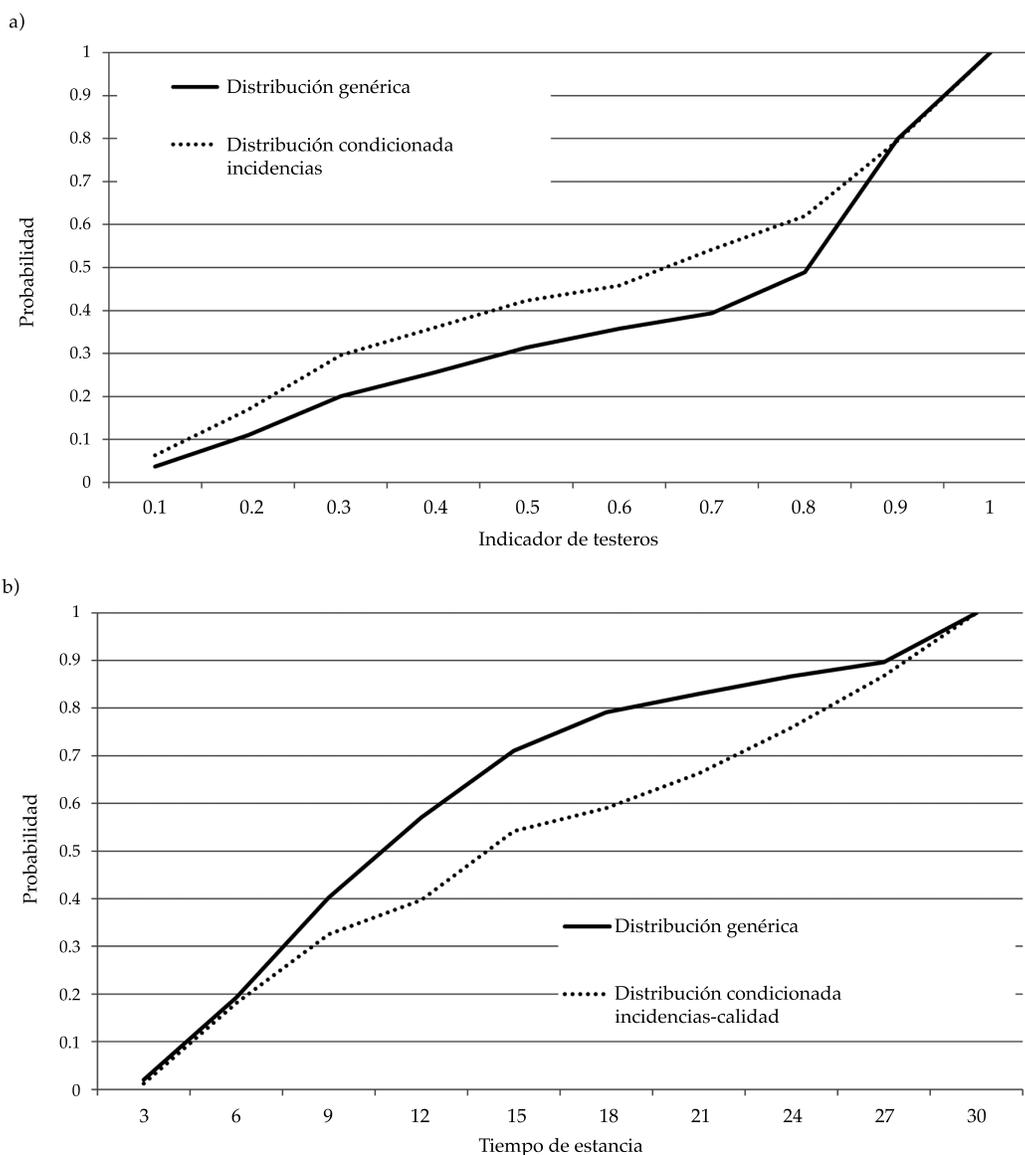


Figura 6a Análisis de indicadores e incidencias de calidad. Porcentaje de testers. Figura 6b. Análisis de indicadores e incidencias de calidad. Tiempo de estancia.

testeros y del tiempo de estancia sobre la calidad del agua.

Se ha empleado la información del test K-S de verificación de cada uno de los sectores con los datos reales sobre los que se aplica la metodología para obtener los pesos de combinación en función del nivel de significancia presentado por cada uno de los indicadores sobre la distribución de avisos de calidad. El resultado

obtenido para porcentaje de testers y tiempo de estancia es $q_1 = 0.25$ y $q_2 = 0.75$, respectivamente.

Analizando los valores obtenidos de los indicadores de calidad para los sectores de la red analizada, se observa que hay una gran dispersión de resultados. En este caso, la distribución de las incidencias de calidad se vincula con la configuración del sector mediante la relación longitud de red entre área. Según los

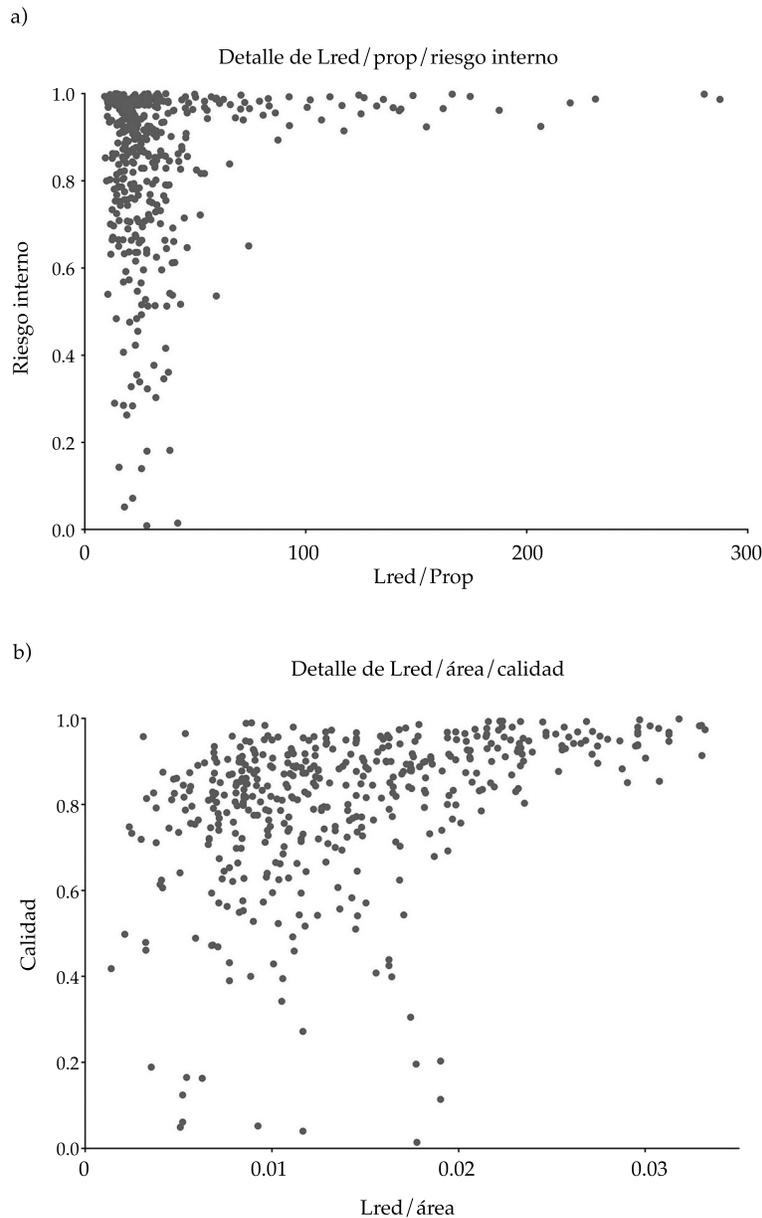


Figura 7. Vinculación de los indicadores con la configuración del sector: a) longitud de red/propiedades *versus* indicador de riesgo interno; b) longitud de red/área *versus* indicador de calidad.

resultados obtenidos (ver figura 7b), se observa de nuevo un umbral, próximo a los 0.02 m de red por cada m^2 de superficie, por encima del cual se tiene una mayor garantía de la calidad del servicio. Por debajo de este valor también hay sectores con buen comportamiento, pero la dispersión es mayor y no se puede garantizar el comportamiento.

De nuevo un adecuado nivel de mallado mejora la calidad del agua, pues se genera un mayor número de posibles caminos de suministro, reduciéndose el tiempo de estancia al mínimo, que la propia distancia entre punto de entrada al sector y punto de consumo exige. Además, esta característica reduce la posibilidad de que se generen testeros y su negativa repercusión en la calidad del agua.

Presión

En la figura 8 se muestra la distribución de porcentajes de sectores de acuerdo con el rango horas por propiedad y categorías de presiones obtenidos con los modelos hidráulicos. Se aprecia que el porcentaje de sectores en los que se tiene un porcentaje de horas por propiedad con presiones por debajo de la mínima es muy reducido. Este resultado es consistente con los criterios de diseño de la red sectorizada, que priorizan el aseguramiento de la presión mínima en los puntos de consumo del sector. Se ha confirmado la relación entre los sectores en los que no se cumplen las presiones y las zonas con mayor desnivel topográfico. La justificación de este resultado se asocia con la evidente complicación que introduce esta característica en el cumplimiento de un régimen adecuado de presiones.

La función multiobjetivo construida con los datos de la red de Canal de Isabel II se aplicó a tres sectores determinados. En el cuadro 2 se recogen las valoraciones obtenidas para cada sector de acuerdo con diferentes alternativas de resectorización planteadas. Con base en este

criterio, la opción C supone una mejora de la configuración actual y de las otras dos alternativas de resectorización planteadas (alternativas A y B), pues consiguen reducir la vulnerabilidad total del sector. Se observa que al mejorar el comportamiento frente a un objetivo se incide sobre el comportamiento del resto, por lo que la sectorización debe ser analizada desde un punto de vista de red y no de sector, dado que conseguir una baja vulnerabilidad en un sector puede implicar una alta vulnerabilidad en sectores próximos. Por este motivo, la solución a la sectorización requiere un equilibrio entre los distintos sectores.

La metodología plantea la construcción de la función multiobjetivo a partir de los datos específicos de la red a estudiar. Se basa en el análisis de la red existente como punto de referencia de los nuevos sectores, evitando así la comparación entre redes de abastecimiento diferentes, pues los condicionantes específicos, al igual que el nivel de servicio a prestar, es diferente en cada caso. No obstante, los datos recogidos pueden servir como punto de partida para redes en las que no se disponga del mismo volumen de registros históricos.

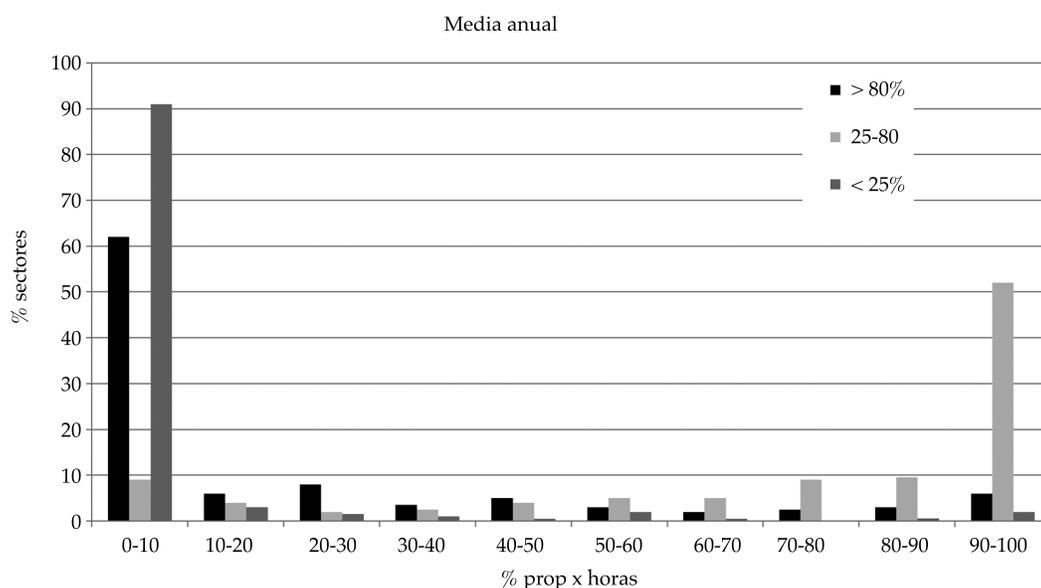


Figura 8. Porcentajes de sectores por rango horas por propiedad y categorías de presiones.

Cuadro 2. Comparativa de valoraciones obtenidas en las alternativas propuestas.

Alternativa	Long. red (m)	Núm. prop.	Área (m ²)	Vulnerabilidad			Vulnerabilidad total	
				Continuidad	Calidad	Presión		
Sector 1	Sit. in.	73 932	4 685	4 502 501	0.759	0.540	0.999	0.766
	Alt. A	74 251	4 701	4 691 135	0.815	0.601	0.989	0.802
	Alt. B	70 912	4 158	4 121 784	0.801	0.512	1.000	0.771
	Alt. C	72 997	4 581	1 668 881	0.659	0.602	0.351	0.537
Sector 2	Sit. in.	36 270	415	4 145 634	0.905	0.142	1.000	0.682
	Alt. A	35 751	409	4 035 679	0.715	0.451	0.998	0.721
	Alt. B	38 297	491	3 850 155	0.805	0.253	1.000	0.686
	Alt. C	37 156	436	2 423 756	0.827	0.627	0.458	0.637
Sector 3	Sit. in.	21 750	393	1 747 559	0.831	0.668	0.300	0.599
	Alt. A	21 951	383	1 668 881	0.818	0.557	0.951	0.775
	Alt. B	22 744	844	2 423 756	0.910	0.451	0.989	0.783
	Alt. C	21 800	476	1 681 131	0.841	0.751	0.451	0.681

Nota: Long. red = longitud de red; Sit. in. = situación inicial.

Conclusiones

La metodología presentada aporta una herramienta de valoración de la sectorización de redes de distribución sectorizadas, posibilitando una revisión de la sectorización para mejorar su eficiencia. Mediante un test basado en parámetros fácilmente obtenibles se dispone de una imagen cuantitativa sobre el nivel de vulnerabilidad de los diferentes sectores. De esta forma se podrán dirigir los esfuerzos de inversión a la mejora del comportamiento de aquellos sectores que presentan un mayor riesgo de incumplir el nivel de servicio, que debe ser preestablecido por el operador del abastecimiento.

Se plantea una función multicriterio para cuantificar la vulnerabilidad de un sector en una red de distribución, en términos de continuidad del servicio, calidad del agua y gestión de presiones. Aplicando esta función en los diferentes ámbitos implantados de una red sectorizada se pueden identificar los sectores críticos. Esta función permite establecer una comparación directa entre sectores para la toma de decisiones de inversión.

A fin de determinar la eficiencia de un sector se debe vincular la vulnerabilidad con el

parámetro coste. Para ello se combinan los tres niveles de vulnerabilidad planteados (calidad, continuidad y gestión de presiones) en un único indicador de vulnerabilidad global. La combinación se hace ponderando cada parámetro según las estrategias y criterios propios del gestor. En un segundo paso se realiza un análisis de Pareto, comparando alternativas en sus dos variables: coste y nivel de vulnerabilidad. Este análisis permite buscar el óptimo dentro de las soluciones frontera, ya sea para un nivel de vulnerabilidad deseado o bien en función del nivel de inversión.

Este procedimiento es útil para el diseño de soluciones alternativas o para nuevos ámbitos de una red sectorizada, buscando la menor vulnerabilidad. Introduciendo la variable coste asociada con cada solución se puede determinar la eficiencia de cada alternativa y seleccionar así, desde un punto de vista objetivo, la mejor opción.

Con los resultados obtenidos de aplicar los indicadores a la red de Canal de Isabel II se confirma la influencia del nivel de mallado, expresado como longitud de red entre número de propiedades, identificándose un umbral por encima del cual se tiene una mayor garantía de

continuidad de servicio. De igual manera, por encima de un determinado umbral de longitud de red/área del sector se tiene una mayor garantía de la calidad del servicio prestado.

La aplicación de la construcción de la función para la red de Canal de Isabel II y su aplicación a ciertos sectores muestra cómo caracterizar una red sectorizada de manera objetiva y cómo evaluar la configuración de diferentes alternativas con el fin de minimizar su vulnerabilidad. Esa comparación constituye una herramienta útil para establecer las prioridades de inversión, facilitando la toma de decisiones y cuantificando el nivel de mejora asociada con cada inversión.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Subdirección de I+D+i de Canal de Isabel II la ayuda prestada en la elaboración de la investigación recogida en el presente artículo.

Referencias

- Alegre, H., Baptista, J. M., Cabrera Jr., E., Cubillo, F., Duarte, P., Hirner, W., Merkel, W., & Parena, R. (2006). *Performance indicators for water supply services*. London: IWA Publishing.
- Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D.A., & Emerson, A. (Enero, 2010). Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms. *Integrating Water Systems*, 31-37, Sheffield, UK.
- Birnbaum, Z. W. (1952). Numerical tabulation of the distribution of Kolmogorov statistic for finite sample size. *Journal of the American Statistical Association*, (47), 425-441.
- Cabrera-Béjar, J. A., & Gueorguiev-Tzatchkov, V. (2012). Modelación de redes de distribución de agua con suministro intermitente. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 3(2), 5-25.
- Di Nardo, A., & Di Natale, M. (2011). A heuristic design support methodology based on graph theory for district metering of water supply networks. *Engineering Optimization*, 43(2), 193-211.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Guida, M., & Musmarra, D. (2013). Water network protection from intentional contamination by sectorization. *Water Resources Management*, 27(6), 1837-1850.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G., Tzatchkov, V., & Alcocer-Yamanaka, V. (2014). Water network sectorization based on graph theory and energy performance indices. *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 140(5), 620-629.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G., Tzatchkov, V., & Alcocer-Yamanaka, V. (2015). Performance indices for water network partitioning and sectorization. *Water Science and Technology: Water Supply*, 15(3), 499-509.
- Galdiero, E., De Paola, F., Fontana, N., Giugni, M., & Savic, D. (2016). Decision support system for the optimal design of district metered areas. *Journal of Hydroinformatics*, 18(1), 49-61, DOI: 10.2166/hydro.2015.023.
- Fontana, N., Giugni, M., & Portolano, D. (2012). Losses reduction and energy production in water distribution networks. *J. Water Resour. Plann. & Manage.*, 138(3), 237-244.
- Gomes, R., Marques, A. S., & Sousa, J. (2011). Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems. *Urban Water Journal*, 8(2), 65.
- Gómez-Martínez, P., Cubillo, F., Martín-Carrasco, F. J., & Garrote, L. (2017). Statistical dependence of pipe breaks on explanatory variables. *Water*, 9(3), 158.
- Hunaidi, O., & Brothers, K. (2007). *Optimum size of district metered areas*. Water Loss Specialist Conference, IWA, Bucharest, Romania.
- Kandulu, J. (2013). Are we risking too much? Estimating the risk-mitigating benefit of urban water supply augmentation options. *Water Science & Technology*, IWA, 13(2), 531-539.
- Karadirek, I. E., Kara, S., Yilmaz, G., Muhammetoglu, A., & Muhammetoglu, H. (2012). Implementation of hydraulic modelling for water-loss reduction through pressure management. *Water Resources Management*, 26(9), 2555-2568.
- Lambert, A., & Thornton, J. (2011). The relationship between pressure and burst – A 'state-of-the-art' update. *Journal of Water Reuse and Desalination Water*, 13(2), 37-38.
- Massey, F. J. (1951). The Kolmogorov-Smirnov test for goodness of fit. *Journal of the American Statistical Association*, 46(253), 68-78.
- Martínez-Codina, Á., Saavedra, C., Cueto-Felgueroso, L., & Garrote, L. (2016). Influencia de la presión en roturas de tubería de redes de distribución. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(4), 25-39.
- Morrison, J., Tooms, S., & Rogers, D. (2007). *District metered areas guidance notes*. London: IWA Publishing.
- Messac, A., & Mattson, C. A. (2004). *Normal constraint method with guarantee of even representation of complete Pareto frontier*. Structures, Structural Dynamics and Materials Conference, 45th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC.
- Pecci, F., Abraham, E., & Stoianov, I. (2017). Scalable Pareto set generation for multiobjective co-design problems in water distribution networks: A continuous relaxation approach. *Struct. Multidisc. Optim.*, 55(3), 857-869.
- Smirnov, N. (1939). Sur les écarts de la courbe de distribution empirique. *Recueil Mathématique*, 6, 3-26.
- Tzatchkov, V., Alcocer-Yamanaka, V., & Bourguett-Ortiz, V. (2008). Sectorización de redes de distribución de agua

potable a través de algoritmos basados en la teoría de grafos. *Tláloc-AMH*, 40, 14-22.

UKWIR (1997). *The managing leakage series of reports*. London: United Kingdom Water Industry Research.

Wright, R., Abraham, E., Parpas, P., & Stoianov, I. (2015). Control of water distribution networks with dynamic DMA topology using strictly feasible sequential convex programming. *Water Resources Research*, 51(12), 9925-9941.

C.E. Francisco Cubillo-González

Canal de Isabel II S.A.
Subdirección de I + D + i
C/ Santa Engracia 125
28003 Madrid, ESPAÑA
Teléfono: +34 (91) 5451 000
fcubillo@canaldeisabelsegunda.es

Dirección institucional de los autores

M.C. Patricia Gómez-Martínez
Dr. Francisco Javier Martín-Carrasco

Universidad Politécnica de Madrid
ETSI Caminos Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica, Energía y Medio Ambiente
C/ Profesor Aranguren s/n
28040 Madrid, ESPAÑA
Teléfono: +34 (91) 3366 711
pgomezmartinez@canaldeisabelsegunda.es
f.martin@upm.es



Haga clic aquí para escribir al autor



Laboratorio Tlapeaxco de la Universidad Autónoma Chapingo, México.

Foto: Marlio Bedoya Cardoso.

Clasificación y evaluación de los distritos de riego en México con base en indicadores de desempeño

• Anabel Altamirano-Aguilar • José Benigno Valdez-Torres* •
Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo, A. C., México

*Autor para correspondencia

• Cuitláhuac Valdez-Lafarga •
Universidad de Occidente, México

• Jorge Inés León-Balderrama • Miguel Betancourt-Lozano •
• Tomás Osuna-Enciso •
Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo, A. C., México

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-05

Resumen

Altamirano-Aguilar, A., Valdez-Torres, J. B., Valdez-Lafarga, C., León-Balderrama, J. I., Betancourt-Lozano, M., & Osuna-Enciso, T. (julio-agosto, 2017). Clasificación y evaluación de los distritos de riego en México con base en indicadores de desempeño. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 79-99.

Uno de los principales problemas del riego en México es su gestión. Entre las varias organizaciones encargadas de la administración del riego en el país, los distritos de riego tienen uno de los roles más importantes, de ahí la pertinencia de estudiar su desempeño. Siguiendo el marco conceptual de Malano y Burton (2001), se diseñó un procedimiento para clasificar los distritos de riego y estimar su desempeño usando indicadores. El procedimiento consistió de las siguientes etapas generales: (1) clasificación de los distritos de riego en grupos climáticos; (2) selección y validación de indicadores de desempeño; (3) determinación de conglomerados de distritos de riego, por grupo climático, aplicando componentes principales y análisis de conglomerados; (4) evaluación del desempeño de cada conglomerado por medio de gráficas multivariadas y una escala de desempeño arbitraria. Se obtuvieron tres grupos climáticos: un grupo seco (con 42 distritos en cinco conglomerados); un grupo templado húmedo (con 14 distritos en dos conglomerados), y un grupo cálido húmedo (con 28 distritos en seis conglomerados). Los conglomerados mostraron características similares, como tipo de cultivos, fuentes de suministro de agua y canales de infraestructura de irrigación, entre otros. En general, el desempeño de riego de todos los conglomerados fue bajo.

Palabras clave: distritos de riego, análisis de conglomerados, indicadores de desempeño.

Abstract

Altamirano-Aguilar, A., Valdez-Torres, J. B., Valdez-Lafarga, C., León-Balderrama, J. I., Betancourt-Lozano, M., & Osuna-Enciso, T. (July-August, 2017). Classification and evaluation of the irrigation districts in Mexico based on performance indicators. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 79-99.

One of the main issues of irrigation in Mexico is its management. Among the various institutions responsible of irrigation management in the country, the irrigation districts have one of the most important roles, hence the pertinence of studying their performance. Following the conceptual framework by Malano and Burton (2001), a procedure was designed to classify the irrigation districts and estimate their performance. The procedure consisted of the following steps: (1) classification of the irrigation districts by climatic groups; (2) selection and validation of irrigation performance indicators; (3) determination of clusters of irrigation districts, by climatic group, using principal components and cluster; (4) performance evaluation of each cluster using multivariate graphs and an arbitrary performance scale. Three climatic groups were obtained: a dry group (42 districts within five clusters), a humid temperate group (14 districts within two clusters) and a humid warm group (28 districts within six clusters). The clusters showed similar characteristics such as type of crops, the source of water supply, and infrastructure of irrigation channels, among others. In general, the irrigation performance of all clusters was low.

Keywords: Irrigation districts, cluster analysis, performance indicators.

Recibido: 01/07/2016
Aceptado: 06/03/2017

Introducción

La mayor parte del agua dulce disponible en México se destina al riego agrícola, principalmente a los 86 distritos de riego (DR). Si bien la importancia de los distritos de riego en la producción de alimentos es ampliamente reconocida, en su operación persisten una serie de problemas relacionados con su infraestructura, operación y administración, los cuales pueden explicarse por una gestión ineficiente de los mismos. Algunos de estos problemas son la baja eficiencia de conducción y distribución del agua de riego en los canales, el uso de volúmenes de agua excesivos para el riego de los cultivos, e ingresos insuficientes para operación y mantenimiento (Mejía, Palacios, Exebio, & Santos, 2002; Palacios, Exebio, Mejía, Santos, & Delgadillo, 2002; Palerm, Collado, & Rodríguez, 2010).

La problemática del agua ha formado parte importante de la política pública del gobierno mexicano, expresada a través de varias iniciativas, como la Agenda del Agua 2030, el Programa Nacional Hídrico y los Programas Hídricos Regionales. La Agenda del Agua 2030 y el Programa Nacional Hídrico 2014-2018 postulan, de manera general, en relación con los distritos de riego, un conjunto de acciones encaminadas al ahorro del agua y la tecnificación del riego (Conagua, 2011; Semarnat, 2013). En el Programa Nacional Hídrico se plantean un conjunto de actividades para lograr la seguridad y sustentabilidad hídrica, así como mejorar la productividad del sector agrícola, destacando para ello la modernización, rehabilitación y tecnificación de su infraestructura. En el mismo sentido, los Programas Hídricos Regionales delinean estrategias, presentadas en 13 iniciativas regionales, para alcanzar los objetivos de la Agenda del Agua. Estas iniciativas regionales, elaboradas por expertos en el tema del agua, presentan un diagnóstico e identifican los principales problemas del agua por región y sugieren alternativas de solución a los mismos. Sin embargo, los tres documentos centrales de la política del agua en México no abordan los problemas del riego desde una perspectiva

cuantitativa, limitándose sólo a delinear estrategias generales relacionadas con la mejora en la productividad del agua y planteando sólo de manera muy superficial aspectos relacionados con el desempeño financiero de los distritos de riego.

Un enfoque ampliamente utilizado para estudiar la problemática de la gestión del riego es la medición del desempeño de las entidades encargadas de su administración. Dicho enfoque hace uso de un conjunto de herramientas diseñadas para lograr la mejora continua, impactando en el servicio y la productividad del riego, así como en el cuidado del agua y del suelo (Molden, Burton, & Bos, 2007; Schultz & Wrachien, 2002). De esta manera, los responsables de la gestión del riego (p. ej., los administradores de los distritos de riego) pueden determinar qué tan satisfactorio es su desempeño e identificar áreas de mejora (Burton, 2010).

Una técnica utilizada para el estudio del desempeño del riego es el benchmarking. En términos generales, el benchmarking hace uso de herramientas administrativas, estadísticas y de ingeniería para evaluar la gestión de una organización, comparando el desempeño de ésta con el de otra similar, considerada la mejor (Stapenhurst, 2009). El benchmarking enfocado a los sistemas de riego permite llevar a cabo comparaciones simples mediante indicadores de desempeño de las instancias encargadas del riego. Además, mediante la comparación de las actividades y los procesos de los organismos encargados del riego es posible obtener información de utilidad relacionada con la forma en que tales organismos están dando los servicios y manejando sus recursos, con el fin de elaborar propuestas que conduzcan a una mejor gestión de los mismos (Malano & Burton, 2001; Rodríguez-Díaz, Camacho-Poyato, López-Luque, & Pérez-Urrestarazu, 2008).

Dada la importancia actual de la problemática del agua, el alto porcentaje de agua usado por el sector agrícola y la falta de estudios cuantitativos al respecto, es impostergable estudiar la gestión del riego en México. Así, desde la perspectiva del benchmarking, como una primera

etapa de estudio, el *propósito* de este trabajo fue clasificar y caracterizar los distritos de riego en México, utilizando indicadores de desempeño y técnicas de estadística multivariada.

El resto del documento está estructurado como sigue: (1) se presenta la conceptualización de los distritos de riego bajo un enfoque sistémico, como un marco para los estudios de benchmarking; (2) se muestra una breve revisión de los antecedentes de estudios relacionados con la clasificación de los sistemas de riego; (3) se presenta la metodología empleada, con una descripción breve de las herramientas utilizadas; (4) se abordan los resultados de la clasificación de los distritos de riego por conglomerados, los cuales son caracterizados y explicados con base en indicadores de desempeño y otras características generales; (5) finalmente, se presentan las conclusiones.

La gestión del riego desde el enfoque sistémico

El enfoque sistémico es una concepción general del mundo en términos de sistemas irreductiblemente integrados, de tal forma que puede asumirse como un conjunto de componentes distintos que forman un todo, pero que pueden ser aislados para su análisis y estudio (Laszlo & Krippner, 1998).

Lowdermillk *et al.* (1983) proponen estudiar la gestión del riego desde un enfoque sistémico, asumiendo que un sistema de riego está compuesto de cuatro componentes: físico, de cultivo, económico y socio-organizacional, los cuales están mutuamente intercorrelacionados y pueden agruparse bajo cualquier número de clasificaciones.

Otros de los modelos sistémicos del riego, como el propuesto por Small y Svendsen (1990), definen un sistema de riego como un conjunto de elementos físicos e institucionales empleados para adquirir agua de una fuente natural concentrada (tal como un canal natural, depresión o acuífero) y facilitar el control del movimiento de este recurso para la producción de los cultivos agrícolas. Los elementos institucionales se refieren a las normas que regulan el

comportamiento social y las relaciones que se definen entre los actores del sistema de riego. En este modelo se sientan algunas de las bases para las evaluaciones comparativas sistemáticas de riego, dando sustento al benchmarking de los sistemas de riego.

Siguiendo un enfoque sistémico, Malano y Burton (2001) proponen un modelo para realizar estudios de benchmarking. Este modelo propone tres dominios de desempeño: (1) servicio de distribución (el cual, a su vez, está dividido en los componentes operativo y financiero); (2) eficiencia productiva, y (3) desempeño ambiental. El componente operativo se refiere a la capacidad que tienen las organizaciones para distribuir el agua requerida por los usuarios, mientras que el componente financiero tiene que ver con la eficiencia con la que las organizaciones utilizan los recursos para la prestación del servicio de distribución de agua. La eficiencia productiva se refiere a la capacidad del sistema de riego para utilizar sus recursos en la producción de cultivos, y el desempeño ambiental incluye aquellos elementos relacionados con el impacto de la agricultura de riego sobre la tierra y el agua. En cada uno de estos dominios se incluyen indicadores útiles para la evaluación del desempeño.

En este trabajo se consideró pertinente tomar a los distritos de riego como unidades de estudios, desde la perspectiva del benchmarking, para la evaluación del desempeño, por lo que el propósito central de este trabajo fue clasificarlos, pues ello permite realizar comparaciones entre los distritos.

Antecedentes

El principal problema del riego es su gestión deficiente. Una de las formas en que se ha abordado este problema ha sido mediante procesos de benchmarking de los sistemas de riego. Sin embargo, los sistemas de riego suelen presentar gran heterogeneidad, dificultando la aplicación de un proceso de benchmarking, el cual requiere de sistemas de riego relativamente homogéneos, pues la comparación de sistemas diferentes

no permitiría generar recomendaciones que puedan implementarse de manera general. Una manera de identificar sistemas de riego homogéneos ha sido el uso de técnicas de clasificación. Por ejemplo, Malano y Burton (2001) proponen agrupar los sistemas de riego a través de diferentes factores, como clima, cultivos predominantes o tamaños de las organizaciones, con el fin de disminuir la heterogeneidad de los mismos.

Otros enfoques proponen el uso de análisis de componentes principales (ACP) y análisis de conglomerados (AC). Por ejemplo, un estudio de la gestión de distritos de riego en Andalucía, España, utilizó indicadores de desempeño para realizar un benchmarking y encontrar los indicadores más relevantes (Rodríguez-Díaz et al., 2008). El precio del agua resultó el indicador más correlacionado con una buena gestión del riego y se recomendó la modernización de la infraestructura de los distritos de riego para mejorar su gestión. En otro estudio de benchmarking con indicadores de riego y energía realizado para Asociaciones de Usuarios del Riego en Castilla-La Mancha, España, se redujo la variabilidad y se agruparon las asociaciones por técnica de riego (goteo y/o aspersión); esto permitió identificar los indicadores más importantes para la gestión y establecer recomendaciones para cada grupo de asociaciones (Córcoles, De Juan, Ortega, Tarjuelo, & Moreno, 2010). Un estudio más reciente sobre la gestión del riego de las Asociaciones de Usuarios en Calabria, Italia, utilizó un proceso de benchmarking a partir de los indicadores de Malano y Burton (2001) (Zema, Nicotra, Tamburino, & Zimbone, 2015). Dicho estudio consistió en tres etapas. En la primera se realizó un análisis de indicadores, se redujo la dimensionalidad de los datos mediante ACP y se identificaron los indicadores más relevantes para el estudio. En la segunda etapa, mediante AC, se clasificaron las asociaciones en dos conglomerados y las caracterizaron en términos de indicadores de desempeño. En la tercera etapa, mediante el índice de calidad propuesto por Rodríguez-Díaz et al. (2008), se elaboró un *ranking* de las

asociaciones en términos de su desempeño y se identificaron sus puntos débiles y fuertes en la gestión del riego, y en el desempeño operativo y financiero del servicio de riego para cada sistema de riego estudiado.

En México, desde 1998, la Comisión Nacional del Agua (Conagua) y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) han pretendido evaluar la gestión del riego, con resultados bastante limitados. En un primer intento, realizado de 1998 a 2001, se recopilaron datos anuales sobre 93 variables, con el objetivo de evaluar comparativamente la gestión del riego de asociaciones de usuarios. Un segundo intento, de 2001 a 2002, consistió en una prueba piloto (Programa de Evaluación Basada en Indicadores de Calidad, PEBIC) efectuada en 34 módulos de ocho distritos de riego, para la cual se utilizaron 21 indicadores de desempeño sobre aspectos de operación, mantenimiento, modernización, administración financiera y transparencia de gestión. Con el PEBIC se buscaba comparar entre distritos y entre módulos, con el propósito de diagnosticar las causas de las diferencias del nivel del desempeño. Un tercer intento, realizado en 2002 por un consultor independiente, fue un estudio de benchmarking mediante los indicadores de Malano y Burton (2001), para evaluar el desempeño de cinco módulos del Distrito de Riego Río Yaqui. Sin embargo, los alcances de estos trabajos fueron limitados por la validez y calidad de los datos recolectados, y por la falta de un análisis estadístico de los mismos. Un estudio de mayor impacto, mediante benchmarking, fue hecho por el IMTA en módulos del distrito de riego Río Mayo. Usando indicadores de operación, productividad y administración financiera en el periodo 1998-2003, se diagnosticaron las causas de las variaciones de desempeño entre módulos, pero no fue posible identificar las prácticas específicas y acciones para mejorar el desempeño (Cornish, 2005).

Materiales y métodos

La metodología desarrollada en este trabajo se dividió en las siguientes etapas: (1) selección

de indicadores de desempeño; (2) obtención y validación de datos; (3) reducción de la heterogeneidad en los datos a través de una clasificación climática de los distritos de riego; (4) reducción de la dimensionalidad por medio de análisis de componentes principales; (5) clasificación de los distritos en grupos usando análisis de conglomerados con los componentes principales obtenidos en la etapa anterior, y (6) caracterización de los distritos mediante gráficas radiales.

Selección de indicadores de desempeño

Tomando como referencia a Malano y Burton (2001), se seleccionaron aquellos indicadores de desempeño que podían ser estimados con los datos disponibles en fuentes oficiales. Además de los indicadores estimados, también se incluyeron indicadores relacionados con la productividad del agua y el valor económico de los cultivos (cuadro 1). Se obtuvieron registros agrícolas e hidrométricos de las Estadísticas Agrícolas de los Distritos de Riego de Conagua (2015a) para los años agrícolas: 2011-2012, 2012-2013 y 2013-2014; se adquirieron registros financieros de los Estados Financieros de la Infraestructura Hidroagrícola para los años 2012, 2013 y 2014 de Conagua (2013, 2014, 2015b). También se obtuvieron registros de degradación del suelo de superponer mapas de degradación del suelo y DR, los cuales se consiguieron de la Semarnat y de la Dirección de Geomática (2004), y del Sistema Nacional de Información del Agua (2016), respectivamente; la superposición se realizó mediante el *software ArcGIS 10.3*.

Clasificación climática

Debido a que los distritos de riego presentan gran heterogeneidad en superficie, cultivos, fuente de agua, número de usuarios y sistema de riego, entre otros, se agrupó a los distritos por clima predominante, como primera etapa de caracterización. Los tipos de clima se basaron en la clasificación de Köppen, modificada por

Enriqueta García (INEGI, 2005). El clima predominante de cada distrito se obtuvo a partir de la superposición de los mapas de climas y de distritos de riego, los cuales se obtuvieron de Conabio y García (2001), y del Sistema Nacional de Información del Agua (2016), respectivamente. La superposición se realizó mediante el *software ArcGIS 10.3*.

Análisis de componentes principales

La idea central del análisis de componentes principales es reducir la dimensionalidad (número de variables o indicadores) de un conjunto de datos, a la vez que mantiene tanta de la variación presente en los datos como sea posible. Esto se logra transformando las variables originales en otro conjunto de nuevas variables, denominadas componentes principales, las cuales no están correlacionadas entre sí y retienen la mayor parte de la variación presente en las variables originales.

El análisis de componentes principales procede en etapas. La primera etapa consiste en buscar una combinación lineal $a_1^T \cdot x$, dada por:

$$a_1^T \cdot x = a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + \dots + a_{1p}x_p = \sum_{j=1}^p a_{1j}x_j \quad (1)$$

tal que $\text{var}(a_1^T \cdot x) = a_1^T \Sigma a_1$ es máxima sujeta a $a_{11}^2 + a_{12}^2 + \dots + a_{1p}^2 = 1$ donde Σ es la matriz de covarianzas de x . En este procedimiento de maximización, a_1^T es un vector característico y corresponde al valor característico más grande, δ_1 , de Σ . Luego se busca una segunda combinación lineal $a_2^T \cdot x$:

$$a_2^T \cdot x = a_{21}x_1 + a_{22}x_2 + \dots + a_{2p}x_p = \sum_{j=1}^p a_{2j}x_j \quad (2)$$

tal que $\text{var}(a_2^T \cdot x) = a_2^T \Sigma a_2$ es máxima sujeta a $a_{21}^2 + a_{22}^2 + \dots + a_{2p}^2 = 1$ $\text{cov}(a_1^T \cdot x, a_2^T \cdot x) = 0$. En este caso, a_2^T es un vector característico y corresponde al segundo valor característico más grande, δ_2 , de Σ .

El tercero, cuarto, ..., p -ésimo coeficientes principales (a_3, a_4, \dots, a_p) , son los vectores

Cuadro 1. Indicadores de desempeño.

Dominio	Indicador	Abreviación	Definición	Rango
				(mín-máx)
Operativo	(1) Volumen total de agua extraída de la fuente de abastecimiento por área regada (miles de m ³ /ha)	VB/AR	$\frac{\text{Volumen total de agua extraída de la fuente de abastecimiento}}{\text{Área total regada}}$	2.29-24.96
	(2) Eficiencia global de conducción	EG	$\frac{\text{Volumen total de agua entregada a usuarios}}{\text{Volumen total de agua extraída de la fuente de abastecimiento}}$	35.59-100.00
Productivo	(3) *Precio medio rural (\$/ton)	PMR	$\frac{\text{Valor total de la producción}}{\text{Producción total}}$	325.00-16572.00
	(4) Valor de la producción por área regada (miles de \$/ha)	VP/AR	$\frac{\text{Valor total de la producción}}{\text{Área total regada}}$	8.75-226.02
	(5) *Producción por área regada (ton/ha)	P/AR	$\frac{\text{Producción total}}{\text{Área total regada}}$	4.43-102.58
	(6) Valor de la producción por agua extraída de la fuente de abastecimiento (\$/m ³)	VP/VB	$\frac{\text{Valor total de la producción}}{\text{Volumen total del agua extraída de la fuente de abastecimiento}}$	0.38-20.34
	(7) *Producción por unidad de agua extraída de la fuente de abastecimiento (kg/m ³)	P/VB	$\frac{\text{Producción total}}{\text{Volumen total del agua extraída de la fuente de abastecimiento}}$	0.50-26.16
	(8) Valor de la producción por agua entregada a usuarios (\$/m ³)	VP/VN	$\frac{\text{Valor total de la producción}}{\text{Volumen total del agua entregada a usuarios}}$	1.04-21.47
	(9) *Producción por agua entregada a usuarios (kg/m ³)	P/VN	$\frac{\text{Producción total}}{\text{Volumen total del agua entregada a usuarios}}$	0.75-37.13
Financiero	(10) Tasa de recuperación de costos	TRC	$\frac{\text{Ingresos colectados por el pago de servicios por los usuarios}}{\text{Costo total de administración, operación y mantenimiento por servicio de riego}}$	0.00-1.69
	(11) Ingreso promedio por agua entregada a usuarios (\$/m ³)	IP/VN	$\frac{\text{Ingresos colectados por el pago de servicios por los usuarios}}{\text{Volumen total de agua entregada a los usuarios}}$	0.00-0.46
	(12) Proporción de costos de mantenimiento	PCM	$\frac{\text{Costo total de mantenimiento}}{\text{Ingresos colectados por el pago de servicios por los usuarios}}$	0.00-1.34
	(13) Costo de AOM por área regada (miles de \$/ha)	CAOM/AR	$\frac{\text{Costo total de administración, operación y mantenimiento por servicio de riego}}{\text{Área total regada}}$	0.00-3.17
Ambiental	(14) *Degradación del suelo	DS	Grado de degradación del suelo por factores físicos y químicos	0.20-2.61

*Indicadores no incluidos en la referencia de Malano y Burton (2001).

característicos de Σ correspondientes a $\delta_3, \delta_4, \dots, \delta_p$, el tercero y cuarto valores característicos más grandes, . . . , y el valor característico más pequeño, respectivamente. Además, $var(a_k^T x) = \delta_k$ para $k = 1, 2, 3, \dots, p$.

Estas combinaciones lineales son referidas como componentes principales y se espera, en general, que la mayor parte de la variación en x sea explicada por m de los componentes, donde $m \ll p$. Los componentes son constructos que no tienen necesariamente una interpretación simple.

En este estudio, el ACP se aplicó sobre un total de 14 indicadores de desempeño. El criterio seguido para la selección del número de componentes principales fue tomar un porcentaje acumulado de varianza mayor o igual que 85. La interpretación de cada componente se llevó a cabo a partir de las ponderaciones de cada indicador, tomando como criterio un valor absoluto mayor o igual que 0.3. Los componentes calculados para cada grupo climático se utilizaron para clasificar los distritos de riego mediante AC.

Análisis de conglomerados

La clasificación de los distritos de riego en grupos estadísticamente homogéneos se hizo a través del método de análisis de conglomerados jerárquico, con la función de enlace de Ward y la distancia euclidiana cuadrada como medida de proximidad. En este método, la unión de dos conglomerados se basa en el tamaño de la suma de cuadrados del error y el objetivo es minimizar, en cada etapa, el incremento de la suma total de cuadrados del error (E) dentro del conglomerado. La suma total de cuadrados del error es dada por:

$$E = \sum_{m=1}^g E_m \quad (3)$$

donde g es el número de conglomerados:

$$E_m = \sum_{l=1}^{n_m} \sum_{k=1}^{p_k} (x_{ml,k} - \bar{x}_{m,k})^2,$$

y $\bar{x}_{m,k} = \left(\frac{1}{n_m}\right) \sum_{l=1}^{n_m} x_{ml,k}$ es la media del m^{th} conglomerado para la k^{th} variable; $x_{ml,k}$ es el valor de la k^{th} variable ($k = 1, \dots, p$) para el l^{th} objeto ($l = 1, \dots, n_m$) en el m^{th} conglomerado ($m = 1, \dots, g$).

Evaluación de conglomerados

La evaluación del desempeño del riego se llevó a cabo a nivel de conglomerados, pues constituyen el menor nivel de agregación propuesto en este estudio. De manera general, el desempeño se evaluó de acuerdo con los siguientes dominios: *operativo*, expresado como eficiencia en la distribución y consumo del agua, a través de los indicadores VB/AR y EG; *productivo*, dividido en producción y productividad del agua. Para la producción se utilizaron los indicadores PMR, VP/AR y P/AR, para la productividad del agua, en términos de volumen de producción se utilizaron P/VB y P/VN, y para la productividad del agua en términos de valor económico VP/VB y VP/VN; *financiero*, se expresó en ingresos por administración, operación, mantenimiento de infraestructura y servicios del agua a usuarios, usando los indicadores TRC y IP/VN, y los costos de la conservación de la red de distribución del agua y costo del riego, a partir de los indicadores PCM y CAOM/AR. Para cada conglomerado se realizó lo siguiente:

1. Se estandarizaron los valores de cada indicador.
2. Se elaboró e interpretó una gráfica de radar con los valores estandarizados de los indicadores.
3. Se asignó un *valor de desempeño* para cada indicador, considerando su valor promedio, de acuerdo con las siguientes categorías de la escala arbitraria: *muy bajo* (menor que -2); *bajo* (de -2 a -1); *regular* (-1 a 0); *medio* (0 a 1); *alto* (1 a 2), y *muy alto* (mayor que 2).

Asimismo, con la finalidad de complementar la caracterización de los conglomerados, se usaron las variables adicionales siguientes: área regada (AR), número de usuarios (NU), fuente y

conducción (FC), longitud de canales revestidos (LCR), longitud de canales sin revestir (LCSR), longitud de canales entubados (LCE) y tipos de cultivos principales.

Resultados y discusión

Clasificación climática

Un total de 84 distritos de riego de México quedaron divididos en tres grupos climáticos: seco (S) con 42 distritos; templado húmedo (TH) con 14, y cálido húmedo (CH) con 28 (cuadro 2). Clasificar los distritos de riego por tipo climático resultó una estrategia adecuada para disminuir la heterogeneidad, ya que el clima determina en gran medida el tipo de cultivo. Además, el clima y las condiciones geográficas de cada región influyen en la disponibilidad de agua. La precipitación, temperatura, tipo de suelo y tipo de cultivos contribuyeron a explicar la diferencia entre grupos climáticos y la homogeneidad de los distritos en cada grupo climático. En el grupo climático seco se siembra principalmente maíz, trigo, forrajes y cultivos de alto valor, como uva y hortalizas; en el grupo climático templado húmedo se produce principalmente sorgo, alfalfa, maíz y trigo; mientras que el grupo climático cálido húmedo se cultiva principalmente caña de azúcar, forrajes y algunos frutales. La figura 1 muestra la distribución geográfica de los distritos de riego por grupo climático.

Análisis de componentes principales

En el cuadro 3 se muestran los resultados del análisis de componentes principales por grupo climático. El número de componentes se determinó a partir del porcentaje acumulado de varianza, tomando como referencia un valor mayor a 85%. El cuadro 3 muestra una clara reducción en la dimensionalidad del análisis del desempeño de la gestión, al reducir de 14 indicadores a 4 y/o 5 componentes principales, facilitando el análisis de conglomerados para la clasificación de los distritos de riego. El

cuadro 4 muestra las ponderaciones para cada indicador por componente y grupo climático. Se consideró que un indicador contribuye de manera importante al componente si su valor absoluto es mayor que 0.3.

Análisis de conglomerados

En el análisis de conglomerados por grupo climático, a través del enlace Ward, se utilizaron a los distritos de riego como casos y los valores de los componentes principales para cada distrito como variables. Los valores de los componentes principales se calcularon a partir de sus ecuaciones estimadas, sustituyendo en cada ecuación valores originales de los indicadores. El número de conglomerados se determinó tomando un porcentaje de similitud mayor a 70%. A partir de lo anterior, se obtuvieron los conglomerados S1, S2, S3, S4 y S5 para el grupo climático seco (figura 2a); los conglomerados TH1 y TH2 para el grupo climático templado húmedo (figura 2b). Los conglomerados TH3, TH4, TH5 y TH6, que corresponden a los DR 61, 87, 73, y 99, respectivamente, no se consideraron para el análisis posterior por estar constituidos por un solo distrito. Los conglomerados CH1, CH2, CH3, CH4, CH5 y CH6 se consideraron para el grupo climático cálido húmedo (figura 2c). El distrito 37 se unió al conglomerado conformado por los DR 50, 66, 51, 84, constituyendo el conglomerado S5.

