



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: Heléna Rivas López • 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: Ellen Sue Weiss • Coordinación del proceso de arbitraje: Elizabeth Peña Montiel • Seguimiento del proceso de arbitraje: Elizabeth Peña Montiel y Bibiana Bahena Carvajal • Diseño de logotipo y portada: Oscar Alonso Barrón • Diseño del formato: Gema Alín Martínez Ocampo • Comercialización: Carlos Ramón Peña Montiel.

• **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 Marcano**, 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. Erick R. Bandala**, Universidad de las Américas, Puebla, México • **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 Buélna**, 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 Vizcaíno**, Waterloo University, Canadá • **Dr. Luis Texeira**, Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay • **Dra. Luisa Paré Ouellet**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Manuel Contijoch Escontria**, SAGARPA, México • **Dr. Marcos von Sperling**, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil • **Dra. María Claudia Campos Pinilla**, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia • **Dra. María Luisa Torregrosa Armentia**, Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales, México • **Dra. María Rafaela de Saldanha Matos**, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Portugal • **Dra. María Teresa Oré**, Pontificia Universidad Católica del Perú • **Dra. María Victoria Vélez Otálvaro**, Universidad Nacional de Colombia • **M.I. Mercedes Esperanza Ramírez Camperos**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Michel M. Rosengaus Moshinsky**, consultor, México • **Dr. Miguel A. Medina**, Duke University, Estados Unidos • **Dr. Moisés Berezowsky Verduzco**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Omar A. Miranda**, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Argentina • **Dra. Natalia Uribe Pando**, Water Lex, Suiza • **Dr. Óscar F. Ibáñez Hernández**, consultor, México • **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**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dra. Ximena Vargas Mesa**, Universidad de Chile •

© **TECNOLOGÍA Y CIENCIAS DEL AGUA**, vol. VII, núm. 3, mayo-junio de 2016, 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, 30 de mayo de 2016.

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).



Tecnología y Ciencias del Agua

Vol. VII, núm. 3, mayo-junio de 2016



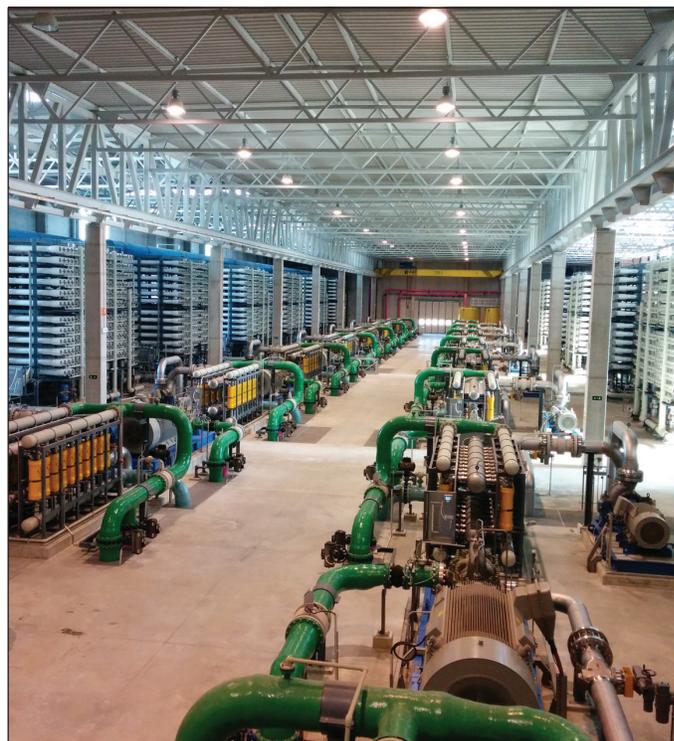
Para suscripciones, dé clic aquí



Para comentarios a la Coordinación Editorial, dé clic aquí

Portada: planta desalinizadora de ósmosis inversa, Torrevieja, España. Esta planta produce 240,000 m³/d, es la instalación de mayor capacidad de producción en Europa. Su producción de agua, con niveles de exigencia, permite su uso para cualquier fin agrícola y consumo humano. La escasez de agua dulce obliga a buscar otras fuentes de abastecimiento de agua dulce, entre ellas la desalinización de agua por ósmosis inversa. Ver el artículo “Desalación por ósmosis inversa y su aprovechamiento en agricultura en el valle del Yaqui, Sonora, México” de Germán Eduardo Dévora-Isiordia, María Elena López-Mercado, Gustavo Adolfo Fimbres-Weihs, Jesús Álvarez-Sánchez y Sebastian Astorga-Trejo (pp. 155-169).

Foto: Miguel Ángel Ruiz Jiménez.





Una puerta al mar, New Brighton, Nueva Zelanda.

Foto: Víctor Manuel Pineda Blancarte.

Artículos técnicos

Technical articles

<p>Esquemas de participación público-privada en el sector del agua y saneamiento en Latinoamérica Pablo Chafla Pamela Cerón</p>	<p><i>Model Public-Private Participation on Water and Sanitation Public Works in Latin America</i> Pablo Chafla Pamela Cerón</p>	5
<p>Humedales construidos para tratamiento y reúso de aguas servidas en Chile: reflexiones Ismael Vera Camila Jorquera Daniela López Gladys Vidal</p>	<p><i>Constructed Wetlands for Wastewater Treatment and Reuse in Chile: Reflections</i> Ismael Vera Camila Jorquera Daniela López Gladys Vidal</p>	19
<p>Poblaciones de peces del río Masma y afluentes (España). Propuestas de gestión José Fernández-Parajes Guillermo Riesco-Muñoz</p>	<p><i>Fish community in the Masma River Basin (Spain). Management Proposals</i> José Fernández-Parajes Guillermo Riesco-Muñoz</p>	37
<p>Tratamiento con ozono de agua residual con taninos de curtiduría al vegetal Natividad Ramírez-Ramírez María del Carmen Espinosa-Lloréns Lidia Asela Fernández-García Eliet Véliz-Lorenzo Yalexmi Ramos-Rodríguez</p>	<p><i>Treatment with Ozone of Wastewater Containing Tannins from Vegetal Tannery</i> Natividad Ramírez-Ramírez María del Carmen Espinosa-Lloréns Lidia Asela Fernández-García Eliet Véliz-Lorenzo Yalexmi Ramos-Rodríguez</p>	53
<p>Análisis termo-hidráulico de captadores solares cilindroparabólicos para generación directa de vapor con RELAP5 Loreto Valenzuela Jacobó Saynes Sara L. Moya</p>	<p><i>Thermo-Hydraulic Analysis of Parabolic trough Collectors for Direct Steam Generation with Relap5</i> Loreto Valenzuela Jacobó Saynes Sara L. Moya</p>	75
<p>La influencia del efecto de borde en el pronóstico de precipitaciones utilizando DWT diádica, MODWT, ANN y ANFIS Pablo Andrés Rousseau-Figueroa† Jorge Ramírez-Hernández Sergio Omar Infante-Prieto Rafael Villa-Angulo Michelle Hallack-Alegría</p>	<p><i>The Influence of Edge Effect on Precipitation Forecast Using DWT Diadic, MODWT, ANN y ANFIS</i> Pablo Andrés Rousseau-Figueroa† Jorge Ramírez-Hernández Sergio Omar Infante-Prieto Rafael Villa-Angulo Michelle Hallack-Alegría</p>	93
<p>Modelación de la variación del consumo de agua potable con métodos estocásticos Velitchko G. Tzatchkov Víctor H. Alcocer-Yamanaka</p>	<p><i>Stochastic Method Water Demand Variation Modelling</i> Velitchko G. Tzatchkov Víctor H. Alcocer-Yamanaka</p>	115
<p>Calibración y validación de un modelo matemático para la simulación de los cambios morfológicos durante eventos extremos en una playa del Caribe Kenia Hernández-Valdés Luis F. Córdova-López</p>	<p><i>Calibration and Validation of a Mathematical Model for the Simulation of the Morphological Changes during Extreme Events in a Caribbean Beach</i> Kenia Hernández-Valdés Luis F. Córdova-López</p>	135

Desalación por ósmosis inversa y su aprovechamiento en agricultura en el valle del Yaqui, Sonora, México <i>Germán Eduardo Dévora-Isiordia</i> <i>María Elena López-Mercado</i> <i>Gustavo Adolfo Fimbres-Weihs</i> <i>Jesús Álvarez-Sánchez</i> <i>Sebastian Astorga-Trejo</i>	<i>Desalination by Reverse Osmosis and Its Use in Agriculture in Valle Del Yaqui, Sonora, Mexico</i> Germán Eduardo Dévora-Isiordia María Elena López-Mercado Gustavo Adolfo Fimbres-Weihs Jesús Álvarez-Sánchez Sebastian Astorga-Trejo	155
Modelo probabilístico simple para análisis de frecuencias en registros hidrológicos extremos con tendencia <i>Daniel Francisco Campos-Aranda</i>	<i>Simple Probability Model for Frequencies Analysis in Extreme Hydrological Records with Trend</i> Daniel Francisco Campos-Aranda	171
Discusión	<i>Discussion</i>	187
Guía para colaboradores	<i>Contributor's guide</i>	189

Esquemas de participación público-privada en el sector del agua y saneamiento en Latinoamérica

• Pablo Chafra* •

Instituto de Altos Estudios Nacionales, Ecuador

*Autor de correspondencia

• Pamela Cerón •

Becario SENESCYT, Ecuador

Resumen

Chafra, P. & Cerón, P. (mayo-junio, 2016). Esquemas de participación público-privada en el sector del agua y saneamiento en Latinoamérica. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 5-17.

El presente trabajo tiene que ver con la necesidad de buscar mecanismos innovadores y creativos de cofinanciación de obra pública local, principalmente en el sector de agua y saneamiento, que por lo general es competencia de los gobiernos locales en Latinoamérica. En el contexto cada vez más marcado, en el que los gobiernos locales deben hacer frente a la dotación de obra pública con sus propios recursos, es decir, sin mayores aportes no reembolsables (subvenciones) provenientes del gobierno central, las autoridades locales se enfrentan a un desafío de alto calado: “cumplir con su obligación (mandato) de dotar a los ciudadanos de servicios públicos de calidad, en un marco de recursos públicos escasos”. La participación de otros esquemas de financiación, gestión y administración de los servicios públicos, como los esquemas de participación público-privada (empresas de economía mixta, concesiones), podrían tomar significativa importancia, pero siempre en el marco de un modelo participativo transparente, en el que los beneficiarios de los servicios tengan una intervención activa en la toma de decisiones, lo que garantizará el apoyo a dichos proyectos, construyendo entre todos una política clara de gasto público local.

Palabras clave: política pública, construcción de políticas públicas sectoriales, acuerdos público-privados, financiación de infraestructuras públicas, bienestar.

Clasificación JEL: H4– Publicly Provided Goods, H44, H44– Publicly Provided Goods: Mixed Markets.

Abstract

Chafra, P. & Cerón, P. (May-June, 2016). Model Public-Private Participation on Water and Sanitation Public Works in Latin America. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 5-17.

The present work deals with the need for looking innovative and creative co-financing mechanisms in local public work projects, especially in the water and sanitation sector. Those, generally, are a competence of local governments in Latin America. In a highly marked context in which local governments have to provide resources for public works, since they are not receiving considerable nonrefundable contributions (subventions) from the central government; local authorities are facing a big challenge: “accomplish with their obligation (mandatory) of providing high quality public services to their citizens, in a scarce resources scenario”. Under this perspective, the participation of other financial and management schemes for public services, as the public/private participation model (mixed economy companies, concessions), could start gaining more importance. However, these schemes should be framed in a transparent participative model, in which all the beneficiaries have an active participation in the decision making process. This will assure the support for this kind of initiatives, building between all the participants a transparent policy regarding local public expenditure.

Keywords: public policy, public sector policy building, public-private agreements, public infrastructure financing, welfare.

Recibido: 04/08/2015
Aceptado: 02/02/2016

Antecedentes

La continua y hasta cierto punto crónica falta de recursos financieros para cubrir las cada vez mayores necesidades de financiación de obra pública ha supuesto un verdadero desafío para los responsables y gestores políticos de los gobiernos locales de todo el mundo y, con mayor razón, en las regiones de menor desarrollo económico relativo, entre ellas, claro está, en Latinoamérica.

Por tal motivo, el presente trabajo busca explorar mecanismos innovadores y creativos de cofinanciación de obra pública local, como los esquemas de participación público-privada (PPP) (de los que se hablará de forma detenida más adelante), tanto para nueva construcción como para modernización de infraestructuras que van envejeciendo. Esta situación resulta especialmente cierta en Latinoamérica y Asia-Pacífico, donde el estado de deterioro de las infraestructuras es considerablemente más grave (*The Economist*, 2015). Este deterioro resulta aún más representativo, si cabe, en el sector de agua y saneamiento, al ser infraestructuras que no se pueden observar con facilidad al estar soterradas, y cuyas labores de operación y mantenimiento recaen, en términos generales, sobre los gobiernos locales.

Igualmente, resulta preocupante la brecha que aún se debe salvar en Latinoamérica en relación con los niveles de cobertura de agua y saneamiento. En este sentido, la cobertura a población urbana con acceso a fuentes mejoradas (no totalmente seguras) de abastecimiento de agua potable presenta valores representativos; no obstante, queda mucho trabajo por hacer. Se pueden analizar algunos datos de cobertura del año 2015 para varios países de la región: República Dominicana, 82%; Ecuador y Perú, 85%; Venezuela, 86%; todo ello, si bien es significativo, aún no llega a cubrir 100% (escenario óptimo) de la población urbana, como ya lo han alcanzado otros países de la región, como Uruguay, Paraguay, Chile, Costa Rica y Brasil, que permite alcanzar una mejor calidad de vida para la población. No obstante, se debe tener presen-

te que estos niveles de cobertura descienden de modo significativo a un 65% (en promedio para la región) si se analiza la población rural con acceso a fuentes mejoradas de abastecimiento de agua (CAF & BID, 2015), lo que es realmente una situación preocupante. Estas brechas de cobertura son aún más acuciantes si se toma en cuenta el acceso de la población a servicios de saneamiento mejorado, pues el promedio regional en el sector urbano puede rondar 60% de cobertura; en el sector rural, ese porcentaje se puede ubicar en un 55%, en promedio. En este contexto, alternativas como las PPP pueden ser analizadas para reducir tales brechas de cobertura en los servicios del agua.

Asimismo, se tiene la desaceleración económica que sufren muchos países latinoamericanos, cuya previsión de crecimiento se estima en promedio en 0.5% en 2015, con un comportamiento heterogéneo entre subregiones y países, donde América del Sur mostraría una contracción de -0.4%, Centroamérica y México un crecimiento de 2.8%, y el Caribe de 1.7% (CEPAL, 2015). Con esta coyuntura fiscal desfavorable, a la que se han visto enfrentados principalmente por la caída de los precios de sus principales *commodities* de exportación, como es el caso del petróleo en países como México, Ecuador, Venezuela, Colombia, y del cobre en Chile, los gobiernos centrales se han visto obligados a realizar importantes ajustes (recortes) presupuestarios para hacer frente a dicha desaceleración económica, aplicando una política de austeridad en el gasto público y, por ende, en la inversión en infraestructuras, lo cual sin lugar a dudas deja menos recursos financieros para hacer frente a las ingentes necesidades en la dotación y mantenimiento de los servicios públicos (como los de agua y saneamiento), y por tanto recorta la posibilidad del gobierno central de apoyar o financiar directamente las obras públicas que demandan los gobiernos locales. Al respecto, la CEPAL estima que los países latinoamericanos necesitarían unos niveles de inversión de más de 7% del PIB anual para alcanzar el desarrollo en infraestructuras que, por ejemplo, presentan las economías desarrolladas del este de Asia, y

para conseguir satisfacer las necesidades presentes de inversión en infraestructuras básicas. El panorama actual ubica a Latinoamérica a la zaga de otras muchas áreas del mundo. Esta inversión en infraestructuras como porcentaje del PIB fue de 1.8% en el periodo de 1992-2011, lo que resulta insuficiente, si se compara con el 2.6% alcanzado por Estados Unidos de América; el 2.6% de la Unión Europea; el 3.3% de Europa del Este; el 3.6% de Oriente Medio y África; el 5.5% de Japón, o el 8.5% de China (CAF, 2015).

Esta coyuntura económica se ha visto agravada por factores tanto de naturaleza externa como interna. En el ámbito externo, se podría apuntar al lento crecimiento de la economía mundial en los últimos años, por la evidente falta de recuperación económica de algunos de los principales mercados para los productos latinoamericanos, principalmente el chino (se estima que China crecerá al 6.9% en 2015, su tasa de crecimiento más baja en los últimos 25 años), europeo y, en menor medida, el norteamericano, que continúan aún sin despegar y salir en definitiva de la crisis económica que les atenaza desde 2008. Esta incipiente recuperación económica de los mercados compradores, asociada con la apreciación del dólar norteamericano, que en el caso de Ecuador, El Salvador y Panamá (cuya moneda de circulación es el dólar norteamericano) han causado problemas al sector exportador y, por ende, a la balanza comercial de los países de la región. En el ámbito interno, la contracción de la inversión, junto con la desaceleración del consumo interno, explican, entre otros factores, el decrecimiento de la demanda interna, que se presentaba como un factor relevante en el crecimiento económico en los años anteriores en Latinoamérica (CEPAL, 2015).

Esta falta de recursos fiscales o provenientes de los gobiernos centrales avoca a los gobiernos locales a buscar fuentes alternativas de financiación o cofinanciación de obra pública, para cumplir con su mandato (obligación) de proporcionar a los ciudadanos los servicios públicos que demandan en calidad y cantidad, y a los que tienen derecho, no sólo por mandato legal o constitucional, sino por una cuestión de

justicia social. El hecho de que los gobiernos centrales o locales no cuenten con los recursos suficientes para dotar a sus ciudadanos de servicios públicos de calidad representa un costo de oportunidad social demasiado elevado que una sociedad en desarrollo, como la latinoamericana, no se puede permitir de ninguna manera.

Se debe tener absolutamente claro que con la dotación de obra y servicios públicos, como los de agua y saneamiento, lo que se busca alcanzar es una mejora significativa del bienestar de los ciudadanos y de su calidad de vida; en ese esfuerzo, que es justo, deben trabajar de forma decidida todas las administraciones públicas. La política pública local debe ser construida o co-construida con el fin último de mejorar la calidad de vida de los ciudadanos, por ser justo y necesario para el desarrollo.

Con estos antecedentes, y en virtud de apoyar a los gobiernos locales de los países latinoamericanos en la búsqueda de recursos financieros y de opciones viables de cofinanciación de obra pública, se plantea el presente trabajo. Se pretende ofrecer alternativas concretas, como es el caso de los esquemas de participación público-privada (PPP), que ayuden a los gobiernos locales a cumplir con su mandato y, en última instancia, contribuir a que la calidad de vida de los ciudadanos mejore de modo sustancial.

De ninguna manera se intenta presentar a las PPP como la única opción viable para la dotación de servicios públicos en el caso del agua y saneamiento, pues existe una gran variedad de posibilidades de gestión y titularidad en el campo de las infraestructuras públicas, no obstante, no es el objetivo de este trabajo abordar todo el abanico de posibilidades que van desde la gestión puramente pública a la puramente privada, sino más bien presentar una alternativa concreta, como es el caso de las PPP. Estamos plenamente convencidos de que no todo en el campo de la dotación de servicios públicos puede ser abordado desde las PPP, pues necesitan condiciones objetivas previas. Se debe tener claro que para la implementación de estos esquemas en Latinoamérica, es fundamental analizar y solventar varios problemas de tipo estructural,

como contar con un recurso humano especializado, no sólo en la estructuración de proyectos bajo la modalidad de PPP, sino también en el diseño, implementación y evaluación de este tipo de proyectos; tener una legislación que defina claramente las características de los contratos a firmar entre las partes, la distribución de los riesgos, las garantías de calidad en la dotación de los servicios y la adecuada resolución de las controversias y conflictos (condiciones que no todos los países de la región presentan). En este caso, se puede citar, a manera de ejemplo, la “Ley marco de asociaciones público privadas para la generación de empleo productivo y dicta normas para la agilización de los procesos de promoción privada” del Perú (2008) y su Reglamento (2014), que podrían aportar elementos importantes para favorecer la aplicabilidad de estos esquemas en otros países de la región, dado que es una normativa que lleva funcionando un tiempo prudencial y se han podido ir puliendo las posibles inconsistencias.

Los esquemas de participación público-privado

Si bien es cierto que los gobiernos locales pueden acudir a las fuentes convencionales de financiamiento de obra pública local, como los bancos de desarrollo (Banco del Estado (BdE) en Ecuador, Banco Nacional de Desarrollo Económico y Social (BNDES) en Brasil, Corporación Financiera de Desarrollo S. A. (Cofide) de Perú, entre otros), en muchas ocasiones este acceso se ve limitado por la propia capacidad de endeudamiento de cada gobierno local. La capacidad de endeudamiento de las entidades municipales está limitada o condicionada básicamente por los recursos propios que generan las entidades, las transferencias que reciben del gobierno central, las amortizaciones de los créditos concedidos anteriormente y a los que estén actualmente haciendo frente. Estos últimos constituyen los casos en que la capacidad de endeudamiento es un limitante y para los que la búsqueda de esquemas de participación público-privado

tiene pertinencia como mecanismos alternativos de cofinanciación de obra pública.

Estos esquemas de colaboración PPP para la financiación de obra pública han tenido un largo recorrido, principalmente en los países de mayor desarrollo relativo (Reino Unido, España, Alemania, Francia, Italia), y de igual manera han sido aplicados y se siguen implementando en varios países latinoamericanos (Brasil, Chile, Colombia, México, Costa Rica, Argentina, Perú). No obstante, en otros países, como Ecuador, Bolivia y Venezuela, han tenido poco desarrollo o incluso están limitados, y hasta cierto punto prohibidos por la legislación nacional (CAF, 2015). En tal contexto, la discusión de estos esquemas resulta totalmente pertinente, más aún en el sector de agua y saneamiento, que por su carácter estratégico y de alto impacto social puede ser menos atractivo desde el punto de vista financiero y de mayor complejidad en lo legal, en especial si se le compara con otros sectores, como puede ser de energía, transporte y telecomunicaciones (los ejemplos más representativos de los modelos de PPP). No obstante, y a pesar de esta falta de atractivo relativo del sector de agua y saneamiento, recientemente en Latinoamérica se han implementado importantes proyectos de suministro de agua potable y saneamiento en países como Brasil, Chile, Colombia, México y Perú, lo que ha convertido a la región en la segunda más activa en desarrollos de PPP en el sector agua (CAF, 2015). Estos proyectos son en su gran mayoría concesiones de plantas de abastecimiento de agua y plantas de tratamiento de aguas residuales, como la de La Taboada en Lima, concesionada para la construcción y operación durante un periodo de 25 años a la empresa española ACS Servicios Comunicaciones y Energía, siendo la planta más grande de América del Sur y una de las más grandes del mundo, con una capacidad de tratamiento de 14 metros cúbicos por segundo de aguas residuales, diseñada para tratar un caudal máximo de hasta 20.3 metros cúbicos por segundo (*Diario Cinco Días*, 2009). De igual manera, se pueden presentar como ejemplos de

concesiones en el sector agua las existentes en Aguascalientes, México, con la que se ha alcanzado una cobertura de 99.5% en agua potable y una reducción de fugas de 55%; Querétaro, México, bajo el esquema BOT (*build, operate, transfer*), donde se han construido 123 km de acueducto, con una concesión de 30 años, hasta el año 2030; Guayaquil, Ecuador, concesión que ha dotado a la ciudad de un millón de metros cúbicos de agua potable al día, sirviendo a 2.3 millones de habitantes (Veolia, 2016).

La importancia del agua y saneamiento como vector de desarrollo económico y justicia social está altamente justificada y no es necesario redundar en la misma (CAF, 2013). Debido a ello, la dotación de estos servicios, en calidad y cantidad suficientes, debe ser una prioridad en Latinoamérica y todos los esfuerzos que se encaminen a materializar estos análisis deben ser explorados y fomentados.

En los últimos años se han retomado en todo el mundo desarrollado los esquemas de PPP que han ido adquiriendo significativa importancia, debido en particular a las cada vez más crecientes necesidades por parte de las administraciones públicas de incorporar los recursos (ahorro) y experiencia del sector privado para mejorar la dotación de servicios públicos. Acompañando a esta necesidad de las administraciones públicas, los académicos, investigadores y políticos han hecho una gran cantidad de trabajos, conferencias y seminarios, en los que se ha discutido (y se siguen discutiendo) aspectos relacionados con las PPP. Esto ha generado una cantidad de buenos trabajos, pero de igual manera, y como suele pasar con los términos que están de moda, en no pocas ocasiones se utiliza a las PPP de manera ligera y sin un conocimiento claro de lo que se está tratando.

En tal sentido, es necesario, en primer lugar, concretar y caracterizar lo que se entiende por PPP. Las PPP se pueden fundamentar en cuatro ideas básicas (CAF, 2010):

1. Que hay una serie de bienes y servicios de interés general, que debido a los fallos de mercado, como monopolios naturales,

bienes públicos o presencia de externalidades, deben ser supervisados por el sector público.

2. Que el sector privado puede contribuir de modo significativo a una mayor eficiencia y calidad en la asignación de los recursos públicos.
3. Necesidad de definir una adecuada distribución de riesgos entre los sectores público y privado en la dotación de bienes y servicios públicos.
4. Que la participación del sector privado en todas las fases del ciclo de proyecto (diseño, construcción, financiación, mantenimiento y operación) puede beneficiar la provisión de bienes y servicios públicos.

Por tanto, se puede pensar que las PPP se enfocarían en prestar un servicio de calidad al menor costo posible, y que la relación de complementariedad entre sector público y privado es fundamental. La participación del sector público, principalmente en relación con agua y saneamiento es esencial debido a que este tipo de infraestructuras se caracteriza por relevantes fallos de mercado (por lo general se trata de un monopolio natural, con importantes costos y beneficios externos que no se internalizan de manera adecuada). Estas razones hacen necesaria la participación del sector público para velar por los intereses de los usuarios, en especial de los de menores recursos (González-Gómez & García-Rubio, 2008). Además, la provisión de infraestructuras es de forma innegable una actividad de tipo productiva, que el sector privado puede desarrollar por lo general con mayores niveles de eficiencia que el sector público, permitiendo la introducción de competencia que incentiva la búsqueda de alternativas ahorradoras de recursos.

No obstante, esta dicotomía entre recomendar la dotación de servicios, ya sea con una titularidad pública o privada (o una combinación de las dos como las PPP), no deja de estar totalmente resuelta tanto desde el punto de vista teórico como práctico, existiendo argumentos tanto en favor como en contra de cada una de

estas posibilidades, en particular cuando se trata de analizar los dos casos extremos (público *versus* privado) (Ruiz-Villaverde, González-Gómez, & Picazo-Tadeo, 2015). En tal sentido, el desarrollo del marco teórico en que se basa cada uno de estos dos tipos de gestión ha sido realmente interesante; así, las posturas que sustentan una sustancial intervención gubernamental (público) se asientan desde la denominada Teoría del Interés Público (desarrollada por Pigou en 1932, la cual sostiene que el mercado es incapaz de asegurar eficiencia en la asignación de los recursos y por lo tanto se hace necesaria la intervención del Estado para corregir estos fallos del mercado) hasta las teorías que esgrimen la preeminencia del sector privado, como las denominadas Teoría de la Agencia (sostiene que en la empresa pública existe un menor incentivo que en la empresa privada para llevar a cabo un control de la actividad de los gestores del que pueda esperarse una mayor eficiencia empresarial) y la Teoría de la Elección Pública (arguye que es previsible esperar un comportamiento menos eficiente por parte de los burócratas de alto nivel, ya que éstos no persiguen los intereses generales de los ciudadanos-electores, pues buscan su propio interés) (González-Gómez, 2006). En este mismo sentido, la evidencia empírica recopilada en varios países, principalmente desarrollados, tampoco parece presentar una evidencia irrefutable que indique una superioridad en términos de eficiencia de la gestión privada sobre la pública, o viceversa, y que ayude a dilucidar el desacuerdo teórico (González-Gómez & García-Rubio, 2008), lo que de hecho es uno de los motivos por los que se recomienda analizar la pertinencia de los esquemas que combinan estos dos modelos de gestión como son las PPP, pues tales esquemas mixtos de gestión han demostrado ser **no menos** eficientes que los públicos o privados, incorporando las ventajas de estos modelos como el *know how* de la empresa privada, a la vez que permite el control más directo de los intereses públicos (González-Gómez, García-Rubio, Alcalá, & Ortega, 2014). Por otro lado, no se debe dejar

de mencionar de igual manera las corrientes que actualmente, y a pesar de no contar con evidencia contundente en favor de la gestión pública del agua, propugnan la remunicipalización (revertir las concesiones del sector privado al sector público) de estos servicios, como es el caso de España (Ruiz-Villaverde *et al.*, 2015).

De igual modo, el Libro Verde sobre PPP de la Comisión Europea (2004), establece una serie de características que debe cumplir todo proyecto de PPP:

1. La relación entre sector público y sector privado debe tener una larga duración.
2. El sector privado debe participar de algún modo en la financiación.
3. El sector privado debe tener un papel fundamental en el mantenimiento y explotación de la infraestructura.
4. La relación debe establecer una adecuada distribución de riesgos entre los sectores público y privado.

Tal y como hace el citado Libro Verde, las PPP se pueden diferenciar en *contractuales* e *institucionales*. En las PPP contractuales, la relación entre el sector público y el privado funciona como una relación regulada por un contrato entre un agente privado (contratista), que busca su propio interés, pero con fuertes incentivos para trabajar de modo eficiente reduciendo costos y mejorando la calidad del servicio que ofrece, y un principal (sector público), que debe velar por el interés de los ciudadanos. El ejemplo de PPP contractual más comúnmente aplicado es la *concesión* de infraestructura.

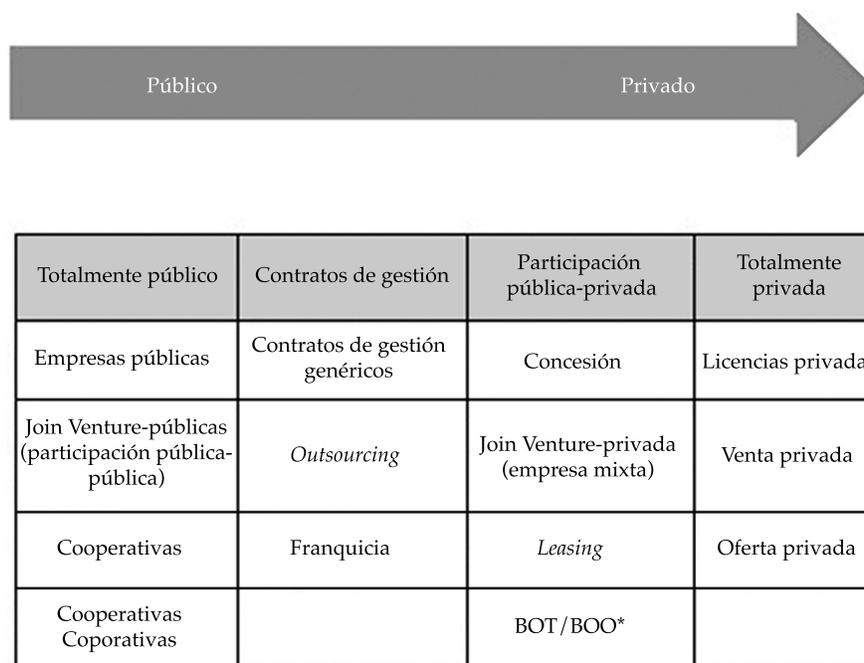
En las PPP institucionales, la relación entre los dos sectores no se basa en un contrato entre un principal y un contratista, en este caso se trata de una participación conjunta entre los sectores público y privado. Esta participación se realiza a través de una entidad (p. ej., una empresa de economía mixta) que se encargue de la gestión (diseño, construcción, financiación, operación y mantenimiento) del bien o servicio público. Este modelo de PPP institucional es

menos utilizado que el PPP contractual (concesión) y cuenta con el inconveniente de que en ocasiones no facilita la competencia, lo que no incentiva al sector privado para alcanzar mejores niveles de eficiencia, además de tener el inconveniente “relativo” de tener que formar una empresa mixta (público-privada), lo que en ocasiones no es del total agrado de la empresa privada, sobre todo si la mayoría accionaria pertenece al Estado, como suele ser frecuente en este tipo de empresas. No obstante, este modelo de PPP institucional se presentaría como una opción factible para el caso latinoamericano, al ser el que permite la creación de entidades de economía mixta, en lugar de las concesiones tradicionales que suelen causar más resistencia en los círculos políticos.

En tal sentido, resulta menester aclarar de manera breve una confusión (en muchas ocasiones interesada) que intenta ligar a las PPP

con un modelo de privatización de servicios públicos. Para el caso específico del agua, ello está terminantemente prohibido por mandato constitucional en muchos países de la región (como en la Constitución de la República del Ecuador, en su Art. 318, 2008). Se debe tener presente que en los esquemas de PPP (incluso en las concesiones), el sector privado asume o comparte el riesgo con la administración pública, pero el sector público mantiene en todo momento la titularidad de las infraestructuras y conserva, por contrato, todos los poderes de coacción (control), necesarios para asegurar el buen funcionamiento del servicio y garantizar los derechos de los usuarios.

En la figura 1 es posible comprobar las diferentes modalidades para la implementación de un proyecto de infraestructura, que puede ser concebido desde un espectro totalmente público a uno totalmente privado.



Fuente; adaptado de BID (2006).

*BOT (Build-Operate-Transfer), BOO (Build-Own-Operate).

Figura 1. Modalidades de implementación de proyectos de inversión.

Justificación para la implementación de las PPP

Las tres razones que se argumentan en favor de las PPP son de manera tradicional las siguientes (CAF, 2010):

1. La ganancia de eficiencia técnica derivada de la competencia entre empresas privadas, pues permite al sector privado integrar todas las fases del ciclo de proyecto: diseño, construcción, financiación, mantenimiento y explotación. La competencia obliga a los licitadores a hacer una oferta lo más competitiva posible, lo que los obligará a buscar la manera de reducir sus costos al máximo, sin detrimento de la calidad. Por ejemplo, en el Reino Unido, en los últimos años, se ha realizado una importante apuesta por introducir la eficiencia que brinda el sector privado en la dotación de servicios públicos, a través de la implementación de la política denominada *Private Finance Initiative* (PFI); esta política permite llevar a cabo proyectos y servicios públicos de alta calidad y con mayor eficiencia posible de costos. Los conocidos contratos del tipo *Design, Build, Finance and Operate* (DBFO), utilizados principalmente en carreteras, se desarrollan en este contexto.
2. La posibilidad de que el sector privado acometa infraestructura socialmente necesaria, pero que no puede llevarse a cabo debido a las limitaciones presupuestarias de las administraciones públicas. Este punto cuenta con una ventaja añadida, ya que se obtiene una financiación adicional, pero sin comprometer los presupuestos públicos ni incrementar el déficit público; se trata de atraer el ahorro privado a la financiación de la obra pública. En este caso, no se trata de desplazar la inversión pública ejecutada de manera tradicional, sino más bien de complementarla con el ahorro privado. En el Reino Unido, los proyectos amparados bajo los esquemas de *Private Finance Initiative* (PFI) representan sólo 11% del total de la inversión pública (CAF, 2010).

3. La mejora de la calidad ofrecida a los usuarios debido a una mayor exigencia del sector público al sector privado. Dicha mejora en la calidad puede ser medida o evaluada mediante la introducción de *indicadores de calidad*, que pueden ser usados también como un modelo de incentivo o recompensa por operar de manera eficiente la infraestructura. Así es posible alinear los beneficios sociales y privados.

Una cuarta razón adicional en favor de las PPP podría ser la siguiente:

4. Posibilidad de distribuir el riesgo entre los sectores público y privado. Este punto es igual de importante, pues permite establecer un mayor nivel de compromiso entre las partes, y asegurar que los proyectos emprendidos sean concebidos como iniciativas de mediano y largo plazos. Esto implica también una mayor participación del sector privado en el diseño, construcción, financiación, mantenimiento y explotación, dándole asimismo un mayor campo de acción para ser eficiente (le interesa serlo, se juega su dinero) y permitiéndole buscar sinergias y economías de escala (que reduzcan costos). Esta es una situación diferente al caso de los contratos de obra convencionales, en los que simplemente se encarga de la construcción de la infraestructura y nada más.

Los argumentos principales en contra de las PPP suelen ser los siguientes:

1. Los costos de transacción son mucho más elevados que en un procedimiento convencional de provisión de infraestructura. Éste constituye un argumento no totalmente defendible, y como se había anotado antes, en los procedimientos convencionales el sector privado por lo general interviene sólo en la fase de construcción de la infraestructura y, por tanto, no puede introducir los criterios de eficiencia en las demás fases del proyecto donde se pueden producir importantes beneficios.

2. El costo financiero de un proyecto es más elevado en una PPP debido al correspondiente porcentaje de inversión privada, en caso de que se financie con deuda pública. Si bien es cierto, lo anterior puede ser “aparentemente” correcto (claro está, cuando el país solicitante no tenga un elevado “riesgo país” que encarezca su financiación, principalmente externa), no deja de estar errado en el fondo. La financiación pública es más barata porque quien respalda esa financiación no es el proyecto en sí mismo, sino es el país el que respalda la deuda pública correspondiente (por lo general mediante garantías soberanas), con lo cual, el riesgo del proyecto se traslada al conjunto de los ciudadanos. La financiación privada tiene la ventaja de que establece el verdadero precio (su costo de oportunidad), que el mercado fija, para prestar el dinero de los ahorradores a un proyecto concreto.

Estas ganancias en eficiencia y mejoras en la calidad de los servicios que ofrece el sector privado en la explotación de algunas infraestructuras o servicios públicos (que no es una regla general inmutable), no indican que el sector público sea ineficiente *per se*, ni mucho menos. Existen casos de empresas públicas muy competentes (Las Empresas Públicas de Medellín, por citar un solo ejemplo). No obstante, en términos generales, los ejemplos que demuestran lo contrario son igual de abundantes. Esto no se debe atribuir, por otro lado, a que el sector público no cuente con profesionales de alto nivel, sino que más bien está relacionado con otros factores que condicionan su accionar, como falta de medios económicos con los que suelen trabajar; escasa flexibilidad de gestión de las entidades públicas; falta de incentivo debido a la rigidez de sus salarios, y tramitología burocrática agobiante. Este cúmulo de factores hace que sea más frecuente y progresiva la transferencia de las actividades productivas al sector privado, dejando al personal de las administraciones públicas las labores de planificación y control.

Asimismo, es necesario tener presente que la realidad demuestra que son muy pocos los proyectos de agua y principalmente de saneamiento (incluidos alcantarillado sanitario, pluvial, depuración de aguas residuales), que puedan considerarse “financieramente” rentables sin aportaciones públicas. En este sentido, resultan interesantes las iniciativas de PPP institucionales que fomenten las empresas de economía mixta, e intenten hacer compatible la inversión privada con aportaciones estatales, para que el proyecto alcance un equilibrio económico-financiero y resulte viable. Se debe tener presente que los proyectos de agua y saneamiento presentan un importante componente de impacto social, y que por lo tanto, una rigurosa evaluación económica de los mismos puede arrojar adecuados indicadores de rentabilidad económica y social. Entre estos indicadores se puede mencionar un VANE y TIRE económicos positivos, en proyectos que al inicio cuenten con inadecuados indicadores de rentabilidad financiera (VAN y TIR financieros desfavorables), lo que no haría atractiva la participación privada sin la correspondiente participación pública que viabilice su implementación. El costo de oportunidad social que se infligiría a los ciudadanos por no llevar a cabo proyectos económica y socialmente rentables por falta de recursos públicos suficientes es un costo que las sociedades desarrolladas no se pueden permitir, pues atenta de manera directa contra del bienestar de los ciudadanos y su desarrollo.

No se debe perder de vista que, en última instancia, lo que se está proponiendo con la inversión en servicios públicos es la búsqueda de riqueza, bienestar y desarrollo de la sociedad y los territorios, así como mejorar las condiciones de vida de la gente; esto último debe ser el objetivo fundamental que guíe las acciones emprendidas por los administradores públicos territoriales. El desarrollo económico territorial, visto como el proceso que permita movilizarse de zonas atrasadas a avanzadas, mediante la inversión en proyectos públicos estratégicos, es un modelo de desarrollo de innegable vigencia (Cadena, 2008).

Consideraciones macroeconómicas

Un argumento más en favor de mantener o incrementar los niveles de inversión pública en agua y saneamiento son los impactos macroeconómicos que estas inversiones tendrían sobre el conjunto de la economía, lo que resulta de especial relevancia en épocas de ralentización económica como las que está viviendo Latinoamérica. Una buena parte de economistas y manuales de macroeconomía moderna (Stiglitz, 2004; Dornbush, Fischer, & Start, 2009; Samuelson & Nordhaus, 2010) han considerado de modo tradicional a la inversión pública como un instrumento de la política anticíclica capaz de afectar (estabilizar) a la demanda agregada. En este contexto, las autoridades económicas pueden incrementar la inversión (gasto) pública en fases de desaceleración o ralentización económica (crisis), permitiendo así que no caigan de forma abrupta los niveles de renta, empleo y productividad en una región determinada, lo que sin duda ayudaría a paliar los efectos negativos de la crisis en el conjunto de la economía. Dicho incremento en productividad que genera la inversión pública generaría en concreto un crecimiento de la producción del sector privado en torno a un valor medio de 30% (CAF, 2010). Esto quiere decir que el incremento de un dólar en *stock* de capital público (inversión) originaría un crecimiento de producción privada en 0.30 dólares. Este efecto de atracción de la inversión privada por la inversión pública se conoce como *crowdin in*. Por citar un ejemplo, en el caso de España, la elasticidad de la productividad en relación con la inversión o *stock* de capital público es del orden de 0.23; ello significa que un aumento de la inversión en infraestructura de 100% provocaría un incremento de la producción del sector privado de 23% (CAF, 2010).

Resulta evidente, siguiendo el modelo keynesiano, determinar que un aumento en la inversión pública produce un efecto expansionista de la demanda agregada, dando como resultado igualmente una subida de producción, renta, empleo e ingresos fiscales (producto de los impuestos que gravan estas nuevas rentas), lo

que resulta positivo. Claro está, en el análisis anterior se deben considerar de igual forma las presiones inflacionarias que esta medida también puede ocasionar y sus consiguientes efectos negativos, que podrían superar a los positivos si tal inflación es significativa. Dicha elevación de los precios relativos (inflación) podría llevar a una pérdida de competitividad del país, lo que afectaría el saldo comercial de la balanza de pagos y por consiguiente (pero de manera desfavorable) a la demanda agregada.

De igual forma, se debe tener presente que cuando la inversión pública ocasiona una elevación significativa del déficit público, se puede producir a su vez un incremento de los tipos de interés en la economía (dada la mayor demanda de recursos del sector público para cubrir el déficit). Esto produciría el denominado efecto *crowding out* o de expulsión de la inversión privada, desalentada por este incremento en los tipos de interés. Las modelaciones realizadas en algunos países, como España, permiten confirmar la existencia de una elevada correlación entre inversión pública en infraestructura y productividad. Esto comprueba que el efecto de atracción (*crowding in*) de la inversión privada por la pública es superior al efecto de expulsión (*crowding out*) ocasionado por el incremento de la demanda agregada, con lo cual se pone de manifiesto que el efecto neto de la inversión pública sobre la privada es positivo (CAF, 2010).

Por lo tanto, la inversión pública y, en el presente caso, las infraestructuras de agua y saneamiento pueden formar parte de los instrumentos de política económica que están a disposición de las administraciones públicas latinoamericanas. El desarrollo de esta infraestructura puede desencadenar importantes efectos económicos que contribuyan al crecimiento sostenido de la economía. Esto resultará fundamental en momentos de desaceleración económica como el que están viviendo hoy día algunos países de la región por la caída de los precios de su principal *commodity* de exportación, como es el petróleo, pudiendo actuar como un elemento de estabilización anticíclica. Dicha estabilización se produce debido al “efecto arrastre” que la

inversión pública puede ejercer en la economía en su conjunto, a través del efecto multiplicador que tiene ese flujo de recursos en la economía. Como ejemplo de la importancia de este efecto multiplicador en la economía, se puede citar al sector de la construcción que como en el caso español, está comprendido en valores entre 1.8 y 2.0, lo que significaría que las inversiones en infraestructura originen en el sector productivo un incremento en las rentas y la producción por un montante equivalente de manera aproximada al doble de la inversión realizada (CAF, 2010).

Sin importar su relevancia como elemento estabilizador, la inversión pública en infraestructura suele ser una de las primeras partidas dentro de los presupuestos públicos que sufre recortes cuando se inician procesos de desaceleración económica. Esta acción se ampara en el principio de austeridad y ajuste de las cuentas públicas (equilibrio presupuestario), utilizando más bien la inversión en infraestructura como un instrumento de política procíclica, al ser utilizada como elemento de ajuste presupuestario. A pesar de sus beneficios potenciales, la inversión pública ha menguado en numerosos países en desarrollo (Chang, 2007). La inversión pública, en tanto que porcentaje del PIB, disminuyó en los países en desarrollo, pasando de un pico de 10% a principios de la década de 1980, a estar justo por encima de 5% en 2000. La caída fue especialmente brusca en Latinoamérica, en donde se pasó de un 8 a 9% a finales del decenio de 1970, a estar por debajo de 3% en 2000 (Roy, 2006). Esta fuerte caída fue alentada debido a las condiciones impuestas por organismos internacionales, como el Fondo Monetario Internacional (FMI), que han hecho especial hincapié en la estabilización, por encima de otros objetivos, como crecimiento, empleo y desarrollo, lo cual ha motivado la reducción de toda clase de inversión. Asimismo, las condiciones orientadas al equilibrio presupuestario no hacían distinción entre gastos corrientes y de capital; ello implicaba que los gobiernos bajaran la inversión pública, en lugar de disminuir los gastos corrientes (cantidad de funcionarios públicos y publicidad gubernamental, entre otros),

cuya reducción es más difícil desde un punto de vista de cálculo político.

La “austeridad” es la primera receta propuesta por los organismos internacionales (Fondo Monetario Internacional, Banco Mundial, Banco Central Europeo, Comisión Europea) para enfrentar las crisis económicas y que según algunos autores (Blyth, 2014) no ha funcionado de forma adecuada para paliar la actual crisis que viven, por ejemplo, algunos países europeos (Grecia, por citar un ejemplo de actualidad). La doctrina de austeridad como remedio, por sí sola, no resuelve los problemas económicos y puede, por otro lado, agravar más aún los problemas sociales. Joseph Stiglitz, premio Nobel de Economía, quien es contrario a las recetas ortodoxas que recomiendan austeridad, ha advertido que ésta ha destruido crecimiento y confianza, y recordó que a lo largo de la historia no ha servido para salir de una crisis: “Ninguna gran economía ha salido jamás de una crisis con austeridad, lo que no nos da muchas esperanzas” (Stiglitz, 2012).

En resumen, se podría afirmar de lo anteriormente expuesto, que la inversión pública en infraestructura tiene un importante efecto multiplicador en la economía, al igual que puede tener una significativa incidencia (vía demanda agregada) sobre las magnitudes macroeconómicas de relevancia, PIB, empleo e inversión. En sentido contrario, puede tener efectos desfavorables sobre déficit público, tipo de interés, inflación y balanza comercial; no obstante, en el neto, los efectos positivos de dicha inversión superan a los negativos.

Conclusiones

Dado el marco de recursos escasos con los que cuentan por lo general las administraciones locales para hacer frente la dotación de servicios públicos en cantidad y calidad suficientes, la participación del sector privado complementando el financiamiento se vuelve cada vez más conveniente si se desean realizar las infraestructuras necesarias y mantener las existentes tanto en el sector de agua y saneamiento como

en los demás sectores de importancia para el desarrollo de los países latinoamericanos, como energía, transporte y telecomunicaciones.

La eficiencia que se presupone al sector privado en su accionar puede llevar a que se dote de servicios públicos de calidad y a un costo razonable, pues los sobredimensionamientos o infrautilización (en infraestructuras y personal), y despilfarros de recursos que suelen ser más comunes en la administración pública son mucho menos frecuentes en el sector privado. Además, la competencia entre empresas interesadas por proporcionar los servicios puede hacer que los procesos sean más transparentes y se obtengan reducciones de costos que redunden en beneficio de los usuarios.

La participación del sector privado, compartiendo los costos de inversiones y riesgos en la implementación de los proyectos, puede llevar a que se vuelvan viables y se lleven a cabo. La no realización de infraestructuras por falta de recursos públicos es un costo de oportunidad social muy elevado que no se pueden permitir las sociedades modernas.

Si bien es cierto que la evidencia empírica no muestra una mayor eficiencia del sector privado sobre el sector público en el sector del agua y saneamiento, las opciones de gestión mixta como las PPP han demostrado ser no menos eficientes que las formas de gestión privadas o públicas, con el beneficio de incorporar las ventajas de estos dos esquemas, es decir, el *know how* de la empresa privada, a la vez que permite el mejor control de los intereses de los ciudadanos.

El sector de agua y saneamiento ha demostrado un gran dinamismo en la región en términos de PPP, consiguiendo avances importantes, aunque no significativos, sobre todo si se tienen en cuenta las grandes brechas que en términos de dotación de agua potable y saneamiento se deben aún alcanzar en Latinoamérica, sobre todo en el sector rural.

Es necesario tener presente que no todos los proyectos de infraestructura para dotación de servicios pueden o deben ser abordados desde la óptica de los esquemas de PPP. Cada proyecto es único y debe analizarse en lo individual, sien-

do posible que las PPP no sean la opción óptima o recomendable en muchos casos, pues para su implementación es necesario contar con unas condiciones previas que no todos los países de la región cuentan, como solventar algunos problemas estructurales relacionados con la formación del capital humano, al igual que un marco legislativo suficiente para garantizar que estos esquemas funcionen.

Por otro lado, la inversión en infraestructura pública en agua y saneamiento puede ser una buena medida de política anticíclica que ayude a potenciar la economía en épocas de ralentización económica, y en conjunto con la participación privada puede llevar a que proyectos como los de depuración de aguas residuales, tan necesarios para Latinoamérica, encuentren alternativas de cofinanciación.

Referencias

- BID (2006). *Financial Structuring of Infrastructure Projects in Public-Private Partnerships: An Application to Water Projects*. Washington, DC: Inter-American Development Bank.
- Blyth, M. (2014). *Austeridad. Historia de una idea peligrosa*. Barcelona: Editorial Crítica.
- CAF (2010). *Infraestructura pública y participación privada: conceptos y experiencias en América y España*. Bogotá: Banco de Desarrollo de América Latina, Corporación Andina de Fomento, Vicepresidencia de Infraestructura.
- CAF (2013). *Equidad e inclusión social en América Latina: acceso universal al agua y el saneamiento*. Serie Reflexiones sobre Políticas Sociales y Ambientales núm. 2. Bogotá: Banco de Desarrollo de América Latina, Corporación Andina de Fomento, Vicepresidencia de Desarrollo Social.
- CAF (2015). *Asociación público privada en américa latina. Aprendiendo de la experiencia*. Bogotá: Banco de Desarrollo de América Latina, Corporación Andina de Fomento Vicepresidencia de Infraestructura.
- CAF & BID (2015). *El futuro de los servicios de agua y saneamiento en América Latina. Documento para discusión*. Banco de Desarrollo de América Latina (CAF) y Banco Interamericano de Desarrollo (BID). http://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/798/El%20Futuro%20de%20los%20Servicios%20de%20AyS%20en%20AL%20%28Documento%20para%20Discusi%C3%B3n%29_Actualizada.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Diario Cinco Días (2009). *ACS se adjudica una planta de tratamiento de aguas en Lima*. Recuperado de cincodias.com/cincodias/2009/08/07/empresas/1249652399_850215.html.

- Dornbush, R., Fischer, S., & Startz, R. (2009). *Macroeconomía* (10 ed.). México, DF: McGraw-Hill.
- Cadena, M. (2008). La competitividad territorial apoyada en un conjunto de políticas públicas regionales. *Revista Colegio de Economistas de Pichincha*, (17)25-37.
- Constitución de la República del Ecuador (2008). Montecristi: Asamblea Nacional del Ecuador.
- Comisión Europea (2004). *Libro Verde sobre las asociaciones público-privado y el derecho comunitario de los contratos públicos y concesiones*. Bruselas: Comisión Europea.
- Chang, H. (2007). *La administración de la inversión pública*. Departamento de Asuntos Económicos y Sociales (ONU DESA). New York: Naciones Unidas.
- CEPAL (2015). *Estudio Económico de América Latina y el Caribe 2015*. Santiago de Chile: División de Desarrollo Económico, Comisión Económica para América Latina y el Caribe.
- Ley Marco de Asociaciones Público Privadas para la generación de empleo productivo y dicta normas para la agilización de los procesos de promoción privada del Perú (2008). Publicado en el Diario Oficial "El Peruano" el 13 de mayo de 2008.
- González-Gómez, F. (2006). ¿Está justificada la privatización la privatización de la gestión del agua en las ciudades? Teoría y evidencia a partir del criterio de eficiencia. *Ciudad y Territorio, Estudios Territoriales*, 38(147), 139-157.
- González-Gómez, F. & García-Rubio, M.A. (2008). Efficiency in the Management of Urban Water Services. What Have We Learned after Four Decades of Research. *Hacienda Pública Española/Revista de Economía Pública*, 185, 39-67.
- González-Gómez, F., García-Rubio, M. A., Alcalá, F., & Ortega, M. (2014). Evaluación de la eficiencia de la gestión del servicio de aguas para usos residenciales en áreas rurales de Andalucía. *Papeles de Trabajo No. 2, Instituto de Estudios Fiscales*. 3-24. http://www.ief.es/documentos/recursos/publicaciones/papeles_trabajo/2014_02.pdf
- Pigou, A. (1932). *The Economics of Welfare*. London: Macmillan and Co.
- Reglamento del Decreto Legislativo No. 1012 que aprueba la Ley Marco de Asociaciones Público Privadas para la generación de empleo productivo y dicta normas para la agilización de los procesos de promoción privada del Perú (2014). Publicado en el Diario Oficial "El Peruano", el 31 de mayo de 2014.
- Roy, R. (2006). *Fiscal Space for Public Investment: Towards a Human Development Approach*. Paper prepared for the G-24 Technical Meeting, Singapore, September 13-14, 2006.
- Ruiz-Villaverde, A., González-Gómez, F., & Picazo-Tadeo, A. (2015). The Privatization of Urban Water Services: Theory and Empirical Evidence in the Case of Spain. *Investigaciones Regionales-Journal of Regional Research*, 31, 157-174.
- Samuelson, P., & Nordhaus, W. (2010). *Macroeconomía. Con aplicaciones a Latinoamérica* (19 ed.). México, DF: McGraw-Hill.
- Stiglitz, J. (2004) *Macroeconomía* (2ª ed.). Barcelona: Ariel Economía.
- Stiglitz, J. (2012). Ningún país ha salido de la crisis con austeridad. *El País*. Recuperado de http://economia.elpais.com/economia/2012/06/20/actualidad/1340219326_933530.html
- The Economist (2015). Perspectivas sobre infraestructuras urbanas 2015. *The Economist Intelligence Unit*. Patrocinado por FCC. http://www.economistinsights.com/sites/default/files/Perspectivas%20sobre%20infraestructuras%20urbanas%202015_0.pdf
- Veolia (2016). <http://www.veolia.com.mx/servicios/servicios/casos-de-estudio/municipios>.