Evaluación de los conglomerados

A continuación se presenta una descripción general de cada grupo climático y posteriormente se evalúa el desempeño de sus conglomerados.

Grupo climático seco

El grupo climático seco ocupa más de 70% de la superficie total de los distritos de riego y tiene más de 60% del total de usuarios del país, para una distribución promedio de 6 ha por usuario. El desempeño operativo de los conglomerados de este grupo climático es aceptable, lo cual puede deberse a que más de 50% de su red

Cuadro 2. Clasificación de los distritos de riego de México de acuerdo a su clima.

Grupo seco				Grupo templado húmedo		Grupo cálido húmedo	
Núm.	Nombre (ubicación)	Núm.	Nombre (ubicación)	Núm.	Nombre (ubicación)	Núm.	Nombre (ubicación)
1	Pabellón (Aguascalientes)	76	Valle del Carrizo (Sinaloa)	11	Alto Río Lerma (Guanajuato)	2	Mante (Tamaulipas)
3	Tula (Hidalgo)	83	Papigochic (Chihuahua)	13	Estado de Jalisco (Jalisco)	16	Estado de Morelos (Morelos)
4	Don Martín (Coahuila y Nuevo León)	84	Guaymas (Sonora)	20	Morelia (Michoacán)	19	Tehuantepec (Oaxaca)
5	Delicias (Chihuahua)	85	La Begoña (Guanajuato)	24	Ciénega de Chapala (Michoacán)	25	Bajo Río Bravo (Tamaulipas)
6	Palestina (Coahuila)	86	Río Soto La Marina (Tamaulipas)	30	Valsequillo (Puebla)	29	Xicoténcatl (Tamaulipas)
8	Metztitlán (Hidalgo)	88	Chiconautla (México)	33	Estado de México (México)	35	La Antigua (Veracruz)
9	Valle de Juárez (Chihuahua)	89	El Carmen (Chihuahua)	44	Jilotepec (México)	43	Edo. de Nayarit (Nayarit)
10	Culiacán-Humaya (Sinaloa)	90	Bajo Río Conchos (Chihuahua)	45	Tuxpan (Mich.)	46	Cacahoatán-Suchiata (Chiapas)
14	Río Colorado (Baja California y Sonora)	97	Lázaro Cárdenas (Michoacán)	56	Atoyac-Zahuapan (Tlaxcala)	48	Ticul (Yucatán)
17	Región Lagunera (Coahuila y Durango)	100	Alfajayucan (Hidalgo)	61	Zamora (Michoacán)	53	Estado de Colima (Colima)
18	Colonias Yaquis (Sonora)	103	Río Florido (Chihuahua)	73	La Concepción (México)	57	Amuco-Cutzamala (Guerrero)
23	San Juan del Río (Querétaro)	108	Elota-Pixtla (Sinaloa)	87	Rosario-Mezquite (Michoacán)	59	Río Blanco (Chiapas)
26	Bajo Río San Juan (Tamaulipas)	109	Río San Lorenzo (Sinaloa)	96	Arroyozarco (Guerrero)	60	El Higo (Pánuco) (Veracruz)
28	Tulancingo (Hidalgo)	112	Ajacuba (Hidalgo)	99	Quitupan-Magdalena (Michoacán)	68	Tepeacoacuilco-Quechultenango (Guerrero)
31	Las Lajas (Nuevo León)					82	Río Blanco (Veracruz)
34	Edo. de Zacatecas (Zacatecas)					93	Tomatlán (Jalisco)
37	Altar Pitiquito Caborca (Sonora)					94	Jalisco Sur (Jalisco)
38	Río Mayo (Sonora)					95	Atoyac (Guerrero)
41	Río Yaqui (Sonora)					98	José Ma. Morelos (Michoacán)
42	Buenaventura (Chihuahua)					101	Cuxtepeques (Chiapas)
49	Río Verde (San Luis Potosí)					104	Cuajinicuilapa (Ometepec) (Guerrero)
50	Acuña-Falcón (Tamaulipas)					105	Nexpa (Guerrero)
51	Costa de Hermosillo (Sonora)					107	San Gregorio (Chiapas)
52	Estado de Durango (Durango)					110	Río Verde-Progreso (Oaxaca)
63	Guasave (Sinaloa)					111	Río Presidio (Sinaloa)
66	Santo Domingo (Baja California Sur)					92A	Río Pánuco, Las Ánimas (Tamaulipas)
74	Mocorito (Sinaloa)					92B	Río Pánuco, Chicayán (Veracruz)
75	Río Fuerte (Sinaloa)					92C	Río Pánuco, Pujal Coy I (San Luis Potosí)

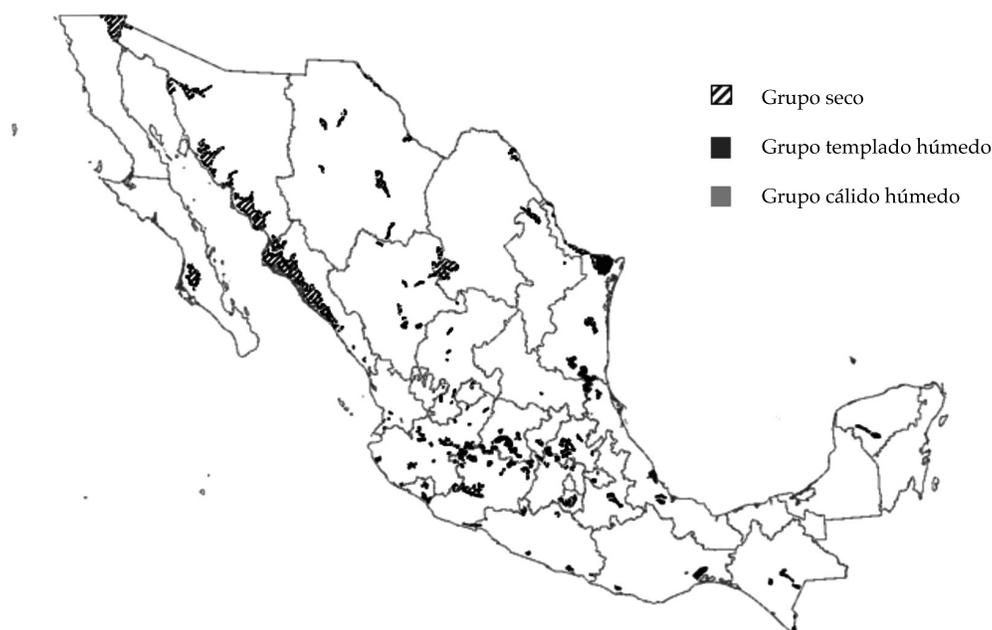


Figura 1. Distribución geográfica de los distritos de riego por grupo climático

Cuadro 3. Análisis de componentes principales.

Grupo seco	Componentes	1	2	3	4	5
	% de varianza	0.319	0.253	0.119	0.104	0.073
	% acumulado de varianza	0.319	0.572	0.691	0.795	0.868
Grupo templado húmedo	Componentes	1	2	3	4	
	% de varianza	0.293	0.258	0.187	0.114	
	% acumulado de varianza	0.293	0.551	0.738	0.852	
Grupo cálido húmedo	Componentes	1	2	3	4	5
	% de varianza	0.414	0.194	0.11	0.086	0.075
	% acumulado de varianza	0.414	0.608	0.718	0.804	0.879

de distribución cuenta con canales revestidos y cerca de 6% es infraestructura entubada. En términos de producción tiene resultados pobres, predominado cultivos de valor regular, como forrajes (alfalfa y sorgo), cereales (maíz y trigo) y, en menor proporción, cultivos de alto valor, como hortalizas (chile, papa y jitomate) y frutales (vid de mesa y nuez). La producción del agua es baja, lo cual puede atribuirse al uso apenas aceptable y un bajo rendimiento promedio en los cultivos. Por otro lado, la productividad económica del agua es desfavorable, atribuible

a los altos volúmenes de producción de cultivos de valor regular (cuadro 5). El desempeño financiero y el estado del suelo resultaron aceptables en general.

Conglomerado S1

En general, este grupo presenta homogeneidad notable en los indicadores de gestión (figura 3a). Este grupo gestiona deficientemente la producción, la productividad del agua y las finanzas (cuadro 6). El S1 tiene cultivos de alto

Cuadro 4. Ponderaciones de los indicadores por componente y grupo climático.

Indicadores por dominio	Componentes: grupo seco					Componentes: grupo templado húmedo				Componentes: grupo cálido húmedo				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	1	2	3	4	5
Operativo														
VB/AR	-0.172	0.120	0.438	-0.220	0.606	-0.040	-0.289	-0.220	0.518	-0.221	0.152	0.602	0.066	0.058
EG	0.359	-0.040	-0.139	0.052	0.089	-0.061	-0.259	0.009	-0.575	0.035	-0.422	-0.104	-0.282	0.311
Productivo														
PMR	0.319	-0.311	0.179	-0.091	0.116	-0.133	-0.463	-0.177	0.035	-0.104	-0.473	-0.048	0.487	-0.015
VP/AR	0.413	-0.107	0.198	-0.007	0.306	0.143	-0.403	-0.301	0.179	0.086	-0.372	0.452	0.164	0.387
P/AR	0.013	0.462	-0.035	0.119	0.381	0.419	0.205	-0.142	0.106	0.268	0.139	0.358	-0.352	0.340
VP/VB	0.456	-0.072	-0.056	0.075	-0.038	0.260	-0.270	-0.243	-0.424	0.320	-0.368	-0.053	-0.037	-0.020
P/VB	0.172	0.429	-0.263	0.237	-0.014	0.401	0.265	-0.105	-0.032	0.391	0.047	0.004	-0.245	-0.103
VP/VN	0.431	-0.075	-0.010	0.112	-0.093	0.362	-0.193	-0.267	-0.208	0.348	-0.298	-0.052	0.02	-0.015
P/VN	0.061	0.474	-0.187	0.196	0.038	0.406	0.266	-0.119	0.024	0.392	0.09	0.003	-0.212	-0.094
Financiero														
TRC	-0.173	-0.087	-0.443	-0.483	0.031	-0.303	0.229	-0.304	-0.085	-0.244	-0.055	-0.363	-0.262	0.432
IP/VN	-0.186	-0.325	-0.276	0.317	0.026	0.173	-0.149	0.475	0.002	0.308	0.207	-0.290	0.230	0.148
PCM	-0.199	0.050	0.463	0.381	-0.305	0.303	-0.120	0.277	0.118	0.303	-0.036	0.076	0.240	-0.327
CAOM/AR	-0.165	-0.275	-0.005	0.541	0.254	0.204	-0.296	0.333	0.216	0.266	0.242	0.123	0.338	0.257
Ambiental														
DS	-0.105	-0.227	-0.349	0.202	0.449	-0.013	-0.054	0.384	-0.252	0.115	0.277	-0.225	0.358	0.482

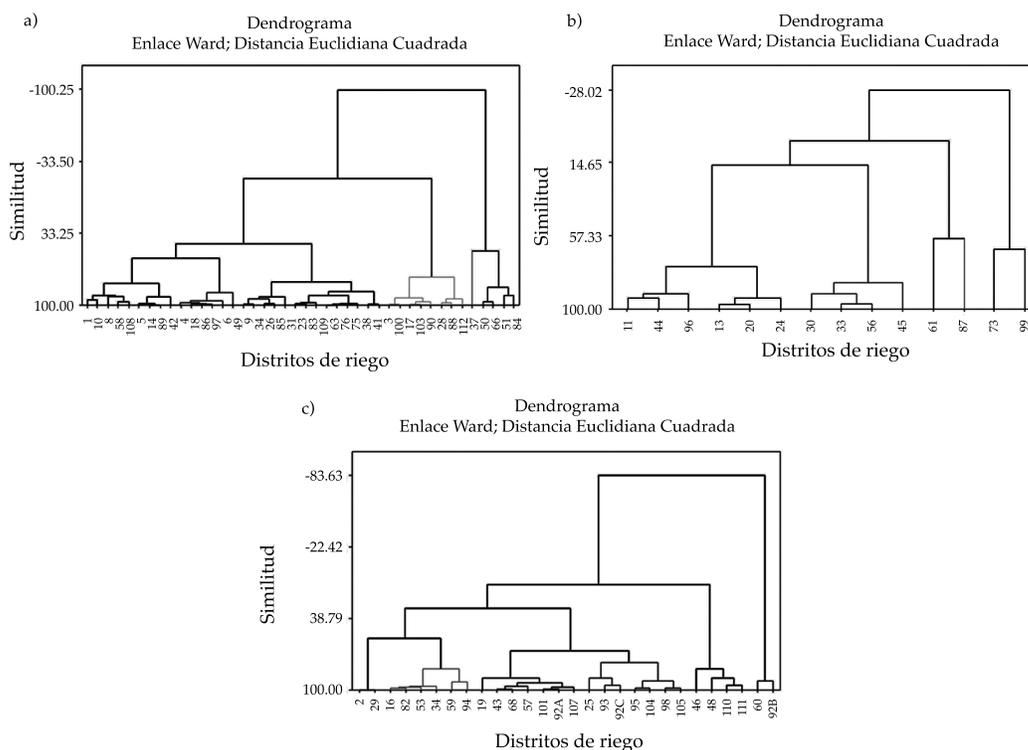


Figura 2. Dendrogramas de los conglomerados por grupo climático: a) seco, b) templado húmedo, y c) cálido húmedo.

valor económico, como tomate, pepino, nuez, chile seco y chile verde; pero también predominan cultivos de bajo valor, como alfalfa verde y maíz, por lo que la eficiencia productiva y la productividad del agua no son adecuadas. El desempeño financiero no es favorable debido a que los ingresos por gestión y servicios del agua no compensan el mantenimiento de la red y los altos costos del riego. En relación con el dominio ambiental, el nivel de deterioro del suelo es considerable.

Conglomerado S2

Este grupo se caracteriza principalmente por su bajo desempeño operativo y alta productividad del agua en términos del volumen de producción (figura 3b, cuadro 6). Lo anterior se explica por el uso de altos volúmenes de agua y pérdidas considerables por conducción, a pesar de tener una proporción alta de canales revestidos. Este grupo tiene un rendimiento alto de los cultivos, ya que predominan cultivos de alto rendimiento, como alfalfa verde y otros forrajes, lo cual impacta positivamente la productividad del agua, en términos de producción.

Conglomerado S3

El S3 tiene un desempeño general pobre (figura 3c). La gestión operativa de este grupo es la más deficiente, ya que utiliza mucha agua de riego y pierde altas cantidades por conducción, a pesar de tener una longitud considerable de canales con revestimiento. Como característica positiva presenta un estado del suelo favorable (cuadro 6).

Conglomerado S4

Este grupo sólo destaca en el desempeño financiero (figura 3d, cuadro 6). Este desempeño positivo se manifiesta como una suficiencia financiera, la cual puede explicarse por altos ingresos y aceptables proporciones de costos de mantenimiento, aunque sus costos de gestión son altos. Ambientalmente, el suelo presenta un nivel considerable de degradación.

Conglomerado S5

El conglomerado S5 presenta la mejor gestión del riego en este grupo climático (figura 3e, cuadro 6). Su buen desempeño operativo se explica por la baja cantidad de agua utilizada y pérdidas moderadas de agua en la conducción, lo cual puede atribuirse a su fuente de abastecimiento (pozos) limitada. En general, el dominio productivo es destacable por su alta productividad del agua en términos económicos, atribuible a cultivos (p. ej., vid mesa, chile verde y papa) de valor muy alto. El dominio financiero tiene una gestión desfavorable debido a bajos ingresos por servicios del agua. Finalmente, su dominio ambiental presenta un nivel aceptable.

Grupo climático templado húmedo

El grupo climático templado húmedo ocupa un 9% de la superficie total de los distritos, con alrededor de 18% del total de usuarios del país, con 2.5 ha por productor. En relación con el desempeño, los conglomerados de este grupo climático tienen un desempeño operativo aceptable, atribuible al uso de cantidades bajas de agua. La gestión del dominio productivo es pobre, ya que sus principales cultivos son de bajo valor económico y rendimiento (cuadro 7). Su manejo financiero y ambiental es apenas aceptable.

Conglomerado TH1

Presenta una variabilidad notable, principalmente en el dominio financiero, pero de acuerdo con la media, este grupo tiene un desempeño operativo relativamente bueno, ya que el consumo de agua del TH1 es comparativamente bajo; además, las pérdidas por conducción se pueden considerar bajas (figura 4a, cuadro 8).

Conglomerado TH2

En general tiene un desempeño operativo y productivo deficiente, pero se caracteriza de forma positiva por tener suficiencia financiera;

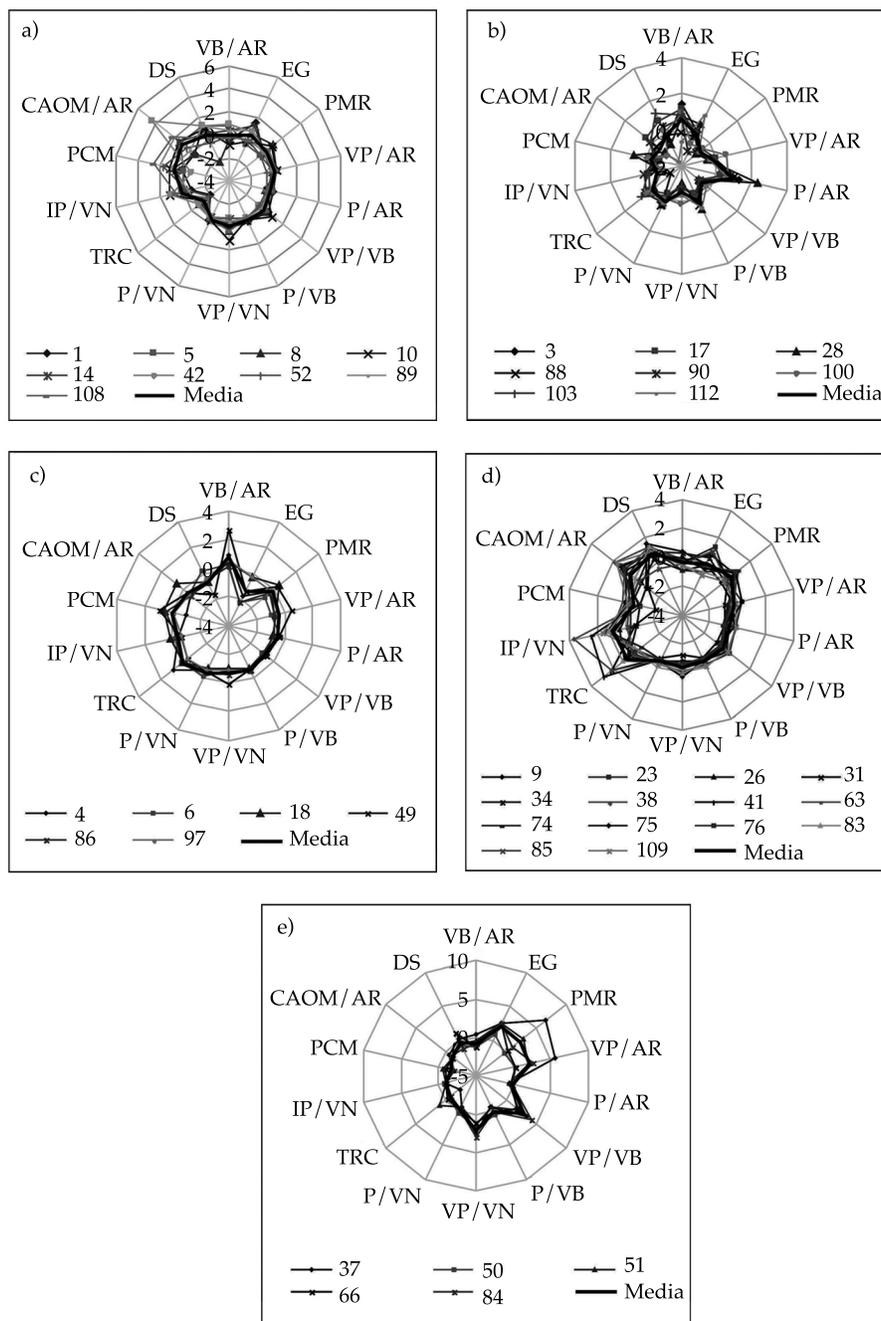


Figura 3. Conglomerados del grupo climático seco: (a) S1, (b) S2, (c) S3, (d) S4, (e) S5.

aunque sus ingresos son pocos, los costos de administración, operación y conducción de los distritos de riego también son bajos. El TH2 tiene un nivel de degradación del suelo aceptable

(figura 4b, cuadro 8). Cabe mencionar que en este grupo destaca el distrito 45 por cultivar guayaba, un frutal con un valor económico alto.

Cuadro 5. Características generales de los conglomerados del grupo climático seco.

Grupo	DR	AR (ha)	NU	FC	LCR (km)	LCSR (km)	LCE (Km)	Cultivos de mayor volumen y/o valor de producción
S1	1, 5, 8, 10, 14, 42, 52, 89, 108	473 587	54 539	GP, BP, GD	5 894.5	3 878.9	34.0	Alfalfa, maíz, chile verde, nuez, trigo, jitomate
S2	3, 17, 28, 88, 90, 100, 103, 112	141 786	101 115	GD, GP, BC	3 689.3	589.3	0	Alfalfa, sorgo forrajero verde, maíz forrajero verde, nuez, maíz, algodón
S3	4, 6, 18, 49, 86, 97	129 750	17 072	GP, GD	1 387.8	2 221.6	91.5	Zacates, sorgo forrajero verde, trigo, maíz elotero, limón, alfalfa
S4	9, 23, 26, 31, 34, 38, 41, 63, 74, 75, 76, 83, 85, 109	881 860	102 250	GP, GD	4 262.5	8 728.8	2 122.6	Alfalfa, maíz, sorgo, trigo, algodón, caña de azúcar, papa
S5	37, 50, 51, 66, 84	119 079	5 103	BP, GP	4 738.0	1 272.0	12.0	Alfalfa, zacate búffel verde, sandía, vid de mesa, papa, chile verde

AR: área regada; NU: número de usuarios; FC: fuente y conducción; GP: gravedad de presas; GD: gravedad de derivación; BC: bombeo de corrientes; BP: bombeo de pozos; LCR: longitud de canales revestidos; LCSR: longitud de canales sin revestir; LCE: longitud de canales entubados.

Cuadro 6. Desempeño de los conglomerados del Grupo Climático Seco por dimensión.

Conglomerado	Operativa	Producción	Productividad del agua en términos de valor de producción	Productividad del agua en términos de volumen de producción	Financiera	Ambiental
S1	M	R	R	R	R	M
S2	R	R	R	M	M	R
S3	B	R	R	R	R	R
S4	M	R	R	R	M	M
S5	A	A	MA	R	M	R

Muy bajo (MB), bajo (B), regular (R), medio (M), alto (A), muy alto (MA).

Grupo climático cálido húmedo

El grupo climático cálido húmedo ocupa alrededor de 20% de la superficie total de los distritos de riego, cuenta con 19% del total de usuarios del país y una distribución cercana a 6 ha por usuario. En relación con el desempeño, los conglomerados de este grupo climático tienen una operación deficiente, lo cual puede atribuirse a pérdidas importantes de agua por la red de distribución del agua, a pesar de que esta

última tiene un porcentaje considerable entre canales revestidos e infraestructura entubada. Productivamente, este grupo climático tiene una producción regular, lo cual se puede atribuir a que gran parte del volumen de producción de los cultivos lo ocupa la caña de azúcar, la cual es de bajo valor económico; también se cosechan forrajes y algunos tipos granos como maíz y sorgo (cuadro 9). La productividad del agua es desfavorable, que puede atribuirse a los cultivos de bajo valor y altos consumos de agua. Por otra

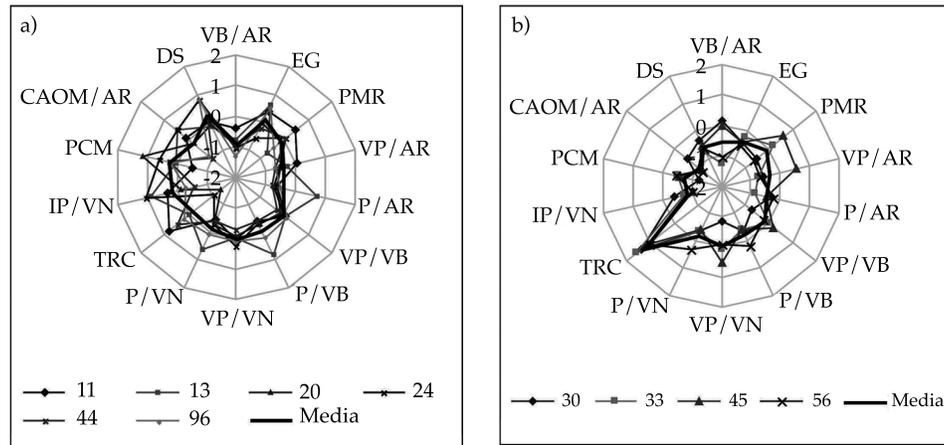


Figura 4. Conglomerados del grupo climático templado húmedo: a) TH1, b) TH2.

Cuadro 7. Características generales de los conglomerados del grupo climático templado húmedo.

Grupo	DR	AR (ha)	NU	FC	LCR (km)	LCSR (km)	LCE (Km)	Cultivos de mayor volumen y/o valor de producción
TH1	11, 13, 20, 24, 44, 96	163 152	47 144	GP, BC	638.9	2 584.7	22.0	Sorgo, caña de azúcar, alfalfa, maíz, trigo, zacate verde
TH2	30, 33, 45, 56	47 345	37 552	GP, GD	899.3	598.2	6.0	Alfalfa, trigo, maíz, guayabo

AR: área regada; NU: número de usuarios; FC: fuente y conducción; GP: gravedad de presas; GD: gravedad de derivación; BC: bombeo de corrientes; BP: bombeo de pozos; LCR: longitud de canales revestidos; LCSR: longitud de canales sin revestir; LCE: longitud de canales entubados.

Cuadro 8. Desempeño de los conglomerados del Grupo Climático Templado Húmedo por dimensión.

Conglomerado	Operativa	Producción	Productividad del agua en términos de valor de producción	Productividad del agua en términos de volumen de producción	Financiera	Ambiental
TH1	M	R	R	R	R	M
TH2	M	R	R	R	M	R

Muy bajo (MB), bajo (B), regular (R), medio (M), alto (A), muy alto (MA).

parte, la gestión financiera no es favorable y el grado de deterioro del suelo es relativamente bajo.

Conglomerado CH1

Los aspectos más notables del desempeño de CH1 se pueden observar en los temas producti-

vo, financiero y ambiental (figura 5a, cuadro 10). En el aspecto productivo es destacable su alto volumen de producción y alta productividad del agua por volumen de producción debido a que su cultivo predominante, la caña de azúcar, es de muy alto rendimiento. Por otro lado, financieramente, se podría decir que los ingresos son suficientes para solventar los costos de

gestión, siendo estos últimos muy altos, lo cual es indeseable. Por último, se debe resaltar que el estado del suelo del CH1 es muy deficiente.

Conglomerado CH2

Los distritos de este grupo presentan características de desempeño contrastantes, relacionadas con el desempeño operativo y productivo (figura 5b, cuadro 10). En particular, sus distritos tienen alto consumo de agua y pérdidas importantes en la conducción para un pobre desempeño operativo; asimismo, los rendimientos de sus cultivos principales, caña de azúcar y plátano, son muy altos, confiriéndole alta productividad de agua. El distrito 59 sobresale de manera significativa en la productividad del agua debido al bajo consumo de este recurso.

Conglomerado CH3

Este grupo muestra homogeneidad en la mayoría de los indicadores (figura 5c). Su comportamiento general no es aceptable, principalmente en el aspecto operativo, si bien su gestión ambiental tiene características positivas (cuadro 10). Otros aspectos que destacan de forma negativa son su deficiente distribución del agua, atribuida en particular al distrito 19, y los altos volúmenes de agua que utilizan los distritos miembros.

Conglomerado CH4

Este conglomerado muestra un comportamiento muy heterogéneo entre sus distritos, lo que complica identificar aspectos notables de desempeño (figura 5d, cuadro 10). De acuerdo con la media del grupo, su distribución y consumo de agua son regulares. Por otro lado, los cultivos son de bajo rendimiento y valor económico, lo cual le confiere baja productividad del agua. El desempeño financiero del grupo es aceptable, al tener ingresos promedio y costos de gestión regulares. Sin embargo, hay diferencias notables en el desempeño financiero entre sus distritos: los distritos 92C y 25 tienen altos ingresos, el

distrito 93 tiene costos considerables de administración y el distrito 25 destina una alta proporción de sus ingresos al mantenimiento. En el CH4, el suelo de riego tiene un estado aceptable.

Conglomerado CH5

Este conglomerado tiene un desempeño productivo positivamente destacable y un nivel de degradación del suelo favorable (figura 5e, cuadro 10). La gestión de su producción es buena, ya que tiene cultivos de alto valor (frutales) con rendimientos promedio. La productividad del agua, en valor económico, es buena debido al alto valor de sus cultivos, pero en volumen de producción es regular, ya que el rendimiento de los cultivos es apenas regular.

Conglomerado CH6

Este conglomerado comprende los distritos 60 y 092B. El grupo se destaca operativamente por tener un bajo consumo de agua, atribuible al uso de bombeo de corrientes, y el distrito 60 tiene una alta proporción de canales entubados. La caña de azúcar es el principal cultivo, aunque es de bajo valor económico, su excelente rendimiento le confiere alta eficiencia productiva. Asimismo, el CH6 destaca por sus valores muy altos de productividad de agua debido a los bajos volúmenes de agua utilizados y a los altos rendimientos de la caña de azúcar. Una de las debilidades de este grupo es la gestión financiera, ya que si bien sus ingresos por servicios del agua son altos, también lo son sus costos de gestión. El estado de sus suelos es bueno (figura 5f, cuadro 10).

Conclusiones, consideraciones y recomendaciones

1. La estrategia metodológica desarrollada, basada en indicadores de desempeño y técnicas de estadística multivariada, resultó apropiada para clasificar y caracterizar el desempeño de la gestión de los distritos de riego en México. De manera general,

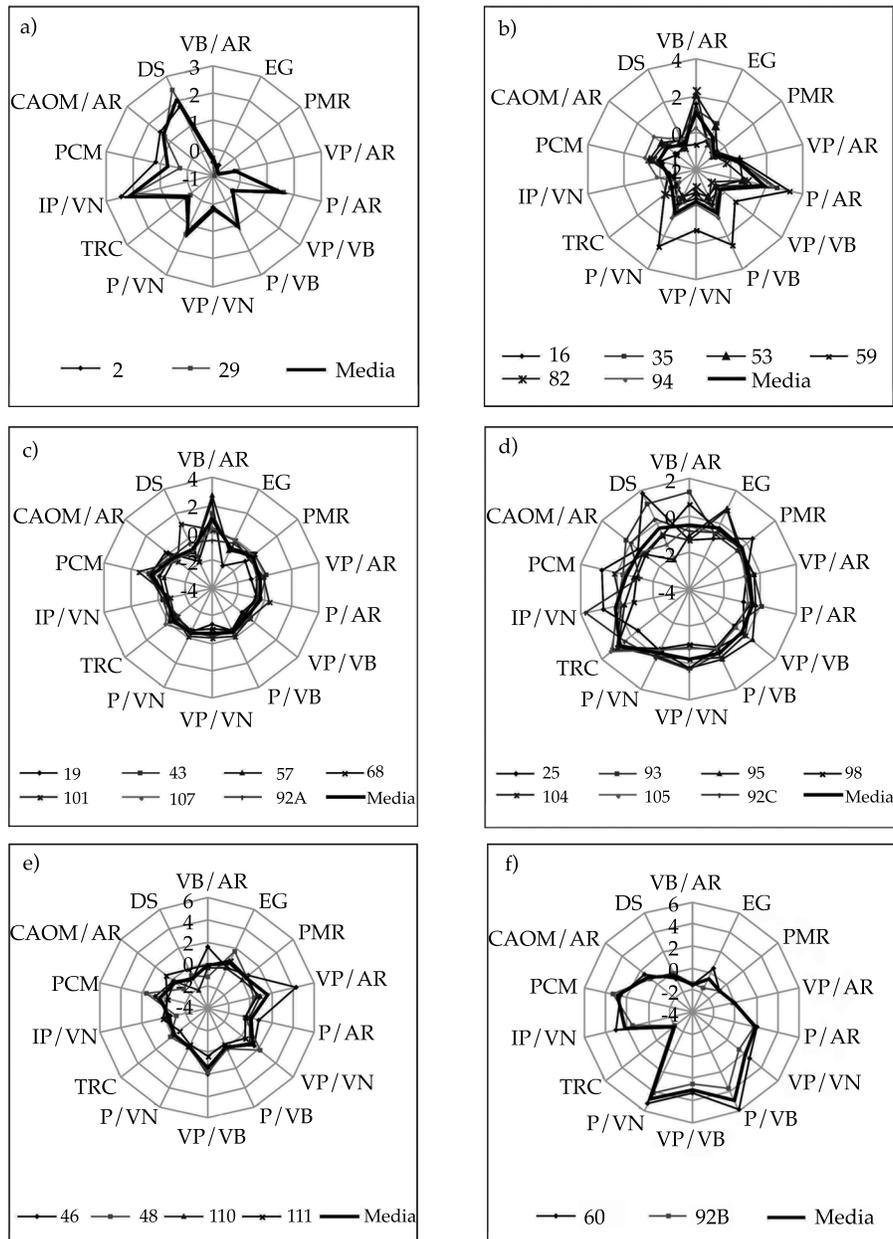


Figura 5. Conglomerados del Grupo Climático Cálido Húmedo: (a) CH1, (b) CH2, (c) CH3, (d) CH4, (e) CH5, (f) CH6.

los conglomerados obtenidos mostraron similitud en cultivos, aprovechamiento del agua, fuente de abastecimiento e infraestructura de canales de riego.

2. La clasificación inicial, por tipo de clima, permitió disminuir la heterogeneidad presente entre los distritos de riego. Bajo

este criterio, la precipitación y el tipo de cultivo otorgaron grado de homogeneidad significativo dentro de los tres grupos climáticos obtenidos, logrando una clasificación apropiada de los distritos.

3. El análisis de componentes principales redujo el número de indicadores de 14 a

Cuadro 9. Características generales de los conglomerados del grupo climático cálido húmedo.

Grupo	DR	AR (ha)	NU	FC	LCR (km)	LCSR (km)	LCE (Km)	Cultivos de mayor volumen y/o valor de producción
CH1	2, 29	31 860	4 755	GD, GP	118.0	502.0	0.0	Caña de azúcar
CH2	16, 35, 53, 59, 82, 94	100 695	25 607	GD, GP	2 265.0	1 071.7	276.8	Caña de azúcar, plátano
CH3	19, 43, 57, 68, 101, 107, 92A	104 928	26 865	GD, GP	1 771.9	2 120.4	504.8	Zacates, caña de azúcar, melón, sorgo forrajero verde
CH4	25, 93, 95, 98, 104, 105, 92C	230 257	22 091	GD, GP, BC	1 532.6	3 238.6	25.0	Sorgo, zacate estrella verde, mango, maíz
CH5	46, 48, 110, 111	20 124	6 439	GD, BP	285.0	78.0	1.0	Plátano, naranja, limón, papayo, maíz elotero
CH6	60, 92B	6 411	881	BC, BP	33.9	295.8	58.4	Caña de azúcar

AR: área regada; NU: número de usuarios; FC: fuente y conducción; GP: gravedad de presas; GD: gravedad de derivación; BC: bombeo de corrientes; BP: bombeo de pozos; LCR: longitud de canales revestidos; LCSR: longitud de canales sin revestir; LCE: longitud de canales entubados.

Cuadro 10. Desempeño de los conglomerados del grupo climático cálido húmedo por dimensión.

Conglomerado	Operativa	Producción	Productividad del agua en términos de valor de producción	Productividad del agua (en términos de volumen de producción)	Financiera	Ambiental
CH1	R	M	R	A	M	MA
CH2	R	M	R	A	R	R
CH3	R	R	R	M	R	R
CH4	M	R	R	R	M	R
CH5	M	M	A	R	R	R
CH6	M	M	A	MA	B	R

Muy bajo (MB), bajo (B), regular (R), medio (M), alto (A), muy alto (MA).

5 componentes para los grupos climáticos seco y cálido húmedo; y a cuatro para el grupo climático templado húmedo. Esta reducción en la dimensionalidad de los datos ayudó a disminuir la complejidad del análisis y facilitó la aplicación del análisis de conglomerados para la clasificación.

- Mediante el análisis de conglomerados se obtuvieron cinco conglomerados para el grupo climático seco; dos, para el templado húmedo, y seis para el cálido húmedo. De acuerdo con las gráficas de radar, los conglomerados obtenidos para el grupo

climático seco y el cálido húmedo tuvieron un grado de homogeneidad adecuada; mientras que los conglomerados obtenidos para el grupo climático templado húmedo no fueron muy homogéneos.

- Dado que la clasificación inicial de los distritos de riego en grupos climáticos resultó adecuada para el análisis posterior, se consideró pertinente hacer una evaluación de la gestión del riego por grupo climático. Algunos aspectos destacables son los siguientes: los conglomerados del grupo climático seco tienen un desempeño

- aceptable en la gestión operativa, financiera y ambiental; sin embargo, su desempeño productivo es desfavorable, atribuible a la alta producción de cultivos de valor y/o rendimiento regular. En particular, el conglomerado S5 resultó el mejor gestionado y el conglomerado S3 el peor gestionado, mientras que el resto de los conglomerados tuvieron desempeños regulares. Los conglomerados del grupo climático templado húmedo tuvieron un desempeño operativo aceptable, un desempeño productivo pobre, atribuible a la producción de cultivos de valor regular y/o bajo rendimiento, y un desempeño financiero y ambiental apenas aceptable. Ningún conglomerado destaca de manera particular en este grupo climático. En los conglomerados del grupo climático cálido húmedo predomina la gestión deficiente en todas las dimensiones de gestión, con excepción del ambiental, ya que tienen un adecuado estado de los suelos. Sin embargo, de manera particular, los conglomerados CH5 y CH6 presentaron un desempeño favorable en la mayoría de sus dimensiones, pero sólo representan alrededor de 6% de la superficie regada de este grupo climático.
6. Como conclusión general, la gestión de los DR es baja. *Operativamente* se puede decir que la gestión es apenas aceptable, lo cual es atribuible a las altas pérdidas de agua por conducción debido al inadecuado estado de la red, a un alto porcentaje de canales sin revestir o sin entubar, al desnivel de las tierras de cultivos y a malas prácticas culturales de riego de los usuarios, además de los altos consumos de agua. *Productivamente* predomina una gestión pobre, lo cual puede deberse a los altos volúmenes de producción de cultivos de bajo y/o regular valor de producción, como los forrajes (p. ej., alfalfa, zacates) y granos (p. ej., maíz, trigo y sorgo), y a la baja producción de cultivos de alto valor como las hortalizas (p. ej., papa, jitomate y chile). De igual manera, la *productividad del agua* también es desfavorable, gracias al alto

consumo de agua y a los cultivos con bajo valor y/o rendimientos regulares. La *gestión financiera* es apenas aceptable, atribuible a ingresos por cuota del servicio de riego apenas suficientes para los gastos de administración, operación y mantenimiento. Por último, la *gestión ambiental*, medida a través del estado de degradación del suelo, tiene un valor aceptable.

7. La clasificación y caracterización de los distritos de riego alcanzada en este trabajo es de gran utilidad para estudios posteriores que aborden su *eficiencia técnica*, lo cual permitirá identificar áreas de oportunidad y emitir recomendaciones puntuales para mejorar su gestión.

Agradecimientos

Los autores agradecen al personal del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y de la Comisión Nacional de Agua de México, por brindar generosamente datos utilizados en este estudio.

Referencias

- Burton, M. (2010). *Irrigation management: Principles and practices*. Connecticut, USA: CABI.
- Conabio & García, E. (2001). "Climas" (clasificación de Köppen, modificado por García). Escala 1:1000000. Consultado el 14 de octubre de 2015. Recuperado de <http://www.conabio.gob.mx/informacion/gis/>.
- Conagua (2011). *Agenda del agua 2030*. México, DF: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Conagua (2013). *Resultados de los estados financieros 2012 de las ACU y SRL de los Distritos de Riego*. México, DF: Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola.
- Conagua (2014). *Resultados de los estados financieros 2013 de las ACU y SRL de los Distritos de Riego*. México, DF: Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola.
- Conagua (2015a). *Resultados finales de los estados financieros 2014 de las Asociaciones Civiles de Usuarios (ACU) y de las Sociedades de Responsabilidad Limitada (SRL) de los Distritos de Riego*. México, DF: Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola.
- Conagua (2015b). *Estadísticas agrícolas de los distritos de riego*. Consultado el 17 de julio de 2015. Recuperado de <http://www.edistritos.com/DR/>.

- Córcoles, J. I., De Juan, J. A., Ortega, J. F., Tarjuelo, J. M., & Moreno, M. A. (2010). Management evaluation of Water Users Associations using benchmarking techniques. *Agricultural Water Management*, 98(1), 1-11.
- Cornish, G. A. (2005). *Performance bechmarking in the Irrigation and drainage sector: Experiences to date and conclusions*. Recovered from http://eprints.hrwallingford.co.uk/69/1/OD155_-_REPRO_-_Benchmarking_in_Irrigation_and_Drainage_Sector-teb.pdf.
- INEGI (2005). *Guía para la interpretación de cartografía climatológica*. Aguascalientes, México: Instituto Nacional de Estadística, Geográfica e Informática.
- Laszlo, A., & Krippner, S. (1998). Systems Theories: Their Origins, Foundations, and Development (pp. 47-74). In: *Systems theories and a priori aspects of perception*. Jordan, J. S. (ed.). Amsterdam: Elsevier Science.
- Lowdermillk, M. K., Clyma, W., Dunn, L. E., Haider, M. T., Laitos, W. R., Nelson, L. J., & Podmore, T. H. (1983). *Diagnostic analysis of irrigation systems. Volume 1: Concepts & Methodology*. Podmore, C. A. (ed.). Fort Collins, USA: Water Management Synthesis Project.
- Malano, H., & Burton, M. (2001). *Guidelines for benchmarking performance in the irrigation and drainage sector*. Roma: Food & Agriculture Organization.
- Mejía, E., Palacios, E., Exebio, A. E., & Santos, A. L. (2002). Problemas operativos en el manejo del agua en distritos de riego. *Terra*, 20(2), 217-225.
- Molden, D., Burton, M., & Bos, M. G. (2007). Performance assessment , irrigation service delivery and poverty reduction: Benefits of improved system management. *Irrigation and Drainage*, 56(1-2), 307-320.
- Palacios, E., Exebio, A., Mejía, E., Santos, A. L., & Delgadillo, M. E. (2002). Problemas financieros de las asociaciones de usuarios y su efecto en la conservación y operación de distritos de riego. *Terra*, 20(4), 505-513.
- Palerm, J., Collado, J., & Rodriguez, B. (2010). Retos para la administración y gestión del agua de riego. En: *El agua en México: cauces y encauces* (pp. 141-178). Jiménez, B., Torregrosa, M. L., & Aboites, L. (eds.). México, DF: Academia Mexicana de Ciencias.
- Rodríguez-Díaz, J. A., Camacho-Poyato, E., López-Luque, R., & Pérez-Urrestarazu, L. (2008). Benchmarking and multivariate data analysis techniques for improving the efficiency of irrigation districts: An application in Spain. *Agricultural Systems*, 96(1-3), 250-259.
- Schultz, B., & Wrachien, D. (2002). Irrigation and drainage systems research and development in the 21st century. *Irrigation and Drainage*, 51(4), 311-327.
- Semarnat (2013). *Programa Nacional Hídrico 2014-2018*. México, DF: Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Semarnat & Dirección de Geomática (2004). *Degradación del suelo en la República Mexicana - Escala 1:250 000*. Consultado el 10 de noviembre de 2015. Recuperado de <http://www.conabio.gob.mx/informacion/gis/>.
- Sistema Nacional de Información del Agua (2016). *Distritos de Riego (Nacional)*. Consultado el 1 de marzo de 2016. Recuperado de http://201.116.60.25/sina/index_jquery-mobile2.html?tema=distritosriego.
- Small, E. L., & Svendsen, M. (1990). A framework for assessing irrigation performance. *Irrigation and Drainage Systems*, 4(4), 283-312.
- Stapenhurst, T. (2009). *The benchmarking book: A how-to-guide to best practice for managers and practitioners*. Oxfordshire, Inglaterra: Butterworth-Heinemann.
- Zema, D. A., Nicotra, A., Tamburino, V., & Zimbone, S. M. (2015). Performance Assessment of Collective Irrigation in Water Users' Associations of Calabria (Southern Italy). *Irrigation and Drainage*, 64(3), 314-325.

Dirección institucional de los autores

M.C. Anabel Altamirano Aguilar

Estudiante de Doctorado en Ciencias
Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo,
A.C. (CIAD)
Carretera a Eldorado km. 5.5, Col. Campo El Diez
80110 Culiacán, Sinaloa, MÉXICO
Teléfono: +52 (667) 7605 536/537/538
anabel.altamirano@estudiantes.ciad.mx

Dr. José Benigno Valdez Torres

Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo,
A.C. (CIAD)
Departamento de Estadística Aplicada
Carretera a Eldorado km. 5.5, Col. Campo El Diez
80110 Culiacán, Sinaloa, MÉXICO
Teléfono: +52 (667) 7605 536/537/538
jvaldez@ciad.mx

Dr. Cuitláhuac Valdez Lafarga

Coordinador Académico del Doctorado en Ciencias
Administrativas
Universidad de Occidente Unidad Culiacán
Boulevard Lola Beltrán 3210
80020 Culiacán, Sinaloa, MÉXICO
Teléfono: +52 (667) 7591 300
cuitlahuac.valdez@udo.mx

Dr. Jorge Inés León Balderrama

Investigador Titular C, SNI nivel I
Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo,
A.C. (CIAD)
Coordinación de Desarrollo Regional
Departamento de Economía Regional e Integración
Internacional (DERII)
Edificio Desarrollo, carretera a la Victoria km. 0.6
Apdo. Postal 1735

83304 Hermosillo, Sonora, MÉXICO
Teléfono: +52 (662) 289 2400, ext. 370
jleon@ciad.mx

Dr. Miguel Betancourt Lozano

Investigador Titular C, SNI nivel I.
Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo,
A.C. (CIAD)
Coordinación de Acuicultura y Manejo Ambiental
Unidad Mazatlán en Acuicultura y Manejo Ambiental.
Apartado Postal 711
82000 Mazatlán, Sinaloa, MÉXICO
Teléfono: +52 (669) 9898 700, ext. 240
mbl@ciad.mx

Dr. Tomás Osuna Enciso

Investigador Titular C, SIN nivel I
Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo,
A.C. (CIAD)
Departamento de Horticultura
Carretera a Eldorado km. 5.5, Col. Campo El Diez
80110 Culiacán, Sinaloa, MÉXICO
Teléfono: +52 (667) 7605 536/537/538
osuna@ciad.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Instalación del sistema de riego de precisión en un pivote central, México.

Foto: José Ernesto León Gómez.

Desarrollo de un sistema de riego de precisión en un pivote central

• José Andrés León-Mostacero* •
Consultor

*Autor para correspondencia

• Francisco Gavi-Reyes • Héctor Flores-Magdaleno •
• Roberto Ascencio-Hernández •
Colegio de Postgraduados, México

• Carlos Flores-Gardea •
Investigador independiente

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-06

Resumen

León-Mostacero, J. A., Gavi-Reyes, F., Flores-Magdaleno, H., Ascencio-Hernández, R., & Flores-Gardea, C. (julio-agosto, 2017). Desarrollo de un sistema de riego de precisión en un pivote central. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 101-116.

La presente investigación se desarrolló en el pivote central de riego del Colegio de Postgraduados, México, campus Montecillo, de 2011 a 2012. El objetivo fue diseñar, construir y evaluar un sistema de riego a precisión que operara en un pivote central. La metodología consistió en el desarrollo de 1) componente electromecánico, basado en la ubicación del sistema, cableado e instalación de electroválvulas; 2) componente electrónico, con la elaboración de dos tablillas, integración de GPS y comunicación con la computadora; 3) *software* basado en la comparación de los datos obtenidos por el GPS con un mapa establecido de zonas "homogéneas" para el riego, y 4) evaluación del sistema con la comparación de la cantidad de agua aplicada (conforme al *software* desarrollado en el presente estudio) y el agua colectada a nivel del suelo. Los resultados obtenidos fueron los siguientes: a) el sistema de riego a precisión en el pivote central, que permite la operación de electroválvulas en función del geoposicionamiento; b) *software* de riego a precisión abierto y adaptable a cualquier equipo de rodamiento circular (pivote central) en cualquier ubicación de la tierra, bajo cualquier criterio de programación de variabilidad del suelo o cultivo; c) la precisión del riego permitió un ahorro de 39.09% de agua, en comparación con la aplicación uniforme que se logra con el uso de un pivote central de riego convencional, y d) la variación entre la lámina aplicada y colectada fue de 8.41%, atribuida al viento y retraso de actuación de las válvulas en condiciones de operación del pivote central bajo estudio.

Palabra clave: riego de control automático, riego en tiempo real, riego de tasa variable, riego diferenciado, riego de precisión.