Dirección institucional de los autores

Dr. Pablo Chafla

Instituto de Altos Estudios Nacionales-Ecuador (IAEN)
 Centro de Economía Pública y Sectores Estratégicos
 Av. Amazonas N37-271 y Villalengua, Quito, ECUADOR
 Teléfono: +593 (97) 9221 863
 pablochafla@hotmail.co.uk
 pablo.chafla@iaen.edu.ec

M.C. Pamela Cerón

Becario SENESCYT, Ecuador 2012-2014
 Calle Julio Arellano 47 211 y Reinaldo Espinoza,
 Quito, ECUADOR
 Teléfono: +593 (95) 8978 617
 pames84@hotmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Vertedero de salida de sedimentador secundario, Chile.

Foto: Ismael Leonardo Vera Puerto.

Humedales construidos para tratamiento y reúso de aguas servidas en Chile: reflexiones

• Ismael Vera* • Camila Jorquera •
Centro de Investigación y Desarrollo en Recursos Hídricos (CIDERH), Chile

*Autor de correspondencia

• Daniela López • Gladys Vidal •
Universidad de Concepción, Chile

Resumen

Vera, I., Jorquera, C., López, D., & Vidal, G. (mayo-junio, 2016). Humedales construidos para tratamiento y reúso de aguas servidas en Chile: reflexiones. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 19-35.

Este trabajo tuvo por objetivo analizar el tratamiento de aguas servidas para Chile, como ejemplo de país en vía de desarrollo, discutiendo sobre la participación y desarrollo de los humedales construidos (HC), abordando la realidad actual, junto a los desafíos técnicos y normativos, que permitan un aumento de su aplicación, y la reutilización de efluentes en riego de actividades agrícolas. Para esto, se realiza una discusión y análisis de reportes oficiales, bibliografía y normativa. Los resultados mostraron que Chile tiene una cobertura de tratamiento de 100% en zonas urbanas. Sin embargo, para las áreas rurales, la cobertura alcanza como máximo 20%. Pese a que existen más de 800 PTAS, los HC tienen una participación minoritaria, inferior a 2%, utilizados sólo en PTAS descentralizadas de la zona centro como tratamiento secundario. Los HC instalados fueron competitivos en costos de construcción y operación. Así, HC experimentales mostraron un desempeño depurativo similar al de sistemas de lodos activados. Esto haría a los HC una tecnología atractiva de implementar en PTAS descentralizadas. Para esto, se analizaron propuestas de PTAS basadas en HC; también se realizaron propuestas de secuencias de tratamiento por zona geográfica, pero existen desafíos por vencer y que se discuten en este artículo. Finalmente, la reutilización de efluentes demanda de más estudio e investigación, así como de un marco regulatorio específico. Además, se necesita la definición de temas jurídicos y de incentivos. Estos puntos serían similares a otros de países en vías de desarrollo.

Palabras clave: conductividad eléctrica, humedales construidos, materia orgánica, patógenos, reúso.

Abstract

Vera, I., Jorquera, C., López, D., & Vidal, G. (May-June, 2016). *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment and Reuse in Chile: Reflections*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 19-35.

This work aimed to analyze the wastewater treatment in Chile, as example of developing country, for discussing the participation and development of Constructed Wetlands (CW), addressing the current situation besides technical and regulatory challenges that allow increasing in their application, and water reuse of their effluents in irrigation activities. For this, official reports, scientific and regulatory information were discussed and analyzed. The results showed that Chile has a treatment coverage of 100% in urban areas. However, in rural areas the coverage is below 20%. Although there more than 800 WWTP, the CW have a minority participation below 2%, and CW were used only in decentralized WWTP as secondary treatment. CW were competitive in construction and operation cost. Likewise, experimental CW showed similar depurative performance than activated sludge systems. This would make to CW an attractive technology for decentralized WWTP. For this, WWTP proposals based on CW were analyzed, and new treatment sequences were also developed and discussed by area, but there are challenges to overcome. This challenges were discussed in this paper. Finally, wastewater reuse requires further research, as well as a specific regulatory framework. Furthermore, important definitions in legal and incentives issues are required. These points would be similar to other developing countries.

Keywords: Electrical conductivity, constructed wetlands, organic matter, pathogens, reuse.

Recibido: 27/03/2015
Aceptado: 11/12/2015

Introducción

Las aguas servidas se originan por la mezcla de tres fuentes principales: a) residuos líquidos domésticos (incluyendo residencias, instituciones y comercio); b) aguas de infiltraciones y precipitaciones; c) residuos industriales líquidos (RILES) (Romero, 2004). El cuadro 1 presenta características típicas de aguas servidas, donde se observan altas concentraciones de parámetros relacionados con la materia orgánica (demanda química de oxígeno, DQO, demanda biológica de oxígeno a los cinco días, DBO₅); sólidos (sólidos suspendidos totales, SST); nutrientes (amonio, NH₄⁺; fosfato, PO₄⁻³; nitrógeno total, NT; fósforo total, PT), y organismos patógenos (coliformes fecales). Por esta razón, para el reúso de aguas servidas se necesita su adecuación a partir de procesos de tratamiento.

La actividad de tratamiento posee tres partes: recolección, tratamiento y descarga (Massoud, Tarhini, & Nasr, 2009). De ellas, el tratamiento se realiza en una instalación física denominada “planta de tratamiento”, que constituye el eje central de mejoramiento de calidad del agua y, por tanto, el factor que rige su calidad efluente para la descarga o reúso. En este sentido, las plantas de tratamiento de aguas servidas (PTAS) se pueden clasificar en: a) centralizadas y b) descentralizadas (Massoud *et al.*, 2009). Las PTAS centralizadas son grandes instalaciones que tratan las aguas servidas recolectadas por una extensa red de alcantarillado instalada

en zonas urbanas de más de 2 000 habitantes. Emplean tecnologías de tratamiento que se caracterizan por presentar un alto grado de mecanización, consumos energéticos importantes, bajo valor estético y necesidad de personal especializado para su mantenimiento (Romero, 2004). Por el contrario, las PTAS descentralizadas son instalaciones de tratamiento localizadas cerca del origen, tratando la producción de aguas servidas de poblaciones por lo general inferiores a 2 000 habitantes (Libralato, Volpi, & Avezzù, 2012). En este rango de población se incluyen de manera principal zonas rurales y áreas periurbanas. En el caso de PTAS descentralizadas, se ha recomendado el uso de tecnologías “más simples”, como los humedales construidos (HC).

Los HC son sistemas de ingeniería diseñados y construidos para embalsar el agua bajo diferentes condiciones operativas, aprovechando así los procesos naturales que involucran vegetación, suelos y bacterias, para tratar los residuos líquidos como las aguas servidas (Vymazal, 2007). De acuerdo con la dirección de flujo y la posición del nivel de agua, los humedales construidos se clasifican principalmente en tres tipos: a) flujo horizontal superficial (HS); b) flujo horizontal subsuperficial (HSS); c) flujo vertical subsuperficial (HV) (Fonder & Headly, 2013). La figura 1 presenta los tres tipos de HC descritos y sus componentes principales. Esta tecnología de tratamiento ha mostrado un crecimiento importante en el mundo a partir de la década de 1990. Por tanto, los HC representan una variante

Cuadro 1. Concentraciones típicas encontradas en aguas servidas. Adaptado de Rojas, Vera y Vidal (2013), y Vera, Araya, Andrés, Sáez y Vidal (2014).

Parámetro	Unidad	Rango
pH	Und.	6.5-8.5
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	250-1 600
Demanda biológica de oxígeno a los cinco días (DBO ₅)	mg/l	110-800
Sólidos suspendidos totales (SST)	mg/l	120-450
Nitrógeno total (NT)	mg/l	20-120
Amonio (NH ₄ ⁺)	mg/l	12-100
Fósforo total (PT)	mg/l	2-23
Fosfato (PO ₄ ⁻³)	mg/l	3-15
Coliformes fecales (CF)	NMP/100 ml	1 x 10 ³ -2 x 10 ⁸

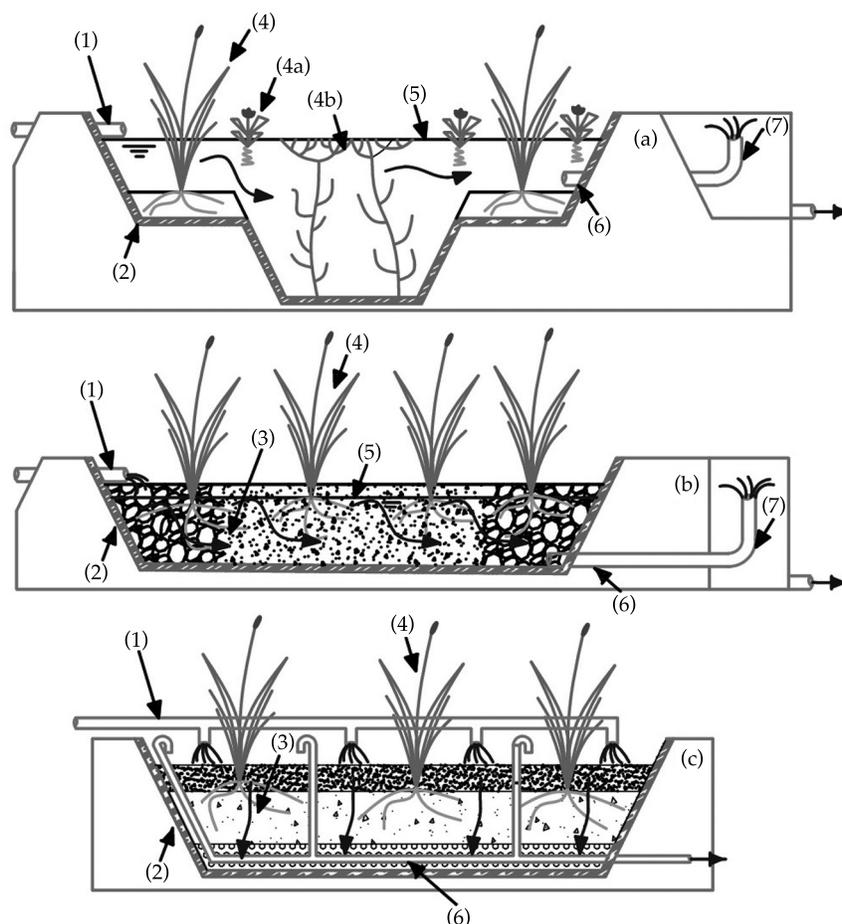


Figura 1. Tipos de HC y componentes: (a) HC de flujo horizontal superficial (HS); (b) HC de flujo horizontal subsuperficial (HSS); (c) HC de flujo vertical (HV); (1) tubería influente; (2) impermeabilización; (3) medio de soporte; (4) vegetación emergente; (4a) vegetación flotante; (4b) vegetación sumergida; (5) nivel de agua; (6) tubería de recolección; (7) estructura de drenaje para mantenimiento de nivel de agua.

interesante de explorar para países en vías de desarrollo (Zurita, Belmont, De Anda, & White, 2011).

Por otra parte, el reúso de aguas servidas tratadas se enmarca en el manejo sustentable del recurso hídrico. En este contexto, para la planeación e implementación de programas de reúso de aguas servidas tratadas, un aspecto clave del éxito es la definición de la categoría de reúso. Al respecto, en el cuadro 2 se resumen las diferentes categorías, con ejemplos de aplicación en las que pueden reutilizarse las aguas servidas tratadas (Asano, 2005). Es importante indicar

que cada categoría presenta requerimientos específicos de calidad que varían de acuerdo con la reglamentación vigente de cada país. A modo de ejemplo, el cuadro 3 presenta un comparativo de algunos parámetros de calidad de agua requeridos para riego por diferentes guías.

Tomando en cuenta lo anterior, el objetivo del presente trabajo es analizar el esquema de tratamiento de aguas servidas para Chile, como ejemplo de país en vía de desarrollo, discutiendo sobre la participación y desarrollo de sistemas "más simples", como los HC, a fin de abordar la realidad actual, junto con los desafíos técnicos

Cuadro 2. Categorías de reúso. Adaptado de Asano (2005), y Metcalf and Eddy (2007).

Categoría número	Nombre	Ejemplos de uso
1	Riego agrícola	Riego de cultivos, viveros comerciales
2	Riego de área verdes	Parques, jardines de escuelas, campos de golf, cementerios
3	Reciclaje industrial y reutilización	Agua de enfriamiento, agua de caldera, aguas de proceso, aguas para construcción
4	Recarga de acuíferos	Recarga subterránea, control de cuñas salinas, control de la subsidencia
5	Usos recreacionales y ambientales	Lagos y lagunas, mejora de pantanos, reservas naturales, regulación de caudales, pesquería
6	Usos urbanos no potables	Provisión contra incendios, climatización, agua para sanitarios
7	Reúso potable	Ablandamiento del agua, mezcla con agua natural para potabilización

Cuadro 3. Guías que establecen límites para algunos parámetros de calidad del agua empleada para riego. Adaptado de Norton-Brandao, Scherrenberg y Van Lier (2013).

Guía	Unidad	WHO (1989)	USEPA (2012)	ANZECC (2000)	Real Decreto Español (2007)	Decreto Italiano (2003)	Norma Chilena-NCh 1333 (1987)
Tipo de guía/ parámetro		Calidad de agua residual para agricultura	Calidad de agua tratada para riego	Calidad de agua para riego	Calidad de agua tratada para riego	Calidad de agua residual tratada para reúso	Calidad de agua para riego
Conductividad eléctrica (CE)	dS/m	-	-	< 0.65; 0.65-1.3 2.9-5.2 ^e	3	-	≤ 0.75 0.75-1.5 1.5-3.0 3.0-7.5 ^g
pH	-	-	6	-	-	6-9.5	5.5-9.0
Nitratos (N-NO ₃ ⁻)	mg/l	-	-	-	5	-	-
Nitrógeno total (N)	mg/l	-	10 ^{b,c}	5; 25-125 ^f	10	15	-
Fósforo total (P)	mg/l	-	5 ^{b,d}	0.05; 0.8-12 ^f	-	2	-
Sólidos suspendidos totales (SST)	mg/l	-	-	-	20	10	-
Coliformes fecales (CF)	UFC/100 ml	≤ 1 000 ^a	-	-	-	-	< 1 000 ^h

WHO: World Health Organization (Organización Mundial de la Salud); USEPA: United States Environmental Protection Agency (Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos); ANZECC: Australian and New Zealand Environment and Conservation Council (Consejo para la Conservación y Medio Ambiente de Australia y Nueva Zelanda). ^aRiego para cultivos susceptibles de ser consumidos crudos, cultivo de cereales, cultivos industriales; ^bcultivos alimentarios; ^cparámetro exclusivo del estado de New Jersey; ^dparámetro exclusivo del estado de Michigan; ^ecultivo sensible, moderadamente sensible, tolerante, respectivamente; ^fmáxima concentración (mg/l) que puede ser tolerada para 20 y 100 años, respectivamente; ^gsin efecto, efecto en cultivos sensibles, efectos adversos en mayoría de cultivos, cultivos tolerantes, respectivamente; ^hcultivo de frutas y verduras en estado crudo.

y normativos, que permitan un aumento de la cantidad de PTAS basadas en HC, y de efluentes a reutilizar, en especial en riego de actividades agrícolas.

Metodología

Chile está localizado entre los paralelos 17° 29' S y 56° 32' S, extendiéndose en una franja estrecha que tiene un ancho promedio de 180 km, y un largo de 4 270 km. Su longitud lo provee de climas muy variados, desde un árido desierto por el norte a nieves eternas en el sur. Debido a esto, para los análisis, se dividió el territorio en tres macrozonas geográficas: a) norte (regiones de Arica y Parinacota, Tarapacá, Antofagasta, Atacama y Coquimbo); b) centro (regiones de Valparaíso, Metropolitana, O'Higgins, Maule, Bío Bío y la Araucanía); c) sur (Regiones de los Ríos, Lagos, Aysén y Magallanes). Cada una de estas macrozonas posee características extrapolables a la situación presente en otros países en vías de desarrollo.

Además, Chile, al igual que muchos otros países en vías de desarrollo, en los últimos años, por la variación climática, producto probablemente del calentamiento global, ha visto reducida la cantidad de precipitación caída hasta en un 40% en la zona centro del país. Por otro lado, toda la macrozona norte se caracteriza por ser un gran desierto, con precipitaciones inferiores a los 5 mm/año en las zonas costeras (DGAC, 2014). Esta realidad lleva a la necesidad de buscar fuentes hídricas alternativas, donde la reutilización de aguas servidas tratadas constituye un escenario poco explotado, tal como ocurre en muchos países en vías de desarrollo.

Tomando en cuenta lo anterior, la metodología de este trabajo fue la discusión y análisis de diferentes aspectos relacionados con la situación del tratamiento de aguas servidas y el reúso de sus efluentes en un país en vía de desarrollo como Chile. El orden metodológico fue el siguiente: a) discusión sobre sistemas de tratamiento de aguas servidas instalados; b) situación actual de los HC como ejemplo del uso de tecnologías "más simples" en el país,

enfocando la discusión a desarrollos a escala real, piloto y laboratorio, avances, potencial de aplicación y desafíos; c) junto con lo anterior, análisis del marco regulatorio para descarga y reúso; d) reflexión sobre las limitaciones para un mayor desarrollo del reúso de aguas servidas tratadas.

Resultados y discusión

Tratamiento de aguas servidas en el país

Para 2012, las zonas urbanas presentaron una cobertura de tratamiento de 100% del agua servida colectada, cobertura lograda con poco más de 250 PTAS de tipo centralizadas (SISS, 2013a). Si la cobertura de alcantarillado alcanza en el país 96.51% de la población en zonas urbanas (SISS, 2013b), Chile, como nación en vía de desarrollo, posee un alto grado de cobertura de tratamiento para las zonas urbanas. Esta realidad contrasta con la presentada por Zurita, Roy y White (2012) para México, donde cerca de 60% del agua servida producida no se trata. La figura 2 resume la participación porcentual de las diferentes tecnologías de tratamiento aplicadas en PTAS centralizadas y descentralizadas de zonas urbanas y rurales de Chile. Las PTAS de zonas urbanas fueron diseñadas para eliminación de sólidos y materia orgánica con desinfección por cloración. Siguiendo la tendencia mundial, la tecnología empleada en más de 60% de los casos corresponde a las diversas modalidades de lodos activados (SISS, 2013a). Respecto al uso de HC en PTAS centralizadas de las zonas urbanas, la figura 2a muestra que no existe registro de su uso.

La zona centro del país presenta una tendencia similar al promedio nacional en la aplicación de tecnologías en PTAS centralizadas (más de 50% de las PTAS posee tecnología de lodos activados), con una eliminación de DBO₅, DQO y SST superior al 80%, mientras que la eliminación de NT y PT varía entre 20 y 60% (Vera, Sáez, & Vidal, 2013). Para la zona norte, más de 50% de las PTAS centralizadas está basada en sistemas lagunares y emisarios submarinos. Por

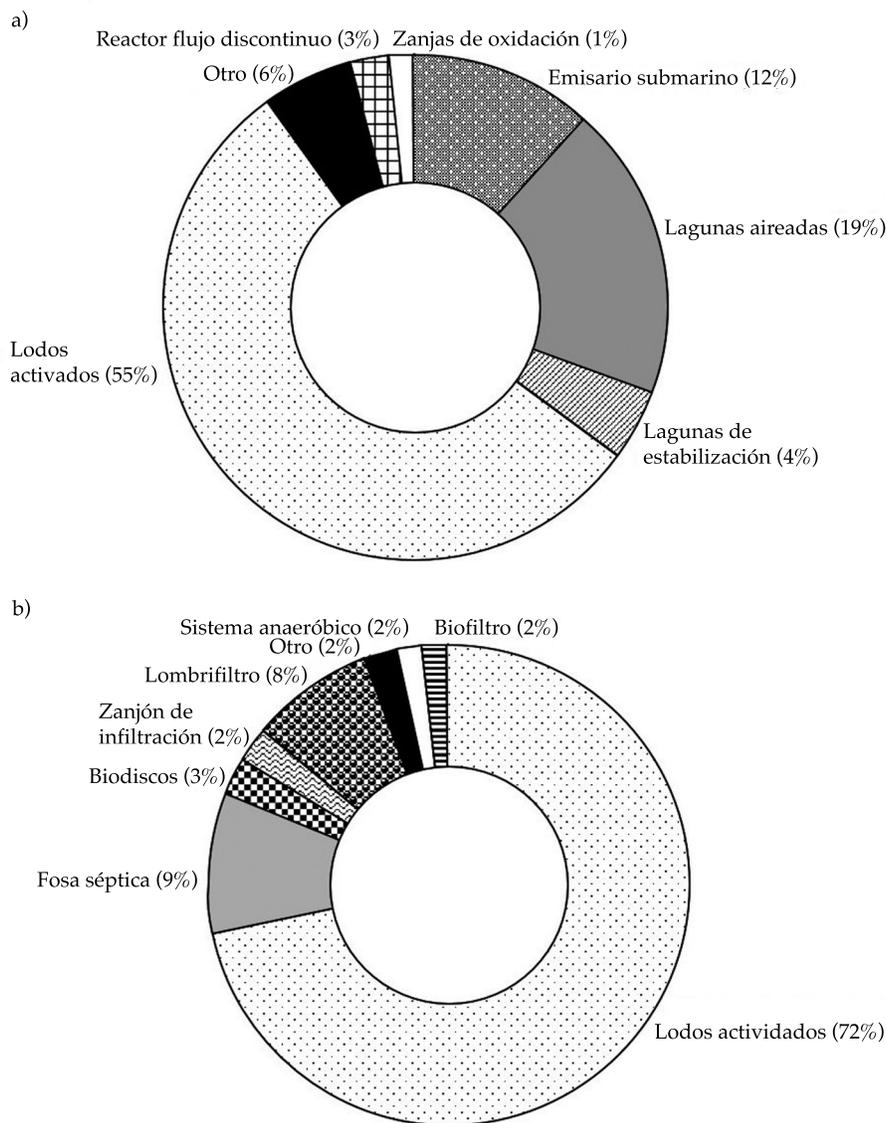


Figura 2. Participación porcentual de tecnologías de tratamiento aplicada en las PTAS en Chile; a) zonas urbanas; b) zonas rurales. A partir de SISS (2013a) y Subdere (2012).

otro lado, la zona sur sigue la tendencia nacional con la aplicación de lodos activados en más de 70% de las PTAS centralizadas (SISS, 2013a). Sin embargo, no existen reportes en la literatura que indiquen el funcionamiento de las PTAS en el norte y sur del país. Pese a esto, las PTAS en Chile están sujetas a constante autorreporte y fiscalización, y deben cumplir con lo establecido en dos normativas específicas: a) Decreto Supre-

mo 90 (DS 90) de 2000, que regula la descarga a aguas superficiales y marítimas (BCN, 2000) y b) Decreto Supremo 46 (DS 46) del 2002, que regula la descarga a aguas subterráneas (BCN, 2002). Por tanto, podría indicarse que los efluentes de la PTAS en Chile deben poseer valores inferiores a los indicados en el cuadro 4.

Por otra parte, para las zonas rurales o descentralizadas en general, existen un poco

Cuadro 4. Resumen de algunos parámetros de calidad de agua regulados por el DS 90 (BCN, 2000) y DS 46 (BCN, 2002), aplicables al territorio continental y marítimo de Chile.

Parámetro	Unidad	Sitio de descarga					
		Fluvial 2	Fluvial 3	Lagos	Mar 1	Mar 2	Acuífero
pH	Und.	6.0-8.5	6.0-8.5	6.0-8.5	6.0-9.0	5.5- 9.0	6.0-8.5
DBO ₅	mg/l	300	35	35	60	-	-
SST	mg/l	300	80	80	100	300	-
NT ^a	mg/l	75	50	10 ^b	50	-	10 ^d -15 ^e
PT	mg/l	15	10	2	5	-	-
CF	NMP/100 ml	1 000	1 000	1 000-70 ^c	1 000-70 ^c	-	-

Fluvial 2: con capacidad de dilución; fluvial 3: sin capacidad de dilución; mar 1: dentro de la zona de protección litoral; mar 2: fuera de la zona de protección litoral; ^aen la norma se considera como nitrógeno total Kjeldahl (NTK); ^bcorresponde a la suma del NTK más el nitrito y nitrato; ^cel valor de 70 es aplicable sólo en áreas aptas para la acuicultura y explotación de recursos bentónicos; ^daplicable a acuíferos con vulnerabilidad alta; ^eaplicable a acuíferos con vulnerabilidad baja.

más de 550 sistemas de tratamiento de tipo descentralizado instalados (Subdere, 2012). La figura 2b muestra que al igual que en las zonas urbanas, la tecnología de lodos activados es la más empleada, con una proporción de participación superior a 70%. También la figura 2b muestra que cerca de 19% de las PTAS de zonas rurales usa tecnologías de tratamiento secundario y sólo un 9% emplea tecnología de tratamiento primario, como fosas sépticas.

A pesar de la gran cantidad de PTAS descentralizadas (sobre 550), se ha estimado que en Chile, máximo un 20% se trata de las aguas servidas producidas en las zonas rurales (Casen, 2009). Esta situación sería similar e incluso mejor a la presente en otros países en vías de desarrollo. Además, existe poca o nula información de su funcionamiento. Rodríguez (2012), evaluando PTAS de zonas rurales de la zona centro (región de Coquimbo, Valparaíso, Maule y Metropolitana), concluye que la mayoría de ellas funciona de manera inadecuada desde el punto de vista de la sostenibilidad económica y de cumplimiento de normativa vigente (DS 90 y DS 46, cuadro 4). Además, plantea la necesidad de implementar tecnologías alternativas a los lodos activados.

Humedales construidos en el país y su aplicación al reúso

En Chile, para tratamiento de aguas servidas, se pudo establecer que los HC presentan una participación minoritaria, instalados como tratamiento secundario principalmente, en un máximo de 10 PTAS de zonas rurales de la zona centro (Subdere, 2012). No se especifica el tipo de HC aplicado, pero podría tratarse principalmente de HC de flujo horizontal subsuperficial (HSS). El cuadro 5 resume algunas características de estas PTAS, y las compara con la situación documentada para España y Grecia. Al respecto, el cuadro 5 muestra que los primeros sistemas instalados en Chile se construyeron a partir del año 2002, con una vida útil proyectada de 20 años.

En cuanto a los costos de construcción y operación, se puede indicar que su rango sería similar al de los países comparados. Además, si se comparan estos costos con los presentados por Vera et al. (2013) para PTAS centralizadas de zonas urbanas de la zona centro de Chile basadas en lodos activados (costos, construcción: 65-200 USD/hab. operación: 4-27 USD/hab.-año), el resultado muestra cómo estos

Cuadro 5. Comparativo de características de sistemas de humedales construidos en Chile.

Característica	Lugar		
	Chile ^a	España ^{b,c}	Grecia ^d
Población (hab.)	65-450	< 2 000	< 3 000
Año inicio operación	2002-2006	1996-2002	1997-no especificado
Vida útil establecida (años)	10-20	-	-
Costo construcción (USD/hab.)	85-630	286-654	560-750
Costo operación (USD/hab.)	13-27	36-101	7.5-10
Etapas de tratamiento donde se utilizan	Secundario principalmente	Secundario principalmente	Secundario principalmente
Método de desinfección	Luz ultravioleta (principalmente)-cloración	No posee un sistema específico	No especificado

^aSubdere (2012); ^bPuigagut, Villasenor, Salas, Becares y García (2007); ^cVera, García, Sáez, Moragas, & Vidal (2011); ^dTsihrintzis & Gikas (2010). Valores de cambio: 1 USD= \$477.13 pesos chilenos; 1 € = 1.3 USD, basados en valores de diciembre de 2012.

costos también serían similares. Pese a ello, es importante indicar que los costos de Vera *et al.* (2013) son de PTAS centralizadas (> 2 000 hab.), donde se sabe que existe una reducción por economía de escala. Al respecto, Subdere (2012) muestra que los costos de construcción y operación promedio para PTAS descentralizadas basadas en lodos activados varían entre 66 y 10 000 USD/hab., y de 9 a 142 USD/hab.-año, respectivamente. Por tanto, se puede indicar que los sistemas de HC instalados han sido en algunos casos más económicos de construir que sistemas de lodos activados, presentando también en algunos casos costos de operación inferiores a los lodos activados. Esto reafirma la necesidad planteada por Rodríguez (2012) de buscar alternativas de tratamiento para PTAS descentralizadas, y mostraría a otros países en vías de desarrollo que desde el punto de vista económico existe la necesidad de implementar tecnologías más simples de tratamiento en PTAS descentralizadas.

En cuanto a su funcionamiento depurativo (eliminación de materia orgánica, nutrientes y patógenos), no existe información bibliográfica al respecto ni sobre reutilización de sus efluentes. Subdere (2012) indica en su catastro que cerca de 50% de las PTAS basadas en HC presentan un funcionamiento calificado como "Bueno", y

que más de 90% cumple la normativa vigente (cuadro 4). Pese a esto, Subdere (2012) también especifica que las PTAS basadas en HC que presentan problemas se relacionan principalmente con el establecimiento de la vegetación, sistemas de bombeo de cabecera, y fallas en lámparas de los sistemas de desinfección ultravioleta.

En el nivel de investigación, la mayoría de estudios de HC tratando aguas servidas se ha desarrollado en la zona centro del país (Zúñiga, Schiappacasse, Chamy, Sánchez, & Cerda, 2004; Pérez, 2010; Mancilla, Zúñiga, Salgado, Schiappacasse, & Chamy, 2013; Rojas, Vera, & Vidal, 2013; Vera, Araya, Andrés, Sáez, & Vidal, 2014). Sin embargo, en estos estudios no se ha tratado el tema del reúso. El tipo de HC que se ha estudiado principalmente corresponde al HSS. En este sentido, Rojas *et al.* (2013) presentan resultados de la puesta en marcha de una unidad experimental basada en HSS, operada con una carga hidráulica (CH) de entre 10 y 40 mm/d, donde se elimina cerca de 50% de la DBO₅, entre 74 y 84% de los SST, y debajo de 35% de NT y PT. La carga hidráulica representa un parámetro de diseño y operación importante en HC (García *et al.*, 2005). De manera complementaria, Vidal, López, Vera, Chamorro y Baeza (2013), para este mismo sistema, resumen los resultados de operación

por un año, donde la eliminación de DBO_5 varía entre 50 y 80%, mientras que para SST supera el 80%, y para los nutrientes NT y PT se obtiene un rango similar al reportado por Rojas *et al.* (2013). Mancilla *et al.* (2013) evaluaron también el funcionamiento por 280 días de HSS operados a una CH de 114 mm/d en la zona centro. Los resultados muestran una eliminación de materia orgánica evaluada como demanda química de oxígeno (DQO), que varió entre un 20 y 80%. No se reporta eliminación de SST ni de NT y PT, pero se indican eliminaciones de nitrógeno del amonio (N-NH_4^+) y fósforo del fosfato (P-PO_4^{3-}), variando entre 10 y 60%. Estos resultados de eficiencias de eliminación son similares a los reportados para HC aplicados como tratamiento secundario de PTAS descentralizadas en otros lugares de clima mediterráneo, como el de la zona centro (Vera, García, Sáez, & Vidal, 2011).

En el caso de la zona norte, no se encuentra información de HC experimentales en la literatura. Para esta área, resultados del Centro de Investigación y Desarrollo en Recursos Hídricos (CIDERH) en la región de Tarapacá, respecto a aguas servidas crudas y tratadas, evidencian que uno de los problemas con el reúso de efluentes de PTAS es la conductividad eléctrica (CE), que sobrepasa los 2 000 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Estos valores ya habían sido reportados en estudios de reúso para la zona norte (Cáceres, Delatorre, De la Riva, & Monardes, 2003). Además, de acuerdo con el cuadro 3, las aguas servidas tratadas con CE por sobre los 1.500 $\mu\text{S}/\text{cm}$ originarían problemas en la mayoría de cultivos, al reutilizarse para riego agrícola (INN, 1987). Respecto a la zona sur, tampoco se encuentra información de HC en la literatura.

Para los casos documentados en la literatura (aplicación en PTAS y propuestas de desarrollo e investigación), en su mayoría se ha usado o propuesto tres especies de planta (por orden alfabético): a) *Phragmites australis*, b) *Schoenoplectus californicus*, y c) *Typha spp.* La aplicación de estas especies de plantas ha sido ampliamente documentada en la literatura especializada (Tsihrintzis & Gikas, 2010; Vymazal, 2005).

Propuestas de aplicación de HC

En el país se han desarrollado propuestas de uso de HC en PTAS concebidas para reutilizar sus efluentes (Piérart & Chiang, 2013; Fundación Chile, 2013). En el caso de Piérart y Chiang (2013), el modelo de PTAS descentralizada propuesto integra el tratamiento y reúso de aguas servidas, aplicable a comunidades periurbanas de la zona centro. Este modelo está planteado para cinco habitantes (una familia tipo), con consumos de agua de entre 150 y 200 l/hab.-d. La PTAS contempla (en forma consecutiva): a) fosa séptica, para eliminación de sólidos; b) lombrifiltro de 1 m^2 y un HSS de 12 m^2 , para eliminación de materia orgánica; c) HC del tipo HS de 6 m^2 , para desinfección. Posterior al tratamiento, se plantean áreas de cultivo de 30 m^2 , con recolección del exceso del agua riego y recirculación al sistema de tratamiento.

Si bien es una propuesta interesante, dos aspectos son importantes a tener en cuenta para su implementación. El primero de ellos se relaciona con las áreas propuestas. En sistemas como los HSS se usan reglas de relación de área por habitante ($\text{m}^2/\text{hab.}$) para diseño y evaluación, complementarias al valor de CH (Vymazal, 2011). Piérart y Chiang (2013) proponen un valor de CH entre 60 y 85 mm/d, con un área unitaria de 2.4 $\text{m}^2/\text{hab.}$, muy por debajo de la recomendación internacional de 5 $\text{m}^2/\text{hab.}$ (Vymazal, 2005). Si bien la reducción de área unitaria parece fundamentada en la existencia de un lombrifiltro preliminar, también para climas mediterráneos (como el de la zona centro), había sido sugerida una reducción a valores alrededor de 3 $\text{m}^2/\text{hab.}$ (Vera *et al.*, 2011). Por tanto, este aspecto, junto con la CH, debe evaluarse con sumo cuidado en la implementación de dicho modelo (se recomienda un seguimiento de al menos dos años). El otro aspecto importante a considerar es la propuesta de usar un HS como sistema de desinfección. Ello no parece adecuado, pues un HS no elimina patógenos y, por tanto, debería eliminarse o integrarse, posterior a esta etapa, un sistema de desinfección, donde la radiación UV o la cloración, implementadas

en las pocas PTAS documentadas, serían dos opciones viables de usar.

Otro sistema propuesto es el de Fundación Chile (2013). Este sistema se recomienda para tratar aguas servidas rurales en PTAS descentralizadas y RILes agroindustriales, con generación de efluentes aptos para reúso. La PTAS propuesta está compuesta de (en orden secuencial): a) estanque de sedimentación (RILes) o fosa séptica (aguas servidas), para eliminación de sólidos; b) HC del tipo HSS con un sistema de regulación y acumulación, para la eliminación del material orgánico; c) un sistema de desinfección, para eliminación de patógenos; d) estanque de acumulación.

En este sistema, los HSS propuestos son unidades de 2.25×3.75 m (8.44 m²) recomendadas para un flujo de 1 000 l/d. Esto representa una CH de 118 mm/d y un área unitaria de 1.69 m²/hab., suponiendo un uso del HSS por parte de cinco habitantes (sugerido por Fundación Chile). Este valor de CH calculado supera entre 1.5 y 10 veces el valor reportado por Rojas *et al.* (2013), y el sugerido por Piérart y Chiang (2013), pero es similar al empleado por Mancilla *et al.* (2013). Además, la CH es mayor entre 20 y 70 mm/d a CH reportadas para otros HC operados en clima mediterráneo (Caselles-Osorio *et al.*, 2007). En cuanto a su funcionamiento, aunque no se especifica el tiempo de seguimiento y monitoreo de la unidad de HSS, se habla de eliminaciones de: a) $DBO_5 = 80$ a 95%, b) SST = 40 a 97%, c) NT = 75 a 95%, y d) coliformes: una unidad logarítmica. Estos resultados, para los parámetros DBO_5 y NT, superan entre 10 y 40% los resultados reportados por Rojas *et al.* (2013), Vidal *et al.* (2013) y Mancilla *et al.* (2013).

Aunque en los estudios realizados en la zona centro no se ha reportado el comportamiento respecto a organismos patógenos (excepto Fundación Chile, 2013), es sabido que los HC eliminan hasta tres unidades logarítmicas de coliformes fecales (CF) (Headly *et al.*, 2013). Este parámetro resulta importante para reúso en riego agrícola (cuadro 3). Por tanto, el agua servida, que presenta niveles de entre 10^6 y 10^9 NMP/100 ml de CF (Headly *et al.*, 2013) a ser

tratada en PTAS basadas en HC necesitarían una desinfección final, tal como es propuesto por Fundación Chile (2013) y ha sido aplicado en las pocas PTAS que poseen HC.

Teniendo en cuenta todo lo discutido previamente, podría indicarse que una PTAS descentralizada basada en HC con objetivo de reúso de sus efluentes en la zona centro debería contener al menos (en orden secuencial): a) sistema de sedimentación (fosa séptica o similar), para eliminación de sólidos; b) HSS, para eliminación de materia orgánica, con factibilidad de operación a CH de alrededor de 100 mm/d, lo que llevaría a usos de área unitarias de entre 2 y 3 m²/hab., valores que reducen hasta 66% el valor internacional aceptado de 5 m²/hab. (Vymazal, 2005); c) sistema de desinfección (radiación UV o cloración), para la eliminación de organismos patógenos. En el caso de la aplicación del punto b), para la zona centro faltaría estudio y desarrollo de sistemas subsuperficiales de flujo vertical, a fin de poder realizar recomendaciones de su aplicación.

Para la zona norte, una PTAS basada en HC con fines de reúso agrícola debe considerar incluir alternativas tecnológicas para reducir la conductividad eléctrica (CE). En este sentido, el esquema de tratamiento mínimo que debe proponerse para una PTAS en la zona norte basada en HC estaría compuesto por: a) sistema de sedimentación (fosa séptica o similar); b) sistema de HC, superficial, subsuperficial horizontal o vertical, para eliminación de materia orgánica y sólidos; c) sistema para eliminación de sales (filtración, intercambiadores iónicos, osmosis); d) sistema de desinfección (radiación UV o cloración).

Las propuestas de aplicación de HC para la zona sur presentan un escenario más complejo. Para analizar su aplicación, es importante considerar dos aspectos importantes: a) la abundancia de recursos hídricos, con una disponibilidad de agua por sobre los 100 000 m³/hab.-año, superando en más de dos veces el promedio nacional ($53\,953$ m³/hab.-año) y en más de 15 veces el promedio mundial ($6\,600$ m³/hab.-año) (MOP, 2013); b) clima, presentando

inviernos extensos con temperaturas cercanas a las de congelamiento (DGAC, 2014).

En el caso de la abundancia de recursos hídricos, esta situación limita el desarrollo del reúso de efluentes. Por otro lado, si los HC se plantean sólo como sistema de tratamiento, un aspecto importante de la descarga es la presencia de sistemas lacustres. Para estos sistemas hídricos, la normativa (cuadro 4) presenta como principal parámetro limitante el fósforo total (PT), con un valor máximo de 2 mg/l. Este límite de descarga podría suponer problemas de aplicación de las diferentes configuraciones de HC.

Al respecto, Vera et al. (2014) propusieron un sistema de HC con modificaciones para mejorar su comportamiento en la eliminación de nutrientes: a) medio de soporte especial (zeolita), y b) un sistema de aireación adicional. Sus resultados mostraron concentraciones de fosfato de entre 2 y 4 mg/l, mientras que el amonio fue inferior a 10 mg/l. Por tanto, el valor de PT sobrepasaría lo indicado en la norma.

Una opción de descarga sería la infiltración a aguas subterráneas. Al respecto, el DS 46 limita principalmente el valor de descarga a formas de nitrógeno, con límites de 10 mg/l para nitrito y nitrato, y de 10 y 15 mg/l para el nitrógeno total Kjeldahl (NTK) (cuadro 4). Para estos valores, el sistema propuesto por Vera et al. (2014) requeriría de mejoras para mantener la concentraciones de las formas de nitrógeno solicitadas por la norma. Sin embargo, existen en la literatura propuestas de mejora para aumentar la eficiencia de eliminación de nitrógeno, descritas con detalle en Wu, Kuschik, Brix, Vymazal, & Dong (2014).

Teniendo en cuenta además el factor climático, para la zona sur del país se podría recomendar también el uso de sistemas como el propuesto por Wallace (2001), que corresponde a un HC del tipo HSS, que emplea mejoras representadas en: a) un sistema de aireación, y b) un manto superficial aislante para mantener estable la temperatura interna de la unidad de HSS. Por consiguiente, las mejoras en forma conjunta ayudan a mantener eliminaciones sobre 70% de nitrógeno total durante los meses

más fríos del invierno (Wallace, 2001). Tomando en cuenta lo anterior, una PTAS basada en HC para la zona sur con fines de descarga debería incluir al menos (en orden secuencial): a) sistema de sedimentación (fosa séptica o similar), para eliminación de sólidos; b) sistema de HC de tipo subsuperficial, posiblemente con medios especiales y/o aireación, junto a un manto superficial aislante de temperatura, para la eliminación de materia orgánica y nutrientes; c) sistema de desinfección (radiación UV o cloración).

Potencial de aplicación de HC

Se ha definido que la participación de HC en el esquema de tratamiento de aguas servidas actual es muy baja. Pese esto, existe un potencial de aplicación interesante a futuro. Este potencial de aplicación sería el mismo que se presenta para otros países en vías de desarrollo. Tomando en cuenta que Chile tiene una población urbana total de poco más de 14 millones de habitantes, un 4% de esta población urbana, esto es, unos 500 000 habitantes, localizados en zonas periurbanas, necesita ser cubierta por PTAS descentralizadas, donde los HC podrían constituirse en una alternativa de tratamiento, dado que: a) la eficiencia de eliminación documentada para los sistemas evaluados a nivel de investigación en la zona centro son comparables con sistemas de lodos activados (Vera et al., 2011); b) presentan simplicidad de operación, lo que facilita la sostenibilidad futura de la PTAS, esto porque presentan una escasa necesidad de personal (0.6 horas/día de operario) y bajo consumo energético (entre 0 y 17.7 kWh/hab.-año), que por lo general es entre 50 y 60% inferior al de una PTAS basada en lodos activados (Fábregas, 2006); d) costos de construcción y operación competitivos respecto a sistemas de lodos activados (Subdere, 2012); c) realce estético, al emplear componentes del medio natural como las plantas (figura 1), lo que aportará en el mejoramiento del entorno (García, Morató, & Bayona, 2004).

Por otro lado, en el caso de la población rural, existe el potencial de aplicación de sistemas

de HC, porque: a) más de 50% de esta población (más de un millón de habitantes) necesita soluciones de tratamiento; b) un 9% de sistemas instalados (cerca de 50 PTAS) posee sólo tratamiento basado en fosas sépticas, requiriendo a futuro complementar su proceso de tratamiento (Subdere, 2012).

Pese a esta posibilidad de aplicación de HC, existen factores que limitan su proyección y, por ende, mayor participación en el esquema de tratamiento. Algunos de estos factores coinciden con lo discutido por Zurita *et al.* (2012): a) falta de legislación específica para las PTAS de zonas descentralizadas, que defina responsabilidades de financiamiento y operación, las cuales deben ser cubiertas bien sea por un organismo del estado o uno designado por éste, con competencias técnicas para tal fin, ello porque actualmente la gestión de PTAS descentralizadas es desarrollada por la misma comunidad; b) un mercado establecido de sistemas de lodos activados, que si bien son sistemas de tratamiento con buen desempeño en PTAS centralizadas, presentan problemas de operación, principalmente cuando se trata de PTAS descentralizadas; c) falta de conocimiento de la tecnología de HC por parte de empresas sanitarias y autoridades, siendo especialmente poco conocidos los potenciales beneficios y desempeño que se puede lograr con los HC; d) falta de manuales de diseño en idioma local, que permitan una mayor difusión del conocimiento, esto porque es conocida la barrera lingüística respecto al inglés de algunos países en vías de desarrollo; e) mayor difusión a la población en general por parte de la comunidad académica y científica, con el fin de que la sociedad tenga un mayor empoderamiento y participación cuando se definan opciones de tratamiento de aguas servidas para ellos.

Reflexiones para mejorar el reúso de aguas servidas en Chile y en países en vías de desarrollo en general

La reutilización de aguas servidas, al igual que ocurre en muchos países en vía de desarrollo, es un tema poco discutido y estudiado científica-

mente en Chile. La figura 3 muestra la distribución porcentual expresada a partir del total de PTAS centralizadas, y no en términos de caudal, para las descargas de las PTAS centralizadas de zonas urbanas. Sólo 4% de estas PTAS reutiliza sus efluentes, principalmente en actividades de riego. Si se considera que se emplean unos 32 m³/s para suministro de agua de las zonas urbanas, la producción estimada de aguas servidas sería de 24 m³/s (considerando un coeficiente de retorno de 0.75), por tanto, el 4% reusado representa como máximo un 1 m³/s (MISP, 2015). Este valor es menos de 0.3% del total de agua que se emplea para riego en agricultura en Chile (unos 350 m³/s; MISP, 2015). Por tanto, si se llega a porcentajes de reutilización como el de Israel, cercano a 80%, el potencial aporte que el reúso haría al emplearse en riego agrícola sería de entre 5 y 10%, aproximadamente. Esta cifra representa un valor importante, sobre todo para la zona centro, porque: a) concentra más de 50% de la cantidad de agua para abastecer la población urbana del país (MISP, 2015); b) presenta la mayor actividad agrícola; c) registra una reducción de hasta 40% en las precipitaciones en los últimos años (DGAC, 2014).

También es importante recalcar que este valor de reutilización de 4% es bastante bajo, si se considera que: a) existe una cobertura cercana a 100% para el tratamiento de aguas servidas en zonas urbanas; b) los criterios requeridos en más de 30% de las PTAS centralizadas se relacionan con descargas a cuerpos fluviales con capacidad dilutiva, efluentes que poseen características similares a las solicitadas por la normativas de reutilización para riego agrícola (cuadro 3); y c) la zona norte es un gran desierto, con baja disponibilidad de recursos hídricos (< 1 050 m³/hab.-año) (MOP, 2013).

Este limitado desarrollo se podría explicar de modo parcial por la inexistencia de normativa específica de reutilización que regule el tema y permita un mayor desarrollo. Si bien existe la NCh 1333 (INN, 1987), tal norma se considera como indicativa para valores de calidad del agua en actividades o categorías de uso, pero

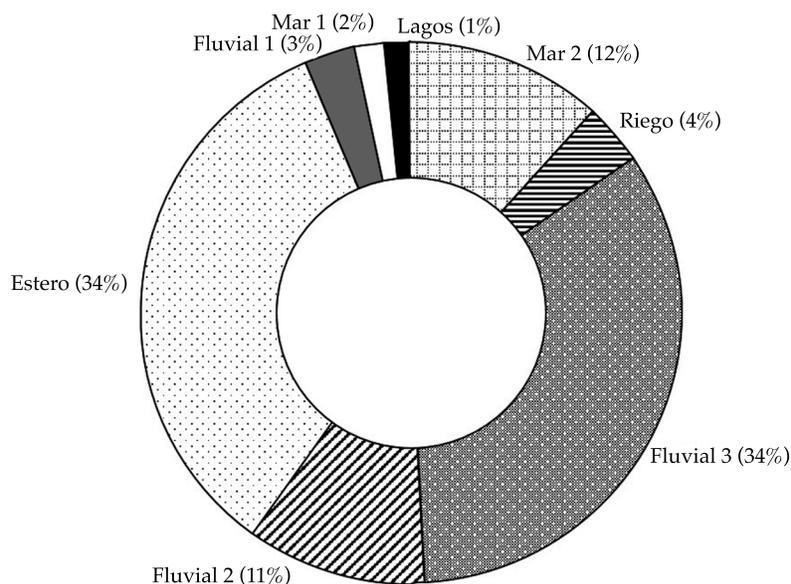


Figura 3. Participación porcentual de destino de efluentes de PTAS aplicadas en zonas urbanas de Chile. A partir de SISS (2013a). Fluvial 1: con o sin capacidad de dilución; fluvial 2: con capacidad de dilución; fluvial 3: sin capacidad de dilución; mar 1: dentro de la zona de protección litoral; mar 2: fuera de la zona de protección litoral.

no es específica para reúso de aguas servidas (o para todos los tipos de aguas residuales; cuadro 3). Esto sugiere la necesidad de normar el tema, incluyendo no sólo criterios de calidad para el agua tratada, sino de manejo y protección ambiental. Otro aspecto importante, abordado de manera parcial por la NCh 1333, son las categorías de reúso. De las siete categorías de reúso propuestas en el cuadro 2, tres de ellas no están consideradas actualmente por la NCh 1333: categorías 3, 4 y 6. La categoría 4, aunque no se aborde en la NCh 1333, se puede enmarcar dentro del DS 46 (BCN, 2002). Sin embargo, las categorías 3 y 6 no tienen hoy día indicación normativa.

También existen limitantes relacionadas con aspectos jurídicos. Uno de ellos es la definición de los derechos del agua. El decreto con fuerza ley 1122 de 1981 (BCN, 1981), conocido por lo común como "código de aguas", establece el marco jurídico para el aprovechamiento de las aguas de origen natural en Chile. Sin embargo, en la actualidad, para la reutilización de aguas

servidas, el tema no está definido por normativa alguna, y así existe la necesidad de su definición. Tal definición es importante, pues permite establecer quiénes serán los encargados de los proyectos de reutilización. Otro aspecto jurídico importante a tratar es generar incentivos de tipo económico, tributario, a fin de aumentar la reutilización. En la actualidad, en el caso de las empresas sanitarias que operan las PTAS centralizadas en Chile, no existe ningún beneficio económico para invertir en proyectos y/o estudios para el reúso de sus efluentes. Además, en el caso de particulares cubiertos por los sistemas de acueducto administrados por las empresas sanitarias, los cobros por alcantarillado se basan en factores. Si bien ésta es una forma de cobro aceptada en el ámbito internacional, al parecer no existe la posibilidad de negociación con la empresa sanitaria al momento de reducir las descargas por reutilización. El único ahorro económico actual que un particular puede tener se relaciona con la reducción por consumo que se genera por reúso.

Otro punto importante para un mayor desarrollo del reúso de aguas servidas tratadas guarda relación con las estrategias de desarrollo del país. En el caso de Chile, la Estrategia Nacional de Recursos Hídricos (ENRH) 2012-2025 (MOP, 2013) consigna dos ejes estratégicos relacionados con la temática del reúso: a) mejor institucionalidad ambiental y b) enfrentar la escasez. En el caso de mejor institucionalidad ambiental, en la actualidad se permite la intervención en temas hídricos por más de 15 organismos repartidos en ocho ministerios. Esto genera una dispersión de criterios que afecta el desarrollo de proyectos de tratamiento y reúso de aguas servidas. Al respecto, ya ha habido avances con propuestas de modificación de la institucionalidad relacionada con los recursos hídricos (MOP-DGA-BM, 2013). Asimismo, el eje estratégico "Enfrentar la escasez" no menciona el tema de la reutilización de aguas servidas tratadas (MOP, 2013). Esto daría señales del poco valor dado al reúso de aguas servidas como fuente hídrica alternativa, tal vez por la falta de conocimiento. Estas reflexiones en materia de reutilización de aguas servidas tratadas basadas en la experiencia chilena resultan discusiones transversales abordables para otros países en vías de desarrollo.

Conclusiones

Chile, como país en vía de desarrollo, presenta coberturas de tratamiento para las zonas urbanas cercana a 100%, considerada alta, comparada con otros países en vías de desarrollo. Pese a esto, la realidad de las zonas rurales es diferente, donde se estima una cobertura máxima de 20%, siendo una realidad similar a la de países en vías de desarrollo. Estas coberturas de tratamiento se han logrado con la implementación de más de 250 PTAS centralizadas y 550 PTAS descentralizadas. Pese al gran número de PTAS existentes, los humedales construidos tienen una participación minoritaria, inferior a 2%, aplicados sólo en PTAS descentralizadas de la zona centro. Su principal empleo ha sido como

tratamiento secundario para la eliminación de materia orgánica. Además, los costos de construcción y operación de la tecnología de HC son competitivos frente a la tecnología de lodos activados, dominante en el país en la actualidad.

Por otro lado, no existen datos del desempeño depurativo de PTAS basadas en humedales construidos en el país ni tampoco información de reutilización de sus efluentes. Los únicos resultados de funcionamiento existentes corresponden a sistemas experimentales de humedales construidos de flujo horizontal subsuperficial (HSS), instalados sólo en la zona centro. El desempeño depurativo alcanzado por estos sistemas fue similar al obtenido por la tecnología de lodos activados y por sistemas de HC de otros lugares. Estos argumentos económicos y técnicos demuestran que los humedales construidos son una alternativa viable para usar en PTAS descentralizadas a futuro. Para esto, las propuestas de PTAS planteadas generan un marco general de aplicación de HC, pero para mayor masificación de los HC. Se deben vencer limitaciones principalmente relacionadas con difusión y conocimiento de la tecnología.

Por último, el tema de la reutilización de efluentes provenientes de PTAS basadas en humedales construidos o de cualquier tecnología requiere de mayor estudio e investigación, así como de un marco regulatorio específico. Junto con ello, también es necesaria la definición de temas jurídicos, de propuestas económicas y tributarias, que generen un marco para el desarrollo e incremento de la reutilización de aguas servidas tratadas. Estos puntos serían muy similares a lo necesario para incrementar el reúso de aguas servidas tratadas en países en vías de desarrollo.

Agradecimientos

Proyecto Innova Bío Bío núm. 13.3327-IN.IIP "Recuperación de agua mediante jardines depuradores a partir de aguas servidas rurales: Aplicaciones innovadoras con impacto para la comunidad rural", CONICYT/FONDAP/15130015 y CONICYT/REGIONAL/CIDERH/R09I1001.

Referencias

- Asano, T. (2005). Urban Water Recycling. *Water Science and Technology*, 51(8), 83-89.
- BCN (1981). *Decreto con Fuerza Ley 1122-Fija Texto del Código de Aguas*. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile. Recuperado de <http://www.leychile.cl/Navegar?idNorma=5605>.
- BCN (2000). *Decreto Supremo 90 de 2000. Establece norma de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas marinas y continentales superficiales*. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile. Recuperado de <http://www.leychile.cl/Navegar?idNorma=182637>.
- BCN (2002). *Decreto Supremo 46 de 2002. Establece norma de emisión de residuos líquidos a aguas subterráneas*. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile. Recuperado de <http://www.leychile.cl/Navegar?idNorma=206883>
- Cáceres, L., Delatorre, J., De La Riva, F., & Monardes, V. (2003). Greening of Arid Cities by Residual Water Reuse: A Multidisciplinary Project in Northern Chile. *Ambio*, 32(4), 264-268.
- Casen (2009). *Encuesta de caracterización socioeconómica nacional, vivienda, hogares por zona según región y eliminación de excretas*. Caracterización Socioeconómica Nacional. Ministerio de Planificación, Gobierno de Chile. Recuperado de <http://www.mideplan.gob.cl/casen/Estadisticas/vivienda.html>.
- Caselles-Osorio, A., Puigagut, J., Segú, E., Vaello, N., Granés, F., García, D., & García, J. (2007). Solids Accumulation in Six Full-Scale Subsurface Flow Constructed Wetlands. *Water Research*, 41(6), 1388-1398, doi: 10.1016/j.watres.2006.12.019.
- DGAC (2014). *Dirección Meteorológica de Chile*. Dirección General de Aeronáutica Civil. Recuperado de <http://www.meteochile.gob.cl/>.
- Fábregas, A. (2006). *Aplicación de indicadores de sostenibilidad a estaciones depuradoras de aguas residuales de poblaciones rurales de Portugal*. Tesis para optar al grado de Ingeniero Ambiental. Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Fonder, N. & Headly, T. (2013). The Taxonomy of treatment Wetlands: A Proposed Classification and Nomenclature System. *Ecological Engineering*, 51(2), 203-211, doi: 10.1016/j.ecoleng.2012.12.011.
- Fundación Chile (2013). *Patente 705-13. Celda de biotratamiento modular para tratamiento de aguas domiciliarias rurales y efluentes agroindustriales*. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Propiedad Intelectual (INAPI).
- García, J., Morató, J., & Bayona, J. (2004). *Nuevos criterios para el diseño y operación de humedales construidos*. Barcelona: Ediciones CPET, Centro de Publicaciones, Campus Nord.
- García, J., Aguirre, P., Barragan, J., Mujeriego, R., Matamoros, V., & Bayona, J. (2005). Effect of Key Design Parameters on the Efficiency of Horizontal Subsurface Flow Constructed Wetlands. *Ecological Engineering*, 25(4), 405-418, doi: 10.1016/j.ecoleng.2005.06.010.
- Headly, T., Nivala, J., Kassa, J., Olsson, L., Wallace, S., Brix, H., Van Afferden, M., & Muller, R. (2013). *Escherichia coli* Removal and Internal Dynamics in Subsurface Flow Ecotechnologies: Effects of Design and Plants. *Ecological Engineering*, 61B, 564-574, doi: 10.1016/j.ecoleng.2013.07.062.
- INN (1987). *Norma Chilena (NCh) 1333 Of. 78 Modificada 1987. Requisitos de calidad del agua para diferentes usos*. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización.
- Libralato, G., Volpi, A., & Avezzù, F. (2012). To Centralise or to Decentralise: An Overview of the Most Recent Trends in Wastewater Treatment Management. *Journal of Environmental Management*, 94(1), 61-68, doi: 10.1016/j.jenvman.2011.07.010.
- Mancilla, R., Zúñiga, J., Salgado, E., Schiappacasse, M., & Chamy, R. (2013). Constructed Wetlands for Domestic Wastewater Treatment in a Mediterranean Climate Region in Chile. *Electronic Journal of Biotechnology*, 16(4), 1-13, doi: 10.1016/j.jenvman.2011.07.010.
- Massoud, M., Tarhini, A., & Nasr, J. (2009). Decentralized Approaches to Wastewater Treatment and Management: Applicability in Developing Countries. *Journal of Environmental Management*, 90(1), 652-659, doi: 10.1016/j.jenvman.2008.07.001.
- Metcalf and Eddy (2007). *Water Reuse-Issue, Technologies, and Applications*. New York: McGraw Hill International.
- MOP (2013). *Estrategia Nacional de Recursos Hídricos*. Ministerio de Obras Públicas. Recuperado de http://www.mop.cl/Documents/ENRH_2013_OK.pdf.
- MOP-DGA-BM (2013). *Estudio para el mejoramiento del marco institucional para la gestión del agua*. Ministerio de Obras Públicas-Dirección General de Aguas-Banco Mundial. Recuperado de <http://www.dga.cl/Documents/Chile%20DGA%20Estudio%20para%20e1%20Mejoramiento%20del%20Marco%20Institucional%20para%20la%20Gestion%20del%20Agua.pdf>.
- MISP (2015). *Política Nacional para los Recursos Hídricos*. Ministerio del Interior y Seguridad Pública. Recuperado de: http://www.interior.gob.cl/media/2015/04/recursos_hidricos.pdf
- Norton-Brandao, D., Scherrenberg, S., & Van Lier, J. (2013). Reclamation of Used Urban Waters for Irrigation Purposes – A Review of Treatment Technologies. *Journal of Environmental Management*, 122(6), 85-98, doi: 10.1016/j.jenvman.2013.03.012.
- Pérez, M. (2010). *Análisis del establecimiento de Typha y Phragmites en humedales artificiales de flujo superficial y subsuperficial*. Tesis para optar al título de Ingeniero Agrícola. Concepción, Chile: Universidad de Concepción.
- Pierart, I., & Chiang, G. (2013). Modelo integrado de un sistema de biodepuración en origen de aguas residuales

- domiciliarias. Una propuesta para comunidades periurbanas del centro sur de Chile. *Revista Gestión y Ambiente*, 16(3), 39-51.
- Puigagut, J., Villasenor, J., Salas, J., Becares, E., García, J. (2007). Subsurface-Flow Constructed Wetlands in Spain for the Sanitation of Small Communities: A Comparative Study. *Ecological Engineering*, 30(4), 312-319, doi: 10.1016/j.ecoleng.2007.04.005.
- Rodríguez, P. (2012). Saneamiento en el sector rural: en busca de opciones sostenibles. *Revista AIDIS Chile*, 42, 11-16.
- Rojas, K., Vera, I., & Vidal, G. (2013). Influencia de la estación y de las especies *Phragmites australis* y *Schoenoplectus californicus* en la eliminación de materia orgánica y nutrientes contenidos en aguas servidas durante la operación de puesta en marcha de humedales construidos de flujo horizontal subsuperficial. *Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia*, 69, 289-299.
- Romero, J. (2004). Tratamiento de Aguas Residuales (3ª ed.). Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Subdere (2012). *Resumen catastro plantas de tratamiento de aguas servidas - Sector rural*. Subsecretaría de Desarrollo Rural. Recuperado de http://www.subdere.gov.cl/sites/default/files/documentos/catastro_plantas_tratamiento_aguas_servidas_sector_rural_ano_20121.pdf
- SISS (2013a). *Plantas de tratamiento de aguas servidas en operación en Chile año 2013*. Superintendencia de Servicios Sanitarios. Recuperado de <http://www.siss.gob.cl/577/w3-propertyvalue-3544.html>.
- SISS (2013b). *Informe anual de cobertura de servicios sanitarios en Chile año 2013*. Superintendencia de Servicios Sanitarios. Recuperado de <http://www.siss.gob.cl/577/w3-propertyvalue-3445.html>.
- Tsihrintzis, V., & Gikas, G. (2010). Constructed Wetlands for Wastewater and Activated Sludge Treatment in North Greece: A Review. *Water Science and Technology*, 61(10), 2653-2672, doi: 10.2166/wst.2010.188.
- Vera, I., García, J., Sáez, K., Moragas, L., & Vidal, G. (2011). Performance Evaluation of Eight Years of Experience of Constructed Wetland Systems in Catalonia as Alternative Treatment for Small Communities. *Ecological Engineering*, 37(2), 364-371, doi: 10.1016/j.ecoleng.2010.11.031.
- Vera, I., Sáez, K., & Vidal, G. (2013). Performance of 14 Full-Scale Sewage Treatment Plants: Comparison between Four Aerobic Technologies Regarding Effluent Quality, Sludge Production and Energy Consumption. *Environmental Technology*, 34(15), 2267-2275, doi: 10.1080/09593330.2013.765921.
- Vera, I., Araya, F., Andrés, E., Sáez, K., & Vidal, G. (2014). Enhanced Phosphorus Removal from Sewage in Mesocosm-Scale Constructed Wetland Using Zeolite as Medium and Artificial Aeration. *Environmental Technology*, 35(13), 1639-1649, doi: 10.1080/09593330.2013.877984.
- Vidal, G., López, D., Vera, I., Chamorro, S., & Baeza, C. (2013). Control de la contaminación de aguas servidas en áreas rurales de alta sensibilidad sísmica a través de humedales construidos. *Revista Seguridad y Medio Ambiente*, Fundación Mapfre, 33(131), 52-60.
- Vymazal, J. (2005). Horizontal Sub-Surface Flow and Hybrid Constructed Wetlands Systems for Wastewater Treatment. *Ecological Engineering*, 25(5), 478-490, doi: 10.1016/j.ecoleng.2005.07.010.
- Vymazal, J. (2007). Removal of nutrients in various types of constructed wetlands. *Science of the Total Environment*, 380(1-3), 48-65, doi: 10.1016/j.scitotenv.2006.09.014.
- Vymazal, J. (2011). Constructed Wetlands for Wastewater Treatment: Five Decades of Experience. *Environmental Science and Technology*, 45(1), 61-69, doi: 10.1021/es101403q.
- Wallace, S. (2001). Patent No. US 6200469B1. System for Removing Pollutants from Water. Recuperado de https://www.google.com/patents/US6200469?qd=US6200469B1&hl=es&sa=X&ei=rcbDU57_K8bLsQSAloFA&ved=0CBwQ6AEwAA.
- Wu, S., Kusch, P., Brix, H., Vymazal, J., Dong, R. (2014). Development of Constructed Wetlands in Performance Intensifications for Wastewater Treatment: A Nitrogen and Organic Matter Targeted Review. *Water Research*, 57, 40-55, doi: 10.1016/j.watres.2014.03.020.
- Zúñiga, J., Schiappacasse, M., Chamy, R., Sánchez, O., & Cerda, M. (2004). Evaluación de humedales construidos para el postratamiento de aguas residuales industriales tratadas en reactores anaerobios. *Memorias. XXIX Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental AIDIS*, San Juan, Puerto Rico, del 22 al 25 de agosto de 2004.
- Zurita, F., Belmont, M., De Anda, J., & White, R. (2011). Seeking a Way to Promote the Use of Constructed Wetland for Domestic Wastewater Treatment in Developing Countries. *Water Science and Technology*, 63(4), 654-659, doi: 10.2166/wst.2011.229.
- Zurita, F., Roy, E., & White, J. (2012). Municipal Wastewater Treatment in Mexico: Current Status and Opportunities for Employing Ecological Treatment Systems. *Environmental Technology*, 33(10), 1151-1158, doi: 10.1080/09593330.2011.610364.

Dirección institucional de los autores

Dr. Ismael Leonardo Vera Puerto

Universidad Arturo Prat
 Investigador en Tecnologías Ambientales
 Centro de Investigación y Desarrollo en Recursos Hídricos (CIDERH)
 Vivar 493, tercer piso, Iquique, CHILE
 Teléfono: +56 (57) 2530 800
leonardo.vera@ciderh.cl
leovera82@gmail.com

Ing. Camila Alondra Jorquera Arancibia

Universidad Arturo Prat
Pasante
Centro de Investigación y Desarrollo en Recursos Hídricos
(CIDERH)
Vivar 493, tercer piso, Iquique, CHILE
Teléfono: +56 (57) 2530 800
kami.jorquera@gmail.com

M.C. Daniela López

Universidad de Concepción
Estudiante de doctorado en Ciencias Ambientales con
mención en sistemas acuáticos continentales
Facultad de Ciencias Ambientales y Centro EULA-Chile
Barrio Universitario s/n, Concepción, CHILE
Teléfono: +56 (41) 2661 033
dlopez@udec.cl

Dra. Gladys Vidal

Universidad de Concepción
Profesor Titular
Facultad de Ciencias Ambientales y Centro EULA-CHILE
Directora Grupo de Ingeniería y Biotecnología Ambiental
(GIBA-UDEC)
Barrio Universitario s/n, Concepción, CHILE
Teléfono: +56 (41) 2204067
glvidal@udec.cl



Haga clic aquí para escribir al autor



Examinando un ejemplar de trucha (*Salmo trutta fario*) tras ser estabulado en agua fría con oxigenación y producto tranquilizante, río Masma, España.

Foto proporcionada por Guillermo Riesco Muñoz.

Poblaciones de peces del río Masma y afluentes (España). Propuestas de gestión

• José Fernández-Parajes •
Diputación Provincial de Lugo, España

• Guillermo Riesco-Muñoz* •
Universidad de Santiago de Compostela, España

*Autor de correspondencia

Resumen

Fernández-Parajes, J., & Riesco-Muñoz, G. (mayo-junio, 2016). Poblaciones de peces del río Masma y afluentes (España). Propuestas de gestión. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 37-52.

Se describe la comunidad de peces del río Masma y sus principales afluentes a partir del inventario demográfico de las especies (trucha común y reo, anguila, salmón atlántico, lamprea, platija y mugílidos) y a partir del análisis del hábitat (calidad del agua, morfometría del cauce, vegetación y presión pesquera). Se realizaron 22 estaciones de muestreo por pesca eléctrica durante tres años. Los resultados informan de un hábitat de buena calidad para los salmonídeos, levemente alterado por la acción humana y con una abundancia de peces intermedia (densidad: 3 847 ind/ha; biomasa: 127.1 kg/ha), con existencias y producciones mucho más altas en los afluentes que en el curso principal. La especie más abundante fue la trucha común (68% de los ejemplares de la muestra), escaseando los individuos de las clases de edad superiores a 4+. Se concluye que el origen del desequilibrio demográfico que se detecta está en la elevada presión de los pescadores tanto en tramos libres como en vedados y acotados. La alta presión pesquera sobre la trucha común es en parte atribuible a que la talla mínima pescable que se aplica en la zona incluye clases de edad no reproductivas (1+). Se expone una propuesta de mejora de la gestión basada en conservar el hábitat en su estado actual, junto con el cambio de las tallas mínimas de captura y la reubicación de las zonas de pesca, con objeto de favorecer la regeneración natural de las poblaciones de salmonídeos y lograr a medio plazo estabilizar las clases de edad.

Palabras clave: *Anguilla anguilla*, Galicia, gestión de pesquerías, inventario de peces, *Mugilidae*, *Petromyzon marinus*, *Platichthys flesus*, *Salmo salar*, *Salmo trutta*.

Abstract

Fernández-Parajes, J., & Riesco-Muñoz, G. (May-June, 2016). Fish Community in the Masma River Basin (Spain). Management Proposals. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 37-52.

The fish populations in the Masma River and its main affluents were described on the basis of the study of the demographic characteristics of the species (brown trout, European eel, Atlantic salmon, sea lamprey, European flounder and Mugilidae) and the habitat analysis (water quality, morphometry of the river bed, vegetation and fishing effort). An electrofishing survey was carried out in 22 sampling points during three years. The expected high quality of the habitat for salmonids was shown in a slightly altered environment (intermediate stocks, 3 847 ind/ha, 127.1 kg/ha), being the abundances and productions much higher in the affluents than in the main river. Brown trout was the most abundant species (68 % of the individuals of the sample), with low presence of individuals of age 4+ and upper classes. The unbalanced age distribution is originated by the overfishing pressure in the area. The high fishing pressure on brown trout is partly attributable to the fishing minimum size, that encompasses non reproductive classes (1+). A management improvement is proposed, based on the preservation of the current state of the habitat, changes in the minimum catching length and relocation of fishing areas, to achieve and enhance natural regeneration of salmonids and to stabilize age classes in the medium term.

Keywords: *Anguilla anguilla*, Galicia, fisheries management, fisheries inventory, *Mugilidae*, *Petromyzon marinus*, *Platichthys flesus*, *Salmo salar*, *Salmo trutta*.

Recibido: 12/03/2015

Aceptado: 30/11/2015

Introducción

El Masma es un importante río salmonero y truchero del norte de España. Sus aguas frescas y oxigenadas, así como su caudal abundante y estable, favorecen las especies de la familia *Salmonidae* (Callejo *et al.*, 1982; Xunta de Galicia, 2005), entre las cuales la trucha común (*Salmo trutta fario* L., 1758) está sometida a gran presión pesquera. La pesca deportiva de dicha especie tiene gran valor económico, no por el precio de los ejemplares capturados (su venta está prohibida por la Ley 7/1992, de pesca fluvial de Galicia) sino por los ingresos indirectos que genera la pesca, que pueden ser muy superiores al valor de las capturas (Arrignon, Tane, & Latreille, 1988). En este río también se encuentra la forma migratoria de la trucha común: el reo o trucha de mar (*Salmo trutta trutta* L., 1758), que está en expansión y es cada vez más demandada por los pescadores (Xunta de Galicia, 2005). Asimismo, existe una de las seis grandes poblaciones gallegas de salmón (*Salmo salar* L., 1758) (Morán, Pérez, & García-Vázquez, 2005), apreciándose para esta especie una tendencia decreciente en el número de capturas (figura 1). Aunque los datos de capturas no son un fiel indicador del estado de

las poblaciones (Xunta de Galicia, 2005), existe un declive de la especie en el ámbito nacional, que se atribuye a la reducción del hábitat disponible por contaminación y construcción de presas, que dificultan la migración hacia lugares de freza.

En los años de 1980 y principios de la década de 1990, los ríos salmoneros de la costa de Galicia se repoblaron con alevines de salmón de procedencia escocesa (Morán *et al.*, 2005). Sin embargo, en inventarios posteriores no se detectaron retornos, por lo que se cree que los ejemplares repoblados no llegaron a asentarse de forma significativa en los ríos gallegos. Como aspecto positivo, en 2005 y 2006 se comprobó que las poblaciones de salmón atlántico en Galicia mostraban alta variabilidad genética y reducida consanguinidad, lo que hacía suponer que la gestión de las poblaciones era la adecuada (Xunta de Galicia, 2005). Entre las poblaciones salmoneras, la correspondiente al río Masma fue la que mostró mayor variabilidad genética y mayor distancia genética en relación con el resto (Morán *et al.*, 2005).

Junto a los salmónidos, otra especie de gran importancia económica que está presente en el río Masma es la anguila (*Anguilla anguilla* L. 1758) (Callejo *et al.*, 1982).

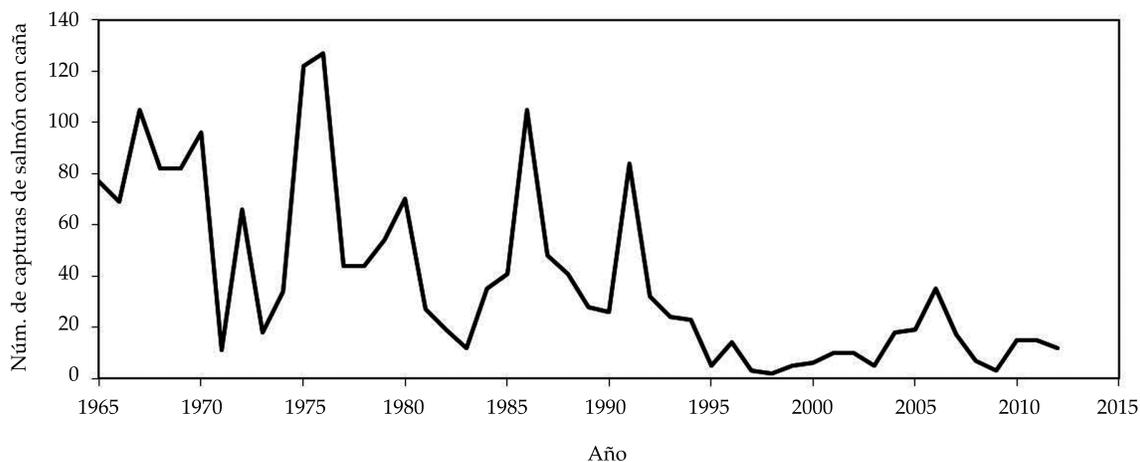


Figura 1. Número de capturas de salmón (*Salmo salar*) en el río Masma (Lugo) durante el periodo 1965-2012. Sólo se contabilizan capturas con caña.

Son numerosos los estudios sobre abundancia de especies ícticas, pero escasean los trabajos sobre producción de peces cuando se trata de ríos españoles y del sur de Europa en general (Lobón-Cerviá, Montañés, & De Sostoa, 1986; Mann & Penczak, 1986; Alonso & García de Jalón, 2001; Fernández-López, Fernández-Ríos, & Riesco-Muñoz, 2010). En especial es poca la información publicada al respecto sobre los ríos silíceos de Galicia (Sánchez-Hernández, Servia, Vieira, Barca-Bravo, & Cobo, 2012). Sin embargo, para dar fundamento a las medidas de regulación de la pesca fluvial no basta con cuantificar las abundancias, sino que se necesita conocer la calidad del agua y la dinámica de las poblaciones de las especies que son objeto de aprovechamiento.

En el presente trabajo se analizan las poblaciones de peces en el río Masma y en sus afluentes, aportando medidas para una gestión sostenida de la pesca, en consonancia con la potencialidad del recurso.

Material y métodos

Zona de estudio

El río Masma tiene 53.1 km de longitud y está situado al noreste de la provincia de Lugo (Galicia, España). Nace en la sierra del Xistral, a unos 950 m de altitud. Presenta amplia ramificación en cabecera (Río-Barja & Rodríguez-Lestegás, 1992), habiéndose tomado como cauce principal el que en principio se denomina río Pedrido (cambiando su nombre por el de Tronceda a la altura de la aldea de Estelo), formándose el Masma propiamente dicho por la unión del río Pedrido/Tronceda con el Valiñadares y con el Fragavella (o Figueiras), para acabar desembocando en la ría de Foz (figura 2).

El Masma es el principal curso de agua de la cuenca, de 291.3 km², en la que es muy baja la densidad de población humana, con ausencia de cultivos agrícolas intensivos y muy débil actividad industrial. Sólo destaca la presencia de dos

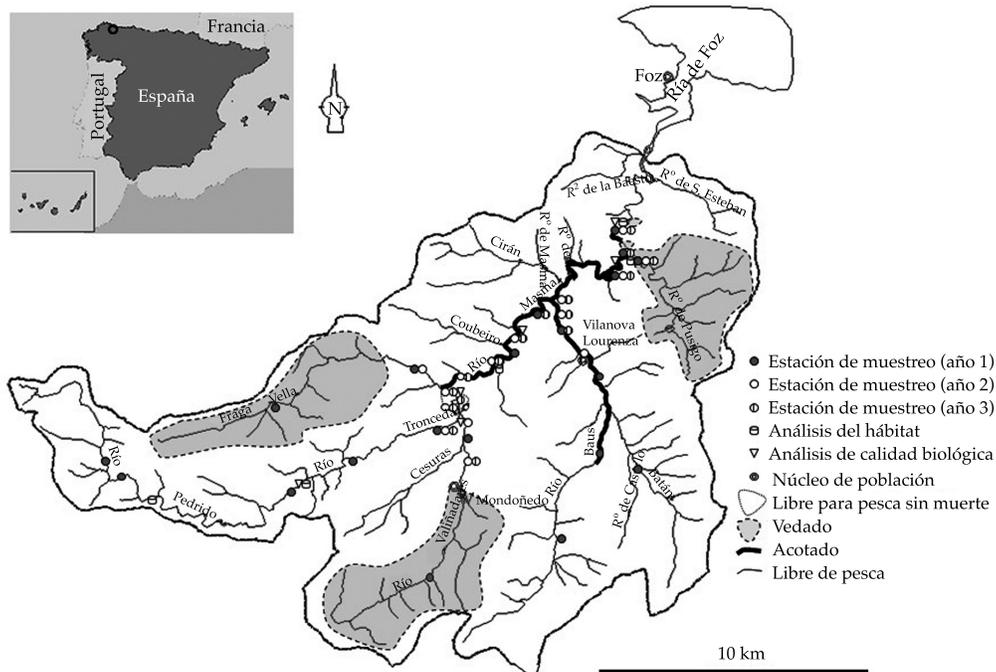


Figura 2. Distribución del cauce principal y afluentes del río Masma, con indicación del régimen de aprovechamiento piscícola, y la localización de los puntos y estaciones de muestreo.

centrales hidroeléctricas, una de las cuales (minicentral de Tronceda) se encuentra en un corto tramo intermedio de fuerte pendiente (Río-Barja & Rodríguez-Lestegás, 1992). La pendiente media del río es 1.79% y en el perfil longitudinal se distinguen cuatro zonas: un tramo alto de fuerte pendiente, que llega hasta el kilómetro 7 desde el nacimiento; un segundo tramo de pendiente más moderada hasta el kilómetro 25; un tramo de cuatro kilómetros en el que se encuentran las mayores pendientes de todo el río, y un último tramo, hasta la desembocadura, con pendiente suave (figura 3).

La pesca es libre en la mayor parte de la cuenca, incluyendo un tramo libre de 2.7 km para pesca sin muerte. Sólo se encuentran acotados los tramos medios y bajos de los cursos principales: cotos salmoneros de Mondoñedo (longitud: 9.1 km) y Celeiro (7.7 km) en el río Masma, y coto truchero de Lorenzana (8.3 km) en el río Batán, afluente del Masma. Desde hace varios años están vedados a la pesca los ríos Pusigo (o Cabarcos), Fragavella y Valiñadares, además del Masma en dos pequeños tramos, 100 m aguas arriba y abajo de sendas presas.

El clima en la cuenca es oceánico y húmedo, con pluviosidad abundante (1 300-1 500 mm anuales), repartida regularmente a lo largo del año, con un máximo pluviométrico invernal. Las precipitaciones descienden en verano, pero no hay meses secos (Río-Barja & Rodríguez-Lestegás, 1992).

El caudal medio anual en la desembocadura del río Masma es de 4.4 m³/s, con el máximo en febrero y cierto descenso estival sin estiajes acusados. El régimen fluvial es, por tanto, típicamente pluvial oceánico, con un coeficiente de irregularidad anual de tipo medio (2.67). El coeficiente de desagüe presenta valores elevados (50.8%). Es decir, algo más de la mitad de la precipitación recibida revierte en la circulación hídrica debido a las escasas pérdidas por evaporación e infiltración, ya que el suelo está próximo a la saturación la mayor parte del año (Río-Barja & Rodríguez-Lestegás, 1992).

Estimación de la calidad del hábitat y muestreo de poblaciones de peces

Se escogieron cinco puntos de muestreo en la cuenca para evaluar el hábitat fluvial y otros seis

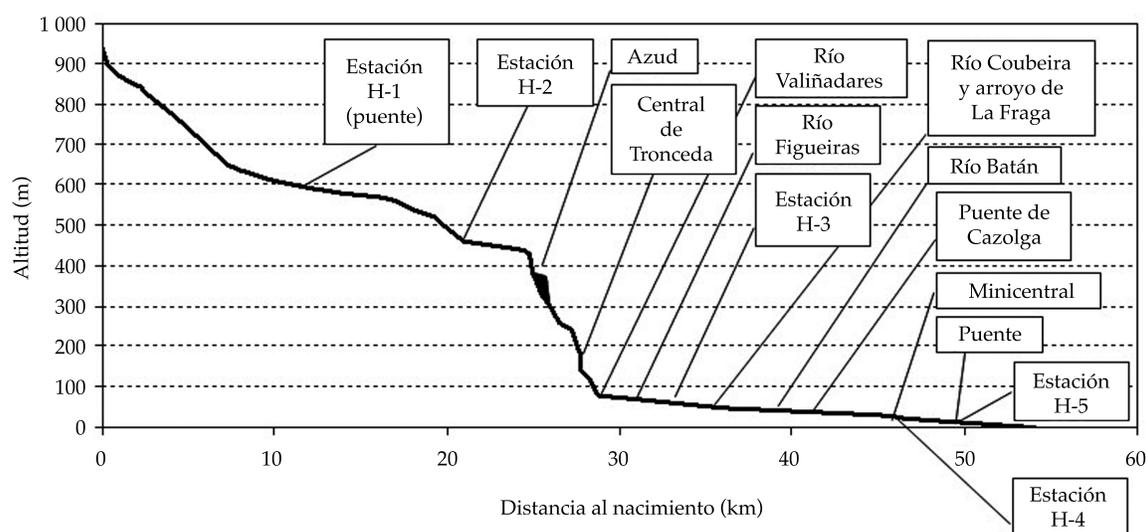


Figura 3. Perfil longitudinal del río Masma y ubicación de los puntos de muestreo para la caracterización del hábitat.

puntos para determinar la calidad biológica del agua, que en conjunto abarcarán la variabilidad de la red hidrográfica en estudio (cuadros 1 y 2, figuras 2 y 3). El índice de forma de Shirvell, que aparece en el cuadro 1, es un parámetro adimensional que se obtuvo mediante la expresión:

$$i = \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{h}{h_{\text{máx}}}}$$

donde a es la anchura del cauce; h , la profundidad media, y $h_{\text{máx}}$ es la profundidad máxima.

Para la determinación de la calidad biológica del agua se empleó el índice IBMWP (Iberian Biological Monitoring Working Party) (cuadro 2), tal como establece la legislación europea en materia de evaluación biológica de calidad de aguas. El índice se obtiene a partir del muestreo e identificación de grupos de macroinvertebrados según la metodología de Alba-Tercedor y Sánchez-Ortega (1988). El método se basa en la presencia de familias de macroinvertebrados de modo que cada taxón familia tiene asignado un valor entre 1 y 10. El valor 1 comprende familias que tienen su hábitat en aguas muy contaminadas y el 10 corresponde a familias que no toleran la contaminación. El valor del índice IBMWP cuantifica el grado de contaminación de las aguas y es la suma de las puntuaciones asignadas a las familias presentes en la muestra. Cuanto mayor sea la suma obtenida menor será la contaminación del punto estudiado. Para inventariar las poblaciones de peces en el río Masma y afluentes se replantearon 22 estaciones de muestreo distribuidas para abarcar tramos diversos en cuanto a altitud, orden del curso de agua en la cuenca, grado de presión pesquera, etcétera (García de Jalón, Mayo, Hervella, Barceló, & Villeta-López, 1990). Se trató de abarcar el área potencialmente accesible para las especies migratorias, aunque en los afluentes no se conocen con precisión los límites de accesibilidad (Hervella & Caballero, 1999). Se realizaron 20 estaciones el primer año (1996), 15 estaciones el año 2 (1997) y 16 estaciones el año 3 (1998)

(figura 2), atendiendo así los requerimientos de la norma UNE-EN 14011:2003 (AENOR, 2003) en cuanto a intensidad de muestreo. La localización de cada estación fue muy similar de un año al siguiente, para que las abundancias fueran comparables entre años sucesivos.

El muestreo se realizó al final de la temporada de pesca (agosto) mediante pesca eléctrica, y por el método de tres o cuatro pasadas sucesivas sin devolución sobre tramos de río aislados con redes (Moran, 1951). Se operó con corriente continua, según establece la norma UNE-EN 14011:2003 (AENOR, 2003), empleando intensidades de hasta 2.5 amperios.

Los peces capturados se estabularon en barreños con agua fresca, aireación y tranquilizante (2-fenoxietanol). Se procedió a la toma de datos individuales: especie, longitud furcal y peso. Tras la toma de datos, al concluir la última pasada y retirar las redes, los peces se regresaron a su medio natural.

Proceso de datos de inventario

Para el cálculo de abundancias se utilizó el estimador de máxima verosimilitud de De Lury (1947), descrito por Lobón-Cerviá (1991). Los resultados fueron referidos a la superficie de lámina de agua muestreada, expresando la densidad en número de individuos por metro cuadrado y la biomasa en gramos de peces por metro cuadrado. La producción se obtuvo en gramos de biomasa piscícola producida por metro cuadrado y año. Se escogió como superficie la correspondiente a la mínima anchura del tramo, tal y como proponen Mann y Penczak (1986).

Para el estudio de la distribución de edades se utilizó el método de Petersen (1896), basado en representar gráficamente la distribución de frecuencias de longitudes furcales de la muestra para detectar las modas que corresponden a las diferentes clases de edad. Una vez determinada la edad de cada clase se determinaron las longitudes y pesos medios representativos de cada cohorte y especie.

Resultados y discusión

Caracterización del hábitat

La mayor parte de los puntos de muestreo para caracterización del hábitat (H-1 a H-5) se hallaba en zonas de rápidos (valor del índice de Shirvell superior a 9), aunque la apreciación visual previa indicara en algunos casos que se trataba de zonas de tablas. En el lecho se encontró cuarcita, pizarra y granito, tal como indican Río-Barja y Rodríguez-Lestegás (1992), junto con algunas vetas de caliza en la zona oriental de la cuenca, predominando en cuanto a granulometría las gravas, además de bolos, bloques y gravillas en el curso alto, así como gravillas, arenas y limos en el curso bajo (cuadro 1). En cuanto a estabilidad de las partículas, casi todas las fracciones eran móviles, sobre todo las gravillas. El sustrato del lecho era idóneo para la freza, dado su bajo recubrimiento por finos.

Los márgenes presentaban un grado de alteración variable, estando más alterados cuando los prados y labores agrícolas llegaban a la orilla. Por lo general, los márgenes eran muy estables, al estar los bancos bien protegidos por vegetación herbácea y por bosque galería, con desmoronamientos sólo ocasionales. El índice de refugio para la trucha era alto en casi toda la cuenca (en promedio, $IR = 7.2$), contribuyendo a ello el sombreado del cauce por la vegetación de ribera, las cornisas sumergidas y grandes bolos en el centro del álveo (cuadro 1). La disponibilidad de refugio disminuía a lo largo del río, lo cual se aprecia en el índice de refugio y en sus componentes (salvo el factor *Cvs*), destacando en conjunto la escasez de isletas como espacio para refugio. Los tramos altos, con pendientes elevadas y mayor proporción de zonas lóxicas, son espacios ideales para el salmón.

La vegetación ripícola estaba constituida principalmente por las especies que se nombran a continuación, variando su abundancia relativa a lo largo del río y entre afluentes. Ofreciendo sombra aparecían *Acer pseudoplatanus* L., 1753; *Alnus glutinosa* (L.) Gaertn., 1790; *Betula celti-*

berica Rothm. et Vas. 1940; *Eucalyptus globulus* Labill. 1800; *Fraxinus excelsior* L., 1753; *Quercus robur* L., 1753, y *Salix atrocinerea* Brot. 1804, junto con especies de menor talla, como *Corylus avellana* L., 1753; *Laurus nobilis* L., 1753, y *Sambucus nigra* L. 1753; además de especies de matorral que llegaban hasta la orilla: *Erica arborea* L., 1753; *E. cinerea* L., 1753; *Rubus ulmifolius* Schott 1818; *Ulex europaeus* L., 1753, y *U. gallii* Planch., 1849.

El agua resultó ser apta para la vida de los peces en casi toda la cuenca. Según el índice IBMWP, la calidad biológica del agua se reduce al descender en el río (cuadro 2), de modo que el Masma es de clase I (aguas no contaminadas) por su índice IBMWP en los puntos CB-1 y CB-2; mientras que aguas abajo, en el punto CB-3, pasa a clase II, probablemente debido a los vertidos urbanos de Mondoñedo; el río no es capaz de autodepurarse a continuación, pues el índice del punto CB-4 es muy próximo al del punto CB-3. En el punto CB-5, el índice biológico es propio de aguas contaminadas, no aptas para la vida de los peces, tal vez debido a un mal funcionamiento de la depuradora de Lorenzana. En el último punto de análisis (CB-6), el río se ha autodepurado de modo parcial, ya que asciende a clase II. En la zona de la ría, la posible contaminación por metales pesados no procede del río sino principalmente de la costa (Prego & Cobelo-García, 2003).

Composición de la población de peces

En el muestreo de la cuenca se detectaron las siguientes especies de peces: *Anguilla anguilla* L. (anguila); *Petromyzon marinus* L., 1758 (lamprea de mar); *Platichthys flesus* L., 1758 (solla o plattija); *Salmo salar* (salmón atlántico); *Salmo trutta* (tanto la trucha común, *Salmo trutta fario*, como la forma marina migrante, trucha de mar o reo, *Salmo trutta trutta*), así como ejemplares de la familia *Mugilidae* (múgil) en el curso bajo. Entre las especies capturadas destaca la ausencia de la boga (*Chondrostoma toxostoma* Steindachner, 1864), que sin embargo se halla en los ríos Ouro y Eo, cuyas cuencas son colindantes con la del Masma.

Cuadro 1. Características de los puntos de muestreo analizados en el río Masma (Lugo). RM: roca madre; B: bolos y bloques; G: gravas; g: gravillas; A: arenas, y F: finos. ⁽¹⁾4 km de distancia al límite mareal. Coeficientes de evaluación del hábitat: coeficiente de visibilidad (*Ctb*), coeficiente de sustrato (*Cst*), coeficiente de isletas (*Ci*), coeficiente de encueves (*Ce*), coeficiente de sombra (*Csb*) y coeficiente de vegetación sumergida (*Cvs*). IR: índice de refugio, según García de Jalón, Mayo, Hervella, Barceló y Fernández (1993).

Punto de muestreo	H-1	H-2	H-3	H-4	H-5	
Río	Pedrido	Tronceda	Masma	Masma	Masma	
Localidad	Basilias-Ratoeira	Chao de Serapio	San Andrés	Cazolga	Reja	
Tipo de tramo	Tabla	Rápido	Tabla	Rápido	Rápido	
Índice de Shirvell	11.5	5.4	21.3	12.7	10.4	
Granulometría (% en peso)	RM	-	-	-	-	
	B	10	28	-	-	
	G	65	57	58	67	50
	g	25	1	-	33	25
	A	-	14	42	-	17
	F	-	-	-	-	8
Distancia al nacimiento (km)	11.2	21.2	32.7	46.1	49.1 ⁽¹⁾	
Altitud (m)	590	460	55	13	8	
Pendiente (‰)	5.3	9.4	2.8	11.7	1.4	
Anchura media (m)	9.3	6.2	19.6	21.9	15.2	
Profundidad media (m)	0.25	0.31	0.37	0.31	0.39	
Profundidad máxima (m)	0.37	0.55	0.48	0.52	0.61	
Orientación del cauce	O-E	OSO-ENE	S-N	S-N	S-N	
<i>Ctb</i>	1.0	1.5	1.5	0.5	1.5	
<i>Cst</i>	1.0	3.5	2.0	1.0	2.0	
<i>Ci</i>	-	-	-	-	-	
<i>Ce</i>	5.0	5.0	5.0	4.5	4.0	
<i>Csb</i>	5.0	5.0	5.0	3.0	5.0	
<i>Cvs</i>	2.0	1.0	1.0	3.0	3.0	
IR	7.30	7.75	7.38	6.37	6.89	
Disponibilidad de refugio	Alta	Alta	Alta	Media	Alta	

Cuadro 2. Caracterización biológica de la calidad del agua en el río Masma (Lugo).⁽¹⁾ (Alba-Tercedor & Sánchez-Ortega, 1988).

Zona	Punto de muestreo	Localidad	Índice ⁽¹⁾ IBMWP	Clase
Alta	CB-1	Estelo	113	I: aguas no alteradas sensiblemente
Media	CB-2	Recadeira	112	I: aguas no alteradas sensiblemente
Media	CB-3	Ermita de San Barrión	83	II: evidencia de algunos efectos de contaminación
Baja	CB-4	Seara	85	II: evidencia de algunos efectos de contaminación
Baja	CB-5	Cazolgas	57	III: aguas contaminadas
Desembocadura	CB-6	Rexa	78	II: evidencia de algunos efectos de contaminación

Densidad

La figura 4 presenta las densidades obtenidas en el inventario piscícola de la cuenca del río Masma para cada especie y año de campaña. La trucha común fue la especie más abundante (68% de las capturas), seguida del salmón (16%) y de la anguila (12%), con muy baja presencia del resto de especies. Las densidades totales fueron similares en los años 1 y 2, reduciéndose en el año 3. El coeficiente de variación interanual de la densidad fue de 49% (variando entre 14 y 69%, dependiendo de las estaciones de muestreo). Las densidades por especie fueron muy variables entre años, propio de poblaciones no estabilizadas, sobre las que no es viable el cálculo de tasas de mortalidad y supervivencia a partir de las abundancias registradas anualmente para cada cohorte. Asimismo, las densidades fueron muy variables entre estaciones de muestreo, encontrándose en los afluentes valores mucho más altos (densidad media de 0.53 ind/m²), que en el curso principal (densidad media de 0.27 ind/m²). A pesar del carácter generalmente silíceo del sustrato en toda la cuenca, la naturaleza del mismo es probablemente una causa de la variación de la densidad de peces entre estaciones, pues las estaciones de muestreo de los ríos Baus (o Baos) y Batán, que se asientan sobre calizas principalmente dolomíticas, ofrecen valores de densidad superiores a la media, aunque las diferencias no sean significativas respecto de las estaciones situadas sobre lechos silíceos. En los años 1 y 2, las densidades totales en el curso principal del Masma mostraban una tendencia a aumentar aguas abajo, en tanto que en el año 3 se invierte la tendencia.

En promedio, para los tres años de inventario, la densidad total fue de 0.38 ind/m², encontrándose densidades más variables y elevadas en tramos por debajo de los 250 m de altitud y densidades inferiores (0.29 ind/m²) en tramos por encima de los 450 m. La escasa densidad detectada en tramos altos puede deberse a la baja temperatura del agua y, sobre todo, a su baja conductividad (116 µs/cm en promedio),

que compromete la eficacia de la pesca eléctrica (García de Jalón *et al.*, 1993).

La trucha común aparece en todas las estaciones de muestreo en los tres años de campaña, siendo la especie más abundante en la mayor parte de las estaciones, con una densidad media de 0.26 ind/m², valor dentro del rango que Sánchez-Hernández *et al.* (2012) recogen para Galicia.

La forma marina de la trucha, el reo, sólo se encontró en el curso bajo del Masma (por debajo de los 52 m de altitud). No fue hallado en afluentes, salvo en el curso alto del río Baus en el año 2. La densidad media (0.003 ind/m²) fue muy variable a lo largo del río, dada la selectividad de los adultos hacia determinados hábitats y sus frecuentes concentraciones aguas abajo de obstáculos de cierta importancia.

El salmón se ha encontrado en todas las estaciones al menos en algún año de la campaña, salvo en afluentes como el Batán, el Pusigo y el curso alto del río Valiñadares, ya que se encuentran aguas arriba del límite de accesibilidad de la especie (Hervella & Caballero, 1999), en zonas de gran pendiente, saltos naturales y cascadas. En el curso principal de la cuenca se capturaron salmones juveniles en el curso bajo del río Tronceda. Aguas arriba de dicha zona hay un fuerte desnivel y numerosas cascadas (tramo aprovechado por la minicentral hidroeléctrica de Tronceda), lo que constituye el límite de accesibilidad para la especie en este río. La longitud del tramo apto para el salmón desde este punto y hasta la zona de influencia de las mareas es de 22.3 km. Se desconocen con precisión los límites de accesibilidad para la especie en los tributarios o si existen frezaderos potencialmente utilizables. La densidad media de salmones obtenida para los tres años de inventario fue de 0.06 ind/m².

La anguila se encontró por toda la cuenca (densidad media de 0.05 ind/m²), estando presente en todas las estaciones de muestreo en las que aparece el salmón, así como en todas las estaciones de muestreo de los ríos Valiñadares, Baus y Pusigo. Con ello se comprueba la mayor capacidad de este migrador frente al

salmón para superar obstáculos en el cauce. La presencia de la especie en la cuenca es en parte atribuible al hecho de que los muestreos se efectuaron en verano, en una época en la que es frecuente el descenso de las anguilas, sobre todo las plateadas (Cobo, Sánchez-Hernández, Vieira, & Servia, 2014). En general, la anguila seguía un patrón de distribución de densidades similar al resto de especies: densidad muy variable por debajo de los 250 m de altitud y valores inferiores a la media (0.015 ind/m^2) por encima de los 450 m. La abundancia de anguila aumentaba aguas abajo en los años 1 y 2 de la campaña, mientras que la tendencia fue a la reducción de abundancias aguas abajo en el año 3. Está documentada de forma reciente la escasez y falta de viabilidad de las poblaciones de anguila en los ríos de Galicia (Cobo *et al.*, 2014).

La lamprea sólo se encontró en el curso bajo del Masma (por debajo de los 19 m de altitud), pero no en sus afluentes. A partir de la parte baja del coto de Celeiro, en los arenales y zonas de finos de las orillas, se encontraron larvas de lamprea (ammocoetes) si bien poco abundantes (0.01 ind/m^2 en promedio).

En el tramo final de pesca libre, el más cercano al mar, aparecieron todas las especies detectadas en el estudio, abundando el reo y escaseando la trucha adulta. A partir de la última estación (por debajo de los 10 m de altitud), cerca de la zona de mareas, se encontró con frecuencia el mágil y la solla.

Biomasa

En la figura 4 se recogen los valores medios de biomasa obtenidos por especie y año de muestreo. La biomasa total piscícola en el río Masma y afluentes fue, en promedio, de 13 g/m^2 , valor intermedio para un río ibérico (García de Jalón & Schmidt, 1995) y dentro del rango para ríos trucheros de Galicia (Sánchez-Hernández *et al.*, 2012), aunque superior al citado para algunos ríos gallegos con aguas muy ácidas (García de Jalón *et al.*, 1990). Se da una gran variación para la biomasa entre estaciones de muestreo, aunque la dispersión de resultados es menor que

para la variable densidad. En los afluentes, la biomasa promedio (19 g/m^2) es muy superior a la obtenida en el cauce principal (9 g/m^2) y en el propio río Masma la biomasa aumenta aguas abajo. Alonso y García de Jalón (2001) también citan biomasa mucho mayores en afluentes que en el cauce principal. La condición de vedado de algunos afluentes explica en parte sus altos valores de biomasa, ya que se ha comprobado que en ríos silíceos del oeste de Galicia, las biomasa y producciones en tramos vedados son significativamente más altas (Sánchez-Hernández *et al.*, 2012).

En el presente trabajo, la variación interanual de la biomasa es del mismo tipo que la obtenida para la densidad (reducción de abundancias en el tercer año), aunque en el caso de la biomasa, la variación es menos acusada.

La trucha común fue la especie más abundante en términos de biomasa (71% del peso de las capturas en los muestreos), seguida de la anguila (15%), reo (7%) y salmón (6%), con muy baja presencia del resto de especies. En 57% de las estaciones de muestreo, la biomasa de trucha común superó los 5 g/m^2 , umbral por debajo del que se considera que la población es escasa para un río ibérico medio (García de Jalón & Schmidt, 1995). El peso medio obtenido para la trucha fue de 35 g por individuo, superior a los 25 g obtenidos de media por Hervella y Caballero (1999) en ríos gallegos.

Producción

La producción media obtenida fue de $12.8 \text{ g m}^{-2} \text{ año}^{-1}$, con un ligero incremento de 7.1% anual a lo largo de los tres años de inventario, a pesar de que la abundancia de las poblaciones tendía a reducirse en ese mismo periodo tanto en términos de densidad como de biomasa. En los afluentes se encontraron producciones unas tres veces superiores a las halladas en el cauce principal del río Masma; asimismo, las abundancias fueron en general más altas en los afluentes que en el cauce principal. En cada afluente también hay gran variación, como en el río Fragavella, en el que las producciones del curso bajo casi triplican los valores hallados en la parte alta

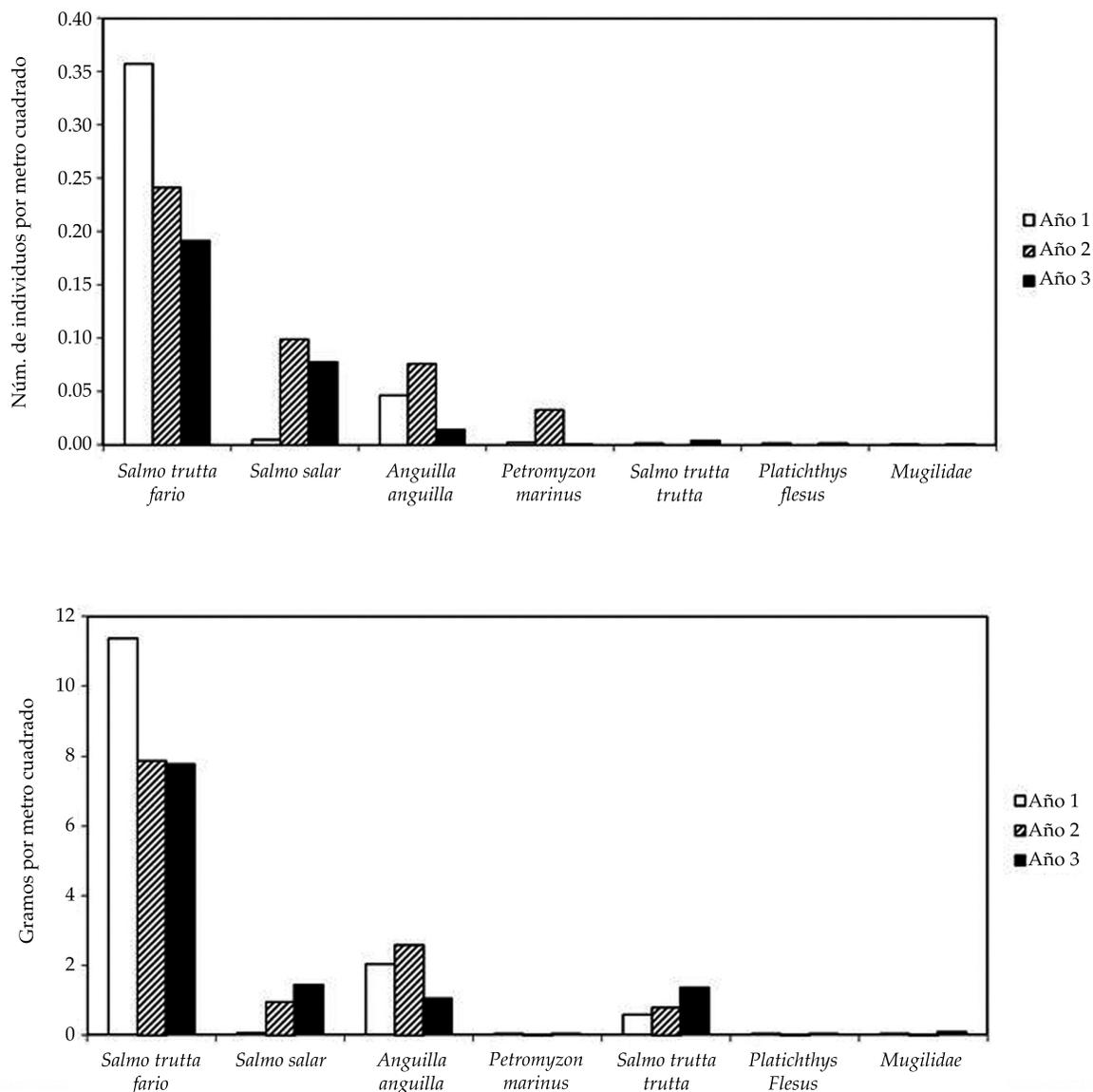


Figura 4. Abundancia de peces obtenida en los inventarios por pesca eléctrica efectuados en la cuenca del río Masma. Densidad en individuos por metro cuadrado (arriba); biomasa en gramos por metro cuadrado (abajo).

del mismo río. En el curso del Masma, las producciones más bajas fueron las obtenidas en las zonas de pesca libre del tramo alto ($2.3 \text{ g m}^{-2} \text{ año}^{-1}$) y del curso bajo ($2.2 \text{ g m}^{-2} \text{ año}^{-1}$), mientras que en los tramos acotados de Mondoñedo y Celeiro se encontraron mayores producciones (9.9 y $11.8 \text{ g m}^{-2} \text{ año}^{-1}$, respectivamente), lo que indica que el control de la pesca en los acotados es efectivo.

La producción media fue superior a la citada por García de Jalón *et al.* (1990) para otros ríos gallegos, aunque dentro del rango para ríos españoles trucheros que citan Sánchez-Hernández *et al.* (2012). En casi todas las estaciones, los resultados de producción fueron superiores a los $5.5 \text{ g m}^{-2} \text{ año}^{-1}$ obtenidos por Almodóvar, Nicola y Suárez (2002) en ríos trucheros sometidos a presión pesquera. Según Le Cren (1972),

la producción en poblaciones de salmónidos raramente excede los 12-18 g m⁻² año⁻¹, ya que la productividad de la mayor parte de los ríos no lo permite. No obstante, siguiendo a Chapman (1978), la producción puede ser mayor: en algunos ríos gallegos García de Jalón *et al.* (1990) obtuvieron valores por encima de 18 g m⁻² año⁻¹. García de Jalón, Tolosana-Esteban y Rodríguez-Alcalde (1986) obtuvieron una producción truchera de 18.2 a 26.8 g m⁻² año⁻¹ en el río Gállego. Lobón-Cerviá *et al.* (1986) obtuvieron valores superiores a los 40 g m⁻² año⁻¹ para la producción truchera en determinadas zonas de los ríos Ucero, Avión y Milanos. García de Jalón, Mayo, Hervella y Mingo (1994) encontraron también valores de esta magnitud en ciertos ríos de la Serranía de Cuenca. Estos altos valores no son infrecuentes en los ríos españoles, particularmente en aquellos de aguas calizas, predominantes en la mitad oriental de la península Ibérica. En cuanto a los ríos gallegos, de aguas ácidas en general, la producción no parece alcanzar límites tanto para los salmónidos como para el total de especies piscícolas.

Estructura de edades

El análisis de los diagramas de Petersen permitió asignar una edad media a cada cohorte de trucha, por ser esta especie la más abundante en la muestra y, por tanto, en la que fue más claramente detectable la presencia de modas o máximos relativos en los histogramas de longitudes (véase en la figura 5 un ejemplo de histograma para la estación situada a la mayor altitud de todo el estudio).