Abstract

León-Mostacero, J. A., Gavi-Reyes, F., Flores-Magdaleno, H., Ascencio-Hernández, R., & Flores-Gardea, C. (July-August, 2017). Development of a precision irrigation system on central pivot team. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 101-116.

This research was conducted in the central pivot of the Colegio de Postgraduados, Mexico, Montecillo campus from 2011 to 2012. The objective was to design, build and evaluate a precision irrigation system operating on a central pivot. The methodology was quartered 1) development of electromechanical component, based on the location of the system, cabling and installation of valves; 2) electronic component, with the development of two tablets, GPS integration and communication with the computer; 3) software based on the comparison of the data obtained by the GPS with a map set zones "homogeneous" for irrigation, and 4) evaluation of the system by comparing the amount of water applied (ordered by the program) and the water collected at ground level. Among the results was a) the precision irrigation system in the central pivot, which allows the operation of valves according to position; b) development of a precision irrigation software open and adaptable to any equipment bearing circular (central pivot) at any location on earth, by any standard programming or cultivation soil variability; c) evaluation of the precision was found to allow a saving irrigation of water 39.09% compared to uniform application achieved with the use of a conventional irrigation pivot and variation between the applied and collected sheet of 8.41% was attributed to wind and delay in valve actuation operating conditions under study.

Keywords: Precision irrigation, variable rate irrigation, automation of irrigation, differential irrigation, real time irrigation.

Recibido: 18/10/2012
Aceptado: 03/02/2017

Introducción

La concepción de riego hoy en día difiere de la que se tenía hace 20 años, que consistía en la aplicación del agua suplementaria a la obtenida de la lluvia, mientras que hoy el riego se define como “un medio artificial de aplicar agua a la zona radicular de los cultivos de forma que ésta pueda ser utilizada al máximo en el momento y cantidad precisa con la calidad recomendada”. El riego de precisión, en su definición, incluye la exactitud en volumen y tiempo de aplicación de agua, impactando en el incremento de la rentabilidad de la cosecha y disminuyendo el riesgo ambiental (Ortega, 2008). Se considera como una metodología que consiste en procedimientos sencillos para la aplicación de agua al suelo de manera diferenciada a un cultivo, pero con gran capacidad para emplear tecnologías de punta, como los sistemas de posicionamiento, medición y monitoreo de propiedades de suelo, condiciones de cultivo y clima en tiempo real; uso de información de sensores remotos y satélites; aprovechamiento y desarrollo de *software* para procesar información que facilite la toma de decisiones; implementación de sistemas de control automático, que permiten monitoreo remoto vía Internet; evaluación mediante mediciones periódicas y “exactas” de desarrollo, y rendimiento de cultivos como fin principal (Balastreire, 2001). Se toma en cuenta un enfoque de sistemas en el que se van incorporando actores y procesos que llevan a incrementar la cantidad y calidad de las cosechas (FAO, 2005). La acción del riego dentro de un sistema de producción moderno se relaciona con temas como precisión, exactitud, adelantos tecnológicos, sistemas de comunicaciones y la transversalidad de ciencias: electrónica, electromecánica, inteligencia artificial y robótica, entre otras (Al-Karadsheh, Sourell, & and Krause, 2002).

Desde 1990 se está trabajando en la modificación de equipos de riego móviles (pivotes centrales y avances laterales), para hacer riego diferenciado, en función de la medición y el monitoreo de un sinnúmero de variables de suelo y cultivo; estas investigaciones se vienen

realizando en países de la Unión Europea y Estados Unidos, principalmente (Smith, Baillie, McCarthy, & Raine, 2010), y en menor grado en países latinoamericanos, como Argentina, Brasil, Chile y México. El presente documento contiene una propuesta de riego preciso, que incluye diseño, construcción, implementación, operación y evaluación de un sistema capaz de aplicar agua en forma eficiente y eficaz a los cultivos, cuyos objetivos específicos son el desarrollo de *software* de riego preciso en función de la variación espacial del suelo y cultivo; adaptación del componente de control de riego a precisión, y la evaluación comparativa entre el riego de precisión y la aplicación de láminas uniformes que se logran con el uso del sistema de riego móvil convencional conocido como pivote central.

Materiales y métodos

Ubicación

El proyecto de investigación se desarrolló en el Campo Experimental del Colegio de Postgraduados, campus Montecillo, que se localiza en el km 36.5 de la carretera federal México-Texcoco, Texcoco, Estado de México, a 19° 28' 00" de latitud norte; 98° 54' 20" de longitud oeste, y a 2 245 msnm. Las evaluaciones se realizaron en los lotes 17 a 20 del bloque E y F, donde opera el equipo de riego “pivote central”, como se muestra en la figura 1.

Materiales

El equipo de riego, un pivote central que consiste en una estructura de tubos y ángulos de acero galvanizado acoplado a los sistemas de rodamiento, alineación, energía eléctrica y operación (cuadro 1).

Para la construcción del sistema de riego a precisión se usaron diferentes tipos de materiales, los cuales se adquirieron en el mercado local o se confeccionaron a partir de otros, como electroválvulas, GPS, tablillas y relevadores, entre otros componentes electrónicos especializados.

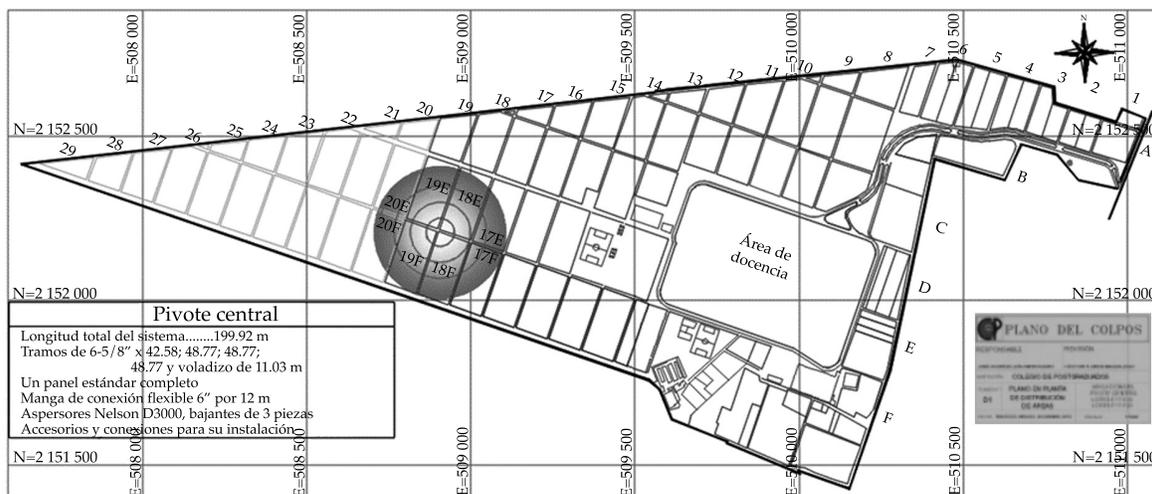


Figura 1. Plano de la ubicación del experimento en el Colegio de Posgraduados, campus Montecillo (Ascencio, 2009).

Cuadro 1. Especificaciones técnicas del sistema pivote central del Colegio de Postgraduados, México.

Parámetro	Descripción
Número de torres	4 tramos (1°= 42.58, 2°= 48.77, 3°= 48.77, 4° = 40.77, voladizo = 11.03 m)
Longitud del sistema	199.92 m de brazo
Altura máxima	4.96 m
Manguera de abastecimiento	Manga flexible de 6" de diámetro y 12 m de longitud
Diámetro de tubería	6" de Ø interno, 6 5/8" de Ø exterior
Número de aspersores	72 bajantes con 1 o 2 aspersores D3000 Nelson
Energía requerida	Mínimo 350, máximo 505 voltios (promedio 440 v)

Fuente: elaboración propia.

Metodología

El sistema de riego a precisión desarrollado y su evaluación se resume en el diagrama de la figura 2. La información del suelo y cultivo se obtuvo previamente con mediciones de variables edáficas, como pH, conductividad eléctrica, materia orgánica, textura, capacidad de campo, y punto de marchitez permanente en una distribución espacial georreferenciada densa, que permite el análisis e interpolación, generando mapas de zonas "homogéneas", que son la base de la aplicación precisa del agua de riego. Dichas variables son las que determinan

los límites espaciales hasta donde se aplica una lámina de agua similar.

Teniendo como central un equipo de cómputo con un puerto de comunicación USB se desarrolló un *software* y se construyó el *hardware* que permitió hacer el riego de precisión de un pivote central.

Hardware del sistema de riego a precisión

Se inició con la integración del GPS LS20031 (Electronics, 2012a) a la tablilla 1 desarrollada, como se muestra en la figura 2, esto con el uso de cinco cables soldados, teniendo en cuenta

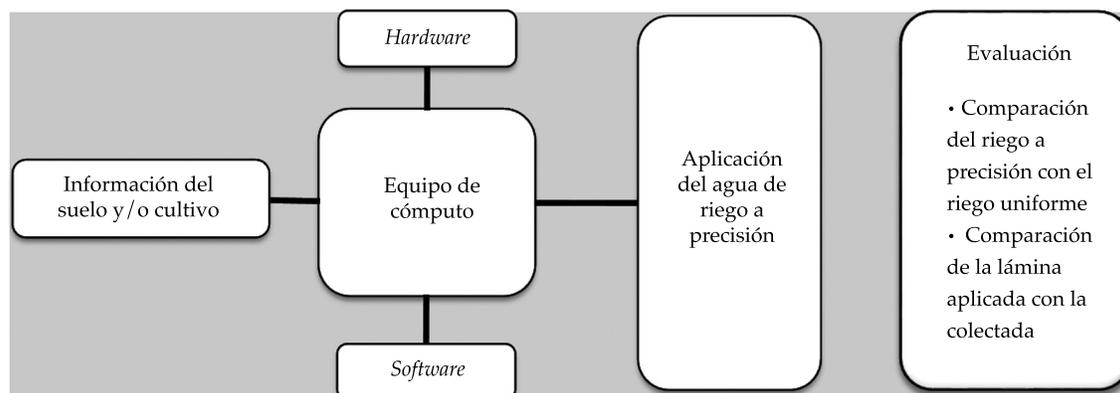


Figura 2. Diagrama de sistema de riego a precisión.

que siempre el GPS quedara expuesto en la parte superior, para facilitar la ubicación de satélites y evitar interferencias (Electronics, 2012b). El GPS LS20031 es un completo receptor con antena inteligente, de bajo costo, que genera una asombrosa cantidad de información de la posición a una velocidad de cinco veces por segundo; su tecnología Locosys ha sido probada para hacer un seguimiento de hasta 66 satélites y/o torres de corrección en tierra; la navegación y actualización lo hacen con bajo consumo de energía; se le considera de sensibilidad superior para operar en zonas urbanas, equipos en movimiento, ambientes densos de follajes y otras aplicaciones basadas en localización en zonas con interferencia (Electronics, 66 Channel LS20031 GPS 5Hz Receiver, 2012a).

El GPS LS20031 no tiene un abastecimiento de energía propio ni una unidad de almacenamiento de información, por lo que para obtener los datos de la unidad se necesita conectar a la computadora; también se incluye un *display* que permite la observación directa, en este caso de la latitud y longitud en grados decimales.

La tablilla 1 también contiene un puerto de comunicación (puerto serial) para conexión a la computadora; el abastecimiento de energía, con una intensidad de hasta 5 voltios, puede ser dado por este mismo puerto serial de la computadora o al usar un adaptador de 110 a 5

voltios; también hay conexión de la tablilla 1 a la tablilla 2 de controladores.

Los circuitos de la tablilla 1 se conectan a la tablilla 2 (figura 3) vía puerto serial, donde recibe la información de la computadora para la operación de electroválvulas. La tablilla aloja los circuitos para la operación de cada electroválvula en forma independiente, que poseen un control tipo *switch*, que tiene la potencia necesaria para el cierre y apertura. El diseño de la tablilla 2 (figura 4) también muestra la disposición de los relevadores, puerto de comunicación serial, entrada de energía de 24 v, para activación de electroválvulas, y demás circuitos de energía y flujo de información.

Asimismo, las tablillas requieren de accesorios, como el convertidor de conexión serial a USB, para hacerlo compatible con la mayoría de equipos de cómputo actuales; transformador de energía de 110 a 24 v; energía necesaria para la operación de válvulas; accesorios de seguridad, como un fusible para impedir sobrecargas de energía; ventilador para evitar el calentamiento de todo el sistema de riego a precisión y de la computadora que es necesario dejar junto al equipo de riego mientras opera; caja de protección hecha en policarbonato reforzada con marco de hierro para prevenir contaminantes, como polvo, entre otros, pero a la vez evitar la interferencia con el GPS.

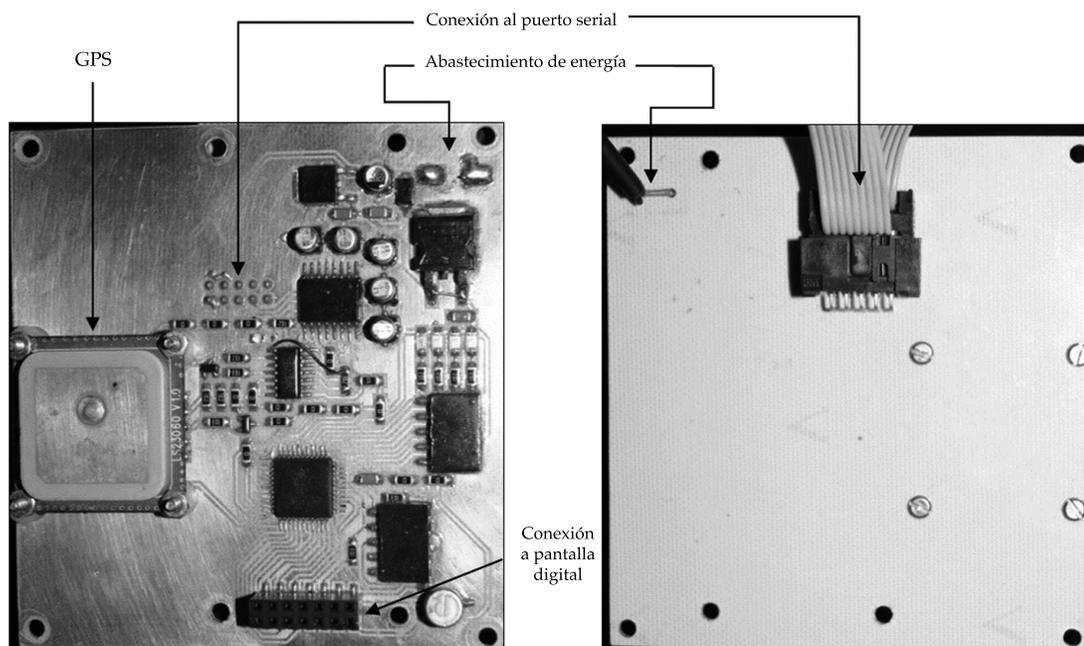


Figura 3. Diseño de la tablilla 1 e integración de componentes.

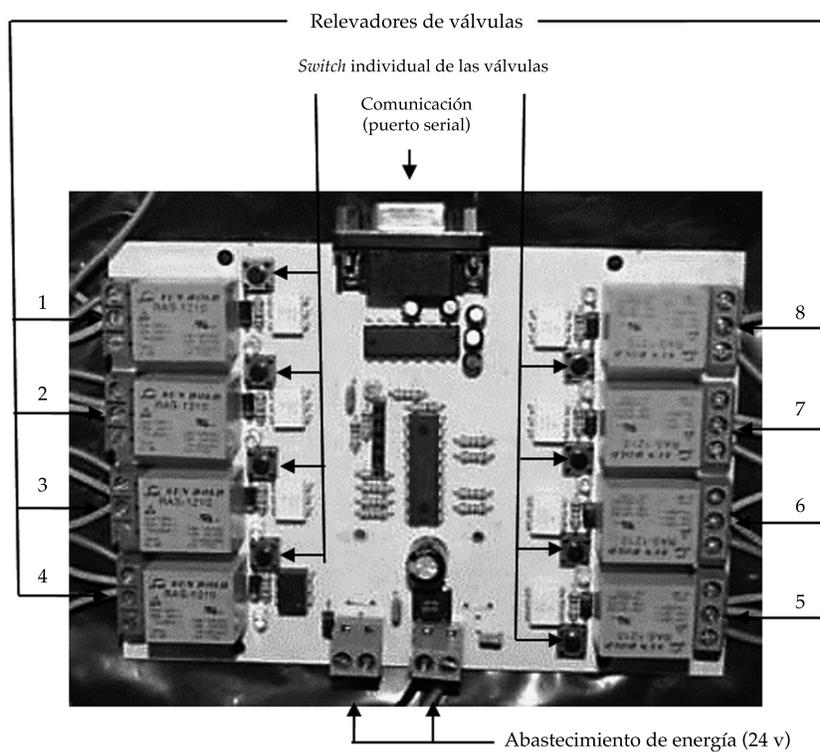


Figura 4. Diseño de la tablilla 2 del control individualizado de las válvulas.

La figura 5 resume el flujo de información y energía de los componentes del sistema. La información obtenida por el GPS se transmite a la tablilla 1 y a la computadora. Por otro lado, se definieron zonas “homogéneas” que rigen el riego diferenciado; los datos generados se procesaron e integraron al programa. Previo a la comparación de la posición del GPS con

el mapa preestablecido, se envía la orden de tiempo de apertura y cierre de válvulas según el agua que se requirió en la tablilla 2, la cual recibe la información del tiempo y envía el impulso a los relevadores, que tienen la energía necesaria para operar las válvulas; de la tablilla 2 regresa el cálculo de tiempo de las válvulas abiertas para el control de apertura. La energía

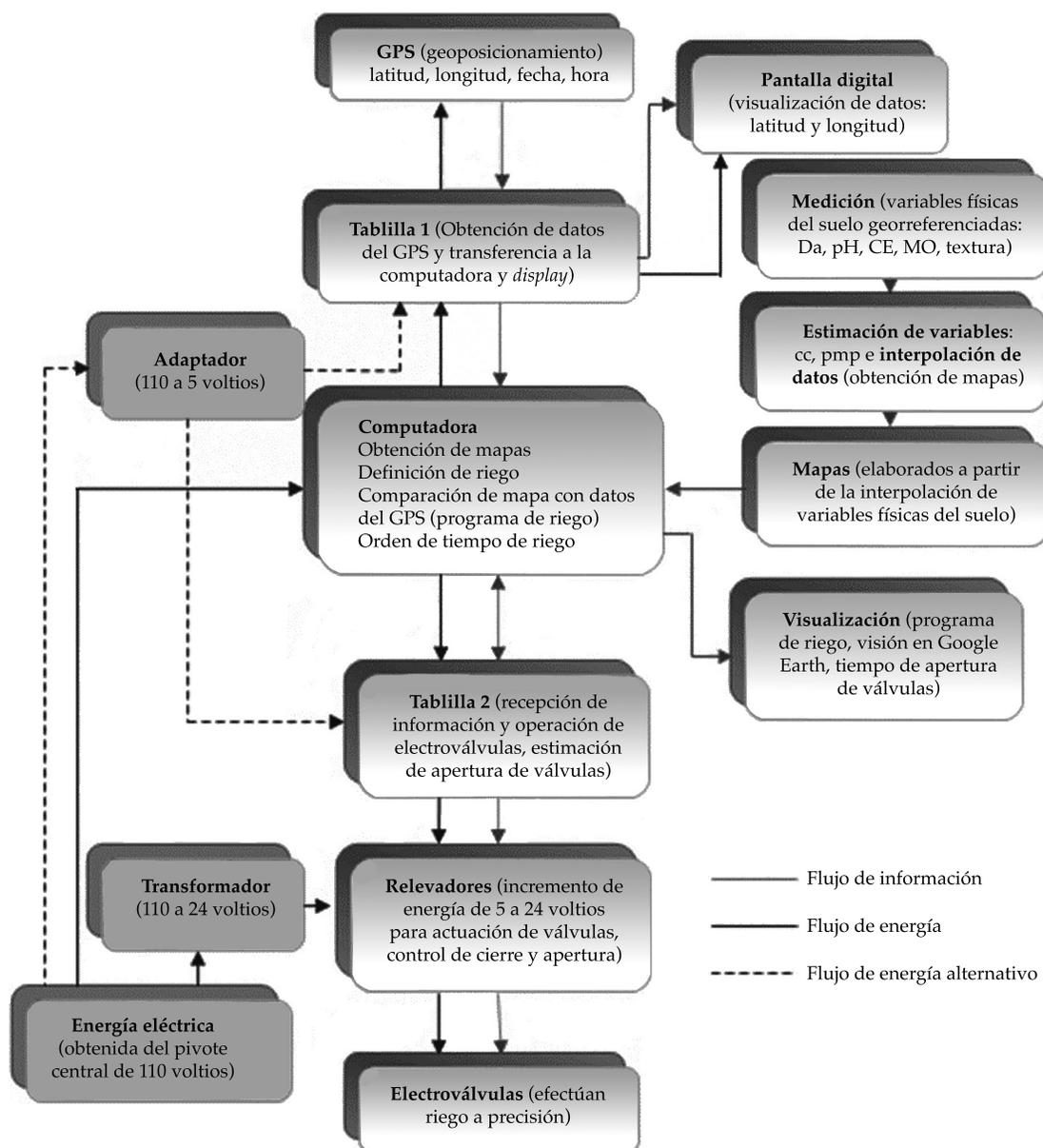


Figura 5. Diagrama de flujo de información y energía del sistema de riego diferenciado.

para la operación del sistema y funcionamiento de la computadora se toma de la estructura del pivote en su sistema de control de la torre 4, variando de 110 a 24 voltios para la operación de las electroválvulas, y de 110 a 5 voltios para el funcionamiento de las tablillas, GPS, y su respectivo *display*.

Software del sistema de riego a precisión

Se desarrolló el programa en *Phyton* versión 2.7.3 (Python, 2012), utilizando las librerías de imágenes, como *Phyton*, PIL versión 1.1.7 (Phyton, 2009) y del *software PyQt*, versión 4.8 (Limited, 2007); librerías para soportar conexiones a puertos seriales como *Pyserial* (Phyton, 2010), y compiladores como el *Py2.exe* (Phyton, 2007). También, para facilitar la programación, se escribió el código en el programa de apoyo *Aptana Studio 3*, versión 3.1.3 (Appcelerator, 2009).

La figura 6 resume la estructura del *software*, que inicia con la creación de las forma gráficas o pantalla del programa en *Phyton*, PIL versión 1.1.7, que son importadas a *Python* versión 2.7.3, que debe tener activadas las librerías de imágenes, funciones matemáticas, puerto serial y tiempo; después se declararán las variables a usar y el encendió del puerto serial a conectar a la computadora; se solicita la operación de objetos.

El cuerpo del *software* se define en tres tiempos o subrutinas: la primera es la definición de los ciclos de riego mostrados más adelante en la pantalla 4; la segunda muestra una imagen de barra en la pantalla 1 o principal, que indica la actualización del programa cada segundo, que es el tiempo cuando el programa solicita una nueva posición al GPS; la tercera hace la comparación de la posición del GPS con el mapa preestablecido, que en realidad es una tabla de valores que define los límites de las áreas "homogéneas" de acuerdo con la variable de suelo o cultivo utilizada, y que cambian el patrón de ciclos de riego y el ancho de acuerdo con el porcentaje de error (franja) que se considere.

Por otro lado, para que los puntos sean tomados en cuenta, es necesario crear dos tablas: la "tabla de datos", que especifica la coordenada de cambio de los límites de cada sección, y la "tabla de riego", que define el ciclo de riego adoptado para cada sección y por cada electroválvula; también se tienen las tablas de datos, de riego, y la del GPS, que son convertidas en archivos de extensión *.kml*, mostrados en el programa *Google Earth*. La posición del GPS tiene la capacidad de mostrarse en tiempo real y actualizar su posición a medida que obtiene el nuevo dato de su ubicación (cada segundo).

Al cierre del programa se completa la impresión de latitud, longitud, hora, sección de riego, sumatoria del tiempo de apertura de cada válvula, y hora exacta de inicio y fin de riego en una tabla de texto y archivada con el nombre que coincide con el año, mes y día del riego, y que sirve para la evaluación.

Evaluación del sistema:

- a) Medición del gasto. Para esto se escogió una sección con riego de ciclo completo; es decir, las válvulas siempre estuvieron abiertas, luego se colocó una bolsa plástica en cada uno de las boquillas de 0.60 * 0.40 m a la cual se le cortó una esquina, para que el agua saliera en forma de chorro; después de establecerse la presión de salida del agua a 18 PSI, se colectó el agua en una cubeta de 12 litros, anotando el tiempo que demoraba en llenarse dicho recipiente; esta actividad se hizo por cinco ocasiones, en cada una de las ocho salidas en estudio. Con los datos obtenidos se calculó el gasto por salida en litros por segundo (l/s) (León, 2008).
- b) Medición de la lámina aplicada. Para esto se midieron distancias de 21.50 m aproximadamente, tomando como guía la rodada de la torre 4 de pivote central y se colocaron "canaletas pluviométricas" alternado su posición, es decir, dentro y fuera de la rodada en toda la circunferencia trazada por la huella de la torre 4. Para la construcción de las canaletas pluviométricas

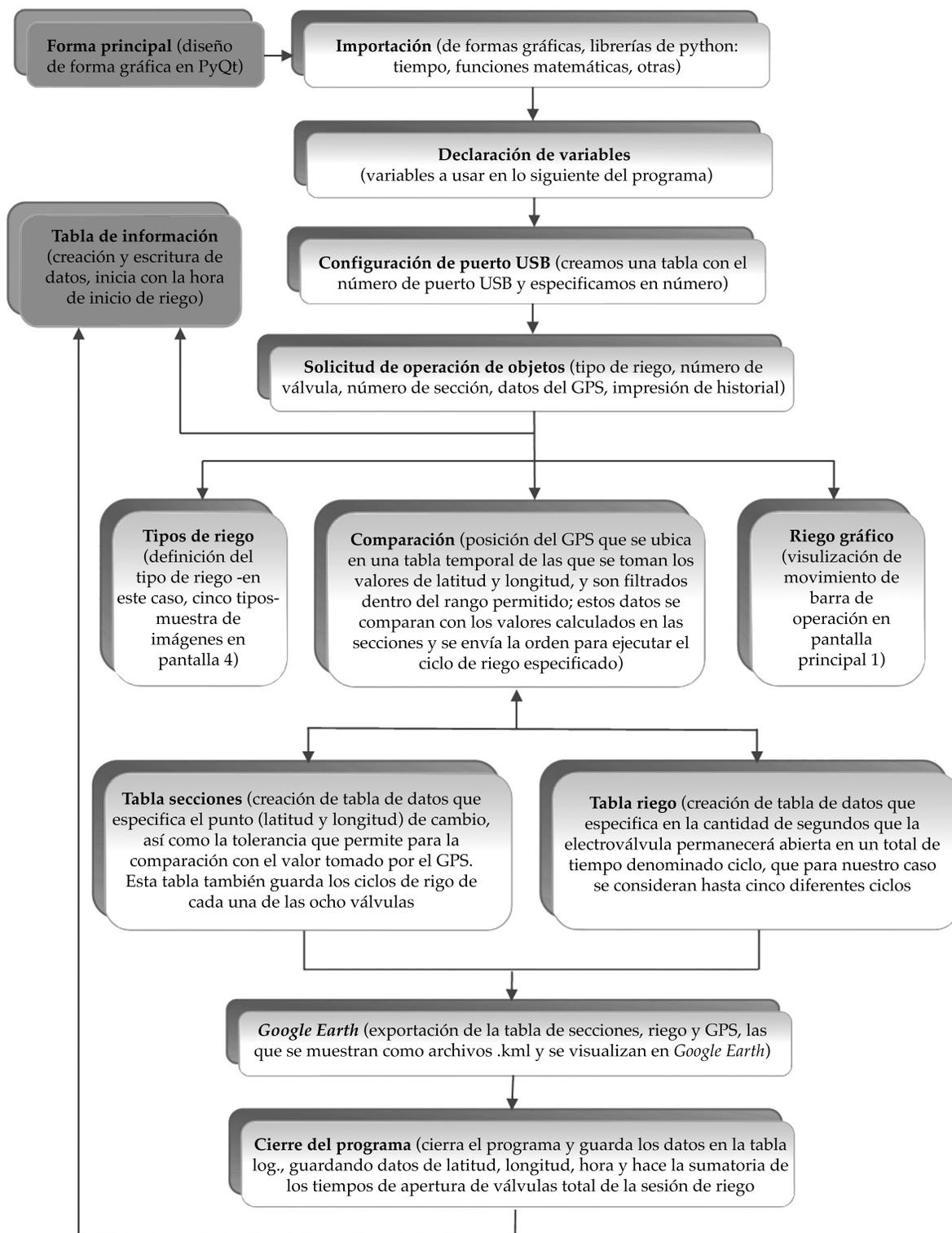


Figura 6. Diagrama de flujo del sistema de riego diferenciado.

se utilizaron mitades de tubos de plástico de 0.185 m de diámetro interno por 2.64 m de largo ubicadas a 0.40 m de altura, con la finalidad de reducir el efecto de rebote de agua del suelo y el ladeo al momento de la aplicación de riego; para esto fue necesario elaborar fijadores de madera, que fueron capaces de sostener la canaleta y permitir el vaciado a la cubeta de colección de 0.26 m de diámetro por 0.40 m de altura, llegando a tener un área de colección total de 0.5415 m². Las canaletas se instalaron en 54 sitios de muestreo a lo largo del perímetro, de manera perpendicular a la rodada de la torre y paralela al paso del brazo del pivote, con un desnivel de 3% en favor de la ubicación de la cubeta para el escurrimiento. Se aplicó el riego a precisión a una velocidad de 100% (159.44 m/h en la punta del brazo de 199.92 m y 145.95 m/h en la última

rodada donde se ubica el sistema de riego a precisión, 183 m del brazo). Para evitar el efecto de la evaporación del agua colectada se midió inmediatamente después del riego —de la cubeta de colección— y se cambió a la nueva posición de la canaleta; en cada punto de colección también se consideraron datos como la posición georreferenciada del centro de la canaleta, tiempo de inicio y final, así como el volumen capturado de agua. Obtenidos los datos de gasto de las salidas y el tiempo que permanecieron abiertas cada una de las válvulas se estimó la lámina aplicada en cada sección, la que se comparó con los valores de agua colectada en las canaletas; también se contrastó el total de agua aplicada por el riego a precisión con la que se aplicaría con el pivote sin modificaciones, a fin de conocer la eficiencia de riego a precisión.

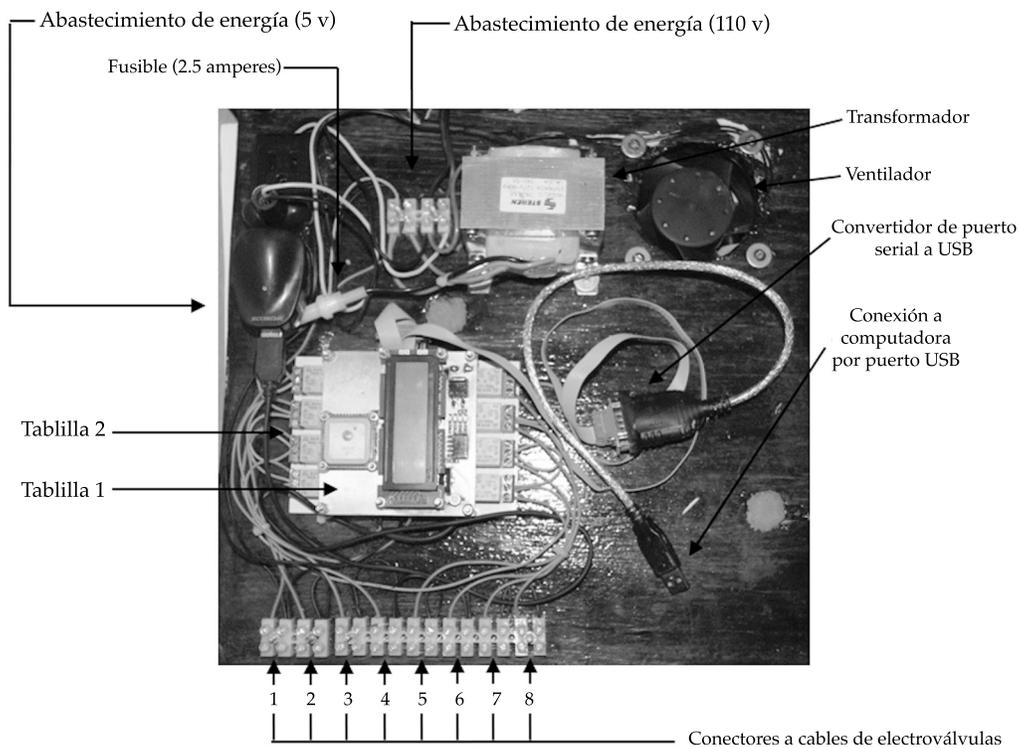


Figura 7. Componentes de *hardware* del sistema de riego a precisión.

Resultados

El sistema de riego a precisión se integró por dos componentes: el *hardware* y el *software*. El *hardware* se construyó con la parte electrónica: tabllas, *display*, controladores; y la parte mecánica: electroválvulas, cables, ventilador, caja de protección; equipos: GPS, laptop, tal como se muestra en la figura 7. El *software* se diseñó con base en los dispositivos electromecánicos del *hardware*.

Por otra parte, el *software* se basa en el respectivo código de programación y se presenta en las pantallas en las que se tienen que precisar algunos valores, tal es el caso de la “pantalla de riego”, donde se especifica el tiempo total del ciclo de riego, el cual se define en segundos y está en función de la velocidad del equipo y el criterio del operador; se recomiendan tiempos de 30, 60 o 120 segundos, sin embargo se puede usar el valor que se quiera. Al definir el total del ciclo se establece la duración de apertura de cada uno de los cinco tipos de riego, siendo generalmente el 1 (color rojo) de cierre total o sin riego, y el 5 (color gris) de apertura total o siempre riego, dejando las opciones 2, 3 y 4 para especificar la cantidad de segundos que resulte de la necesidad de lámina requerida para las diferentes zonas. El programa cuenta con un algoritmo que calcula el tiempo que las válvulas permanecen cerradas en cada uno de los tipos de riego; asimismo, esta pantalla muestra una representación gráfica de los riegos, donde se tiene el moviendo cíclico y continuo que precisa las acciones llevadas a cabo en un momento dado; el recorrido de este espacio coincide con el tiempo total del ciclo, mientras que las marcas se refieren a la cantidad de segundos que está abierta la válvula, convirtiéndose así en un primer control de acción de cada válvula.

La “pantalla de secciones”, por su parte, permite especificar el ángulo donde existe un cambio de zona “homogénea”. Inicia su programación en forma coincidente en los 0° de un eje de coordenadas que coincide en su centro con el punto de pivoteo del equipo. El valor de cada sección es en grados decimales; de manera

práctica se recomienda la precisión en grados enteros. El número de secciones y el ancho de cada una de éstas se define por un mapa derivado de la interpolación de información puntual de la humedad del suelo medida directamente o por mapas producto de la correlación de variables, como la conductividad eléctrica utilizada para el presente *software*. Los valores en grados considerados en esta pantalla son de fácil modificación, pero se debe tener en cuenta su orden; en caso de error es posible hacer la inserción o borrarlos de secciones intermedias; es importante indicar que los valores del ángulo son acumulativos y su suma total no debe exceder los 360°; en caso de tener secciones fuera de este valor se borrarán de forma automática cuando se guarden los valores y se actualice el programa. Asimismo, esta pantalla solicita el tipo de riego que efectuará cada válvula de forma individualizada —para nuestro caso, cinco tipos— y debe ser para cada una de las secciones establecidas; finalmente se tiene la opción de aceptar, con ello se actualiza la pantalla y el *software* estima las coordenadas (latitud y longitud) en grados decimales de cada uno de los límites de las secciones consideradas, que son los que se comparan con los datos tomados por el GPS, y se ejecutan las acciones individualizadas de cada válvula.

La “pantalla de dimensiones” solicita datos de referencia de alta precisión, como la coordenada del punto de pivoteo, que debe ser en grados, con la mayor cantidad de decimales posible; esto se puede hacer con un GPS diferencial o estimando una media de varios GPS “comunes” o de precisión común (+/- 3 a 15 m). Es necesario mencionar que a partir de este valor se hace el cálculo de las coordenadas del límite de cada una de las secciones del programa de riego, después hay que introducir la longitud “exacta” del brazo del equipo desde el punto del pivoteo hasta la ubicación del sistema de riego a precisión; esta medida debe ser en metros, considerándose los decimales que se deseen; después se incluye el número de válvulas, que en un equipo de riego totalmente adaptado con un sistema de precisión debe

coincidir con el número total de válvulas; para el caso de nuestro estudio fueron ocho. En su ubicación contigua se anota la distancia entre válvulas en metros y con estos dos valores (número y distancia entre válvulas), el *software* calcula la ubicación en metros de cada una de las válvulas, iniciando del final o del valor en metros de la longitud total del brazo del pivote; sin embargo, estos valores se pueden cambiar de forma manual cuando se conoce que este valor es distinto; los valores de la ubicación de las válvulas se muestran en una tabla adjunta, donde se enumeran y se especifica su distancia a partir del punto de pivoteo, esto se genera de forma automática; la pantalla de dimensiones también permite establecer el valor de tolerancia de posicionamiento del GPS, el cual genera un área de cada sección, definida por su longitud y ancho en metros, este valor se obtiene de la multiplicación del porcentaje deseado con la longitud del equipo, precisando un área circular virtual que permite discriminar los valores del GPS que no estén comprendidos en dicho espacio. Si se considera nuestro equipo, por ejemplo, de 183 m, el 1% representó 1.83 m a cada lado de la ubicación del sistema de riego a precisión. De manera recomendable se puede considerar una precisión de 3 m a cada lado, dependiendo de la precisión del GPS utilizado y de la longitud total del pivote central (Locosys Technology Inc., 2006). Para finalizar con el guardado de los datos, se tiene la opción de aceptar, lo cual facilita hacer el cálculo de la posición de las válvulas, y actualizar los valores de secciones y datos de las demás pantallas.

La pantalla “principal” inicia con la especificación del puerto de comunicaciones con la computadora, para esto es necesario conocer el número, caso contrario se va probando desde 1 hasta encontrar el puerto que corresponde; junto con esto se muestra una barra gráfica de actualización continua (cada segundo), que indica la toma y comparación de un nuevo dato del GPS; esta pantalla también registra y publica hasta 26 datos de número correlativo de la posición, latitud, longitud y la sección donde se ubica dicha coordenada, información que va siendo

almacenada en una tabla de extensión .txt, y sirve para el análisis y comparación del riego a precisión con un riego uniforme; por otro lado, se debe tener en cuenta que en caso de que el GPS sufra interferencias o marque un dato fuera del rango de tolerancia establecido como límite virtual en la pantalla de dimensiones, se imprimirán avisos como “adquiriendo señal” o “sin señal”, y en forma automática se cerrarán todas las válvulas activas. La pantalla principal también muestra en forma gráfica la extensión de todas las secciones especificadas en la pantalla de secciones y la respectiva trayectoria de las válvulas de la pantalla de dimensiones, y el tipo de riego que se aplica de acuerdo con los colores establecidos en la pantalla de riego; en esta gráfica también se aprecia la posición exacta del GPS y su actualización en tiempo real, que de manera precisa debe estar dentro del límite de tolerancia virtual, graficado con dos círculos de color celeste; en el caso de la trayectoria de las válvulas, se refleja el área de riego que alcanza a cubrir cada una de las válvulas. Además, en la parte inferior se cuenta con una barra numérica, que muestra el funcionamiento individual de las válvulas en operación, siendo “1” cuando está abierta y “0” cuando está cerrada; en esta pantalla también se cuenta con las opciones de “inicio” de funcionamiento del programa y la opción de “detener”, los cuales son dependientes, es decir, cuando uno está “activado” o se encuentra ejecutando su función, el otro está en forma “inactiva”.

Finalmente, la pantalla “principal” dispone de la opción de visualización de todo el área de riego en *Google Earth*, que al activarse abre dicho programa y exporta tres archivos temporales con extensión .kml, que son el mapa de secciones de cada tipo de riego, el área de tolerancia de posición del GPS y la ubicación del GPS con actualización en tiempo real, mismo que se actualiza a medida que se tiene una nueva posición (un segundo), motivo que presenta siempre la pantalla de *Google Earth* sobre los demás programas que se estén ejecutando.

La evaluación del sistema de riego a precisión inicia con el término de la aplicación del agua y la impresión de los datos en un archivo

de texto, que reúne el “año, mes y día” del riego. En este documento se anota la hora del inicio de riego; una lista con la hora exacta de los intervalos de tiempo en los que se dio el riego; un valor correlativo del dato; latitud y longitud en grados decimales; el número de sección en la que se regó, creándose tantas líneas como dure el riego a intervalos de 1 a 5 segundos, dependiendo de la capacidad con que se registre la actualización; en la parte final se muestra la información acumulada del tiempo para cada válvula abierta, terminando la sesión con la hora de término de riego. Este archivo se actualiza cada vez que se termina el riego y se cierra el programa. Además, los archivos creados son para cada día de riego en forma independiente, es decir, inicia su registro a las 00:00:00 a.m. y termina a las 11:59:59 p.m. En caso de que la sesión dure más de un día, se crearán tantos archivos conforme los días que se opere el equipo de pivote central.

De las mediciones hechas del gasto o cantidad de agua capaz de aplicar cada salida se

pudo elaborar la gráfica presentada en la figura 8, donde se tienen volúmenes desde 0.84 hasta 1.08 l/s, con una media de 0.97 l/s de las ocho últimas salidas del equipo de riego.

Teniendo el intervalo de tiempo total en que se dio el riego (que para este caso fue de 29 842 s) y conociendo el gasto, se estima el volumen total aplicado, asumiendo que la apertura está siempre y totalmente abierta, que sería en promedio de 28.91 m³ por cada salida. Para la comparación con el volumen aplicado en el riego a precisión se multiplicó el tiempo que permaneció cada válvula abierta con el gasto respectivo. Para el estudio se utilizaron cinco diferentes ciclos de riego, con una duración total de ciclo de 30 s:

- Riego 1: siempre cerrada.
- Riego 2: 20 s abierta 10 s cerrada.
- Riego 3: 23 s abierta 7 s cerrada.
- Riego 4: 26 s abierta 4 s cerrada.
- Riego 5: siempre abierta.

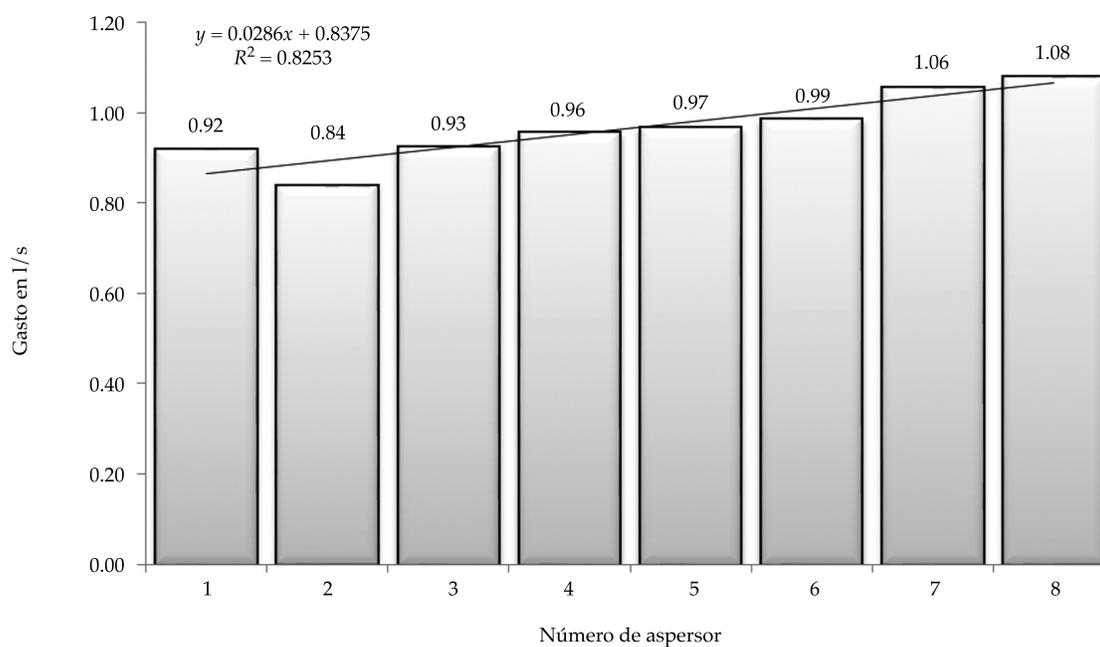


Figura 8. Gasto promedio (cinco repeticiones) de los últimos ocho aspersores del pivote central.

La figura 9 muestra la comparación del volumen de agua total aplicado, asumiendo un riego uniforme con el pivote central, sin modificaciones con la cantidad de agua utilizada con el sistema de riego a precisión.

La figura 9 muestra la cantidad de agua aplicada por cada aspersor con el sistema de riego a precisión y el porcentaje que esto representa en comparación del riego uniforme; el ahorro de agua con el sistema a precisión es en promedio de 39.09% para el área irrigada con los ocho últimos aspersores del pivote central del Colegio de Postgraduados. Después se comparó la lámina aplicada conforme al programa de riego (que va de 6.0 a 8.0 mm), basado en el mapa de humedad de suelo, producto de la correlación de la conductividad eléctrica con la lámina colectada a nivel del suelo.

La figura 10 muestra la variación entre la lámina aplicada y la colectada, en la que en promedio es de 8.41%, atribuyéndose al efecto del viento, la influencia de la vegetación al momento de la colección de agua en las canaletas, y los desfases de operación de las electroválvulas

al momento de la apertura y cierre por efecto de magnetización.

Discusión

En los últimos años ha surgido un nuevo enfoque en los sistemas continuos de movimiento de riego (principalmente pivotes y avances), que consiste en controlar electroválvulas de tipo solenoide, conectados de manera independiente o formando grupos de boquillas accionadas con base en mapas de propiedades del suelo y/o cultivo (Chávez, Pierce, & Evans, 2010a). Desde 1990, grupos de técnicos en Estados Unidos han modificado los sistemas de riego para obtener precisión (Sadler, Evans, Stone, & Camp, 2005a), movimiento continuo (Evans, Buchleiter, Sadler, King, & Harting, 2000), movimiento lineal (LM) y pivote central (CP), que controlan la aplicación variable de caudal en las válvulas solenoides (Evans *et al.*, 2000).

El riego de tasa variable (VRI) ofrece una flexibilidad total, en función de las necesidades

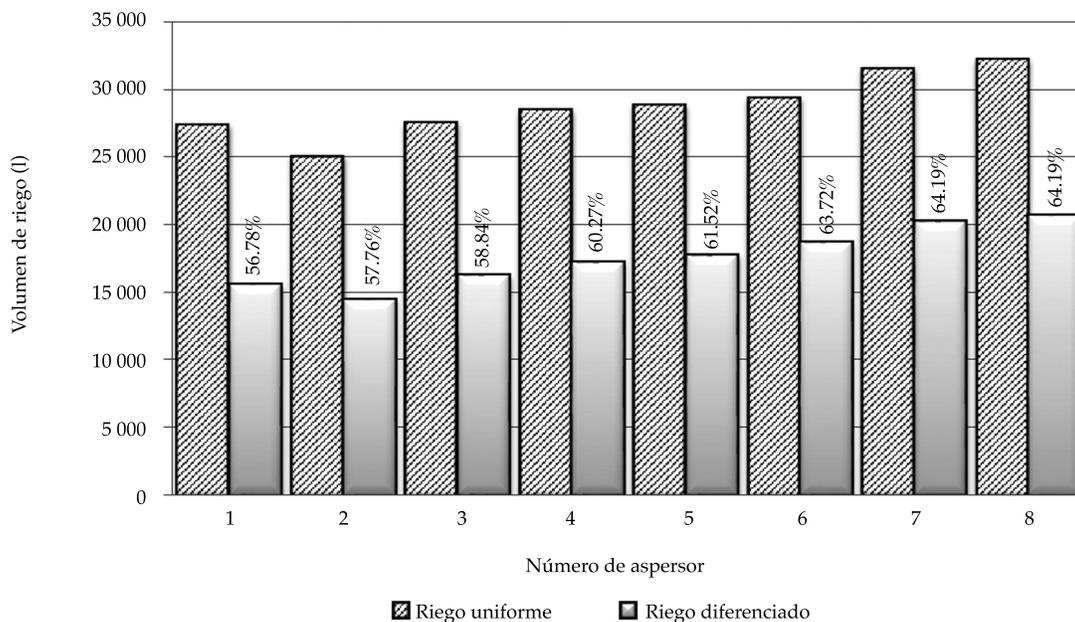


Figura 9. Comparación de riego uniforme y diferenciado en ocho aspersores del pivote central.