La distribución de edades es mucho más equilibrada en los afluentes que en el río Masma, en el que escasean las truchas de las clases de edad 3+ y superiores (clases pescables). Se repite, por tanto, la situación indicada en cuanto a abundancias y producciones: estado de las poblaciones mucho más favorable en los afluentes que en el cauce principal. La gran escasez de truchas de clases pescables en algunos tramos (ríos Pedrido y Tronceda, cotos del curso medio del Masma) podría atribuirse a limitación de recursos en el hábitat, ante la que son más sensibles los peces de mayor talla

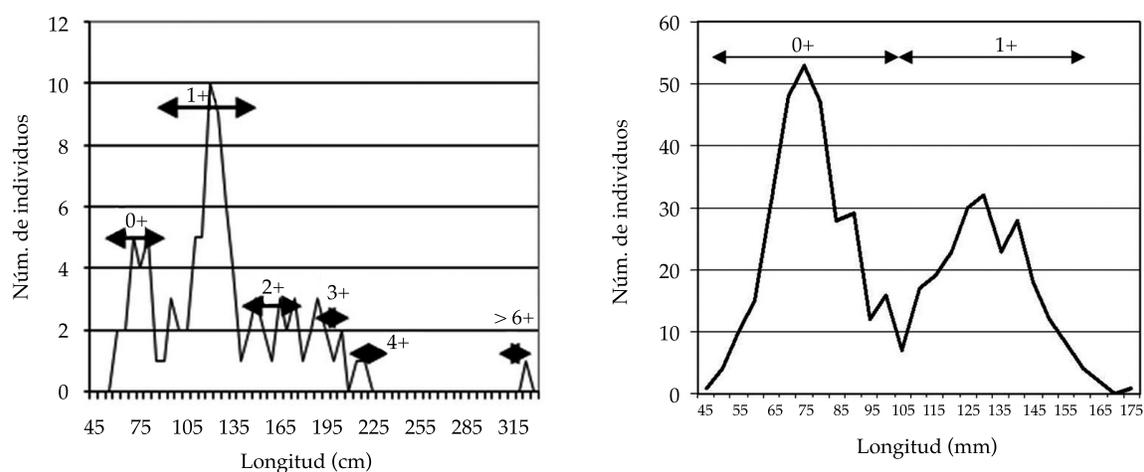


Figura 5. Distribución de la longitud furcal, con indicación aproximada de la edad que corresponde a cada rango de longitudes según la metodología de Petersen. Izquierda: población de trucha común (*Salmo trutta fario*) en el curso alto del río Masma (primera estación de muestreo). Derecha: muestra completa de salmón atlántico (*Salmo salar*).

y edad (Rincón & Lobón-Cerviá, 2002). Sin embargo, la caracterización del medio físico no permitió detectar restricciones al desarrollo de la trucha, por lo que la carencia de adultos puede deberse a la pesca, furtiva en ocasiones, pues hay tramos vedados, oficialmente sin presión pesquera, donde también escasean las truchas de talla pescable. Es necesario señalar que algunos tramos son muy accesibles y próximos a viviendas de pescadores ribereños habituales, que vieron interrumpida su actividad desde que se implantaron los vedados. La escasez de individuos de talla superior a la mínima legal pescable ya ha sido puesta de manifiesto con carácter general para todos los ríos y especies pescables de Galicia (Xunta de Galicia, 2005; Sánchez-Hernández *et al.*, 2012).

Las clases de edad no pescables se ven favorecidas por la extracción por pesca de ejemplares de las clases superiores, pues dejan de ejercer depredación sobre los más pequeños, dando como resultado una mayor supervivencia del alevinaje (clase 0+), lo que permite explicar las aceptables producciones en los acotados.

La densidad de juveniles de salmón fue baja o muy baja en todas las estaciones (0.009-0.299 ind/m²), salvo en el curso alto del Valiñadares, Fragavella y Baus, lo que puede deberse en parte a la existencia de más áreas aptas para juveniles en tramos altos (mayor pendiente y mayor proporción de zonas lóxicas). El diagrama de Petersen para el total de pintos capturados en la cuenca (figura 5) permite distinguir dos modas de longitud, correspondientes a los individuos de las clases de edad 0+ y 1+, no detectándose individuos de la clase 2+. Los individuos 0+ son más abundantes que los 1+, aunque las proporciones deben manejarse con precaución, dado que no se sabe qué porcentaje de los alevines 0+ migrará al mar como esguines 1+ (Xunta de Galicia, 2005).

Sólo se capturaron ejemplares adultos de reo en el curso bajo del Masma. La especie tiene probablemente en este río el mismo límite de accesibilidad que el salmón, y su área de distribución podría ser más amplia que la de éste, dado que el reo no tiene los mismos requerimientos que

el salmón y puede entrar a desovar incluso en afluentes pequeños.

Relaciones longitud-edad y talla mínima pescable

Para proponer el tamaño mínimo legal de pesca se empleará el criterio de que los ejemplares hayan tenido oportunidad de reproducirse al menos una vez en su vida antes de ser capturados (García de Jalón *et al.*, 1993). Dado que la trucha se reproduce por lo general a partir de la edad 2+ (desove en diciembre o enero; eclosión en primavera), y cuando se abre la veda es en marzo o mayo, la trucha que se reproduce tiene entonces tres años de edad. Por tanto, la talla mínima de captura en el río Masma será la longitud que alcanza una trucha media a los tres años de edad, longitud que puede ser diferente en cada tramo de la cuenca. Además, se pretende que los cursos principales sean zonas a colonizar por ejemplares jóvenes, por lo que no conviene tener demasiados ejemplares adultos, que serían depredadores directos de los jóvenes y competirían con ellos por espacio y alimento (Hervella & Caballero, 1999).

Comparando edades y longitudes medias por clase de edad, se obtuvo una familia de curvas talla-edad para la trucha (figura 6), donde se observa la escasez de individuos de más de cuatro años. Asimismo, se comprueba que para las tallas mínimas pescables que actualmente se aplican en la cuenca para la trucha común: 21 cm en los cotos de Mondoñedo y Celeiro y aguas abajo, 19 cm para el resto de la cuenca (Xunta de Galicia, 2013), los ejemplares muestreados se encuentran en un rango de edades entre 1+ y 4+ para los cotos de Mondoñedo y Celeiro, mientras que están en un rango de edades entre 1+ y 3+ para el resto de la cuenca. Es decir, se está autorizando la captura de truchas de la clase de edad 1+, que no han tenido ocasión de reproducirse antes de ser capturadas. Esto supone una presión excesiva sobre la población y probablemente se está dificultando su normal regeneración. Examinando las curvas talla-edad

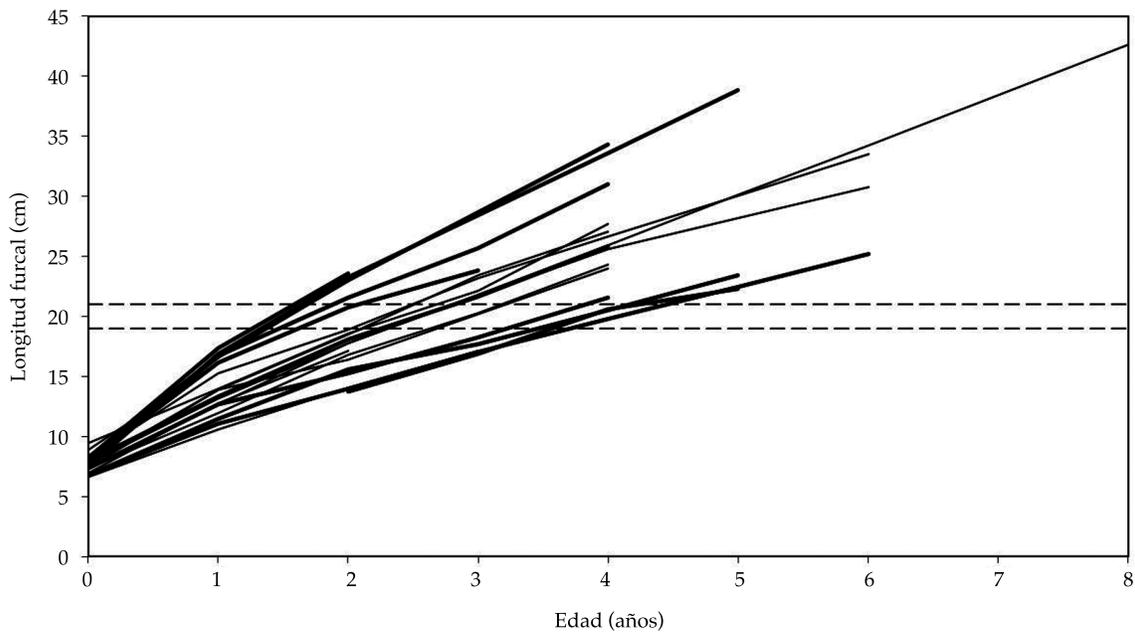


Figura 6. Relaciones longitud furcal-edad obtenidas para trucha común (*Salmo trutta fario*) en cada estación de muestreo de la cuenca del río Masma. En línea de trazos se indican las longitudes mínimas pescables actualmente en vigor para la zona (Xunta de Galicia, 2013).

se comprueba que con una talla mínima de captura de 23 cm para toda la cuenca, se asegura que cualquier trucha capturada legalmente tenga al menos edad 2+ y es probable que haya tenido ocasión de reproducirse antes de la captura. La propuesta de talla mínima de captura no parece aventurada, toda vez que en la vecina cuenca del Eo, la normativa establece una talla mínima de 25 cm para la trucha (Xunta de Galicia, 2013) y existen propuestas desde hace tiempo dirigidas al mantenimiento de cohortes más numerosas de reproductores para hacer a las poblaciones de peces más resistentes a las perturbaciones y para evitar una sobreexplotación no detectada (Arlinghaus, Matsumura, & Dieckmann, 2010).

Criterios de gestión

La masa de agua en estudio se clasifica como truchera, siendo *Salmo trutta* la especie piscícola más abundante y la que debe someterse a un

plan de pesca, ya que los juveniles de salmón detectados no son pescables. La densidad, biomasa y producción obtenidas en la cuenca del Masma son similares o superiores a las que ofrecen otros estudios para ríos salmoneros de productividad media (García de Jalón & Schmidt, 1995; Hervella & Caballero, 1999; Almodovar *et al.*, 2002). Las abundancias y producciones son especialmente elevadas en los afluentes del curso principal. Cabe considerar estos afluentes tan ricos en peces como vivero de juveniles que en sus desplazamientos migratorios reforzarán las poblaciones del cauce principal, en especial en los acotados del curso medio. Este fenómeno ya ha sido apuntado para otros ríos como causa de recuperación de poblaciones trucheras (Alonso & García de Jalón, 2001; Xunta de Galicia, 2005). El desplazamiento trófico aguas abajo es esperable principalmente en la trucha, que por su carácter territorial precisa de espacios libres de competencia para sobrevivir y desarrollarse de forma adecuada.

En varios tramos del Masma se ha encontrado baja representación de truchas de longitud superior a la mínima pescable, lo que se atribuye a la incidencia de los pescadores (Xunta de Galicia, 2005) más que a la presión de depredadores naturales como *Natrix* sp. o *Lutra lutra* L., 1758. En esta situación de escasez de adultos se ve amenazada la estabilidad de las poblaciones, pues los ejemplares reproductores son los que dotan la clase de edad 0+, cuya presencia aseguraría la regeneración en el río principal (Arlinghaus *et al.*, 2010). Con el objetivo de conservar el alevinaje, habría que reducir en afluentes la presencia de los peces de mayor tamaño, que pueden ser depredadores directos de los jóvenes.

Para toda la cuenca del río Masma se propone la restricción de la pesca de la trucha común a través de un plan de regularización de tres años de vigencia, para aumentar las poblaciones actuales y equilibrar las dotaciones por edades en los tramos acotados del curso medio. Esta duración está en consonancia con la propuesta de García de Jalón y Schmidt (1995), que recomiendan plazos de 2 o 3 años para regularizar poblaciones con estructura desequilibrada. En este caso son necesarios tres años para asegurar que parte del abundante alevinaje actual (0+) llegue a alcanzar la edad pescable (3+), nutriendo así las clases superiores, por el momento débilmente dotadas, como ya se ha indicado al analizar la estructura de edades de las cohortes. Con ello mejoraría la oferta para los pescadores (más biomasa pescable).

Las actuales zonas libres deben continuar como tales, pues reciben pocos pescadores (tramo final), al igual que el tramo Pedrido-Tronceda, debido en parte a su difícil acceso. Si se acotarán, no serían cotos muy demandados.

El plan incorpora cambios en la presión pesquera, consistentes en la supresión de los vedados de los afluentes, dada la abundancia de peces en los mismos, al tiempo que un aumento de la talla mínima pescable, tal como recomiendan García de Jalón *et al.* (1990), para los ríos de Galicia, manteniendo el estado actual en cuanto a periodos hábiles y artes de captura,

que son los que establece la normativa vigente (Xunta de Galicia, 2013), sin restricciones adicionales. Se considera adecuado prohibir el uso de cebo natural, ya que su empleo resta eficacia a la medida de fijar una talla mínima pescable si los peces de longitud inferior mueren por las heridas que se les causa al ser capturados (Arlinghaus *et al.*, 2007).

Basta con respetar la longitud mínima pescable propuesta para que se establezca la población dentro del plazo de tres años fijado en el plan de regularización. La repoblación artificial es una medida a considerar (Sánchez-Hernández *et al.*, 2012), aunque sería en este momento una solución radical e innecesaria, que perjudicaría a la población residente (García de Jalón & Schmidt, 1995).

Ante la presumible existencia de pesca furtiva de una intensidad no despreciable, se recomienda aumentar la vigilancia, sobre todo en el propio río Masma.

Con la regularización, todas las clases de edad experimentarían un incremento de biomasa y deberían efectuarse revisiones anuales, en forma de planes técnicos de pesca, para conservar la dotación de las poblaciones mediante el mantenimiento de su capacidad reproductiva, maximizando a la vez la pesca extraída (García de Jalón *et al.*, 1993).

Conclusiones

Ante la calidad general del hábitat para los peces no son necesarias actuaciones de mejora sobre el medio natural. Las orillas son estables y se encuentran muy bien protegidas por el bosque de galería, con un dosel de copas de altura adecuada para la anchura del cauce. El índice de refugio es alto por lo general, con presencia de grandes bloques de piedra, cornisas y vegetación ribereña que sombrea el río. No obstante, la presencia de presas y demás obstáculos naturales y artificiales dificulta el desarrollo de las especies migratorias. Por otra parte, el furtivismo parece estar presente en la cuenca, sobre todo en algunos tramos vedados, que ven reducirse de un año a otro la abundancia de peces.

Dada la escasez de truchas de las clases de edad pescables en los tramos acotados del río Masma (curso medio), se propone reducir la presión pesquera en toda la cuenca, aumentando la talla mínima pescable hasta los 23 cm. Dicha restricción se pretende compensar, para no reducir la oferta a los pescadores, mediante la apertura a la pesca de los vedados en los afluentes. Con ello se busca repartir la presión pesquera sobre el territorio, aprovechando la abundante biomasa pescable de los tributarios del río Masma y utilizando éstos como recurso base para reforzar las poblaciones del cauce principal del río, en el que se respetarán los acotados actuales.

Con las medidas de gestión propuestas puede lograrse en el plazo de tres años un incremento de la biomasa total de las poblaciones de trucha y un enriquecimiento de las dotaciones de las clases de edad pescables, aumentando de ese modo la biomasa pescable lo suficiente como para atender a la demanda de los pescadores. Por el contrario, mantener la situación actual supone continuar con un aprovechamiento pesquero excesivo debido a la baja talla mínima pescable que se está aplicando, a pesar de que varios afluentes se mantengan vedados.

Referencias

- AENOR (2003). *UNE-EN 14011:2003 Calidad de agua. Muestreo de peces con electricidad*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.
- Alba-Tercedor, J., & Sánchez-Ortega, A. (1988). Un método rápido y simple para evaluar la calidad biológica de las aguas corrientes basado en el de Hellowell (1978). *Limnetica*, 4, 51-56.
- Almodóvar, A., Nicola, G. G., & Suárez, J. (2002). *Effects of Fishery Management on Populations of Brown Trout, Salmo Trutta, In Central Spain. Conservation of Freshwater Fishes: Options for The Future*. Oxford: Fishing News Books, Blackwell Science.
- Alonso, C., & García de Jalón, D. (2001). Bases para la ordenación de la pesca en la cuenca del Alto Tormes (Ávila). *Limnetica*, 20(2), 293-304.
- Arlinghaus, R., Cooke, S. J., Lyman, J., Policansky, D., Schwab, A., Suski, C., Sutton, S. G., & Thorstad, E. B. (2007). Understanding the Complexity of Catch-And-Release in Recreational Fishing: An Integrative Synthesis of Global Knowledge from Historical, Ethical, Social, and Biological Perspectives. *Reviews in Fisheries Science*, 15, 75-167.
- Arlinghaus, R., Matsumura, S., & Dieckmann, U. (2010). The Conservation and Fishery Benefits of Protecting Large Pike *Esox lucius* L. by Harvest Regulations in Recreational Fishing. *Biological Conservation*, 143(6), 1444-1459.
- Arrignon, J., Tane, J. P., & Latreille, M. (1988). Exploitation of the resource in France (pp. 29-68). In: D. H. Mills, & D. Piggins (eds.). *Atlantic Salmon: Planning for the Future*. Biarritz: The Atlantic Salmon Trust. L' Association Internationale de Defense du Saumon Atlantique.
- Callejo, A., Calviño, F., & Guitián, J. (1982). Datos provisionales sobre la distribución de ciclóstomos y peces en las aguas continentales de Galicia. *Boletín de la Estación Central de Ecología*, 11(21), 49-54.
- Chapman, D. W. (1978). Production in Fish Populations. In: S. D. Gerking (ed.). *Ecology of Freshwater Fish Production*. Oxford: Blackwell Scientific Publications.
- Cobo, F., Sánchez-Hernández, J., Vieira, R., & Servia, M. J. (2014). Seasonal Downstream Movements of the European Eel in a Southwestern Europe river (River Ulla, NW Spain). *Nova Acta Científica Compostelana (Biología)*, 21, 77-84.
- De Lury, D. B. (1947). On the Estimation of Biological Populations. *Biometrics*, 3-4, 145-167.
- Fernández-López, M. M., Fernández-Ríos, A., & Riesco-Muñoz, G. (2010). Propuesta de gestión de la pesca en las poblaciones de trucha común del río Lóuzara (Lugo, España). *Revista Española de Estudios Agrosociales y Pesqueros*, 227, 79-97.
- García de Jalón, D., Mayo, M., Hervella, F., Barceló, E., & Fernández, T. (1993). *Principios y técnicas de la gestión de la pesca en aguas continentales*. Madrid: Mundi-Prensa Libros.
- García de Jalón, D., Mayo, M., Hervella, F., Barceló, E., & Villeta López, C. (1990). *Pesca fluvial en Galicia. Bases limnológicas para su gestión*. Santiago de Compostela: Xunta de Galicia.
- García de Jalón, D., Mayo, M., Hervella, F., & Mingo, A. (1994). *Estudio de las poblaciones trucheras de los ríos Tajo, Gallo, Hoz Seca y Cabrillas*. Guadalajara, España: Servicio Provincial de Montes, Caza y Pesca, Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha.
- García de Jalón, D., & Schmidt, G. (1995). *Manual práctico para la gestión sostenible de la pesca fluvial*. Gerona, España: Asociación para el Estudio y Mejora de los Salmónidos (AEMS).
- García de Jalón, D., Tolosana Esteban, E., & Rodríguez Alcalde, F. (1986). Estimación de algunos parámetros poblacionales de la trucha común (*Salmo trutta fario* L.) en los ríos pirenaicos. *Boletín de la Estación Central de Ecología*, 15(29), 51-58.
- Hervella, F., & Caballero, P. (1999). *Inventario piscícola dos ríos galegos*. Santiago de Compostela: Consellería de Medio Ambiente, Dirección Xeral de Montes e Medio Ambiente Natural, Xunta de Galicia.

- Le Cren, E. D. (1972). A Commentary on Uses of a River: Past and Present (pp. 252-260). In: *River Ecology and Man*, Oglesby, R.T., Carlson, C.A. & McLann, J.A. (eds.). Amherst.
- Lobón-Cerviá, J. (1991). *Dinámica de poblaciones de peces en ríos. Pesca eléctrica y métodos de capturas sucesivas en la estimación de abundancias*. Madrid: Monografías del Museo Nacional de Ciencias Naturales (CSIC).
- Lobón-Cerviá, J., Montañés, C., & de Sostoa, A. (1986). Reproductive Ecology and Growth of a Population of Brown Trout (*Salmo trutta* L.) in an Aquifer-Fed Stream of Old Castile (Spain). *Hydrobiologia*, 135(1-2), 81-94.
- Mann, R. H., & Penczak, T. (1986). Fish Production in Rivers: A Review. *Polskie Archiwum Hydrobiologii*, 33, 233-247.
- Moran, P. A. P. (1951). A Mathematical Theory of Animal Trapping. *Biometrika*, 38(3-4), 307-311.
- Morán, P., Pérez, J., & García-Vázquez, E. (2005). Genetic Variation at Enzyme Loci in the Southernmost European Populations of Atlantic Salmon. *Journal of Fish Biology*, 67(A), 206-212.
- Petersen, C. G. J. (1896). The Yearly Immigration of Young Plaice into the Limfjord from the German Sea. *Report of the Danish Biological Station*, 6, 1-48.
- Prego, R., & Cobelo-García, A. (2003). Twentieth Century Overview of Heavy Metals in the Galician Rias (NW Iberian Peninsula). *Environmental Pollution*, 121, 425-452.
- Rincón, P. A., & Lobón-Cerviá, J. (2002). Nonlinear Self-Thinning in a Stream-Resident Population of Brown Trout (*Salmo trutta*). *Ecology*, 83(7), 1808-1816.
- Río-Barja, F. J., & Rodríguez-Lestegás, F. (1992). *Os ríos galegos. Morfoloxía e réxime*. Santiago de Compostela: Consello da Cultura Galega.
- Sánchez-Hernández, J., Servia, M. J., Vieira, R., Barca-Bravo, S., & Cobo, F. (2012). References Data on the Growth and Population Parameters of Brown trout in Siliceous Rivers of Galicia (NW Spain). *Limnetica*, 31(2), 273-288.
- Xunta de Galicia (2005). Plan gallego de ordenación de los recursos piscícolas y ecosistemas acuáticos continentales. Santiago de Compostela: Consellería de Medio Ambiente.
- Xunta de Galicia (2013). *Orde do 16 de decembro de 2013 pola que se establecen as normas de pesca nas augas continentais da Comunidade Autónoma de Galicia durante a tempada de 2014*, *Diario Oficial de Galicia número 248, de 30/12/2013*. Santiago de Compostela: Consellería de Medio Ambiente, Territorio e Infraestruturas.

Dirección institucional de los autores

Dr. José Fernández-Parajes

Diputación Provincial de Lugo
Ronda de la Muralla 140
27001 Lugo, ESPAÑA
Teléfono: +34 (982) 265 966
jorobur@gmail.com

Dr. Guillermo Riesco Muñoz

Universidad de Santiago de Compostela
Escuela Politécnica Superior
Campus universitario s/n
27002 Lugo, ESPAÑA
Teléfono: +34 (982) 823 233
guillermo.riesco@usc.es



Haga clic aquí para escribir al autor

Tratamiento con ozono de agua residual con taninos de curtiduría al vegetal

• Natividad Ramírez-Ramírez •
Universidad de Guanajuato, México

• María del Carmen Espinosa-Lloréns* • Lidia Asela Fernández-García •
• Eliet Véliz-Lorenzo • Yalexmi Ramos-Rodríguez •
Centro Nacional de Investigaciones Científicas, Cuba

*Autor de correspondencia

Resumen

Ramírez-Ramírez, N., Espinosa-Lloréns, M. C., Fernández-García, L. A., Véliz-Lorenzo, E., & Ramos-Rodríguez, Y. (mayo-junio, 2016). Tratamiento con ozono de agua residual con taninos de curtiduría al vegetal. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 53-73.

El objetivo de este trabajo es el establecimiento de las condiciones de ozonización que permitan la degradación de los taninos contenidos en los licores residuales de tenería (LRT) provenientes del curtido vegetal, para lograr un vertimiento seguro. Se aplicó ozonización a pH inicial de las soluciones de 6.3 y oxidación avanzada con ozono a pH alcalino a soluciones acuosas del LRT liofilizado y del quebracho (SQ) durante 180 min, analizándose fenoles totales, DQO y color. Los tratamientos presentan la mayor reducción de los parámetros dentro de la primera hora de ozonización. Se observó una cinética de pseudo primer orden para la degradación de la DQO con ambos procesos, obteniéndose los coeficientes cinéticos respectivos, siendo menor el de SQ. Globalmente, el proceso de oxidación avanzada logró eficiencias de eliminación de DQO, fenoles totales y color entre 80 y 100%, mientras que en la ozonización estos valores oscilaron entre 50 y 95%. Los dos tratamientos ofrecieron buenos resultados, pero en la oxidación avanzada del LRT, todas las variables medidas al final del proceso tienen valores no detectables de acuerdo con los métodos analíticos empleados. El volumen estimado de una columna de tratamiento (considerando la velocidad superficial constante durante el proceso de escalamiento) es de 300 l de volumen útil, operando en régimen discontinuo, para procesos de tratamiento de una hora de tiempo de contacto. Los resultados experimentales obtenidos en la oxidación avanzada del LRT permiten considerar adecuado este tratamiento para llevar a un escalamiento a nivel piloto y valorar su aplicación para lograr un vertimiento seguro al medio ambiente y/o evaluar su reúso en el propio proceso de curtición.

Palabras clave: ozono, oxidación avanzada, taninos condensados, degradación, coeficientes cinéticos, escalamiento.

Abstract

Ramírez-Ramírez, N., Espinosa-Lloréns, M. C., Fernández-García, L. A., Véliz-Lorenzo, E., & Ramos-Rodríguez, Y. (May-June, 2016). *Treatment with Ozone of Wastewater Containing Tannins from Vegetal Tannery*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 53-73.

The aim of this work is establishing the ozonation conditions that enable the degradation of tannins contained in the residual liquors of tannery (RLT) originated in vegetal tanning, to achieve a safe disposal. Ozonation at 6.3 initial pH and advanced oxidation, with ozone at alkaline pH, were applied to aqueous solutions of the freeze-dried RLT and quebracho (QS), during 180 min, analyzing total phenols, COD and color. The treatments present the bigger reduction of the parameters within the first hour of ozonation. Pseudo's first order kinetics for the degradation of COD with both processes were observed, obtaining the respective kinetic coefficients, being QS the smaller one. Globally, the process of advanced oxidation achieved efficiencies of elimination between 80 and 100% of total phenols, COD and color, while in the ozonation these values oscillated between 50 and 95%. The two treatments offered good results, but in the advanced oxidation of the RLT all variables measured, at the end of the process, have not detectable values according to the analytical methods used. The volume estimated of a column of treatment (considering the constant surface speed during the process of scaled-up), was 300 l of useful volume, operating on discontinuous regime, for processes of treatment with one hour of contact time. The experimental results obtained in the advanced oxidation of RLT, allow approving this treatment to be scaled-up to pilot level and recognize its application for achieving a safe disposal to the environment and/or evaluating its reuse in the process of tannery itself.

Keywords: Ozone, advanced oxidation, condensed tannins, degradation, kinetic coefficients, scale-up.

Recibido: 01/09/2014

Aceptado: 07/11/2015

Introducción

En el proceso de curtido de pieles se emplean grandes cantidades de agua, que al final del proceso se convierten en agua residual con una alta carga contaminante que procede tanto de la propia piel como de los productos químicos utilizados. Estas aguas son altamente tóxicas (Reemtsma & Jekel, 1997), lo que puede estar relacionado con el hecho de que durante el proceso de curtido se adicionan a cada tonelada de cuero un promedio de 300 kg de productos químicos (Durai & Rajasimman, 2011). Las aguas residuales de las curtidurías al vegetal contienen además cloruro de sodio (de 1 a 2%), y pequeñas cantidades de ácidos orgánicos y proteínas (Saravanabhavan *et al.*, 2005). Dentro de los productos naturales presentes en ellas están los taninos, compuestos extraídos del árbol de quebracho para curtido al vegetal de las pieles. Ello las convierte en aguas residuales complejas, lo que hace recomendable para su degradación un proceso de oxidación que sea poco selectivo, a fin de evitar la formación de mayor cantidad de compuestos tóxicos y garantizar la inocuidad del efluente tratado.

Los taninos son compuestos fenólicos complejos que se extraen de cortezas, hojas y cáscaras vegetales, y se dividen en hidrolizables y condensados. Los taninos hidrolizables son compuestos químicos antioxidantes que pueden actuar como regeneradores de funciones celulares; están compuestos por una molécula central de glucosa, y 5 o 6 sustituyentes de ácido gálico y ácido elágico (Salminen & Karonen, 2011); pueden ser degradados por ozono en agua de proceso previamente filtrada (Benítez, Acero, & Leal, 2008). Por su parte, los taninos condensados son polímeros de catecol (Venter *et al.*, 2012), recalcitrantes a la degradación; se usan por lo común en la industria curtidora, precisamente por dar características de durabilidad al cuero curtido con ellos (Hagerman & Buttler, 1980; Hagerman, 1987). El tamaño de molécula más frecuente de los taninos sulfitados que se emplean en la industria curtidora es de 960 a 1 600 Da, y son los que se pueden incorporar a

la estructura del colágeno parcialmente hidrolizado. Los taninos también pueden usarse como antihelmínticos en ovejas a dosis controladas y por periodos cortos (Athanasiadou, Kyriazakis, Jackson, & Coop, 2001; Cruden & Hovell, 2008; Jesupillai & Palanivelu, 2009); en paralelo a su capacidad como fungicida, se ha experimentado en la protección de maderas con licor de quebracho (Bernardis & Popoff, 2009).

Los extractos vegetales contienen otra parte llamada “no taninos”, por el hecho de no tener la propiedad curtiente en el cuero. La mayor parte de ellos se trata de compuestos fenólicos con pesos moleculares inferiores a 500 o superiores a 3 000 Da (Hagerman, 1987; Madhan, Raghava-Rao, Subramanian, Unni-Nair, & Ramasami, 2004).

Actualmente, el tratamiento que reciben los baños de taninos agotados es la evaporación seguida de la disposición final de los sólidos remanentes del proceso en vertederos o en el suelo, lo que provoca que este último se torne estéril.

La necesidad de tener un proceso de tratamiento efectivo para estas aguas residuales radica en el hecho de que la toxicidad de los taninos condensados ha sido probada en diversas especies de animales, como peces, carneros y ovejas; en suelos (Butler, 1992; Frutos, Giráldez, Fernández, & Mantecón, 2000; Joannis, Bradley, Preston, & Munson, 2007; Joannis, Bradley, Preston, & Bending, 2009; Angaji, Souri, & Moeini, 2011), y en especies marinas, como erizos de mar y algas (De Nicola *et al.*, 2007). El mecanismo de toxicidad se basa en que los taninos interactúan de modo irreversible con las proteínas. En estudios con rumiantes se ha visto que inhiben la actividad de bacterias gastrointestinales y disminuyen la asimilación de proteínas (Butler, 1992; Velázquez, Suárez, Pabón, & Carulla, 2002; Smith, Imlay, & Mackie, 2003; Patra & Saxena, 2011; Powell, Aguerre, & Wattiaux, 2011).

Dentro de los tratamientos biológicos aplicados a este tipo de agua residual se encuentran los asociados con el empleo de reactores anaerobios de flujo ascendente con manto de

lodos (UASB, por sus siglas en inglés) o los filtros anaerobios (Lofrano, Meriç, Emelzengin, & Orhon, 2013). Los resultados obtenidos en el tratamiento de este tipo de efluentes muestran una gran variabilidad en cuanto a eliminación de la demanda química de oxígeno (DQO), que va desde 60 hasta 80%. Esta variabilidad, así como la eficiencia global del proceso de depuración, depende de varios factores, entre los que se encuentran temperatura, carga orgánica, tiempo hidráulico de retención y concentración de sulfatos, además de la presencia de sustancias que inhiben el proceso de metanogénesis, como sulfuros, cloruros e incluso los propios taninos (Mannucci, Munz, Mori, & Lubello, 2010). En el caso de los tratamientos aerobios, se reporta la importancia del control de la temperatura para lograr una adecuada eliminación tanto del nitrógeno total como del carbono orgánico (Görgün, Insel, Artan, & Orhon, 2007) y la especial atención que debe prestarse al carácter antimicrobiano de los taninos (Buzzini *et al.*, 2008), lo cual provoca que estos procesos presenten debilidades para el tratamiento del agua residual procedente de curtidurías al vegetal.

Otro esquema de tratamiento estudiado es el formado por la combinación de un UASB seguido de un tratamiento aerobio como el reactor discontinuo secuencial. Con este esquema se logra mejorar el proceso de tratamiento, que llega a alcanzar valores de eliminación de DQO de hasta 95%; su limitación es que necesita trabajar con baja velocidad de carga orgánica, lo que afecta la economía del proceso (Lefebvre, Torrijos, Vasudevan, Thanasekaran, & Moletta, 2006).

Entre los procesos de oxidación utilizados con mayor éxito para eliminar compuestos refractarios presentes en fase acuosa se encuentran, por una parte, los que emplean ozono por vía molecular, que es la llamada vía directa de ataque del ozono favorecida a pH ácido, y por otra parte, los procesos de oxidación avanzada que provocan la descomposición de la molécula de ozono en radicales OH \cdot , lo que puede lograrse por diferentes vías, una de las cuales es ozonizar en un medio que tenga pH alcalino,

en donde las reacciones que tienen lugar son conocidas como indirectas del ozono (Beltrán, 2004; Schrank, José, Moreira, & Schröder, 2005). Los procesos de oxidación avanzada transcurren *in situ* y a temperatura ambiente, generando especies oxidantes muy fuertes y no selectivas, como el radical hidroxilo (OH \cdot), encargado de destruir a altas velocidades a los contaminantes presentes en agua. En el caso del ozono, la descomposición radicalica se logra mediante su combinación con peróxido de hidrógeno, catalizadores como sales de hierro y manganeso, o dióxido de titanio y radiaciones UV (Beltrán, 2004).

Otro tratamiento de oxidación avanzada aplicado a taninos condensados de tenería es el de electro-Fenton. El empleo de este tratamiento reporta una remoción de hasta 72% de los taninos presentes, aunque con un alto costo energético y de reactivos; si el tratamiento se realiza a pH neutro, se obtiene sólo una remoción de 35%, por lo que no se considera viable su aplicación industrial (Ugur, Apaydin, & Gonullu, 2006). Los tratamientos de electroflotación y electro-oxidación para la remoción de taninos y sus derivados, como moléculas de catecol, pirogalol, floroglucinol y resorcinol, forman complejos organometálicos insolubles, cuya remoción se logra por formación de lodos, que implica la generación de mayor cantidad de residuos (Muruganathan, Bhaskar-Raju, & Prabhakar, 2005).

La reacción ozono-fenol ha sido reportada desde hace varias décadas en la literatura internacional (Eisenhauer, 1971; Bailey, 1982). Bailey (1982) establece que los principales productos de la ozonización son hidroquinona, quinona, catecol y ácido glioxálico, así como que se necesitan de 4 a 6 moles de ozono para lograr la ruptura de un mol del anillo aromático y más de 150 moles para lograr su mineralización. Otros autores (Contreras, Bertola, & Zaritzky, 2011) proponen como ruta de reacción aquella en que el ozono, en el primer ataque al fenol, provoca la remoción del oxígeno del grupo OH \cdot , para producir grupos fenoxi y, posteriormente, la ruptura del anillo aromático. El esquema

que combina la ozonización con el tratamiento biológico ha reportado resultados muy satisfactorios (Di Iaconi, Lopez, Ramadori, Di Pinto, & Passino, 2002), pues logra disminuciones de más de 95% en indicadores como DQO, nitrógeno amoniacal y sólidos suspendidos.

A partir de estos resultados se ha determinado como objetivo de este trabajo el establecimiento de las condiciones de ozonización (entre las que se destaca la oxidación por vía directa a pH ácido, así como la oxidación por vía indirecta a pH alcalino) capaces de degradar el licor residual del curtido vegetal, disminuyendo con ello la agresividad de estas aguas residuales al ser vertidas al medio ambiente y la propuesta de un escalamiento hasta nivel piloto que permita que las aguas tratadas puedan ser vertidas de forma segura o reusadas en el propio proceso de curtido.

Materiales y métodos

Muestras analizadas

Las soluciones de trabajo fueron donadas por la tenería "Marfil" de la ciudad de León, Guanajuato, México. Se trataron dos tipos de solución: la solución de quebracho (SQ), que es el extracto comercial usado en esta tenería para realizar el curtido, y los licores de tinajas de curtición agotadas o residuales del curtido al vegetal (LRT), que además de los taninos (polifenoles) contienen, entre otros compuestos, pequeñas cantidades de proteínas y ácidos orgánicos del proceso (Pire-Sierra, Palmero, Araujo, & Díaz, 2010; Cassano *et al.*, 2003). Este licor residual (LRT) fue liofilizado y resuspendido en agua destilada. La concentración de ambas soluciones fue de 1 g/l.

Sistema de ozonización

Todas las experiencias de ozonización fueron llevadas a cabo en una instalación experimental de laboratorio, que se muestra de manera esquemática en la figura 1.

La instalación consistió en un reactor de vidrio de 600 ml de capacidad, funcionando en *semi-batch*, equipado con un difusor poroso de borosilicato, puertos para la extracción de la muestra, y una entrada y salida de gas. El reactor se acopló a un baño termostático (Frigomix U-2, Alemania), que controla la temperatura de las ozonizaciones a 25 ± 0.1 °C. La mezcla oxígeno-ozono se obtuvo con el empleo de un ozonizador (modelo *Aqozo*, *Ciozono*, Cuba), a partir de oxígeno puro. El ozono en exceso a la salida del reactor fue destruido catalíticamente.

Se trabajó con una concentración de entrada de ozono gaseoso de 45 mg/l, determinada a 256 nm espectrofotométricamente (Ultrospec III, Pharmacia, UK). Se utilizó un flujo de gas de 15 l/h, que se midió con un flujómetro Gilmont.

Ozonización

Se ozonizaron soluciones de concentración de 1 g/l del liofilizado de LRT o de quebracho en el sistema ya descrito, sin empleo de solución tampón, por lo que el valor de pH se monitoreó durante todo el experimento.

Las muestras para la cuantificación de los distintos parámetros (fenoles totales, DQO y color) se tomaron a diferentes intervalos desde 0 hasta 180 minutos. En las experiencias con LRT se utilizó como trampa radicalica el alcohol *tert*-butílico a concentración de 10^{-2} moles/l. En ambos sistemas, el valor de pH inicial fue de 6.3.

Oxidación avanzada

Los experimentos de oxidación avanzada se realizaron a pH 10, manteniéndose constante por la adición continua de NaOH 0.1 M; la temperatura se mantuvo a 25 °C. La toma de muestras y cuantificaciones se realizaron a igual tiempo que los anteriores.

Métodos de ensayo

La DQO se determinó según APHA, AWWA y WEF (2005), aplicándose el método microcolométrico de reflujo cerrado. Para la determinación de color se empleó el método de platino-

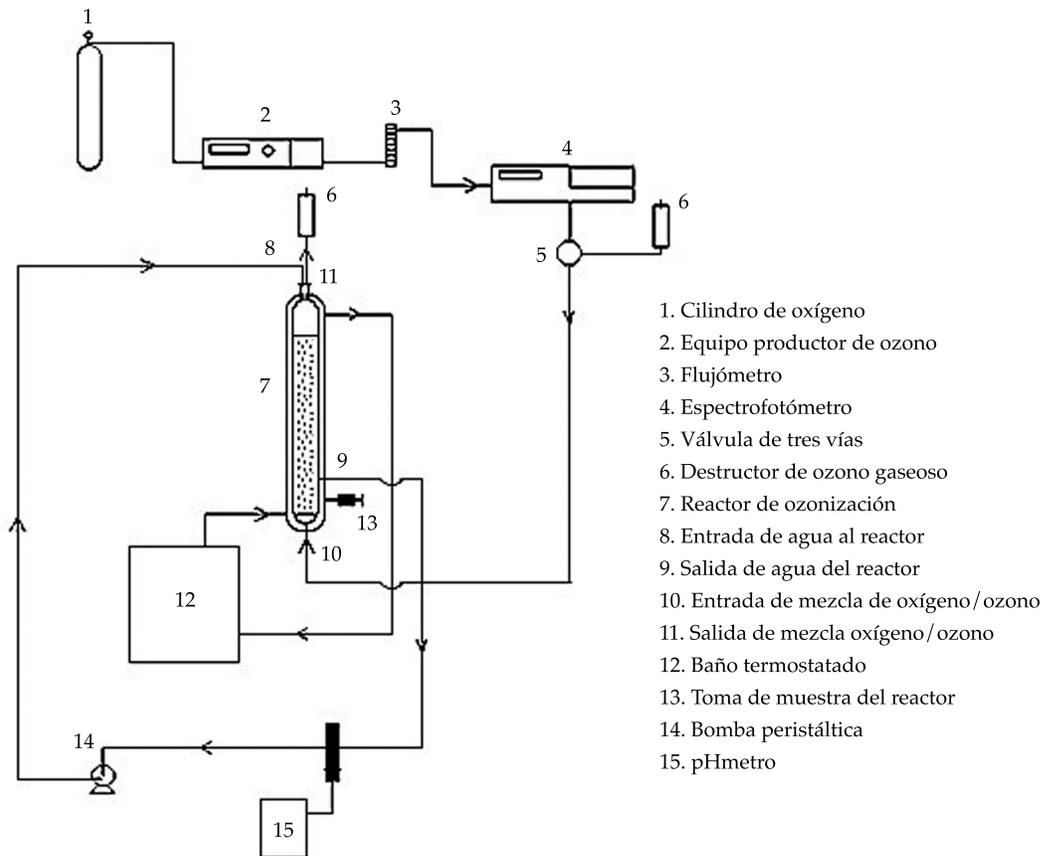


Figura 1. Instalación empleada para el tratamiento de la solución de quebracho y licor residual en laboratorio.

cobalto con medición espectrofotométrica a una longitud de onda de 450 nm (APHA, AWWA, & WEF, 2005), empleando un espectrofotómetro Ultrospec III (Pharmacia, UK), centrifugándose previamente las muestras a 5 000 rpm durante 15 minutos.

Los fenoles totales se midieron empleando la técnica de Hagerman, Zhao y Johnson (1997), como se describe a continuación: a 0.5 ml de la muestra o de la solución patrón se le agregan 0.5 ml de agua destilada y, después se digieren en 5.0 ml de Na_2CO_3 al 2% en NaOH 0.1 M por 2 h. Una vez hecha la digestión, se agregan 0.5 ml de reactivo de Folin-Ciocalteu (Sigma) diluido, 1:2 con agua desionizada; se deja reaccionar 30 minutos y se lee la absorbancia a 725 nm. Las curvas de calibración se realizaron con catequina QP (Bayer).

Todas las corridas experimentales, con ambos tratamientos, así como los ensayos aplicados a cada tiempo experimental, se hicieron por triplicado.

Procesamiento estadístico

Con el objetivo de simplificar la comparación de los resultados de fenoles totales y DQO, los datos fueron normalizados aplicando la siguiente ecuación:

$$\frac{C_i}{C_o} = \text{resultado normalizado (adimensional)}$$

C_i = concentración de fenoles totales o DQO en cada tiempo.

C_o = concentración inicial ($t = 0$) de fenoles totales o DQO.

Se empleó el programa de computación *Excel 2010* y el paquete de programas estadísticos *Statgraphics Centurion XV*, 2007. Se aplicó una prueba *t* de muestras pareadas para la comparación de los datos de los dos tratamientos estudiados (ozonización y oxidación avanzada) a los diferentes tiempos.

Resultados y discusión

En el cuadro 1 se resumen los resultados de las concentraciones iniciales de los parámetros estudiados en las soluciones de concentración 1 g/l del LRT y quebracho liofilizado, proporcionándose la media y desviación estándar.

En el caso del LRT, los valores de DQO están en el orden de los reportados por Schrank *et al.* (2005) en las aguas residuales de este tipo de industria. Se puede observar que las concentraciones de DQO y fenoles totales, así como los valores de color del quebracho son aproximadamente el doble de las correspondientes al LRT, lo cual resulta lógico, pues esta última matriz es el agua residual proveniente del proceso de curtición.

Comportamiento del pH durante la ozonización de quebracho y LRT

En ambos sistemas, el pH inicial fue de 6.3, valor que fue disminuyendo debido a la aparición en solución de ácidos orgánicos, producto de la ozonización, por lo que el valor final a los 180 minutos de ozonización fue de 2.8 para LRT y 2.3 para quebracho.

Tratamiento con ozonización y oxidación avanzada de las soluciones de quebracho

Degradación de los fenoles totales

En la figura 2 se muestra el comportamiento de los fenoles totales en las experiencias de ozonización (sin ajuste de pH) y de oxidación avanzada.

Como se observa, la reducción de 75% de los fenoles totales ocurre dentro de los primeros 60 minutos de tratamiento. Esto podría indicar que, en este primer periodo, se han degradado de forma prioritaria los polifenoles que forman el quebracho, hecho que se sustenta en la alta velocidad de reacción del ataque del ozono molecular a los fenoles (Ramseier & von Guten, 2009). En ambos procesos, a partir de los 30 minutos de reacción hay una inflexión en la curva de degradación que evidencia una disminución en la velocidad del proceso de oxidación. Este cambio podría estar asociado con la prevalencia en el medio de sustratos que son más refractarios a la degradación (Contreras *et al.*, 2011). Durante la reacción de oxidación se constató una marcada disminución en el valor del pH de la solución de 6.2 a 3.2, lo que está asociado con la formación de ácidos orgánicos que tiene lugar en los procesos de ozonización de compuestos orgánicos (Bailey, 1982).

La disminución de la concentración de fenoles totales en el tiempo, tanto durante la ozonización como en el proceso de oxidación avanzada, fue comparada mediante una prueba *t* para datos pareados (Miller & Miller, 2005),

Cuadro 1. Valores de fenoles totales, DQO y color de las soluciones iniciales del LRT y quebracho, en las soluciones iniciales antes de la aplicación de los procesos de tratamiento estudiados (*X* = media y *DE* = desviación estándar).

Matriz	Fenoles totales (mg/l)		Color ($A_{450\text{nm}}$)		DQO (mg/l)	
	<i>X</i>	<i>DE</i>	<i>X</i>	<i>DE</i>	<i>X</i>	<i>DE</i>
Quebracho	622	6	0.8	0.01	1 303	9
LRT	310	4	0.4	0.1	660	78

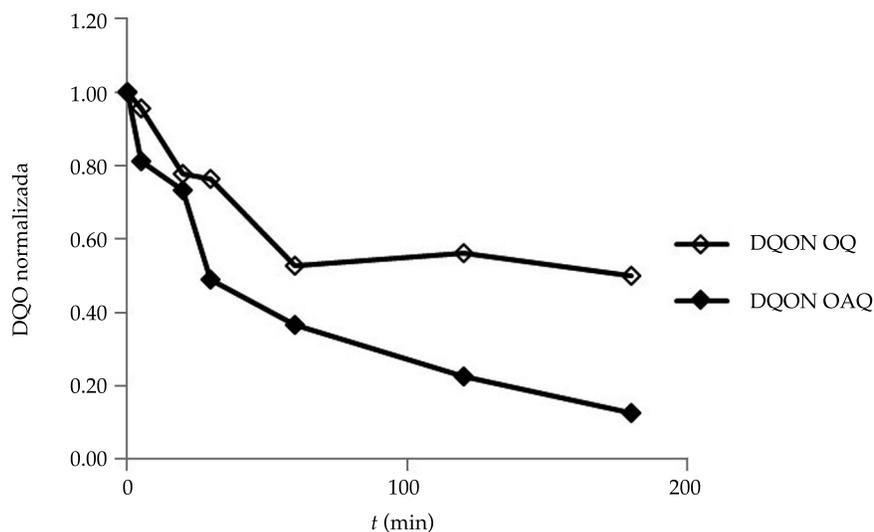


Figura 2. Comportamiento de los fenoles totales durante la ozonización y el proceso de oxidación avanzada de soluciones acuosas de quebracho (concentración: 1 g/l).

que permitiese discriminar el efecto de los tratamientos para cada uno de los tiempos estudiados. Los resultados indican que no existen diferencias significativas ($p = 0.4954$), para un nivel de confianza de 95% entre el comportamiento de la degradación de los fenoles totales mediante el empleo de los dos tratamientos a lo largo del tiempo; es decir, que la media de las diferencias no difiere significativamente de 0. El gráfico de caja y bigotes (figura 3) permite apreciar la similitud de los resultados de ambos tratamientos.

Al finalizar el tiempo de tratamiento, la remoción de los fenoles totales presentes en la solución de quebracho fue de 92% para el proceso de ozonización y de 95% en el caso de la oxidación avanzada.

Estos resultados indican que con la aplicación del ozono sin ajuste de pH se logran elevadas eficiencias de degradación de los fenoles presentes, resultado mucho más eficiente que lo reportado en la literatura para otros tratamientos, como es el caso de los biotratamientos (López-Fiuza, Omil, & Méndez, 2003) o del

método de electrocoagulación, que presenta además el inconveniente de generar residuos muy complejos y tóxicos (Murugananthan *et al.*, 2005).

Disminución de la demanda química de oxígeno

La DQO es un parámetro que engloba de manera general la presencia de contaminación orgánica en el agua residual a tratar; por tanto, la disminución de su valor como resultado del tratamiento aplicado indica la eliminación de la materia orgánica contaminante, lo que hace que la evaluación de este parámetro permita conocer la eficiencia del tratamiento aplicado.

En el proceso de ozonización, los valores de DQO prácticamente no varían en los primeros 30 minutos de tratamiento (figura 4), lo que podría estar relacionado con la mayor resistencia a la oxidación molecular que les confiere a los taninos su estructura molecular compleja y además a la posibilidad de que los productos de reacción iniciales compitan por el ozono disuelto disponible, logrando estos últimos

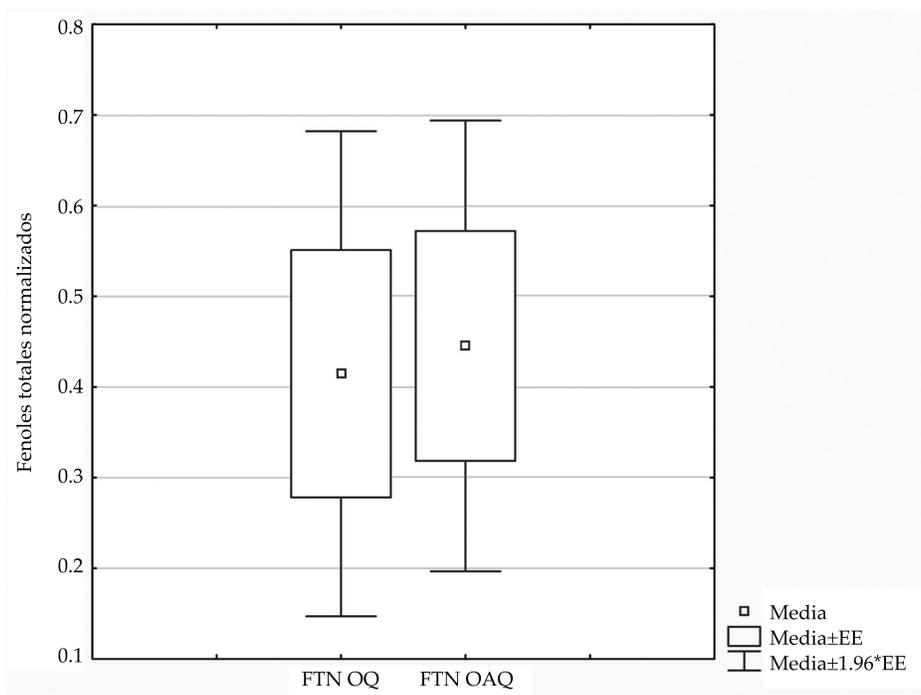


Figura 3. Gráfico de caja y bigotes de los resultados de fenoles totales normalizados para la ozonización y oxidación avanzada de la solución acuosa de quebracho.

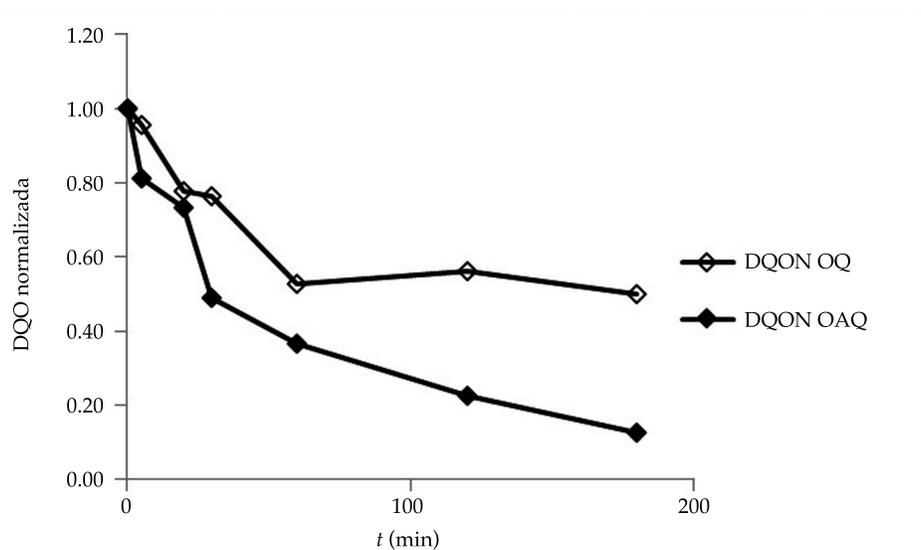


Figura 4. Comportamiento de la DQO durante la ozonización y el proceso de oxidación avanzada de soluciones acuosas de quebracho.

reaccionar más rápidamente que los fenoles iniciales. Todo esto implicó que en el proceso de ozonización sólo se lograra la disminución de 50% de la DQO.

Al aplicar una prueba *t* de datos pareados a los resultados del proceso global de la DQO contra tiempo, se demuestra que no existen diferencias significativas ($p = 0.2124$, 95% de confianza) entre el proceso de ozonización y el de oxidación avanzada, sobre todo porque en los primeros 30 minutos, a pesar de que el proceso de oxidación con radicales $\cdot\text{OH}$ es mucho más rápido que con ozono molecular, el fraccionamiento de los compuestos fenólicos no logra una disminución importante de la carga orgánica total, que es la que contabiliza la DQO, lo que hace que el valor de este indicador varíe poco. Sin embargo, al observar el gráfico de concentraciones normalizadas *versus* tiempo, a partir de los 30 minutos de tratamiento se aprecian diferencias importantes, pues el proceso de oxidación avanzada logra mayores remociones. Estas diferencias, en el intervalo de 30 hasta 180

minutos, resultaron estadísticamente significativas para un 95% de confianza, al aplicar la misma prueba estadística ($p = 0.0090$). Esto se ilustra en un gráfico de caja y bigotes, teniendo en cuenta la media, error estándar e intervalo de confianza para los datos de cada tratamiento en ese intervalo (figura 5).

Al comparar los niveles de degradación obtenidos se tiene que el proceso de oxidación avanzada alcanza, al final del tratamiento, una remoción de más de 85% de la DQO inicial, mientras que la ozonización sólo logra un 50%.

Como es conocido, los polifenoles son captadores de radicales libres, por lo que en los primeros 30 minutos de reacción en que, como se ha planteado, en el sistema hay una alta concentración de los mismos, existe una alta posibilidad de que se manifieste esta propiedad, con lo cual el resultado encontrado entre los dos procesos de tratamiento es lógico, pues en este intervalo no se logra establecer el proceso de oxidación radicalica, con lo cual la curva de degradación del contaminante estudiado por ambos procesos

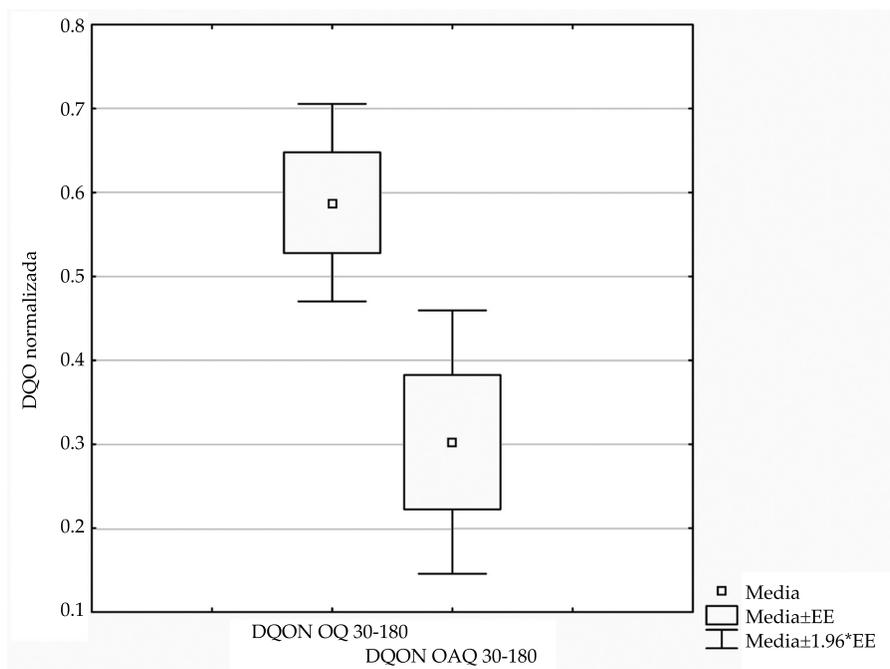


Figura 5. Gráfico de caja y bigotes de DQO para la ozonización y oxidación avanzada de la solución acuosa de quebracho en el intervalo de 30 a 180 minutos de tratamiento.

es muy similar. Una vez que la concentración de estos compuestos en solución comienza a disminuir —de los 30 minutos de tratamiento en adelante—, se logra un mejor resultado con el tratamiento a pH 10, que logra elevar los niveles de reducción de la materia orgánica disuelta.

Tratamiento con ozonización y oxidación avanzada de licor residual de tenería (LRT)

Degradación de los fenoles totales

En la figura 6 se observa que la curva de eliminación de fenoles totales del licor residual de tenería (LRT) tiene un comportamiento similar a la obtenida para la ozonización de la solución de quebracho. En ambas curvas, el proceso de degradación de fenoles tiene mayor velocidad en los primeros 30 minutos de tratamiento, en los que alcanza una remoción superior a 60%. A partir de los 30 minutos, la velocidad de remoción de los fenoles totales disminuye, aunque, finalmente, se logran valores elevados de eliminación de éstos.

El LRT contiene, fundamentalmente, compuestos de menor peso molecular que los

que se encuentran presentes en el quebracho; entre estos se encuentran los restos de tejido de colágeno y ácidos carboxílicos. Esta diferencia hace que en el LRT no existan macromoléculas de 500 a 3 000 Da pertenecientes a los aditivos fundamentales que se emplean en el proceso de curtido. Tomando en consideración la ausencia en el LRT de estas grandes moléculas de polifenoles podría suponerse que en la primera etapa de tratamiento la disminución del contenido de los fenoles totales en el licor está asociada con la oxidación de los restos de proteína y ácidos orgánicos liberados durante el curtido y de las moléculas pequeñas de fenoles que son más lábiles a la oxidación.

Al aplicar el procedimiento estadístico a los resultados del tratamiento del LRT se pudo observar que para fenoles totales, el proceso global de ozonización, en comparación con la oxidación avanzada, presenta diferencias significativas ($p = 0.0211$), lo que corrobora lo planteado antes sobre la posible diferencia en composición de los fenoles totales en el LRT en cuanto al quebracho.

Al realizar el análisis estadístico a los datos desde 0 hasta 30 minutos (figura 7), se

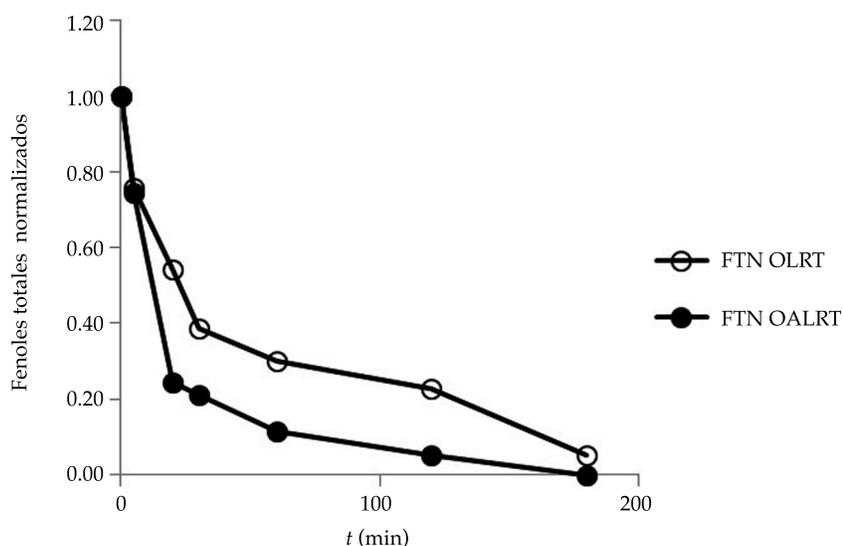


Figura 6. Comportamiento de los fenoles totales durante la ozonización y el proceso de oxidación avanzada de licor residual de tenería.

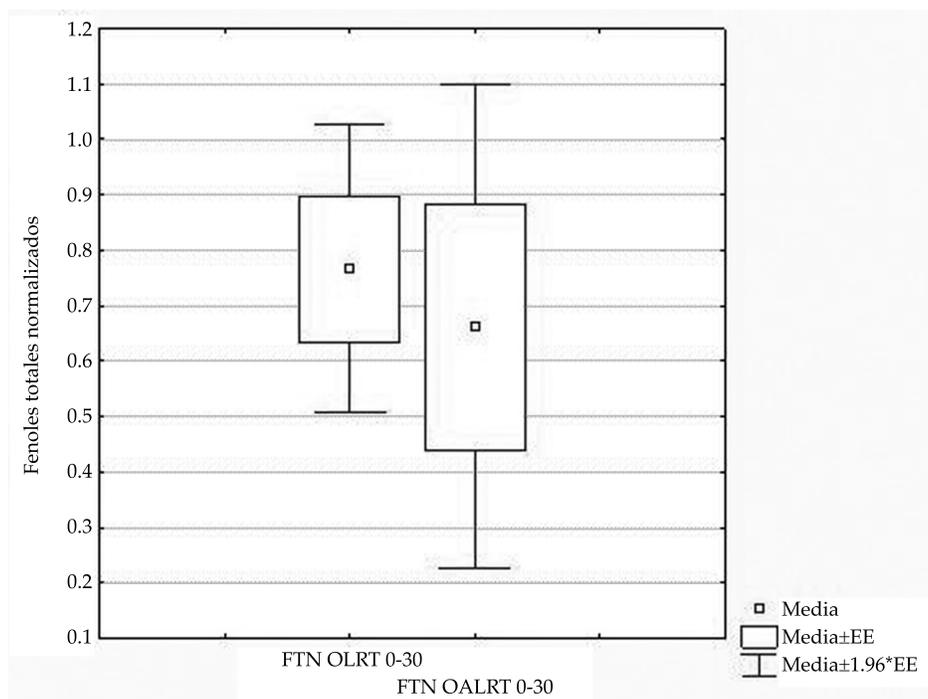


Figura 7. Gráfico de caja y bigotes de fenoles totales normalizados para la ozonización y oxidación avanzada del licor residual de tenería (LRT) en el intervalo de 0 a 30 minutos de tratamiento.

demuestra que no se observaron diferencias significativas ($p = 0.1840$) entre los resultados de ambos tratamientos, mientras que al comparar el intervalo de 30 a 180 minutos, sí existen diferencias estadísticamente significativas ($p = 0.0195$) entre ambos tratamientos en cuanto a la efectividad en la eliminación de los fenoles totales.

En general, el proceso de oxidación avanzada alcanzó un 100% de remoción y la ozonización el 95% de los fenoles totales presentes en el LRT.

Disminución de la demanda química de oxígeno

La aplicación de la ozonización o el proceso de oxidación avanzada no reportó diferencias estadísticamente significativas ($p = 0.8508$) en cuanto a la eliminación de la materia orgánica presente medida como DQO. A los 180 minutos de tratamiento, la oxidación avanzada alcanzó un 100% de remoción, mientras que la ozo-

nización sólo logró un 84% (figura 8). Como no se aprecian diferencias significativas entre ambos procesos, considerando los resultados alcanzados en todo el tiempo de tratamiento, ni tampoco al analizar los resultados obtenidos a partir de los 30 minutos de tratamiento ($p = 0.9448$), puede concluirse que ambos resultaron efectivos.

Con el objetivo de comprobar la influencia que en este proceso tiene la presencia de taninos como secuestradores radicálicos, se realizó una experiencia de ozonización de LRT en presencia y ausencia de tert-butanol, el cual es una conocida trampa de radicales libres (Beltrán, 2004). Dicha experiencia se llevó a cabo en las mismas condiciones de la figura 8, durante un tiempo de tratamiento de una hora, considerando que durante este periodo se alcanza un nivel de degradación elevado (76%) de la DQO. Los resultados alcanzados demostraron que no existen diferencias en la curva de eliminación de

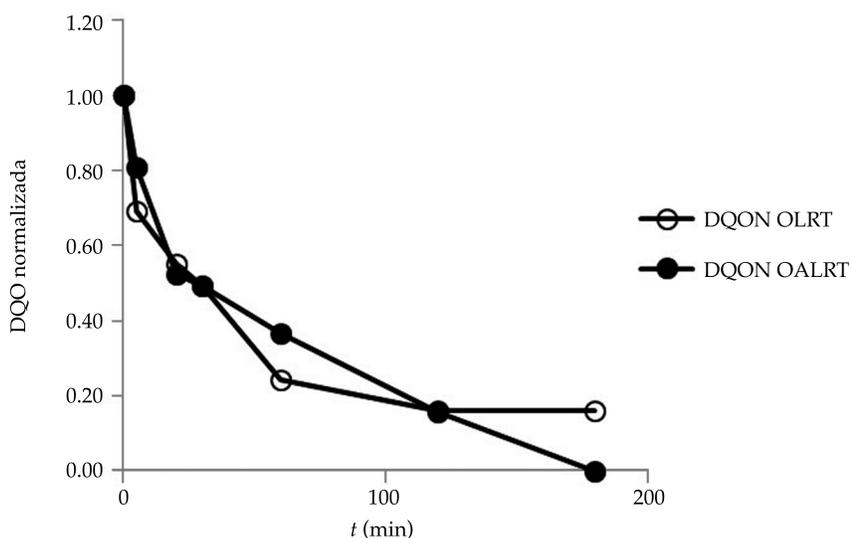


Figura 8. Comportamiento de la DQO durante la ozonización y oxidación avanzada del licor residual de tenería.

DQO en presencia o ausencia de *tert*-butanol y tampoco para el proceso de oxidación avanzada, por lo que se concluye que, bajo las condiciones de estudio, los dos procesos de tratamiento son igualmente efectivos y que, como se ha planteado en el sistema en estudio, la presencia de taninos en el LRT de entrada tiene un marcado carácter de inhibidor del proceso radicalico.

Tasa de consumo de ozono

En estas experiencias de ozonización de LRT se calculó la tasa del consumo de ozono necesario en relación con la disminución de DQO obtenida. Para ello se realizó un balance en la fase líquida, considerando la cantidad total de ozono suministrado, la cantidad de ozono gaseoso que sale del sistema sin reaccionar y el ozono que permanece disuelto, y se relacionó con la conversión de la DQO, tomando como base de cálculo una hora de tratamiento.

La ecuación que vincula la tasa de consumo de ozono por unidad de DQO eliminada es la siguiente:

$$\frac{g \text{ O}_3}{g \text{ DQO}} = \frac{\left[\text{CO}_{3o} Q_G t - \int_0^t \text{CO}_{3s} Q_G dt - \text{CO}_{3L} V_L \right]_{LRT}}{\left[\text{CO}_{3o} Q_G t - \int_0^t \text{CO}_{3s} Q_G dt - \text{CO}_{3L} V_L \right]_{\text{agua destilada}} - (\text{DQO}_o - \text{DQO}_s) V_L}$$

El valor de la relación g de ozono consumido / g de DQO eliminada que se obtuvo es igual a 0.7 para un 74% de eliminación por oxidación de la materia orgánica presente en el LRT. Este coeficiente estequiométrico global está en concordancia con otros reportados para aguas residuales (Rivas, Beltrán, Gimeno, Acedo, & Carvalho, 2003), que presentan sustratos de difícil degradación, como es el caso de los polifenoles.

En general, los resultados obtenidos en la ozonización de las soluciones de quebracho y del LRT, tanto para la disminución de DQO como para los fenoles totales, evidencian un comportamiento común para las aguas residuales tratadas con ozono, en que en la mayoría de los casos se observan dos periodos de reacción. En el primero se obtiene una disminución rápida de la concentración de los

contaminantes, unida a una alta tasa de consumo de ozono; este periodo está relacionado con el ataque electrofílico del ozono a los anillos aromáticos, dando por resultado compuestos aromáticos más oxidados (catecol, resorcinol, hidroquinona, benzoquinona, etc.) y compuestos de anillo abierto, como ácido mucónico (Contreras *et al.*, 2011). Por lo tanto, cuando las concentraciones de contaminantes disminuyen, la tasa de consumo de ozono también baja. En el segundo periodo ocurre la oxidación de alcoholes y aldehídos saturados, dando lugar a ácidos carboxílicos simples, como ácidos oxálico, málico, fórmico y fumárico por la vía de reacciones con radicales libres (Beltrán, 2004; Contreras *et al.*, 2011).

En la presente investigación, a partir del conocimiento de este comportamiento, se ha analizado la diferencia obtenida para cada tratamiento en cada uno de los dos periodos mencionados, logrando establecer que el aumento del nivel oxidativo que implica la aplicación del proceso de oxidación avanzada da como resultado la obtención de mayores niveles de eliminación del contaminante medido al final de todo el tiempo de tratamiento.

Estas consideraciones permiten plantear que los resultados de la oxidación avanzada para el LRT a nivel experimental han sido alentadores, pues la ausencia de fenoles al final del tratamiento podría permitir su reúso para lavados de pieles o en el proceso de ribera del curtido de piel, posiblemente en el desencalado, o en el rendido de la piel donde el pH es alrededor de 8.3, regulando para estos propósitos el valor final de pH.

En paralelo, el valor de la DQO para el LRT ya tratado mediante ozonización u oxidación avanzada durante 1 h cumple con los parámetros de vertimiento tanto a ríos para uso público urbano como a aguas costeras de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana 001 (Semarnat, 1996). En la misma, el valor límite promedio diario fijado es de 300 mg/l.

Otro aspecto que es necesario regular es el pH, pues el valor obtenido al final del tratamiento es muy bajo y es una limitante para

su vertimiento. Considerando que la norma de descarga para aguas de curtiduría NOM-021-ECOL-1993 establece un intervalo de pH de 6 a 9, sería necesaria la adición de álcalis antes de su disposición final. De acuerdo con esto, se considera que LRT tratado podría utilizarse con mayor éxito, sobre todo desde el punto de vista económico, en etapas del curtido, como es el *pickle*, donde el baño de la piel se realiza a pH 2.9, valor cercano al que se obtiene al final de la ozonización.

Al analizar los resultados de la aplicación de la oxidación avanzada al LRT, se evidencia una alta degradación del contenido de fenoles dentro de los primeros 30 minutos de tratamiento y a los 60 minutos se logra el cumplimiento de las normas de vertimiento. Estos resultados permiten plantear que este tratamiento podría considerarse adecuado para las aguas residuales de tenería, considerando que al final del proceso, la DQO y fenoles totales tienen valores no detectables de acuerdo con los métodos usados.

Eliminación de color en las soluciones de quebracho y el licor residual de tenería

En las soluciones de quebracho, para ambos tratamientos, se observa un aumento inicial del color (figura 9), menos intenso en el caso de la oxidación avanzada. Este último tratamiento logra decoloraciones finales apreciablemente superiores a las de la ozonización (95 y 66%, respectivamente).

El aumento de color de las soluciones de quebracho durante los primeros minutos de tratamiento de ozonización, que llega a ser alrededor de un 50% superior al valor de color inicial, podría deberse a la formación de las quinonas de color oscuro, por oxidación de los taninos presentes. La determinación del color se realiza a 450 nm, en la que se observa el incremento del valor de la absorbancia con respecto al valor inicial debido a la presencia de las quinonas. Como en este sistema la alimentación de ozono es continua, a partir de los 30 minutos ocurre la ruptura del anillo bencénico y tiene lugar la

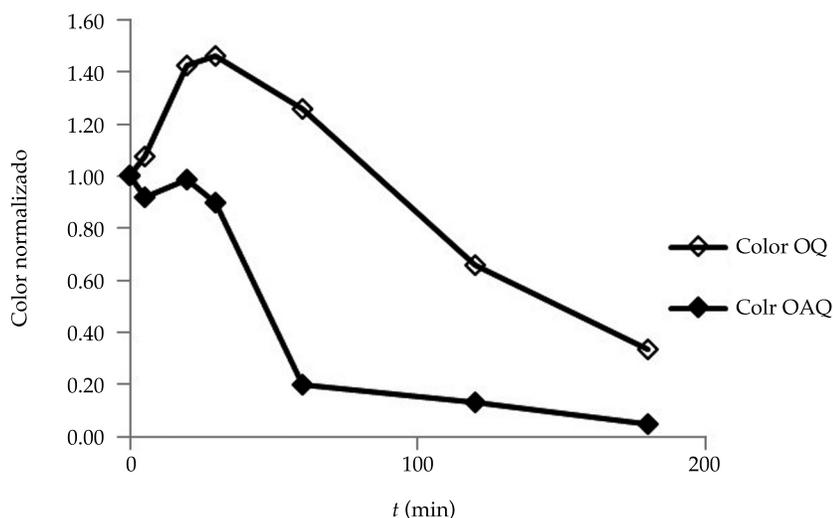


Figura 9. Comportamiento del color durante la ozonización y oxidación avanzada de quebracho.

decoloración de la solución de quebracho. En cuanto a la reacción entre los polímeros de taninos y ozono en solución acuosa, se ha observado que cuando la reacción transcurre a pH altos y a bajas concentraciones de ozono, como en el caso del proceso de oxidación avanzada, ocurren corrimientos batocrómicos, por incremento del color (Chrostowski, Dietrich, & Suffet, 1983), lo que explica el aumento de color que se observa también en este proceso.

Cuando se trata con ozono el LRT, se observa el mismo comportamiento de acentuación de color que en las soluciones de quebracho. El color presenta una intensificación en los primeros 10 minutos del tratamiento de ozonización que luego disminuye, comenzando una etapa de decoloración que dura 50 minutos hasta alcanzar la decoloración total (figura 10). El aumento de color en el LRT es menor, lo que se corresponde con la concentración de taninos presentes en estos licores. Por ello, el proceso de disminución de color es más rápido, lográndose la decoloración total con mayor apresuramiento.

Cuando se emplea la oxidación avanzada, no se aprecia el fenómeno de formación de color y se observa una merma en el color desde el inicio

del proceso. También la oxidación avanzada logra remociones superiores a la ozonización (99 y 78%, respectivamente).

Estudio cinético

La ozonización de contaminantes disueltos en agua es un proceso que se compone de una etapa de transferencia de materia del ozono de la fase gaseosa a la líquida, seguida de una reacción química entre el ozono disuelto y los contaminantes presentes (Beltrán, 2004).

La velocidad de degradación en fase líquida está compuesta por la vía de oxidación directa y la vía radicalica, y se expresa de acuerdo con la siguiente ecuación (Beltrán, 2004):

$$-\frac{dC_B}{dt} = k_d CO_3 C_B + k_{OH} C_{OH} C_B$$

k_d : constante directa de reacción molecular del ozono con los contaminantes (l/mol. seg).

CO_3 : concentración disuelta de ozono (mol/l).

C_B : concentración de contaminantes (mol/l).

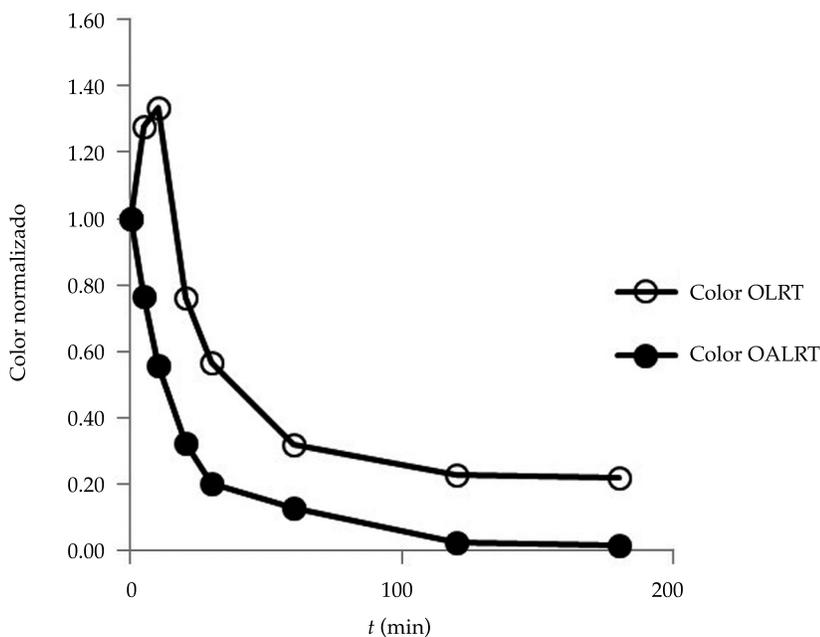


Figura 10. Comportamiento del color durante la ozonización y oxidación avanzada del licor residual de tenería (LRT).

$k_{OH\cdot}$: constante indirecta de reacción de los radicales $\cdot OH$ con los contaminantes (L/mol.seg).

$C_{OH\cdot}$: concentración de iones hidroxilo (mol/l).

En este caso, y debido a la conocida actividad antioxidante y antirradicálica de los polifenoles (Marín-Martínez *et al.*, 2009), y a los resultados obtenidos con la adición de tert-butanol, no se considera el término de oxidación por la vía radicálica y se asume que la degradación del producto sigue una cinética de primer orden. El parámetro que se sigue es la DQO como indicativo de la disminución de la carga orgánica presente, por lo que:

$$\frac{dDQO}{dt} = \beta DQO$$

En esta expresión de velocidad se ha sustituido la constante cinética k por el coeficiente de velocidad efectivo β , que representa la eliminación con ozono de la materia orgánica presente,

caracterizada por un parámetro global como la DQO. La complejidad de la matriz que se ozoniza hace que el proceso de ozonización sea complejo desde el punto de vista cinético, por lo que se considera que el coeficiente de velocidad efectivo β es un parámetro que no depende sólo de la temperatura, sino que engloba otros parámetros físicos del sistema.

La determinación del coeficiente de velocidad efectivo, tanto para las soluciones de quebracho como para el LRT del proceso de curtido, será fundamental para el diseño del dispositivo de contacto donde se realice la ozonización de estas aguas residuales antes de su disposición. Considerando los criterios de la literatura internacional (Contreras *et al.*, 2011) y el comportamiento observado en las curvas de degradación de las soluciones de quebracho y del LRT, la determinación se realizará en los 10 y 30 minutos de tratamiento, ya que en los primeros siete minutos, la concentración de ozono disuelta es cero debido a la elevada concentración de polifenoles e impurezas, en general, que

compiten por el ozono disuelto. En este periodo, en que la DQO decrece con mayor rapidez, es en el que existe la llamada "demanda de ozono inicial" (Roustan, Debellefontaine, & Do-Quang, 1998), que debe considerarse para satisfacer las exigencias del tratamiento. Una vez alcanzados los 30 minutos de tratamiento iniciales, se considera que las soluciones tratadas pueden pasar a un segundo tratamiento, que puede ser el biológico, cuya efectividad se verá soportada por el posible aumento en la biodegradabilidad de la materia orgánica oxidada.

Como se observa en la figura 11, hay una adecuada correlación lineal para las dos matrices que se ozonizan. El coeficiente cinético para las soluciones de quebracho ($\beta = 0.0103 \text{ min}^{-1}$) es mucho menor que para el caso del LRT ($\beta = 0.0235 \text{ min}^{-1}$), lo cual es lógico, ya que el quebracho contiene todos los polifenoles que se extraen de la planta, con el fin de aplicarlos al proceso de curtido de la piel, compuestos que son de difícil degradación y, por tanto, su cinética de eliminación será mucho más lenta en comparación con el LRT, que es el que emerge

del proceso de curtido con una composición más lábil a la oxidación por ozono.

Consideraciones finales

En el cuadro 2 se muestra un resumen de los resultados alcanzados en el presente trabajo, teniendo en cuenta las eficiencias de remoción de DQO, fenoles totales y color, alcanzadas con los dos tratamientos (ozonización y oxidación avanzada), aplicados a las SQ y al LRT.

El análisis comparativo permite constatar que la aplicación del proceso de oxidación avanzada de las SQ que se emplean para la curtición de la piel, bajo las condiciones de este estudio, tiene una velocidad de degradación más lenta que la obtenida en el caso del LRT. Esto se debe a que el quebracho, como se ha planteado, contiene moléculas polifenólicas de mayor tamaño y, por tanto, son más refractarias a los tratamientos aplicados, lo que se traduce en una velocidad de disminución menor de los parámetros estudiados, fenoles totales y DQO.

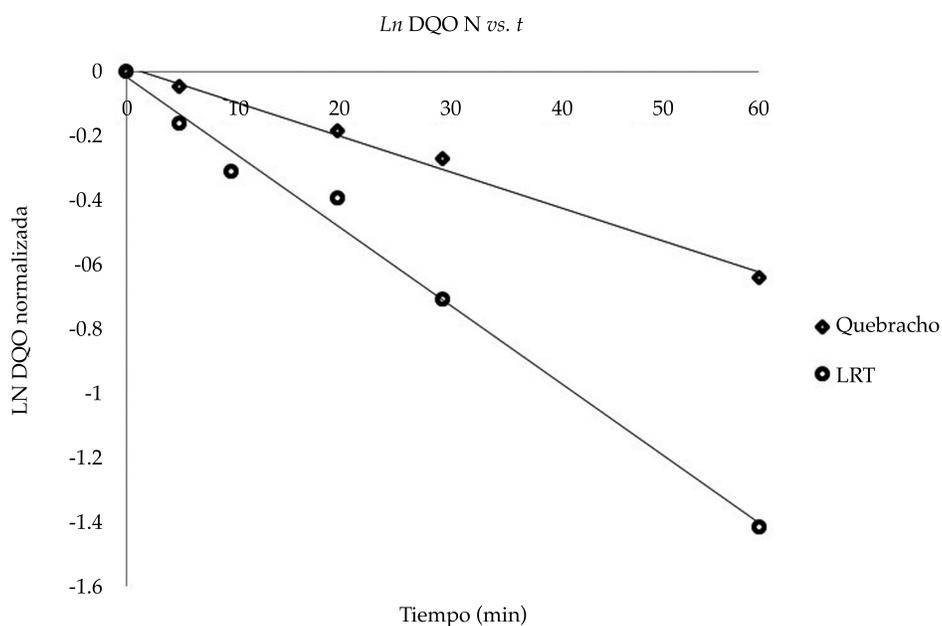


Figura 11. Cinética de pseudo primer orden de la degradación de DQO para las soluciones de quebracho (♦) y LRT (◐).

Cuadro 2. Eficiencias de remoción de DQO, fenoles totales y color, al aplicar la ozonización y oxidación avanzada a las soluciones acuosas de quebracho y LRT.

Muestra	Tratamiento	Remoción fenoles totales (%)	Remoción DQO (%)	Remoción color (%)
Quebracho	Ozonización	92	50	66
Quebracho	Oxidación avanzada	93	85	95
Diferencias significativas entre tratamientos (95% de confianza)		No	Sí	Sí
LRT	Ozonización	95	84	78
LRT	Oxidación avanzada	100	100	99
Diferencias significativas entre tratamientos (95% de confianza)		No	No	Sí

Globalmente, el proceso de oxidación avanzada logró eficiencias de eliminación entre 80 y 100%; mientras que en la ozonización, estos valores oscilaron entre 50 y 95%. Los dos tratamientos ofrecieron buenos resultados, pero en la oxidación avanzada a las aguas residuales de tenería (LRT), todas las variables medidas al final del proceso tienen valores no detectables de acuerdo con los métodos analíticos empleados (figura 12).

Estimado del volumen del reactor a utilizar a escala piloto

Para el diseño de la columna de ozonización a escala piloto se empleó como método de traslación entre las dos escalas la regla del pulgar. Este método establece la selección de una variable que se considere representativa del sistema, cuyo valor permanecerá constante desde la escala pequeña hasta la escala mayor (Kossen & Oosterhuis, 1985). Teniendo en cuenta que el sistema gas-líquido en estudio tuvo una operación satisfactoria a escala de laboratorio, la variable seleccionada como constante durante el escalamiento fue la velocidad superficial del gas (V_s gas constante = 15.6 m/h), con el objetivo de mantener la transferencia de masa en el mismo orden que en la escala pequeña, lo que equivale a garantizar un buen desempeño en la escala superior.

Este criterio de escalamiento es recomendado para sistemas de contacto gas-líquido y se basa en el hecho de que la eficiencia de la transferencia de masa se incrementa en la medida en que el flujo de gas es mayor, hecho que se debe, en lo fundamental, a que a altas velocidades superficiales, la retención de gas en el dispositivo de contacto es mayor, lo cual permite que aumente el área interfacial y, con ello, el coeficiente volumétrico de transferencia de masa (kLa) (Singh & Majumder, 2011).

La velocidad superficial del gas de trabajo que se propone es baja, menor que 0.04 m/s para difusores porosos con diámetro de poro de 100 μm ; ello hace que el régimen hidrodinámico que se establece sea homogéneo (Chaumant, Billely, & Delmasz, 2006). El régimen homogéneo se caracteriza por tener una distribución uniforme de pequeñas burbujas y está asociado fundamentalmente al trabajo con difusores porosos que logran una dispersión de las burbujas en forma similar, sin coalescencia. Este régimen, que logra grandes áreas interfaciales, es el más deseable para aplicaciones industriales (Kazakis, Papadopoulos, & Mouza, 2007).

La estrategia considerada en la escala mayor es tratar un volumen máximo de 1 m³ de LRT al día. Considerando los resultados obtenidos en esta investigación, se aplicará una dosis de ozono de 1 g/l. La columna de burbujeo a emplear será de 300 l de volumen útil, con una relación diámetro:altura de 12, que permitirá

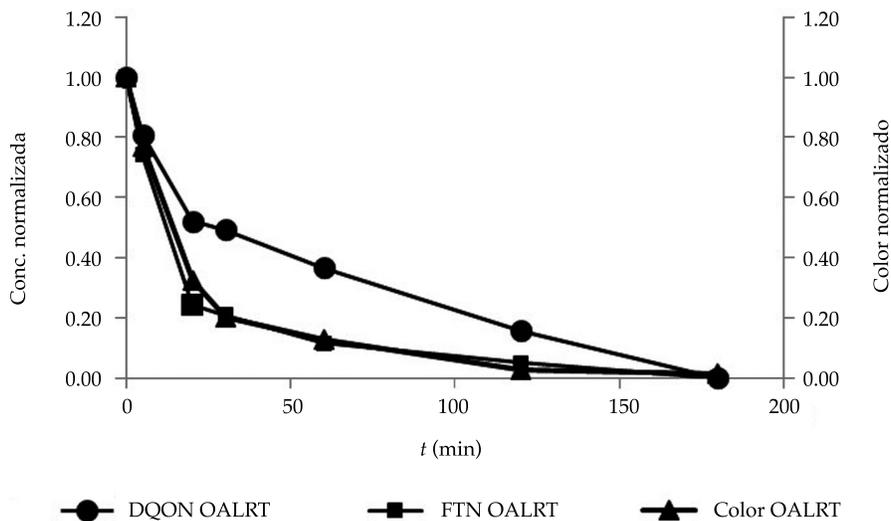


Figura 12. Disminución del contenido de fenoles totales, DQO y color en el LRT tratado con el método de oxidación avanzada a pH 10.

un adecuado agotamiento de las burbujas de ozono y está dentro del intervalo establecido para este tipo de dispositivo (Kantarci, Borak, & Ulgen, 2005). Con tal valor y con el área de la columna utilizada en esta escala (0.075 m²), se calculó el flujo de gas a emplear para obtener un adecuado burbujeo, obteniéndose un valor de 1 m³/h. La columna de burbujeo operará en régimen discontinuo para el agua residual, lo que posibilitará establecer tiempos de tratamiento prolongados de 60 minutos, similares a los empleados en este trabajo. Se deben colocar difusores porosos de cerámica o metal en el fondo de la columna, a fin de lograr un tamaño de burbuja adecuado que garantice una apropiada transferencia de masa (Drago, Lawrence, & Thompson, 2007). No obstante estas consideraciones, es importante tener en cuenta que el sistema piloto debe ajustarse en la práctica, a fin de establecer sus valores finales de operación.

Conclusiones

De los dos tratamientos estudiados, la oxidación avanzada ofreció mejores resultados tanto en las

soluciones del quebracho como en los licores residuales de tenería, teniendo en cuenta los porcentajes de remoción de los indicadores estudiados y tiempos de tratamiento.

En ambos procesos analizados se observó una inflexión en la curva de degradación de los indicadores en el tiempo, que evidencia una disminución en la velocidad del proceso de oxidación. Todos los tratamientos presentan la mayor reducción de los parámetros dentro de la primera hora de ozonización.

Se observó una cinética de pseudo primer orden para la degradación de la DQO con ambos procesos, obteniéndose un coeficiente cinético mucho menor para las soluciones de quebracho ($\beta = 0.0103 \text{ min}^{-1}$) que para el caso del LRT ($\beta = 0.0235 \text{ min}^{-1}$).

Se realizó el estimado del volumen de una columna de tratamiento, considerando para ello la velocidad superficial constante durante el proceso de escalamiento; la columna propuesta tiene 300 l de volumen útil y opera en régimen discontinuo para procesos de tratamiento de una hora de tiempo de contacto.

Los resultados experimentales obtenidos en la oxidación avanzada del LRT permite con-

siderar adecuado este tratamiento para llevar a un escalamiento a nivel piloto y valorar su aplicación para lograr un vertimiento seguro al medio ambiente y/o evaluar su reúso en el propio proceso de curtición.

Referencias

- Angaji, L., Souri, M., & Moeini, M. M. (2011). Deactivation of Tannins in Raisin Stalk by Polyethylene Glycol-600: Effect on Degradation and Gas Production *In Vitro*. *Afr. J. Biotech.*, 10, 4478-4483.
- APHA, AWWA, & WEF (2005). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (21th ed.). Washington, DC: American Public Health Association.
- Athanasiadou, S. L., Kyriazakis, I., Jackson, F., & Coop, R. L. (2001). Direct Anthelmintic Effects of Condensed Tannins towards Different Gastrointestinal Nematodes of Sheep: *In Vitro* and *In Vivo* Studies. *Vet. Parasitol.*, 99, 205-219.
- Bailey, P. S. (1982). *Ozonation in Organic Chemistry* (496 pp.) Vol II. Non Olefinic Compounds. New York: Academic Press.
- Beltrán, F. J. (2004). *Ozone Reaction Kinetics for Water and Wastewater Systems* (358 pp.). Boca Ratón: Lewis Publishers.
- Benítez, F. J., Acero, J. L., & Leal, A. I. (2008) Ozone and Membrane Filtration Based Strategies for the Treatment of Cork Processing Wastewaters. *J. Hazard Mater. Mar.* 21, 152(1), 373-380.
- Bernardis, A. C., & Popoff, O. (2009). Durability of *Pinuselliottii* Wood Impregnated with Quebracho Colorado (*Schinopsis balansae*) Bioprotectives Extracts and CCA. *Maderas Cienc. Tecnol.*, 11, 107-115.
- Butler, L. G. (1992). Antinutritional Effects of Condensed and Hydrolysable Tannins (pp. 693-698). In: R. W. Hemingway & P. E. Laks (Eds.) *Plant polyphenols*. New York: Plenum Press.
- Buzzini, P., Arapitsas, P., Goretti, M., Branda, E., Turchetti, B., Pinelli, P., Ieri, F., & Romani, A. (2008). Antimicrobial and Antiviral Activity of Hydrolysable Tannins. *Mini-Rev. in Medic. Chem.*, 8, 1179-1187.
- Cassano, A., Adzet, J., Molinari, R., Buonomenna, M. G., Roig, J., & Driolia, E. (2003). Membrane Treatment by Nanofiltration of Exhausted Vegetable Tannin Liquors from the Leather Industry. *Wat. Res.*, 37, 2426-2434.
- Chaumant, H., Billely, A., & Delmasz, H. (2006). Axial and Radial Investigation of Hydrodynamics in a Bubble Column; Influence of Fluids Flow Rates and Sparger Type. *Intern. J. of Chem. Reactor Eng.*, 4, A25.
- Chrostowski, P., Dietrich, A. M., & Suffet, I. H. (1983). Ozone and Oxygen Induced Oxidative Coupling of Aqueous Phenolics Co-and Counter-Current Mass Transfer in Bubble Column. *Wat. Res.*, 17, 1627-1633.
- Contreras, E. M., Bertola, N. C., & Zaritzky, N. E. (2011). Monitoring the Ozonation of Phenol Solutions at Constant pH by Different Methods. *Ind. Eng. Chem. Res.*, 50, 9799-9809.
- Cruden, L., & Hovell, F. D. (2008). *An Evaluation of Quebracho (Schinopsis Quebracho colorado) Tannin for the Treatment of Sheep Gastrointestinal Parasites*. British Society of Animal Science Annual Meeting, UK, March 31 to April 2, 2008.
- De Nicola, E., Meric, S., Gallo, M., Iaccarino, M., De la Rocca, C., Lofrano, G., Russo, T., & Pagano, G. (2007). Vegetable and Synthetic Tannins Induce Hermetic Toxicity in Sea Urchin Early Development and in Algal Growth. *Environ. Pollut.*, 146, 46-54.
- Di Iaconi, C., Lopez, A., Ramadori, R., Di Pinto, A. C., & Passino, R. (2002). Combined Chemical and Biological Degradation of Tannery Wastewater by a Periodic Submerged Filter (SBBR). *Wat. Res.*, 36, 2205-2214.
- Drago, J. A., Lawrence, Y. C. L., & Thompson, C. (2007). Municipal Wastewater Ozonation Practice in United States: Past, Present and Future (pp. 2638-2647). In: *Proceedings. 18th Ozone World Congress*, Los Angeles, USA.
- Durai, G., & Rajasimman, M. (2011). Biological Treatment of Tannery Wastewater - A Review. *J. Environ. Sci. Technol.*, 4, 1-17.
- Eisenhauer, H. R. (1971). Increased Rate and Efficiency of Phenolic Waste Ozonation. *J. Water Pollut. Control Fed.*, 43, 200-208.
- Frutos, P., Giráldez, F. J., Fernández, M., & Mantecón, A. R. (2000). Digestive Utilization of Quebracho-Treated Soya Veal Meals in Sheep. *J. Agr. Sci.*, 134, 101-108.
- Görgün, E., Insel, G., Artan, N., & Orhon, D. (2007). Model Evaluation of Temperature Dependency for Carbon and Nitrogen Removal in a Full-Scale Activated Sludge Plant Treating Leather-Tanning Wastewater. *J. Environ. Sci. Health A Tox. Hazard Subst. Environ. Eng.*, 42, 747-756.
- Hagerman, A. E., & Butler, L. G. (1980). Condensed Tannin Purification and Characterization of Tannin-Associated Proteins. *J. Agric. Food Chem.*, 28, 947-952.
- Hagerman, A. E. (1987). Radial Diffusion Method for Determining Tannin Plants Extracts. *J. Chem. Ecol.*, 13, 437-449.
- Hagerman, A., Zhao, Y., & Johnson, S. (1997). Methods for Determination of Condensed and Hydrolyzable Tannins. In: American Chemical Society (Eds.) *Antinutrients and Phytochemicals in Food* (pp 209-222).
- Jesupillai, M., & Palanivelu, M. (2009). Antihelmintic Activity of Leaves of *Erythrina Indica Lam*. *Internet J. Altern. Med.*, 7, 1.
- Joanisse, G. D., Bradley, R. L., Preston, C. M., & Munson, A. D. (2007). Soil Enzyme Inhibition by Condensed Litter Tannins May Drive Ecosystem Structure and Processes: The Case of *Kalmia angustifolia*. *New Phytol.*, 175, 535-546.

- Joanisse, G. D., Bradley, R. L., Preston, C. M., & Bending, G. D. (2009). Sequestration of Soil Nitrogen as Tannin-Protein Complexes May Improve the Competitive Ability of Sheep Laurel (*Angustifolia*) Relative to Black Spruce (*Piceamariana*). *New Phytol.*, 181, 187-198.
- Kazakis, N. A., Papadopoulos, I. D., & Mouza, A. A. (2007). Bubble Columns with Fine Pore Sparger Operating in the Pseudo-Homogeneous Regime: Gas Hold Up Prediction and a Criterion for the Transition to the Heterogeneous Regime. *Chem. Eng. Sc.*, 62, 3092-3103.
- Kantarci, N., Borak, F., & Ulgen, K. O. (2005) Review Bubble Columns Reactors. *Process Biochemistry*, 40, 2263-2283.
- Kossen, N. W. F., & Oosterhuis, N. M. G. (1985). Modelling and Scaling-Up of Bioreactors (pp. 571-605). In: H. J. Rehm & G. Reed (Eds.). *Biotechnology*. Weinheim: Verlagsgesellschaft GmbH.
- Lefebvre, O., Torrijos, M., Vasudevan, N., Thanasekaran, K., & Moletta, R. (2006). Anaerobic Digestion of Tannery Soak Liquor with an Aerobic Post-Treatment. *Wat. Res.*, 40, 1492-1500.
- Lofrano, G., Meriç, S., Emelzengin, G., & Orhon, D. (2013). Chemical and Biological Treatment Technologies for Leather Tannery Chemicals and Wastewaters: A Review. *Sc. of the Total Environ.*, 461-462, 265-281.
- López-Fiuzza, J., Omil, F., & Méndez, R. (2003). Anaerobic Treatment of Natural Tannin Extracts in UASB Reactors. *Water Sci. Technol.*, 48, 154-163.
- Madhan, B., Raghava-Rao, J., Subramanian, V., Unni-Nair, B., & Ramasami, T. (2004). Role of Phenolics in the Stabilization of Collagen. *Rev. ALCA*, 99, 157.
- Mannucci, A., Munz, G., Mori, G., & Lubello, C. (2010). Anaerobic Treatment of Vegetable Tannery Wastewaters: A Review. *Desalination*, 264, 1-8.
- Marín-Martínez, R., Veloz-García, R., Veloz-Rodríguez, R., Guzmán-Maldonado, S., Loarca-Pina, G., Cardador-Martínez, A., Guevara-Olvera, L., Miranda-López, R., Torres-Pacheco, I., & Pérez-Pérez, C. (2009). Antimutagenic and Antioxidant Activities of Quebracho Phenolics (*Schinopsis balansae*) Recovered from Tannery Wastewaters. *Bioresour. Technol.*, 100, 434-439.
- Miller, J. N., & Miller, J. C. (2005). *Statistics and Chemometrics for Analytical Chemistry* (285 pp.) (5th ed.). Essex: Pearson Education Limited.
- Murugananthan, M., Bhaskar-Raju, G., & Prabhakar, S. (2005). Removal of Tannins and Polyhydroxy Phenols by Electro-Chemical Techniques. *J. Chem. Technol. Biotechnol.*, 180, 1188-1197.
- NOM-CCA-021-ECOL-1993 (1993). Establece los límites máximos permisibles en las descargas de aguas residuales en cuerpos de agua, provenientes de la industria del curtido y acabado en pieles. *Diario Oficial de la Federación*. 18 de octubre de 1993, 15 pp.
- Patra, A. K., & Saxena, J. (2011). Review Exploitation of Dietary Tannins to Improve Rumen Metabolism and Ruminant Nutrition. *J. Sci. Food Agric.*, 91, 24-37.
- Pire-Sierra, M. C., Palmero, J., Araujo, I., & Díaz, A. (2010). *Tratabilidad del efluente de una tenería usando un reactor por carga secuencial*. *Revista Científica*, 20(3), 284-294. Recuperado de: <http://redalyc.uaemex.mx/src/inicio/ArtPdfRed.jsp?iCve=95916116010>.
- Powell, J. M., Aguerre, M. J., & Wattiaux, M. A. (2011). Dietary Crude Protein and Tannin Impact Dairy Manure Chemistry and Ammonia Emissions from Incubated Soils. *J. Environ. Qual.*, 40, 1767-1774.
- Ramseier, M., & von Gunten, U. (2009). Mechanisms of Phenol Ozonation - Kinetics of Formation of Primary and Secondary Reactions Products. *Ozone Sci. Eng.*, 31, 201-215.
- Reemtsma, T., & Jekel, M. (1997). Dissolved Organics in Tannery Wastewaters and their Alteration by a Combined Anaerobic and Aerobic Treatment. *Wat. Res.*, 31, 1035-1046.
- Rivas, F. J., Beltrán, F., Gimeno, O., Acedo, B., & Carvalho, F. (2003). Stabilized Leachates: Ozone-Activated Carbon Treatment and Kinetics. *Wat. Res.*, 37, 4823-4834.
- Roustan, M., Debellefontaine, H., & Do-Quang, Z. (1998). Development of a Method of Ozone Demand of Water. *Ozone Sci. and Eng.*, 20, 513-520.
- Salminen, J. P., & Karonen, M. (2011). Chemical Ecology of Tannins and other Phenolics: We Need a Change in Approach. *Func. Ecol.*, 25, 325-338.
- Saravanabhavan, S., Aravindhan, R., Tanikaivelan, P., Rao, J., Nair, B., & Ramasami, T. (2005). A Source Reduction Approach: Integrated Bio-Based Tanning Methods and the Role of Enzymes in Dehairing and Fibre Opening. *Clean Technol. Environ. Policy*, 7, 3-14.
- Schrank, S. G., José, H. J., Moreira, R. F. P. M., & Schröder, H. Fr. (2005). Applicability of Fenton and H₂O₂/UV Reactions in the Treatment of Tannery Wastewaters. *Chemosph.*, 60, 644-655.
- Semarnat (1996). Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996. Establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. Secretaría de Medio Ambiente, Recursos naturales y Pesca. *Diario Oficial de la Federación*, 23 de abril de 2003.
- Singh, M., & Majumder, S. (2011). Co-and Counter-Current Mass Transfer in Bubble Column. *Int. J. of Heat and Mass Transf.*, 54, 2283-2293.
- Smith, A. H., Imlay, J. A., & Mackie, R. I. (2003). Increasing the oxidative Stress Response Allows *Escherichia coli* to Overcome Inhibitory Effects of Condensed Tannins. *Appl. Environ. Microbiol.*, 69, 3406-3411.
- Ugur, K., Apaydin, M., & Gonullu, T. (2006). Reduction of COD in Wastewater from an Organized Tannery Industrial Region by Electro-Fenton Process. *J. Hazard. Mater.*, 143, 33-40.
- Velázquez, C., Suárez, M., Pabón, M., & Carulla, J. (2002). Hydrogen Bonds in the Binding of Some Polyphenol from Quebracho (*Schinopsis* spp.) to Soybean Meal Protein

under *In Vitro* Ruminant Conditions. *Arch. Latinoam. Prod. Anim.*, 10, 171-174.

Venter, P. B., Sisa, M., Suárez, M., Pabón, M., & Carulla, Van der Merwe, M. J., Bonnet, S. L., & Van der Westhui-Zen, J. H. (2012). Analysis of Commercial Proanthocyanidins. Part 1: The Chemical Composition of Quebracho (*Schinopsis lorentzii* and *Schinopsis balansae*) Heartwood Extract. *Phytochem.*, 73, 95-105.

Dirección institucional de los autores

Dra. Natividad Ramírez-Ramírez

Universidad de Guanajuato, Campus Guanajuato
División de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Civil, Zona Centro
Lascuráin de Retana Núm. 5, Col. Centro
36000 Guanajuato, Gto., México
Tel: +52 (473) 7320 006
nramirez@ugto.mx

Dra. María del Carmen Espinosa-Lloréns

Dra. Lidia Asela Fernández-García

Dr. Eliet Véliz-Lorenzo

M.C. Yalexmi Ramos-Rodríguez

Centro Nacional de Investigaciones Científicas
Dirección de Medio Ambiente
Ave. 25 y Calle 158, Cubanacán, Playa
Ciudad de La Habana, CUBA
maria.espinosa@cnic.edu.cu
asela.fernandez@cnic.edu.cu
eliet.veliz@cnic.edu.cu
yalexmi.ramos@gmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Instalación de proceso experimental.

Foto proporcionada por Natividad Ramírez Ramírez.

Análisis termo-hidráulico de captadores solares cilindroparabólicos para generación directa de vapor con RELAP5

• Loreto Valenzuela* •

Centro de Investigaciones Energéticas, Medioambientales y Tecnológicas, España

*Autor de correspondencia

• Jacobo Saynes •

Instituto de Investigaciones Eléctricas, México

• Sara L. Moya •

Centro Nacional de Investigación y Desarrollo Tecnológico, México

Resumen

Valenzuela, L., Saynes, J., & Moya, S. L. (mayo-junio, 2016). Análisis termo-hidráulico de captadores solares cilindroparabólicos para generación directa de vapor con RELAP5. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 75-91.

Este trabajo presenta un estudio termo-hidráulico numérico de una fila tipo de captadores solares cilindroparabólicos (CCP) para generación directa de vapor (GDV), que opera en la configuración "un solo paso" (*once-through*). El estudio se realizó mediante el simulador RELAP5/MOD3. La fila de CCP considerada consta de 10 unidades, con una longitud total de 1 000 m. El estudio de la fila incluye un análisis del comportamiento del sistema bajo condiciones nominales (70 bar y 723 K), y un análisis de sensibilidad a variables de funcionamiento y parámetros de diseño, como temperatura del agua de alimentación, distribución perimetral de radiación solar concentrada en la pared exterior del tubo absorbedor, y diámetro interior y material del tubo absorbedor. Se encontró una relación directa entre el incremento de la temperatura de alimentación y el desplazamiento de las regiones de evaporación y sobrecalentamiento; este desplazamiento es de 22 m para los saltos de temperatura considerados, permaneciendo constante la longitud de la región de evaporación, puesto que ni el caudal de agua de alimentación ni la radiación solar directa se modificaron para este tipo de análisis. El perfil perimetral de radiación solar concentrada en el tubo absorbedor afecta de manera importante tanto en los coeficientes de transferencia de calor convectivos como en la ubicación de las zonas de transición precalentamiento/ evaporación y evaporación/ sobrecalentamiento, en especial para la segunda de ellas, con un desfase de hasta 18 m. En cuanto al efecto del diámetro interno del tubo absorbedor, se determinó que el número de patrones de flujo es menor cuando el diámetro interior es mayor, con independencia del espesor de pared o material del tubo. El material del tubo absorbedor, acero inoxidable 316Ti y acero ferrítico A355 P22 afecta en particular el comportamiento transitorio del flujo y las diferencias máximas de temperatura en la sección

Abstract

Valenzuela, L., Saynes, J., & Moya, S. L. (May-June, 2016). Thermo-Hydraulic Analysis of Parabolic trough Collectors for Direct Steam Generation with Relap5. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 75-91.

This paper presents a numerical thermo-hydraulic study of a standard row of parabolic-trough solar collector (PTC) for direct steam generation (GDV) working in the configuration *once-through*. The research was carried out with the simulator RELAP5/MOD3. The considered PTC row has 10 units with a total length of 1000 m. The study of the row includes a performance analysis of the system under nominal conditions (70 bar and 723 K), and a sensitivity analysis to functioning variables and design parameters, such as: feed water temperature; perimeter distribution of the concentrated solar radiation in the wall of the absorber tube; and inner diameter and material of the absorber tube. It was found direct relation between the increase of the inlet temperature and the shift of the evaporation and superheating regions; this shift is 22m for the different temperature considered, remaining constant the length of the evaporation region, because neither the feed water flow nor the direct solar radiation were modified for this type of analysis. The perimeter profile of the concentrated solar radiation on the absorber tube seriously affects the convective heat transfer coefficients as well as the transition position in the preheating/evaporation and evaporation/superheating, especially for the second one with a difference of 18 m. With regard to the absorber tube inner diameter it was determined that the number of flux patterns is smaller when the inner diameter is bigger, regardless to the wall thickness or tube material. The material of the absorber tube, stainless steel 316Ti and ferritic steel A355 P22, affects mainly the flow transient behavior and the maximum differences in temperature in the transversal section of the absorber tube wall, being these differences higher when the absorber is made of stainless steel.

Keywords: Parabolic-Trough Collectors, Direct Steam Generation, Thermo-Hydraulic Model.

transversal de la pared del tubo absorbedor, siendo dichas diferencias más altas cuando el absorbedor está fabricado en acero inoxidable.

Palabras clave: captadores solares cilindroparábolicos, generación directa de vapor, estudio termo-hidráulico.

Recibido: 06/12/2014
Aceptado: 11/11/2015

Introducción

La tecnología de generación directa de vapor (GDV) mediante concentradores solares de foco lineal ha experimentado un creciente interés en la última década debido a la puesta en funcionamiento de sistemas experimentales, primero, y comerciales, después, que utilizan la tecnología de captadores de canal parabólico o cilindroparábolicos (CCP) (Zarza, 2004; Zarza et al., 2004; Fernández-García, Zarza, Valenzuela, & Pérez, 2010), o la tecnología de concentradores lineales tipo Fresnel (Zhu, Wendelin, Wagner, & Kutscher, 2014). La mayor parte de las investigaciones experimentales que se ha realizado hasta el momento se ha desarrollado en la planta experimental DISS (Direct Solar Steam) de la Plataforma Solar de Almería (PSA), España (Zarza et al., 2004). Dicha instalación solar está actualmente compuesta por un único lazo de captadores solares cilindroparábolicos de longitud total igual a 1 000 m, aproximadamente, y formada por 15 captadores solares con longitudes de apertura de entre 5.00 y 5.76 m (Feldhoff et al., 2014). Tales investigaciones han demostrado la viabilidad técnica de la tecnología GDV con CCP para generar energía eléctrica en el ámbito comercial (Zarza, Rojas, González, Caballero, & Rueda, 2006).