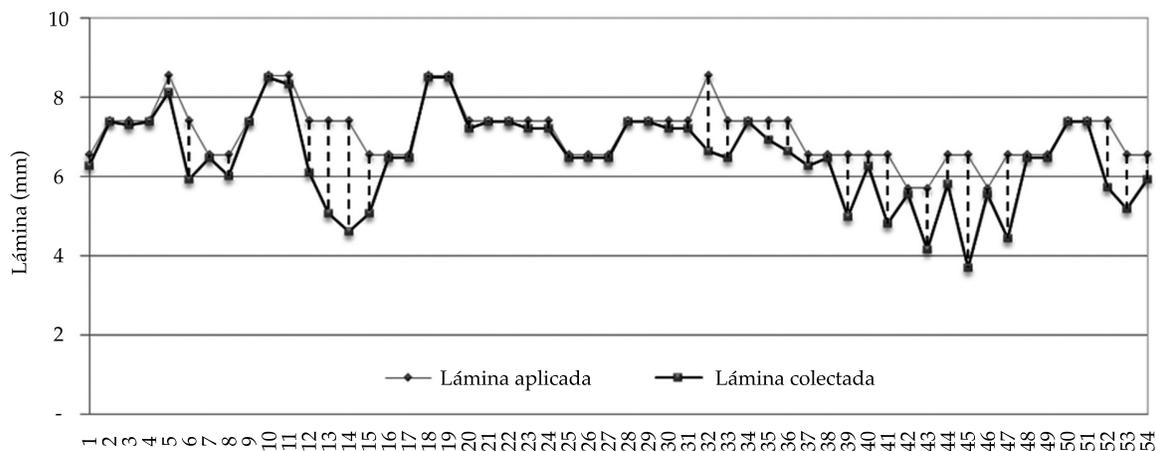


Figura 10. Comparación de la lámina aplicada con la colectada.

específicas del cultivo. El VRI controla la velocidad del sistema para modificar la profundidad de aplicación de riego. Es compatible con el pivote central, avance frontal de movimiento lateral y reverso. Se puede instalar en sistemas de riego nuevos o como un complemento de los sistemas actuales (Lindsay International Ltd., 2007a).

Entre los *software* desarrollados, *PivoRF* (De Queiroz, Botrel, & Frizzzone, 2008), *WSU-CPAS RIMCS* (Chávez et al., 2010a) y *AccuFlow VRI* (Lindsay International Ltd., 2007b) permiten planear el riego de acuerdo con el mapeo previo en el programa *FieldMAP-*, *CropMetrics*® *VRI Optimization*, *CropMetrics Virtual Agronomist Pro (VA Pro)*, y facilitan la identificación del número óptimo, así como la ubicación de las zonas de control de velocidad para generar la aplicación de agua diferenciada. *PLC* permite la programación, activación, seguimiento en campo, comunicación inalámbrica a un ordenador base y cambio entre dos sistemas de riego en un solo equipo. La captura de la señal del GPS (Harting, 1999; Evans & Harting, 1999) requiere de una PC para el ingreso de datos, aunque algunas de sus funciones se puedan establecer en su propio *display* de control del *PLC*. *Farmscan Irrigation Manager™*, para aplicación de VRI en un CP se

basa en la división radial del círculo en secciones de 2 a 10° y hasta 48 tramos a lo largo del brazo, definiendo un mapa de aplicación diferenciado a partir de la digitalización, utilizando láminas de 0 a 200% de la media propuesta de un riego necesario (Perry & Pocknee, 2003).

Los *hardware* de un sistema de riego de aplicación de tasa variable constan de un controlador, nodos inalámbricos, válvulas solenoides, cableado de alimentación y unidad GPS (Lindsay International Ltd., 2007b). Cada válvula solenoide opera sobre los valores de la base de datos y la ubicación en el campo, para controlar el riego de cada zona. La ubicación en el campo se determina usando un codificador de posición, contando el número de gradas, lo que da una clara ventaja en la lectura de la ubicación exacta del pivote con respecto a un círculo de 360° (Al-Karadsheh et al., 2002). En cuanto a la aplicación efectiva del VRI en CP, Valley Irrigation ha trabajado en dos aspectos: el cambio de la velocidad y el agrupamiento de válvulas solenoides a lo largo del brazo (Valley, 2008).

Los sistemas de riego de precisión están diseñados para controlar bancos de boquillas que aplican "láminas de agua uniformes" dentro de una zona específica de riego o el área

experimental (Chávez, Pierce, Elliott, Kim, & Iversen, 2010b). Tomando este criterio (Perry, Dukes, & Harrison, 2004), la evaluación de un sistema de monitoreo y control instalado en sistemas de riego móvil funciona, porque es flexible y capaz de integrar una serie de láminas de agua aplicadas de acuerdo con la medición de sensores en tiempo real, o mapas de características del suelo, cultivo y clima. Una comparación de los SIG programados y ejecutados muestra un buen desempeño, operando las solenoides (on/off) a partir de los mapas incluidos (Chávez et al., 2010b).

Conclusiones y recomendaciones

- Se logró diseñar e implementar un sistema de riego a precisión que permite la operación de electroválvulas en función del geoposicionamiento del pivote central.
- Se elaboró un programa de riego diferenciado abierto y adaptable a cualquier equipo de rodamiento circular bajo condiciones variables del suelo y cultivo.
- Se adaptó un sistema de riego electromecánico de control individualizado de las ocho salidas, demostrando la compatibilidad para la conversión total del pivote central.
- Se comparó el riego diferenciado con la aplicación uniforme de una lámina de riego obtenida con el uso de un pivote sin modificaciones, definiendo que en las condiciones de operación del pivote central es de hasta 39.09% menos.
- La variación entre la lámina aplicada y la colectada es de 8.41% debido al efecto del viento, vegetación y desfase de operación de las electroválvulas.
- El riego de precisión con aplicación diferenciada de lámina de riego es una técnica plenamente adaptable a cualquier pivote central que opere en el campo agrícola y se puede diseñar, implementar, poner en funcionamiento, monitorear y evaluar con los recursos que se tienen, logrando un ahorro de agua significativo.
- Se recomienda seguir probando el prototipo de riego diferenciado, instalado en otros equipos con más válvulas, y definiendo la cantidad de recurso a aplicar de acuerdo con variables directas medidas en el suelo, como humedad o estrés hídrico del cultivo.

Referencias

- Al-Karadsheh, E., Sourell, H., & Krause, R. (2002). *Precision irrigation: New strategy irrigation water management*. Conference on International Agricultural Research for Development, Witzhausen, Germany.
- Appcelerator, I. (2009). *Aptana Studio 3*. Recovered from <http://www.aptana.com/products/studio3/download>.
- Ascencio, R. (2009). *Diseño, instalación y evaluación de un laboratorio de riego en el Campus Montecillo del Colegio de Postgraduados*. Montecillo, México: Colegio de Postgraduados.
- Balastreire, L. (2001). Tecnología para o terceiro milênio, Cultivar Máquinas. *Empresa Jornalística CERES*, 1(1), 12-14.
- Chávez, J. L., Pierce, J. F., & Evans, G. R. (2010a). A remote irrigation monitoring and control system for continuous move systems. Part A: Description and development. *Precision Agriculture*, 11(1), 1-10.
- Chávez, L. J., Pierce, J. F., Elliott, T. V., Kim, Y., & Iversen, W. M. (2010b). A remote irrigation monitoring and control system (RIMCS) for continuous move systems. Part B: field testing and results. *Precision Agriculture*, 11(1), 11-26.
- De Queiroz, T. M., Botrel, T. A., & Frizzzone, J. A. (2008). Desenvolvimento de software e hardware para irrigação de Precisão usando pivô central. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 28(1), 44-54.
- Electronics, S. (2012a). *66 Channel LS20031 GPS 5Hz Receiver*. Recovered from SparkFun Electronics: <http://www.sparkfun.com/products/8975>.
- Electronics, S. (2012b). *Tutorial: LS20031 GPS Assembly Guide*. Recovered from SparkFun Electronics: <http://www.sparkfun.com/tutorials/176>.
- Evans, R. G., & Harting, G. B. (1999). Precision irrigation with center pivot systems on potatoes. In: *Water Resources Engineering Conference*. Walton, R., Nece, R. E., & Reston, V. A. (eds.). Seattle, Washington: ASCE.
- Evans, R. G., Buchleiter, G. W., Sadler, E. J., King, B. A., & Harting, G. B. (2000). Control for precision irrigation with self-propelled systems. In *Proceedings of the 2000 ASAE 4th decennial national irrigation symposium* (pp. 322-331). Evans, R. G., Benham, B. L., & Trooien, T. P. (eds.). Michigan: St. Joseph.
- FAO (2005). *Género y sistemas de producción campesinos: lecciones de Nicaragua* (2ª ed.). Devé, F. (ed.). Roma:

- Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO).
- Harting, G. B. (1999). As the pivot turns. *Resource*, 6(4), 13-14.
- León, M. J. (2008). *Adaptación y evaluación técnica de un sistema de riego lineal por goteo móvil y aspersión*. Montecillos, México: Colegio de Postgraduados.
- Limited, R. C. (2007). *PyQt*. Recovered from <http://www.riverbankcomputing.co.uk/software/pyqt/download>.
- Lindsay International Ltd. (2007a). *Lindsay Corporation's*. Recovered from <http://www.zimmatic.com/>.
- Lindsay International Ltd. (2007b). *Precision irrigation*. Recovered from http://www.precisionirrigation.co.nz/en/pages/full_variable_rate/#page=page-2.
- Locosys Technology Inc. (2006). *Locosys*. Recovered from http://www.sparkfun.com/datasheets/GPS/Modules/LS20030~3_datasheet_v1.2.pdf.
- Ortega, B. (2008). Agricultura de precisión y manejo sitio específico en Chile. *Chilero*, 3(18), 37-41.
- Perry, C. D., Dukes, M. D., & Harrison, K. A. (2004). *Effects of variable-rate sprinkler cycling on irrigation uniformity*. Michigan, USA: ASAE.
- Perry, C., & Pocknee, S. (2003). *Precision pivot irrigation control to optimize water application*. Tifton, USA: University of Georgia.
- Phyton (2007). *Python*. Recovered from Py2exe: <http://www.py2exe.org/>.
- Phyton (2009). *Python Imaging Library (PIL)*. Recovered from <http://www.pythonware.com/products/pil/>.
- Phyton (2010). *Pyserial*. Recovered from <http://sourceforge.net/projects/pyserial/files/>.
- Python (2012). *python.org*. Recovered from <http://www.python.org/getit/releases/2.7.3/>.
- Sadler, E. J., Evans, R. G., Stone, K. C., & Camp, C. R. (2005a). Opportunities for conservation with precision irrigation. *Journal of Soil and Water Conservation*, 60(6), 371-379.
- Smith, R., Baillie, J., McCarthy, A., & Raine, S. &. (2010). *Review of precision irrigation technologies and their application*. Toowoomba: National Centre for Engineering in Agriculture Publication.
- Valley (2008). *Valley, The leader in precision irrigation*. Recovered from <http://www.valleyirrigation.com/page.aspx?id=2343&pid=2342>.

Dirección institucional de los autores

Dr. José Andrés León Mostacero

Consultor
Proyecto Especial Jaén
San Ignacio Bagua, km 27.5 Carretera Chamaya-San Ignacio
076, Jaén Cajamarca, PERÚ
Teléfono: +51 (076) 433 008, ext. 244
jandreslm1@gmail.com

Dr. Francisco Gavi Reyes

Profesor Investigador Titular
Colegio de Postgraduados
Postgrado de Hidrociencias
Carretera México-Texcoco km 36.5
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9520 211, ext. 1000
gavi@colpos.mx

Dr. Héctor Flores Magdaleno

Profesor Investigador Asociado
Colegio de Postgraduados
Postgrado de Hidrociencias
Carretera México-Texcoco km 36.5
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (222) 2850 013, ext. 1160
mhector@colpos.mx

Dr. Roberto Ascencio Hernández

Investigador Adjunto
Colegio de Postgraduados,
Postgrado de Hidrociencias
Carretera México-Texcoco km 36.5
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 595-9520200, ext. 1160
ascenciohr@colpos.mx

M.C. Carlos Flores Gardea

Investigador independiente
Egresado del Colegio de Postgraduados
Postgrado de Hidrociencias,
Carretera México-Texcoco km 36.5
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
g0gh@hotmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor

Comparación de métodos para estimar pérdidas localizadas en riego por goteo

• Marlio Bedoya-Cardoso* •
Universidad Surcolombiana

*Autor para correspondencia

• Vicente Ángeles-Montiel •
Universidad Autónoma Chapingo, México

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-07

Resumen

Bedoya-Cardoso, M., & Ángeles-Montiel, V. (julio-agosto, 2017). Comparación de métodos para estimar pérdidas localizadas en riego por goteo. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 117-125.

Se llevó a cabo una investigación experimental para comparar las pérdidas de carga producidas por la conexión de emisores sobre línea en laterales de riego por goteo. Las pérdidas por conexión (menores o localizadas) experimentales se obtuvieron como la diferencia entre la presión registrada cada 10 metros y las pérdidas por fricción en cada tramo, que se compararon con cuatro metodologías: la primera es la ecuación de la carga cinética y el coeficiente de pérdidas locales propuesto por Bagarello, Ferro, Provenzano y Pumo (1997); la segunda, propuesta por Howell y Barinas (1980); la tercera, propuesta por Keller y Bliesner (1990); finalmente, se propone una cuarta metodología, en la cual se modifica la longitud equivalente de las pérdidas de carga por conexión y el empleo de la ecuación de Keller y Bliesner (1990). La mejor ecuación fue la propuesta por Keller y Bliesner (1990), modificada en este trabajo, pues se alcanzaron errores promedio inferiores a 5.0% en todo el lateral. Además, por su versatilidad, se puede utilizar para determinar las pérdidas tramo a tramo o como factor multiplicador con las pérdidas por fricción en tuberías con salidas múltiples para determinar las pérdidas totales en un lateral, procedimiento que no se puede efectuar con las otras metodologías.

Palabras clave: múltiples salidas, pérdidas de carga, fricción, conexión del emisor.

Abstract

Bedoya-Cardoso, M., & Ángeles-Montiel, V. (July-August, 2017). Determination of localized losses in drip irrigation. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 117-125.

In this paper an experimental research was carry out to compare the pressure losses caused by the connection on line emitter drip irrigation lateral. The connection losses (minor or localized) were obtained experimentally as the difference between the pressures recorded every 10 meters and friction losses in each length, which were compared with four methodologies; the first is the equation of the kinetic load and coefficient of local losses proposed by Bagarello, Ferro, Provenzano and Pumo (1997), the second proposal by Howell and Barinas (1980), the third proposal by Keller and Bliesner (1990), finally a fourth methodology was proposal to evaluate connection loss equivalent and then it was used in the equation of Keller and Bliesner (1990). The best equation was the proposal by Keller and Bliesner (1990), modified in this work. They reached averages lower errors at 5.0% in whole lateral. Furthermore, because of their versatility, it may be used to determine the stepwise loss analysis or as a multiplier factor with frictional losses in pipes with multiple outlets to determine the total losses in a lateral, procedure cannot be performed with the other methodologies.

Keywords: Outflow, head losses, friction, emitter's connecting.

Recibido: 03/07/2013

Aceptado: 03/02/2017

Introducción

El riego por goteo es el sistema de riego localizado a presión más eficiente en el suministro de agua —a veces con fertilizante para el suministro a los

cultivos— cuando se aplica en cantidad y tiempo adecuados. El suministro de agua y nutrientes se hace por medio de emisores insertados en una red extensa de tuberías, la cual se debe diseñar para su correcto funcionamiento. Los laterales de

riego son parte de esta red de tuberías y para su diseño se requieren estimar con precisión las pérdidas por fricción y localizadas.

Las ecuaciones para determinar las pérdidas por fricción se han desarrollado con base en numerosas pruebas de laboratorio, en tuberías de distinto diámetro y tipo, las cuales han sido propuestas para expresar la relación entre la velocidad del agua, el diámetro y la rugosidad interna del tubo (Christiansen, 1942), donde la ecuación que más se utiliza para determinar las pérdidas por fricción en riego por goteo es la de Darcy Weisbach (ecuación (1)) debido a su exactitud y completa gama de aplicaciones:

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (1)$$

El único inconveniente para utilizar la ecuación de Darcy Weisbach radica en el cálculo del factor de fricción (f), el cual se solucionó con la ecuación empírica de Blasius (ecuación (2)), para tuberías de diámetro inferiores a 25 mm, con número de Reynolds entre $3\ 000 < Re < 100\ 000$ (Howell & Barinas, 1980; Hathoot, Al-Amoud, & Mohammad, 1993; Brown, 2003; Juana, Rodriguez-Sinobas, & Losada, 2002):

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}} \quad (2)$$

El número de Reynolds (Re) puede ser calculado con las siguientes expresiones:

$$Re = \frac{\rho v_s D}{\mu} \quad (3)$$

O equivalente a:

$$Re = \frac{VD}{\gamma} \quad (4)$$

La determinación de pérdidas por fricción en tuberías con diámetro interno inferior a 25 mm para laterales de riego se estima con la ecuación (5), la cual es el resultado de la combinación algebraica entre las ecuaciones (1) y (4), con temperatura del agua a 18 °C:

$$h_f = 0.000789 * \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}} * L \quad (5)$$

El lateral de riego es una tubería con salidas múltiples y la determinación exacta de las pérdidas por fricción en este tipo de tuberías requiere de un análisis tramo por tramo a partir de la última salida y teniendo en cuenta el caudal al inicio del lateral (figura 1).

Para facilitar el análisis, algunos investigadores han propuesto expresiones que agilizan dicho proceso, entre ellos se destacan Christiansen (1942); DeTar (1982); Scaloppi (1988); Cuenca (1989); Anwar, (1999a); Anwar, (1999b); Chinea y Domínguez (2006), y los más recientes, Ángeles, Carrillo, Ibáñez, Arteaga y Vázquez, (2009); sin embargo, la ecuación que más se utiliza es la de Christiansen:

$$F = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2N} + \frac{(m-1)^{0.5}}{6N^2} \quad (6)$$

Las pérdidas por fricción en tuberías con salidas múltiples se determinan con la ayuda de la siguiente ecuación:

$$H_f = h_f * F \quad (7)$$

a partir de la hipótesis de que las pérdidas menores que se generan por la deformación del tubo y la barra sólida del emisor insertado se pueden despreciar. Algunos diseñadores de sistemas de riego han ocasionado deficiencias en dichos sistemas, pues un número considerable de emisores puede convertirse en un porcentaje importante en las pérdidas de carga total (Yildirim, 2010). Por lo anterior, algunos investigadores han propuesto expresiones para determinar dichas pérdidas, haciendo relaciones entre el área del tubo y la que ocupa el gotero dentro del tubo (Bagarello *et al.*, 1997; Provenzano & Pumo, 2004; Demir, Yurdem, & Degirmencioglu, 2007).

Las pérdidas menores (h_m) se expresan en la ecuación clásica de la carga cinética multiplicada por el coeficiente de pérdida locales (α).

$$h_m = \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (8)$$

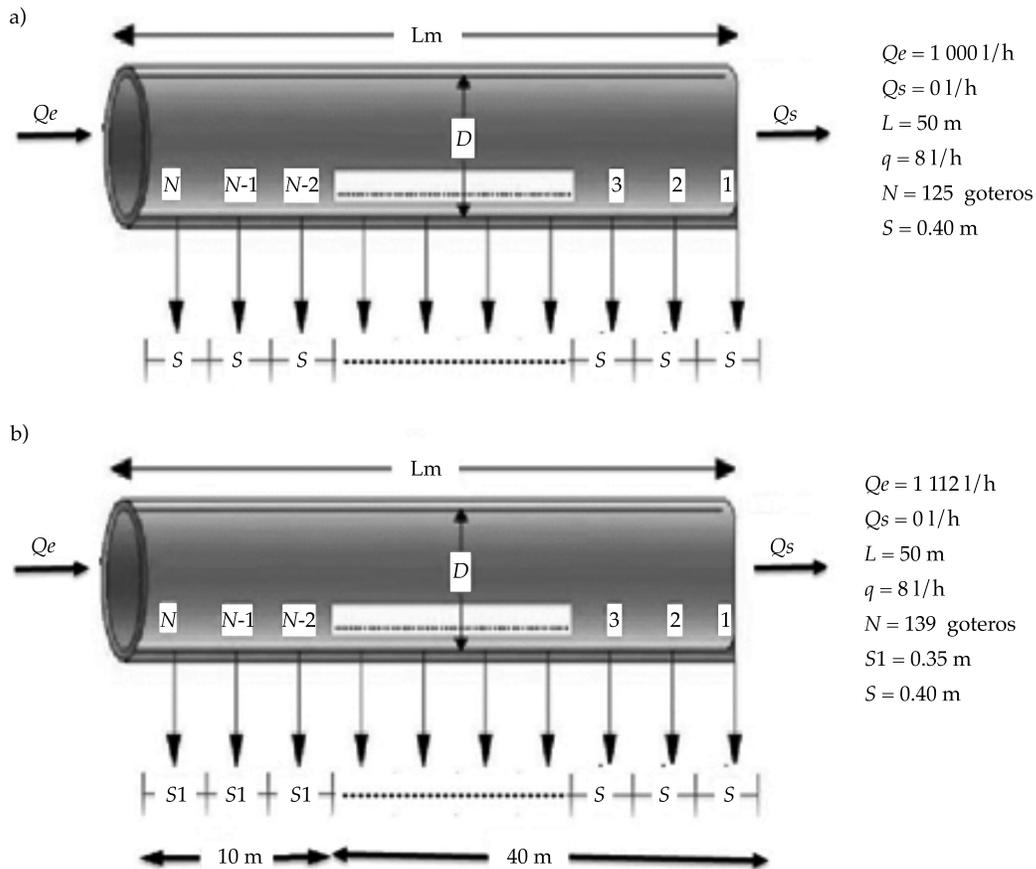


Figura 1. Tubería con salidas múltiples; a) lateral tradicional, b) lateral propuesto.

Bagarello *et al.* (1997), en su investigación experimental, deducen un procedimiento para evaluar las pérdidas locales debido a la protuberancia de la parte sólida del emisor en la línea del flujo de riego por goteo. El coeficiente de las pérdidas locales (ecuación (10)) corresponde a diferentes sistemas de emisores sobre línea, con diferentes valores de número de Reynolds, y cada sistema de emisor se caracterizó por un índice de obstrucción (*OI*) (ecuación (9)):

$$OI = \left(\frac{1-r^2}{r^2} \right)^{0.645} \quad (9)$$

$$\alpha = 1.68 * (OI)^{0.645} \quad (10)$$

El coeficiente de pérdidas locales α (ecuación (11)) incluye ambas características: la de conexión del emisor y la deformación de la tubería que rodea el vástago (parte insertada del emisor), definida en los rangos $1.0 < A_p/A_g < 1.44$ (Demir *et al.*, 2007):

$$\alpha = 1.68 \left(\frac{A_p}{A_g} - 1 \right)^{1.29} \quad (11)$$

Howell y Barinas (1980) trabajaron con seis diferentes tipos de emisores sobre línea, donde establecieron la siguiente expresión empírica para determinar las pérdidas localizadas como longitud equivalente:

$$l_e = C_e * Q^M \quad (12)$$

Los parámetros ($C_e = 0.0000066$ y $M = 1.32$) dependen del tipo de emisor sobre línea.

Keller y Bliesner (1990) proponen la ecuación (13) para expresar las pérdidas de carga por conexión en longitud equivalente del lateral:

$$J = \left(\frac{S_e + f_e}{S_e} \right) \quad (13)$$

Esta última ecuación tiene el inconveniente de calcular la longitud equivalente de pérdidas de carga por conexión por medio de un gráfico que se debe reajustar ($f_e = 0.18$).

En este trabajo se muestran los resultados de la investigación experimental sobre las pérdidas localizadas que se generan en laterales de riego con emisores sobre línea, después de verificar la aplicabilidad de las diferentes ecuaciones para determinar las pérdidas por fricción y localizadas descritas anteriormente.

Materiales y métodos

En el experimento se utilizaron dos laterales de polietileno (PE) de 50 metros de longitud, con diámetro interior de 13.5 mm; en el primer lateral se insertaron goteros sobre línea espaciados 0.40 metros; y en el segundo se insertaron a cada 0.40 metros en el primer tramo (10 metros), y 0.35 metros los restantes 40 metros del lateral (figura 1).

El área de la tubería (A_p) y el área que ocupa el gotero dentro de la tubería (A_g), que se utilizan en la estimación de las pérdidas localizadas, se evaluaron con la digitalización de cinco fotografías tomadas al sistema tubería-gotero, como muestra la figura 2, con la ayuda del programa *AutoCAD 2007*.

El diámetro interno de la tubería de PE se midió en cinco cortes de muestras de 0.10 metros por medio del calibrador vernier de pie de rey digital (con 0.02 mm/0.001" de exactitud). Esta medida se realizó dos veces por cada muestra, posteriormente se establece el promedio.

En la figura 3, a cada 10 metros se instaló una toma de presión para hacer tres lecturas y estimar su promedio, y se compararon dichas pérdidas (por fricción y localizadas) obtenidas experimentalmente y las calculadas con las ecuaciones anteriormente descritas (cuadro 1).

Las pérdidas localizadas experimentalmente se calcularon como la diferencia entre la presión arrojada cada 10 metros y las pérdidas por fricción que se generaron en cada tramo. Los datos se analizaron con la ayuda del programa Excel 2010 de Microsoft y la herramienta *Cftools* del programa *Matlab 2010 (curve fitting tool)*.

La presión de operación de la entrada del lateral fue de 1.83 kg cm⁻², que se controló con una válvula de compuerta y se registró en un manómetro de glicerina (figura 4). Los goteros empleados fueron autocompensados de 8 l/h, marca Naandanjan, cuya presión de apertura es de 8 m.c.a.

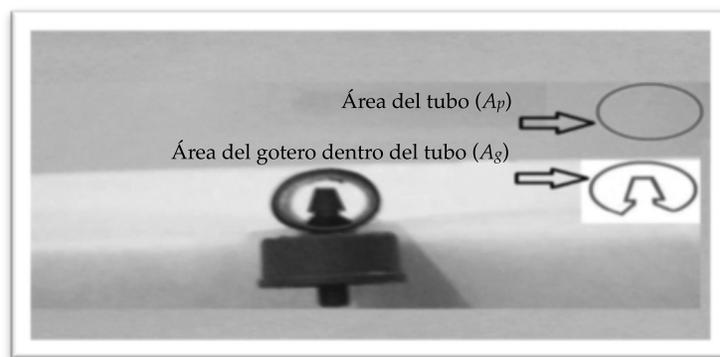


Figura 2. Corte de tubería y sección del emisor.

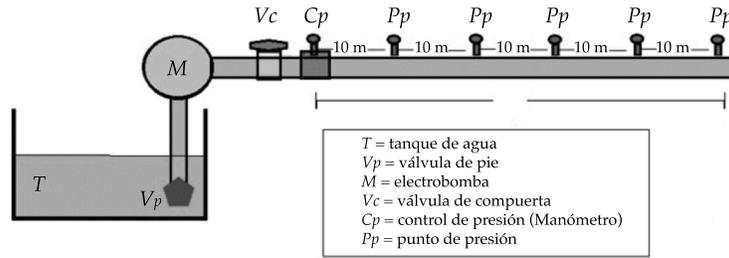


Figura 3. Montaje del sistema experimental.

Cuadro 1. Metodologías empleadas para comparar pérdidas menores o localizadas.

Metodología	Pérdidas en tubería con salidas múltiples	Pérdidas menores	Pérdidas totales en lateral
Bagarello <i>et al.</i> (1997)	$H_t = h_f * F$	$\alpha = 1.68 \left(\frac{A_p}{A_g} - 1 \right)^{1.29}$ y $h_m = \alpha \frac{V^2}{2g}$	$H_f = h_f * F + h_m$
Howell y Barinas (1980)	$H_t = h_f * F$	$l_e = C_e * Q^M$	$H_f = h_f * F + l_e$
Keller y Bliesner (1990)	$H_t = h_f * F$	$(f_e = 0.18)$ y $J = \frac{S_e + f_e}{S_e}$	$H_f = h_f * F + J$
Keller y Bliesner (1990) modificada	$H_t = h_f * F$	$(f_e = 0.305 \left(\frac{A_p}{A_g} \right)^2 - 0.0607 \left(\frac{A_p}{A_g} \right) - 0.2563)$ y $J * = \left(\frac{S_e + f_e}{S_e} \right)$	$H_f = h_f * F + J *$



Figura 4. Control de presión en la entrada del lateral.

Se determinó la ecuación del emisor o relación carga-gasto con presiones superiores e inferiores a su presión nominal de trabajo, sometiendo a los goteros a 2.11, 1.76, 1.41, 1.05 y 0.7 kg cm⁻², con intervalos que no rebasaron los cinco metros.

Resultados

Perdidas por fricción

Registradas las presiones en las cinco tomas, ubicadas cada 10 metros (m) a lo largo de la tubería de polietileno (PE) en los dos laterales evaluados, se establece la distribución de las mismas (cuadros 2 y 3).

Estos resultados de la columna 4 de los cuadros 2 y 3 son similares a los publicados por Boswell (1990), citado por Andrade (2009), el cual dice que: “la caída media de la presión total

se produce en los primeros 22% de la longitud y la presión media está a 38% de la longitud de entrada, cuando el lateral está a nivel”.

De igual forma, en los últimos 10 metros del lateral (80 y 100% l) ocurre entre el 3.36 y 0.66% de las pérdidas totales, resultados equivalentes a los publicados por Valiantzas (2005), en el cual manifiesta que: “el último 20% de la longitud de la manguera de goteros contribuye aproximadamente con el 1% del total de las pérdidas por fricción a lo largo del lateral”.

Pérdidas menores

Las pérdidas menores se establecieron utilizando las ecuaciones de la columna 3 del cuadro 1. En esta columna se propone la ecuación (14) para calcular la longitud equivalente de pérdidas de carga por conexión después de analizar los datos experimentales. La herramienta *Cftools*

Cuadro 2. Distribución de presiones en el lateral con espaciamientos de 0.40 metros con pendiente cero.

Promedios de presión (kg cm ⁻²)	% longitud	Longitud acumulada (m)	Pérdidas de carga cada 10 m ¹	Pérdidas acumuladas
1.828	0.00			
1.195	20.00	10	48.65%	48.65%
0.861	40.00	20	25.68%	74.32%
0.668	60.00	30	14.86%	89.19%
0.562	80.00	40	8.11%	97.30%
0.527	100.00	50	2.70%	100.00%

Pérdidas porcentuales de presión cada 10 metros respecto al rango de presión (1.828-0.527 kg cm⁻²) primer tramo; [(1.828-1.195) / 1.301] * 100 = 48.65%.

Cuadro 3. Distribución de presiones en el lateral con espaciamiento 0.40 y 0.35 metros con pendiente cero.

Promedio de presión (kg cm ⁻²)	% Longitud	Longitud acumulada (m)	Pérdidas de carga cada 10 m ¹	Pérdidas acumuladas
1.828	0.00			
1.160	20.00	10	50.00%	50.00%
0.773	40.00	20	28.95%	78.95%
0.536	60.00	30	17.76%	96.71%
0.501	80.00	40	2.63%	99.34%
0.492	100.00	50	0.66%	100.00%

Pérdidas porcentuales de presión cada 10 metros respecto al rango de presión (1.828-0.492 kg cm⁻²) primer tramo; [(1.828-1.160) / 1.336] * 100 = 50.00%

de *Matlab 2010* mostró que el mejor método experimental fue el polinomio cuadrático, con un coeficiente de determinación ($R^2 = 0.9997$), en comparación con el Gaussiano y el potencial. Es importante mencionar que después de realizar la digitalización de las fotografías, se estimó en 1.375 la relación de áreas $\frac{A_p}{A_g}$:

$$fe = 0.305 \left(\frac{A_p}{A_g} \right)^2 - 0.0607 \left(\frac{A_p}{A_g} \right) - 0.2563 \quad (14)$$

En el cuadro 4 se comparan las pérdidas que se generaron de forma experimental o la caída de la presión a lo largo del lateral (columna 1) con los resultados, empleando diferentes metodologías (columnas 6, 7, 8 y 9). Se afirma que las metodologías de Bagarello *et al.* (1997), y la propuesta de Keller y Bliesner (1990), modificada en este trabajo (columnas 6 y 9), son las que mejor estiman las pérdidas en el lateral tradicional, con errores inferiores al 11.40% en los primeros 20% de la longitud de la tubería, y errores inferiores al 6.0% en los tramos comprendidos entre 80 y 100% de la longitud de la tubería. Es importante recordar que en este

tramo ya se ha producido más de 97% de las pérdidas de carga total (columna 4, cuadro 2).

Sin embargo, de estas dos metodologías, la que mejor estimó las pérdidas por conexión en el lateral tradicional es la propuesta por Keller y Bliesner (1990) modificada, pues alcanzó un error promedio en todo el lateral de 4.85%.

En el cuadro 5 se comparan las pérdidas generadas de forma experimental (columna 1) con los resultados, empleando cuatro metodologías (columnas 6, 7, 8 y 9). Se confirma que las metodologías propuestas por Bagarello *et al.* (1997), y por Keller y Bliesner (1990) (columnas 6 y 8) son las que mejor estiman las pérdidas en el lateral propuesto, arrojando errores inferiores a 6.0% en los primeros 20% de la longitud del lateral, y errores inferiores al 13% en los tramos comprendidos entre 60 y 80% de la longitud de la tubería. En dicho tramo ya se ha producido más de 96% de las pérdidas de carga total (columna 5, cuadro 3).

No obstante, de estas dos metodologías, la que mejor predijo las pérdidas por conexión en el lateral propuesto fue la de Keller y Bliesner (1990), logrando un error promedio en todo el lateral de 4.20%.

Cuadro 4. Pérdidas totales en el lateral espaciado a 0.40 metros (tradicional).

Presión ¹ (m.c.a.)	Pérdidas				Diferencias			
	(H _p) ² (m)	(H _p) ³ (m)	(H _p) ⁴ (m)	(H _p) ⁵ (m)	(D _p) ⁶ (m)	(D _p) ⁷ (m)	(D _p) ⁸ (m)	(D _p) ⁹ (m)
18.28								
11.95	5.09	4.49	4.54	4.98	13.19	13.79	13.74	13.30
8.44	3.23	3.01	2.95	3.24	8.73	8.94	9.00	8.71
6.42	1.75	1.76	1.65	1.81	6.69	6.67	6.79	6.63
5.62	0.70	0.80	0.69	0.75	5.72	5.62	5.73	5.66
5.19	0.12	0.17	0.13	0.14	5.50	5.45	5.50	5.49
Suma	10.88	10.23	9.94	10.92				

Presión a lo largo del lateral.

Pérdidas totales metodología Bagarello *et al.* (1997).

Pérdidas totales metodología Howel y Barinas (1980).

Pérdidas totales metodología Keller y Bliesner (1990).

Pérdidas totales metodología Keller y Bliesner (1990) y modificada.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 2.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 3.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 4.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 5.

Cuadro 5. Pérdidas totales en el lateral espaciado a 0.40 y 0.35 metros (propuesto).

Presión ¹ (m.c.a)	Pérdidas				Diferencias			
	(H _r) ² (m)	(H _r) ³ (m)	(H _r) ⁴ (m)	(H _r) ⁵ (m)	(D _r) ⁶ (m)	(D _r) ⁷ (m)	(D _r) ⁸ (m)	(D _r) ⁹ (m)
18.28								
11.60	6.56	5.61	6.02	6.66	11.72	12.67	12.26	11.62
7.73	4.40	3.93	3.93	4.35	7.20	7.67	7.68	7.26
5.36	2.45	2.38	2.26	2.50	5.28	5.35	5.47	5.23
5.01	0.94	1.04	0.9	1.00	4.42	4.32	4.46	4.36
4.92	0.17	0.23	0.17	0.19	4.84	4.78	4.84	4.82
Suma	14.52	13.19	13.28	14.70				

Presión a lo largo del lateral.

Pérdidas totales, metodología Bagarello *et al.* (1997).

Pérdidas totales, metodología Howell y Barinas (1980).

Pérdidas totales, metodología Keller y Bliesner (1990).

Pérdidas totales, metodología Keller y Bliesner (1990) y modificada.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 2.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 3.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 4.

Diferencia entre la presión manométrica (columna 1) y las pérdidas totales de la columna 5.

Coefficiente de variación

El coeficiente de variación de los goteros seleccionados fue 3.9%.

Conclusiones

La mejor ecuación para predecir las pérdidas por conexión en los laterales evaluados fueron la propuesta por Keller y Bliesner (1990), modificada en este trabajo, pues alcanza errores promedios en todo el lateral inferiores a 5.0%. De igual forma, esta ecuación tiene la versatilidad de emplearse para calcular las pérdidas menores tramo por tramo (procedimiento laborioso, que se efectúa con hojas de cálculo), y también se puede utilizar como factor multiplicador con las pérdidas por fricción en tuberías con salidas múltiples para estimar las pérdidas totales, procedimiento que no se puede llevar a cabo con las otras ecuaciones utilizadas, al ser necesario calcular las pérdidas por conexión tramo por tramo.

Referencias

Andrade, L. A. (2009). *Estudo da uniformidade de emissão de água utilizando diferentes espaçamentos entre gotejadores na*

linha lateral (105 pp.). Doctoral dissertation. São Paulo: Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho".

Ángeles, M. V., Carrillo, M., Ibáñez, L. A., Arteaga, R., & Vázquez, M. A. (2009). Estrategias alternativas en la determinación del factor de ajuste en el cálculo de las pérdidas de carga por fricción en tuberías con salidas múltiples, *Ingeniería del Agua*, 16(1), 41-50.

Anwar, A. A. (1999a). Factor G for pipelines with equally spaced multiple outlets and outflow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 125(1), 34-38.

Anwar, A. A. (1999b). Adjusted factor G for pipelines with multiple outlets and outflow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 125(6), 355-359.

Bagarello, V., Ferro, V., Provenzano, G., & Pumo, D. (1997). Evaluating pressure losses in drip-irrigation lines. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 123(1), 1-7.

Brown, G. O. (2003). The history of the Darcy-Weisbach equation for pipe flow resistance (pp. 34-43). In: *Environmental and Water Resources History*. Washington, D.C., United States. American Society of Civil Engineers.

Cuenca, R. H. (1989). *Irrigation system design. An engineering approach*. Oregon, USA: Prentice Hall, Oregon State University.

China, R. R., & Dominguez, A. (2006). Total friction loss along multiple outlets pipes with open end. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(1), 31-40.

Christiansen, J. E. (1942). *Irrigation by sprinkling* (124 pp.). California Agriculture Experiment Station Bulletin no.670. Davis, USA: University of California.

- Demir, V., Yurdem, H., & Degirmencioglu, A. (2007). Development of prediction models for friction losses in drip irrigation laterals equipped with integrated in-line and on-line emitters using dimensional analysis. *Biosystems Engineering*, 96(4), 617-631.
- DeTar, W. R. (1982). Modified graphical determination of submain size. *Trans. ASAE*, 25(3), 695-696.
- Hathoot, H. M., Al-Amoud, A. I., & Mohammad, F. S. (1993). Analysis and design of trickle-irrigation laterals. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 119(5), 756-767.
- Howell, T. A., & Barinas, F. A. (1980). Pressure losses across trickle irrigation fittings and emitters. *Transactions of the ASAE, St. Joseph*, 23(4), 928-933.
- Juana, L., Rodriguez-Sinobas, L., & Losada, A. (2002). Determining minor head losses in drip irrigation laterals I: Methodology. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 128(6), 376-384.
- Keller, J., & Bliesner, R. D. (1990). *Sprinkle and trickle irrigation*. New York: Springer Science + Bussines Media.
- Provenzano, G., Pumo, D. (2004). Experimental analysis of local pressure losses for micro irrigation laterals. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 130(4), 318-324.
- Scaloppi, E. J. (1988). Adjusted F factor for multiple-outlet pipes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 114(1), 169-174.
- Valiantzas, J. D. (2005). Modified Hazen-Williams and Darcy-Weisbach equations for friction and local head

losses along irrigation laterals. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 131(4), 342-350.

- Yildirim, G. (2010). Total energy loss assessment for trickle lateral lines equipped with integrated in-line and on-line emitters. *Irrigation Science*, 28(4), 341-352.

Dirección institucional de los autores

Dr. Marlio Bedoya-Cardoso

Universidad Surcolombiana
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Agrícola
Avenida Pastrana Borrero Carrera 1 Neiva Huila
COLOMBIA
Teléfono: +57 (88) 754 753, ext. 1072
marlio.bedoya@usco.edu.co

Dr. Vicente Angeles-Montiel

Universidad Autónoma Chapingo
Departamento de Irrigación
Kilómetro 38.5 Carretera México-Texcoco
56230 Texcoco de Mora, Estado de México, MÉXICO
Teléfonos: +52 (595) 9521 500 y 952 1649
vangelesm@msn.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Laboratorio Tlapeaxco de la Universidad Autónoma Chapingo, México.

Foto: Marlio Bedoya Cardoso.

Estimación de la sobreexplotación producida en el acuífero Valle de Celaya (México)

• J. Hilario Romero* • Oscar L. Palacios • Bernardo S. Escobar •
Colegio de Postgraduados, México

*Autor para correspondencia

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-08

Resumen

Romero, J. H., Palacios, O. L., & Escobar, B. S. (julio-agosto, 2017). Estimación de la sobreexplotación producida en el acuífero Valle de Celaya (México). *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 127-138.

El acuífero Valle de Celaya se encuentra ubicado en el estado de Guanajuato, México, en una región denominada "El Bajío" y es la principal fuente de abastecimiento de agua de once municipios (Apaseo el Alto, Apaseo el Grande, Celaya, Comonfort, Cortázar, Jaral del Progreso, Juventino Rosas, San Miguel Allende, Salamanca, Tarimoro y Villagrán), con una población aproximada de un millón de habitantes. El desarrollo de estos municipios depende en buena medida del manejo sustentable de los recursos hídricos, sobre los cuales existe una zona de veda desde 1949. Dados los grandes cambios observados en esta región, es necesario actualizar el estudio hidrológico existente, ya que además se han modificado los límites del acuífero, el cual se fusionó con el acuífero de los Apaseos en el año 2003. El objetivo de este trabajo fue estimar el grado de sobreexplotación para el año 2013, como paso indispensable para elaborar un plan de manejo sustentable, para lo cual se aplicaron dos métodos: a) el método de balance hidrológico, que consiste en medir o calcular las diferencias entre las entradas y salidas del agua del acuífero, y b) el método de análisis de la evolución de niveles de agua, donde la sobreexplotación se determina a partir del producto del abatimiento medio en un tiempo dado, multiplicado por el coeficiente de almacenamiento. Como resultado de la aplicación del primer método se obtuvo una sobreexplotación de 440.78 Mm³ mientras por el método de evolución de niveles de agua se obtuvo una cifra de 386.58 Mm³. Sin embargo, ambos valores son sólo crudas estimaciones de la sobreexplotación real debido a la falta de información actualizada del censo de aprovechamientos y a la escasez de información geohidrológica; tampoco se cuenta con datos reales ni del gradiente hidráulico ni del valor de la transmisividad en la periferia del acuífero, parámetros indispensables para calcular las entradas y salidas horizontales mediante la ley de Darcy.

Palabras clave: acuífero, sobreexplotación, balance hidrológico, evolución de niveles de agua.

Abstract

Romero, J. H., Palacios, O. L., & Escobar, B. S. (July-August, 2017). Estimation of groundwater overexploitation produced in the Celaya Valley (Mexico). *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 127-138.

The Celaya Valley aquifer is located in the State of Guanajuato, Mexico, in a region known as "El Bajío", and is the main source of water supply for eleven municipalities (Apaseo el Alto, Apaseo el Grande, Celaya, Comonfort, Cortazar, Jaral del Progreso, Juventino Rosas, San Miguel Allende, Salamanca, Tarimoro and Villagrán) with a total population of about one million inhabitants. The development of these towns strongly depends on the sustainable management of their natural resources, particularly the hydraulic resources for which there is a ban since 1949. In view of the development of the region and the many changes observed there is a need to update the hydrologic study, since the aquifer boundaries have changed and the Celaya aquifer was joined with the Apaseos' Valley aquifer in 2003. The purpose of this study was to estimate the sources of uncertainty and the real degree of groundwater overexploitation, as the basis for establishing a sustainable management plan. Two approaches were applied: a) the method of water balance, in which the different water inputs and outputs are to be measured or calculated, and b) a method based on the analysis of the evolution in time of the aquifer water levels, since the overexploitation is equal to the mean lowering of the water levels during a giving time, multiplied by the storage coefficient. As a result of the application of the water balance method a groundwater overdraft of 440.78 Mm³ was obtained. On the other hand, by the method based on the evolution of the water levels an overdraft of 386.65 Mm³ was obtained. Actually both values are just a crude estimation of the real overexploitation because of the incompleteness of the data base of acting pumping wells, the scarcity of geohydrological information regarding the transmissivity and storage coefficient of the aquifer, and also due to the almost complete absence of information regarding the water levels and the hydraulic gradients and transmissivity in the boundaries of the aquifer, needed to assess the horizontal groundwater inputs and outputs by means of the Darcy's Law.

Keywords: Aquifer, groundwater overexploitation, water balance, water level evolution.

Recibido: 12/02/2016
Aceptado: 04/02/2017

Introducción

Según estadísticas del agua en México (Conagua, 2013), el número de acuíferos sobreexplotados se ha incrementado a través del tiempo, llegando en la actualidad a 106 acuíferos sobreexplotados; de estos acuíferos se extrae 54.72% del agua subterránea para diferentes usos. El acuífero Valle de Celaya se ubica dentro de la cuenca Laja, perteneciente a la región hidrológica administrativa número VIII Lerma-Santiago-Pacífico. En esta región se delimitaron 128 acuíferos, de los cuales 32 están sobreexplotados, incluyendo al acuífero Valle de Celaya.

Los acuíferos sobreexplotados, en específico el acuífero Valle de Celaya, presentan las siguientes consecuencias: agotamiento de manantiales; mayores profundidades de bombeo de pozos; aumento en los costos de bombeo; subsidencias de 1.5 cm/año en el centro de Celaya (SARH, 1980); mala calidad de agua en la parte oriente de Celaya y la comunidad de Tenería del Santuario; modificación en el esquema natural de flujo; incremento en los costos de conducción de agua potable y alcantarillado por subsidencias; daño en monumentos históricos, y escasez de agua.

Por otro lado, es importante mencionar que en estudios realizados por la Comisión Nacional del Agua (Conagua) durante los años 1995 y 2000, el acuífero Valle de Celaya estaba dividido en dos acuíferos: el Valle de Apaseos (1995) y el Valle de Celaya (2000), separados por el río Laja. Sin embargo, en un análisis posterior, realizado en 2003 por la misma Comisión (*Cuantificación de la extracción de agua subterráneas en el Valle de Celaya; Gto.*) (Gondwana Exploraciones, S.C., 2003), ya aparecen unificados como un solo acuífero, cuyas coordenadas (20 vértices) se publicaron el 31 de enero de 2003 en el *Diario Oficial de la Federación* (DOF). Aun cuando ya se habían establecido los nuevos límites del acuífero Valle de Celaya en 2003, el 28 de agosto de 2009 se publicó en el DOF la disponibilidad media anual de agua subterránea para este acuífero y se modificaron de nueva cuenta sus límites (24 vértices); así, se cuantifica el volumen de extracción de agua subterránea en 593 Mm³/

año, valor que no considera las extracciones de la zona del Valle de Apaseos (279 Mm³/año en el año 2000). Lo anterior muestra que no se han efectuado estudios confiables de la disponibilidad de agua subterránea en el acuífero Valle de Celaya.

Dada la incongruencia en la cuantificación y valoración de la información referente a la disponibilidad de agua subterránea y su balance del acuífero Valle de Celaya, el objetivo de esta investigación fue estimar el grado de sobreexplotación del acuífero por dos métodos: a) el método del balance hidrológico y b) el método de evolución de niveles de agua para el año 2013.

Descripción del marco físico

Definición del área que comprende el acuífero de Valle de Celaya

El área de estudio se localiza en el estado de Guanajuato, en el centro del país. Está delimitada entre las coordenadas -101° 5' 29", -100° 28' 52" de longitud y 20° 20' 12", 20° 51' 57" de latitud. El acuífero tiene un área de 2 811 kilómetros cuadrados. Su localización se muestra en la figura 1 y para su elaboración se procesó una imagen Landsat de la zona de estudio del año 2013. Dentro del polígono del acuífero se encuentran 11 municipios, con una población cercana a un millón de habitantes. El acuífero Valle de Celaya está comunicado hacia el norte con los acuíferos de San Miguel Allende y cuenca de alto río Laja; al sur con Acámbaro, la Cuevita y Salvatierra; al oeste, con Valle de Irapuato, y al este con el estado de Querétaro; lo cruzan los ríos Laja, Lerma y Querétaro, y los distritos de riego 085 La Begoña y 011 Lerma.

Tipo de acuífero

De acuerdo con el estudio de 2003 de Gondwana Exploraciones, S.C., en la década de 1970, el acuífero Valle de Celaya se comportaba como acuífero libre, estando conformado por materiales aluviales, lacustres y volcanoclásticos; pero en la actualidad, debido a la sobreexplotación del acuífero, en algunas zonas se comporta

como semiconfinado por los cuerpos arcillosos o bien por los flujos de lava. En el área de los Apaseos se considera confinado, dado que las fracturas no están totalmente abiertas a la superficie sino selladas por precipitación de calcita o por sedimentos lacustres.

Elevación del nivel estático

La configuración de las curvas de igual elevación de los niveles estáticos, elaborada con los datos de 96 pozos de observación ubicados dentro y fuera del polígono del acuífero, representa las equipotenciales de la red de flujo subterráneo (figura 2). El agua subterránea del acuífero Valle de Celaya, según las configuraciones de los niveles estáticos del año 2013, presenta un flujo horizontal con dirección general de este a oeste, con algunos conos de abatimiento causados por la sobreexplotación en las inmediaciones del río Laja entre Celaya y Apaseo el Grande.