Hay diversas problemáticas identificadas relacionadas con la GDV en concentradores solares de foco lineal. La estratificación de la fase líquida que se presenta por debajo de ciertos caudales de agua, en función de la presión de operación, es uno de los problemas detectados en los estudios previos del sistema DISS (Zarza, 2004) (figura 1). El patrón de flujo estratificado, al igual que la presencia del patrón de flujo

dryout (o anular abierto), son causantes de elevadas diferencias de temperatura en la sección transversal del tubo absorbedor y sobrecalentamiento del tubo bajo ciertas condiciones de operación, sobre todo en la configuración de campo solar conocida como modo *once-through* ("un solo paso") (Roldán et al., 2013; Serrano-Aguilera, Valenzuela, & Parras, 2014). Este



Figura 1. Vista de captador solar cilindroparábólico en seguimiento solar de la instalación DISS para la generación directa de vapor (Plataforma Solar de Almería, España).

sobrecalentamiento del tubo absorbedor puede provocar su deformación y el subsiguiente fracturamiento del tubo transparente que lo encapsula. Es necesario, por tanto, profundizar aún más en el conocimiento de los fenómenos termo-hidráulicos que ocurren en este tipo de sistemas de flujo bifásico con transferencia de calor.

Previo a los trabajos experimentales realizados en la instalación DISS, Almanza, Lentz y Jiménez (1997) hicieron un estudio experimental del comportamiento térmico en un sistema de CCP para diferentes materiales del tubo absorbedor (acero y cobre). Determinaron la eficiencia de generación de vapor en el tubo absorbedor para ambos casos, por ejemplo, utilizando materiales diferentes para el tubo absorbedor. Encontraron que al reemplazar los tubos absorbedores de acero por tubos de cobre se redujo la diferencia máxima de temperatura en las paredes de forma significativa de valores medidos en torno a 50 °C para el acero, a valores de unos 10 °C para el cobre.

En el trabajo de Ishii y Takashi (2006) se estableció que la variedad de patrones de flujo reflejan las diferentes formas en que las fases gaseosa y líquida están distribuidas en una tubería, y que el mecanismo de la transferencia de calor depende de esta distribución. Wojtan, Ursenbacher y Thome (2005a y b) obtuvieron un mapa de patrones de flujo que involucra la transferencia de calor en flujos con evaporación en tuberías horizontales. Numerosos investigadores se han dedicado a estudiar los patrones de flujo que se presentan cuando líquido y vapor fluyen de modo simultáneo en tuberías, siendo uno de ellos el trabajo de Kattan, Thome y Favrat (1998), para diferentes fluidos refrigerantes y diámetros pequeños de tubería (diámetro interior < 16 mm). En el caso particular de los estudios realizados en sistemas de GDV en concentradores solares, empleando la metodología de Taitel y Dukler (1976), Odeh, Behnia y Morrison (1998) determinaron los patrones de flujo que se presentan para diferentes niveles de radiación incidente y diámetros de la tubería. Estos autores encontraron que para el

caso de diámetro interior pequeño (54 mm) son más factibles los patrones de flujo intermitente y anular, mientras que para diámetros mayores, y niveles bajos de radiación, es más factible la presencia de flujo estratificado, causante de fuertes diferencias de temperatura en el perfil perimetral del tubo absorbedor y de su posible fracturamiento.

A pesar de los esfuerzos realizados para caracterizar el comportamiento del flujo agua-vapor a través de tuberías con transferencia de calor aún no existe información suficiente para predecir con certeza las condiciones bajo las cuales se presentan cada uno de los patrones de flujo ni sus transiciones para las características y condiciones de operación de las centrales solares de concentración que utilizan la tecnología GDV. El lazo de ensayos experimental DISS es una instalación solar muy útil, al estar proporcionando este tipo de información experimental bajo condiciones de operación reales. Con esta información experimental y otra complementaria que se puede obtener mediante simuladores numéricos, es posible proponer correlaciones más pertinentes para el cálculo de los coeficientes de transferencia de calor por convección, y cálculo de las caídas de presión para cada uno de los patrones de flujo.

Recientemente se han utilizado códigos de computación fluido-dinámica como *FLUENT* (Roldán et al., 2013) o *STAR-CCM+* (Lobón, Valenzuela, & Baglietto, 2014) para avanzar en el conocimiento del comportamiento fluido-dinámico del vapor sobrecalentado o flujo bifásico líquido-vapor, respectivamente, en los tubos absorbedores de captadores solares cilindroparábolicos. Sin embargo, este tipo de herramientas requiere de recursos computacionales ingentes cuando se pretende simular de forma numérica el comportamiento termo-hidráulico de una instalación solar de, por ejemplo, el tamaño de la instalación experimental DISS.

En este trabajo se utiliza el código *RELAP5* (2001) para la simulación de una fila de CCP con GDV, herramienta de simulación que ya ha sido previamente utilizada para estudiar el comportamiento de la instalación DISS (Moya,

Valenzuela, & Zarza, 2011) con resultados positivos. El estudio previo permitió aumentar el conocimiento del comportamiento del flujo líquido-vapor a lo largo del tubo absorbedor, pues, por un lado, para las condiciones de operación consideradas, se pudieron delimitar los tramos de receptor (tubo absorbedor) en los que se presentan determinados patrones de flujo y, por otro lado, se identificaron con detalle los diferentes modos de transferencia de calor que transcurren en la interfase fluido-pared del tubo absorbedor.

En el estudio realizado que se presenta en este trabajo se considera una fila tipo de CCP para GDV para una central termosolar de generación eléctrica. Se realiza un análisis termo-hidráulico del sistema para las condiciones de trabajo en el punto de diseño, y se complementa el trabajo con un estudio de sensibilidad en función de diferentes variables de proceso y parámetros característicos del captador considerado.

Metodología

El estudio se hace con el simulador comercial RELAP5/MOD3 (*Reactor Excursion and Leak Analysis Program*), código utilizado de manera amplia para modelar reactores nucleares, pero que en principio es capaz de modelar también otro tipo de sistemas de flujo bifásico líquido-vapor con transferencia de calor.

RELAP5 es un simulador basado en el *modelo a dos fluidos*, que consiste en resolver las ecuaciones de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía para cada una de las fases, y en el cual se establecen también las interacciones interfaciales y las interacciones de las fases con la pared. En RELAP5, las seis ecuaciones de conservación del modelo a dos fluidos se formulan de modo unidimensional en términos de valores promediados en volumen y tiempo, requiriendo para su solución relaciones de cerradura para los diferentes patrones de flujo. Las seis variables dependientes son presión; energías internas específicas para cada fase; fracción volumétrica de vapor (fracción volumétrica de vapor en una

mezcla bifásica líquido-vapor), y velocidades de cada fase. RELAP5 emplea la fracción volumétrica de vapor (denominada también fracción de huecos o fracción de vacío) para determinar los patrones de flujo, parámetro más adecuado que la velocidad superficial cuando se trata con problemas transitorios y de flujo no totalmente desarrollado, para los cuales un modelo a dos fluidos es más apropiado que un modelo homogéneo.

Modelo matemático

Las ecuaciones de conservación para cada fase k (modelo a dos fluidos) de un flujo bifásico unidimensional líquido-vapor ($k = l, g$), promediadas en volumen y tiempo, son las que se enuncian a continuación (RELAP5, 2001), derivadas del modelo general desarrollado por Lahey y Drew (1989), e Ishii (1975):

Conservación de masa:

$$\frac{\partial}{\partial t} [\alpha_k \rho_k] + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial z} [\alpha_k \rho_k v_k A] = \Gamma_k \quad (1)$$

Donde ρ denota densidad; α , fracción volumétrica; A , área de flujo; v , velocidad, y Γ es la transferencia de masa interfacial (evaporación/condensación), determinada a través de una condición de cerradura.

Conservación de cantidad de movimiento:

$$\begin{aligned} & \alpha_k \rho_k A \frac{\partial v_k}{\partial t} + \frac{1}{2} \alpha_k \rho_k A \frac{\partial v_k^2}{\partial z} \\ & = -\alpha_k A \frac{\partial P}{\partial z} + \alpha_k \rho_k B_z A - (\alpha_k \rho_k A) F W_k (v_k) \\ & - \Gamma_k A (v_{kl} - v_k) \cdot (-1)^{k*} \\ & - (\alpha_k \rho_k A) F I_k (v_l - v_g) \cdot (-1)^{k*} \\ & - C \alpha_g \alpha_l \rho_m A \left[\frac{\partial (v_l - v_g)}{\partial t} + v_g \frac{\partial v_l}{\partial z} - v_l \frac{\partial v_g}{\partial z} \right] \cdot (-1)^{k*} \quad (2) \end{aligned}$$

El lado izquierdo de la ecuación comprende el término de acumulación y término de convección forzada, respectivamente. El lado derecho abarca los términos de gradiente de presión, fuerza de cuerpo, fuerza de arrastre fase-pared, transferencia de momento interfacial, fuerza de arrastre interfacial y fuerza de masa virtual; respectivamente. B_z denota la componente del vector de la fuerza de cuerpo g , y C es el coeficiente de masa virtual. FW y FI forman parte de los coeficientes de fricción fase-pared e interfacial, respectivamente. El subíndice I denota valor interfacial y el subíndice m , valor de mezcla. El exponente k^* tiene un valor de 1 para $k = g$ y de 2 para $k = l$. La ecuación implica que los esfuerzos de Reynolds y los viscosos son muy pequeños en relación con los demás términos. El código RELAP utiliza dos métodos para el cálculo de la fuerza de fricción interfacial: el método del coeficiente de arrastre y el método *drift flux*. Debido a que el sistema bajo estudio puede considerarse prácticamente una tubería horizontal (si se exceptúan los pequeños tramos de interconexiones entre captadores solares), sólo se va a considerar el primer método, pues el segundo está enfocado a regímenes de flujo burbuja y *slug* para flujos verticales.

Conservación de energía:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t}(\alpha_k \rho_k U_k) + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial z}(\alpha_k \rho_k U_k v_k A) \\ &= -P \frac{\partial \alpha_k}{\partial t} - \frac{P}{A} \frac{\partial}{\partial z}(\alpha_k v_k A) + Q_{wk} + Q_{lk} - \Gamma_{lk} h_k^* \cdot (-1)^{k^*} \\ & - \Gamma_w h_k' \cdot (-1)^{k^*} + DISS_k \end{aligned} \quad (3)$$

Donde U es la energía interna específica; Q_w denota el flujo de calor fase-pared; Q_l el flujo de calor interfacial; h_k^* es la entalpía específica asociada con la transferencia de masa interfacial; h_k' es la entalpía específica vinculada con la transferencia de masa en la pared y $DISS_k$ es el término de disipación de energía. En el simulador RELAP5, el flujo de calor a través de la pared del tubo absorbedor se establece en dirección radial y pueden considerarse diferentes materiales.

Las relaciones de cerradura para cada una de las ecuaciones de conservación y para cada patrón de flujo, así como el método del coeficiente de arrastre pueden consultarse en RELAP5 (2001). RELAP5 resuelve numéricamente las ecuaciones mediante la técnica de diferencias finitas con un esquema semi-implícito.

Modelo físico del sistema

La fila de CCP considerada (figura 2) consta de 10 unidades de captadores solares con una geometría tal que cada captador tiene una apertura de 5.76 m y una longitud de 100 m, siendo la distancia focal de la parábola de 1.71 m. El tubo absorbedor metálico, por cuyo interior circula el fluido de transferencia térmica (agua), tiene un diámetro exterior de 70 mm. La fila está orientada en dirección norte-sur. Para todos los casos, el estado cuasi-estacionario se consideró con el concentrador solar posicionado en el instante de mediodía solar, *i.e.* con la perpendicular a la apertura dirigida hacia el cenit, y una distribución perimetral de la radiación solar concentrada tipo 90/10 en el tubo absorbedor; esta aproximación significa que 90% de la radiación solar concentrada incide en la mitad inferior del tubo y 10% de la radiación en la mitad superior. En este estudio no se ha considerado la existencia de interconexiones entre captadores con tramos rectos de tubería y codos para simplificar el modelo de simulación.

Análisis de independencia de malla

Una vez definido el sistema de captadores solares para GDV (ver figura 2) y las condiciones de trabajo en el punto de diseño (ver cuadro 1), se realizó un análisis de independencia de malla con objeto de determinar el tamaño de celda más adecuado para realizar el estudio del sistema, considerando el tiempo de computación, exactitud y convergencia en la solución de las variables involucradas. En la superficie del tubo se consideraron cinco nodos en la dirección radial para cada tamaño de celda considerado



Figura 2. Esquema simplificado de la fila tipo de captadores solares cilindroparabólicos (CCP) considerada.

Cuadro 1. Datos de entrada en el punto de diseño y para el análisis de independencia de malla.

Fecha	Radiación solar directa (W/m ²)	Presión de entrada (MPa)	Presión de salida (MPa)	Temperatura de entrada (K)	Temperatura de salida (K)	Flujo másico (kg/s)
Punto de diseño	850	8.0	7.0	423	723	1.0

Cuadro 2. Resultados representativos del análisis de independencia de malla de la fila de CCP.

Malla ¹	Temperatura de salida (K)	Inicio de la región de bifásico (m)	Zona de patrón de flujo estratificado (m)	Zona de patrón de flujo anular-niebla (m)	Zona de patrón de flujo <i>dryout</i> (m)	Zona de patrón de flujo niebla/sobrecalentamiento (m)
(89·5)·10	721.70	240.4	240.4-613.5	613.5-778.6	778.6-822.5	822.5-1 000
(158·5)·10	721.60	239.7	239.7-613.5	613.5-781.3	781.3-822.5	822.5-1 000
(178·5)·10	721.99	239.7	239.7-612.9	612.9-780.9	780.9-821.3	821.3-1 000
(356·5)·10	721.70	239.6	239.6-612.4	612.4-781.5	781.5-820.8	820.8-1 000

¹ (nodos longitudinales · nodos radiales) · unidades CCP.

(ver cuadro 2). Para cada tamaño de celda se especifican los resultados de la temperatura del vapor en la salida de la fila y también la posición en la fila donde se inicia la zona de evaporación, así como los patrones de flujo predichos en distintas zonas de la fila de CCP. Se observa que para todas las mallas se predicen los mismos patrones de flujo y la diferencia máxima en cuanto a la posición donde se presentan es menor a 1 m para las mallas más finas. Se decide, por tanto, abordar el estudio termo-hidráulico utilizando una malla compuesta por 178 nodos para cada captador de 100 m, de modo que el paso espacial para la simulación es $\Delta x = 0.5618$ m.

Objetivos del estudio

El estudio consiste en analizar el comportamiento termo-hidráulico de la fila bajo condiciones nominales y analizar la sensibilidad de diferentes variables de proceso y parámetros, como temperatura de entrada del agua (380, 400, 423, 440 y 460 K); diámetro interno del tubo absorbedor (50 y 61 mm); tipo de material del tubo absorbedor (acero inoxidable A316Ti y acero ferrítico A335 grado P22), y distribución de la radiación solar concentrada en el perímetro del tubo absorbedor. En el caso particular de la distribución de radiación se han considerado

dos estructuras de calor con distribución 90/10; dos estructuras con distribución 80/20; seis estructuras y siete estructuras (ver figura 3); estas dos últimas distribuciones tienen como objeto lograr una aproximación a la distribución más realista, que es de tipo gaussiano, como la que se muestra en la figura 4 (Roldan, Valenzuela, & Zarza, 2013).

Las condiciones de operación nominales de partida consideradas en el estudio son presión igual a 70 bar y temperatura de vapor igual a 723 K en la salida del lazo; caudal de agua de alimentación igual a 1 kg/s, y un flujo de radiación concentrada en la pared exterior del tubo absorbedor igual a 31.7 kW/m^2 .

Para los materiales del tubo receptor considerados en el modelo de simulación, el calor

específico y conductividad térmica del material están tabulados según los datos que se muestran en el cuadro 3.

En general, el tubo absorbedor de un captador cilindroparábólico tiene una parte del tubo expuesto a un flujo de radiación solar concentrada que puede llegar a valores pico de hasta 50 kW/m^2 , dependiendo del diseño de captador solar, y otra parte del tubo absorbedor que sólo recibe la radiación solar directa y difusa, pero sin estar concentrada por el sistema concentrador del captador. A la primera zona del tubo absorbedor se le denomina zona con concentración (ZCC), que en los gráficos de la figura 3 se corresponde con la mitad inferior del tubo, donde el nivel de radiación solar incidente es superior; la segunda zona del tubo absorbedor

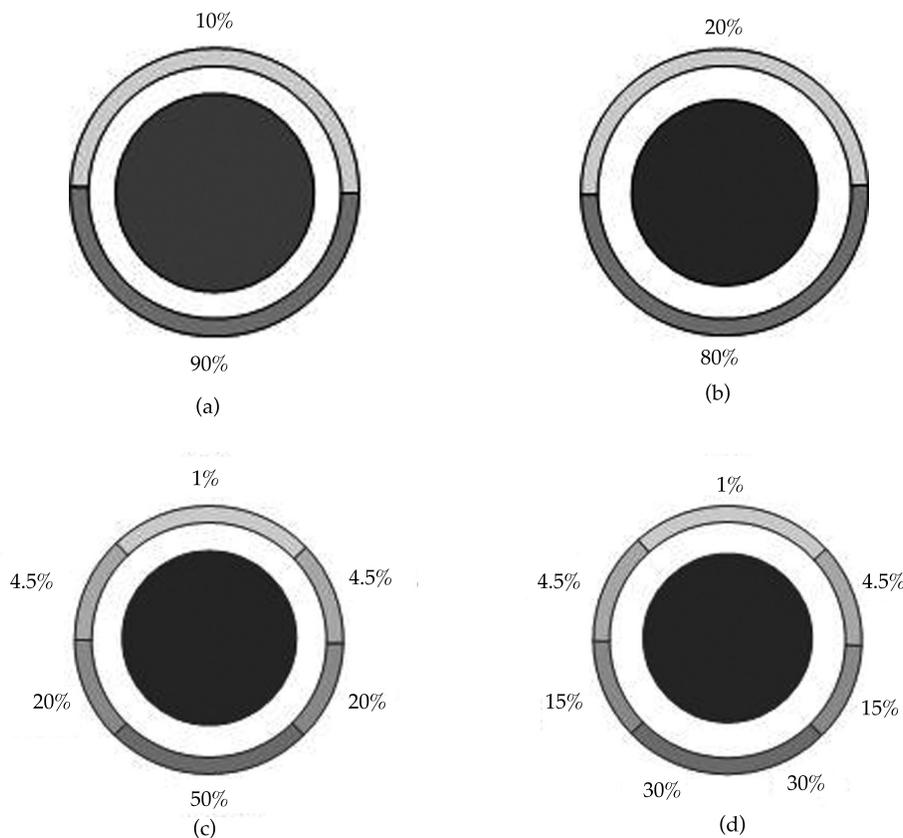


Figura 3. Casos considerados de distribución perimetral transversal de la radiación solar concentrada en la superficie exterior de la pared del tubo absorbedor: (a) distribución 90/10; (b) distribución 80/20; (c) radiación repartida en seis estructuras de calor, y (d) radiación repartida en siete estructuras de calor.

Cuadro 3. Datos de los materiales del tubo absorbedor considerados en el modelo de simulación.

Temperatura (K)	Acero al carbono (ferrítico)		Acero inoxidable	
	Conductividad térmica (W/(m K))	Calor específico (J/(kg K))	Conductividad térmica (W/(m K))	Calor específico (J/(kg K))
293.15	63.0	482	14.3	472
373.15	59.3	494	15.8	501
473.15	54.6	520	17.5	525
573.15	49.9	555	19.0	532
673.15	45.2	603	20.5	555
773.15	40.5	662	21.9	582

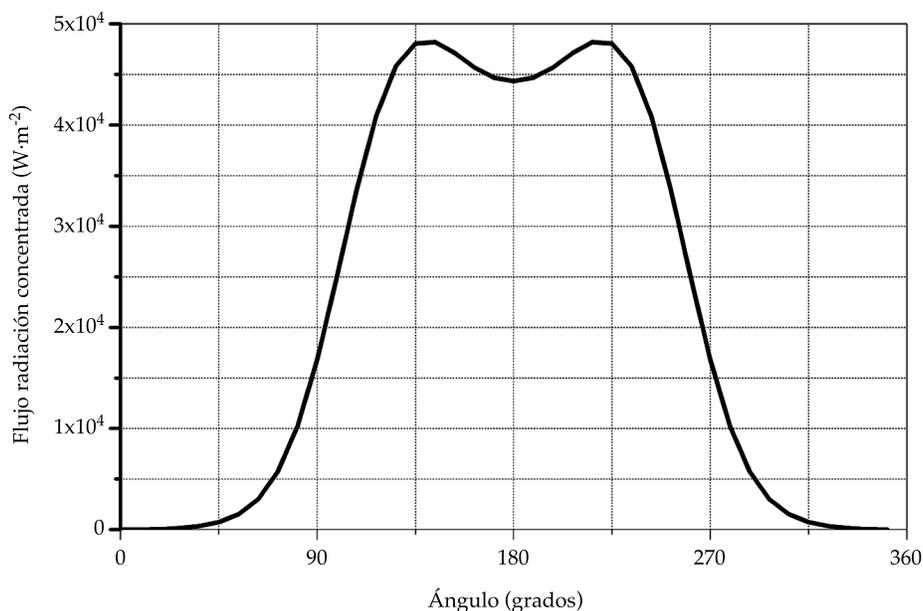


Figura 4. Distribución teórica de flujo de radiación concentrada en el perímetro de un tubo absorbedor en un captador solar de canal parabólico modelo LS-3.

se denomina zona sin concentración (ZSC), que en los gráficos de la figura 3 se corresponde con la mitad superior del tubo.

Resultados y discusión

En esta sección se presentan los resultados que se consideran representativos para demostrar la factibilidad de la GDV en CCP con distintas configuraciones y condiciones de operación. Por otro lado, estos resultados permiten mostrar la

utilidad de la herramienta de simulación *RELAP* para realizar análisis muy completos del comportamiento térmico e hidráulico de este tipo de sistemas.

Sensibilidad al diámetro interior del tubo absorbedor con diámetro exterior constante

En la figura 5 se presentan perfiles de temperatura del fluido, calidad del vapor, fracción volumétrica del vapor y los patrones de flujo a

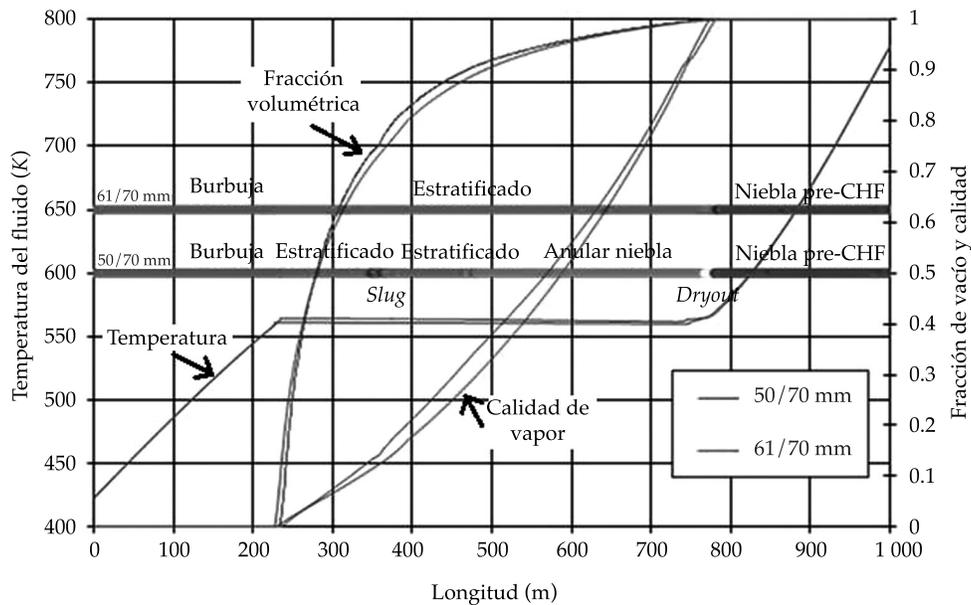


Figura 5. Temperatura del fluido, calidad, fracción volumétrica de vapor y patrones de flujo a lo largo de la fila de CCP para los distintos diámetros (interior/ exterior) de tubo receptor considerados (pre-CHF se refiere a pre-Critical Heat Flux).

lo largo de la fila de CCP para los dos diámetros de tubo absorbedor (receptor) considerados. Para la tubería de 50 mm de diámetro interior se observa la presencia de seis tipos de patrones de flujo a lo largo del receptor. Para el diámetro de 61 mm se presentan sólo tres patrones e iniciando prácticamente en las mismas posiciones a lo largo del receptor. Tales diferencias están relacionadas con las discrepancias en la caída de presión que se produce en la zona bifásica en uno y otro caso.

En la figura 6 se observa que para la región de flujo bifásico se tiene un aumento muy notable del coeficiente de transferencia de calor en la parte inferior del receptor expuesta a la radiación solar concentrada (ZCC, zona con concentración) y un aumento más tenue en la parte superior del receptor no expuesta a radiación concentrada (ZSC, zona sin concentración), siendo de mayor magnitud en la zona ZCC, porque se ha supuesto que el captador solar está en posición tal que la normal a su apertura está en la dirección del cenit y, por tanto, por efecto de la gravedad, el agua líquida se encuentra

en la parte inferior del tubo receptor y recibe la radiación solar concentrada. Al llegar a la región de transición de flujo bifásico a vapor sobrecalentado, los coeficientes convectivos en las zonas ZCC y ZSC disminuyen de forma brusca a un valor prácticamente uniforme e inferior a los de la zona de líquido debido a que el vapor sobrecalentado tiene un coeficiente de transferencia de calor por convección más bajo. Esto origina un aumento súbito de la diferencia de temperatura en la pared del receptor entre ZCC y ZSC en la posición 750 m de la fila de CCP (ver figura 6), pocos metros antes de la transición a vapor sobrecalentado (ver figura 5).

Sensibilidad a la temperatura del agua de alimentación

En la figura 8 se presentan la temperatura del fluido y los patrones de flujo a lo largo de la fila de CCP para distintas temperaturas del agua de alimentación de la fila. Para este análisis particular se ha considerado que el diámetro interior del tubo absorbedor es 61 mm. Como era de

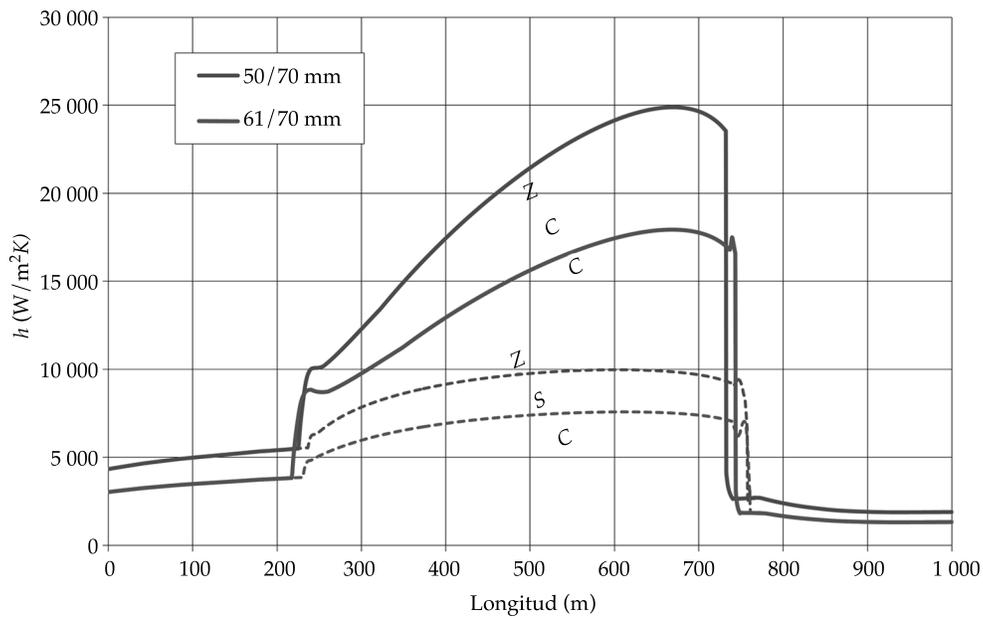


Figura 6. Coeficientes de transferencia de calor convectivos para la zona del receptor expuesta a radiación solar concentrada (ZC) y no expuesta a radiación concentrada (ZS) para las distintas geometrías de receptor consideradas, *i.e.*, para razones de diámetro interior/ exterior del tubo absorbedor de 50/70 mm y 61/70 mm.

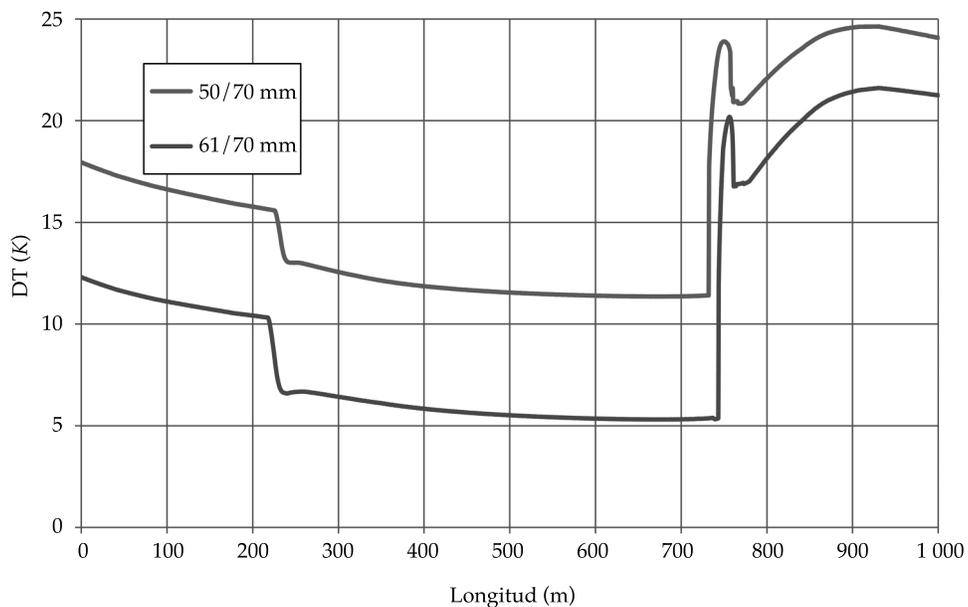


Figura 7. Diferencia máxima de temperatura de pared en secciones transversales del tubo absorbedor a lo largo de la fila de CCP para los distintos diámetros de tubo absorbedor considerados (50/70 mm y 61/70 mm).

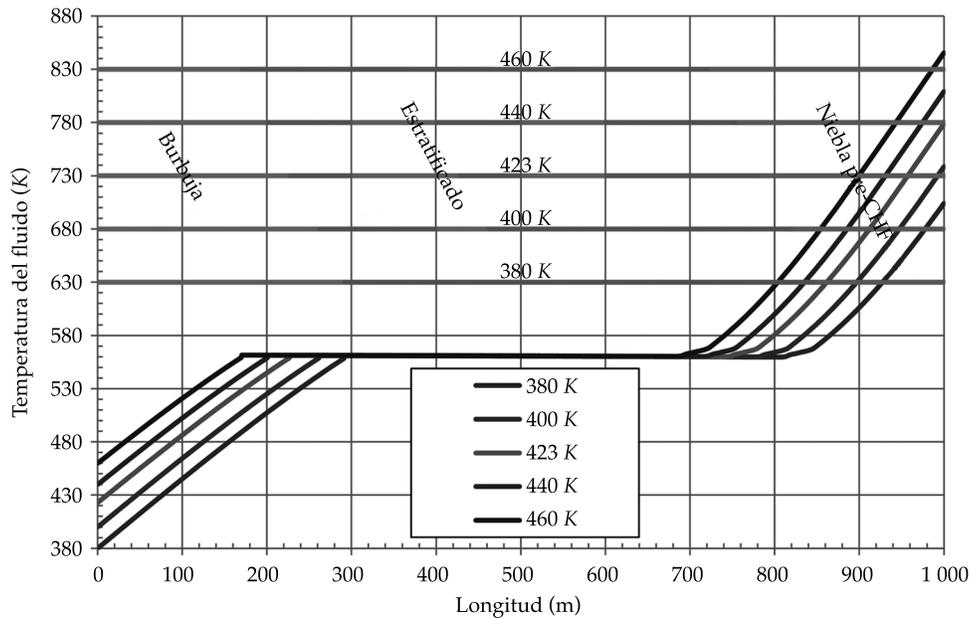


Figura 8. Perfiles de temperatura de fluido y patrones de flujo a lo largo de la fila de CCP para distintas temperaturas del agua de alimentación (pre-CHF se refiere a pre-Critical Heat Flux).

esperar, al incrementar la temperatura de entrada se adelanta la región de flujo bifásico y la de sobrecalentamiento. Se observa una relación directa entre el aumento de temperatura y el desplazamiento de las regiones de evaporación y sobrecalentamiento. Este desplazamiento es de 22 m para los saltos de temperatura considerados, permaneciendo constante la longitud de la región de evaporación, puesto que ni el caudal de agua de alimentación, ni la radiación solar directa se están modificando. Las zonas donde se presentan los distintos patrones de flujo también sufren un desfase, pero estos son los mismos en todos los casos. En la figura 9 se puede observar también que la diferencia máxima de temperatura en la pared del tubo absorbedor —si éste se examina en un corte transversal del tubo absorbedor en la región de precalentamiento de agua, *i.e.*, primeros metros de la fila de CCP— es mayor cuanto menor es la temperatura del agua de alimentación por debajo de la temperatura de saturación. Aunque esta diferencia máxima de temperatura no

llega a ser crítico para el tubo absorbedor en los casos considerados —*i.e.*, no se alcanzan valores que originen una flexión mecánica del tubo—, es importante resaltar también este fenómeno, porque es una consideración a tener en cuenta cuando se está diseñando un campo solar para la producción de vapor o incluso calentamiento de agua.

Efecto de la distribución perimetral de la radiación solar concentrada en el tubo absorbedor

En los anteriores estudios se ha considerado que la radiación solar concentrada incide en el tubo absorbedor en una proporción 90/10 para las zonas ZCC y ZSC, respectivamente. Es decir, 90% de la radiación incide en la parte inferior del tubo absorbedor y 10% en la parte superior. Sin embargo, la distribución perimetral de la radiación solar concentrada cambia a lo largo del día y además depende de la geometría del captador solar (ver figura 4). Por eso, en este

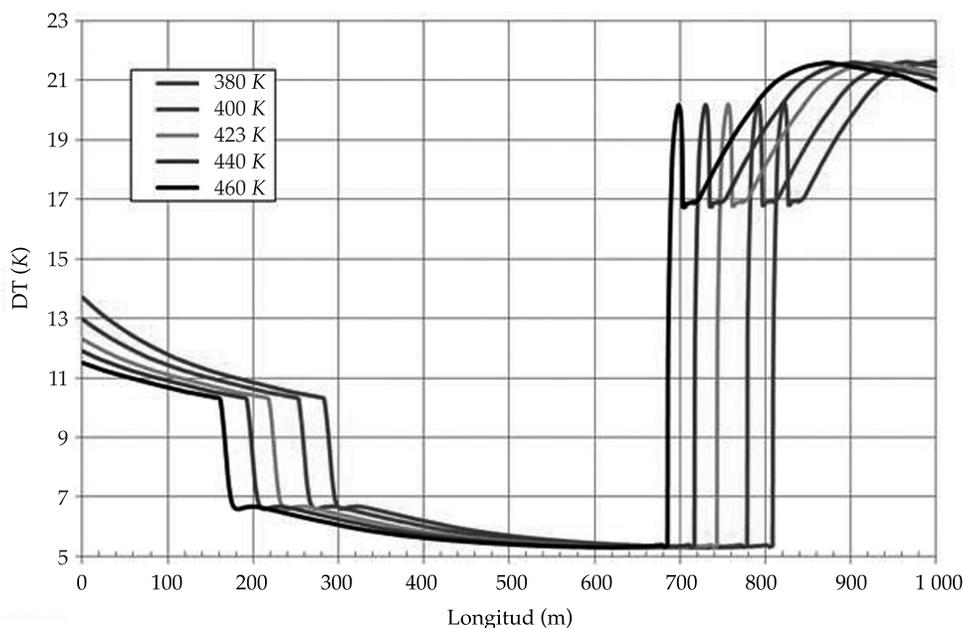


Figura 9. Diferencias máximas de temperatura de pared en secciones transversales del tubo absorbedor a lo largo de la fila de CCP para las distintas temperaturas de agua de alimentación definidas.

apartado se analiza el efecto que la distribución perimetral de la radiación puede tener en el comportamiento termo-hidráulico de la fila propuesta. Se han considerado las distribuciones perimetrales que se muestran en la figura 3.

En la figura 10 se presenta el perfil de temperatura del fluido a lo largo de la fila de CCP para cada configuración de distribución de flujo de calor sobre el tubo absorbedor. Aunque en apariencia el efecto global no es importante, en el acercamiento a las regiones de transición de fases (figura 11a y b), el efecto sí es notorio en cuanto a ubicación y forma de las transiciones. Los perfiles más realistas, *i.e.*, los que consideran 6 o 7 estructuras de calor, propician transiciones más suaves y desplazadas hacia adelante, con un desfase de hasta 4 m respecto de los casos de distribución uniforme o 90/10, para la transición precalentamiento/evaporación, y un desfase de hasta 18 m para la transición evaporación/sobrecalentamiento. Estas transiciones más suaves son a causa de que los perfiles perimetrales de radiación con 6 o 7 estructuras

no tienen cambios bruscos en las intercargas entre ambas zonas (inferior y superior).

Efecto del material del tubo absorbedor

El tubo absorbedor (receptor) es uno de los componentes principales en un captador cilindroparabólico, porque influye en el rendimiento térmico global del sistema. El receptor consta de dos tubos dispuestos de forma concéntrica: uno de vidrio, que envuelve a otro metálico, por donde circula el fluido de transferencia térmica. Los dos tubos van unidos mediante un fuelle de dilatación donde hay una soldadura vidrio-metal. En la cámara entre los dos tubos hay normalmente vacío para reducir las pérdidas térmicas por convección y también evitar la degradación del tratamiento selectivo que lleva el tubo metálico, tratamiento que aumenta la absorptancia de la radiación solar y disminuye la emitancia térmica. El material que conforma el tubo metálico (verdadero “absorbedor”) debe soportar altos gradientes o diferencias de

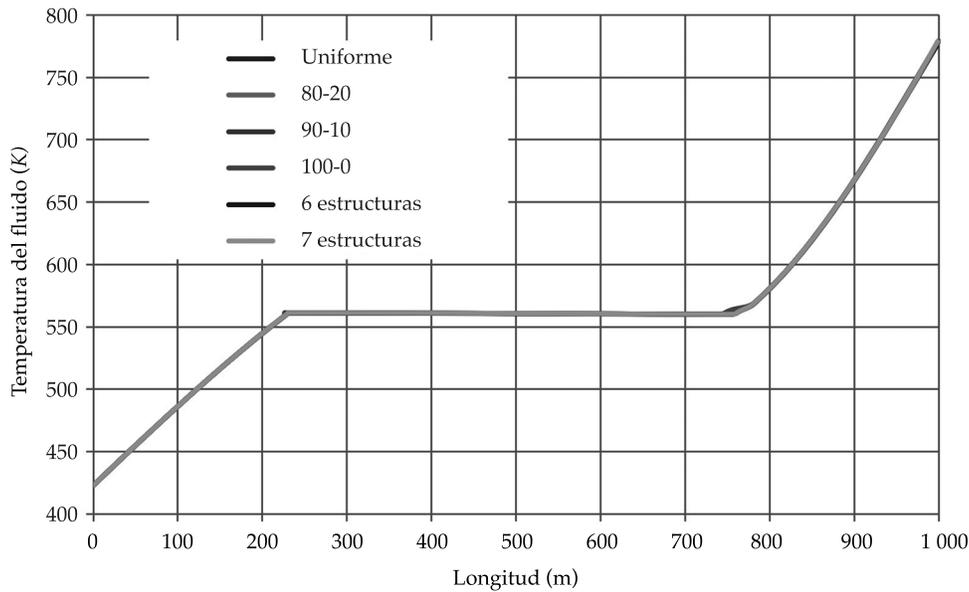


Figura 10. Perfiles longitudinales de temperatura del fluido para distintos perfiles de distribución perimetral de flujo de radiación solar concentrada.

temperatura de pared y exposición prolongada a elevadas temperaturas. Para este análisis, además del acero inoxidable tipo A316Ti, se ha estudiado el comportamiento del sistema cuando el material del absorbedor es acero ferrítico A335 grado P22.

En la figura 12 se presentan los perfiles longitudinales de la fracción volumétrica de vapor, calidad, temperatura y patrones de flujo para ambos materiales. Se comprueba que el comportamiento de todas las variables es prácticamente el mismo en los dos casos, pues se están comparando en el estado estacionario. Pero si se analiza lo que ocurre en estado transitorio (ver figura 13), se pone de manifiesto que el fluido se calienta más rápido cuando el tubo es de acero ferrítico, que es lo esperado, puesto que este material es más conductor. Esto explica también que las diferencias máximas circunferenciales de temperatura en el tubo absorbedor son mayores cuando el material es acero inoxidable (ver figura 14), debido a que su conductividad térmica es entre 2 y 3 veces inferior a la del acero ferrítico considerado (ver cuadro 3).

Conclusiones

Se realizó un estudio numérico del comportamiento termo-hidráulico de una fila tipo de captadores solares de canal parabólico para la generación directa de vapor de una central termosolar de generación de electricidad. El sistema considerado consiste de una fila de captadores solares con apertura de 5.76 m y una longitud de 100 m cada uno, siendo la distancia focal de 1.71 m, y el tamaño total de la fila de 1 000 m. Para el estudio numérico, se utilizó el simulador comercial *RELAP5*. El estudio incluyó el análisis del comportamiento del sistema bajo unas condiciones nominales de diseño, pero también la sensibilidad de los resultados a distintas variables de proceso y parámetros de los componentes. Previo al estudio del sistema se hizo un análisis de independencia de malla y se encontró un buen compromiso entre convergencia de resultados y tiempo de computación para tamaños de celda de longitud 0.5618 m. Como resultado del estudio se encontró que, para los dos diámetros internos del tubo absor-

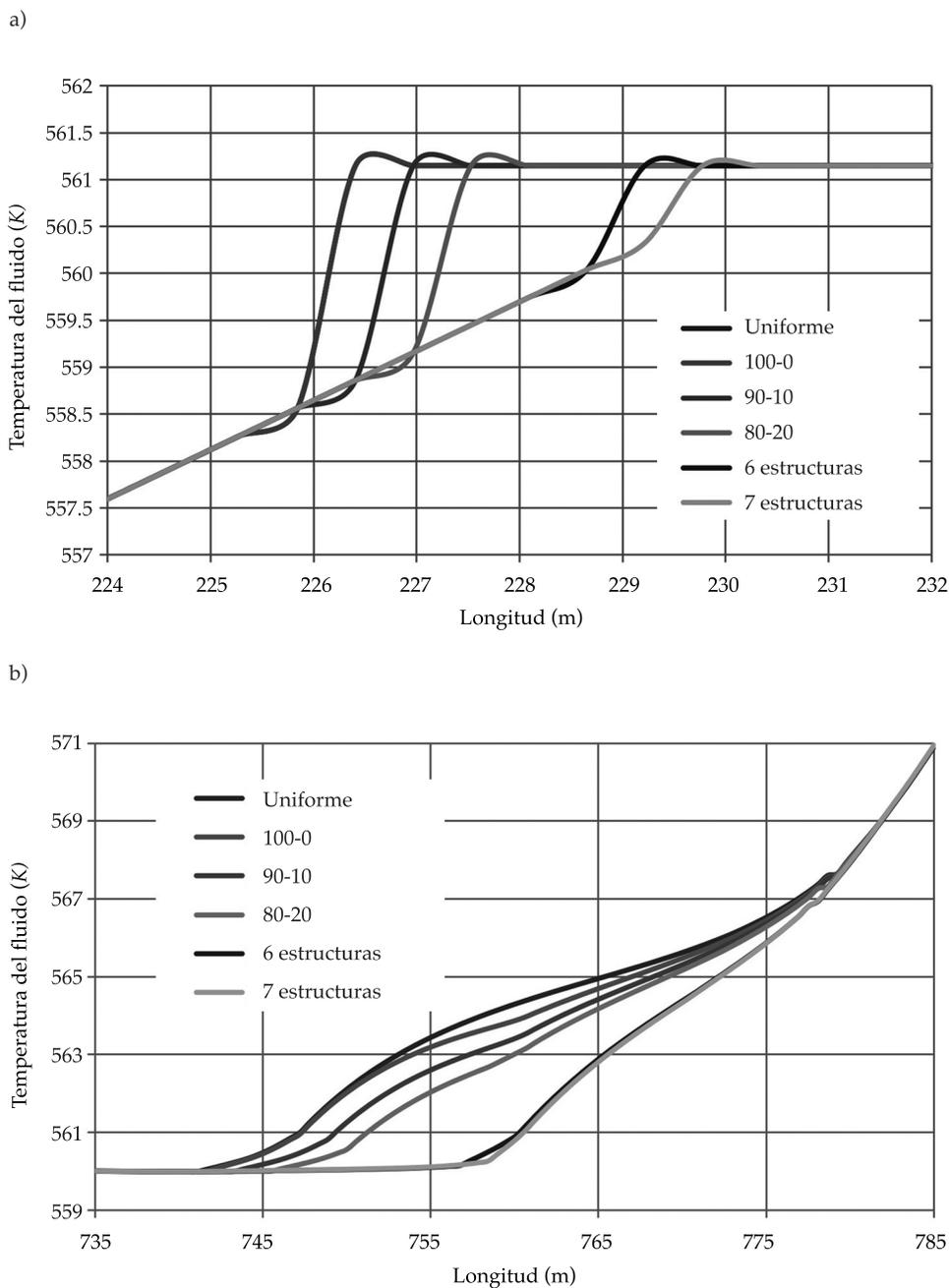


Figura 11. Perfiles longitudinales de temperatura del fluido en (a) la región de transición entre precalentamiento/evaporación y (b) la región de transición entre evaporación/sobrecalentamiento, para distintas distribuciones perimetrales de flujo de radiación solar concentrada.

bedor considerados (50 y 61 mm) se presentan patrones de flujo diferentes, siendo el número de patrones menor cuando el diámetro interior

es mayor, independientemente del espesor de pared o material del tubo. Se encontró, además, que el perfil perimetral de radiación solar

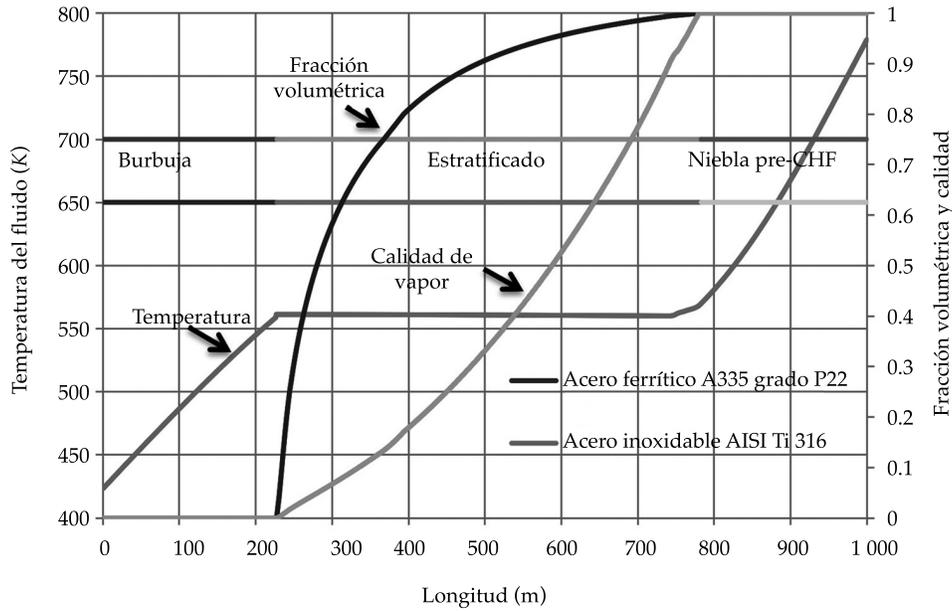


Figura 12. Perfiles longitudinales de fracción volumétrica de vapor, calidad, temperatura del fluido y patrones de flujo para los dos tipos de material del tubo absorbedor considerados.

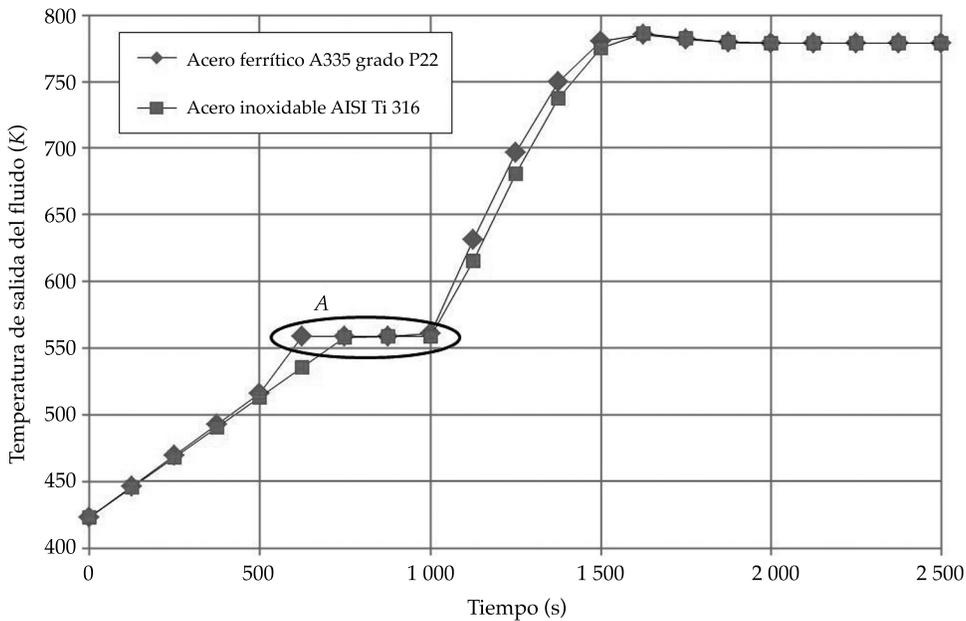


Figura 13. Temperatura de salida del fluido en función del tiempo y del tipo de material del tubo absorbedor.

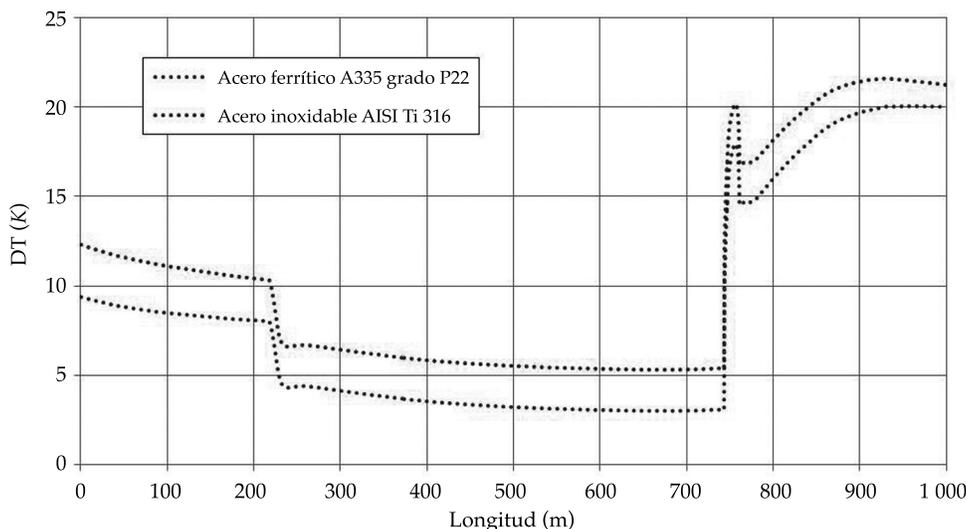


Figura 14. Diferencias máximas transversales de temperatura en el material a lo largo del tubo absorbedor para los dos tipos de material considerados.

concentrada en el tubo absorbedor (sección transversal) afecta de manera importante tanto en los coeficientes de transferencia de calor convectivos como en la ubicación de las zonas de transición precalentamiento/evaporación y evaporación/sobrecalentamiento, en especial para la segunda de ellas. Las transiciones de fase son más suaves cuando se consideran 6 o 7 estructuras de calor en el perfil perimetral del tubo, frente a las que se producen cuando se consideran dos estructuras de calor. En cuanto al tipo de material del tubo absorbedor, acero inoxidable 316Ti y acero ferrítico A355 P22, se encontró que afecta en especial el comportamiento transitorio del flujo y las diferencias máximas de temperatura en la sección transversal de pared del tubo absorbedor, siendo dichas diferencias más altas cuando el absorbedor está fabricado en acero inoxidable. En cualquier caso, en todos los casos analizados, se observa que las diferencias máximas de temperatura en las secciones transversales del tubo absorbedor nunca alcanzan valores superiores a los límites definidos en la literatura para tubos receptores de la misma geometría y fabricados en acero A335 P22.

Agradecimientos

Jacobo Saynes agradece al Conacyt por la financiación concedida para la realización de una estancia en la Plataforma Solar de Almería, España, y por la beca para los estudios de maestría realizados en Cenidet. La Plataforma Solar de Almería agradece a la Secretaría de Estado de Investigación, Desarrollo e Innovación del Gobierno de España la financiación recibida para la realización del proyecto DETECSOL (ENE2014-56079-R). El Cenidet agradece al Tecnológico Nacional de México (TecNM, antes DGEST) por la financiación recibida para la adquisición del código RELAP y realización del proyecto DGEST 2578.O9-P.

Referencias

- Almanza, R., Lentz, A., & Jiménez, G. (1997). Receiver Behavior in Direct Steam Generation with Parabolic Troughs. *Solar Energy*, 61(4), 275-278.
- Feldhoff, J. F., Eickhoff, M., Keller, L., León, J., Meyer-Grünefeldt, M., Valenzuela, L., Pernpeintner, J., & Hirsch, T. (2014). Status and First Results of the DUKE Project – Component Qualification of New Receivers and Collectors. *Energy Procedia*, 49, 1766-1776.
- Fernández-García, A., Zarza, E., Valenzuela, L., & Pérez, M. (2010). Parabolic-Trough Solar Collectors and their Applications. *Renewable & Sustainable Energy Reviews*, 14, 1695-1721.