Pruebas de bombeo

En el acuífero Valle de Celaya se realizaron 34 pruebas de bombeo, de las cuales 21 corresponden al Valle de Celaya (Ingeniería Geológica Computarizada, S.A. de C.V., 1999) y 13 al Valle de los Apaseos (Lesser y Asociados, S.A. de C.V., 1995). El resultado de las pruebas de bombeo permitió caracterizar el acuífero desde el punto de vista geohidráulico, cuya variabilidad en la transmisibilidad comprende un mínimo de $4.26 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ y un máximo de $0.154 \text{ m}^2/\text{s}$; y un coeficiente de almacenamiento del orden de 0.0141 como mínimo y 0.494 como máximo. Se estimó un valor promedio regional del coeficiente de almacenamiento de 0.076, interpolando por el método de distancias inversas al cuadrado en todo el polígono del acuífero (figura 3).

Metodología

Determinación de las características climáticas

Las características climáticas determinadas fueron la precipitación promedio histórica anual,

temperatura media histórica anual y evapotranspiración real. Esta información se generó a partir de datos de 23 estaciones climáticas distribuidas dentro y fuera del polígono del acuífero. Los valores de estas variables (precipitación y temperatura) se obtuvieron de la base de datos climáticos nacional (Clicom, 2013). El cálculo de la evapotranspiración real se realizó utilizando el método de Turc, establecido en la Norma Oficial Mexicana (DOF, 2015) mediante la siguiente ecuación:

$$ETR = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}} \quad (1)$$

Donde:

- ETR = evapotranspiración real (mm/año).
- P = precipitación media anual (mm/año).
- L = $300 + 25 T + 0.5T^3$.
- T = temperatura media anual (°C).

Con los datos obtenidos de las 23 estaciones climáticas se realizó una interpolación para cada píxel del área del acuífero de las variables climáticas de precipitación y temperatura, utilizando el método de vecino natural (Childs, 2004).

Método de balance hidrológico

El grado de sobreexplotación del acuífero se puede determinar mediante la ecuación de balance hidrológico, la cual, expresada en su forma más general, es:

$$E - S = \Delta A \quad (2)$$

Donde:

- E = entradas totales de agua al acuífero.
- S = salidas totales de agua del acuífero.
- ΔA = cambio de almacenamiento (sobreexplotación cuando $S > E$).

Las entradas totales de agua (E) al acuífero se pueden expresar con la siguiente ecuación:

$$E = I_e + R_{iag} + R_{ipu} + I_{río} + E_h \quad (3)$$

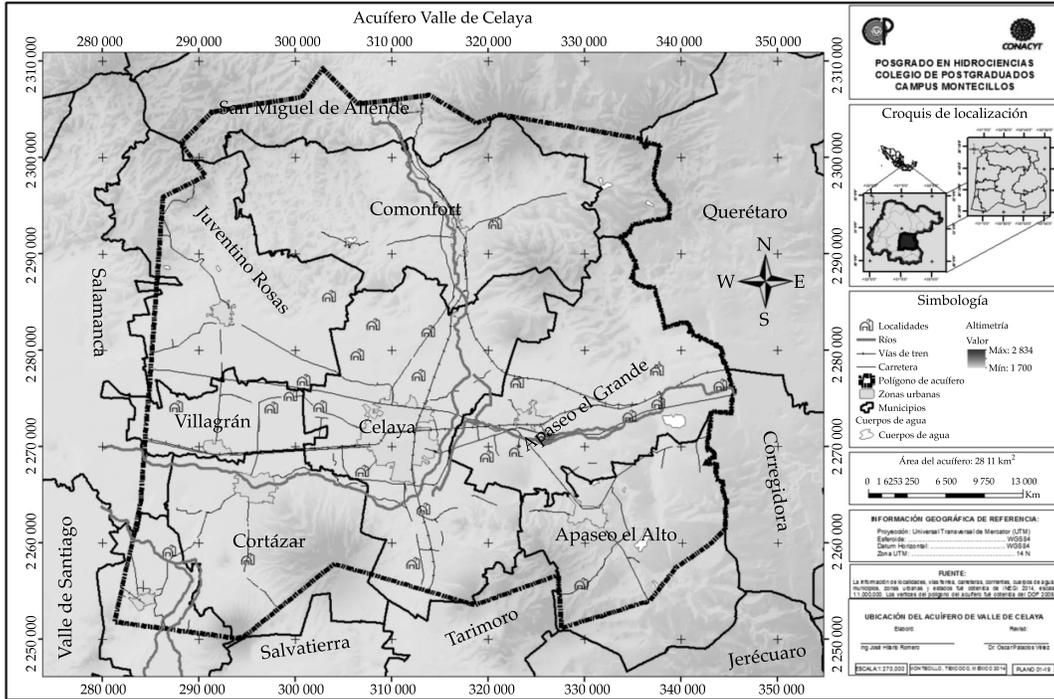


Figura 1. Acuífero Valle de Celaya.

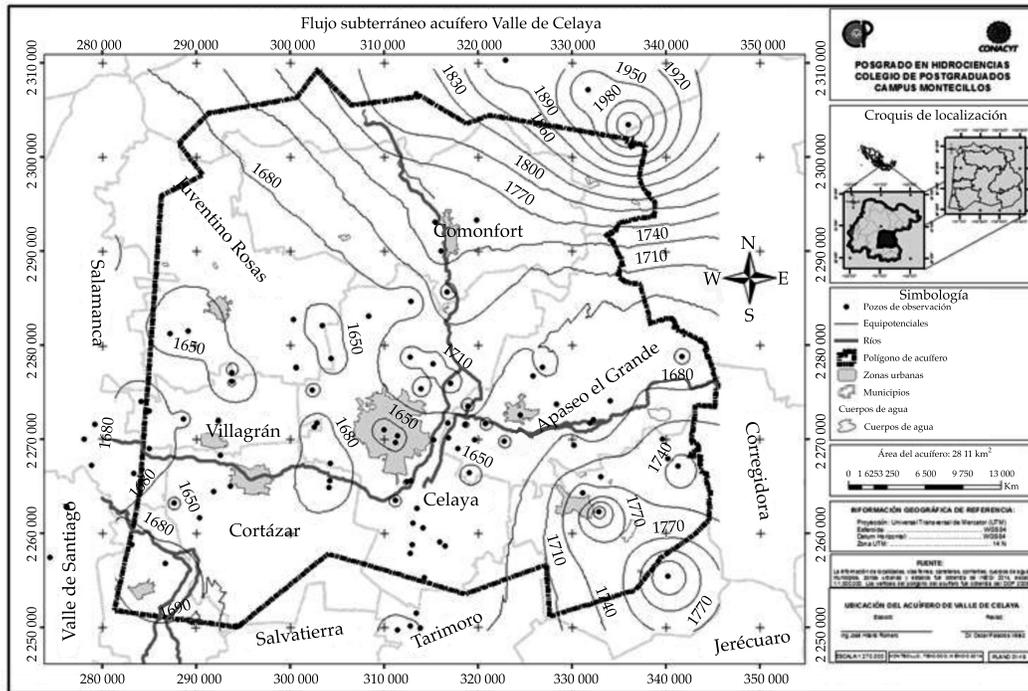


Figura 2. Equipotenciales del flujo de agua subterránea.

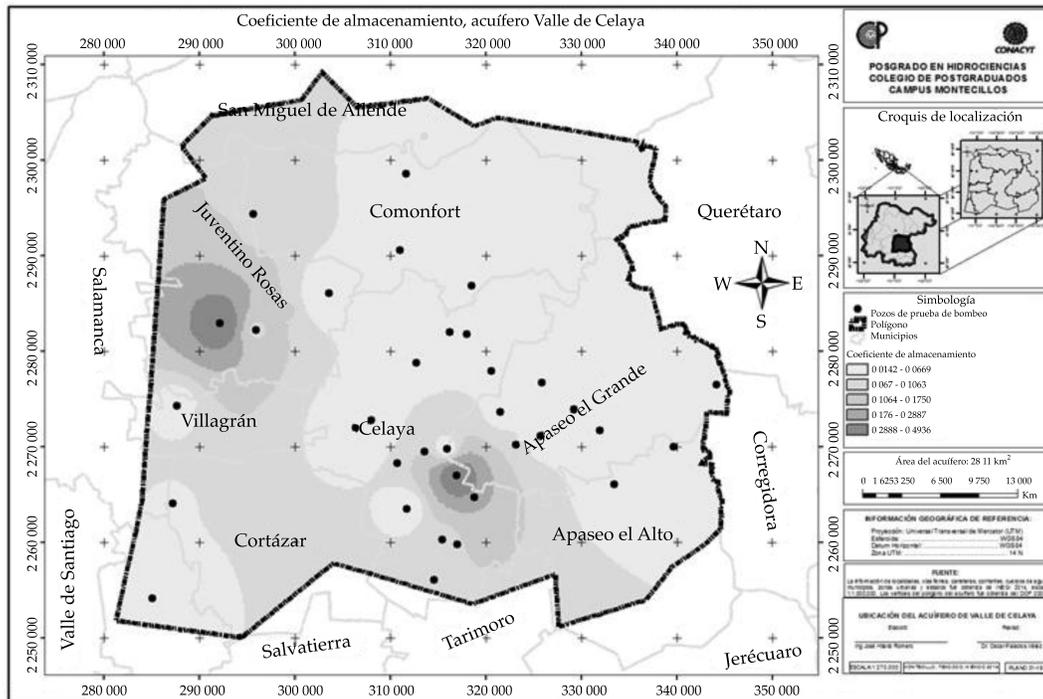


Figura 3. Coeficiente de almacenamiento.

Donde (I_e) es la infiltración efectiva de la precipitación. Su magnitud se calcula como el producto del coeficiente de escurrimiento (C_e) por la diferencia de la precipitación sobre el área del acuífero (V_p) y el volumen evapotranspirado por los cultivos agrícolas y la vegetación natural (V_{ETR}) (Custodio & Llamas, 1983):

$$I_e = C_e (V_p - V_{ETR}) \quad (4)$$

(R_{iag}) retorno inducido por uso agrícola

Es el volumen de agua infiltrado al acuífero debido a las pérdidas de agua en la conducción de los sistemas de irrigación utilizados en la agricultura dentro del área de estudio. La empresa Gondwana Exploraciones, S.C. (2003) muestreó 3 600 hectáreas, reportando que el porcentaje de retorno es de 25.85%.

(R_{ipu}) retorno inducido por uso público-urbano

Se pudiera deducir si existieran aforos suficientes en los puntos estratégicos. Como en general no se tienen los datos suficientes para asumir la eficiencia en la conducción, la Junta de Alcantarillado y Agua Potable de Celaya (Juamapa, 2009) asume una pérdida de agua por conducción en las tuberías de 40%.

(I_{rio}) infiltración proveniente de ríos

Es el volumen infiltrado a lo largo del cauce del río Laja, el cual se determina por la diferencia entre el volumen medido de la estación hidrométrica la Begoña ($V_{BEGOÑA}$) y la suma del volumen utilizado para regar el distrito de riego 085 la Begoña (V_{DR085}), más el volumen de agua evaporada a lo largo del río (V_{EVAP}) y el volumen

de agua que pasa por la estación hidrométrica Tres Guerras a la entrada de la ciudad de Celaya ($V_{3\text{GUERRAS}}$) (Estudio Hidrológico y Modelo Matemático del Acuífero Valle de Celaya, Gto., 1999, Conagua; Ingeniería Geológica Computarizada, S.A. de C.V., 1999):

$$I_{\text{río}} = V_{\text{BEGOÑA}} - V_{\text{DR085}} - V_{\text{EVAP}} - v_{3\text{GUERRAS}} \quad (5)$$

(E_H) entradas horizontales subterráneas de agua al acuífero

La magnitud de este componente se puede calcular mediante la ecuación de Darcy (Fitts, 2002), conociendo la transmisividad (T) (m^2/s) tanto en la periferia como en la base del acuífero, así como los gradientes hidráulicos (i) en la periferia del acuífero:

$$E_H = \sum_{j=1}^{nc} T_j * a_j * i_j \quad (6)$$

En la ecuación (6), a es el ancho del canal de flujo (m) y nc es el número de canales de flujo de entrada, definidos en la periferia del área de balance. Los gradientes hidráulicos (i) se estimaron interpolando con el método de las distancias inversas al cuadrado los valores de niveles estáticos obtenidos de 97 pozos de monitoreo ubicados dentro y fuera del acuífero. Dicho procedimiento da una idea de los gradientes hidráulicos en la periferia del acuífero, pero para un cálculo más preciso es necesaria la medición de este parámetro y la transmisividad mediante un número mayor de pruebas de bombeo, así como un mayor número de pozos piezométricos, para tener información más exacta y real posible.

Las salidas totales de agua (S) del acuífero se pueden expresar mediante la siguiente ecuación:

$$S = Q_p + V_{\text{DNC}} + S_H \quad (7)$$

Donde (Q_p) salidas de aprovechamientos subterráneos es la suma de volumen de agua subterránea por unidad de tiempo de todos los aprovechamientos de bombas y norias existentes dentro del área del acuífero; la obtención de

este dato es muy complicado por las siguientes razones:

- Falta de un censo de aprovechamientos completo y actualizado.
- Existencia de pozos clandestinos que no cuentan con un título de concesión de aguas subterráneas y no reportan ante la autoridad el volumen extraído del acuífero.
- Falta de campañas de monitoreo y verificación del buen funcionamiento de los medidores de flujo, pues por lo regular un porcentaje considerable no funciona de modo adecuado, mostrando errores en el volumen extraído.

Dada la subjetividad en los datos de los censos de aprovechamientos de agua subterránea realizados en los diversos estudios por Conagua, se consideró conveniente hacer una estimación del consumo hídrico en la agricultura, al ser el principal uso de agua en el acuífero, a fin de complementar la información faltante del volumen extraído de agua subterránea; este consumo hídrico se estimó mediante la ecuación (8) utilizada en el estudio "Cuantificación de la extracción de agua subterráneas en el Valle de Celaya, Guanajuato (2003)" (Gondwana Exploraciones, S.C., 2003):

$$Rr = Et * Kc * Ks - Pe - Mf \quad (8)$$

Donde:

- Rr = requerimientos de riego.
- Et = evapotranspiración de referencia, calculada por el método Blaney-Cridle (Blaney & Cridle, 1950).
- Kc = coeficiente de consumo de agua del cultivo, que depende de su grado de desarrollo.
- Ks = coeficiente que depende de las condiciones de humedad del suelo.
- Pe = precipitación efectiva, calculada con la metodología de Ogrosky y Mockus (1964).
- Mf = aportes del manto freático. Para el acuífero en estudio, se consideró nulo, pues los niveles de agua subterránea se

encuentran a profundidades superiores a los 20 m (información tomada de dicho estudio).

Una vez calculado el requerimiento de riego, se determinó la lámina de riego bruta, empleando la siguiente expresión:

$$Lrb = \frac{Rr}{Efc * Efa} \quad (9)$$

Donde:

Lrb = lámina de riego bruta.

Rr = requerimiento de riego.

Efc = eficiencia de aplicación.

Efa = eficiencia de conducción.

Las láminas brutas obtenidas para los cultivos en los ciclos primavera-verano, otoño-invierno y perennes se multiplicaron por las superficies de cada cultivo, con lo cual se obtuvo el volumen aplicado a cada uno de ellos; sumando estos volúmenes se obtuvo el volumen de agua consumido para la agricultura. Por último, se utilizó la siguiente identidad para obtener el volumen regado con aguas subterráneas:

$$V_{SUB} = \frac{(A_t - A_s)}{A_t} * V_t \quad (10)$$

Donde:

V_{SUB} = volumen de agua de origen subterráneo.

A_t = área total sembrada cada año.

A_s = área regada con agua superficial en las unidades de riego (Gondwana Exploraciones, S.C., 2003).

V_t = requerimiento de volumen de agua calculado.

S_H = salidas horizontales del acuífero. El valor de este componente, así como la determinación de los canales de salida, se puede calcular al igual que las entradas por flujo subterráneo ya mencionadas, mediante la ecuación de Darcy.

V_{DNC} = descarga natural comprometida, que corresponde a la suma de los volúmenes de agua concesionada de los

manantiales y el caudal base de los ríos comprendidos en la unidad hidrogeológica evaluada, que estén comprometidos como agua superficial para diferentes usos.

Método de la evolución de niveles de agua en el acuífero

La sobreexplotación de un acuífero también se puede medir de forma directa, sin necesidad de calcular recarga y extracciones, a partir de la siguiente expresión (Harbaugh, 2005):

$$\Delta A = \sum_{i=1}^{nc} a_i * h_i * S_i \quad (11)$$

Donde:

ΔA = cambio de almacenamiento (sobreexplotación cuando ΔA es negativo) ($m^3/año$).

nc = número de celdas.

a_i = área de celda (m^2).

h_i = evolución media o variación de la carga hidráulica ($m/año$).

S_i = coeficiente de almacenamiento (adimensional).

Para esto se requieren básicamente dos tipos de datos:

1. La evolución de los niveles piezométricos del acuífero, también denominada variación de la carga hidráulica (h). Es importante contar con un programa de mediciones de los niveles de agua tanto en pozos de bombeo como en pozos de observación. Lo ideal es que las mediciones de los niveles de agua en los pozos de bombeo activos se realizara antes de los periodos de bombeo, a fin de no confundir los niveles estáticos con los niveles dinámicos de los conos de abatimiento que se generan durante la operación de los pozos. Si la evolución de los niveles de agua acusa una tendencia hacia el abatimiento continuo, se trataría de un signo inequívoco de que hay una sobreexplotación del acuífero.

2. El coeficiente de almacenamiento (S) y sus variaciones a lo largo y ancho del acuífero, el cual se obtiene por pruebas de bombeo, de las cuales frecuentemente se carece en cantidad suficiente debido a su alto costo.

Resultados

Determinación de las características climáticas

La precipitación media anual obtenida para la zona fue del orden de 739 mm; la temperatura media anual es del orden de 18.45 °C, con la cual se obtuvo un valor de la evapotranspiración real, calculada por el método de Turc, de 630 mm/año, en 2013.

Estimación de la sobreexplotación por el método del balance hidrológico

Las entradas totales de agua al acuífero (E) fueron de 631.27 Mm³, calculadas mediante la ecuación (3). Las entradas verticales son de 317.15 Mm³, provenientes de la suma de infiltración efectiva (I_e), que fue de 10.1 Mm³; los retornos inducidos por el riego en la agricultura (R_{iq}) de 265.25 Mm³; las pérdidas de agua en la conducción en los sistemas de agua potable y alcantarillado (R_{ipu}) de 37.4 Mm³, y la infiltración

por el río Laja (I_{rio}) de 1.37 Mm³. Las entradas horizontales desde otros acuíferos vecinos (E_H) resultó de 317.15 Mm³, aunque se debe aclarar que su cálculo es altamente dependiente de los valores de los gradientes de la carga hidráulica en la periferia del acuífero y dada la falta de pozos de observación en dicha periferia, la carga hidráulica y los gradientes se estimaron mediante interpolación de datos obtenidos, principalmente en la parte central del acuífero. Debe, pues, aclararse, que este dato es de precisión desconocida.

Las salidas totales de agua del acuífero (S) son del orden de 1 072.05 Mm³; las extracciones de agua subterránea (Q_p) son de 939.26 Mm³, obtenidos de 2 455 aprovechamientos de acuerdo con el censo de 2003, y actualizado con los valores de evapotranspiración agrícola y uso público urbano en 2013. El cuadro 1 muestra las extracciones de agua por aprovechamientos de bombeo clasificados por uso y municipio; sin embargo, en el municipio de San Miguel Allende no se registran pozos dentro del acuífero. El principal uso del agua subterránea es la agricultura, con un 89.71%. La figura 4 presenta la relación de los principales cultivos sembrados en el acuífero con su requerimiento de agua; cabe destacar que la alfalfa requiere 550 Mm³, cultivo que es destinado para uso ganadero. Si en lugar de este cultivo se introdujeran otros cultivos pa-

Cuadro 1. Extracciones de agua subterránea del acuífero Valle de Celaya.

Municipio	Extracciones de agua subterránea por tipo de uso y municipio (Mm ³)			
	Agrícola	Industrial	Público-urbano	Total general
Celaya	249.27	7.58	41.26	298.12
Apaseo el Grande	154.45	1.86	8.32	164.63
Villagrán	115.31	3.77	4.78	123.86
Cortázar	92.41	1.55	5.03	98.98
Juventino Rosas	78.66	0.64	14.90	94.20
Comonfort	52.47	0.00	9.70	62.17
Apaseo el Alto	42.33	0.16	6.49	48.97
Jaral del Progreso	39.67	0.00	2.73	42.40
Salamanca	2.16	0.00	0.32	2.48
Valle de Santiago	0.96	0.00	0.00	0.96
Salamanca	2.16	0.00	0.32	2.48
Total general	829.86	15.56	93.84	939.26

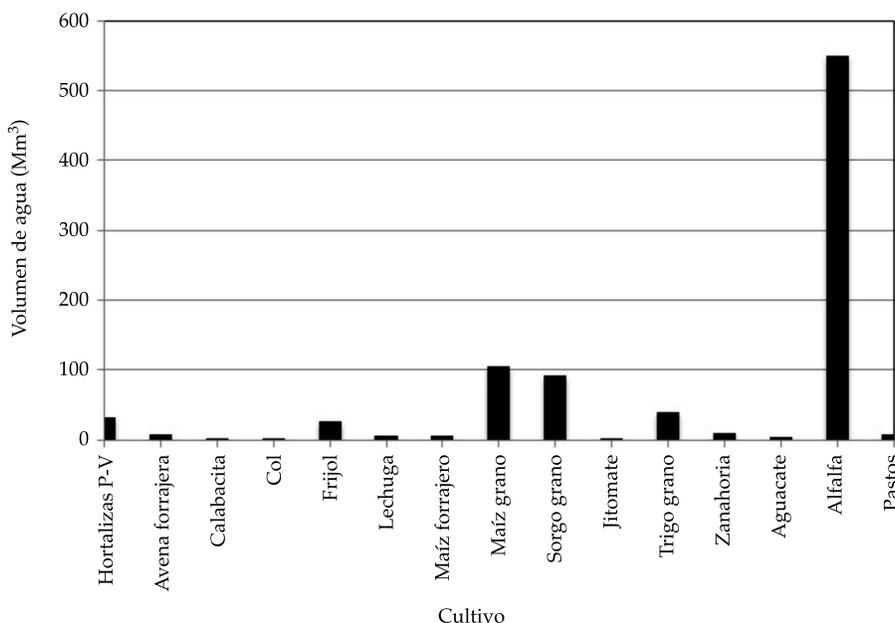


Figura 4. Consumo de agua de los principales cultivos del acuífero en 2013.

ra uso humano, con menores requerimientos de agua y mayor rentabilidad, se podría reducir el consumo hídrico en la agricultura. El municipio de Celaya extrae el 32% del volumen total, siendo el lugar donde se concentra la mitad de la población, agricultura e industria del acuífero. El volumen de descarga natural comprometida (V_{DNC}) es de 1.75 Mm³ y las salidas horizontales hacia otros acuíferos de la periferia (S_H) son de 131.04 Mm³, cantidad sobre la cual se pueden hacer las mismas observaciones señaladas anteriormente para las entradas subterráneas desde acuíferos vecinos.

El cambio de almacenamiento (ΔA) da un minado del acuífero o sobreexplotación de 440.78 Mm³, que es el resultado de la diferencia de entradas menos salidas al acuífero Valle de Celaya, estimado mediante la ecuación (2).

Estimación de la sobreexplotación por el método de la evolución de niveles de agua en el acuífero

De acuerdo con la ecuación (11), para obtener la evolución media del nivel estático o variación

de la carga hidráulica (h), se monitorearon 76 pozos de la red de la Comisión Estatal de Agua del Estado de Guanajuato (CEAG) de los 2 376 pozos activos que se localizan dentro del acuífero, en el periodo de 2005 a 2013. El abatimiento medio de los niveles estáticos promedio anual es de 1.77 m/año y específicamente en 2013, el nivel estático promedio estaba a los 93 metros de profundidad, lo cual es un claro indicador de que se extrae más agua de la que se recarga. En el cuadro 2 se muestra el promedio de niveles estáticos por municipios, donde Apaseo el Grande y Juventino Rosas son los que presentan los mayores abatimientos, no porque sean los municipios que extraigan más agua, sino por la geología de la zona, donde existen basaltos fracturados. La figura 5 es una representación de los pozos que tienen abatimientos del nivel estático (NE) mayores de dos metros y donde el nivel del agua muestra una tendencia clara a profundizarse.

El coeficiente de almacenamiento (S) de cada celda del acuífero se interpoló de las pruebas realizadas en los años 1995 y 1999. La suma o integración del producto del abatimiento por el

Cuadro 2. Profundidades de nivel estático de 2005 a 2013.

Municipio	Núm. pozos piloto	Promedio anual de profundidad nivel estático (m)								
		2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Apaseo El Grande	19	97.74	100.48	102.46	105.68	107.43	110.16	112.44	115.98	117.01
Juventino Rosas	7	93.25	95.60	97.68	87.91	101.97	104.16	106.27	109.05	111.16
Celaya	25	85.88	87.60	88.84	89.22	88.93	90.49	91.75	95.89	98.00
Apaseo El Alto	5	75.61	76.83	77.86	79.80	79.88	81.72	84.61	86.48	89.79
Villagrán	6	60.66	62.04	60.97	62.33	66.46	68.92	70.82	77.53	78.56
Cortázar	7	63.40	64.57	65.17	66.94	64.38	67.06	68.08	69.11	72.52
Comonfort	4	32.75	35.25	36.00	36.50	36.75	37.74	38.34	42.48	44.04
Jaral del Progreso	2	22.66	24.47	24.96	25.64	26.03	28.77	30.09	31.58	32.43
Salamanca	1	23.00	24.00	26.00	26.00	24.00	27.00	23.20	28.00	30.85
Total general	76	79.50	81.46	82.67	83.14	84.87	86.99	88.62	92.19	94.10

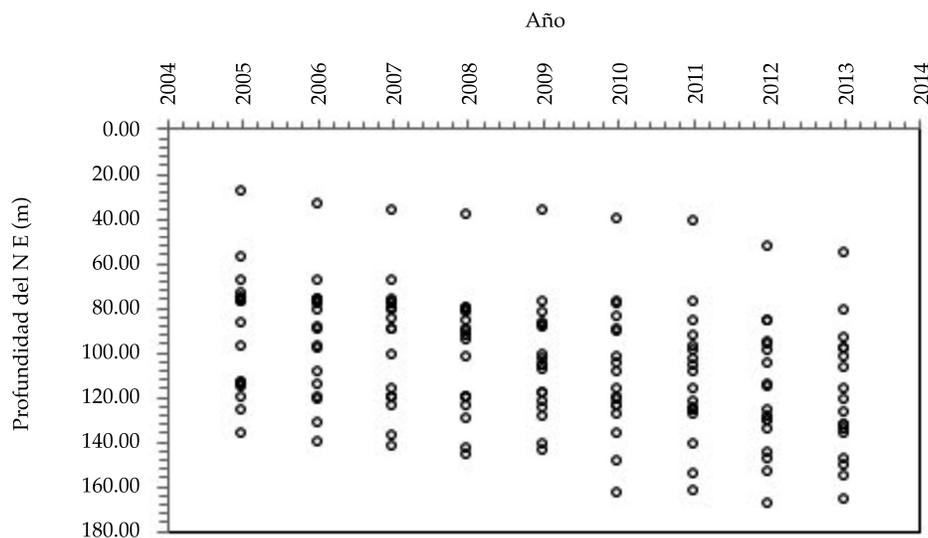


Figura 5. Abatimientos del nivel estático mayores de 2 m/año en 15 pozos de observación.

coeficiente de almacenamiento y por el área de la parte del acuífero proporciona el volumen de la sobreexplotación, que resultó de una magnitud de 386.58 Mm³, donde el municipio de Celaya registra el 23.13% de la región con 89.49 Mm³ y en el municipio de Valle de Santiago registra el menor cambio de almacenamiento.

Discusión

El cálculo de la sobreexplotación del acuífero Valle de Celaya por el método de balance hidrológico resultó de 440.78 Mm³ y por el método de

análisis de la evolución de niveles de agua dio una magnitud de 386.58 Mm³. En general, este segundo método suele ser más preciso que el método del balance de agua, porque requiere menos datos.

En el *Diario Oficial de la Federación* (DOF, 2008) se reporta que en el acuífero Valle de Celaya hay un minado de acuífero del orden de 306 Mm³ y estudios realizados por las empresas Lesser y Asociados, S.A. de C.V., e Ingeniería Geológica Computarizada S.A. de C.V. estiman una sobreexplotación de 404 Mm³, mientras que en el presente estudio resultó de 386.58 Mm³.

Dichas variaciones muestran la gran incertidumbre de esta estimación y señalan la necesidad de darle más atención al monitoreo de los niveles de agua tanto en las partes centrales del acuífero como en su periferia, al igual que en la determinación de las características geohidrológicas del acuífero, como transmisividad y coeficiente de almacenamiento. Es igualmente importante actualizar el censo de pozos de bombeo y la estimación de la extracción desde pozos clandestinos.

Entre los problemas que tiene el método del balance hidrológico se pueden mencionar los siguientes:

- a) El cálculo de la evapotranspiración fue realizado por el método de Turc, que no es preciso, en comparación con otros métodos, como el de Penman-Monteith, que desafortunadamente requiere de información de la que no siempre se dispone.
- b) No existe información real obtenida de piezómetros del gradiente hidráulico en la periferia del acuífero; la interpolación realizada a partir de los datos de 76 pozos de observación ubicados en el centro del acuífero y 20 pozos de acuíferos colindantes no da confiabilidad, sobre todo al cálculo de gradientes necesarios (conjuntamente con la transmisividad) para el cálculo de flujos mediante la fórmula de Darcy.
- c) No se cuenta con un censo de aprovechamientos de aguas subterráneas actualizado, pues el último censo llevado a cabo fue en el año 2000; además, se desconocen las extracciones de un número importante de pozos clandestinos en la zona.

Conclusiones

Puede decirse que la sobreexplotación del acuífero Valle de Celaya es de aproximadamente 400 millones de $m^3/año$. Con la información disponible no tiene mucho sentido señalar una cifra más precisa.

En el caso específico del acuífero Valle de Celaya, que en 2003 se fusionó con el acuífero Valle de Apaseos, la Conagua no reportó las extracciones combinadas de estos acuíferos en la disponibilidad de aguas subterráneas publicadas en el DOF, situación que se puede repetir con otros acuíferos.

Con la información disponible es posible, sin embargo, señalar algunos cambios que pueden ayudar a reducir la sobreexplotación, como la modificación de cultivos de alto consumo de agua, como la alfalfa, por otros con menores requerimientos hídricos y con mayor rentabilidad económica.

Es de suma importancia dar apoyo para tecnificación y capacitación al campo, pues más de 80% del agua extraída del acuífero es para el sector agrícola; así, deben apoyarse todas las campañas sobre el ahorro del agua que puedan llevar a cabo tanto en el sector gubernamental como en el privado.

Recomendaciones

1. Actualizar un censo de aprovechamientos subterráneos con la información más completa y real posible (propietario, título, coordenadas, volumen, altura de brocal, etc.).
2. Crear una batería de pozos de observación en la periferia del acuífero para determinar gradientes del flujo subterráneo.
3. Crear un sistema Pokayoque "a prueba de errores" para las cuadrillas que verifican el nivel estático en los pozos que designan las "autoridades", a fin de evitar errores de medición, ya sea por factores humanos, materiales y/o técnicos (Torres, 2011).
4. Crear obras de captación de agua de lluvia para abastecer al menos parte de la demanda doméstica y para agricultura de traspatio en zonas rurales.
5. En el acuífero Valle de Celaya, el principal cultivo es la alfalfa, con un consumo hídrico de $550 Mm^3$, por lo que es importante hacer campañas orientadas a reducir el consumo de carne, pues se sabe que la alfalfa es uno de los principales alimentos del ganado y

por cada kilo de carne de res se requiere, en promedio, alrededor de 15 500 litros de agua para su producción (Conagua, 2008).

Agradecimientos

A Conacyt, por el apoyo económico en esta investigación y crear oportunidades para los jóvenes mexicanos, para desarrollar investigación para el desarrollo del país.

Referencias

- Blaney, H., & Criddle, W. (1950). *Determining water requirements in irrigation area from climatological and irrigation data*. Washington, DC: USDA.
- Childs, C. (2004). *Interpolating surfaces in ArcGIS spatial analyst*. Redlands, USA: ESRI Education Services.
- Clicom (2013). *Base de datos climatológica nacional (Sistema Clicom)*. Recuperado de <http://clicom-mex.cicese.mx/>.
- Conagua (2013). *Estadísticas del agua en México*. México, DF: Comisión Nacional de Agua.
- Custodio, E., & Llamas, R. (1983). *Hidrología subterránea*. Tomo I. Barcelona: Omega.
- DOF (2008). *Actualización de la disponibilidad media actual de agua subterránea del acuífero (1115) Valle de Celaya, estado de Guanajuato*. México, DF: Diario Oficial de la Federación.
- DOF (2015). *Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2015, Conservación del recurso agua - Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de aguas nacionales*. México, DF: Diario Oficial de la Federación.
- Fitts, C. (2002). *Groundwater science*. San Diego: Academic Press.
- Gondwana Exploraciones, S.C. (2003). *Cuatificación de la extracción del agua subterránea en el valle de Celaya, Guanajuato*. México, DF: Gondwana Exploraciones, S.C.
- Harbaugh, A. (2005). *Modflow-2005, The U.S. Geological Survey Modular Ground Water Model- the Ground Water Flow Process*. Reston, USA: USGS.
- Ingeniería Geológica Computarizada, S.A. de C.V. (1999). *Estudio hidrogeológico y modelo matemático del acuífero del valle de Celaya*. Guanajuato, México: Ingeniería Geológica Computarizada, S.A. de C.V.
- Juamapa (2009). *Resultados. Acciones PATME 2006-2009*. Celaya, México: Junta de Alcantarillado y Agua Potable de Celaya.
- Lesser y Asociados, S.A. de C.V. (1995). *Estudio hidrogeológico y modelo matemático, acuíferos los Apaseos*. Guanajuato, México: Lesser y Asociados, S.A. de C.V.
- Ogrosky, H. O., & Mockus, V. (1964). *Hidrology of agriculture lands. Handbook of applied hidrology*. New York: McGraw-Hill.
- SARH (1980). *Servicios de prospección y levantamientos geológicos y geofísicos en la zona del valle de Celaya, en el estado de Guanajuato*. México, DF: Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- Torres, V. J. (2011). *Sistema Poka-Yoke. Programación Matemática y Software*, 3(1), 12.

Dirección institucional de los autores

M.C. J. Hilario Romero
Dr. Oscar L. Palacios
Dr. Bernardo S. Escobar

Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo
Km 36.5 carretera México-Texcoco
56230 Montecillo, Estado de México, México
Teléfono: +52 (595) 9520 200, ext. 1173
hromer03@gmail.com
opalacio@colpos.mx
esamuel@colpos.mx



Haga clic aquí para escribir al autor

Optimización en el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales integrado por tres lagunas de estabilización

• Facundo Cortés-Martínez* • Alejandro Treviño-Cansino •
• Arturo Tadeo Espinoza-Fraire • Agustín Sáenz-López •
Universidad Juárez del Estado de Durango, México

*Autor para correspondencia

• María Aracelia Alcorta-García •
Universidad Autónoma de Nuevo León, México

• José Luis González-Barrios •
Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas y Pecuarias, México

• Rodolfo Martínez-Rojas • Francisco Javier de-la-Cruz-Acosta •
Universidad Juárez del Estado de Durango, México

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-09

Resumen

Cortés-Martínez, F., Treviño-Cansino, A., Espinoza-Fraire, A. T., Sáenz-López, A., Alcorta-García, M. A., González-Barrios, J. L., Martínez-Rojas, R., & De la-Cruz-Acosta, F. J. (julio-agosto, 2017). Optimización en el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales integrado por tres lagunas de estabilización. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 139-155.

El artículo presenta un modelo matemático para la optimización de un sistema lagunar integrado por tres lagunas: anaerobia, facultativa y de maduración. El modelo matemático de optimización tiene como objetivo la minimización del área ocupada por el sistema lagunar, y presenta como restricciones la calidad del agua en el efluente: demanda bioquímica de oxígeno y el número de coliformes fecales; además, se restringe la dispersión (mayor o igual a 0.05), con el propósito de favorecer el flujo disperso en la laguna facultativa y en la laguna de maduración. Las variables cambiantes en el modelo de optimización son las siguientes: tiempo de retención y número de mamparas tanto de la laguna facultativa como la de maduración, y la relación largo ancho para la laguna anaerobia. Se diseñó un sistema de lagunas, luego se aplicó el modelo matemático propuesto. Los resultados muestran una disminución del área de 15.16%. Los dos estudios cumplen con límites máximos permisibles de descarga de acuerdo con la NOM-SEMARNAT-1996: calidad del agua residual tratada para el vertido a los cuerpos receptores.

Palabras clave: dispersión, optimización, restricciones, sistema lagunar y tiempo de retención.

Abstract

Cortés-Martínez, F., Treviño-Cansino, A., Espinoza-Fraire, A. T., Sáenz-López, A., Alcorta-García, M. A., González-Barrios, J. L., Martínez-Rojas, R., & De la-Cruz-Acosta, F. J. (July-August, 2017). Optimization in the design of a wastewater treatment system integrated by three stabilization lagoon. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 139-155.

Article presents a mathematical model for the optimization of a lagoon system composed of three lagoons: anaerobic, facultative and maturation. The mathematical model of optimization aims at minimizing the area occupied by the lagoon system, and has as restrictions the water quality in the effluent: biochemical oxygen demand and the number of fecal coliforms; In addition, the dispersion (greater than or equal to 0.05) is restricted, in order to favor the dispersed flow in the facultative lagoon and the ripening lagoon. The changing variables in the optimization model are the following: retention time and number of screens, both facultative and maturation lagoons, and the long wide ratio for the anaerobic lagoon. A lagoon system design was performed, then the proposed mathematical model was applied. The results show a decrease of the area of 15.16 percent. The two studies comply with maximum permissible discharge limits, according to NOM-SEMARNAT-1996: quality of wastewater treated for discharge to receiving bodies.

Keywords: dispersion, optimization, constraints, lagoon system and retention time.

Recibido: 17/07/2015
Aceptado: 06/03/2017

Introducción

Una laguna de estabilización es un reservorio de agua con poca profundidad. Este tipo de tratamiento representa una ventaja en relación con los demás sistemas de tratamiento: construcción sencilla, y fácil operación y mantenimiento (Metcalf & Eddy Inc., 1991). De acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (Conagua), las lagunas de estabilización se clasifican en anaerobias, facultativas y de pulimiento, o de maduración; su objetivo principal es la eliminación de contaminantes: demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y coliformes fecales (Conagua-IMTA, 2007b). Las lagunas anaerobias funcionan en ausencia de oxígeno y las profundidades varían de 3 a 5 metros. El tratamiento se lleva a cabo por medio de bacterias que forman ácidos orgánicos y bacterias metanogénicas.

Las lagunas facultativas incluyen tres partes: la primera se conoce como zona superficial, en donde algas y bacterias tienen una relación simbiótica; la zona de fondo es anaerobia, en donde se acumulan los lodos y son descompuestos; en la zona intermedia, conocida como facultativa, se descompone la DBO o materia orgánica, a través de las bacterias aerobias, anaerobias y facultativas; según Rolim (2000), las profundidades varían de 1.5 a 2.5 metros.

Las lagunas de maduración o de pulimiento son aerobias y se utilizan al final del proceso; su propósito es incrementar la calidad del agua residual reduciendo los organismos patógenos; la eliminación de las bacterias depende de las condiciones climatológicas y ambientales, por ejemplo: un potencial de hidrógeno (pH) alto y la exposición al sol. Las profundidades sugeridas son de 0.6 a 1.5 metros (Rolim, 2000; Conagua-IMTA, 2007a).

Los patrones de flujo dentro de las lagunas de estabilización juegan un papel importante: el sistema biológico se basa en el sistema hidráulico, por lo tanto es prudente llevar a cabo una revisión cuidadosa de la hidráulica de las lagunas. De acuerdo con Rolim (2000), los patrones de flujo y mezcla en lagunas de estabilización se clasifican en: a) flujo pistón, el caudal se desaloja en el mismo orden que

entró y no se establece mezcla ni dispersión; b) mezcla completa: los elementos del caudal son mezclados y su contenido es homogéneo en toda la laguna; c) flujo disperso, el caudal tiene un tiempo de retención diferente para cada periodo, este patrón también es conocido como flujo arbitrario y se localiza entre dos límites: flujo pistón y mezcla completa.

Wehner y Wilhelm (1956) llevaron a cabo un estudio donde relacionan la remoción de los contaminantes con la dispersión dentro de las lagunas de oxidación: ubicaron un submodelo hidráulico de un reactor entre los límites de mezcla completa y flujo pistón. Más tarde, Thirumurthi (1969) analizó que en las lagunas no se implementaba el flujo pistón ni mezcla completa y que, efectivamente, sí se establecía el flujo disperso. Tiempo después, Rolim (2000), Mara (2004), y Shilton y Bailey (2006) reportaron que la geometría de las lagunas tenía influencia importante sobre el desempeño hidráulico y la eliminación de contaminantes; por ejemplo, una relación largo ancho de tres favorece el establecimiento del flujo pistón en el estanque; es decir, se refiere a lagunas rectangulares. Teóricamente, el patrón de mezcla completa se favorece cuando las lagunas son cuadradas o circulares. El flujo disperso está comprendido entre los dos patrones anteriores.

En la figura 1 se muestra una gráfica donde se relaciona el coeficiente de reducción bacteriana y la materia orgánica sobrante; se incluyen diferentes escenarios para flujo disperso (Wehner & Wilhelm, 1956; Rojas & León, 1990).

Mamparas o deflectores

Shilton y Mara (2005), así como Abbas, Nasr y Seif (2006) recomendaron que en el diseño se incluyeran mamparas o canales, pues mejoran la hidráulica dentro de los estanques. Los siguientes investigadores: Killani y Ogunrombi (1984); Pedahzur, Nasser, Dor, Fattal y Shuval (1993); Muttamara y Puetpaiboon (1997); Zanotelli, Medri, Belli-Filho, Perdomo y Costa (2002); Shilton y Harrison (2003); Sperling, Chernicharo, Soares y Zerbini (2003); Shilton y Mara (2005); Abbas *et*

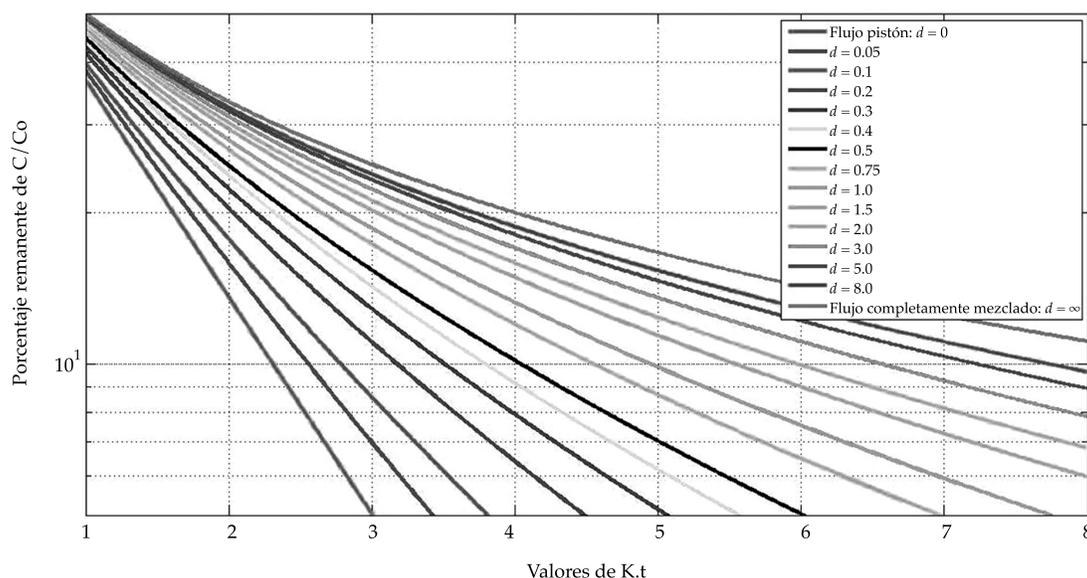


Figura 1. Reducción de coliformes fecales con flujo disperso (Wehner & Wilhelm, 1956; Rojas & León, 1990).

al. (2006), llevaron a cabo estudios experimentales con deflectores. Concluyeron que con una longitud de 70% de los deflectores en la laguna se obtienen mejores resultados en el tratamiento del agua residual; es decir, se incrementa la eficiencia en la remoción de contaminantes.

Acerca de los modelos matemáticos

De la revisión bibliográfica acerca del tema se tiene que Killani y Ogunrombi (1984) sugirieron la aplicación de la investigación de operaciones en sistemas lagunares. Como resultado de la optimización obtuvieron el costo óptimo. Luego, Fonseca y Fleming (1993, 1995); Oke y Otun (2001); Bracho, Lloyd y Aldana (2006); Winfrey Stronsnider, Nairn y Strevett (2010); Olukanni y Ducoste (2011), emplearon la investigación de operaciones sugerida por Killani y Ogunrombi; determinaron que era posible reducir el costo del sistema, al igual que incrementar la eficiencia en el tratamiento del agua residual. Enseguida, Sah, Rousseau y Hooijmans (2012) llevaron a cabo comparaciones de modelos matemáticos para optimización y recomendaron la necesidad de adecuar los modelos de tal forma

que se incluyera un mayor número de variables. Después, Lee y Cheong (2014) reportaron un análisis numérico de la hidráulica en una laguna de estabilización, para optimizar las condiciones del flujo. Los resultados: una profundidad de dos metros y una relación largo-ancho igual a cinco. Luego, Cortés-Martínez, Treviño-Cansino, Luévanos-Rojas y Luévanos-Rojas (2013); Cortés-Martínez, Treviño-Cansino, Luévanos-Rojas, Luévanos-Rojas y Uranga (2014a); Cortés-Martínez, Treviño-Cansino, Kalashnikov y Luévanos-Rojas (2014b); Cortés-Martínez, Treviño-Cansino, Alcorta-García, Sáenz-López y González-Barrios (2015), y Cortés-Martínez, Treviño-Cansino, Sáenz-López, González-Barrios y De la-Cruz-Acosta (2016) publicaron modelos matemáticos para sistemas lagunares con diferentes configuraciones, que consideran como función objetivo el costo del sistema de tratamiento, restringido siempre por la norma de calidad del agua residual.

Algoritmo para la optimización

Se aplicará el sistema *Solver* de Excel, que incluye el algoritmo gradiente reducido generalizado

(GRG): resuelve problemas de programación lineales o no lineales, y admite expresiones matemáticas de igualdad o desigualdad. En términos generales, el *Solver* comienza la optimización con un valor conocido (una solución), luego el algoritmo la mejora hasta donde le permiten las restricciones previamente definidas (Muramatsu, 2011).

El presente documento tiene como propósito minimizar el área en el diseño de un sistema lagunar, considerando: a) una función objetivo y restricciones para la optimización de un sistema compuesto por tres reactores: anaerobio, facultativo y maduración; b) diseñar el sistema de estanques con el criterio tradicional; c) emplear el modelo matemático utilizando el sistema *Solver* de Excel, y d) comparar los resultados entre ambos análisis.

El documento presenta como aportación un nuevo modelo matemático, que incluye la dispersión en las restricciones, con el propósito de mantener el flujo disperso. Lo anterior, considerando un sistema de tratamiento integrado por tres lagunas.

Metodología

En la primera etapa se consideró la nomenclatura y descripción del método adoptado por la Comisión Nacional del Agua. En este apartado se construyó el modelo matemático de minimización del área ocupada por un sistema: laguna anaerobia, facultativa y de maduración. El modelo se compone de una función objetivo, la cual se forma por la suma de las áreas ocupadas por cada una de las lagunas, y tiene como restricciones el número de coliformes fecales, la DBO en el efluente, así como la dispersión y el tiempo de retención. Posteriormente se analiza un caso, calculando el sistema lagunar con el método tradicional de diseño de la Conagua y otro aplicando el modelo matemático, donde se toman como variables el tiempo de retención y el número de mamparas tanto de la laguna facultativa como la de maduración, y la relación largo ancho para la laguna anaerobia. Lo anterior con el propósito de encontrar el arreglo

más eficiente en uso de área que cumpla con las restricciones del modelo. Por último se discuten los resultados y se hace un análisis de sensibilidad del modelo matemático.

El método para el diseño del sistema de lagunas formado por tres reactores fue consultado en el manual *Paquetes tecnológicos para el tratamiento de excretas y aguas residuales en comunidades rurales* (Conagua-IMTA, 2007a).

Nomenclatura

A_a	= área de la laguna anaerobia (m^2).
a_f	= constante adimensional laguna facultativa.
A_f	= área de la laguna facultativa en (m^2).
A_m	= área de la laguna de maduración (m^2).
a_m	= constante adimensional, laguna de maduración.
A_{sup}	= área superficial de la laguna (m^2).
A_t	= área total (m^2).
B_{sup}	= ancho superior de la laguna (m).
B_{prom}	= ancho promedio de la laguna en (m).
CO	= carga orgánica (kg/d).
DBO _{ea}	= concentración de la DBO ₅ en el efluente de la laguna anaerobia (mg/l).
DBO _{ef}	= concentración de la DBO ₅ en el efluente de la laguna facultativa (mg/l).
DBO _{em}	= concentración de la DBO ₅ en el efluente de la laguna de maduración (mg/l).
DBO _{ia}	= concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el influente de la laguna anaerobia (mg/l).
DBO _{if}	= concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el influente de la laguna facultativa (mg/l).
d_f	= factor de dispersión de la laguna facultativa adimensional.
d_m	= factor de dispersión de la laguna de maduración adimensional.
e	= 2.7182818.
ev	= evaporación (mm/d).
K_b	= coeficiente de reducción bacteriana (d^{-1}).
K_f	= constante de decaimiento a una temperatura en cualquiera día con unidades (d^{-1}).