- Ishii, M. (1975). *Thermo-Fluid Dynamic Theory of Two-Phase Flow*. Paris: Eyrolles.
- Ishii, M., & Takashi, H. (2006). *Thermo-Fluid Dynamics of Two-Phase Flow*. Berlin: Springer.
- Kattan, N., Thome, J. R., & Favrat, D. (1998). Flow Boiling in Horizontal Tubes: Part I – Development of Adiabatic Two-Phase Flow Pattern Map. *Trans. ASME, J. Heat Transfer*, 120, 140-147.
- Lahey, R. T., & Drew, D. A. (1989). The Three Dimensional Time and Volume Averaged Conservation Equations of Two Phases Flow. *Adv. Nucl. Sci. Technol.*, 20, 1-69.
- Lobón, D. H., Valenzuela, L., & Baglietto, E. (2014). Modeling the Dynamics of the Multiphase Fluid in Parabolic-Trough Solar Steam Generating Systems. *Energy Conversion and Management*, 78, 393-404.
- Moya, S. L., Valenzuela, L., & Zarza, E. (2011). Numerical Study of the Thermal Hydraulic Behaviour of Water-Steam Flow in the Absorber Tube of the DISS System Using RELAP. *Proceedings of the International Symposium SolarPACES 2011*, Granada, España, 21-24 septiembre, 2011.
- Odeh, S., Behnia, M., & Morrison, G. (1998). Modelling of Parabolic-Through Direct Generation Solar Collectors. *Solar Energy*, 62, 395-406.
- Serrano-Aguilera, J. J., Valenzuela, L., & Parras, L. (2014). Thermal 3D Model for Direct Solar Steam Generation under Superheated Conditions. *Applied Energy*, 132, 370-382.
- Hohorst, J. K. & Johnsen, E. C. (1995). *SCDAP/RELAP5/MOD 3.1 Code Manual*. NUREG/CR-6150. Idaho Falls. Idaho National Engineering Laboratory.
- Roldan, M. I., Valenzuela, L., & Zarza, E. (2013). Thermal Analysis of Solar Receiver Pipes with Superheated Steam. *Applied Energy*, 103, 73-84.
- Taitel, Y., & Dukler, A. E. (1976). A Model for Predicting Flow Regime Transitions in Horizontal and Near Horizontal Gas-liquid Flow. *AIChE Journal*, 22(1), 47-55.
- Wojtan, L., Ursenbacher, T., & Thome, J. R. (2005a). Investigation of Flow Boiling in Horizontal Tubes: Part I. A New Diabatic Two-Phase Flow Pattern Map. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 48, 2955-2969.
- Wojtan, L., Ursenbacher, T., & Thome J. R. (2005b). Investigation of Flow Boiling in Horizontal Tubes: Part II-Development of a New Heat Transfer Model for Stratified-wavy, Dryout and Mist Flow Regimes. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 48, 2970-2985.
- Zarza, E. (2004). *Generación directa de vapor con colectores solares cilindro parabólicos, Proyecto Direct Solar Steam (DISS)*. Madrid: Ciemat.
- Zarza, E., Valenzuela, L., León, J., Hennecke, K., Eck, M., Weyers, H.-D., & Eickhoff, M. (2004). Direct Steam Generation in Parabolic Troughs: Final Results and Conclusions of the DISS Project. *Energy*, 29(5-6), 635-644.
- Zarza, E., Rojas, M. E., González, L., Caballero, J. M., & Rueda, F. (2006). INDITEP: The First Pre-Commercial DSG Solar Power Plant. *Solar Energy*, 80, 1270-1276.
- Zhu, G., Wendelin, T., Wagner, M. J., & Kutscher, C. (2014). History, Current State, and Future of Linear Fresnel Concentrating Solar Collectors. *Solar Energy*, 103, 639-652.

Dirección institucional de los autores

Dra. Loreto Valenzuela

Centro de Investigaciones Energéticas, Medioambientales y Tecnológicas (CIEMAT)
Plataforma Solar de Almería (PSA)
Ctra. Senes, km. 4.5, Tabernas, E04200
Almería, España
Teléfono: +34 (950) 387 934
loreto.valenzuela@psa.es

M.I. Jacobo Saynes

Instituto de Investigaciones Eléctricas
Gerencia de Equipos Eléctricos
Reforma 113, Colonia Palmira
62490 Temixco, Morelos, México
Teléfono: +52 (810) 0762 898
jacobosaynes@iie.org.mx

Dra. Sara L. Moya

Centro Nacional de Investigación y Desarrollo Tecnológico (Cenidet)
Tecnológico Nacional de México (TecNM)
Interior Internado Palmira s/n, Col. Palmira
62490 Temixco, Morelos, México
Teléfono: +52 (777) 3627 770, extensión 1406
slmoya@cenidet.edu.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Pescando sueños, laguna de Coatetelco, Morelos, México.

Foto: Gema Alín Martínez Ocampo.

La influencia del efecto de borde en el pronóstico de precipitaciones utilizando DWT diádica, MODWT, ANN y ANFIS

• Pablo Andrés Rousseau-Figueroa† • Jorge Ramírez-Hernández* •
• Sergio Omar Infante-Prieto • Rafael Villa-Angulo
• Michelle Hallack-Alegría •

Universidad Autónoma de Baja California, México

* Autor de correspondencia

Resumen

Rousseau-Figueroa, P. A.†, Ramírez-Hernández, J, Infante-Prieto, S. O., Villa-Angulo, R., & Hallack-Alegría, M. (mayo-junio, 2016). La influencia del efecto de borde en el pronóstico de precipitaciones utilizando DWT diádica, MODWT, ANN y ANFIS. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 93-113.

Se presentan los resultados que demuestran la influencia del efecto de borde al emplear modelos híbridos Wavelet Neuronal o Wavelet neurodifuso para pronosticar series de tiempo mensuales de lámina de precipitación con un mes de anticipación. Para la implementación de los modelo se utiliza la información de la estación climatológica ubicada en la presa Emilio López Zamora en la ciudad de Ensenada, al noroeste del Estado de Baja California, México. El estudio combina cuatro métodos: a) Transformada Wavelet Discreta con el algoritmo de Mallat (DWT); b) Transformada Wavelet Discreta de Máxima Superposición (MODWT); c) Feed Forward Back Propagation (FFBP), y, d) Adaptive-Network-based Fuzzy Inference System (ANFIS). Se utilizan dos enfoques de preprocesamiento utilizados en la actualidad en la literatura para pronosticar series climáticas de variables hidrológicas. En el primer enfoque se emplean cuatro métodos para realizar la convolución de la transformada y se discute su relación con el fenómeno del efecto de borde. Los resultados muestran que el modelo híbrido utilizado influye de manera significativa para mejorar el entrenamiento de la red con fines de predicción, sin embargo, para la etapa de pronóstico sucede lo contrario debido al efecto de borde. En el segundo enfoque se encuentra que la serie de tiempo se tiene que reconstruir con coeficientes wavelet de escalas, que corresponden a un periodo de cinco años, y los resultados muestran que existe una componente de ruido significativa en la señal. Por último, se encontró que ANFIS autónomo es el método más sencillo y recomendable de utilizar para este tipo de series de tiempo.

Palabras clave: pronóstico de precipitación, transformada wavelet discreta, Adaptive-Network-Based Fuzzy Inference System (ANFIS), algoritmo Mallat, efecto de borde.

Abstract

Rousseau-Figueroa, P. A.†, Ramírez-Hernández, J, Infante-Prieto, S. O., Villa-Angulo, R., & Hallack-Alegría, M. (May-June, 2016). *The Influence of Edge Effect on Precipitation Forecast Using DWT Diadic, MODWT, ANN y ANFIS*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 93-113.

The influence of the edge effect by using Neuro-fuzzy Wavelet hybrid models to forecast monthly time series of precipitation one month in advance is analyze in this study. In order to implement the models, data from climatologic station, located at Emilio Lopez Zamora dam in the city of Ensenada northwestern Baja California, Mexico, was used. In particular we explore four methods: a) Discrete Wavelet Transform using the Mallat algorithm (DWT); b) Maximal Overlap Discrete Wavelet Transform (MODWT); c) Feed Forward Back Propagation (FFBP), and, d) Adaptive-Network-based Fuzzy Inference System (ANFIS). Two preprocessing approaches currently used in the literature to predict climatic series of hydrological variables were applied. In the first approach, four methods for performing convolution transform are used and discussed their relationship with the phenomenon of edge effect. The results show that the hybrid model used has a significant influence to improve network training for prediction purposes, however the opposite happens at forecasting step due to edge effect. Meanwhile, in the second approach, we found that reconstruction of time series must be done using wavelet coefficients of five year scales period, but the results show that there is a significant noise component in the signal. Finally, it was found that the easier and recommended method to be used for this type of time series is self ANFIS.

Keywords: Precipitation forecast, discrete wavelet transform, adaptive-network-based fuzzy inference system (ANFIS), Mallat algorithm, edge effect.

Recibido: 06/06/2012

Aceptado: 12/01/2016

Introducción

La precipitación es un fenómeno caótico que fluctúa en tiempo y espacio, por lo que conocer el comportamiento de sus patrones es una tarea sumamente complicada, pero necesaria para los administradores de los recursos hídricos debido a que existe la necesidad de prevenir o planificar eventos normales o extremos como sequías o inundaciones. Las series de tiempo de registros hidroclimatológicos tienen la característica esencial de ser no estacionarias y oscilatorias, o no lineales. Sin embargo, algunas veces por necesidad y para dar solución a un problema específico, se tratan como estacionarios y con tendencias lineales. Los modelos usados de manera tradicional han sido descritos en la literatura, como regresión lineal múltiple (RLM) y autorregresivos integrados de media móvil (ARIMA) (Adamowski, 2008; Dastorani, Afkhami, Sharifidarani, & Dastorani, 2010; Nourani, Alami, & Aminfar, 2009; Remesan, Shamim, Han, & Mathew, 2009).

En las últimas décadas se han importado de otras especialidades nuevas tecnologías de análisis de señales y pronóstico, como las Artificial Neural Networks (ANN) y sus variantes. En estas redes no se involucran las variables físicas implicadas en los fenómenos, pero se pueden representar la no linealidad y no estacionalidad de los datos meteorológicos que desempeñan un papel significativo en el pronóstico (Adamowski, 2008). Las ANN matemáticamente son a menudo vistas como aproximadores universales (Govindaraju, 2000) y son caracterizadas por su arquitectura (que representa el patrón de conexión entre los nodos), por su método para determinar el enlace entre los pesos, y la función de activación (Govindaraju, 2000). Las ANN son muy hábiles para encontrar un patrón y predecirlo, además han sido utilizadas de manera extensa para la predicción de diversas variables en el área de recursos del agua: caudales, precipitación, sedimentos suspendidos, modelos lluvia-escorrentamiento, etcétera (Besaw, Rizzo, Bierman, & Hackett, 2010; Dastorani et al., 2010; Kişi, 2009; Partal, 2009).

Jang (1993) introduce Adaptive-Network-based Fuzzy Inference System (ANFIS). Este método es una adaptación de ANN con Fuzzy Interfase System (FIS) para el modelado de los aspectos del conocimiento humano y procesos de razonamiento sin utilizar análisis cualitativo preciso, con el propósito de que se puedan interpretar de manera sencilla con reglas difusas del tipo *if-then*. Un FIS emplea funciones de membresía (MF), por ejemplo $\mu_A(x)$, que corresponde al grado en el cual el valor de x tiene el atributo A (pequeño, largo, etc.). Los parámetros del FIS están determinados por los algoritmos de aprendizaje de la ANN. La parte premisa es la entrada del modelo y la consecuente es la salida del modelo. Existen tres tipos de ANFIS. En el tipo I, la salida global es el promedio ponderado de las salidas de cada regla inducida por la fuerza de disparo de la regla y la salida de la MF; en el tipo II, la salida difusa global se deriva por la aplicación de una operación "máx" a la salida difusa calificada; en el tipo III se usan reglas difusas *if-then* Takagui y Sugeno, la salida de cada regla es una combinación lineal de las variables de entrada más una constante y la salida final es el promedio ponderado de la salida de cada regla.

Recientemente, Besaw et al. (2010) predijeron el caudal de una cuenca no aforada. Wu, Chau y Fan (2010) usaron ANN para predecir series de tiempo de lluvia con datos mensuales y diarios. Dastorani et al. (2010) aplicaron varias técnicas de ANN y ANFIS para la predicción de la precipitación registrada por una estación en el centro de Irán con clima hiperárido. Silverman y Dracup (2000) también emplearon ANN para predecir los patrones de lluvia en California, EUA.

En México se han utilizado las ANN en problemas hidrológicos. Molina-Aguilar y Aparicio (2006) utilizaron las FFBP para simular el tránsito de avenidas. Por su parte, Cisneros-Iturbe y Pelczer (2007) utilizaron las ANN para pronosticar alturas de precipitación. González-Camacho, Cervantes-Osornio, Ojeda-Bustamente y López-Cruz (2008) predijeron la evapotranspiración de referencia de los registros históricos elaborados en el estado de Sinaloa.

Sin embargo, es importante tener en cuenta lo mencionado en ASCE (2000b): la precipitación sirve como motor para la mayoría de los procesos hidrológicos, además predecirla es una tarea complicada, porque presenta un grado amplio de variabilidad espacial y temporal. Partal y Kışi (2007), Kışi (2009), y Cisneros-Iturbe y Pelczer (2007) mencionan que la predicción exacta de la precipitación es muy difícil debido a la complejidad de los procesos físicos involucrados. Por un lado, Partal y Kışi (2007) indican que lo anterior ocurre en especial al comparar los datos de escorrentía; por su parte, Cisneros-Iturbe y Pelczer (2007) refieren que la correlación entre los valores de precipitación sucesivas puede ser menor en relación con el mismo análisis de los valores de escorrentía; por ello, el número de publicaciones para el pronóstico de precipitaciones es escaso.

La transformada wavelet (TW) fue introducida por Grossmann y Morlet (1984) como una herramienta de análisis tiempo-escala para señales no estacionarias, así como para estudiar las no linealidades y discontinuidades de datos irregulares. También puede usarse para analizar series de tiempo que contienen no estacionalidades en muchas frecuencias diferentes (Daubechies, 1990). La TW consiste en descomponer una serie de tiempo en el espacio tiempo-frecuencia y determinar sus modos dominantes de variabilidad, y cómo éstos se modifican en el tiempo (Torrence & Compo, 1998). En este proceso de transformación se

mantiene la ubicación de la señal en el tiempo y es posible reconstruirla (Graps, 1995; Percival & Walden, 2006). La TW compara una señal con versiones dilatadas y trasladadas de ciertas funciones wavelet llamadas wavelet base o madre (Graps 1995; Remesan *et al.*, 2009) que deben satisfacer ciertos requisitos matemáticos (Graps, 1995). Existe una variedad de estas funciones, entre ellas Haar, Morlet, Daubechies, Symlets, Meyer y Coiflets (ver figura 1).

La teoría wavelet se divide en dos tipos de transformaciones: TW continua (TWC) y TW discreta (TWD) (Addison, Murray, & Watson, 2001; Daubechies, 1992). La TWC es en esencia una herramienta de análisis exploratorio de datos que puede ayudar al ojo humano a distinguir características de su interés (Percival & Walden, 2006). Para explicar el efecto de borde, este trabajo utiliza la TWD.

De forma reciente han surgido nuevas técnicas de preprocesamiento para ayudar en el pronóstico de algunos eventos climáticos, como la precipitación y sus variables asociadas, atendiendo el conocimiento profundo de la no linealidad del sistema climático, por ejemplo Besaw *et al.* (2010), Remesan *et al.* (2009) y Wu *et al.* (2010). Esta nueva perspectiva es principalmente desarrollada con la TWD, en conjunto con una herramienta estadística; ambas son utilizadas como métodos de preprocesamiento de datos. Este preprocesado, acoplado a algún algoritmo de pronóstico, principalmente ANN o cualquiera de sus variantes, ha ganado terreno

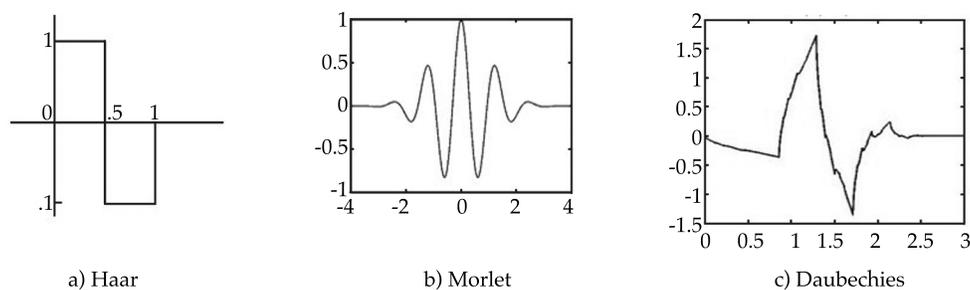


Figura 1. Diferentes tipos de funciones wavelet base o madre. a) Haar, b) Morlet, c) Daubechies.

en el pronóstico de series climáticas sobre otros métodos (Adamowski & Sun, 2010; Kişi, 2009; Partal, 2009; Remesan et al., 2009; Shiri & Kisi, 2010). El acoplamiento de ambos procesos se conoce como modelo wavelet-neuronal (WN).

Existen tres enfoques de preprocesamiento reportados en la literatura. El primero se basa en descomponer la señal con TWD, y utilizar las descomposiciones como insumos a las ANN o alguna de sus variaciones (Kişi, 2009; Nourani et al., 2009; Partal, 2009; Remesan et al., 2009). El segundo enfoque consiste en suavizar la señal y una vez encontrada una nueva señal se predice su comportamiento, siendo ejemplos los mencionados por Partal y Kişi (2007), Shiri y Kisi (2010), Partal (2009), Wu, Chau y Li (2009), y Tiwari y Chatterjee (2010). Este enfoque tiene el problema de pérdida de información en el proceso del suavizado. Remesan et al. (2009) concluyen que es más conveniente trabajar con los datos crudos debido a que se trabaja siempre con la señal original sin modificarla o suavizarla. El tercero es de descomposición-pronóstico-reconstrucción. Se descomponen las series en subseñales con la TWD. Cada una de ellas se predice utilizando alguna herramienta para este fin y, por último, a partir de las subseries pronosticadas, se reconstruye la serie original, utilizando la transformación inversa o ANN; esta última técnica la utilizan Kim y Valdés (2003). Los enfoques presentan el problema del fenómeno del efecto de borde producto de la transformada. El inconveniente es que precisamente estos datos del final de la serie son los que se utilizan para realizar el pronóstico. Pese a la importancia del fenómeno para la predicción, no se menciona en la literatura. Por ejemplo, Kim y Valdés (2003) dicen que utilizan un método de espejo, y Adamowski (2008) indica un método para el corte de datos y bordes. A fin de explicar este fenómeno es necesario citar el método de la convolución, procedimiento que utiliza la transformada para llevarse a cabo. En ella, los coeficientes wavelet utilizados para el filtrado son trasladados a lo largo de la señal. Al inicio se emplean valores que se sitúan adelante

de la serie, esto es, los futuros; al final, la señal se acaba, pero el proceso aún no ha terminado; para completarlo se requiere obtener una serie de valores; para solucionarlo se rellenan de forma arbitraria esos espacios vacíos mediante algún procedimiento sencillo.

En este trabajo se analizan los dos primeros enfoques de pronóstico y se desarrolla con los algoritmos de la MODWT y de Mallat, aplicando FFBP y ANFIS a datos de precipitación mensuales, a fin de realizar un pronóstico inmediato de la precipitación con un mes de anticipación en una región con clima seco templado del estado de Baja California, México. Se discute la influencia del efecto de borde en el pronóstico.

Metodología

Se ha escogido la información de la Estación Climatológica 016 Ensenada (latitud $31^{\circ} 53' 45''$ y longitud $116^{\circ} 35' 47''$), que se encuentra al noroeste del estado de Baja California Norte, en la vertiente del océano Pacífico, situada en la cortina de la presa Emilio López Zamora de la ciudad de Ensenada, que en lo sucesivo se nombrará como Ensenada (figura 2). De ella

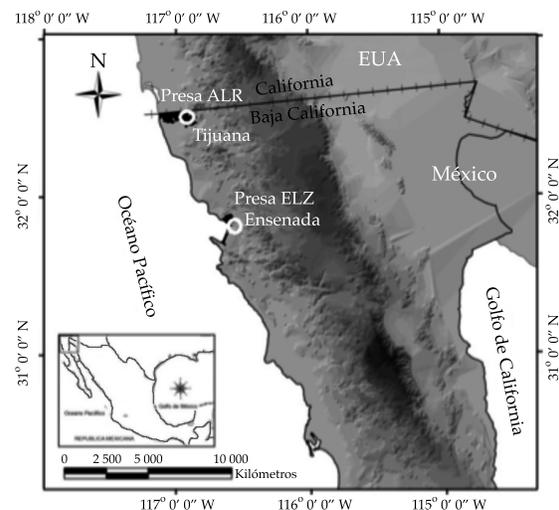


Figura 2. Localización de las estaciones Abelardo L. Rodríguez en Tijuana y Emilio López Zamora en Ensenada, Baja California Norte.

se escogieron los registros de precipitación recopilados por la Comisión Nacional del Agua (Conagua). La estación se encuentra en una región de clima seco templado, con un periodo de lluvias de octubre a marzo (INEGI, 1995). La serie de tiempo de precipitación se elaboró con los registros de mayo de 1948 a febrero de 2011, a intervalos de medición mensual, lo que corresponde a 754 valores de los cuales se utilizan 622 para entrenamiento, los siguientes 100 para validación y los restantes 32 para pronóstico.

FFBP

El FFBP, ampliamente utilizado en hidrología (Adamowski, 2008; Cisneros-Iturbe & Pelczer, 2007; González-Camacho., 2008; Kim & Valdés, 2003; Kişi, 2009; Nourani., 2009; Partal, 2009), es una entrada y dos capas. Proporciona un mapeo funcional no lineal entre el grupo de variables de entrada y salida. Está basado en una combinación lineal de variables de entrada, que son transformadas por una función de activación no lineal (Kim & Valdés, 2003).

La expresión explícita de un valor de salida de una FFBP es dada por:

$$\hat{y}_k = f_o \left[\sum_{j=1}^M W_{kj} \cdot f_h \left(\sum_{i=1}^M W_{ji} x_i \cdot w_{jo} \right) + w_{ko} \right] \quad (1)$$

donde w_{ji} = peso de conexión de la capa oculta de la i -ésima neurona de la entrada a la j -ésima neurona de la capa oculta; w_{jo} = sesgo de la j -ésima neurona oculta; f_h = función de activación de la capa oculta; w_{kj} = peso de conexión de la capa de salida de la j -ésima neurona de la capa oculta a la k -ésima neurona de la capa de salida; w_{ko} = sesgo para la k -ésima neurona de salida, y f_o = función de activación de la capa de salida. Los pesos son diferentes para cada conexión y sus valores pueden ser cambiados durante el proceso de entrenamiento (Kim & Valdés, 2003). En la figura 3 se presenta de modo esquemático una ANN FFBP alimentada hacia adelante con entrenamiento de retropropagación de los errores.

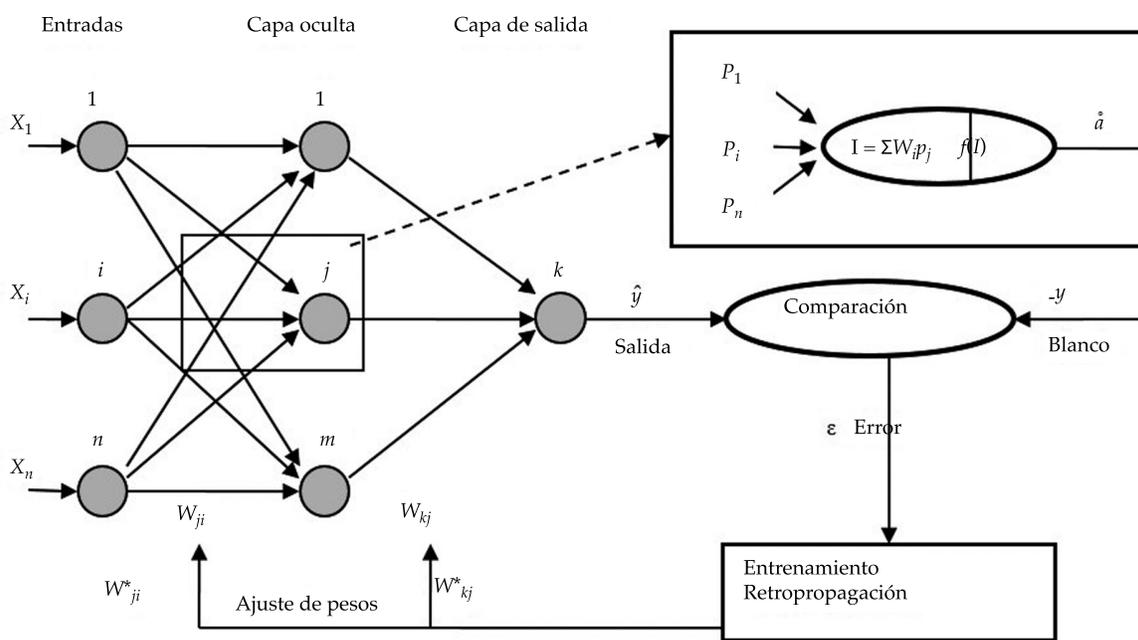


Figura 3. ANN FFBP alimentada hacia adelante con entrenamiento de retropropagación de los errores.

Se utilizó una entrada, una capa oculta y una de salida. Una sola capa oculta es suficiente para alcanzar un buen desempeño de la FFBP (Beale & Jackson, 1990; Cisneros-Iturbe & Pelczar, 2007), y es determinada por el número de neuronas y sus conexiones (Beale & Jackson, 1990). La cantidad de estas neuronas de la capa oculta fue definida por ensayo y comprobación, como se hace por lo general (Govindaraju, 2000; Kişi, 2009). Asimismo, se empleó el algoritmo de Levenberg-Marquardt como función de entrenamiento debido a que tal técnica es más poderosa y rápida en este tipo de funciones (Braham & Varas, 2003; Kişi, 2009). Además, ha sido utilizada por Partal y Kişi (2007), Remesan. (2009), Tiwari y Chatterjee (2010), y Wu. (2010), entre otros.

En el presente estudio, el número de neuronas de entrada es variable y depende del mes actual y los meses de antelación considerados para cada configuración; mientras que el número de neuronas de la salida es siempre uno, es decir, el mes posterior al mes actual. Las entradas y salidas se normalizan en el rango de 0.1 a 0.9 antes de introducirlo en la red.

ANFIS

Para explicar su funcionamiento se debe consultar la figura 4. Por simplicidad se asume un FIS con dos entradas x y y , y una salida f . Se supone que la regla base contiene dos reglas difusas *if-then* del tipo Takagi y Sugeno. Las funciones de los nodos en la misma capa son iguales:

$$\begin{aligned} \text{Regla 1: } & \text{if } x \text{ es } A_1 \text{ y } y \text{ es } B_1, \\ & \text{then } f_1 = p_1x + q_1y + r_1 \\ \text{Regla 2: } & \text{if } x \text{ es } A_2 \text{ y } y \text{ es } B_2, \\ & \text{then } f_2 = p_2x + q_2y + r_2 \end{aligned} \quad (2)$$

donde x y y son las entradas al nodo i ($i = 1, 2$), A_i y B_i son niveles lingüísticos caracterizados por una función de membresía apropiada; p_i , q_i y r_i son los coeficientes de la combinación lineal en el sistema de inferencia tipo Sugeno; también son llamados parámetros consecuentes.

Capa 1. Nodos de entrada, para cada nodo existe una función de membresía (ecuación (3)), que arroja un valor lingüístico:

$$0_i^1 = \mu_{A_i}(x) = 1 / \left(1 + \left((x - c_i) / a_i \right)^{2b_i} \right) \quad (3)$$

donde 0_i^1 es la MF de A_i y especifica el grado en que x satisface el cuantificador A_i , el superíndice uno significa la capa. Los parámetros a_i , b_i y c_i (parámetros premisa) son los parámetros de la función de la MF, que cambian su forma; por lo usual se utiliza una campana de Gauss con valores de 1 y 0 como máximo y mínimo, respectivamente.

Capa 2. Reglas de los nodos. Un operador *and/or* es aplicado para obtener una salida que es llamada (0_i^2) fuerza de disparo de una regla (ecuación 4):

$$0_i^2 = w_i = \mu_{A_i}(x) \mu_{B_i}(y), \quad i = 1, 2 \quad (4)$$

Capa 3. Promedio de los nodos. Se calcula la relación de fuerza de disparo de la i -ésima regla con respecto a la suma de las fuerzas de disparo de todas las reglas y las salidas de esta capa son llamadas fuerzas de disparo normalizadas (0_i^3):

$$0_i^3 = \bar{w}_i = w_i / (w_1 + w_2), \quad i = 1, 2 \quad (5)$$

Capa 4. Nodos consecuentes:

$$0_i^4 = \bar{w}_i f_i = \bar{w}_i (p_i x + q_i y + r_i), \quad i = 1, 2 \quad (6)$$

0_i^4 es la contribución de la i -ésima regla en relación con el total de salidas del modelo.

Capa 5. Nodo de salida. Es una capa de un solo nodo y se calcula la salida final como la suma de todas las señales entrantes 0_i^5 :

$$0_i^5 = \sum_i \bar{w}_i f_i = \sum_i w_i f_i / \sum_i w_i, \quad i = 1, 2 \quad (7)$$

ANFIS utiliza un algoritmo de aprendizaje híbrido. Cuando se encuentra en el recorrido hacia adelante, las señales siguen hasta la capa 4 y los parámetros consecuentes son estimados

por el método de los mínimos cuadrados. En el recorrido hacia atrás, las tasas de error se propagan en ese sentido y los parámetros premisa son actualizados por el método del gradiente descendente. Se puede encontrar más información en Jang (1993).

Transformada Wavelet

La TW es una descomposición tiempo frecuencia, que usa funciones wavelet localizadas en tiempo y frecuencia (Daubechies, 1990). La TWC de una función $s(t)$ es definida como:

$$T(a, b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} s(t) \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) dt \quad (8)$$

donde $\psi(t - b)/a$ es una función wavelet admisible y se utiliza para analizar la señal $s(t)$. Los coeficientes de transformación $T(a, b)$ son encontrados para una específica localización, $t = b$, y para un específico periodo wavelet, que es función de a , el parámetro de escala. El diagrama de $T(a, b)$, con sus respectivos parámetros a y b es conocido como escalograma. Como en la transformada de Fourier, la señal original puede ser reconstruida usando la inversa:

$$s(t) = \frac{1}{C_g} \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) T(a, b) \frac{da db}{a^2} \quad (9)$$

donde C_g es conocida como constante de admisibilidad.

Mallat (1999) propuso discretizar los valores de a y b , asignando 2 y 1, respectivamente. Con esta modificación construyó la base ortogonal wavelet. La diádica se escribe como sigue:

$$T_{m,n} = 2^{-m/2} \sum_{i=0}^{N-1} \psi(2^{-m}t - n) s_i \quad (10)$$

donde j y n son enteros que modifican la función wavelet; el primero es el parámetro de escala que controla la dilatación y el segundo la translación. $T_{m,n}$ es el coeficiente wavelet en

esa escala y posición. Si s_i es una serie de tiempo de longitud N potencia de 2, el subíndice $i = 0, 1, 2, \dots, N - 1$; s_i ocurre en un tiempo discreto i . La TWD inversa se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$x_i = \bar{T} + \sum_{m=1}^M \sum_{n=0}^{2^{j-m}-1} T_{m,n} 2^{m/2} \psi(2^{-m}i - n) \quad (11)$$

donde \bar{T} es la señal media en el caso de $N = 2^j$.

El concepto multirresolución consiste en aplicar sistemáticamente la TW. Para el caso práctico se utilizan filtros: la función de escalamiento $\phi(x)$ y la función wavelet $\psi(x)$ que son relacionadas, respectivamente, a los filtros pasa-bajas h y pasa-altas g , que en realidad los dos son pasa-bandas (Percival & Walden, 2006):

$$A_{m,t} = \sum_{l=0}^{L-1} h_l A_{m-1, 2t+1-l \text{ mod } N_{m-1}} \quad (12)$$

$$D_{m,t} = \sum_{l=0}^{L-1} g_l A_{m-1, 2t+1-l \text{ mod } N_{m-1}} \quad (13)$$

donde $t = 0, 1, \dots, N_j - 1$, $A_{m,t}$ es la aproximación de la señal en la escala m , posición diádica t , $D_{m,t}$ es el detalle para los mismos parámetros. L es la longitud del filtro y el índice $(m - 1, 2t + 1 - l \text{ mod } N_{m-1})$ significa el submuestreo y remuneración diádica, y la función mod es el módulo aritmético para realizar la convolución. El proceso de reconstrucción es la transformada inversa.

La MODWT no es una transformada ortonormal. El procedimiento para llevarla a cabo es similar al desarrollado por el algoritmo de Mallat. Se puede encontrar más información en Percival y Walden (2006). Las descomposiciones se realizan de la siguiente manera:

$$\tilde{A}_{m,t} = \sum_{l=0}^{L-1} \tilde{h}_l \tilde{A}_{m-1, t-2^{m-1}l \text{ mod } N} \quad (14)$$

$$\tilde{D}_{m,t} = \sum_{l=0}^{L-1} \tilde{g}_l \tilde{A}_{m-1, t-m^{j-1}l \text{ mod } N} \quad (15)$$

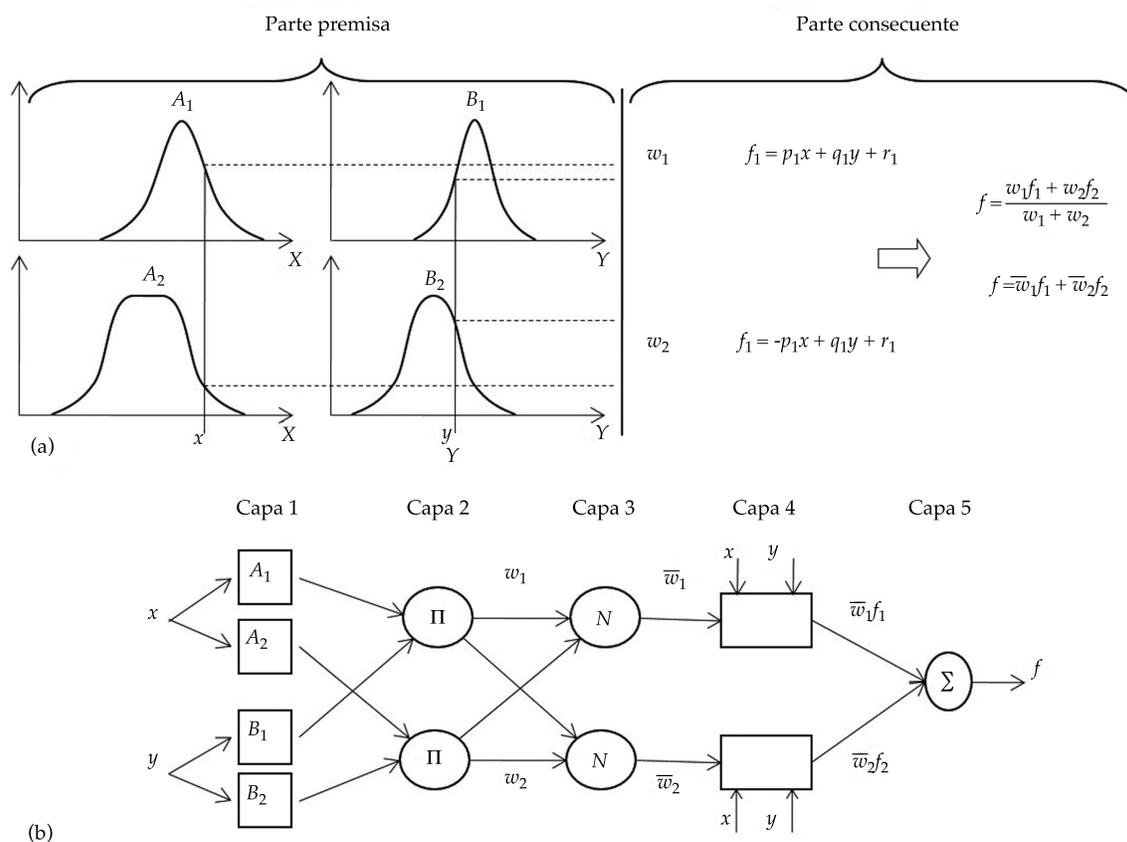


Figura 4. a) Modelo difuso de primer orden tipo Sugeno, con dos estradas y dos reglas; b) arquitectura equivalente de ANFIS.

donde $t = 0, 1, \dots, N - 1$. El símbolo \tilde{A} es la aproximación del algoritmo de la MODWT; \tilde{D} es el detalle; $\tilde{h}_t = h_t/\sqrt{2}$ y $\tilde{g}_t = g_t/\sqrt{2}$. La señal original puede ser recuperada usando la transformación inversa.

Convolución

La convolución es una operación matemática formal, tal como la multiplicación, suma e integración, y es utilizada en muchos campos de las matemáticas; además, se emplea en el procesamiento digital de señales debido a que relaciona la señal de entrada, la señal de salida, y la respuesta o impulso. La convolución discreta es el proceso de invertir una secuencia, desplazarla un paso a la derecha y sumar los productos superpuestos; también es llamada multiplicación en serie. Para explicar este

documento es importante regresar a las raíces de este proceso debido a que la DWT tiene implícita una operación de este tipo.

En la figura 5 se muestra de modo esquemático el desarrollo de la convolución para la obtención de las aproximaciones con el algoritmo de DWT Mallat; esto es, se utiliza el filtro g con cuatro coeficientes de escalamiento c_k . La secuencia de los cuatro dígitos $1/\sqrt{2}c_k$ filtra la señal $S_{0,n}$ en escala $m = 0$ en submuestras en cada salto; se encuentra una componente de aproximación en la siguiente escala $m + 1$ y se desliza el filtro pasa bajas utilizando dos saltos en la posición de la aproximación para encontrar la aproximación $A_{1,n}$ en escala $m = 1$. El submuestreo remueve todos los segundos valores; el esquema muestra los valores retenidos en la escala $m = 1$. Para los fines de este trabajo es importante observar que en cualquier posición

t se utilizan tres valores siguientes en cada salto para encontrar un valor en la siguiente escala $m + 1$; es decir, en el proceso de convolución, los coeficientes de escalamiento y wavelet utilizados para el filtrado son trasladados a lo largo de la señal; en cualquier posición t se emplean los valores que se sitúan adelante de la serie o sea los futuros de esa posición. En la figura 5, la señal de ocho elementos ($S_{0,0}, S_{0,1}, \dots, S_{0,7}$) en el nivel $m = 0$ es filtrada por cuatro coeficientes de escalamiento (c_0, c_1, c_2, c_3). Al final, para terminar este proceso, es decir, para encontrar el elemento $A_{1,3}$, la señal se acaba, pero el proceso aún no ha terminado; entonces, para completarlo, se requiere obtener una serie de valores, es decir, se rellena la serie. En nuestro ejemplo, los coeficientes de escalamiento se multiplican por $S_{0,6}, S_{0,7}, l_{0,1}, l_{0,2}$; los últimos dos elementos $l_{0,x}$ que aparecen se colocan de manera arbitraria; en otras palabras, se infieren de acuerdo con el criterio del investigador. Para ello existen varios procedimientos clásicos. El primero consiste en realizar un espejo de los últimos valores, como lo utilizan Kim y Valdés (2003), y Adamowski (2008). El segundo se basa en repetir el inicio de la serie. El tercero es asignar ceros. El cuarto se coloca en la media de la señal. En fin, se pueden poner los valores que se deseen. Esto tiene una implicación en el pronóstico debido a que se convierte en una predicción implícita sobre la que se desea realizar, pero en este caso se colocan valores arbitrarios y en el otro se emplea un método robusto de predicción como la FFBP o ANFIS. En relación con otros algoritmos para realizar la transformada, el "a trous" presenta mayor penetración en la señal, específicamente es el número de coeficientes por 2 - 2 por cada nivel; en el MODWT, en cada nivel se introduce el número de coeficientes menos uno; y el de Mallat, conforme se baja de nivel avanza el número de coeficientes de escalamiento menos dos; pero producto de las decimaciones, la señal se va reduciendo en mitades cada vez. Este último algoritmo con el wavelet de Haar no presenta efecto de borde debido a que sólo tiene dos coeficientes de escalamiento y wavelet (Cornish, Bretherton & Percival, 2006). En el

proceso inverso de reconstrucción del algoritmo de Mallat, el filtrado es simplemente invertido, por lo cual los componentes de la escala más grande son regresados a través de los filtros. Para el caso de la MODWT, el método es similar al de Mallat, la diferencia es simplemente que se omite el submuestreo en el proceso de filtrado.

Modelo wavelet-neuronal/wavelet neurodifuso

Primer enfoque

Una vez obtenida la serie de tiempo de la precipitación mensual de la estación en estudio, se divide en tres grupos de valores: entrenamiento, validación y pronóstico. El primero se utiliza para entrenar el algoritmo de pronóstico; el segundo se emplea para validar o verificar en el proceso de entrenamiento de un grupo de datos para los cuales la red no se está calibrando, y el tercero son los valores que se utilizan para verificar el pronóstico. A continuación se descomponen las series hasta el nivel m del 1 al 7 mediante el clásico algoritmo de Mallat o MODWT con las funciones wavelet de Haar, Daubechies de orden cuatro (Db4); estas descomposiciones se utilizan como insumos al FFBP o ANFIS, según sea el caso; en específico, se introducen los valores de antelación de la señal, la última aproximación de ésta y los detalles. Para demostrar la influencia del efecto de borde se utilizaron cinco técnicas. La primera consistió en descomponer toda la serie, con el propósito de que este fenómeno no influyera en el resultado y se denomina sin efecto de borde (SEB); pese a ello, esto no es una predicción debido a que se está incluyendo la información del periodo de predicción y siempre es necesario tener sumo cuidado en no incluir información futura (Kim & Valdés, 2003). La repetición de los datos del inicio de la serie fue la segunda y se basa en colocar después del último valor de la serie, el primero, segundo y así de manera sucesiva, hasta completar el número de datos requeridos por el proceso. En tercer lugar se utilizó un espejo de los valores, esto es, poner después del último valor de la serie el último,

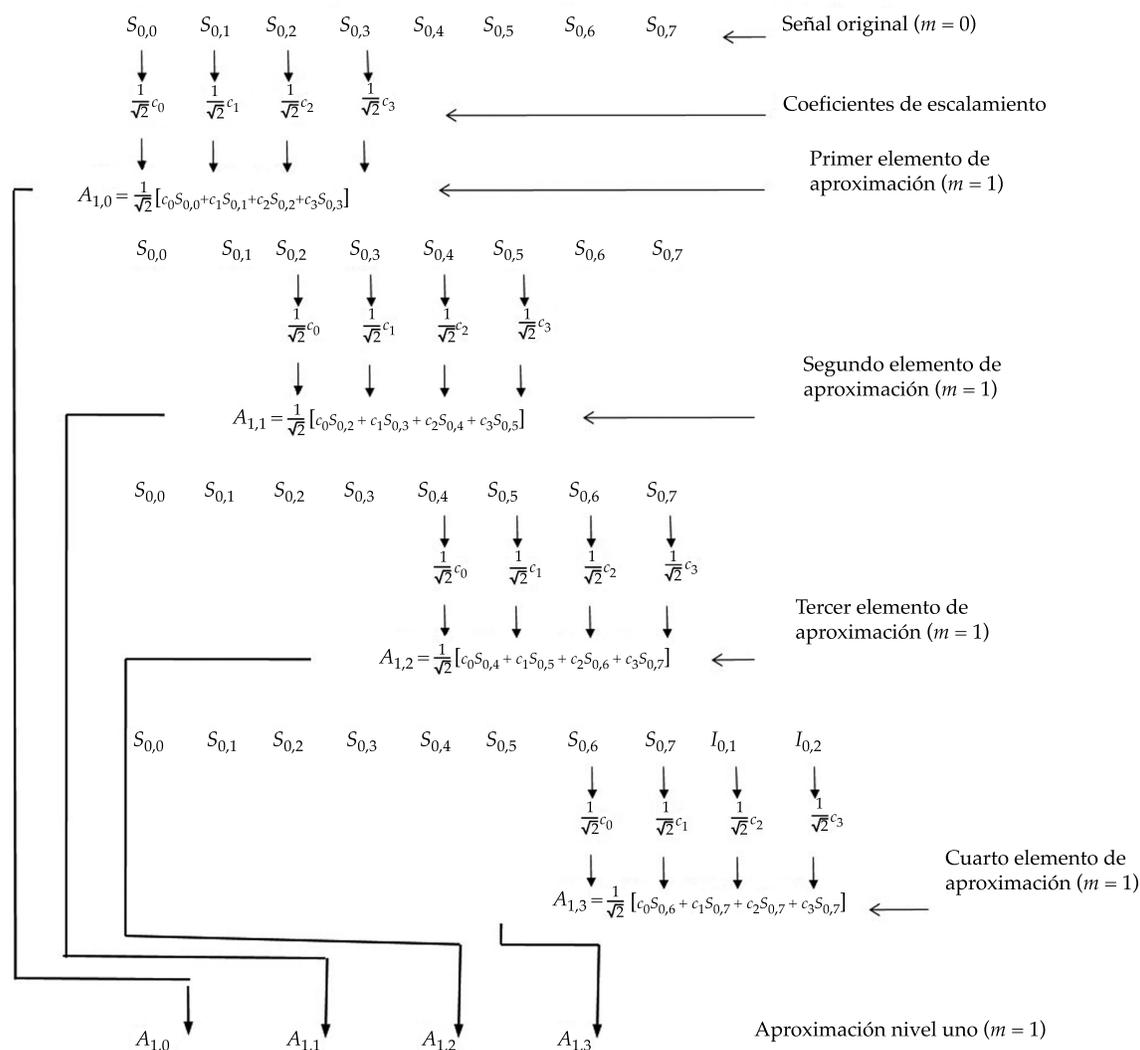


Figura 5. Proceso de convolución en el filtrado de descomposición de la aproximación con el algoritmo de Mallat.

penúltimo, antepenúltimo, y si sucesivamente, hasta lograr la transformada. En la cuarta se colocan los valores de la media en esos valores. Por último, la quinta técnica consistió en ubicar al final de la serie los valores 422, 423, 424, etcétera, debido a que ese grupo de valores tiene el coeficiente de correlación más alta (0.823) con el grupo de datos de pronóstico. Un esquema de tal enfoque se encuentra en la figura 6.

El proceso de pronóstico consiste en descomponer la serie original hasta el valor t . Se aplica el algoritmo de pronóstico y se obtiene el valor siguiente $t + 1$ pronosticado; la segunda

vez se descompone hasta el valor $t + 1$ de la serie original y se obtiene el siguiente valor $t + 2$ pronosticado, y así de forma sucesiva hasta llegar al final de la serie original. Es importante recalcar que el pronóstico es a plazo inmediato, o sea, se encuentra el valor siguiente. De acuerdo con la literatura revisada, la precipitación es complicada de predecir con estas técnicas a corto, mediano o largo plazos.

Para encontrar las configuraciones óptimas se realizó un mapeo multifuncional. Para el caso del FFBP, se llevaron a cabo pruebas con diferentes configuraciones (1, 0.5, 1.0, 1.5 n)

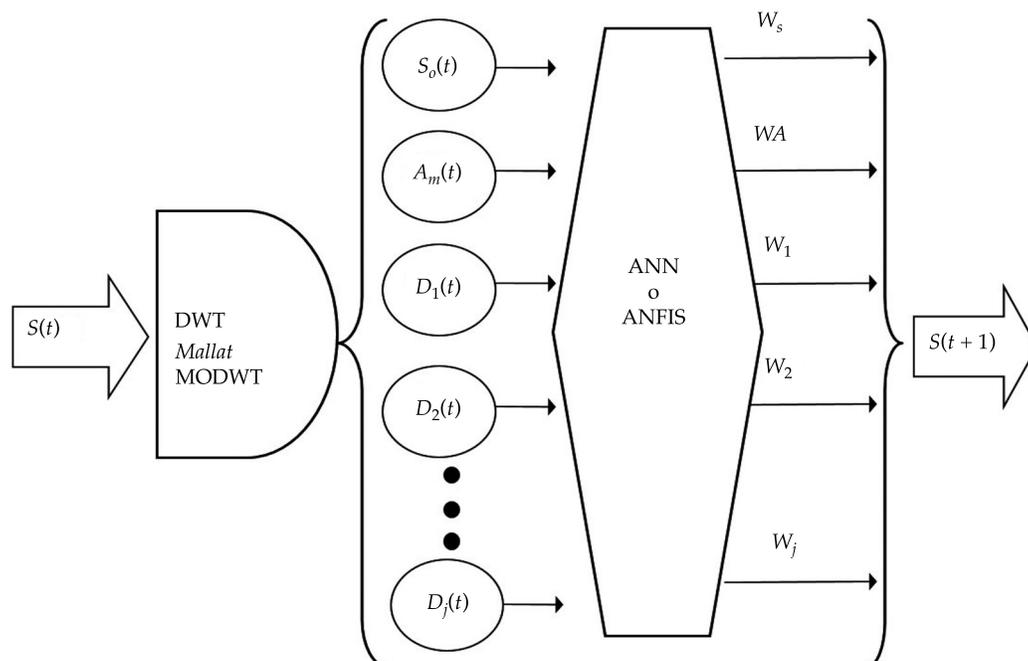


Figura 6. Esquema del primer enfoque. Se descompone la señal $S(t)$ mediante la DWT, los componentes de detalle $S_{D_1}(t)$, $S_{D_2}(t), \dots, S_{D_j}(t)$; la última aproximación $S_{A_j}(t)$; y la señal original $S(t)$, con diferentes valores de antelación, son utilizados como entradas a la ANN o ANFIS, y mediante los pesos W se encuentra el siguiente valor de la serie $S(t+1)$ pronosticado.

(Kim & Valdés, 2003) para definir el número de neuronas de la capa oculta, donde n es igual al número de neuronas de la entrada. Además, se utilizó el algoritmo de terminación temprana (Cisneros-Iturbe & Pelczer, 2007; Govindaraju, 2000) para hacer un pronóstico óptimo. El máximo número de épocas fue 250. Los valores de entrada a la red fueron normalizados de 0.1 a 0.9 para ser usados por la red y se repitió el entrenamiento de la red hasta que arrojara un resultado consistente debido a que los pesos se inicializan de modo aleatorio. Para el caso del ANFIS, se varió el número de funciones de membresía de 2 a 6, que consistieron en una campana de Gauss; además, se varió el número de meses de antelación de 1 a 6, siendo uno el mes actual; se utilizó un vector de validación y se modificó el número de épocas de 1 a 25. Es común utilizar como medida de desempeño de un algoritmo de pronóstico la Root Mean Square Error (RMSE), en este trabajo se emplea

y su valor objetivo varió de 1×10^{-1} a 1×10^{-9} , con intervalos de la unidad en escala logarítmica; además, se utilizó el coeficiente de determinación R^2 para ambos casos.

Segundo enfoque

Este método consiste en modificar la señal, con el propósito de ayudar al algoritmo de predicción a modelar una serie más suave; para ello se eliminan las altas frecuencias. Para lograrlo se descompone la señal normalmente en etapa de reconstrucción. Se eliminan de forma sistemática los detalles del nivel uno hasta el m elegido, lo que obtiene una nueva señal más suave. Al eliminar esos detalles se pierde una parte de la señal; se quita una fracción del efecto de borde y produce uno nuevo; además, esa fracción que se excluyó produce un ruido que tiene la forma del wavelet madre; este fenómeno es más significativo en relación con el número de

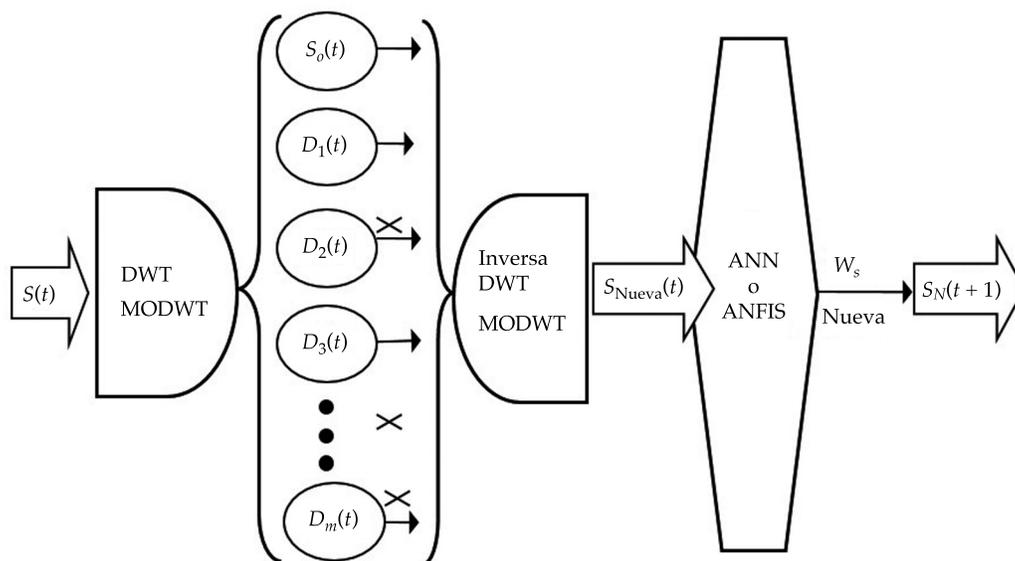


Figura 7. Esquema del segundo enfoque. Se descompone la señal $S(t)$ mediante la DWT; después se eliminan de forma sistemática los coeficientes de detalle; se reconstruye la señal mediante la DWT inversa, de esta manera se encuentra una señal nueva más suave $S_{Nueva}(t)$, que se utiliza como entrada con diferentes valores de antelación a los algoritmos de ANN o ANFIS, y mediante los pesos WS_{Nuevos} se encuentra el siguiente valor de la serie nueva $S_N(t+1)$ pronosticado.

detalles que se eliminen y su magnitud. Una vez que se obtiene la nueva señal, los algoritmos de predicción trabajan como si fueran autónomos. Para este caso, se utilizan los mismos criterios que el enfoque anterior, con las mismas configuraciones; de igual manera, se trabaja para la TWD, pero en esta ocasión se utiliza sólo el algoritmo de Mallat con la función wavelet Db4. Los criterios de desempeño se obtienen de acuerdo con la señal original, que es el objeto de nuestra predicción. Con el propósito es identificar cuáles coeficientes wavelet de descomposición presentan mayor similitud con la señal original, se calculó el coeficiente de correlación para las componentes de los niveles del 1 al 9. La figura 7 muestra un esquema de este enfoque.

Resultados y discusión

En el cuadro 1 se presentan los valores estadísticos de las series de tiempo de la estación Ensenada. La primera columna muestra la estación con cuatro valores: número de datos

de entrenamiento, validación, pronóstico y el total de ellos. De la 2 a la 11 se exhiben para cada grupo de datos la media, valor máximo, mínimo, desviación estándar, sesgo, coeficiente de autocorrelación 1, 2, 3, 12 y 24 meses, respectivamente, y por último el exponente de Hurst.

En el cuadro 1, la media del total de los datos es de 21.71 mm; sin embargo, la media para los grupos de datos de entrenamiento, validación y pronóstico son 21.47, 18.64 y 27.09, respectivamente. Esto significa que en el proceso de entrenamiento de la FFBP o ANFIS se utilizará un grupo de valores que tienen una media (21.47) mayor que los datos de validación (18.64); a pesar de ello, en la etapa de predicción, el grupo de valores de pronóstico tiene una media de 27.71 mayor que los datos de entrenamiento. Por otra parte, el valor máximo de precipitación se encuentra en el grupo de datos de entrenamiento con 237.6 mm, el valor intermedio para los datos de validación con 171.3 mm y el más pequeño en los de pronóstico con 145.5 mm. Todas las distribuciones están sesgadas hacia

Cuadro 1. Datos de precipitación de las estaciones Ensenada y Tijuana.