L_{ia} = concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el influente de la laguna anaerobia (mg/l).
 K_{ta} = constante de decaimiento para la laguna anaerobia.
 L_i = concentración de DBO₅ en el influente de la laguna facultativa (mg/l).
 L_{prom} = longitud promedio de la laguna (m).
 L_{sup} = largo superior de la laguna (m).
 Nea = coliformes fecales corregidos por evaporación en laguna anaerobia (NMP/100 ml).
 Nef = coliformes fecales corregidos por evaporación en laguna facultativa (NMP/100 ml).
 Nem = coliformes fecales corregidos por evaporación en laguna de maduración (NMP/100 ml).
 Nf/No = número de coliformes fecales en el efluente (NMP/100 ml).
 Ni = coliformes fecales en el influente de la laguna (NMP/100 ml).
 N_{mampF} = número de mamparas en la laguna facultativa.
 O_a = tiempo medio de retención hidráulico de la laguna anaerobia en días.
 Q_{ea} = caudal en el efluente de la laguna anaerobia (m³/d).
 Q_{em} = caudal en el efluente de la laguna de maduración (m³/d).
 Q_{ia} = caudal en el influente de la laguna anaerobia (m³/d).
 Q_{if} = caudal en el influente de la laguna facultativa (m³/d).
 Q_{im} = caudal en el influente de la laguna de maduración (m³/d).
 Q_{med} = caudal en el influente en (m³/día).
 Of = tiempo medio de retención hidráulico, laguna facultativa (d).
 Om = tiempo de retención en laguna de maduración en días.
 T = temperatura mínima media mensual del aire (°C).
 Talud = relación de inclinación de bordos.
 Va = volumen de la laguna anaerobia (m³).
 Vf = volumen de la laguna facultativa (m³).

V_m = volumen de la laguna de maduración (m³).
 X_f = relación entre longitud y anchura de la laguna facultativa.
 1 000 = factor de conversión.
 λ_v = carga orgánica volumétrica (gDBO₅/m³-d).
 λ_s = carga superficial de diseño (kg/ha-d).
 X_a = relación entre longitud y anchura de la laguna anaerobia.
 Z_a = profundidad de la laguna anaerobia (m).
 Z_f = profundidad de la laguna facultativa (m).
 Z_m = profundidad de la laguna de maduración (m).

Laguna anaerobia

La carga orgánica se calcula mediante la ecuación (1).

Carga orgánica:

$$CO = Q_{ia}(DBO_{ia}) / 1\ 000 \quad (1)$$

Carga superficial de diseño:

$$\lambda_v = 20(T) - 100 \quad (2)$$

Remoción de la DBO:

$$\% \text{ DBO removido} = 2T + 20 \quad (3)$$

Volumen de la laguna:

$$Va = L_{ia}Q_{ia} / \lambda_v \quad (4)$$

Área de la laguna. Profundidad de la laguna (Z) de 2 a 4 m:

$$Aa = Va / Z_a \quad (5)$$

Tiempo medio de retención hidráulico:

$$Oa = Va / Q_{ia} \quad (6)$$

Concentración de la DBO en el efluente de la laguna:

$$DBO_e = (100 - \% \text{ DBO removida})(DBO_{ia}) \quad (7)$$

Gasto en el efluente:

$$Q_{ea} = Q_{ia} - 0.001 A_{aev} \quad (8)$$

Remoción de coliformes fecales. Constante global de decaimiento:

$$K_{ta} \cdot (d^{-1}) = 2.6(1.19)^{T-20} \quad (9)$$

Coliformes fecales en el efluente de la laguna:

$$N_{ea} = \frac{N_i}{1 + K_{ta} O_a} \quad (10)$$

DBO corregida por evaporación:

$$DBO_{ea} = (DBO_{ia})(Q_{ia}) / Q_{ea} \quad (11)$$

Coliformes fecales corregidos por evaporación:

$$N_e = (N_e)(Q_{ia}) / Q_{ea} \quad (12)$$

Dimensionamiento de la laguna. Relación largo ancho $X = 2$:

$$B_{prom} = \sqrt{\frac{A_a}{X_a}} \quad (13)$$

$$L_{prom} = \frac{A_a}{B_{prom}} \quad (14)$$

$$B_{sup} = B_{prom} + (Z_a)(\text{Talud}) \quad (15)$$

$$L_{sup} = L_{prom} + (Z_a)(\text{Talud}) \quad (16)$$

Cálculo del área superficial:

$$A_{sup} = (B_{sup})(L_{sup}) \quad (17)$$

Diseño de laguna facultativa (flujo disperso: método de Yáñez)

a) Carga orgánica. Se aplica la ecuación (1) de la laguna anaerobia.

b) Carga superficial de diseño:

$$\lambda_s = 250(1.085)^{T-20} \quad (18)$$

c) Área de la laguna facultativa.

Se calcula con base en la carga superficial mediante la siguiente ecuación:

$$A_f = 10L_i Q_{med} / \lambda_s \quad (19)$$

d) Volumen de la laguna:

$$V_f = (A_f)(Z_f) \quad (20)$$

e) Tiempo de retención hidráulico. Aplicar la ecuación (6) de la laguna anaerobia.

f) Dimensionamiento. Relación largo ancho $X = 3$. Para determinar el ancho y longitud promedio del estanque facultativo emplear las ecuaciones (13) y (14); para el ancho y largo superiores (B_{sup} y L_{sup}), considerar las fórmulas (15) y (16); la inclinación de los taludes 2:1 y la profundidad $Z = 1.5$ m.

g) Cálculo del área superficial. Aplicar la expresión (17).

h) Gasto en el efluente. Aplicar la expresión (8)

i) Remoción de coliformes fecales. La ecuación considera la relación largo ancho (X). Incluyendo deflectores con una longitud del 70% del largo de la laguna se tiene que:

$$X_f = (L_{prom})(0.70)(N_{MampF} + 1) / ((B_{prom}) / (N_{MampF} + 1))$$

Luego, para el coeficiente de dispersión se tiene:

$$df = \frac{X_f}{-0.26118 + 0.25392(X_f) + 1.0136(X_f)^2} \quad (21)$$

j) Coeficiente de reducción bacteriana.

El coeficiente de reducción bacteriana (expresión (22) del método de diseño) es una constante cinética que depende de la temperatura, la cual se basa en la fórmula de Arrhenius (Marais, 1974; Mara, Pearson, Oragui, Arridge, & Silva, 2001; Banda, 2007):

$$K_b = 0.841(1.075)^{T-20} \quad (22)$$

k) Constante "a":

$$a_f = \sqrt{1 + 4(K_b \text{Ofdf})} \quad (23)$$

l) Coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa:

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4afe^{(1-af)/2df}}{(1+af)^2} Ni \quad (24)$$

m) Coliformes fecales corregidos por evaporación. Aplicar la fórmula (12).

n) Concentración de la DBO en el efluente de la laguna:

$$Kf = \frac{Kf_{35}}{(1.085)^{35-T}} \quad (25)$$

Concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el efluente de la laguna:

$$DBO_{ef} = \frac{DBO_{if}}{KfOf + 1} \quad (26)$$

o) Eficiencia de remoción de la DBO:

$$\% = \frac{(DBO_{if} - DBO_{ef})}{DBO_{if}} \times 100 \quad (27)$$

p) DBO corregida por evaporación. Aplicar la ecuación (11).

Laguna de maduración (método flujo disperso)

1. Tiempo de retención hidráulico. (O) es un método de prueba y error, donde se propone un tiempo de retención hidráulico y se calcula la concentración de los coliformes fecales en el efluente; esto, siguiendo el criterio de diseño de la laguna facultativa.

2. Volumen de la laguna:

$$Vm = (Qi)(Om) \quad (28)$$

3. Área de la laguna:

$$Am = \frac{Vm}{Zm} \quad (29)$$

Para el resto del diseño se aplicaron las ecuaciones a partir del inciso f) hasta p), que se indica en la metodología de la laguna facultativa.

Construcción del modelo matemático

Los sistemas de tratamiento mediante lagunas de oxidación son sencillos tanto de construir como de operar, pero tienen la desventaja de requerir una gran cantidad de terreno para su construcción, en comparación con otros sistemas más tecnificados, por lo que se propone un modelo matemático de minimización del área total ocupado por el sistema lagunar. Las restricciones y función objetivo deben estar relacionadas con las mismas variables cambiantes. Con el propósito de probar lo anterior, es necesario hacer las sustituciones correspondientes. El modelo propuesto, como ya se indicó, incluye una función objetivo, la cual se integra por la suma de áreas de las tres lagunas. Para las restricciones de la calidad del agua residual se consideró lo que indica la norma oficial mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996. Los límites máximos permitidos de concentración son los siguientes: para coliformes fecales deben ser menores o iguales que 1 000 NMP/100 ml, y para la DBO₅ menores o iguales que 75 mg/l.

En la figura 1 se indica el valor mínimo para el establecimiento de flujo disperso: 0.05. Este valor fue considerado tanto para la laguna facultativa como para la de maduración. Según Arceivala (1973), el tiempo de retención de un estanque facultativo varía de 10 a 110 días; mientras que para una laguna de maduración, el rango es mayor o igual que cinco días (WHO-EMRO, 1987). De esta manera se determinaron las restricciones.

A continuación se muestra el modelo matemático en su forma reducida:

Minimizar:

$$A_t = A_a + A_f + A_m \quad (30)$$

Sujeto a:

$$DBO_{em} \leq 75 \quad (31)$$

$$N_e \leq 1000 \quad (32)$$

$$d_f \geq 0.05 \quad (33)$$

$$d_m \geq 0.05 \quad (34)$$

$$7 \leq Of \leq 110 \quad (35)$$

$$5 \leq Om \leq 10 \quad (36)$$

Para llevar a cabo la demostración de las funciones del modelo matemático se iniciará con la restricción del número de coliformes fecales, por lo que es necesario sustituir en la ecuación (24) el número de coliformes en la entrada de la laguna facultativa por la ecuación (10), para así obtener la función (37):

$$N_{ef} = \frac{4A_f \exp(1 - A_f / 2d_f)}{(1 + A_f)^2} \left(\frac{N_i}{1 + k_{ia} O_a} \right) \quad (37)$$

La ecuación (37) expresa el número de coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa; esta expresión se sustituye por el número de coliformes fecales también en la salida de la laguna de maduración en la fórmula (24) y resulta la expresión (38):

$$N_{em} = \frac{4a_m \exp(1 - a_m / 2d_m)}{(1 + a_m)^2} * \frac{4a_f \exp(1 - a_f / 2d_f)}{(1 + a_f)^2} * \frac{N_i}{1 + k_{ia} O_a} \quad (38)$$

La fórmula (38) se debe corregir por evaporación, multiplicándola por el cociente del caudal en la entrada de la laguna anaerobia entre el caudal en efluente de la laguna de maduración; de esta forma resulta la expresión (39):

$$N_{em} = \frac{4a_m \exp(1 - a_m / 2d_m)}{(1 + a_m)^2} * \frac{4a_f \exp(1 - a_f / 2d_f)}{(1 + a_f)^2} * \frac{N_i}{1 + k_{ia} O_a} * \frac{Q_{ia}}{Q_{em}} \quad (39)$$

La fórmula (39) se puede reducir en extensión y resulta la función (40):

$$N_{em} = \frac{16N_i Q_{ia} a_m a_f \exp\left(\frac{d_f(1 - a_m) + d_m(1 - a_f)}{2d_m d_f}\right)}{Q_{em} (1 + a_m)^2 * (1 + a_f)^2 * (1 + k_{ia} O_a)} \leq 1000 \quad (40)$$

Los factores a_f y a_m equivalen a la fórmula (23) del método tradicional de diseño, aplicados a las lagunas facultativa y de maduración. Los factores d_f y d_m equivalen a la expresión (21) del método de diseño aplicado a las lagunas facultativas y de maduración. Al realizar la sustitución para llegar a la fórmula (40), se puede deducir que ésta depende del tiempo de retención de las lagunas facultativa y de maduración, así como del número de mamparas. La dispersión (d) depende de la relación largo ancho (X), que a su vez depende del número de mamparas y las dimensiones del estanque (B_{prom} y L_{prom}). Las dimensiones del estanque dependen del tiempo de retención; así se demuestra el vínculo entre la restricción y las variables de decisión.

Es lo mismo para la restricción de los coliformes fecales. Se deben llevar a cabo las sustituciones para la restricción de la DBO_e . Para lo anterior se toma la expresión (26) y se sustituye la DBO en el influente (DBO_i) por la fórmula de la DBO en el efluente de la laguna anaerobia y resulta la fórmula (41):

$$DBO_{ef} = \frac{DBO_{ia} \left[\frac{100 - (2T + 20)}{100} \right]}{KfO_f + 1} \quad (41)$$

La expresión (41) se sustituye en la fórmula (26) por la DBO_i , para obtener la DBO_e en el efluente de la laguna de maduración, se corrige por evaporación y resulta la fórmula (42), la cual representa la restricción:

$$DBO_{em} = \frac{DBO_i \left[\frac{100 - (2T + 20)}{100} \right] \left(\frac{Q_{ia}}{Q_{em}} \right)}{(KfO_f + 1)(KfO_m + 1)} \leq 75 \quad (42)$$

La DBO_e (expresión (42)) depende del tiempo de retención en la laguna facultativa y de

maduración, variables de decisión del modelo matemático.

Igual que las restricciones, la función objetivo (expresión (30)) depende de las variables de decisión. Lo anterior se puede demostrar si se sustituye en el área de la laguna facultativa y de maduración por el volumen dividido entre la profundidad. De esta forma resulta la expresión (43):

$$A_t = Aa + \frac{Vf}{Z_f} + \frac{Vm}{Z_m} \quad (43)$$

Se puede despejar el área de la ecuación (13) para la laguna anaerobia, a fin de demostrar que la función objetivo depende de la relación largo-ancho de la laguna anaerobia. De esta manera resulta la expresión (44):

$$A_t = X_a B_{\text{prom}}^2 + \frac{Vf}{Z_f} + \frac{Vm}{Z_m} \quad (44)$$

Tomando como base la fórmula (28), se sustituye el volumen por el cociente del gasto en el influente, entre el tiempo de retención para las lagunas facultativas y de maduración, para obtener la fórmula (45):

$$A_t = X_a B_{\text{prom}}^2 + \frac{Q_{if}}{O_f Z_f} + \frac{Q_{im}}{O_m Z_m} \quad (45)$$

La fórmula (45) demuestra la relación entre las variables de decisión: relación largo-ancho en la laguna anaerobia (X), tiempo de retención en las lagunas facultativa y de maduración (O_f y O_m), con la función objetivo (A_t).

Se llevó a cabo un diseño tradicional para un sistema de tres lagunas para una comunidad rural del municipio de Gómez Palacio, Durango. Con un gasto de diseño en la entrada de la laguna de 230 m³/día, una DBO₅ de 340 mg/l y coliformes fecales de 14 000 000 NMP/100 ml. Se consideró la temperatura promedio del mes más frío: 11.8 °C. Las profundidades consideradas en las lagunas fueron 4.0 metros para la anaerobia, 1.5 para la facultativa y 1.0 metro para la de maduración o pulimiento.

Resultados y discusión

Los resultados del cálculo con el método tradicional de diseño se muestran en los cuadros 1, 2 y 3.

De acuerdo con los resultados del cuadro 2, la dispersión (d) del estanque facultativo resultó de 0.1145. Este valor se encuentra en el rango de 0.05 y 8.0 (figura 1). Por lo tanto, el régimen hidráulico de la laguna es de flujo disperso (Polprasert & Bhattacharai, 1985; Aldana, Lloyd, Gugganesharajah, & Bracho, 2005). Los coliformes

Cuadro 1. Resultados del dimensionamiento de la laguna anaerobia con el método tradicional de diseño.

Q_{ia} (m ³ /d)	DBO _{ia} (mg/l)	T (°C)	Z_a (2 a 4 m)	ev (mm/d)	N_i (NMP/100 ml)	(X_a)	Talud
230	340	11.8	4	5	14 000 000	2	1
Carga orgánica (kg/d)	Carga volumétrica de diseño (gDBO ₅ /m ³ -d)	% DBO ₅ removido	Volumen (m ³ /d)	Área (m ²)	Tiempo medio de retención (O_a) (d)	DBO _{ea} (mg/l)	Q_{ea} (m ³ /d)
78.20	136.00	43.60	575.00	143.75	2.50	191.76	229.28
K_{ta}	N_{ea} (NMP/100 ml)	DBO _{ea} corregido (mg/l)	B_{prom} (m)	L_{prom} (m)	B_{sup} (m)	L_{sup} (m)	A_a (m ²)
0.62	5 466 419	192.36	8.48	16.96	12.48	20.96	261.48

Cuadro 2. Resultados del dimensionamiento de la laguna facultativa con el método tradicional de diseño.

		Datos de entrada					
Q_{if} (m ³ /d)	N_{ea} (NMP/100 ml)	DBO _{if} (mg/l)	N_{mampf}	O_f (d)			
229.28	5 466 419	192.36	1	22.53			
Resultados							
Laguna	X_f	d_f	K_b	a_f	B_{prom} (m)	L_{prom} (m)	Área promedio (m ²)
Facultativa	8.4	0.1145	0.4648	2.40715	33.88	101.65	3 444.05
Laguna	Q_{ef} (m ³ /d)	N_{ef} (NMP/100 ml)	DBO _{ef} (mg/l)	T (°C)	B_{sup} (m)	L_{sup} (m)	A_f (m ²)
Facultativa	209.98	10 592	41	11.8	36.88	104.65	3 859.64

Cuadro 3. Resultados del dimensionamiento de la laguna de maduración con el método tradicional de diseño.

		Datos de entrada					
Q_{im} (m ³ /d)	N_{ef} (NMP/100 ml)	DBO _{im} (mg/l)	N_{mampm}	O_m (d)			
209.98	10592	41	3	6.10			
Resultados							
Laguna	X_m	d_m	K_b	a_m	B_{prom} (m)	L_{prom} (m)	Área promedio (m ²)
Maduración	12.4963	0.0775	0.4648	1.37083	33.88	37.80	1 280.90
Laguna	Q_{em} (m ³ /d)	N_{em} (NMP/100 ml)	DBO _{em} (mg/l)	T (°C)	B_{sup} (m)	L_{sup} (m)	A_m (m ²)
Maduración	202.46	980	20	11.8	35.88	39.80	1 428.27

fecales resultaron todavía por encima de lo que indica la norma, por lo que es necesario agregar la laguna de maduración. La materia orgánica resultó por debajo del límite permitido. En el cuadro 3 se muestran los resultados de la laguna de maduración.

De igual forma que la laguna facultativa, el estanque de maduración resultó con una dispersión (d) para flujo disperso. Los coliformes fecales resultaron menor que 1 000 NMP/100 ml, por lo que se cumple con la normatividad. La materia orgánica que se obtuvo también cumple con los valores permisibles de concentración (DOF, 1996). En la figura 2 se indican las dimensiones del diseño con el método tradicional.

Aplicación del modelo matemático

Se aplicó el análisis matemático para la optimización del área del sistema lagunar. Para llevar a cabo lo anterior, se utilizó el programa *Solver* de Excel. Como ya se indicó, éste considera el gradiente reducido generalizado (GRG). En el cuadro 4 se muestran los resultados de la laguna anaerobia optimizada.

A partir de la metodología para el diseño de la laguna anaerobia, el porcentaje de la DBO₅ removida y la constante de decaimiento para los coliformes fecales (cuadro 4) dependen solamente de la temperatura (Conagua-IMTA, 2007a, 2007b). Por lo tanto, la única manera de reducir el área del estanque es modificando la

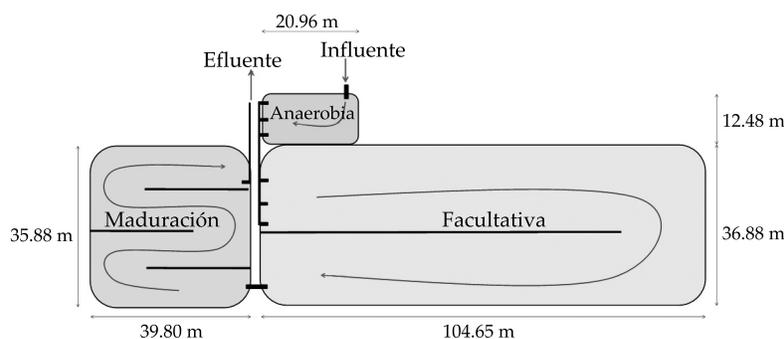


Figura 2. Dimensiones del sistema lagunar con el método tradicional de diseño.

Cuadro 4. Resultados del diseño de la laguna anaerobia optimizada.

Q_{ia} (m^3/d)	DBO_{ia} (mg/l)	T ($^{\circ}C$)	Z_a (2 a 4 m)	ev (mm/d)	N_i (NMP/100 ml)	(X_a)	Talud
230	340	11.8	4	5	14 000 000	1.005	1
Carga orgánica (kg/d)	Carga volumétrica de diseño ($gDBO_5/m^3-d$)	% DBO_5 removido	Volumen (m^3/d)	Área (m^2)	Tiempo medio de retención (O_a)	DBO_{ea} (mg/l)	Q_{ea} (m^3/d)
78.20	136.00	43.60	575.00	143.75	2.50	191.76	229.28
K_{ta}	N_{ea} (NMP/100 ml)	DBO_{ea} corregido (mg/l)	B_{prom} (m)	L_{prom} (m)	B_{sup} (m)	L_{sup} (m)	A_a (m^2)
0.62	5 466 419	192.36	11.96	12.02	15.96	16.02	255.67

relación largo-ancho. El resultado obtenido por el modelo fue de un día. Según Senzia, Mayo, Mbvette, Katima y Jørgensen (2002); Agunwamba, Ochonogar y Ukpong (2003); Mara (2004); Abbas *et al.* (2006); Hamzeh y Ponce (2007), y Naddafi *et al.* (2009), la temperatura es un factor importante en los sistemas de tratamiento de lagunas de estabilización y funcionan de mejor manera en climas tropicales.

En el cuadro 5 se muestran los resultados de la laguna facultativa mejorada.

Se estableció la condición óptima con base en las limitaciones planteadas en el modelo matemático.

De acuerdo con los cuadros 2 y 5, el número de mamparas en la laguna facultativa se

incrementó de 1 a 2. Al respecto, Muttamara, y Puetpaiboon (1996, 1997); Sperling, Chernicharo, Soares y Zerbini (2002); Shilton y Harrison (2003); Shilton y Mara (2005); Abbas *et al.* (2006); Banda (2007); Winfrey *et al.* (2010), y Cortés-Martínez *et al.* (2014a; 2014b; 2015; 2016), publicaron que al utilizar mamparas en lagunas de estabilización se incrementa de manera importante la eficiencia en la eliminación de contaminantes. Según Shilton y Mara (2005), y Abbas *et al.* (2006), al utilizar mamparas en lagunas de estabilización se favorece un adecuado régimen hidráulico, por lo que aumenta la remoción de contaminantes. Los resultados del presente estudio concuerdan con las afirmaciones de los citados autores.

Cuadro 5. Resultados del diseño de la laguna facultativa optimizada.

		Datos de entrada					
Q_{if} (m ³ /d)	N_{ea} (NMP/100 ml)	DBO_{if} (mg/l)	N_{mampf}	O_f (d)			
229.28	5 466 419	192.36	2	18.79			
		Resultados					
Laguna	X_f	d_f	K_b	a_f	B_{prom} (m)	L_{prom} (m)	Área promedio (m ²)
Facultativa	18.9	0.0516	0.4648	1.67359	30.94	92.82	2 872.11
Laguna	Q_{ef} (m ³ /d)	N_{ef} (NMP/100 ml)	DBO_{ef} (mg/l)	T (°C)	B_{sup} (m)	L_{sup} (m)	A_f (m ²)
Facultativa	213.02	8 016	47	11.8	33.94	95.82	3 252.41

La concentración de los coliformes fecales obtenidos resultó por encima de los límites máximos de concentración que se indican en la norma oficial mexicana. Con esto se justifica agregar una laguna de maduración o pulimiento. La DBO_5 resultó por debajo del límite de la norma. En el cuadro 6 se muestran los resultados de la laguna de maduración optimizada.

Con base en el cuadro 6, el flujo resultó disperso 0.0501. Según Arceivala (1981) y Mara (2004), algunos factores que favorecen la implementación del flujo disperso son la profundidad, la ubicación de entradas y salidas del

flujo, y el número de mamparas o deflectores. Como se observa en los cuadros 3 y 6, se indica el número de mamparas, que se incrementaron de 3 a 4; pero en ambos análisis se mantiene el flujo disperso. En la figura 3 se muestran las dimensiones del sistema lagunar, calculadas con los criterios de optimización.

En el cuadro 7 se muestran los resultados de las áreas superficiales, así como los tiempos de retención calculados tanto con la metodología tradicional como con el modelo matemático de optimización. En la laguna anaerobia, como ya se dijo, al modificar la relación largo-ancho

Cuadro 6. Resultados del diseño de la laguna de maduración optimizada.

		Datos de entrada					
Q_{im} (m ³ /d)	N_{ef} (NMP/100 ml)	DBO_{im} (mg/l)	N_{mampm}	O_m (d)			
213.02	8 016	47	4	5.0			
		Resultados					
Laguna	X_m	d_m	K_b	a_m	B_{prom} (m)	L_{prom} (m)	Área promedio (m ²)
Maduración	19.4691	0.0501	0.4648	1.2105	30.94	34.42	1 065.10
Laguna	Q_{em} (m ³ /d)	N_{em} (NMP/100 ml)	DBO_{em} (mg/l)	T (°C)	B_{sup} (m)	L_{sup} (m)	A_m (m ²)
Maduración	206.67	1 000	25	11.8	32.94	36.42	1 199.82

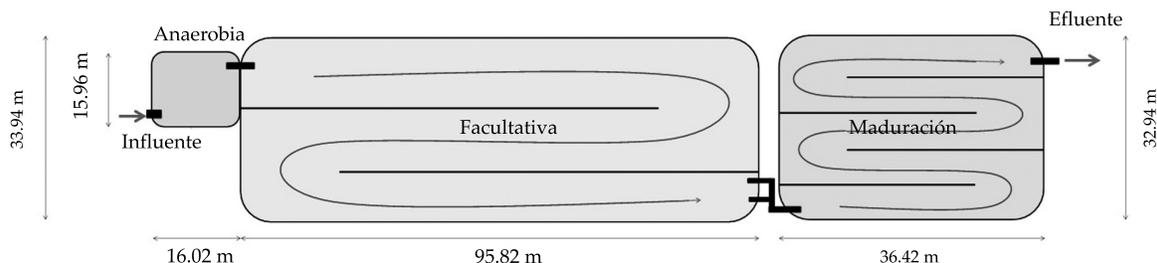


Figura 3. Dimensiones del sistema lagunar con el modelo de optimización.

Cuadro 7. Resumen de áreas y tiempo de retención en el diseño y optimización del sistema lagunar.

Lagunas	Método tradicional		Modelo matemático		Diferencia tiempo de retención		Diferencia área	
	Área (m ²)	Tiempo de retención (d)	Área (m ²)	Tiempo de retención (d)	(d)	%	(m ²)	%
Anaerobia	261.48	2.5	255.67	2.5	0	0	5.81	2.22
Facultativa	3 859.64	22.53	3 252.41	18.79	3.74	16.60	607.23	15.73
Maduración	1 428.27	6.10	1 199.82	5	1.1	18.03	228.45	15.99
Sumas y porcentajes	5 549.39	31.13	4 707.9	26.29	4.84		841.49	15.16

se obtuvo una reducción de 2.22% de área; mientras que en la laguna facultativa resultó menor tiempo de retención y área con el modelo matemático, 16.60 y 15.73%, respectivamente. Por último, en la laguna de maduración, el área se redujo 15.99%. En total, la reducción del área y tiempo de retención con el modelo de optimización resultó de 4.84 días y 841.49 metros cuadrados, que representa 15.16%. Según Rolim (2000) y Conagua-IMTA (2007a, 2007b), la principal desventaja de los sistemas lagunares es la gran área de terreno que requieren para su construcción.

La novedad, en comparación con las publicaciones de los autores Olukanni y Ducoste (2011), y Cortés-Martínez et al. (2013, 2014a, 2014b, 2015, 2016), es un modelo matemático integrado por tres lagunas, con restricciones de flujo disperso; el objetivo de la optimización es el área que ocupa el sistema.

Análisis de sensibilidad

De acuerdo con Saltelli et al. (2008), el estudio consiste en realizar una modificación de los valores de entrada del modelo ($X_d, O_f, Om, N_{mampf}, N_{mampm}$) en incrementos de $\pm 2\%$, con el propósito de observar los cambios en los resultados con respecto a los valores optimizados (0% de variación). La figura 4 muestra los resultados del análisis de sensibilidad.

En la figura 4, la coordenada (0.00, 1.00) indica los valores determinados por el modelo matemático. A partir de este punto se observa que cuando los parámetros de diseño se incrementan de 0.00 a 0.06, la demanda bioquímica de oxígeno y coliformes fecales decrecen, a diferencia de A_T que aumenta. Lo anterior se puede interpretar de la siguiente manera: a mayor tiempo de retención mayor área. Cuando los parámetros decrecen, la tendencia es inversa:

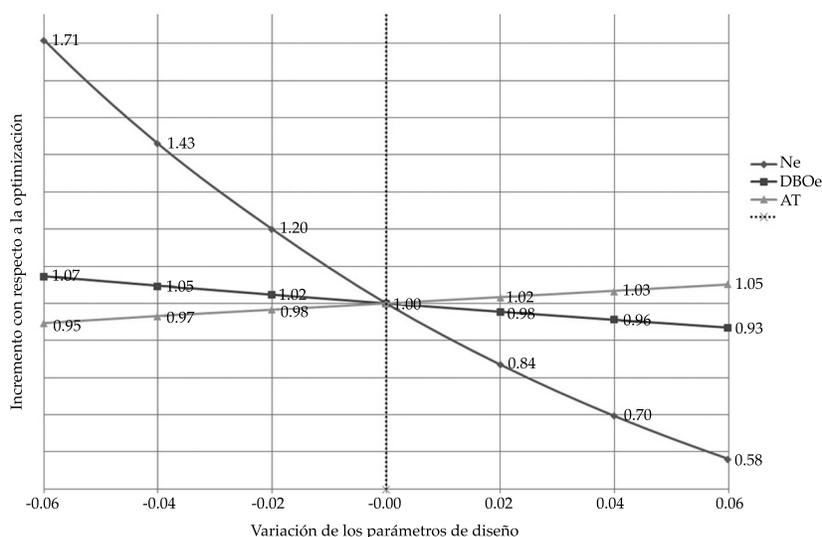


Figura 4. Análisis de sensibilidad del modelo matemático.

a menor tiempo de retención y número de mamparas mayor concentración de contaminantes (DBOe y Ne).

Conclusiones

De acuerdo con los objetivos planteados con la aplicación del modelo matemático propuesto fue posible reducir el área en un sistema integrado por tres lagunas. El aporte del presente trabajo fue incluir la restricción para flujo disperso en el modelo matemático. Se obtuvieron mejores resultados: menor tiempo de retención y área. La diferencia con respecto a los resultados con la metodología tradicional es de consideración.

Es importante indicar que el criterio de optimización para la laguna anaerobia fue diferente: se consideró la relación largo-ancho. Para la laguna facultativa y de maduración se aplicaron las restricciones incluidas en el modelo matemático.

El análisis de sensibilidad usado en el modelo matemático resultó favorable al cambio de las variables. El criterio y análisis para la aplicación del modelo matemático propuesto se puede emplear en diferentes condiciones, pero

se necesitan cambiar los siguientes parámetros: temperatura promedio del mes más frío y evaporación.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Programa de Fortalecimiento de la Calidad en las Instituciones Educativas (Profocie) 2015 por su apoyo en la realización de esta investigación.

Referencias

- Abbas, H., Nasr, R., & Seif, H. (2006). Study of waste stabilization pond geometry for wastewater treatment efficiency. *Ecol. Eng.*, 28(1), 25-34.
- Agunwamba, J. C., Ochonogar, A., & Ukpog, E. C. (2003). Experimental and principal component analysis of waste stabilization ponds. *Journal of Applied Science, Engineering and Technology*, 3(1), 25-30.
- Aldana, G. J., Lloyd, B. J., Gugesarajah, K., & Bracho, N. (2005). The development and calibration of a physical model to assist in optimizing the hydraulic performance and design of maturation ponds. *Water Science and Technology*, 51(12), 173-181.
- Arceivala, S. J. (1973). Simple waste treatment methods: Aerated lagoons, oxidation ditches, stabilization ponds in Warm and temperate Climates. In: *METU Engineering Faculty Publication*, Middle East Technical University, (44), 156.

- Arceivala, S. J. (1981). Wastewater treatment and disposal. In: *Engineering and Ecology in Pollution Control*. New York: Marcel Dekker, Inc.
- Banda, C. G. (2007). *Computational fluid dynamics modeling of baffled waste stabilization ponds*. Ph.D. thesis. Leeds, UK: School of Civil Engineering, University of Leeds.
- Bracho, N., Lloyd, B., & Aldana, G. (2006). Optimization of hydraulic performance to maximize fecal coliform removal in maturation ponds. *Water Res.*, 40(8), 1677-1685.
- Conagua-IMTA (2007a). *Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Paquetes tecnológicos para el tratamiento de excretas y aguas residuales en comunidades rurales* (pp. 56-83). Jiutepec, México: Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Conagua-IMTA (2007b). *Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Manual de diseño de lagunas de estabilización* (234 pp.). Jiutepec, México: Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Cortés-Martínez, F., Treviño-Cansino, A., Luévanos-Rojas, A., & Luévanos-Rojas, R. (2013). Mathematical model for the optimization of the design of a facultative pond (case study). *Far East Journal of Mathematical Sciences (FJMS)*, 81(1), 127-145.
- Cortés Martínez, F., Treviño-Cansino, A., Luévanos-Rojas, A., Luévanos-Rojas, R., & Uranga-Sifuentes, C. A. (2014a). Función objetivo en el diseño de la laguna facultativa (estudio de caso). *Revista Mexicana de Ciencias Agrícolas*, 5(3), 433-447.
- Cortés-Martínez, F., Treviño-Cansino, A., Alcorta-García, M. A., Kalashnikov, V., & Luévanos-Rojas, R. (2014b). Mathematical Analysis for the Optimization of a Design in a Facultative Pond: Indicator Organism and Organic Matter. *Mathematical Problems in Engineering*, Article ID 652509.
- Cortés-Martínez, F., Treviño-Cansino, A., Alcorta-García, M. A., Sáenz-López, A., & González-Barrios, J. L. (2015). Optimización en el diseño de lagunas de estabilización con programación no lineal. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(2), 85-100.
- Cortés-Martínez, F., Treviño-Cansino, A., Sáenz-López, A., González-Barrios, J. L., & De la-Cruz-Acosta, F. J. (2016). Mathematical modeling and optimization in the design of a maturation pond. *Journal of Applied Research and Technology*, 14(2), 93-100.
- DOF (1996). *Norma Oficial Mexicana NOM-001-Semarnat-1996: que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas en aguas y bienes nacionales* (30 pp.). México, DF: Diario Oficial de la Federación.
- Fonseca, C. M., & Fleming, P. J. (1993). *Genetic algorithms for multi-objective optimization: formulation, discussion and generalization*. Citado el 18 febrero de 2015. Recuperado de http://pdf.aminer.org/000/310/607/genetic_algorithms_for_multiobjective_optimization_formulationdiscussion_and_generalization.pdf.
- Fonseca, C. M., & Fleming, P. J. (1995). An overview of evolutionary algorithms in multiobjective optimization. *Evol. Comput.*, 3(1), 1-16.
- Hamzeh, R., & Ponce, V. M. (2007). Design and performance of waste stabilization ponds. [Citado el 15 Marzo del 2015]. Disponible para la Word Wide Web: <http://ponce.sdsu.edu/ramadan/stabilizationponds.html>
- Killani, J. S., & Ogunrombi, J. A. (1984). Effects of baffles on the performance of model waste stabilization ponds. *Water Res.*, 18(8), 941-944.
- Lee, D. K., & Cheong, Y. W. (2014). A numerical flow analysis using the concept of inflow age for oxidation pond design. *Journal of Environmental Management*, (133), 388-396.
- Mara, D. D., Pearson, H. W., Oragui, J. I, Arridge, H., & Silva, S. A. (2001). *Development of a new approach to waste stabilization pond design*. Leeds, England: School of Civil Engineering, University of Leeds.
- Mara, D. (2004). *Domestic wastewater treatment in developing countries*. London: Earthscan Publications.
- Marais, G. V. R. (1974). Fecal bacterial kinetics in waste stabilization ponds. *Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE*, 100(EE1), 119-139.
- Metcalf & Eddy Inc. (1991). *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse*. New York: McGraw-Hill.
- Muramatsu, M. (2011). *Risk solver platform*. Version 11.5. Programa computacional Descarga en línea. Incline Village, USA: Frontline Systems Inc.
- Muttamara, S., & Puetpaiboon, U. (1996). Nitrogen removal in baffled waste stabilization ponds. *Water Sci. Technol.*, 33(7), 173-181.
- Muttamara, S., & Puetpaiboon, U. (1997). Roles of baffles in waste stabilization ponds. *Water Sci. Technol.*, 35(8), 275-284.
- Naddafi, K., Hassanvand, M. S., Dehghanifard, E., Razi, D. F., Mostofi, S., Kasaei, N., & Heidari, M. (2009). Performance evaluation of wastewater stabilization ponds in Arak-Iran. *Iran. J. Environ. Health. Sci. Eng.*, 6(1), 41-46.
- Olukanni, O. D., & Ducoste, J. J. (2011). Optimization of waste stabilization pond design for developing nations using computational fluid dynamics. *Ecol. Eng.*, 37(11), 1878-1888.
- Oke, I. A., & Otun, J. A. (2001). Mathematical analysis of economic sizing of stabilization ponds. *Nigerian J. Eng.*, 9(1), 13-21.
- Pedahzur, R., Nasser, A. M., Dor, I., Fattal, B., & Shuval, H. I. (1993). The effect of baffle installation on the performance of a single-cell stabilization pond. *Water Science and Technology*, 2(7), 45-52.
- Polprasert, C., & Bhattarai, K. K. (1985). Dispersion model for waste stabilization ponds. *Journal of Environmental Engineering Division, ASCE*, 111(1), 45-59.

- Rolim, M. S. (2000). *Sistemas de lagunas de estabilización. Cómo utilizar aguas residuales tratadas en sistemas de riego (OPS/OMS)*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Rojas, V. F., & León, G. (1990). *Lagunas facultativas en serie y en paralelo. Criterios de Dimensionamiento (OMS/CEPIS)*. Lima. Citado el 23 de febrero de 2017. Recuperado de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/scan/028619/028619-07.pdf>.
- Sah, L., Rousseau, D. P. L., & Hooijmans, C. M. (2012). Numerical modelling of waste stabilization ponds: Where do we stand? *Water, Air & Soil Pollution*, 223(6), 3155-3171.
- Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., & Tarantola, S. (2008). *Global sensitivity analysis the primer*. John Wiley & Sons.
- Senzia, M. A., Mayo, A. W., Mbwette, T. S. A., Katima, J. H. Y., & Jørgensen, S. E. (2002). Modelling nitrogen transformation and removal in primary facultative ponds. *Ecological Modelling*, 154(3), 207-215.
- Shilton, A., & Bailey, D. (2006). Drogue tracking by image processing for the study of Laboratory scale pond hydraulics. *Flow Measurement and Instrumentation*, 17(1), 69-74.
- Shilton, A., & Harrison, J. (2003). *Guidelines for the hydraulic design of waste stabilization ponds*. Palmerston North, New Zealand: Institute of Technology and Engineering, Massey University.
- Shilton, A. N., & Mara, D. D. (2005). CFD (computational fluid dynamics) modeling of baffles for optimizing tropical waste stabilization ponds system. *Water Sci. Technol.*, 51(12), 103-106.
- Sperling, M. V., Chernicharo, C. A., Soares, A. M., & Zerbini, A. M. (2002). Coliform and helminth eggs removal in a combined UASB reactor-baffled pond system in Brazil: performance evaluation and mathematical modelling. *Water Science and Technology*, 45(10), 237-242.
- Sperling, M., Chernicharo, C. A. L., Soares, A. M. E., & Zerbini, A. M. (2003). Evaluation and modelling of helminth eggs removal in baffled and unbaffled ponds treating anaerobic effluent. *Water Sci. Technol.*, 48(2), 113-120.
- WHO-EMRO (1987). *Wastewater stabilization ponds: Principles of planning and practice*. Tech. Pub. N. 10. Alejandría, Egypt: World Health Organization, Eastern Mediterranean Regional Office.
- Wehner, J. F., & Wilhelm, R. H. (1956). Boundary conditions of flow reactor. *Chemical Engineering Science*, 6(2), 89.
- Winfrey, B. K., Stronsnider, W. H., Nairn, R. W., & Strevett, K. A. (2010). Highly effective reduction of fecal indicator bacteria counts in an ecologically engineered municipal wastewater and acid mine drainage passive co-treatment system. *Ecol. Eng.*, 36(12), 1620-1626.
- Zanotelli, C. T., Medri, W., Belli-Filho, P., Perdomo, C. C., & Costa, R. H. R. (2002). Performance of a baffled facultative pond treating piggy wastes. *Water Sci. Technol.*, 45(1), 49-53.

Dirección institucional de los autores

Dr. Facundo Cortés-Martínez

Profesor investigador
Universidad Juárez del Estado de Durango, campus
Gómez Palacio
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura
Av. Universidad s/n, Fraccionamiento Filadelfia
35120 Gómez Palacio, Durango, MÉXICO
Teléfono: +52 (871) 7152 017
fcortes@ujed.mx

M.I. Alejandro Treviño Cansino

Universidad Juárez del Estado de Durango, campus
Gómez Palacio
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura
Av. Universidad s/n, Fraccionamiento Filadelfia
35120 Gómez Palacio, Durango, MÉXICO
Teléfono: +52 (871) 7152 017
atrevinoc@ujed.mx

Dr. Arturo Tadeo Espinoza-Fraire

Profesor investigador
Universidad Juárez del Estado de Durango, campus
Gómez Palacio
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura
Av. Universidad s/n, Fraccionamiento Filadelfia
35120 Gómez Palacio, Durango, MÉXICO
Teléfono: +52 (871) 7152 017
atespinza@ujed.mx

Dr. Agustín Sáenz López

Profesor investigador
Universidad Juárez del Estado de Durango, campus
Gómez Palacio
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura
Av. Universidad s/n, Fraccionamiento Filadelfia
35120 Gómez Palacio, Durango, MÉXICO
Teléfono: +52 (871) 7152 017
aguspl@hotmail.com

Dra. María Aracelia Alcorta García

Profesora investigadora
Universidad Autónoma de Nuevo León
Facultad de Ciencias Físico-Matemáticas
Centro de Investigaciones en Ciencias Físico-Matemáticas
Avenida Universidad s/n
66451 San Nicolás de los Garza, Nuevo León, MÉXICO
maria.alcortagr@uanl.edu.mx

Dr. José Luis González Barrios

Investigador titular
Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas
y Pecuarias
Centro Nacional de Investigación Disciplinaria Relación
Agua-Suelo-Planta- Atmósfera
Margen Derecha Canal Sacramento
35140 Gómez Palacio, Durango, MÉXICO
Teléfono: +52 (871) 1590 105
gonzalez.barrios@inifap.gob.mx

M.C. Rodolfo Martínez Rojas

Estudiante de Doctorado en Ingeniería con especialidad
en Sistemas de Planeación y Construcción
Universidad Juárez del Estado de Durango, campus
Gómez Palacio
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura
Av. Universidad s/n, Fraccionamiento Filadelfia
35120 Gómez Palacio, Durango, MÉXICO
Teléfono: +52 (871) 7152 017
rudu3_rojas@hotmail.com

M.C. Francisco Javier de la Cruz Acosta

Estudiante de Doctorado en Ingeniería con especialidad
en Sistemas de Planeación y Construcción
Universidad Juárez del Estado de Durango, campus
Gómez Palacio
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura
Av. Universidad s/n, Fraccionamiento Filadelfia
35120 Gómez Palacio, Durango, MÉXICO
Teléfono: +52 (871) 7152 017
javi_fco@hotmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Seguimiento de obra del control de maleza acuática y especies invasivas en el lago de Pátzcuaro, Michoacán, México.

Foto tomada desde dron operado por Jorge Flores Velázquez.

Aplicaciones de los vehículos aéreos no tripulados en la ingeniería hidroagrícola

• Waldo Ojeda-Bustamante* • Alberto González-Sánchez •
 • Azucelli Mauricio-Pérez • Jorge Flores-Velázquez •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

*Autor para correspondencia

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-10

Resumen

Ojeda-Bustamante, W., González-Sánchez, A., Mauricio-Pérez, A., & Flores-Velázquez, J. (julio-agosto, 2017). Aplicaciones de los vehículos aéreos no tripulados en la ingeniería hidroagrícola. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(4), 157-166.

El monitoreo remoto de variables agrícolas sigue siendo un reto ante los altos costos que representa la adquisición manual de datos con alta frecuencia. La puesta en órbita de satélites facilitó la obtención de información espacial y temporal de variables de interés hidroagrícola. Sin embargo, ante la demanda de información detallada, los satélites tienen la limitante de suministrar información temporal discontinua e información espectral de baja resolución. Una alternativa emergente la proporcionan los Vehículos Aéreos No Tripulados (VANTs), comúnmente llamados "drones". Ante el gran desarrollo que presentan los VANTs, es de utilidad conocer las principales características y componentes de estos equipos utilizados con fines agrícolas, los trabajos relacionados y su uso potencial en las diferentes áreas de aplicación hidroagrícola. Los usos emergentes de los VANTs están asociados con la aplicación de técnicas geoespaciales y sensores para caracterizar la variabilidad espacial y temporal parcelaria con fines de aplicación diferencial de insumos y riego, y para definir estrategias de manejo agrícola. Los estudios también indican que estos vehículos son de gran utilidad para el monitoreo y supervisión de la superficie terrestre a través de imágenes georreferenciadas de alta resolución espacial, temporal, y espectral de baja altura. Sin embargo, existen restricciones para su adopción debido a su costo inicial, entrenamiento y *software* requerido, y regulaciones cada vez restrictivas para su uso.

Palabras clave: monitoreo agrícola, agricultura de precisión, sensores remotos a baja altura, infraestructura de riego, dron, usos de los VANTs.

Abstract

Ojeda-Bustamante, W., González-Sánchez, A., Mauricio-Pérez, A., & Flores-Velázquez, J. (July-August, 2017). Applications of unmanned aerial vehicles in hydroagricultural engineering. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 8(4), 157-166.

Remote monitoring of agricultural variables continues to be a challenge due to high costs of manual data collection at high frequency. After first placing satellites in orbit, acquisition of spatial and temporal variables of hydro-agricultural interest became easier. However, given the demand for detailed information, satellites have the disadvantage of providing discontinuous temporal information and low-resolution spectral information. Unmanned Aerial Vehicles (UAVs), more commonly known as drones, provide an emerging alternative for remote monitoring. Due to the advances that UAVs present for agricultural applications, it is useful to know their main characteristics and components, related work and their potential use in different hydro-agricultural applications. Emerging uses of UAVs are associated with the application of geospatial techniques and sensors to characterize spatial and temporal variability for differential application of inputs, irrigations, and to define agricultural management strategies. The studies also indicate that these vehicles are very useful for monitoring and supervision of terrestrial surface through georeferenced images of high spatial, temporal and spectral resolution at low altitude. However, there are restrictions for their adoption due to initial cost, training and software required, and regulations that are increasingly restrictive for their use.

Keywords: Agricultural monitoring, precision farming, low altitude remote sensing, irrigation infrastructure, drone, UAV uses.

Recibido: 17/09/2015

Aceptado: 13/02/2017

Introducción

La puesta en órbita de satélites despertó el interés de la comunidad científica por utilizar imágenes satelitales para obtener información de manera remota de variables agrícolas que presentan alta variabilidad espacio-temporal y que demandan un monitoreo frecuente, tales como la superficie cultivada, la etapa fenológica de los cultivos y el rendimiento (Jackson, 1984). Hoy en día, estas variables son monitoreadas gracias a sensores instalados en vehículos aéreos y a métodos de análisis, procesamiento y despliegue de datos (Zhang & Kovacs, 2012). Sin embargo, ante la demanda de información detallada, los satélites tienen la limitante de suministrar información temporal discontinua y de baja resolución espacial (Mulla, 2013). Una alternativa al uso de satélites para la adquisición de datos remotos son los Vehículos Aéreos No Tripulados (VANTs), conocidos de manera coloquial como drones o UAVs (*Unmanned Aerial Vehicles*). El uso de VANTs facilita el monitoreo frecuente de parámetros de cultivos, que anteriormente tenía restricciones a través de imágenes satelitales. Las aplicaciones de VANTs en la agricultura son diversas, y las necesidades actuales perfilan esta herramienta con un gran potencial para utilizarse en actividades de planeación, monitoreo y control de actividades agrícolas.

En la última década se han publicado múltiples trabajos sobre el uso de VANTs en diversas áreas del saber humano. Sin embargo, se requiere una síntesis de aplicaciones en hidroagricultura. Este trabajo documenta el uso de drones en dicha área, con el fin de analizar las ventajas de su aplicación en la agricultura de riego, particularmente en el riego de precisión y el monitoreo de la infraestructura.

Definición y ventajas de los VANTs

Un VANT es un vehículo aéreo reusable, controlado de forma remota, semiautónomo o autónomo (Eisenbeiss, 2009), acondicionado

para llevar dispositivos auxiliares para actividades de monitoreo o control. Otros términos son drone, dron, UAV o RPA (*Remotely Piloted Aircraft*). Los VANTs presentan varias ventajas con respecto al uso de los vehículos tripulados o los satélites, como tener acceso a zonas de geografía complicada a baja altura y obtener imágenes de alta resolución en “tiempo real” a muy bajo costo. Al ser eléctricos en su mayoría, se les considera “amigables” con el ambiente. Entre sus desventajas, se tiene la dependencia de una estación de seguimiento en tierra, costo de equipamiento y restricciones de peso, volumen de carga y tiempo de vuelo. Otra desventaja está relacionada con la regulación y normatividad de uso del espacio aéreo para este tipo de vehículos. Por ejemplo, en México, los drones sólo deben ser utilizados durante el día, en áreas que no estén clasificadas como restringidas o peligrosas (SCT, 2015).

Componentes y clasificación

En la terminología, se utiliza el concepto de Sistema de Aviación No Tripulado (SANT) para incluir, además del vehículo aéreo, una estación de control a tierra, así como los dispositivos para despegue y aterrizaje. Un SANT consta de los siguientes elementos principales (Chao & Chen, 2012):

1. *Vehículo aéreo* integrado por: a) *autopiloto*: sistema microelectromecánico usado para guiar al VANT en forma autónoma, que consiste de un procesador central (*hardware*) y un *software* de navegación GPS, capaz de realizar el despegue y el aterrizaje; b) *fuselaje*: estructura del VANT, donde se montan dispositivos externos para actividades de monitoreo, control, geoposicionamiento, y estructuras de carga complementarias, como soportes para cámaras y equipos auxiliares (como aplicadores de agroquímicos); c) *carga útil*: dispositivos no relacionados con la tarea de vuelo, que incluye sensores pasivos, como las cámaras espectrales, o activos, como el sistema LIDAR (*Light Detection and Ranging*);

- d) *subsistema de comunicación*, la mayoría de los VANTs cuentan con enlaces inalámbricos para comunicación con la estación terrestre, como radio y WiFi para compartir datos y telemetría.
2. *Estación de control terrestre*. Para monitoreo y control de la misión en tiempo real. Tradicionalmente, incluye un monitor OSD (*On Screen Display*), que muestra los datos telemétricos de la misión en curso, como el estado de la señal GPS, localización del VANT, nivel de carga de baterías y tiempo de vuelo.
 3. *Dispositivos de despegue y aterrizaje*. Varios VANTs (en particular los de ala fija) requieren de dispositivos especiales para despegue, como lanzador hidráulico, o redes para aterrizaje.

De acuerdo con Nonami, Kendoul, Suzuki, Wang y Nakazawa (2010), un VANT puede clasificarse en alguno de los siguientes grupos:

- I. De ala fija. Con forma típica de aeroplano, requieren espacio para el despegue y aterrizaje, o catapulta para su lanzamiento. Pueden volar a mayores velocidades de crucero que los de ala rotatoria.

- II. De ala rotatoria. Altamente maniobrables, pueden aterrizar y despegar de forma vertical. Se dividen en helicópteros (de una hélice) o multirrotores (con más de una hélice), y cuentan con capacidad de girar sobre su eje y moverse en cualquier dirección. Se clasifican de acuerdo con el número de hélices (la figura 1 muestra un hexacóptero, con seis hélices). Por su estabilidad de vuelo, tamaño y bajo precio, los multicópteros resultan muy útiles para aplicaciones civiles de precisión a baja altura.
- III. Dirigibles o globos. Más ligeros que el aire, pueden tener vuelos de larga duración, pero a baja velocidad. Por lo general tienen forma alargada.
- IV. De aleteo. VANTs con pequeñas alas flexibles y/o adaptables, en analogía con los insectos.

De acuerdo con Van Blyenburgh (2013), las diferencias generales por tipo de VANTs, con fines de monitoreo remoto, son las siguientes, expresadas en peso, autonomía y carga por peso (cuadro 1).



Figura 1. Hexacóptero fabricado por Dronetools, España (usado para generar las imágenes de este trabajo).

Cuadro 1. Características de los VANTs equipados con sensores remotos (Van Blyenburgh, 2013).

Nombre	Peso (kg)	Autonomía (h)	Carga por peso (kg)
Ala fija	0.5-4	0.5-2	1
Multirrotores (alas rotatorias)	1.2-3	0.33-1.46	0.75-2.5
Helicóptero (un ala rotatoria)	90-100	1-2	28-30

Uso de VANTs en la agricultura

Con base en los trabajos de Chao y Chen (2012), un sistema que integra a un VANT para aplicaciones de uso agrícola debe tener las siguientes características: a) bajo costo, que depende del tipo de VANT y del nivel de equipamiento; b) amplia cobertura espacial, para el monitoreo de decenas a miles de hectáreas, que depende de la velocidad, altura y duración del vuelo, así como de las características de la cámara, como el ángulo de visión, distancia focal, y tamaño del sensor; c) monitoreo frecuente de variables de procesos o actividades que presentan alta variabilidad espacial y temporal, como la aplicación del riego, desarrollo fenológico, y estado fitosanitario y nutricional de los cultivos; d) alta resolución espacial, para la toma y clasificación de imágenes que permitan detectar con precisión el grado de afectación o estrés de una parcela a una variable ambiental, hídrica, edáfica o vegetal; e) facilidad de manipulación, para los procedimientos de adquisición, manejo y análisis de datos; f) algoritmos avanzados de monitoreo/actuación, que permitan programar y ejecutar misiones de vuelo de manera eficiente, rápida y confiable.

Las aplicaciones de los VANTs están estrechamente relacionadas con la percepción remota, en particular con la teledetección. Tradicionalmente, las plataformas para realizar esta tarea consistían de sensores montados en satélites, aviones y vehículos terrestres. La teledetección de variables agrícolas se basa en el principio de que la radiación reflejada por las plantas es inversamente proporcional a la radiación absorbida por pigmentos de la planta, y varía con la longitud de onda de la radiación

incidente. La mayoría de los pigmentos, como la clorofila, absorben la radiación en el espectro visible de 400 a 700 nm (Pinter *et al.*, 2003). En el caso de los suelos desnudos, la radiación se ve afectada principalmente por la humedad del suelo y el contenido de materia orgánica (Viscarra-Rossel, Walvoort, McBratney, Janik, & Skjemstad, 2006). El suelo desnudo y el dosel de los cultivos a menudo están presentes en una imagen espectral, y la mezcla de dos firmas espectrales puede confundir la interpretación de los datos de reflectancia (figura 2). De manera usual se recurre a la mezcla de dos o más regiones espectrales a través de índices espectrales, como el índice diferencial de vegetación normalizado NDVI (Deering, 1978), que resalta una característica de interés (vegetación) de la superficie terrestre y oculta otras.

Algunas de las aplicaciones de teledetección en la agricultura son, por ejemplo, la predicción del rendimiento de los cultivos (Shanahan *et al.*, 2001), y la determinación del grado del estrés nutricional e hídrico de los cultivos (Clayl, Kim, Chang, Clay, & Dalsted, 2006). No obstante su utilidad, los VANTs tienen algunas limitaciones, como plataformas de teledetección, debido principalmente al tiempo de vuelo y la capacidad de carga útil, por lo que es necesario balancear las limitaciones tecnológicas inherentes al tamaño de la plataforma y a la miniaturización de los sensores. Por lo regular se economiza en los materiales, afectando la calidad de los datos, la precisión de los sensores, la capacidad de almacenamiento y la calidad del *hardware* de procesamiento a bordo del VANT (Kelcey & Lucieer, 2012). Una relación muy completa de categorías y capacidades de estos vehículos puede encontrarse en Watts, Ambrosia y Hinkley (2012).

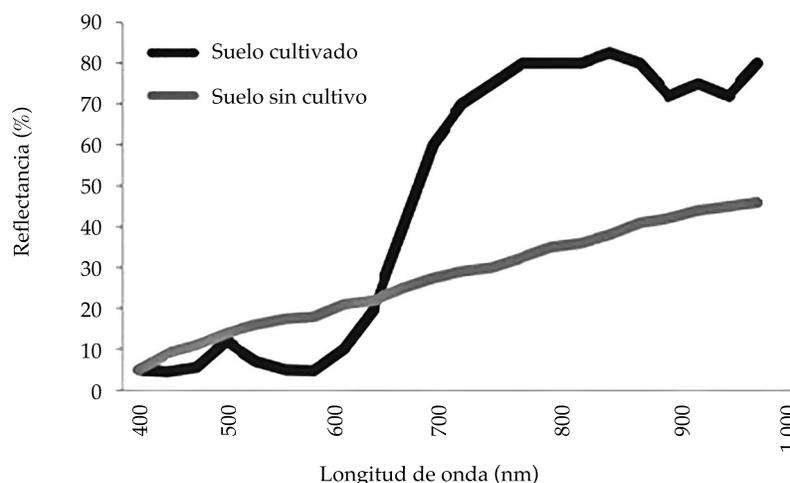


Figura 2. Comparación de firmas de reflectancia de una misma parcela sin cultivo y con cultivo de papa (Mulla, 2013).

La fotogrametría es otra técnica cuya aplicación en la agricultura se ha visto beneficiada con el uso de drones. La fotogrametría permite estimar las propiedades geométricas de los objetos y su ubicación espacial a partir de fotografías. Entre sus herramientas se tienen la generación de ortomosaicos y los Modelos Digitales de Elevación (MDE). Un ortomosaico es una imagen compuesta georreferenciada, obtenida por un algoritmo de triangulación en imágenes traslapadas. Un MDE es una representación cartográfica digital de la elevación de la superficie de la Tierra (Farah, Talaat, & Farrag, 2008), y permite la extracción de atributos de interés de la superficie terrestre, como pendiente, elevación, curvatura y dirección de flujo. La principal desventaja del uso de VANTs en fotogrametría es que se requiere *software* especializado para el procesamiento de imágenes, lo que incrementa el costo de la plataforma. Además, los tipos de cámara soportados están limitados por la capacidad de carga y el *software* de la controladora de vuelo. La precisión de los modelos fotogramétricos está directamente relacionada con la altura de vuelo, resolución de la cámara, y cantidad y precisión de los puntos de control (PC) de referencia terrestre (Chandler, 1999). Por ejemplo, D'Oleire-Oltmanns, Marzloff, Klaus y

Ries (2012) reportan precisiones de 9 y 27 mm en la horizontal, con 7 mm en la vertical para imágenes, cubriendo 4.1 ha, con un VANT a 70 m de altura y 80 PC medidos con estación total. En general, la determinación de la precisión suele requerir mucho tiempo y trabajo de campo (D'Oleire-Oltmanns *et al.*, 2012).

La mayor parte de las aplicaciones actuales de VANTs en la agricultura se relacionan con la agricultura de precisión y con el monitoreo de la infraestructura de riego, temas que se abordan a continuación.

VANTs y la agricultura de precisión

La agricultura de precisión es el conjunto de técnicas que facilitan una mejor gestión de los sistemas agrícolas, con base en un manejo espacial diferenciado de la parcela a través de la aplicación de insumos, en función de la variabilidad espacial que afecta el rendimiento de los cultivos (Leyva, Alves de Souza, & Orlando, 2001). La agricultura de precisión tiene tres áreas potenciales de aplicación:

- I. *Mapeo de propiedades/variables parcelarias.* La estimación remota de las propiedades físico/químicas/biológicas parcelarias son de gran

utilidad para programar actividades agrícolas, como determinación de zonas degradadas o contaminadas (Qiao *et al.*, 2011); caracterización de suelos con potencial de uso agrícola (Young *et al.*, 2010); caracterización química o física de suelos (Parvage, Ulén, & Kirchmann, 2013), y detección de malas hierbas (Torres-Sánchez, Peña, De Castro, & López-Granados, 2014).

- II. *Monitoreo hídrico de cultivos.* El estrés hídrico afecta la fotosíntesis y reduce la productividad de los cultivos. La detección del estrés se dificulta cuando los efectos no son visuales y es imprescindible conocer los efectos a nivel espectral. En condiciones de estrés hídrico, la luz absorbida excede la demanda fotosintética y es disipada por las plantas como fluorescencia cloroflica y como calor para evitar daño oxidativo inducido. Esto puede ser detectado usando índices, como el de reflectancia fotoquímica, obtenido a través de imágenes hiperespectrales y sensores remotos. Las imágenes se obtienen desde vehículos aéreos, y se utilizan para generar mapas de estrés hídrico y de temperatura de los cultivos (Rossini *et al.*, 2013).
- III. *Riego de precisión.* El riego de precisión permite el acoplamiento preciso, en volumen y oportunidad, de la aplicación del riego con las necesidades hídricas de los cultivos, cuyo desfase impacta en la productividad. El riego de precisión fundamenta su desarrollo y aplicación en cuatro componentes: a) adquisición de datos en “tiempo real” de variables del suelo, cultivo y ambiente; b) procesamiento de la información geoespacial para la toma de decisiones y aplicación óptima del riego; c) desarrollo de tecnología que permita la aplicación del agua e insumos en el momento, cantidad y lugar “exacto”, y d) desarrollo de herramientas de evaluación y monitoreo para medir el desempeño del riego y proponer mejoras en cualquier componente del sistema (Smith, Baillie, McCarthy, Raine, & Baillie, 2010).

Los VANTs pueden ser utilizados para monitorear variables de interés y realizar la aplicación diferenciada de recursos, por lo que existen varios trabajos de su empleo en la agricultura de precisión. Xiang y Lei (2011) utilizaron un VANT para monitorear el desarrollo de un cultivo forrajero y diferentes acciones de manejo usando imágenes de falso color y variación del índice NDVI. Eisenbeiss (2009) aprovechó un VANT para evaluar la producción de maíz modificado genéticamente usando un modelo MDE y ortomosaicos de alta resolución. Ouédraogo, Degré, Debouche y Lisein (2014) recolectaron datos topográficos de alta resolución en una cuenca pequeña de 12 hectáreas, con el fin de comparar la precisión de la fotogrametría lograda a partir de imágenes adquiridas por VANTs y un láser escáner terrestre (Terrestrial Laser Scanning, TLS). En este último trabajo se señala que los VANTs son una herramienta prometedora para la adquisición remota de datos por su flexibilidad y bajo costo, pero con ajustes aún pendientes para eliminar distorsiones no lineales generadas durante la etapa del procesamiento fotogramétrico.

VANTs y el monitoreo de la infraestructura hidroagrícola

La infraestructura hidroagrícola u obras de ingeniería civil se destinan a almacenar, derivar, conducir o entregar el agua a usuarios de una zona de riego, como presas de almacenamiento o de derivación, canales y diques. Esta infraestructura debe ser supervisada para conocer su estado y programar su conservación, rehabilitación o modernización tanto en condiciones normales de operación como en casos de afectación por desastres naturales. La fotogrametría, la percepción remota y los VANTs facilitan la supervisión, al ofrecer las siguientes ventajas:

- a) Se obtienen fotografías y videos en alta resolución de la obra en pocas misiones de vuelo, a un bajo costo. Los drones vuelan cerca de la superficie de interés para localizar grietas, problemas de erosión,

corrosión y defectos de construcción, que de otro modo requerirían plataformas, andamios, escaleras o arneses de seguridad. Anteriormente esta tarea demandaba el uso de vehículos tripulados o brigadas de supervisión, con un gran consumo de tiempo y recursos.

- b) No se expone la vida del operador. El recorrido se programa de forma remota y se asiste por medio de un sistema de seguimiento computarizado.
- c) En el VANT se pueden colocar cámaras térmicas y termográficas, útiles en la detección de corrosión, fugas y motores con problemas de calentamiento.

Las imágenes aéreas y la percepción remota se han utilizado en el pasado para monitorear la infraestructura. Huang, Fipps, Maas y Fletcher (2009) emplearon combinaciones de imágenes visibles, infrarrojas y térmicas para detectar fugas en 439 sitios en canales de 11 distritos de riego de Texas, EUA. Las imágenes se tomaron con una avioneta a 914 m de altura, con una resolución de 0.64 m/píxel para las imágenes en infrarrojo y de 2.07 m/píxel para las imágenes térmicas, detectando fugas en 140 sitios. Agapiou *et al.* (2014) reportaron el uso de un

octocóptero equipado con una cámara RGB y otra multiespectral para detectar fugas en tuberías subterráneas, usando fotografías de alta resolución tomadas a baja altitud. Las imágenes se usaron para detectar cambios en las propiedades del suelo y el crecimiento anómalo de vegetación a lo largo de la ruta de la tubería. Modelos digitales de elevación (figura 3) y ortomosaicos (figura 4) se usan con frecuencia para supervisar el estado de la infraestructura hidroagrícola.

Aplicaciones en las áreas de riego y drenaje

Se identifican cuatro áreas de interés para la aplicación de VANTs en zonas de riego: 1) la cuenca de abastecimiento de la zona de riego; 2) la infraestructura utilizada para conducir el agua de la fuente a la parcela, así como drenar los excedentes del agua de riego; 3) la aplicación del riego e insumos a la parcela, y 4) el monitoreo del estado hídrico y desarrollo de los cultivos. La estimación remota del desarrollo, crecimiento y evapotranspiración de los cultivos es donde se han concentrado mayores esfuerzos, pues la calendarización de insumos agrícolas como riego y fertilizantes se asocia con la fenológica de los cultivos. Tradicionalmente,

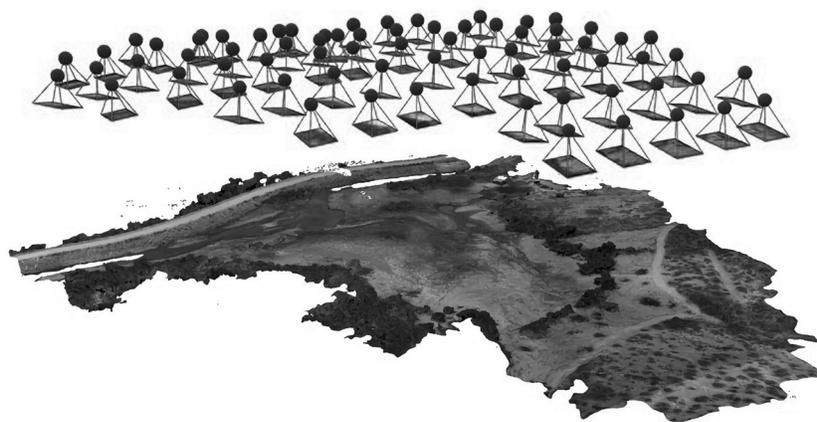


Figura 3. Modelo de elevación digital de un dique en Culiacán, México, construido a partir de imágenes tomadas desde un VANT. La imagen muestra las distintas posiciones de la cámara en la trayectoria de vuelo al momento de tomar las fotografías.



Figura 4. Ortomosaico generado de fotografías tomadas desde un VANT tipo hexacóptero durante la aplicación del primer riego, usando un sistema de riego por goteo.

se han utilizado imágenes de satélite para la estimación de la evapotranspiración de referencia y necesidades hídricas de los cultivos en los ámbitos regional o nacional (Vuolo D'Urso, De Michele, Bianchi, & Cutting, 2015). Sin embargo, su uso parcelario es restringido por la limitada resolución espacial y temporal de las imágenes satelitales, así como las observaciones termales y la complejidad de los algoritmos para implantar procedimientos operacionales en tiempo real.

La gestión de una zona de riego implica una serie de actividades cíclicas durante el desarrollo de un año agrícola, asociada con actividades de planeación, implantación, monitoreo y evaluación. Sin duda, los VANT son una herramienta potencial para apoyar en la estimación de cultivos establecidos, conocer el estado del riego parcelario, detectar zonas de baja eficiencia de riego, y para una diversidad de actividades requeridas en el monitoreo y evaluación del servicio de riego a los usuarios. A nivel parcela, la aplicación de los insumos y manejo de los recursos son tareas que requieren de un monitoreo frecuente. Por ejemplo, la

figura 4 muestra un ortomosaico obtenido de varias imágenes traslapadas, tomadas con un VANT durante la aplicación del primer riego con un sistema de riego por goteo, donde se aprecia una gran variación espacial de mojado en su aplicación. Sin duda, los vehículos aéreos pueden proporcionar información detallada para detectar anomalías, y evaluar la aplicación espacial y temporal del riego.

Conclusiones

Los VANTs están en pleno desarrollo y su aplicación en la agricultura es cada vez más común, no sólo para la adquisición de imágenes sino también para análisis más robustos de información geoespacial. La continua miniaturización de componentes con mayor precisión, así como la mejora de sistemas de navegación, ha popularizado los sistemas de teledetección basados en VANTs, ofreciendo la posibilidad de generar imágenes de mayor resolución y frecuencia. También se realizan esfuerzos importantes para mejorar el suministro de energía,

como la optimización de la ruta de la misión, sistemas de propulsión híbridos, y sistemas de generación y administración de energía más eficientes. Relacionado con lo anterior está el aligeramiento de los materiales de fabricación, lo cual permite destinar la capacidad de carga a otros componentes de mayor utilidad, sin que esto implique consumo de energía adicional.

Los VANTs se perfilan como herramientas de apoyo en procesos de planeación, supervisión y estimación de parámetros y variables hidroagrícolas para ejecutar procesos optimizados en costo y tiempo. En ingeniería hidroagrícola, el uso de VANTs es ahora una herramienta indispensable en la toma de datos espaciales que permiten la discriminación de características de terreno relacionados con el uso, manejo y aplicación óptima de los insumos agrícolas, y el uso eficiente de los recursos agua, suelo y energía.

En la actualidad existe una preocupación generalizada sobre el uso inadecuado de estos equipos, que pudiera implicar riesgos para la población. En México, el marco legal para el uso masivo de drones en labores civiles está en desarrollo, pero ya contempla restricciones para su uso en ciertas zonas geográficas, limitación de la altura de vuelo, seguro para daños a terceros en aplicaciones comerciales y trámite de licencia de operación en equipos mayores a 25 kg de peso. Asuntos como la invasión a la privacidad y las sanciones están aún pendientes de regulación. Se espera que en el futuro, el gobierno y los usuarios de VANTs colaboren en la conformación de una legislación más acorde con las necesidades del país y las ventajas de esta tecnología.

El mayor problema que se enfrenta en el uso de VANTs es su alto costo inicial, debido a los sensores miniaturizados requeridos para obtener imágenes de alta resolución, así como a la inversión en el *hardware* y *software* de la etapa de post-proceso. Otras limitantes son el tiempo de vuelo, la capacidad de carga y el entrenamiento requerido para su operación. No obstante, se presenta una tendencia en el abatimiento de los costos y el mejoramiento de los equipos, lo

que contribuye a que con mayor frecuencia se reporten nuevas aplicaciones hidroagrícolas utilizando VANTs.

Referencias

- Agapiou, A., Alexakis, D. D., Themistocleous, K., Sarris, A., Perdikou, S., Clayton, C., & Hadjimitsis, D. G. (2014). Investigation of ground remote sensing techniques for supporting an early warning water-leakage system, integrated use of space, geophysical and hyperspectral technologies intended for monitoring water leakages in water supply networks. Hadjimitsis, D. (Ed.), *En integrated Use of Space, Geophysical and Hyperspectral Technologies Intended for Monitoring Water Leakages in Water Supply Networks* (pp. 13-36). *InTech*. Recuperado de <https://cdn.intechopen.com/pdfs-wm/47698.pdf>.
- Chandler, J. (1999). Effective application of automated digital photogrammetry for geomorphological research. *Earth Surf. Process. Landf.*, 24(1), 51-63.
- Chao, H., & Chen, Y. (2012). *Remote sensing and actuation using unmanned vehicles* (198 pp.). Hoboken, New Jersey: Wiley-IEEE Press.
- Clay, D. E., Kim, K.-I., Chang, J., Clay, S. A., & Dalsted, K. (2006). Characterizing water and nitrogen stress in corn using remote sensing. *Agronomy Journal*, 98(3), DOI: 10.2134/agronj2005.0204.
- D'Oleire-Oltmanns, S., Marzolf, I., Klaus, D. P., & Ries, J. B. (2012). Unmanned Aerial Vehicle (UAV) for monitoring soil erosion in Morocco. *Remote Sens.*, 4(12), 3390-3416.
- Deering, D. W. (1978). *Rangeland reflectance characteristics measured by aircraft and spacecraft sensors* (338 pp.). Ph. D. Diss. College Station, USA: Texas A&M Univ.
- Eisenbeiss, H. (2009). *UAV Photogrammetry* (pp. 235). Ph.D. Thesis. Zurich: Institute of Geodesy and Photogrammetry, ETH Zurich.
- Farah, A., Talaat, A., & Farrag, F. (2008). Accuracy assessment of digital elevation models using GPS. *Artif. Satellites*, 43(4), 151-161, DOI: 10.2478/v10018-009-0014-7.
- Huang, Y., Fipps, G., Maas, S. J., & Fletcher, R. (2009). Airborne remote sensing for detection of irrigation canal leakage. *Irrigation and Drainage*, 59(5), 524-534, DOI: 10.1002/ird.511.
- Jackson, R. D. (1984). Remote sensing of vegetation characteristics for farm management (pp. 81-96). *Proc. SPIE 0475, Remote Sensing: Critical Review of Technology*, Arlington, VA.
- Kelcey, J., & Lucieer, A. (2012) Sensor correction of a 6-Band multispectral imaging sensor for UAV remote sensing. *Remote Sens.*, 4(5), 1462-1493.
- Leyva, R. L. Z., Alves de Souza, C. M., & Orlando, R. C. (2001). Agricultura de precisión. *Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 10(3), 7-11.

- Ouédraogo, M. M., Degré, A., Debouche, C., & Lisein, J. (2014). The evaluation of unmanned aerial system-based photogrammetry and terrestrial laser scanning to generate DEMs of agricultural watersheds. *Geomorphology*, 214, 339-355, DOI: 10.1016/j.geomorph.2014.02.016.
- Mulla, D. J. (2013). Twenty five years of remote sensing in precision agriculture: Key advances and remaining knowledge gaps. *Biosystems Engineering*, 114(4), 358-371, DOI: 10.1016/j.biosystemseng.2012.08.009.
- Nonami, K., Kendoul, F., Suzuki, S., Wang, W., & Nakazawa, D. (2010). Autonomous flying robots: Unmanned aerial vehicles and micro aerial vehicles. *Springer Japan*, DOI: 10.1007/978-4-431-53856-1.
- Parvage, M., Ulén, B., & Kirchmann, H. (2013). A survey of soil phosphorus and nitrogen in Swedish horse paddocks. *Agriculture, Ecosystems and Environment*, 178(15 September 2013), 1-9, DOI: 10.1016/j.agee.2013.06.009.
- Pinter, P. J., Jr., Hatfield, J. L., Schepers, J. S., Barnes, E. M., Moran, M. S., Daughtry, C. S. T., et al. (2003). Remote sensing for crop management. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 69(3), 647e664.
- SCT (2015). *Circular obligatoria que establece los requerimientos para operar un sistema de aeronave pilotada a distancia (RPAS)*. CO AV-23-10 R2. Dirección General de Aeronáutica Civil (27 pp.). México, DF: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Qiao, M., C. Cai, Huang, Y., Liu, Y., Lin, A., & Zheng, Y. (2011). Characterization of soil heavy metal contamination and potential health risk in metropolitan region of northern China. *Environ. Monit. Asses.*, 172(1), 353-365, DOI: 10.1007/s10661-010-1339-1.
- Rossini, M., Fava, F., Cogliati, S., Meroni, M., Marchesi, A., Panigada, C., Giardino, C., Busetto, L., Migliavacca, M., Amaducci, S., & Colombo, R. (2013). Assessing canopy PRI from airborne imagery to map water stress in maize. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 86, 168-177.
- Shanahan, J. F., Schepers, J. S., Francis, D. D., Varvel, G. E., Wilhelm, W. W., Tringe, J. M., et al. (2001). Use of remote sensing imagery to estimate corn grain yield. *Agronomy Journal*, 93(3), 583e589, DOI: 10.2134/agronj2001.933583x.
- Smith, R., Baillie, J., McCarthy, A., Raine, S., & Baillie, C. (2010). Review of precision irrigation technologies and their application. Toowoomba, Australia: National Centre for Engineering in Agriculture Publication.
- Torres-Sánchez, J., Peña, J. M., De Castro, A. I., & López-Granados, F. (2014). Multi-temporal mapping of the vegetation fraction in early-season wheat fields using images from UAV. *Computers and Electronics in Agriculture*, 103(April), 104-113.
- Van Blyenburgh, P. (2013). *RPAS Yearbook: Remotely piloted aircraft systems: The global perspective 2013/2014. Technical Report*. Paris: UVS International.
- Viscarra-Rossel, R. A., Walvoort, D. J. J., McBratney, A. B., Janik, L. J., & Skjemstad, J. O. (2006). Visible, near infrared, mid infrared or combined diffuse reflectance spectroscopy for simultaneous assessment of various soil properties. *Geoderma*, 131(1-2), 59e75, DOI: 10.1016/j.geoderma.2005.03.007.
- Vuolo, F., D'Urso, G., De Michele, C., Bianchi, B., & Cutting, M. (2015). Satellite-based irrigation advisory services: A common tool for different experiences from Europe to Australia. *Agricultural Water Management*, 147, 82-95.
- Watts, A. C., Ambrosia, V. G., & Hinkley, E. A. (2012). Unmanned Aircraft Systems in remote sensing and scientific research: Classification and considerations of use. *Remote Sens.*, 4(6), 1671-1692.
- Xiang, H., & Lei, T. (2011). Development of a low-cost agricultural remote sensing system based on an autonomous unmanned aerial vehicle (UAV). *Biosystems Engineering*, 108(2), 174-190, DOI: 10.1016/j.biosystemseng.2010.11.010.
- Young, S., Wilson, M., Hillier, S., Delbos, E., Ali, S., & Stoltzfus, R. (2010). Differences and commonalities in physical, chemical and mineralogical properties of Zanzibari geophagic soil. *J. Chem. Ecol.*, 36(1), 129-140, DOI: 10.1007/s10886-009-9729-y.
- Zhang, C., & Kovacs, J. M. (2012). The application of small unmanned aerial systems for precision agriculture: A review. *Precision Agriculture*, 13(6), 693-712, DOI: 10.1007/s11119-012-9274-5.

Dirección institucional de los autores

Dr. Waldo Ojeda Bustamante

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +(52) (777) 329 3600, ext. 440
wojeda@tlaloc.imta.mx

Dr. Alberto González Sánchez

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +(52) (777) 329 3600, ext. 115
alberto_gonzalez@tlaloc.imta.mx

M.I. Azucelli Maythe Mauricio Pérez

Dr. Jorge Flores Velázquez

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +(52) (777) 329 3600, ext. 445
mauricioazucelli@hotmail.com
jorge_flores@tlaloc.imta.mx



Haga clic aquí para escribir al autor

Discusión al artículo

“Influencia del cambio climático en el comportamiento de los caudales máximos de la zona mediterránea de Chile”

(Roberto Pizarro *et al.*)

Vol. IV, núm. 2, abril-junio de 2013, pp. 5-19

Polemista: Daniel Francisco Campos Aranda
Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México
campos_aranda@hotmail.com

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-D1R1

Observaciones operativas

El autor presenta los resultados de un *análisis regional* de caudales máximos anuales realizado en tres áreas geográficas de Chile, que corresponden a su zona media o mediterránea. Los nombres, extensiones de cada área y número de estaciones hidrométricas procesadas son: (1) Región Metropolitana, con 15 403 km² y seis estaciones; (2) Región del Libertador Bernardo O'Higgins, con 16 387 km² y 16 estaciones, y (3) Región de Maule, con 30 296 km² y 28 estaciones. El autor señala que en esta zona la precipitación anual varía de los 250 a los 500 milímetros, y que sus sistemas hidrográficos tienen un régimen pluvial y pluvionival.

Primera: todo análisis regional debe comenzar probando la calidad estadística de los registros hidrométricos por procesar del caudal máximo anual, pues de ello depende que los resultados de su análisis probabilístico sean confiables. Condiciones como aleatoriedad, independencia, homogeneidad y estacionalidad deben ser verificadas estadísticamente, a través de diversas pruebas (Bobée & Ashkar, 1991). El polemista observa que no se verificaron, mediante pruebas estadísticas generales o específicas, las condiciones citadas.

Segunda: recientemente, Hosking y Wallis (1997a) han encontrado que los valores erróneos, los eventos dispersos (*outliers*), la tendencia, y los saltos o cambios en la media de los datos son reflejados en los momentos L de la muestra y, por ello, han sugerido una mezcla de los cocientes L en un solo estadístico (D_r), que mide la *discordancia* entre los cocientes L de cada registro

y los promedios del grupo. Tal prueba permite encontrar registros que son discordantes con el grupo considerado como un todo. El polemista opina que cuando menos la prueba de discordancias debió ser aplicada, para concluir respecto a la calidad estadística de los registros disponibles de caudal máximo anual.

Tercera: el autor utiliza los tres registros más amplios de cada área y concluye respecto a su comportamiento que existe tendencia ascendente en todos y que, por lo tanto, los caudales de la zona mediterránea de Chile están mostrando valores más grandes en épocas recientes. En opinión del polemista, para que tal conclusión sea aceptable, primero se debió probar la homogeneidad hidrológica de cada región, por ejemplo, a través de: (1) la versión corregida del Test de Langbein (Fill & Stedinger, 1995); (2) el Test H de Heterogeneidad (Hosking & Wallis, 1997b), o bien, (3) la prueba basada en la dispersión de los coeficientes de variación (Wiltshire, 1986a, 1986b). Lo anterior, cuando se emplean los registros de caudal máximo anual para probar la similitud en la respuesta hidrológica de las cuencas que integran cada región. Sin embargo, Cunderlik y Burn (2002), y Ramírez *et al.* (2009) han sugerido que la fecha de ocurrencia media y la regularidad estacional de las crecientes pueden ser utilizadas como medidas de similitud, ya que implican una semejanza en características fisiográficas y meteorológicas, teniendo la ventaja de utilizar los registros hidrométricos para la verificación de la homogeneidad regional y no para su definición.

Cuarta: el autor indica que las cuencas procesadas tienen un régimen pluvial y pluvionival,

es decir, que sus crecientes han sido originadas por dos mecanismos diferentes. En tales circunstancias, el polemista destaca que no se probó estadísticamente la presencia de dos poblaciones, para aceptar tal hipótesis o descartarla; por ejemplo, con base en pruebas no paramétricas, como las de Mann-Whitney, Kruskal-Wallis y Terry.

Quinta: aceptando que no exista suficiente evidencia estadística para considerar los registros procesados integrados por dos poblaciones, el polemista observa que no se ajustaron a los datos de caudal máximo anual los modelos probabilísticos que han sido sugeridos bajo precepto, como lo son las distribuciones: [1] Log-Pearson tipo III en EUA (WRC, 1977; Stedinger *et al.*, 1993); [2] General de Valores Extremos (GVE) en Inglaterra en la década de 1970 (NERC, 1975; Stedinger *et al.*, 1993), y [3] recientemente la Logística Generalizada (Shaw *et al.*, 2011).

Sexta: el polemista también destaca que en la aplicación de los modelos probabilísticos utilizados no se indicó el método de ajuste que fue empleado, por ejemplo: momentos, máxima verosimilitud o momentos L . De mayor importancia es la selección del mejor modelo probabilístico, lo cual actualmente se realiza a través del error estándar de ajuste o del error absoluto medio, que son medidas cuantitativas del ajuste, las cuales sí permiten discernir objetivamente entre un modelo y otro (Kite, 1977).

Observaciones de concepto

En el inciso titulado "*Calidad de los ajustes*", el autor indica que en las tres regiones analizadas, la distribución de probabilidades Gumbel es la más adecuada y cita como referencia de soporte a Yue *et al.* (2006). En el final de tal inciso, el autor establece que se utilizó la distribución Gumbel debido a que es la más fácil de determinar y tiene menor número de parámetros por estimar. Posteriormente, el autor cita la referencia de Önöz y Bayazit (2001) para indicar que tales autores encontraron que la distribución

Gumbel es la más recomendable al trabajar con caudales mínimos.

Séptima: el polemista encuentra que la referencia de Yue *et al.* (2006) trata la distribución de valores extremos bivariada, utilizando el modelo Gumbel como marginales; por lo tanto, permite la estimación de la probabilidad conjunta de las variables caudal máximo y su respectivo volumen del hidrograma, así como del volumen, conjuntamente con la duración de la creciente. Por lo tanto, el autor está citando mal tal referencia, para referirse a la distribución Gumbel de dos parámetros de ajuste (ubicación y escala), la cual, por cierto, está incluida en el modelo GVE cuando su parámetro de forma (k) resulta cero.

Octava: el polemista considera que el modelo GVE debió ser probado, a juzgar por los registros del río Mapocho en Hacienda de Maipú, mostrado en la figura 3, y del río Claro en El Valle, expuesto en la figura 4, que son registros que probablemente tengan valores dispersos (*outliers*).

Novena: el polemista encontró que la referencia de Önöz y Bayazit (2001) se refiere a series de duración parcial o caudales máximos superiores a un valor umbral, cuya ocurrencia de excedencias se modela con un proceso de Poisson, siendo la distribución exponencial la que define las magnitudes de tales caudales. La distribución exponencial es un caso del modelo Pearson tipo III y nada tiene que ver con la distribución Gumbel, excepto el contener en su fórmula al número e . Por lo anterior, el autor está citando mal tal referencia.

El autor, al final del inciso denominado "*Variabilidad regional*", indica que el caudal máximo anual en las tres regiones posee un aumento gradual en el tiempo, medido a través de la expresión del índice relativo de magnitud de crecidas (IR_{mc}).

Décima: el polemista considera que por el hecho de no utilizar el caudal específico ($m^3/s/km^2$), es decir, por no tomar en cuenta el área de cuenca de cada estación de aforos, el IR_{mc} siempre definirá valores mayores que la unidad

al emplear los caudales máximos observados y también reportará magnitudes mayores al emplear predicciones, o caudales asociados a cierta probabilidad de excedencia, sobre todo en periodos de retorno superiores a la amplitud del registro.

Décima primera: en opinión de polemista, la aplicación del Test *U* de Mann-Whitney por sub-tramos de registro es incorrecta, pues tal prueba busca las diferencias entre eventos o crecientes procedentes de cada mecanismo de formación o población diferente. La diferencia entre medias por tramos se busca con una prueba paramétrica *t* de Student o de Cramer, y no paramétrica de Wald-Wolfowitz.

Décima segunda: el polemista pregunta, ¿por qué en la figura 4, a partir del año 2002, las gráficas de caudales máximos anuales siguen las líneas de tendencia lineal?

Referencias

- Bobée, B., & Ashkar, F. (1991). Data requirements for hydrologic frequency analysis. Chapter 1 (pp. 1-12). In: *The Gamma family and derived distributions applied in Hydrology*. Littleton, USA: Water Resources Publications.
- Cunderlik, J. M., & Burn, D. H. (2002). The use of flood regime information in regional flood frequency analysis. *Hydrological Sciences Journal*, 47(1), 77-92.
- Fill, H. D., & Stedinger, J. R. (1995). Homogeneity test based upon Gumbel distribution and a critical appraisal of Dalrymple's test. *Journal of Hydrology*, 166, 81-105.
- Hosking, J. R. M. & Wallis, J. R. (1997a). Screening the data. Chapter 3 (pp. 44-53). In: *Regional frequency analysis. An approach based on L-moments*. Cambridge, UK: Cambridge University Press.
- Hosking, J. R. M. & Wallis, J. R. (1997b). Identification of homogeneous regions. Chapter 4 (pp. 54-72). In *Regional frequency analysis. An approach based on L-moments*. Cambridge, UK: Cambridge University Press.
- Kite, G. W. (1977). Comparison of frequency distributions. Chapter 12 (pp. 156-168). In: *Frequency and risk analyses in hydrology*. Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- NERC (1975). Volume I: Hydrological studies. In: *Flood Studies Report* (550 pp.). London: Natural Environment Research Council.
- Önöz, B., & Bayazit, M. T. (2001). Effect of the occurrence process of the peaks over threshold on the flood estimates. *Journal of Hydrology*, 224(1-2), 86-96.
- Ramírez, A. I., Gutiérrez-López, A., & Ruiz-Silva, H. L. (2009). Análisis de la ocurrencia en el tiempo de los gastos máximos en México. *Ingeniería Hidráulica en México*, 24(1), 115-124.
- Shaw, E. M., Beven, K. J., Chappel, N. A., & Lamb, R. (2011). Estimating floods and low flows in the UK. Chapter 13 (4th ed.) (pp. 322-350). In: *Hydrology in Practice*. London: Spon Press.
- Stedinger, J. R., Vogel, R. M., & Foufoula-Georgiou, E. (1993). Frequency analysis of extreme events. Chapter 18 (pp. 18.1-18.66). In: *Handbook of Hydrology*. Maidment, D. R. (ed.). New York: McGraw-Hill, Inc.
- WRC (1977). *Guidelines for determining flood flow frequency*. Revised edition. Bulletin # 17 A of the Hydrology Committee. Washington, DC: Water Resources Council.
- Yue, S., Ouarda, T., Bobée, B., Legendre, P., & Bruneau, P. (2006). The Gumbel mixed model for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 226(1-2), 88-100.
- Wiltshire, S. E. (1986a). Regional flood frequency analysis I: Homogeneity statistics. *Hydrological Sciences Journal*, 31, 321-333.
- Wiltshire, S. E. (1986b). Identification of homogeneous regions for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 84, 287-302.

RESPUESTA AL POLEMISTA

En primer lugar, es importante destacar la prolijidad de los alcances que hace el polemista y que se haya interesado en la temática que expusimos con mis colegas en el *paper* en cuestión. En este marco es también importante señalar que el único objetivo que tuvo la investigación hecha fue intentar determinar si es que se había verificado algún cambio en el patrón de com-

portamiento de las series de caudales máximos en diversas cuencas de la zona central del país. Para ello se utilizaron algunas funciones de distribución de probabilidad (FDP), escogiéndose la de Gumbel por tener una buena calidad de ajuste y estimando a partir de la misma los valores de caudal para los periodos de retorno de 10, 20, 30, 40 y 50 años. A partir de esto, fue

posible señalar que ha existido un aumento de los caudales máximos en los últimos periodos, lo que es refrendado incluso por medidas tan básicas como lo es la comparación gráfica y las tendencias de los datos. Por tanto, no hay mayor análisis sobre lo expuesto que lo ya dicho.

A continuación se da respuesta a los alcances del polemista:

1. El boletín 17B del WRC señala que los caudales máximos anuales pueden ser tratados como eventos independientes, aunque las pruebas para verificar este supuesto indiquen lo contrario. En cuanto a la calidad de los datos empleados en el análisis, la Dirección General de Aguas de Chile realiza un exhaustivo análisis de los datos que pone a disposición de los usuarios, los cuales son validados de 2 a 3 años después de la ocurrencia de los mismos, con lo cual se verifica el comportamiento de las curvas de descarga. Esto define que los datos son de calidad y se ajustan a la realidad descrita en cada cuenca. Además, dado que el largo de los registros es superior a 10 años, los datos se consideran aceptables para realizar un ajuste de FDP.
2. El ajuste de las FDP no consideró un análisis con base en los L momentos. Además, el análisis se realizó por estación, dadas las características particulares que posee el territorio chileno, que hace muy singulares a cada una de sus cuencas (caen más de 5 000 m en menos de 100 km de recorrido; algunas poseen régimen pluvionival y otras sólo de tipo pluvial; las pendientes medias del cauce principal son muy distintas, dependiendo de si la cuenca se ubica en la cordillera de los Andes o de la costa, etc.). Por ende, cualquier agrupación de los datos en términos regionales estaría generando la necesidad de establecer análisis muy distintos a los efectuados, por la multivariabilidad que habría que considerar. En función de lo anterior, la aplicación del índice *Di* no tendría sentido, ya que éste se utiliza para la identificación de medidas discordantes dentro de un análisis grupal, que para este caso no corresponden.
3. Sólo se seleccionaron los registros más amplios de cada área, pues existe mucha variabilidad en la longitud de las series, y se asumió que ellas podían representar al conjunto de una región administrativa, no hidrológica ni estadística. El polemista insiste en entender, al parecer, que las regiones son de tipo hidrológico y eso no corresponde al artículo.
4. No se planteó la hipótesis de que los caudales estudiados proviniesen de dos regímenes distintos, dado que lo que se desea probar es si ha habido cambios temporales en el comportamiento de los caudales máximos para cada cuenca en estudio y de forma particular; esto es, si ellos han aumentado en los últimos años. Lo expuesto por el polemista tendría mayor asidero (clasificando en cuencas pluviales y pluvionivales), si este estudio correspondiese a una descripción de la zona de estudio en términos de análisis regionales. Asimismo, todas las cuencas en estudio corresponden a pluviales y pluvionivales (Cortés *et al.*, 2011; Bravo & Garreud, 2011).
5. Los modelos probados en el estudio son utilizados comúnmente en Chile. Además, el estudio no pretendía encontrar la mejor FDP para las estaciones, y dado que los valores del coeficiente de determinación y prueba de Kolmogorov-Smirnov fueron buenos, no fue necesario ajustar otro modelo de FDP conforme a los objetivos del estudio.
6. El ajuste de los modelos se realizó a través del método de los momentos. En cuanto a la selección de los modelos, los indicadores que señala el polemista presentan el error en la misma unidad que la variable, por lo que su interpretación es sencilla, pero no son objetivos. Asimismo, Chai y Draxler (2014) señalan que los indicadores (RMSE Y MAE) sólo enfatizan un aspecto del error, por lo que lo ideal es utilizar una combinación

- de pruebas de bondad de ajuste para la selección del modelo.
7. En términos estrictos, el polemista tiene razón; sin embargo, lo que se quiere destacar es la ductilidad y aplicación de la FDP de Gumbel y no necesariamente la aplicación específica que de la misma hicieron los autores Yue *et al.* (2006).
 8. Los modelos probados en la investigación tuvieron un buen ajuste con base en el coeficiente de determinación (95% para Gumbel y 98% log-normal) y la prueba de Kolmogorov-Smirnov no rechaza la hipótesis nula en ambos modelos, por lo que se acepta que el ajuste es bueno. El ajustar otro modelo sólo sería recomendable en el caso de que los modelos probados no tuvieran un ajuste aceptable.
 9. Existe coincidencia con el polemista.
 10. El polemista tiene razón, porque es justamente lo que se pretendía hacer; esto es, definir el valor uno como el valor referencial para establecer los análisis comparativos en el marco del índice propuesto.
 11. La U de Mann-Whitney es una instancia que permite hacer comparaciones en datos no paramétricos y a partir de las medianas. El objetivo de su aplicación fue determinar

- si había diferencias entre las series consideradas y si esto permitía corroborar la hipótesis de que los caudales punta se habrían incrementado, lo cual se consiguió no sólo con esta prueba, sino que también con el análisis de tendencia y el gráfico. De igual manera, las pruebas sugeridas por el polemista presentan problemas similares a los criticados a la U de Mann-Whitney.
12. Corresponde a un error gráfico que sólo se manifiesta en la región de O'Higgins.

Referencias

- Bravo, C., & Garreud, R. (2011). *El régimen nival en cuencas andinas de Chile central*. Segundo Congreso de Oceanografía Física Meteorología y Clima del Pacífico Sudoriental, 5-7 de octubre, La Serena, Chile.
- Chai, T., & Draxler, R. (2014). Root mean square error (RMSE) or mean absolute error (MAE)? –Arguments against avoiding RMSE in the literature. *Geoscientific Model Development Discussions*, 7, 1247-1250.
- Cortés, G., Vargas, X., & McPhee, J. (2011). Climatic sensitivity of streamflow timing in the extratropical western Andes Cordillera. *Journal of Hydrology*, 405, 93-109.
- Water Resources Council (1982). *Guidelines for determining flood flow frequency: Bulletin 17B*. Reston, USA: United States Department of the Interior Geological Survey.
- Yue, S., Ouarda, T., Bobée, B., Legendre, P., & Bruneau, P. (2006). The Gumbel mixed model for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 226(1-2), 88-100.



Monitoreo del cultivo de maíz para estimar índices de vegetación con fines de programación del riego, México.

Foto tomada desde dron operado por Jorge Flores Velázquez.

Discusión al artículo

“Modelos regionales de escurrimientos máximos instantáneos en la república mexicana”

(Domínguez-Mora *et al.*)

Vol. VII, núm. 5, septiembre-octubre de 2016,
pp. 15-32

Polemista: Daniel Francisco Campos Aranda
Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México
campos_aranda@hotmail.com

DOI: 10.24850/j-tyca-2017-04-D2R2

Aclaración inicial

El polemista expone errores y amplía conceptos teóricos utilizados por el autor, con el objetivo básico de dar al lector y al usuario potencial del artículo una panorámica completa de los análisis regionales de frecuencia de gastos máximos anuales y del alcance real del estudio. Al autor, las observaciones del polemista le pueden ser útiles cuando actualice el estudio cada cinco años, como lo propone al final de su artículo. Tales observaciones se presentan según tres tópicos: (a) aspectos operativos del análisis regional; (b) deducción de ecuaciones empíricas del gasto medio anual, y (c) estimación del tiempo de concentración de las cuencas.

Errores de omisión respecto a los análisis regionales

Relativo a la calidad estadística de los datos hidrométricos

El polemista destaca que no se expuso. ¿Cómo se verificó la homogeneidad, independencia y ausencia de componentes determinísticas en los registros hidrométricos originales? En concreto, ¿cómo se verificó que los 309 registros de datos son estacionarios? Lo anterior es fundamental antes de proceder a verificar la homogeneidad hidrológica regional, ya que si existe tendencia en los registros, debe ser tomada en cuenta en el análisis regional, como lo han mostrado Cunderlik y Burn (2003), y Leclerc y Ouarda (2007).

El polemista indica que como mínimo se debió aplicar la prueba de discordancias (Hosking & Wallis, 1997; Campos-Aranda, 2010) a los registros de datos hidrométricos de cada región o grupo de regiones adoptado, para detectar registros anómalos y eliminarlos; o bien, para comprobar que eran adecuados y continuar con la verificación de la homogeneidad hidrológica regional.

Relativo al agrupamiento de regiones y estaciones hidrométricas

En el primer párrafo de la página 22, el autor menciona: “Los grupos de regiones hidrológicas se establecieron como se indica en el cuadro 1 (ver figura 2).”

El polemista formula la pregunta siguiente: ¿tal agrupamiento se debe a escasez de registros hidrométricos o a similitud de comportamiento hidrológico? Cualquiera que sea la respuesta, se debió indicar cómo fue verificado que tal agrupamiento resultaba conveniente y/o aceptable.

El polemista indica que el inciso de la página 18 titulado “Agrupación de regiones”, se debió llamar “Agrupación de estaciones hidrométricas”, ya que ahí se describe cómo se formaron los grupos G1, G2 y G3, y cómo se verificaron espacialmente en cada región. Esta subdivisión, el polemista la considera inadecuada o no conveniente, ya que al formar 18 regiones (cuadro 1) y haber procesado 309 estaciones hidrométricas, se obtienen en promedio 17 estaciones en cada zona geográfica y tal cantidad, afortunadamente, está próxima al número máximo que se ha

recomendado de 20 estaciones por región homogénea (Hosking & Wallis, 1997).

Relativo a la homogeneidad hidrológica regional con datos hidrométricos

Con excepción del texto del último párrafo de la "Introducción", en el cual el autor indica que: "Además, tomando en cuenta la similitud en las características estadísticas de los gastos máximos registrados en grupos de cuencas, se desarrolló un análisis regional que permite....", el polemista destaca que no se verificó la homogeneidad hidrológica de las regiones ni de los grupos que con ellas se formaron. Por lo tanto, todos los resultados del cuadro 4 del autor son cuestionables. Para realizar tal análisis con base en los datos disponibles de gasto máximo anual se recomienda consultar a Hosking y Wallis (1997), Escalante-Sandoval y Reyes-Chávez (2002), y Campos-Aranda (2010), además de todas las referencias citadas por el autor en el cuerpo central de la "Introducción".

Relativo a la homogeneidad hidrológica regional con fechas de crecientes

El autor indica en la "Introducción" que el agrupamiento de cuencas se ha basado principalmente en dos tipos de variables para establecer la similitud entre cuencas: (1) sus características fisiográficas, y (2) las propiedades estadísticas del registro de crecientes y de los datos climatológicos disponibles.

El polemista ha encontrado (Burn, 1997; Cunderlik & Burn, 2002) que el principal argumento contrario al uso de las características fisiográficas es que no hay garantía de que la semejanza fisiográfica implique similitud en la respuesta hidrológica, sobre todo si las cuencas están distantes, o tienen coberturas de suelo y vegetación diferentes. Por otra parte, el problema básico con respecto al uso de los datos hidrométricos implica una situación espuria (Clarke, 2010), pues tales datos se usan para formar las regiones y también para verificar su homogeneidad.

Por lo anterior, el polemista sugiere tomar en cuenta una verificación de la homogeneidad hidrológica regional con base en la fecha de ocurrencia media y la regularidad estacional de los gastos máximos anuales, ya que una similitud en tales parámetros implica una semejanza en características fisiográficas y meteorológicas. En México, el estudio de la fechas de ocurrencia de las crecientes fue introducido por Ramírez, Gutiérrez-López y Ruiz-Silva (2009), y ha sido aplicado por Campos-Aranda (2014).

Relativo al análisis probabilístico de las series normalizadas

En opinión del polemista faltó indicar:

1. Respecto a las funciones de distribución de probabilidades (FDP), se debió citar: ¿cuáles fueron las utilizadas? y ¿se aplicaron las FDP establecidas bajo precepto, es decir: Log-Pearson tipo III, General de Valores Extremos y Logística Generalizada?
2. ¿La estimación de los parámetros de ajuste de las FDP se realizó con el método de momentos, con el de máxima verosimilitud, con el de momentos L o con cuál?
3. ¿Cómo se seleccionó el mejor ajuste de las FDP? ¿Se aplicaron pruebas o test estadísticos o se empleó el error estándar de ajuste?

Para dar respuesta a las preguntas de los incisos 1, 2 y 3, el polemista sugiere consultar las referencias: Hosking y Wallis (1997); Rao y Hamed (2000); Asquith (2011), y Meylan, Fabre y Musy (2012).

Errores de concepto al estimar MQMIA

En opinión del polemista, existe un error conceptual en seleccionar al tiempo de concentración (T_c) de cada cuenca como la segunda variable predictiva en la estimación de la creciente o gasto medio anual (Q_{ma}), designado por el autor MQMIA. Este error se observa en los resultados mostrados por el autor en el

cuadro 5, cuyas ecuaciones empíricas en función del área de cuenca (A) y del T_c en las regiones hidrológicas 25 y 28-29 tienen exponente cero en el T_c , y en las regiones 20-21, 26VM, 27 y 30, el exponente del T_c es positivo.

El polemista también considera otro error conceptual la selección como cuarta variable predictiva de la retención potencial máxima (S), pues tal cantidad se estima (ecuación (2)) con base en el número N de la curva de escurrimiento y tal parámetro hidrológico conlleva una estimación subjetiva (Mockus, 1972; Campos-Aranda, 2015).

El autor señala, en el primer párrafo de las "Conclusiones y recomendaciones", que el Q_{ma} es el concepto eje del método expuesto, "...de tal manera que al relacionarla con características medibles en cualquier cuenca (área, tiempo de concentración, promedio espacial de la media de precipitaciones máximas anuales, retención potencial máxima) es posible estimarla de forma sencilla, aun para cuencas no aforadas y..."

El polemista opina que únicamente el área de cuenca puede ser medida y el resto de variables predictivas utilizadas por el autor debe ser estimada; para el caso del T_c , con base en varias ecuaciones empíricas aplicadas sin ser extrapoladas, como se explica posteriormente.

El autor indica en el cuarto párrafo de las "Conclusiones y recomendaciones" que "... varios grupos de regiones tuvieron exponentes positivos asociados con la retención potencial máxima y/o tiempo de concentración, lo cual no parece lógico, por lo que se recomienda..."

En opinión del polemista, la obtención de exponentes positivos en las dos variables predictivas citadas (S y T_c) implica una relación no funcional o incorrecta de la ecuación empírica del Q_{ma} , ya que tanto S y T_c , al ser mayores, originan un Q_{ma} menor y viceversa; por lo tanto, deben aparecer como denominadores en la fórmula empírica deducida. El autor obtiene (cuadro 5) seis ecuaciones empíricas incorrectas en el T_c y nueve en S , de las veinte que presenta de cada una.

En resumen, el polemista propone que en lugar de utilizar una estimación del T_c se

debieron emplear características fisiográficas de la cuenca, que son estimables por medición y que se sabe que de ellas depende el T_c (ver ecuación (1) siguiente), como son: la longitud del cauce principal, su pendiente promedio, la densidad de drenaje, etcétera. Una búsqueda de variables predictivas y su selección para evitar la multicolinealidad se puede consultar en Campos-Aranda (2013).

El polemista considera otro error de concepto la selección de la tercera variable predictiva, denominada volumen de precipitación en la cuenca (V), ya que al ser el producto de la media de la precipitación máxima diaria (PMD) anual por el área de cuenca, la ecuación (5) del autor incurre en una correlación espuria (Benson, 1965). Por otra parte, el polemista indica que siendo el Q_{ma} una predicción de periodo de retorno dos años, es acertado usar, como lo hace el autor, la media de la PMD anual como variable predictiva, pero sólo ella, lo cual ha sido verificado en otros países (Prosdocimi, Kjeldsen & Svensson, 2014).

Error de omisión de los índices de desempeño de las ecuaciones empíricas

En la figura 3, el autor expone para la Región Hidrológica núm. 18 una ecuación empírica que estima el MQMIA en función del área de cuenca, obtenida con 15 datos y con un $R^2 = 0.8173$. Para esta misma región, en la figura 5 expone otra ecuación similar, pero obtenida con nueve datos y con un $R^2 = 0.7834$. El polemista pregunta: ¿por qué se eliminaron seis cuencas de tal región? Este tipo de decisiones debe ser explicado y como mínimo indicar el intervalo de aplicación de cada ecuación empírica deducida (cuadro 5), así como sus índices de desempeño, evaluados en el dominio real (ver Campos-Aranda, 2013).

Error operativo al estimar el T_c

El polemista considera un error operativo estimar el tiempo de concentración (T_c) utilizando una sola ecuación empírica, en este caso la de

Kirpich, quizás la menos indicada de las aplicadas comúnmente. Lo anterior se intenta aclarar en los incisos siguientes, no teniendo como objetivo presentar fórmulas sino únicamente indicar dónde se pueden consultar y qué intervalo de aplicación tienen.

La incertidumbre inherente del T_c

Después del área de la cuenca, el T_c es el parámetro principal de la mayoría de los métodos hidrológicos de estimación de gastos máximos o bien se utiliza para cuantificar el tiempo al pico (T_p) del hidrograma de respuesta o el tiempo de retraso (T_L) de la cuenca. A pesar de tal universalidad, el T_c , como ha señalado McCuen (2009), no tiene una definición computacional única, y por ello recabó y expuso seis, y sugirió la siguiente como la menos incierta para tal estimación: "diferencia entre los tiempos en que ocurren los centros de masa de la lluvia en exceso y del escurrimiento directo". Grimaldi, Petroselli, Tauro y Porfiri (2012) citan dos definiciones teóricas del T_c , adicionales a las seis operativas de McCuen (2009), las cuales son: (a) tiempo que le toma a una gota de lluvia en llegar a la salida de la cuenca, partiendo de su punto más distante hidráulicamente; (b) tiempo desde el final de la lluvia en exceso hasta que finaliza el escurrimiento directo.

Grimaldi *et al.* (2012) indican que lo escaso de las mediciones de lluvia y su respuesta en escurrimiento directo ha vuelto poco práctica la estimación del T_c , incluso en cuencas pequeñas, y el uso de las ocho definiciones del T_c ha conducido a estimaciones no consistentes con un único método de cálculo. Por ello, en la práctica, el T_c se estima haciendo uso de fórmulas empíricas, que si no son aplicadas teniendo en cuenta de manera estricta su intervalo de aplicación conducirán sin duda a evaluaciones erróneas.

Ecuaciones empíricas del T_c más utilizadas en cuencas rurales

Temez (1978) expone uno de los primeros contrastes, al menos en lengua hispana, de varias

fórmulas del T_c , T_L y T_p usando datos reales de 29 cuencas usadas por el US Army Corps of Engineers para deducir su ecuación del T_L . Encuentra que las ecuaciones contrastadas tienen la expresión general siguiente:

$$T \approx \alpha \cdot \left(\frac{L}{Sc^\beta} \right)^\gamma \quad (1)$$

siendo L la longitud del cauce principal en km; Sc , su pendiente promedio, adimensional. Temez (1978), con base en tales datos reales, obtiene una ecuación del T_c , cuyos parámetros son $\alpha = 0.30$, $\beta = 0.50$ y $\gamma = 0.76$.

Grimaldi *et al.* (2012) contrastan las seis fórmulas siguientes: Giandotti, Johnstone-Cross, Kirpich, California Highways and Public Works, Natural Resources Conservation Service y Viparelli, esta última igual al cociente de L entre una velocidad media del flujo, que varía de 3.6 a 5.4 km/h. El contraste se realiza en cuatro cuencas del estado de Texas, EUA, con áreas de cuenca variando de 13 a 120 km², y 47, 19, 52 y 20 eventos de lluvia-escurrimiento en cada una; encuentran una gran dispersión en los T_c calculados en cada evento. Temez (1978) y Grimaldi *et al.* (2012) encuentran que la fórmula de Giandotti sobreestima el T_c en cuencas grandes.

Respecto a la ecuación de Kirpich, Grimaldi *et al.* (2012) encuentran, al igual que Gericke y Smithers (2014), que subestima el T_c en las cuencas chicas. De acuerdo con Fang, Thompson, Cleveland, Pradhan y Malla (2008), Kirpich desarrolló su ecuación con datos de cuencas pequeñas del estado de Tennessee, EUA, que variaron de 4 hectáreas a 0.45 km², y tuvieron pendientes del 3 al 12%; señalan que sus resultados tienen sesgo en cuencas con flujo preponderante en cauces. Williams (1950) indica que el cociente $\left(\frac{L}{\sqrt{Sc}} \right)$, con Sc estimada como el desnivel total del cauce (H) en metros entre L en km, no debe exceder de 305 para estar dentro de intervalo de los datos reales usados por Kirpich.

En resumen, el polemista sugiere que si el autor desea conservar al T_c como variable predictiva, que se integre una relación de sus fórmulas empíricas y se apliquen con estricto

apego al intervalo que tuvieron los datos reales utilizados en su deducción para obtener diversas estimaciones del T_c , y entonces adoptar un valor probable y/o confiable. Este planteamiento ha sido indicado y expuesto por Campos-Aranda (2015). Gericke y Smithers (2014) presentan estas relaciones o listas exhaustivas para el T_c , T_L y T_p .

Referencias

- Asquith, W. H. (2011). *Distributional analysis with L-moment statistics using the R environment for statistical computing* (344 pp). Texas, USA: author edition (ISBN-13: 978-1463508418).
- Benson, M. A. (1965). Spurious correlation in hydraulics and hydrology. *Journal of Hydraulics Division*, 91(4), 35-42.
- Burn, D. H. (1997). Catchment similarity for regional flood frequency analysis using seasonality measures. *Journal of Hydrology*, 202(1-4), 212-230.
- Campos-Aranda, D. F. (2010). Verificación de la homogeneidad regional mediante tres pruebas estadísticas. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 1(4), 157-165.
- Campos-Aranda, D. F. (2013). Estimación de la creciente media anual en la Región Hidrológica Núm. 10 de México con base en ecuaciones de regresión potencial. *Ingeniería. Investigación y Tecnología*, 14(4), 563-574.
- Campos-Aranda, D. F. (2014). Análisis Regional de Frecuencia de Crecientes en la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México. 1: Índices de estacionalidad y regiones de influencia. *Agrociencia*, 48(1), 147-158.
- Campos-Aranda, D. F. (2015). Estimación de crecientes en cuencas rurales (pp. 77-122). Capítulo 5. En: *Introducción a la Hidrología Urbana*. San Luis Potosí, México: edición del autor (307 pp.).
- Clarke, R. T. (2010). On the (mis)use of statistical methods in hydro-climatological research. *Hydrological Sciences Journal*, 55(2), 139-144.
- Cunderlik, J. M. & Burn, D. H. (2002). The use of flood regime information in regional flood frequency analysis. *Hydrological Sciences Journal*, 47(1), 77-92.
- Cunderlik, J. M. & Burn, D. H. (2003). Non-stationary pooled flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 276(1-4), 210-223.
- Escalante-Sandoval, C. A. & Reyes-Chávez, L. (2002). Análisis Regional Hidrológico (pp. 157-202). Capítulo 8. En: *Técnicas Estadísticas en Hidrología*. México, DF: Facultad de Ingeniería de la UNAM.
- Fang, X., Thompson, D. B., Cleveland, T. G., Pradhan, P. & Malla, R. (2008). Time of concentration estimated using watershed parameters determined by automated and manual methods. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 134(2), 202-211.
- Gericke, O. J. & Smithers, J. C. (2014). Review of methods used to estimate catchment response time for the purpose of peak discharge estimation. *Hydrological Sciences Journal*, 59(11), 1935-1971.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Tauro, F. & Porfiri, M. (2012). Time of concentration: a paradox in modern hydrology. *Hydrological Sciences Journal*, 57(2), 217-228.
- Hosking, J. R. M. & Wallis, J. R. (1997). *Regional Frequency Analysis. An approach based on L-moments* (224 pp.). Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press.
- Leclerc, M. & Ouarda, T. B. M. J. (2007). Non-stationary regional flood frequency analysis at ungauged sites. *Journal of Hydrology*, 343(3-4), 254-265.
- McCuen, R. H. (2009). Uncertainty analyses of watershed time parameters. *Journal of Hydrologic Engineering*, 14(5), 490-498.
- Meylan, P., Fabre, A. C., & Musy, A. (2012). *Predictive hydrology. A frequency analysis approach* (212 pp.). Boca Raton, USA: CRC Press.
- Mockus, V. (1972). Hydrologic soil-cover complexes. Chapter 9 (pp. 9.1-9.11). In: *National engineering handbook. Section 4: Hydrology*. Washington, DC: US Soil Conservation Service.
- Prosdocimi, I., Kjeldsen, T. R., & Svensson, C. (2014). Non-stationarity in annual and seasonal series of peak flow and precipitation in the UK. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 14(5), 1125-1144.
- Ramírez, A. I., Gutiérrez-López, A., & Ruiz-Silva, H. L. (2009). Análisis de la ocurrencia en el tiempo de los gastos máximos en México. *Ingeniería Hidráulica en México*, 24(1), 115-124.
- Rao, A. R., & Hamed, K. H. (2000). *Flood frequency analysis* (350 pp.). Boca Raton, USA: CRC Press.
- Temez, J. R. (1978). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales* (113 pp.). Madrid: Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas.
- Williams, G. R. (1950). Hydrology. Chapter IV (pp. 229-320). In: *Engineering Hydraulics*. Rouse, H. (ed.). New York: John Wiley & Sons.

RESPUESTA AL POLEMISTA

El artículo se centra en dos aspectos: 1) cómo podemos estimar *los gastos máximos anuales asociados con distintos periodos de retorno* en una cuenca para la que se cuenta con mediciones en su estación hidrométrica, y 2) cómo podemos hacerlo en sitios en donde no se cuenta con mediciones. Para ambos casos se utiliza como parámetro base el promedio de los gastos máximos anuales registrados en las estaciones hidrométricas.

En el primer caso, al dividir cada valor de los gastos máximos anuales registrados en una estación hidrométrica entre su media se obtienen valores transformados, cuya media es 1 en todas las estaciones; de tal manera que si se consideran aquellas en las que la variabilidad relativa a dicha media (el coeficiente de variación) es similar, se obtendrán muestras con la misma media y con un segundo momento semejante. Al pensar en los aspectos que inciden en esa variabilidad relativa, consideramos que, por un lado, en general, conviene no agrupar cuencas (estaciones) de diferente región hidrológica (RH) y, por otro, dentro de cada RH, analizar los aspectos que pueden incidir en la variabilidad (en relación con su media) de los gastos máximos registrados en las distintas estaciones (p. ej., la forma en que inciden los fenómenos meteorológicos y muy particularmente si son afectados de manera directa o no por los huracanes).

Dado que la hipótesis implícita es que las muestras ampliadas provienen de la misma población (se consideraron como opciones las funciones Gumbel y Doble Gumbel), se verificó la hipótesis primero con la prueba de Fisher; cuando dicha prueba llevaba a rechazarla, se generaron 10 registros sintéticos del tamaño de la muestra histórica, verificando que se obtuviera un rango de coeficientes de variación, que incluyera el rango correspondiente a las muestras históricas. Queremos enfatizar que no hablamos de "homogeneidad hidrológica", que consideramos un concepto demasiado amplio e

impreciso, y que sólo nos interesa la "homogeneidad" en relación con las variaciones de los máximos de cada año respecto a su media.

En cuanto al punto 2), utilizamos nuevamente como parámetro a estimar a la media de los gastos máximos anuales, y consideramos que dicha media depende de *indicadores* de lo que llueve en la cuenca (su área y su precipitación o el producto de ambos), de las pérdidas y de la velocidad de respuesta de la cuenca. Los indicadores adecuados de las pérdidas y de la velocidad de respuesta no son evidentes; en particular, los indicadores de la velocidad de respuesta (la longitud del cauce principal, el tiempo de concentración, por ejemplo) están correlacionados con el área de la cuenca, de tal manera que, efectivamente, en la ecuación global de ajuste existe una correlación espuria. Se recomienda por ello que al seleccionar la función de ajuste se verifique que los exponentes de cada indicador tengan un sentido lógico.

Queremos resaltar que el trabajo que se está realizando ha implicado un arduo proceso de depuración de la información, que no sólo incluye la verificación de la independencia y homogeneidad de las series sino varias cosas más, dentro de las que destaca la verificación de valores muy grandes o muy chicos (en el primer caso, si ocurrió una tormenta importante, si en las cuencas vecinas también se registraron valores importantes, etc., y en el segundo de una forma más cualitativa). También se verificó que las cuencas asociadas con las estaciones hidrométricas no tuvieran obras importantes aguas arriba, es decir, que se conservara la naturaleza aleatoria de los escurrimientos.

Comentarios específicos (procurando seguir el orden en que expone el polemista)

Efectivamente, no se expone en el artículo cómo se verificó la homogeneidad y la independencia de los registros, lo que no significa que no se hiciera un análisis al respecto. En el primer caso,

se detectaron, por ejemplo, los casos de las cuencas del oriente del valle de México en los que las actividades del Plan Lago de Texcoco han hecho que los gastos máximos anuales se reduzcan de forma considerable; respecto a la independencia, es claro que al tratarse de registros de gastos máximos anuales, éstos son independientes (excepto si, por ejemplo, el máximo de un año ocurre a fines de diciembre y el del año siguiente a principios de enero). Cabe comentar que, en nuestra opinión, son ya muchos los trabajos que ocupan un gran espacio describiendo cómo a cada registro se le aplican varias pruebas de homogeneidad y de independencia.

Estamos de acuerdo en que el inciso de la página 18 titulado "Agrupación de regiones", se debió llamar "Agrupación de estaciones hidrométricas". En cambio, no estamos de acuerdo en que no se deben formar grupos dentro de las regiones; de hecho, si no se hace esa subdivisión, la hipótesis de que los valores transformados provienen de la misma población no se podría sostener.

Respecto a la sugerencia de tomar en cuenta una verificación de la homogeneidad hidrológica regional con base en la fecha de ocurrencia media y la regularidad estacional de los gastos máximos anuales, consideraremos estudiarla, aunque *a priori* no vemos su sentido.

Como ya se mencionó, se utilizaron como opciones sólo las funciones Gumbel y Doble Gumbel; la elección de una de ellas se realizó por inspección visual de la gráfica que relaciona

$x = -Ln(\ln(Tr)/(Tr-1))$ con los gastos máximos. Cuando en esa gráfica se observa la conformación de dos poblaciones usamos doble Gumbel (además, se verificó que los puntos de la segunda población provinieran de eventos meteorológicos extremos, en particular huracanes o lluvias extremas de invierno).

En efecto, la obtención de exponentes positivos en las dos variables predictivas S y Tc implica una relación incorrecta de la ecuación empírica de la media del Qma . Así lo decimos en las conclusiones y recomendaciones.

El polemista tiene razón en que faltó una explicación respecto a las figuras 3 y 5; en la primera se habían considerado 15 estaciones y se consignó el coeficiente de determinación que da el EXCEL© directamente al ajustar una función potencial (que es mayor al que se obtiene en forma más estricta con la ecuación $R^2 = (\text{variancia de } y - \text{variancia del error}) / \text{variancia de } y$).

La figura 5 tiene menos puntos debido a que se eliminaron algunas estaciones hidrométricas de las cuencas de la cuenca del Cutzamala por el manejo artificial de esa cuenca, así como la estación hidrométrica Mezcala, cuyos datos son prácticamente los mismos que los de la estación Santo Tomás.

Finalmente, agradecemos al polemista la disertación sobre el tiempo de concentración y cómo estimarlo; para nosotros sólo es un *indicador* que involucra en un solo parámetro ($l/s^{0.5}$) la velocidad de respuesta de la cuenca.



Atardecer en la bahía Todos Santos, Ensenada, B.C., México.

Foto: Alvaro Alberto López Lambrano.

DISCUSIÓN

Las notas o artículos técnicos se encuentran abiertos a discusión de acuerdo con los siguientes lineamientos:

- La discusión se escribirá en tercera persona.
- El redactor de la discusión deberá usar el término polemista cuando se refiera a él mismo y el término autor cuando se trate del responsable de la nota o artículo técnicos.
- La discusión deberá remitirse durante los doce meses posteriores al último día del trimestre en que se publicó el artículo o la nota técnicos.
- El periodo de discusión puede ser extendido mediante la solicitud por escrito del polemista.
- La discusión se presentará conforme a la *Guía para colaboradores* publicada en esta misma revista (se hará caso omiso de los datos referentes a la extensión, resumen y *abstract*). Además, contará con la cita bibliográfica de las notas o artículos técnicos aludidos.
- La extensión de la discusión ocupará como máximo cuatro páginas de la revista (aproximadamente diez cuartillas, incluyendo figuras y cuadros).
- Las figuras y los cuadros presentados por el polemista deberán marcarse progresivamente con números romanos y cuando se citen los realizados por el autor se habrá de respetar la numeración original.
- Los editores suprimirán los datos ajenos al objeto de la discusión.
- La discusión se rechazará si contiene temas tratados en otras fuentes, promueve intereses personales, está descuidadamente preparada, pone en controversia hechos ya establecidos, es puramente especulativa o es ajena a los propósitos de la revista.
- La discusión se publicará junto con los comentarios del autor o autores aludidos.
- La discusión se dirigirá al editor en jefe.



Sobrevuelo de la presa Miguel Hidalgo en el norte del estado de Sinaloa, México.

Foto: Juan Ojeda.

GUÍA PARA COLABORADORES

La revista *Tecnología y Ciencias del Agua* invita a los especialistas a colaborar con artículos o notas técnicas inéditos, relacionados con el agua, derivados de una investigación, que brinden aportaciones originales y se desarrollen dentro de la hidrología, hidráulica, gestión del agua, agua y energía, calidad del agua, ciencias físicas, biológicas y químicas, así como ciencias políticas y sociales, entre otras disciplinas, conforme a las normas que se enunciarán a continuación.

PREPARACIÓN DEL ARTÍCULO

FORMATO

TIPO DE LETRA: Palatino en todo el documento (cuerpo del texto, cuadros e ilustraciones).

TAMAÑO DE LETRA: el documento se presentará en ocho, nueve, diez y veinte puntos de acuerdo con el siguiente cuadro:

8 PUNTOS (PALATINO)	9 PUNTOS (PALATINO)
<ul style="list-style-type: none">• Cuadros.• Figuras.• Agradecimientos.	<ul style="list-style-type: none">• Nombre de los autores.• Institución de los autores.• Resumen.• <i>Abstract</i> y <i>keywords</i>.• Dirección institucional de los autores.
10 PUNTOS (PALATINO)	20 PUNTOS VERSALES (PALATINO)
<ul style="list-style-type: none">• Cuerpo del texto.• Título del trabajo en inglés.	<ul style="list-style-type: none">• Título del trabajo en español.

INTERLINEADO: doble espacio.

NUMERACIÓN DE PÁGINAS: todas las páginas deben ir numeradas.

EXTENSIÓN

Artículo técnico: treinta páginas (numeradas), incluyendo figuras y cuadros.

Nota técnica: diez páginas (numeradas), incluyendo figuras y cuadros.

CONTENIDO

CONTENIDO

El artículo deberá presentar aportes significativos al conocimiento científico y tecnológico dentro de la especialidad; se basará en trabajos terminados o que hayan cumplido un ciclo en su desarrollo; mostrará resultados de una serie de experiencias de un año o más de investigación y estará respaldado por una revisión bibliográfica adecuada. **La estructura básica del texto deberá contener una introducción, el desarrollo y las conclusiones.** De preferencia, seguir el esquema clásico: resumen (abstract), introducción, metodología, resultados, discusión, conclusiones y referencias.

TÍTULO

El título, **redactado en español e inglés**, deberá ser informativo, sin que exceda de 12 palabras.

RESUMEN

El resumen, **redactado en español e inglés** (*abstract*), deberá ser conciso y proporcionar un amplio panorama de la investigación (objetivo, método, resultados y conclusiones), sin que sobrepase las 250 palabras.

PALABRAS CLAVE

Se debe proporcionar una relación de ocho palabras o frases clave (máximo) redactadas **en español e inglés** (*keywords*), que faciliten la recuperación de la información.

PIES DE PÁGINA

No se admiten. Deberán incorporarse al texto.

AGRADECIMIENTOS

Se incluirán después del texto y antes de las referencias.

CUADROS

- Deberá usarse una página para cada cuadro.
- Después de las referencias se presentará la lista de todos los cuadros que se citen.

FIGURAS

- Deberá usarse una página para cada figura.
- Todos los nombres de las figuras deberán incluirse después de los cuadros.
- Deberán tener alta resolución (300 dpi).

Nota: cuando el artículo se apruebe para publicación, el autor deberá remitir cada figura en archivo JPG, en alta resolución (300 dpi).

REFERENCIAS

- Toda la bibliografía debe estar referenciada en el cuerpo principal del documento.
- En el caso del abordaje de temas del dominio común en el ámbito científico y tecnológico, deberán citarse trabajos que denoten el conocimiento de los autores sobre el estado del arte.
- En la medida de lo posible, evitar las autocitas.
- Se tomará como base el formato APA de citación.

Algunos ejemplos con base en el formato APA:

Libros completos

Apellido, A. A. (Año). Título del trabajo. Ciudad de edición: Editorial.

Apellido, A. A. (Año). Título del trabajo. Recuperado de <http://www.xxxxx>

Apellido, A. A. (Año). Título del trabajo. doi:xxxxx

Apellido, A. A. (Ed.). (año). Ciudad de edición: Editorial.

Capítulos de libros

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del capítulo o entrada. En A. Apellido, B. Apellido & C. Apellido (Eds.), Título del libro (pp. xxx-xxx). Lugar: Editorial.

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del capítulo o entrada. En A. Editor & B. Editor (Eds.), Título del libro (pp. xxx-xxx). Recuperado de <http://www.xxxxxx>

Artículo o nota de publicación periódica recuperado de la web

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, volumen(número), pp. Recuperado de [http:// www.xxxxxx](http://www.xxxxxx)

Esto es: Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, 1(2), 5-17. Recuperado de <http:// www.xxxxxx>

Artículo o nota de publicación periódica impresa

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, 8(1), 73-82.

Artículo de publicación periódica con DOI

Apellido, A. A., Apellido, B. B., & Apellido, C. C. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, 8(1), 73-82, doi:xxxxxx

Congresos y simposia

Colaborador, A. A., Colaborador, B. B., Colaborador, C. C., & Colaborador, D. D. (Mes, año). Título de la colaboración. En E. E. Presidente (Presidencia), Título del simposio. Simposio llevado a cabo en la conferencia de Nombre de la Organización, Lugar.

IDIOMA

Español o inglés.

Citas dentro del cuerpo del texto

Tipo de cita	Primera cita en el texto	Citas subsecuentes en el texto	Formato entre paréntesis, primera cita en el texto	Formato entre paréntesis, citas subsecuentes en el texto
Un trabajo por un solo autor	Apellido (Año)	Apellido (Año)	(Apellido, año)	(Apellido, año)
Un trabajo por dos autores	Apellido y Apellido (Año)	Apellido y Apellido (Año)	(Apellido & Apellido, Año)	(Apellido & Apellido, Año)
Un trabajo por tres autores	Apellido, Apellido y Apellido (Año)	Apellido <i>et al.</i> (Año)	(Apellido, Apellido, & Apellido, año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , año)
Un trabajo por cuatro autores	Apellido, Apellido, Apellido y Apellido (Año)	Apellido <i>et al.</i> (Año)	(Apellido, Apellido, Apellido, & Apellido, año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , año)
Un trabajo por cinco autores	Apellido, Apellido, Apellido, Apellido y Apellido (Año)	Apellido <i>et al.</i> (Año)	(Apellido, Apellido, Apellido, Apellido, & Apellido, año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , 2008)
Una obra por seis o más autores	Apellido del primer autor <i>et al.</i> (Año)	Apellido del primer autor <i>et al.</i> (Año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , Año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , año)
Grupos (identificados fácilmente a través de abreviaturas) como autores	Nombre completo de la institución (Siglas, año)	Siglas (Año)	(Nombre completo de la institución [siglas], año)	(Institución, año)
Grupos (sin abreviaturas) como autores	Nombre completo de la institución (año)	Nombre completo de la institución (año)	(Nombre completo de la institución, año)	

SEPARACIÓN DE NÚMEROS Y USO DE PUNTO DECIMAL

En *Tecnología y Ciencias del Agua* se marcará la división entre millares con un espacio en blanco; mientras que para separar los números enteros de sus fracciones, cuando las haya, se usará el punto.

Al respecto, se retoma lo que indica el *Diccionario panhispánico de dudas*, editado por la Real Academia Española y la Asociación de Academias de la Lengua Española, en 2005, sobre las expresiones numéricas: “**se acepta el uso anglosajón del punto, normal en algunos países hispanoamericanos...: $\pi = 3.1416$.**”.

ENVÍO DEL ARTÍCULO

Enviar el artículo en *Word* con nombre de autores y dirección institucional a revista.tyca@gmail.com, con copia a la licenciada Elizabeth Peña Montiel, elipena@tlaloc.imta.mx.

INFORMACIÓN GENERAL

Una vez recibido el material, comenzará un proceso de revisión, durante el cual es posible que el manuscrito se rechace; si el texto es susceptible de ser dictaminado, pues cumple a cabalidad con la Política Editorial y así lo considera el Consejo Editorial, pasará a la etapa de arbitraje.

De acuerdo con el proceso de arbitraje, el texto puede ser aceptado sin cambios, con cambios menores, cambios mayores o ser rechazado.

Al ser publicado un trabajo, el autor principal tiene derecho, en forma gratuita a dos revistas y diez sobretiros.

En caso de cualquier duda, escribir a la licenciada Helena Rivas López, hrrivas@tlaloc.imta.mx o a la licenciada Elizabeth Peña Montiel, elipena@tlaloc.imta.mx.

Política Editorial

Misión

Disfudir el conocimiento y los avances científicos y tecnológicos en materia de agua, a través de la publicación de artículos y notas técnicas inéditas, que brinden aportaciones originales.

Nuestros principios

- Imparcialidad.
- Objetividad.
- Honestidad.

Nuestros valores

- Conocimiento.
- Experiencia.
- Autoridad temática.

Contenido

Interdisciplinario, conformado por aportaciones plasmadas en artículos y notas inéditos, relacionados con el agua, derivados de una investigación, que brinden aportaciones o innovaciones científicas y tecnológicas originales, que se desarrollen dentro del campo del conocimiento de diversas disciplinas.

Cobertura temática

Interdisciplinaria, relacionada con agua, con prioridad temática en los siguientes ámbitos del conocimiento:

- Agua y energía.
- Calidad del agua.
- Ciencias físicas, biológicas y químicas.
- Ciencias hidroagrícolas.
- Ciencias políticas y sociales.
- Desarrollo e innovación científica y tecnológica.
- Gestión del agua.
- Hidrología.
- Hidráulica.

Tipo de contribuciones

Artículo: documento científico que trata y comunica por primera vez los resultados de una investigación o innovación exitosa, cuyas contribuciones aportan e incrementan el conocimiento actual en materia hídrica.

Nota: texto inédito que trata avances principalmente en el campo de la ingeniería hidráulica y de la práctica profesional en materia de agua.

Algunos trabajos sometidos al proceso de arbitraje como artículo pueden terminar publicándose como notas o viceversa. Esto se hará bajo propuesta y un proceso de mutuo acuerdo entre los autores y el editor por tema responsable. Ambas contribuciones tienen prácticamente la misma estructura (resumen, introducción, metodología, resultados, discusión, conclusiones, referencias).

Proceso de arbitraje

La revista se rige por un riguroso proceso de arbitraje, el cual establece que cada trabajo debe ser analizado separadamente por tres revisores, quienes recomiendan su aceptación, su aceptación con cambios menores, su aceptación con cambios mayores, su rechazo o su aceptación como nota técnica con los cambios necesarios. Con base en estas recomendaciones, el editor temático responsable emite el dictamen final.

Se buscará que al menos uno de los revisores sea de alguna institución del extranjero.

Los revisores no podrán pertenecer a la misma institución de los autores que proponen el artículo o nota para publicación.

Cuando los dictámenes se contrapongan o resulten poco consistentes, el editor temático correspondiente podrá dictaminar, o solicitar la intervención de otros revisores o de algún miembro(s) del Consejo Editorial.

En los casos que lo amerite, el editor temático podrá decidir sobre la aprobación o no de un artículo o nota con el dictamen de dos revisores, más su propia opinión como editor por tema correspondiente, o la del editor en jefe.

Todo artículo o nota rechazado no se admitirá para un nuevo proceso de revisión.

El proceso de arbitraje se desarrollará bajo la modalidad de arbitraje "doble ciego", de tal manera que tanto los autores como los revisores no conozcan el nombre de su contraparte, a fin de mantener la imparcialidad del proceso.

Toda documentación asociada con el proceso de arbitraje se clasifica como confidencial; esto incluye nombre de los árbitros, dictámenes, para mantener la imparcialidad del proceso, y de los datos personales, a fin de cumplir con las leyes de la materia.

El proceso de arbitraje lo llevan a cabo especialistas y expertos de alto nivel, de reconocido prestigio nacional e internacional en su ámbito profesional, con la capacidad para evaluar, de manera confiable y expedita, tanto la calidad como las aportaciones originales como el grado de innovación científica y tecnológica del material que se somete a dictamen para posible publicación.

Esta participación se considera una contribución profesional, que es realizada de manera honorífica.

Para la elaboración de su dictamen, los árbitros cuentan con la "Guía para el revisor".

Dictamen final

El dictamen que se emita, derivado del proceso de arbitraje, es inapelable.

Tecnología y Ciencias del Agua está registrada en los siguientes índices y resúmenes (abstracts) nacionales e internacionales:

• Thomson Reuters Science Citation Index® (ISI) • Expanded Thomson Reuters Research Alert® (ISI) • *Índice de revistas mexicanas de investigación científica y tecnológica* del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) (2013-2018) • Sistema de Información Científica Redalyc (Red de Revistas Científicas de América Latina y El Caribe, España y Portugal), Universidad Autónoma del Estado de México • EBSCO (Fuente Académica Premier NISC; Geosystems, como Marine, Oceanographic and Freshwater Resources) • ProQuest (Cambridge Scientific Abstracts) • Elsevier (Fluid Abstracts: Process Engineering; Fluid Abstracts: Civil Engineering) • CAB Abstracts, CAB International • Latindex (Sistema Regional de Información en Línea para Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal), Universidad Nacional Autónoma de México • Periódica (Índice de Revistas Latinoamericanas en Ciencias), Universidad Nacional Autónoma de México • Catálogo Hela (Hemeroteca Latinoamericana), Universidad Nacional Autónoma de México • *Actualidad Iberoamericana*, CIT-III, Instituto Iberoamericano de Información en Ciencia y Tecnología.

Otras fuentes

También puede encontrarse su acervo en *Google académico*.

Autores

Se publican trabajos de autores de cualquier nacionalidad, que presenten sus contribuciones en español o inglés.

A fin de promover la diversidad de autores y su procedencia, un mismo autor o coautor no podrá publicar en la revista **Tecnología y Ciencias del Agua** más de dos trabajos al año, con excepción de artículos o notas publicadas en ediciones especiales y números extraordinarios.

Una vez que se acepta un artículo o nota para ser publicado, los autores firman un permiso para publicar, en donde ceden los derechos patrimoniales en exclusiva al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, titular de la revista **Tecnología y Ciencias del Agua**.

Responsabilidad de los autores

La propuesta de un trabajo compromete al autor o autores a no someterlo simultáneamente a la consideración de otras publicaciones. En caso de que el artículo o nota sea entregado a otro medio para su eventual publicación, los autores se comprometen a hacerlo del conocimiento de la Coordinación Editorial, que suspenderá el proceso de arbitraje e informará al Consejo Editorial sobre la decisión tomada por los autores; esta misma suspensión tendrá efecto si la revista **Tecnología y Ciencias del Agua** identifica y corrobora una situación similar.

La responsabilidad del contenido, originalidad y autenticidad de los artículos o notas corresponde a los autores.

Los autores son responsables de la calidad del español e inglés que utilicen. Si su redacción es deficiente, se rechazará su contribución. La revista **Tecnología y Ciencias del Agua** sólo se hará cargo del cuidado editorial.

Los autores se comprometen a realizar los ajustes que sean señalados por el editor temático en el tiempo fijado por éste; en caso de incumplimiento, el artículo o nota será retirado del proceso de dictaminación y será calificado como rechazado.

Los autores deberán estar atentos para resolver las dudas y propuestas que presenten el editor y el coordinador editorial.

Los autores deberán aprobar las pruebas finales de imprenta de sus textos.

Los autores de la revista aceptan formar parte del grupo de árbitros de la revista **Tecnología y Ciencias del Agua**, con la responsabilidad que ello implica.

Los autores deben basarse en la "Guía para colaboradores" para remitir sus artículos o notas.

Una vez que reciban la carta de aceptación para publicar su artículo o nota, los autores no podrán incluir a ningún otro autor.

Los autores sólo podrán eliminar a un autor del artículo o nota en proceso mediante oficio dirigido a la revista **Tecnología y Ciencias del Agua**. Dicho oficio debe ir firmado (en papel) tanto por el autor principal como por el autor a quien se pretende eliminar y quien da su consentimiento expreso.

El porcentaje de autocitas en un artículo no podrá ser superior al 20%.

Lectores

Académicos, investigadores, especialistas y profesionales interesados en el análisis, investigación y búsqueda del conocimiento y soluciones de problemas relacionados con el agua.

Recepción de trabajos

La recepción de artículos y notas es permanente.

Periodicidad

Edición bimestral.

Se tendrá una versión *preprint* de los artículos y notas aprobados para ser publicados; esto, sin esperar a integrar un número completo.

Suscripción y distribución

La revista se distribuye por medio de suscripciones pagadas y honorarias.

Acceso abierto

La revista **Tecnología y Ciencias del Agua** permite consultar en su versión digital todo el material publicado sin costo, incluyendo el de las revistas que la precedieron: *Irrigación en México*; *Ingeniería hidráulica en México*, primera época; *Recursos hidráulicos*; e *Ingeniería hidráulica en México*, segunda época.

Ediciones especiales y números extraordinarios

La revista **Tecnología y Ciencias del Agua** podrá publicar números especiales por sí misma o en colaboración con otras revistas, asociaciones profesionales o casas editoriales de reconocido prestigio relacionadas con el recurso agua. En este caso, todos los trabajos deberán pasar por el proceso de arbitraje establecido en esta Política Editorial.

Asimismo, la revista **Tecnología y Ciencias del Agua** podrá publicar artículos por invitación, en reconocimiento a la trayectoria profesional de destacados investigadores.

En ambos casos se cuidará la calidad de los contenidos técnicos y las aportaciones científicas.

Código de ética

El quehacer de la revista **Tecnología y Ciencias del Agua** se basa en principios de imparcialidad, objetividad y honestidad.



Artículos

Identificación de cambios en la ciclogénesis del Atlántico Norte mediante un modelo de mezclas Gaussianas
 Julio César Buendía-Espinoza
 Paulino Pérez-Rodríguez
 Juan Manuel González-Camacho
 Sergio Pérez-Elizalde
 Adolfo Exebio-García
 Michel Rosengaus Moshinsky
 Malaquías Peña

Nexo agua-energía: optimización energética en sistemas de distribución. Aplicación "Postrasvase Júcar-Vinalopó", España
 Modesto Pérez-Sánchez
 Francisco Javier Sánchez-Romero
 P. Amparo López-Jiménez

Pérdidas por intercepción de la vegetación y su efecto en la relación intensidad, duración y frecuencia (IDF) de la lluvia en una cuenca semiárida
 Alvaro Alberto López-Lambrano
 Carlos Fuentes
 Enrique González-Sosa
 Alvaro Alberto López-Ramos

Metodología para caracterizar la eficiencia de una red de distribución sectorizada
 Patricia Gómez-Martínez
 Francisco Cubillo-González
 Francisco Javier Martín-Carrasco

Clasificación y evaluación de los distritos de riego en México con base en indicadores de desempeño
 Anabel Altamirano-Aguilar
 José Benigno Valdez-Torres
 Cuítláhuac Valdez-Lafarga
 Jorge Inés León-Balderrama
 Miguel Betancourt-Lozano
 Tomás Osuna-Enciso

Desarrollo de un sistema de riego de precisión en un pivote central
 José Andrés León-Mostacero
 Francisco Gavi-Reyes
 Héctor Flores-Magdalena
 Roberto Ascencio-Hernández
 Carlos Flores-Gardea

Comparación de métodos para estimar pérdidas localizadas en riego por goteo
 Marlio Bedoya-Cardoso
 Vicente Angeles-Montiel

Estimación de la sobreexplotación producida en el acuífero Valle de Celaya (México)
 J. Hilario Romero
 Oscar L. Palacios
 Bernardo S. Escobar

Optimización en el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales integrado por tres lagunas de estabilización
 Facundo Cortés-Martínez
 Alejandro Treviño-Cansino
 Arturo Tadeo Espinoza-Fraire
 Agustín Sáenz-López
 María Aracelia Alcorta-García
 José Luis González-Barríos
 Rodolfo Martínez-Rojas
 Francisco Javier de-la-Cruz-Acosta

Nota

Aplicaciones de los vehículos aéreos no tripulados en la ingeniería hidroagrícola
 Waldo Ojeda-Bustamante
 Alberto González-Sánchez
 Azucelli Mauricio-Pérez
 Jorge Flores-Velázquez

Discusiones

Discusión al artículo "Influencia del cambio climático en el comportamiento de los caudales máximos de la zona mediterránea de Chile" (Roberto Pizarro et al.) Vol. IV, núm. 2, abril-junio de 2013, pp. 5-19
 Polemista: Daniel Francisco Campos-Aranda

Discusión al artículo "Modelos regionales de escurrimientos máximos instantáneos en la república mexicana" (Dominguez-Mora et al.) Vol. VII, núm. 5, septiembre-octubre de 2016, pp. 15-32
 Polemista: Daniel Francisco Campos-Aranda

Discusión

Guía para colaboradores

Articles

Identification of changes in the North Atlantic cyclogenesis using a Gaussian mixture model
 Julio César Buendía-Espinoza
 Paulino Pérez-Rodríguez
 Juan Manuel González-Camacho
 Sergio Pérez-Elizalde
 Adolfo Exebio-García
 Michel Rosengaus Moshinsky
 Malaquías Peña

Energy optimization in water distribution system. Case study 'Postrasvase Júcar-Vinalopó', Spain
 Modesto Pérez-Sánchez
 Francisco Javier Sánchez-Romero
 P. Amparo López-Jiménez

Rainfall-interception loss-runoff relationships in a semi-arid catchment
 Alvaro Alberto López-Lambrano
 Carlos Fuentes
 Enrique González-Sosa
 Alvaro Alberto López-Ramos

Methodology for efficiency assessment in sectorized water distribution networks
 Patricia Gómez-Martínez
 Francisco Cubillo-González
 Francisco Javier Martín-Carrasco

Classification and evaluation of the irrigation districts in Mexico based on performance indicators
 Anabel Altamirano-Aguilar
 José Benigno Valdez-Torres
 Cuítláhuac Valdez-Lafarga
 Jorge Inés León-Balderrama
 Miguel Betancourt-Lozano
 Tomás Osuna-Enciso

Development of a precision irrigation system on central pivot team
 José Andrés León-Mostacero
 Francisco Gavi-Reyes
 Héctor Flores-Magdalena
 Roberto Ascencio-Hernández
 Carlos Flores-Gardea

Determination of localized losses in drip irrigation
 Marlio Bedoya-Cardoso
 Vicente Angeles-Montiel

Estimation of groundwater overexploitation produced in the Celaya Valley (México)
 J. Hilario Romero
 Oscar L. Palacios
 Bernardo S. Escobar

Optimization in the design of a wastewater treatment system integrated by three stabilization lagoon
 Facundo Cortés-Martínez
 Alejandro Treviño-Cansino
 Arturo Tadeo Espinoza-Fraire
 Agustín Sáenz-López
 María Aracelia Alcorta-García
 José Luis González-Barríos
 Rodolfo Martínez-Rojas
 Francisco Javier de-la-Cruz-Acosta

Note

Applications of unmanned aerial vehicles in hydroagricultural engineering
 Waldo Ojeda-Bustamante
 Alberto González-Sánchez
 Azucelli Mauricio-Pérez
 Jorge Flores-Velázquez

Discussions

Discussion to the article "Influence of climate change on peak flow behavior in central Chile" (Roberto Pizarro et al.) Vol. IV, No. 2, April-June, 2013, pp. 5-19
 Debater: Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussion to the article "Regional models for instant maximum annual flows in Mexican Republic" (Dominguez-Mora et al.) Vol. VII, No. 5, September-October, 2016, pp. 15-32
 Debater: Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussion

Contributor's guide