Estación	N	X_{media} (mm)	$X_{máx}$ (mm)	S_x (mm)	c_{sx}	r_1	r_3	r_{12}	r_{24}	H
Ensenada										
Entrenamiento	622	21.47	237.6	35.20	2.52	0.398	-0.017	0.271	0.351	0.617
Validación	100	18.64	171.3	32.03	2.41	0.301	0.080	0.061	0.131	0.522
Pronóstico	32	27.09	145.5	39.15	1.63	0.265	-0.164	0.187	0.192	0.532
Total de datos	754	21.71	237.6	35.37	2.47	0.393	-0.024	0.272	0.276	0.593

la derecha, aunque las más sesgadas son las de entrenamiento. La autocorrelación uno es la más significativa en relación con las más cercanas al final de la serie, y las autocorrelaciones 12 y 14 indican una cierta periodicidad anual; es decir, existe similitud con los valores anuales. Estos resultados preliminares muestran que los algoritmos de pronóstico trabajarán los tres grupos de valores, que son heterogéneos desde el punto de vista de la estadística y el exponente de Hurst, que es el único indicador no lineal o caótica indica que la serie de tiempo Browniana o al azar; es decir, no se puede predecir debido a que su valor es cercano a 0.5 en todos los casos.

En el cuadro 2 se presentan los resultados del modelo del primer enfoque. La primera columna es el modelo de predicción con el método de rellenado en el borde. La segunda es la función wavelet. La tercera se refiere al nivel de descomposición de la transformada wavelet. La cuarta es el resultado en términos del RMSE del mejor entrenamiento. La quinta es la arquitectura del modelo de predicción. La sexta es el error objetivo. La séptima son las épocas o iteraciones empleadas. De la octava a la última se muestran los indicadores de desempeño RMSE y R^2 para los tres grupos de valores entrenamiento, validación y pronóstico. Se presentan los mejores resultados de los mapeos realizados con todas las configuraciones y los más simples debido a que existen resultados similares con otros arreglos.

En la primer columna se muestran los siguientes algoritmos FFBP; a continuación, ANFIS, ambos autónomos; después, la media aritmética. Además, se muestran tres grupos

de valores Mallat-FFBP, que significa la descomposición mediante la TW con el algoritmo de Mallat y la predicción con FFBP. El siguiente grupo, Mallat-ANFIS, es similar al anterior, pero el algoritmo de predicción con ANFIS y estos dos grupos anteriores utilizan cuatro técnicas de rellenado SEB. En este caso, se rellena la serie con los valores futuros, es decir, el efecto de borde no influye. Repetir, espejo, media son como se explicó en la convolución. Los últimos dos grupos difieren de los anteriores en la manera de realizar la transformada, pues estos últimos se descomponen empleando la MODWT. Para demostrar la influencia del efecto de borde se añade una técnica denominada 422 debido a que desde este valor el grupo de pronóstico tiene un mayor coeficiente de correlación.

La función wavelet Db4 para los casos de la configuración SEB es la mejor opción porque que la penetración del efecto de borde guarda la información y le ayuda al algoritmo de pronóstico a conocer la evolución futura. La función wavelet de Haar no presenta efecto de borde, pues con la descomposición de Mallat y al tener dos coeficientes de escalamiento y wavelet no requiere de rellenado. Es la mejor opción para la configuración Mallat-FFBP con las opciones repetir, espejo y media; de hecho, si se compara con el ANFIS autónomo hay resultados similares para los grupos de valores de entrenamiento y pronóstico. La validación entrega resultados erráticos. Para la mayoría de los casos, las descomposiciones wavelet son para niveles 1 y 2, excepto para la configuración MODWT-FFBP, que son en los niveles del 3 al 5.

En todos los casos existe un mejor entrenamiento en términos del RMSE, pero éste muestra resultados en el pronóstico más pobres que los presentados en la columna ocho, por esta razón se ajustó el error objetivo, para que la red no quedara apretada y perdiera generalización en el proceso de pronóstico. Por otra parte, al utilizar en la FFBP la función de entrenamiento de Levenberg-Marquardt, se redujo de modo significativo el número de épocas. Para el caso de ANFIS, la cantidad de épocas fue de diez para todos los casos.

En ese mismo cuadro 2 nos referiremos ahora a los métodos híbridos, en específico a las configuraciones repetir, espejo y media; en todos los casos, los resultados de pronóstico en términos de RMSE son superiores a 30 mm, pero en la etapa de entrenamiento algoritmo de Mallat, entrega resultados inferiores que los de MODWT. Esto se debe a que este último algoritmo tiene mayor penetración del efecto de borde, entonces existe mayor información futura almacenada en los coeficientes que se introdujo en el momento de realizar la convo-

Cuadro 2. Resultados del modelo WN del primer enfoque.

Método de relleno en el borde	Función Wavelet	m	Mejor Entrenamiento RMSE (mm)	Arquitectura	Error objetivo 1×10^5	Épocas	Entrenamiento		Validación		Pronóstico	
							RMSE (mm)	R ²	RMSE (mm)	R ²	RMSE (mm)	R ²
FFBP			29.73	5-2-1	-4	45	30.12	0.30	28.12	0.24	33.37	0.26
ANFIS			24.29	2-7-2-1	-4	8	30.35	0.28	33.92	0.39	19.33	0.40
Media aritmética							35.66	0.00	32.02	0.00	38.91	0.00
Mallat-FFBP												
SEB	Db4	2	5.47	24-4-1	-4	31	5.52	0.98	65.42	0.08	6.39	0.97
Repetir	Haar	1	14.87	9-8-1	-4	26	24.85	0.57	61.96	0.08	31.13	0.43
Espejo	Haar	1	12.60	18-9-1	-4	56	23.67	0.57	64.32	0.12	31.37	0.35
Media	Haar	1	12.60	18-9-1	-4	44	23.67	0.57	64.32	0.12	31.34	0.35
Mallat-ANFIS												
SEB	Db4	1	12.64	3-2-3-3-1	-2	10	17.91	0.75	63.66	0.11	24.04	0.64
Repetir	Haar	1	23.58	3-2-3-4-1	-2	10	26.19	0.46	57.27	0.07	35.76	0.16
Espejo	Db4	1	19.70	3-4-2-2-1	-2	10	22.44	0.60	63.42	0.10	34.21	0.24
Media	Haar	1	19.70	3-5-2-2-1	-1	10	22.43	0.60	63.98	0.07	35.54	0.18
MODWT-FFBP												
SEB	Db4	3	0.01	25-12-1	-4	42	1.18	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
Repetir	Db4	5	0.01	7-4-1	-4	53	15.21	0.82	15.76	0.76	39.30	0.08
Espejo	Db4	5	0.01	28-2-1	-4	39	1.11	1.00	00.12	1.00	40.93	0.08
Media	Db4	4	0.01	6-17-1	-4	47	10.67	0.91	10.05	0.90	34.47	0.26
422	Db4	4	0.01	6-15-1	-4	62	10.36	0.92	9.52	0.91	23.68	0.67
MODWT-ANFIS												
SEB	Db4	1	0.00	3-2-2-2-1	-1	10	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
Repetir	Db4	1	0.01	3-5-5-4-1	-1	10	0.02	1.00	0.04	1.00	45.24	0.01
Espejo	Haar	1	0.00	3-4-5-5-1	-1	10	0.02	1.00	2.20	1.00	40.72	0.13
Media	Db4	1	0.00	3-3-3-3-1	-1	10	0.02	1.00	0.33	1.00	38.87	0.05
422	Db4	1	0.01	3-3-5-5-1	-1	10	0.02	1.00	0.03	1.00	23.68	0.68

lución. En la configuración MODWT-FFBP con el rellenado de espejo entrenamiento perfecto en términos de la pareja (RMSE, R^2) (1.11, 1.0), validación (0.12, 1.0), pero en pronóstico (40.93, 0.08), este grupo de datos tiene un coeficiente de correlación de 0.19; sin embargo, se utiliza otro grupo de datos, por ejemplo, el 422 en el rellenado con un coeficiente de correlación mayor (0.823); la pareja de indicadores de desempeño se incrementa a (23.68, 0.67). Ahora, si utilizamos en el rellenado un grupo de valores con coeficiente de correlación igual a 1.00, es decir, la configuración SEB, la pareja de indicadores de desempeño es de 0.00, 1.00. Dicho de otra forma, se puede usar un rellenado de espejo con una serie más periódica de tal forma que el coeficiente de correlación se incremente y automáticamente el indicador de desempeño también suba; es decir, los métodos híbridos y el pronóstico mostrados están íntimamente relacionados con el coeficiente de correlación que existe entre los valores de relleno y los de

pronóstico debido a que esta información está guardada en los coeficientes del proceso de convolución. De todos los métodos de pronóstico válidos, esto es, que no introducen información futura, los resultados son coherentes con el indicador caótico de Hurst; es decir, la serie de tiempo no se puede predecir, es al azar; por lo tanto, los indicadores de desempeño exponen resultados bajos, como era de esperarse.

En la figura 8 se presentan los resultados del primer enfoque para dos casos empleando FFBP. El primero es con el rellenado (SEB) y el pronóstico es prácticamente perfecto (6.39, 0.97), evidente; el coeficiente de correlación es 1.00, y para el segundo caso se utiliza MODWT, con el rellenado espejo; en este caso, se emula el comportamiento, pero con cierto desfase (40.93, 0.08). Esto se debe a que los datos de relleno están desfasados, es decir, el coeficiente de correlación es 0.18. En la figura 9, todos los casos son con ANFIS, el primero es cuando es autónomo y el segundo cuando se utiliza

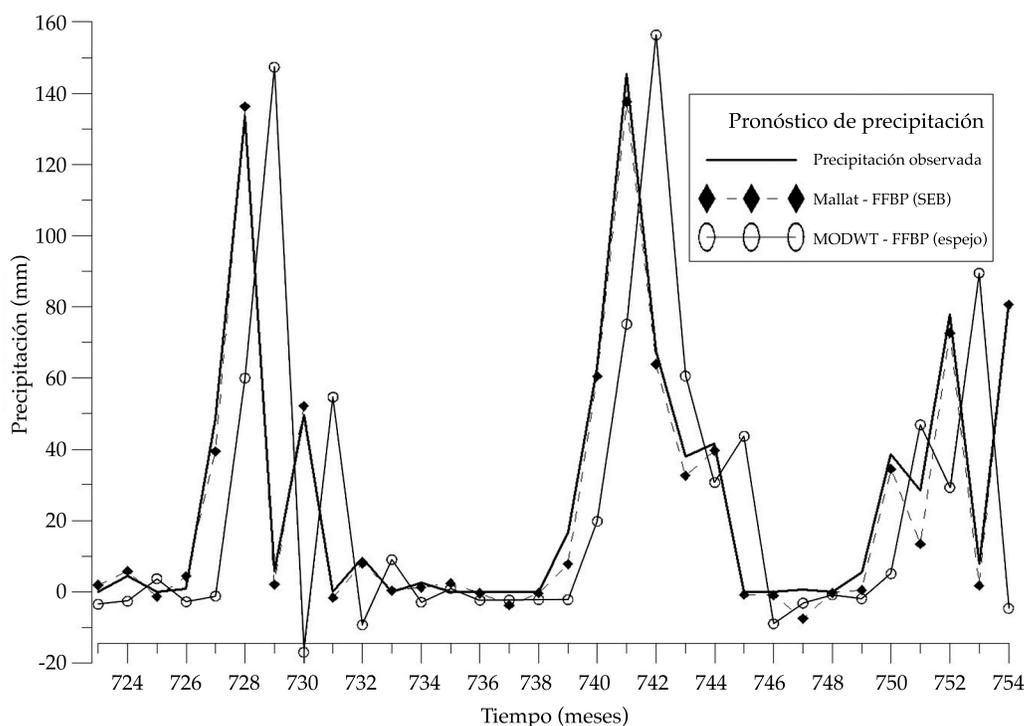


Figura 8. Resultados en la etapa de pronóstico los modelos Mallat-FFBP (SEB) y MODWT-FFBP (espejo).

MODWT con el relleno (422) y el pronóstico presenta una pareja de valores (23.68, 0.67); esto es, se incrementa de forma significativa el índice de desempeño. Lo que sucede es que se elimina el desfase debido a que el grupo de valores de relleno están más correlacionados (0.826) con los de pronóstico.

En relación con el segundo enfoque, el cuadro 3 muestra los resultados del cálculo de los coeficientes de correlación. En cuanto a las aproximaciones, se observa que tienen una correlación más elevada. La mayor se encuentra en el nivel uno (0.826) y van decreciendo conforme se incrementa el índice del nivel; esto indica que si el algoritmo de pronóstico puede modelar en los primeros niveles perderá menos información en el suavizado, pero la componente eliminada en altas frecuencias será mínima. Lo ideal sería que la correlación mayor existiera en un nivel más bajo (índice de nivel mayor), para que la nueva señal pudiera contener menores componentes de altas frecuencias. Por ejemplo, en el

caso de niveles mensuales de lagos en Turquía, Kişi (2009) calculó el coeficiente de correlación de la componente de aproximación del nivel cinco igual a (0.890); la correlación de los detalles descende del nivel cinco al nivel uno de 0.190 a -0.006. Por su parte, Partal (2009) trabajó con series de tiempo diarias de temperatura, radiación solar, velocidad del viento, humedad relativa y evapotranspiración en San Diego, California, EUA, y encontró un coeficiente de correlación significativo en los detalles del nivel ocho para todas esas variables. Para estos dos casos, la señal se puede reconstruir, eliminando casi por completo la componente de altas frecuencias. En la serie de la estación Ensenada será lo contrario debido a que es una serie caótica.

En el cuadro 4 se presentan los resultados del modelo WN del segundo enfoque. Sólo se utiliza el algoritmo de Mallat debido a las decimaciones. El mejor resultado se logró empleando en la reconstrucción los coeficientes de aproximación y detalle del nivel seis con

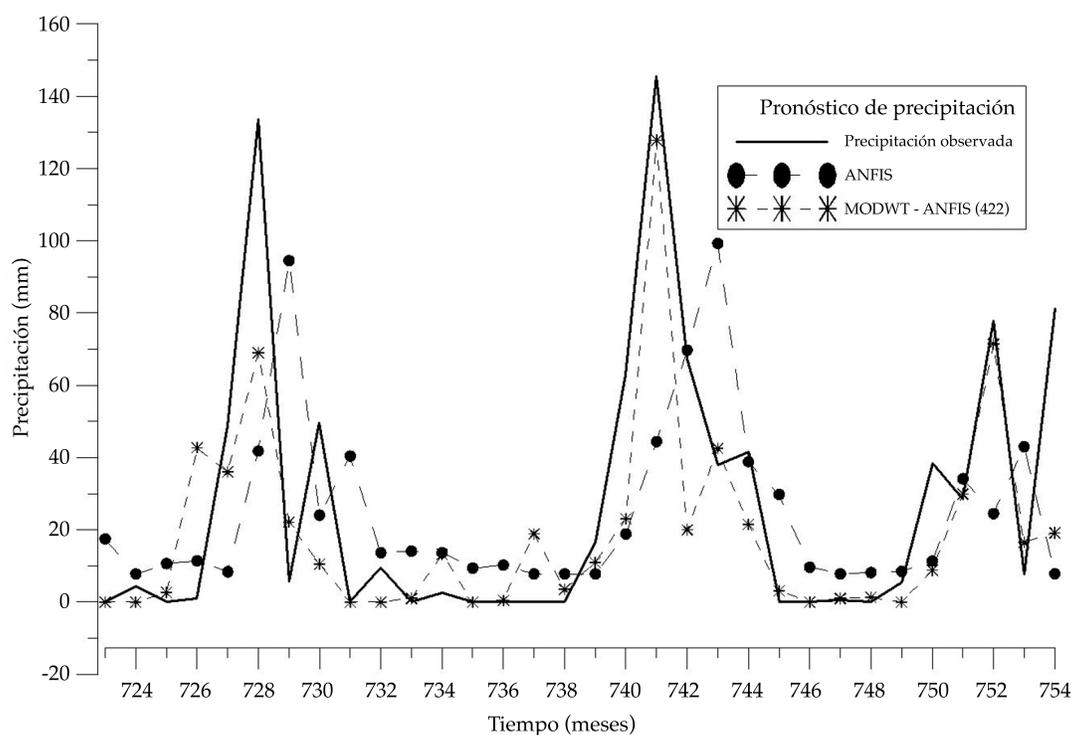


Figura 9. Resultados en la etapa de pronóstico de los modelos ANFIS autónomo y MODWT-ANFIS (422).

Cuadro 3. Coeficiente de correlación de la señal con las descomposiciones del nivel 1 a 9.

Nivel (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Algoritmo de Mallat Db4									
Aproximaciones	0.826	0.631	0.430	0.379	0.322	0.305	0.285	0.296	0.230
Detalles	-0.021	0.010	-0.217	-0.058	0.036	0.023	-0.058	-0.192	-0.230

Cuadro 4. Resultados del modelo WN del segundo enfoque.

Método de pronóstico	Función wavelet	m	Mejor entrenamiento RMSE (mm)	Arquitectura	Error objetivo 1×10^r	Épocas	Entrenamiento		Validación		Pronóstico	
							RMSE (mm)	R ²	RMSE (mm)	R ²	RMSE (mm)	R ²
Suavizado												
FFBP	Db4	6	24.22	10-1-1	-2	13	35.66	0.02	49.58	0.00	39.32	0.18
ANFIS	Db4	6	22.71	2-4-5-1	-3	14	35.00	0.04	50.72	0.02	34.58	0.42

coeficientes de correlación de 0.305 y 0.023, respectivamente, en relación con la señal original. En otras palabras, la señal es constituida en general de altas frecuencias; por esa razón se requiere descomponerla a un nivel que corresponde a un periodo de 5.3 años y no en el nivel uno, como lo indica el coeficiente de correlación (0.826), donde la señal original y la nueva señal son más parecidas. En la figura 10 se muestran los resultados del segundo enfoque con Mallat-ANFIS. En esa figura, los valores calculados son la línea más oscura que se observa alrededor de la media, pero en realidad es una serie de puntos que la hacen ver oscura, es decir, es la nueva señal. En esa línea, en el intervalo de pronóstico, se observa la distorsión producto del fenómeno del efecto de borde.

Existen dos aspectos que se deben resaltar. Primero, la influencia que tiene la TW al utilizar Db4, la cual se refiere a que la nueva señal se debe a que adopta la forma de la función madre de Daubechies (comparar figuras 1a con 10), por la propiedad fractal del wavelet; es decir, es como un transgénico digital de la señal. Segundo, se genera un nuevo efecto de borde debido a que los coeficientes fueron mutilados y en el proceso de la reconstrucción esa fracción de la señal se pierde. En la figura 10 se muestran

los resultados de entrenamiento, validación y pronóstico utilizando el segundo enfoque con Mallat-ANFIS. En el intervalo de pronóstico se observa la distorsión producto del fenómeno del efecto de borde.

Por otra parte, se observa en el resultado de pronóstico del cuadro 4 que utilizar FFBP para predecir la serie de tiempo en esta región es prácticamente similar a emplear la media aritmética de la señal como se esquematiza en la figura 10; además, ANFIS autónomo supera el desempeño del algoritmo Mallat-ANFIS, en términos de RMSE.

En la figura 11 se muestran los valores calculados con ANFIS autónomo y serie medida. Se observa que los valores extremos en el periodo de lluvia máxima son subestimados y en sequía se sobreestiman, aunque en ocasiones se obtienen valores negativos.

Conclusiones

En relación con los métodos autónomos estudiados, ANFIS reproduce el comportamiento de la serie de precipitación mejor que el de FFBP; esta última no logra identificar el patrón de variación de la serie de precipitación; además, ANFIS es un método más sencillo que los

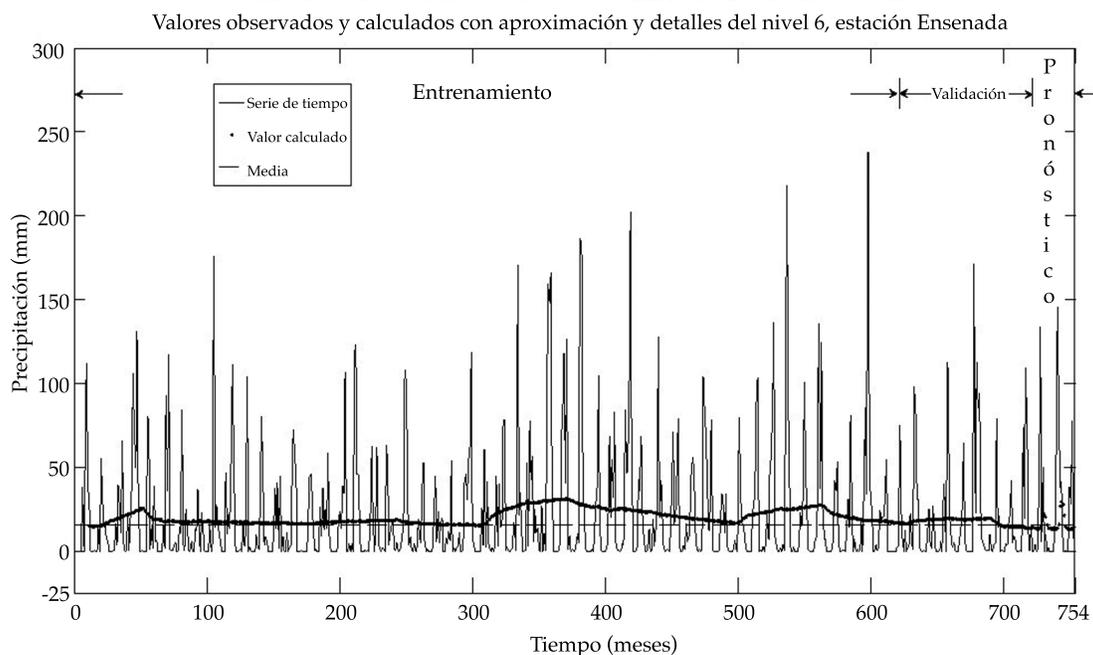


Figura 10. Resultados de entrenamiento, validación y pronóstico utilizando el segundo enfoque con el algoritmo Mallat-FFBP. Se muestran los tres grupos de valores: entrenamiento, validación y pronóstico.

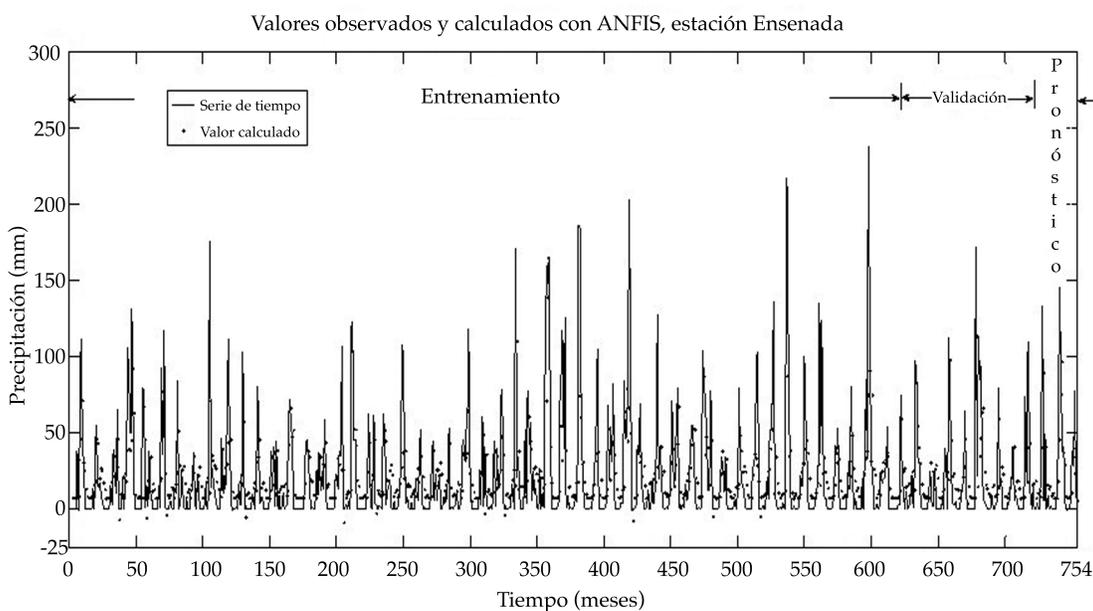


Figura 11. Resultados con el método ANFIS autónomo. Se muestran los tres grupos de valores: entrenamiento, validación y pronóstico.

híbridos, sin el problema del efecto de borde. En el primer enfoque, el método de pronóstico con preprocesamiento mostró mejores indicadores de desempeño en el entrenamiento, pues en el proceso de convolución, los coeficientes guardan la información futura en los instantes del periodo de entrenamiento y validación. Sin embargo, en la etapa de pronóstico influye de manera significativa el efecto de borde debido al doble pronóstico que incluye el proceso de convolución en la etapa de rellenado de la serie; esto, porque de manera involuntaria se introduce información futura, lo que es un aspecto fundamental para el pronóstico. Con las pruebas realizadas se demuestra que el coeficiente de correlación entre los datos de rellenado y los que se requieren pronosticar está directamente relacionado, y mientras más cercano a uno sea este coeficiente, mejor será el desempeño de dicho proceso; si es cercana a cero, el efecto de borde distorsiona la información y no se logra un buen pronóstico.

En el segundo enfoque se demuestra que la señal está conformada por una componente significativa de alta frecuencia; por lo tanto, los algoritmos de predicción no logran modelar hasta que la señal se aproxima a la media en los niveles más bajos y hace necesario eliminar la mayoría de las altas frecuencias en los niveles más altos. La influencia que tiene la TW al utilizar Db4, en el segundo enfoque, al encontrar la nueva señal se debe a que adopta la forma de la función madre de Daubechies. Por otra parte, se genera un nuevo efecto de borde, pues los coeficientes fueron mutilados y al momento de la reconstrucción esa fracción de la señal se pierde.

El indicador caótico de Hurst sugiere que la serie es Browniana o al azar, y no se puede predecir, lo cual es coherente con los resultados de los indicadores de desempeño en la etapa de pronóstico. Los resultados indican que la FFBP y la media de la señal muestran resultados similares (39.32 y 38.91 mm) en términos de RMSE; por otra parte, se considera que ANFIS autónomo es el más sencillo y mejor método para este tipo de series de tiempo.

Agradecimientos

Este trabajo es parte del proyecto "Pronóstico de precipitaciones pluviales en la región Noroeste del Estado de Baja California utilizando MODWT y ANFIS", financiado dentro de la 16ª Convocatoria Interna de Proyectos de Investigación de la Universidad Autónoma de Baja California. Se agradece el apoyo brindado por el Comité Editorial de la revista y a los árbitros, que mejoraron de forma decisiva el documento.

Referencias

- Adamowski, J. F. (2008). Development of a Short-Term River Flood Forecasting Method For Snowmelt Driven Floods Based on Wavelet and Cross-Wavelet Analysis. *Journal of Hydrology*, 353(3-4), 247-266. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2008.02.013>.
- Adamowski, J. F., & Sun, K. (2010). Development of a Coupled Wavelet Transform and Neural Network Method for Flow Forecasting of Non-Perennial Rivers in Semi-Arid Watersheds. *Journal of Hydrology*, 390(1-2), 85-91. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2010.06.033>.
- Addison, P. S., Murray, K. B., & Watson, J. N. (2001). Wavelet Transform Analysis of Open Channel Wake Flows. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(1), 58-70.
- Beale, R., & Jackson, T. (1990). *Neural Computing-An Introduction*. New York: CRC Press.
- Besaw, L. E., Rizzo, D. M., Bierman, P. R., & Hackett, W. R. (2010). Advances in Ungauged Streamflow Prediction Using Artificial Neural Networks. *Journal of Hydrology*, 386(1-4), 27-37. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2010.02.037>.
- Braham, A., & Varas, C. E. A. (2003). Disminución de los tiempos de entrenamiento en redes neuronales artificiales aplicadas a hidrología. *Ingeniería hidráulica en México*, 18(2), 69-82.
- Cisneros-Iturbe, H. L., & Pelczer, I. J. (2007). Redes neuronales artificiales para pronosticar alturas de precipitación cada 15 minutos. *Ingeniería hidráulica en México*, 22(3), 5-21.
- Cornish, C. R., Bretherton, C. S., & Percival, D. B. (2006). Maximal Overlap Wavelet Statistical Analysis With Application to Atmospheric Turbulence. *Boundary-Layer Meteorology*, 119(2), 339-374, doi: 10.1007/s10546-005-9011-y.
- Dastorani, M. T., Afkhami, H., Sharifidarani, H., & Dastorani, M. (2010). Application of ANN and ANFIS Models on Dryland Precipitation Prediction (Case study: Yazd in Central Iran). *Journal of Applied Sciences*, 10(20), 2387-2394.
- Daubechies, I. (1990). The Wavelet Transform, Time-Frequency Localization and Signal Analysis. *Information Theory, IEEE Transactions on*, 36(5), 961-1005, doi: 10.1109/18.57199.

- Daubechies, I. (1992). *Ten Lectures on Wavelets* (Vol. 61). Philadelphia, USA: SIAM.
- González-Camacho, J. M., Cervantes-Osornio, R., Ojeda-Bustamente, W., & López-Cruz, I. (2008). Predicción de la evapotranspiración de referencia mediante redes neuronales artificiales. *Ingeniería hidráulica en México*, 23(1), 127-138.
- Govindaraju, R. S. (2000). Artificial Neural Networks in Hydrology. I: Preliminary Concepts. *Journal of Hydrologic Engineering*, 5(2), 115-123.
- Graps, A. (1995). An Introduction To Wavelets. *Computational Science & Engineering, IEEE*, 2(2), 50-61.
- Grossmann, A., & Morlet, J. (1984). Decomposition of Hardy Functions into Square Integrable Wavelets of Constant Shape. *SIAM Journal on Mathematical Analysis*, 15(4), 723-736, doi: 10.1137/0515056
- INEGI (1995). *Estudio hidrológico del Estado de Baja California*. México, DF: Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.
- Jang, J. S. R. (1993). ANFIS: Adaptive-Network-Based Fuzzy Inference System. *Systems, Man and Cybernetics, IEEE Transactions on*, 23(3), 665-685, doi: 10.1109/21.256541.
- Kim, T. W., & Valdés, J. B. (2003). Nonlinear Model for Drought Forecasting Based on a Conjunction of Wavelet Transforms and Neural Networks. *Journal of Hydrologic Engineering*, 8(6), 319-328, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2003)8:6(319).
- Kişı, Ö. (2009). Neural Network and Wavelet Conjunction Model for Modelling Monthly Level Fluctuations in Turkey. *Hydrological Processes*, 23(14), 2081-2092, doi: 10.1002/hyp.7340.
- Mallat, S. (1999). *A Wavelet Tour of Signal Processing*: Academic Press. Second Edition. London UK.
- Molina-Aguilar, J. P., & Aparicio, M. F. J. (2006). Tránsito de avenidas en cauces mediante redes neuronales artificiales. *Ingeniería Hidráulica de México*, 21(4), 65-86.
- Nourani, V., Alami, M. T., & Aminfar, M. H. (2009). A combined Neural-Wavelet Model for Prediction of Ligvanchai Watershed Precipitation. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 22(3), 466-472. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.engappai.2008.09.003>.
- Partal, T. (2009). Modelling Evapotranspiration Using Discrete Wavelet Transform and Neural Networks. *Hydrological Processes*, 23(25), 3545-3555.
- Partal, T., & Kişı, Ö. (2007). Wavelet and Neuro-Fuzzy Conjunction Model for Precipitation Forecasting. *Journal of Hydrology*, 342(1-2), 199-212. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.05.026>.
- Percival, D. B., & Walden, A. T. (2006). *Wavelet Methods for Time Series Analysis* (Vol. 4). Cambridge: Cambridge University Press.
- Remesan, R., Shamim, M. A., Han, D., & Mathew, J. (2009). Runoff Prediction Using an Integrated Hybrid Modelling Scheme. *Journal of Hydrology*, 372(1-4), 48-60. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2009.03.034>.
- Shiri, J., & Kisi, O. (2010). Short-Term and Long-Term Streamflow Forecasting Using a Wavelet and Neuro-Fuzzy Conjunction Model. *Journal of Hydrology*, 394(3-4), 486-493. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2010.10.008>.
- Silverman, D., & Dracup, J. A. (2000). Artificial Neural Networks and Long-Range Precipitation Prediction in California. *Journal of Applied Meteorology*, 39(1), 57-66, doi: 10.1175/1520-0450(2000)039<0057:ANNALR>2.0.CO;2.
- Tiwari, M. K., & Chatterjee, C. (2010). Development of an Accurate and Reliable Hourly Flood Forecasting Model Using Wavelet-Bootstrap-ANN (WBANN) Hybrid Approach. *Journal of Hydrology*, 394(3-4), 458-470. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2010.10.001>.
- Torrence, C., & Compo, G. P. (1998). A Practical Guide to Wavelet Analysis. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 79(1), 61-78, doi: 10.1175/1520-0477(1998)079<0061:APGTWA>2.0.CO;2.
- Wu, C. L., Chau, K. W., & Fan, C. (2010). Prediction of Rainfall Time Series Using Modular Artificial Neural Networks Coupled with Data-Preprocessing Techniques. *Journal of Hydrology*, 389(1-2), 146-167. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2010.05.040>.
- Wu, C. L., Chau, K. W., & Li, Y. S. (2009). Methods to Improve Neural Network Performance in Daily Flows Prediction. *Journal of Hydrology*, 372(1-4), 80-93. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2009.03.038>.

Dirección institucional de los autores

Dr. Pablo Andrés Rousseau-Figueroa

Universidad Autónoma de Baja California
Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño,
Unidad Ensenada
km 103, carretera Tijuana-Ensenada, Baja California Norte,
MÉXICO

Dr. Jorge Ramírez-Hernández

Universidad Autónoma de Baja California
Instituto de Ingeniería
Av. de la Normal s/n, Col. Insurgentes Este
21280 Mexicali, Baja California Norte, MÉXICO
Teléfono: +52 (686) 5664 150, extensión 110
jorger@uabc.edu.mx

Dr. Sergio Omar Infante Prieto

Universidad Autónoma de Baja California
Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño,
Unidad Ensenada
Km 103, carretera Tijuana-Ensenada, Baja California
Norte, MÉXICO
Teléfono: +52 (646) 1750 744
sinfante@uabc.edu.mx

Dr. Rafael Villa Angulo

Universidad Autónoma de Baja California
Instituto de Ingeniería
Av. de la Normal s/n, Col. Insurgentes Este
21280 Mexicali, Baja California Norte, MÉXICO
Teléfono: +52 (686) 5664 150, extensión 101
rafael-villa@uabc.edu.mx

Dra. Michelle Hallack Alegría

Universidad Autónoma de Baja California
Facultad de Ingeniería
Av. de la Normal s/n, Col. Insurgentes Este
21280 Mexicali, Baja California Norte, MÉXICO
Teléfono: +52 (686) 5664 270
mhallack@uabc.edu.mx



[Haga clic aquí para escribir al autor](#)



Jugando en el agua, río El Salto, Ciudad Valles, San Luis Potosí, México.

Foto: Luis Arturo Brizuela Mundo.

Modelación de la variación del consumo de agua potable con métodos estocásticos

• Velitchko G. Tzatchkov* •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

*Autor de correspondencia

• Víctor H. Alcocer-Yamanaka •
Comisión Nacional del Agua

Resumen

Tzatchkov, V. G., & Alcocer-Yamanaka, V. H. (mayo-junio, 2016). Modelación de la variación del consumo de agua potable con métodos estocásticos. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 115-133.

A pesar de su importancia, en la práctica, la variación de la demanda de agua potable se estima de manera muy aproximada de mediciones continuas del gasto en la tubería que abastece a una zona; por su lado, la curva de variación de la demanda medida se asume válida para cualquier otra tubería de la red, independientemente del número de usuarios al que da servicio. El presente artículo describe una metodología para obtener la variación diaria estocástica de la demanda instantánea de agua potable, aplicable a una sola casa o cualquier número de casas con base en los parámetros estadísticos del consumo de agua en casas individuales, nivel de fugas dado y la variación del gasto medida en la tubería de abastecimiento, considerando casos de suministro continuo e intermitente. La metodología propuesta ofrece una base racional para la determinación de la variación de la demanda a cualquier nivel de agregación, que puede combinarse con la correspondiente manera tradicional o sustituirla. Los resultados se compararon con mediciones de campo en una ciudad mexicana donde el suministro de agua potable es continuo. La variación de los gastos en las tuberías con suministro intermitente o con servicio continuo, pero con cisternas y tinacos en los domicilios, es muy diferente de aquella en tuberías con suministro continuo sin cisternas y tinacos. El coeficiente de demanda máxima horaria es más alto en suministro intermitente que en suministro continuo, pero más bajo en redes que tienen servicio continuo, y cisternas o tinacos en los domicilios.

Palabras clave: demanda estocástica de agua potable, método de pulsos rectangulares de Poisson (PRP), curva de la variación horaria de la demanda, coeficiente de variación horaria, agregación de la demanda de agua, suministro continuo e intermitente de agua potable.

Abstract

Tzatchkov, V. G., & Alcocer-Yamanaka, V. H. (May-June, 2016). *Stochastic Method Water Demand Variation Modelling*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 115-133.

Despite its importance, water demand variation in current practice is estimated very approximately by observing water flow in a pipe supplying certain zone, and the demand variation curve thus obtained is assumed to be valid for any other pipe in the network, regardless the number of water users served. This paper describes a methodology for obtaining the daily instantaneous water demand stochastic variation based on statistical parameters of water consumption at individual homes, given leakage level, and observed flow variation at the supplying pipe. Continuous and intermittent supplies are considered. The methodology is applicable to a single home or a group of any number of homes. It provides a rational base for determining water demand variation at any aggregation level and can be combined with the corresponding traditional way of such determination, or substitute it. The results were compared with field measurements in a Mexican city where water supply is continuous. Flow variation in intermittent water supply pipes, or in continuous supply pipes with ground level cisterns and roof tanks, is very different from that in continuous supply pipes. The hourly water demand coefficient is higher in intermittent water supply, compared to continuous supply, but lower in networks with continuous supply and ground level cisterns and roof tanks.

Keywords: Stochastic water demand, PRP method, Hourly demand variation curve, Hourly demand variation coefficient, Water demand aggregation, Continuous and intermittent water supply.

Recibido: 26/06/2015
Aceptado: 12/11/2015

Introducción

La estimación correcta de la demanda de agua potable representa una condición indispensable para la planeación y el diseño de los sistemas de suministro, que en gran medida determina las inversiones necesarias y calidad del servicio. La demanda está sujeta a variaciones interanuales, estacionales, semanales y diarias. La variación interanual se expresa por la evolución de la demanda durante varios años debida a la dinámica de la población, alteraciones en su estilo de vida y, recientemente, por el cambio climático. La variación estacional se influye por las diferencias en el clima en las estaciones del año; y la variación semanal muestra carácter cíclico con cierto patrón diario, que es similar entre un día y otro, con algunas diferencias para los fines de semana y días festivos. A pesar de su importancia, en la práctica, la demanda de agua potable y su variación se estima de manera muy aproximada. En la ingeniería del abastecimiento de agua potable es común utilizar los conceptos *coeficientes de variación diaria y horaria de la demanda y curva de variación horaria de la demanda*. Llamado en algunos países también coeficiente pico o coeficiente punta, el

coeficiente de variación de la demanda expresa, para una tubería dada, la relación entre el gasto máximo y el gasto medio que conduciría la tubería, que se utiliza ante todo para revisar la capacidad de la tubería en el diseño. La curva de variación horaria de la demanda para una localidad normalmente se obtiene de mediciones continuas del gasto en una tubería que sale de una fuente o un tanque para abastecer la red de distribución. Una vez obtenidos de esta manera para cierta tubería, los coeficientes de variación y curva de variación de la demanda se asumen válidos para cualquier otra tubería de la red, con independencia del número de usuarios a que da servicio, e incluso para los propios domicilios. La figura 1 muestra la curva de variación de la demanda que maneja la Comisión Nacional del Agua (MAPAS-Conagua 2007a), obtenida para varias poblaciones de México.

En el ámbito domiciliario, la demanda real de agua potable —definida por las necesidades y costumbres de sus habitantes— dista mucho, sin embargo, de la representación dada por la figura 1. La figura 2 muestra el consumo de agua registrado en un día en una casa mexicana con resolución ultra fina (cada segundo). El consumo se presenta con pulsos instantáneos,

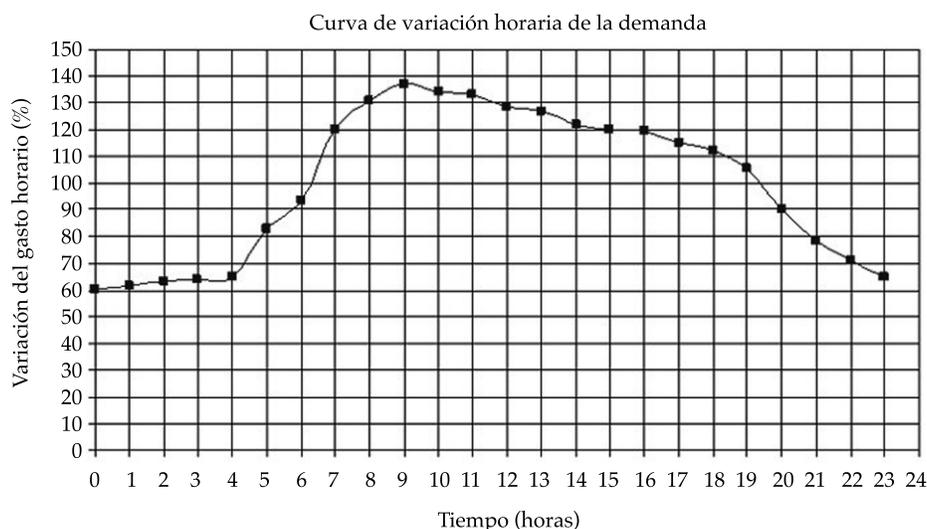


Figura 1. Curva de la variación horaria de la demanda de agua potable para la república mexicana, recomendada en los manuales de la Comisión Nacional del Agua (MAPAS-Conagua, 2007a).

por lo general de poca duración, seguidos por periodos prolongados sin consumo. En un estudio previo (Tzatchkov, Alcocer, Arreguín, & Feliciano, 2005; Alcocer, 2007), se obtuvo que sólo de 3 a 5% del total del día se destina a actividades de consumo de agua. Dado que los momentos de tiempo exactos en que los usuarios hacen uso del agua no serán los mismos entre un día y otro, y entre una casa y otra casa, la variación del consumo tiene también un carácter estocástico, sobre todo en escalas de tiempo finas del orden de segundos. El consumo total de un pequeño grupo de domicilios sería similar al mostrado en la figura 2, y tenderá al mostrado en la figura 1 para un gran número de usuarios en que también se incluyen fugas.

Aparte de la determinación del coeficiente de variación de la demanda, que se emplea para revisar la capacidad de las tuberías en el diseño, es necesario considerar la variación temporal de la demanda de agua potable en al menos otros dos tipos de análisis:

a) En el análisis del balance de las masas de agua que entran y salen de un tanque, para determinar o revisar el volumen de almacenamiento necesario.

b) En una simulación (modelación) dinámica del comportamiento hidráulico y de calidad de agua en el sistema de distribución (esta simulación puede incluir también el punto (a) anterior). En las últimas décadas se han realizado avances importantes en la modelación matemática de redes de distribución de agua. Existen ahora sistemas computacionales (*software*) de libre acceso, como *Epanet* (Rossman, 2002), o comerciales, como *InfoWorks®* (Innovyze, 2015), y otros (MAPAS-Conagua, 2007b), que permiten introducir la red completa (incluyendo red secundaria) en un ambiente gráfico. Algunos de estos sistemas pueden integrarse con sistemas de información geográfica, con grado de detalle que puede incluir hasta cada toma domiciliaria en el modelo (Rodríguez *et al.*, 2010). Con independencia del grado de detalle del modelo (un nodo por toma o un nodo por grupo de tomas), el modelo debe ser alimentado con la variación temporal de la demanda en cada nodo, que a su vez depende de la cantidad de tomas servidas por el nodo y es estocástica. En los modelos de redes de agua potable actuales esto normalmente no se hace,

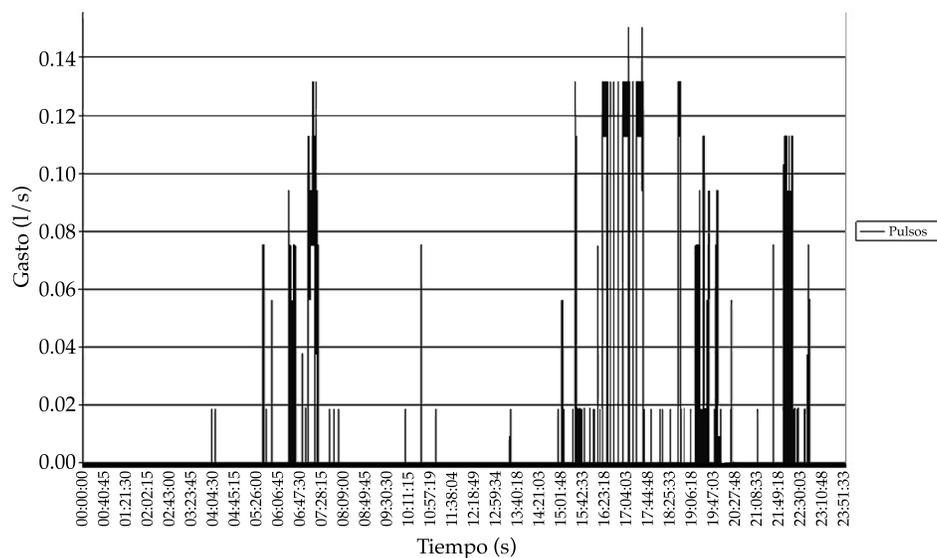


Figura 2. Variación típica del consumo de agua medido en un día (Alcocer, 2007).

asumiendo una curva de variación horaria igual y determinista para todos los nodos. La modelación de las redes con el uso de ese tipo de curvas resulta aceptable para las tuberías principales, donde la variación del caudal conducido es continua, pero es poco realista en las tuberías secundarias que proporcionan el servicio, generando sobre o sub dimensionamiento en los diseños, e incertidumbre en los resultados de los modelos de redes existentes, que se expresa en discrepancias entre los valores medidos y calculados de gastos y presiones.

Ante esta situación, para modelar con mayor certeza el comportamiento hidráulico y de calidad del agua dentro de las redes de distribución, incluyendo tuberías secundarias, surge la necesidad de enfoques más realistas, que incluyan una definición temporal precisa del consumo doméstico con escalas inferiores a la horaria, considerando su carácter estocástico. Para responder a esta necesidad, en el presente artículo se propone una metodología que permite obtener la variación diaria estocástica de la demanda instantánea de agua potable a diferentes niveles de agregación temporal, aplicable a una sola casa o un grupo de N casas. Con el uso de esta metodología se hace un nuevo planteamiento del concepto y la obtención del coeficiente de variación de la demanda, que ahora se considera dependiente de la cantidad de usuarios abastecidos.

Metodología

Existen técnicas con enfoque estocástico para representar el consumo doméstico de agua, desarrolladas básicamente en los últimos años, tales como el Método de Pulsos Rectangulares de Poisson (en inglés, Poisson Rectangular Pulse Method, abreviado como PRP method) (Buchberger & Wu, 1995; Buchberger, Carter, Lee, & Schade, 2003) y el Método de Pulsos Rectangulares de Neyman-Scott (en inglés, Neyman-Scott Rectangular Pulse Method, abreviado como NSRPM; Neyman & Scott, 1958.) (Alvisi,

Franchini, & Marinelli, 2003; Alcocer *et al.*, 2008). Estos dos métodos manejan la demanda de agua y los parámetros para modelarla, en el nivel toma domiciliaria, sin necesitar información de los aparatos sanitarios que se tienen dentro de las casas. El método PRP maneja directamente la demanda instantánea (con intervalo de medición, registro y modelación de un segundo), mientras que NSRPM puede trabajar con diferentes intervalos de registro, al considerar una desagregación temporal de la demanda (Alcocer *et al.*, 2008). En los trabajos de Blokker (Blokker, 2010; Blokker, Pieterse-Quirijns, Vreeburg, & Van Dijk, 2011), el método PRP se extiende a modelar, empleando el método de Monte Carlo, los pulsos de demanda que generan los aparatos sanitarios individuales en cada domicilio, que luego son agregados al nivel deseado para obtener los gastos en la tubería que suministra a un grupo de domicilios. Este método es conceptualmente más completo y exacto, pero requiere de datos detallados de la cantidad, tipo, frecuencia, patrón de uso y capacidad de todos los aparatos sanitarios en cada domicilio. En una comparación entre su método, que es implementado en un *software* llamado *SIMDEUM*, Blokker, Buchberger, Vreeburg y Van Dijk (2008) reportan que se necesitaron 99 parámetros para modelar la demanda con *SIMDEUM*, comparado con sólo cinco parámetros en el método PRP. Esto lo vuelve impráctico, en particular para países como México, donde es problemático obtener información de lo que hay dentro de los domicilios.

Magini, Pallavicini y Guercio (2008), y Ver-tommen, Magini y Cunha (2012) enfocan el problema del carácter estocástico y la incertidumbre de la demanda de agua potable por medio de escalamiento temporal y especial. Otros autores que han tratado la modelación de la demanda estocástica y sus efectos son García, García, Cabrera, Arregui y García (2004) (que usan el método PRP), y Van Zyl (Van Zyl, 1996; Van Zyl, le Gat, Piller, & Walski, 2012), cuyo trabajo ha sido dedicado ante todo a los efectos sobre la confiabilidad de los sistemas de agua potable. Alcocer, Tzatchkov y Arreguín (2012) propu-

sieron una metodología para la modelación de redes de agua potable con demanda estocástica y compararon los resultados con mediciones en una red real.

Desarrollo del presente estudio

Para lograr el propósito planteado, el estudio se desarrolló de la manera siguiente:

1. Se analizaron los métodos existentes de modelación de demanda estocástica de agua potable, considerando la información necesaria para su implementación, y la eventual disponibilidad de esta información o facilidad para obtenerla. Se escogió en resultado el Método de Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP), que ocupa menos parámetros y requiere de menos datos.
2. Se definieron los parámetros que caracterizan la variación del consumo en el método PRP para los fines del estudio, y las ecuaciones que los relacionan, considerando su carácter estocástico.
3. Se desarrolló un procedimiento de simulación numérica basado en este método, que se implementó en Visual Basic (VBA) para Excel, proporcionando la variación estocástica de la demanda de agua potable a diferentes niveles de agregación y los coeficientes de variación en función de la población servida.
4. El procedimiento propuesto se aplicó a una ciudad mexicana donde el suministro de agua potable es continuo. Los resultados se compararon con mediciones de campo y se obtuvieron los coeficientes de variación de la demanda.
5. El análisis de los coeficientes de variación se amplió a diferentes niveles de agregación, y casos de suministro continuo y suministro intermitente, tomando en cuenta las fugas. Se consideró tan sólo el ciclo diario y los componentes aleatorios, dejando de lado los componentes interanuales, estacionales y semanales, que no son puramente estocásticos y pueden ser considerados aparte.

Parámetros que caracterizan la variación del consumo

El modelo PRP asume que la demanda se presenta en pulsos rectangulares (en el plano tiempo-demanda), con duración e intensidad aleatorias, cuyo surgimiento en el tiempo obedece a un proceso de Poisson no homogéneo. La aplicación de ese modelo requiere de varios parámetros básicos de la demanda local en los domicilios, como la frecuencia de uso del agua por hora del día (u otro intervalo de tiempo), intensidad y duración promedio de los pulsos, y sus coeficientes de variación. Buchberger *et al.* (2003), Alcocer, Tzatchkov, Buchberger y Feliciano (2004), y Tzatchkov *et al.* (2005) obtuvieron parámetros de este tipo para la demanda de agua potable en localidades de los Estados Unidos de América y México.

El proceso de Poisson describe las series de ocurrencias independientes en el eje del tiempo mediante el mecanismo estocástico, separadas entre sí por intervalos cuya distribución de probabilidades es exponencial, dada por la ecuación:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (1)$$

donde λ expresa la frecuencia media con que ocurren los pulsos de demanda; λ se mide en pulsos por unidad de tiempo, y el contexto del método PRR se conoce por lo común con el nombre *tasa de llegada*.

La función de distribución acumulativa correspondiente a la distribución (1) es:

$$F(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (2)$$

donde por definición $0 \leq F(t) \leq 1$. El valor medio es igual a $1/\lambda$. Señalando $F(t)$ con x , la solución de la ecuación (2) con respecto al tiempo t es:

$$t = -\frac{1}{\lambda} \ln(1-x) \quad (3)$$

El proceso es aditivo (Buchberger *et al.*, 2003), por lo que para un grupo de N casas de

parámetros de demanda de agua similares, la ecuación (3) se convierte en:

$$t = -\frac{1}{N\lambda} \ln(1-x) \quad (4)$$

Si x es un número aleatorio obtenido de la distribución uniforme $U(0,1)$, entonces $1-x$ también pertenece a $U(0,1)$, con lo que la ecuación (4) se puede simplificar como:

$$t = \frac{1}{N\lambda} \ln x \quad (5)$$

La ecuación (5) proporciona el tiempo entre las ocurrencias (pulsos de demanda de agua), correspondiente a cierta probabilidad x , y permite obtener este tiempo en el proceso de simulación para valores de x ($x > 0$) generados de una distribución de probabilidades uniforme. La figura 3 muestra una representación gráfica de la ecuación (5) para $N.\lambda = 3\,600$ pulsos/hora (un pulso/segundo), que podría ser obtenido por 3 600 casas con un pulso por hora en cada casa, u otra combinación entre $N.\lambda$. La figura 4 muestra lo mismo para para $N.\lambda = 4$ pulsos/hora.

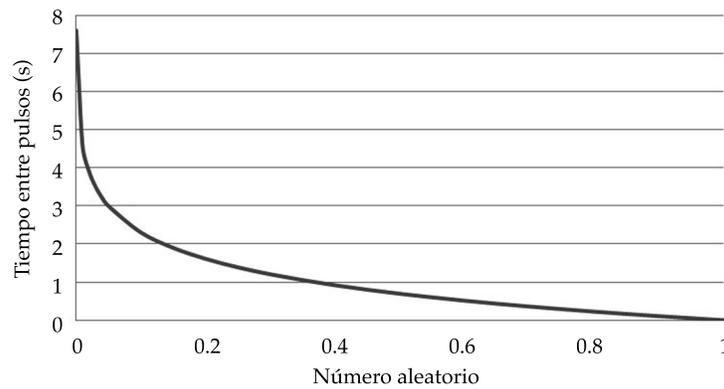


Figura 3. Tiempo entre pulsos de demanda para diferentes valores del número aleatorio, para tasa de llegada de un pulso por segundo.

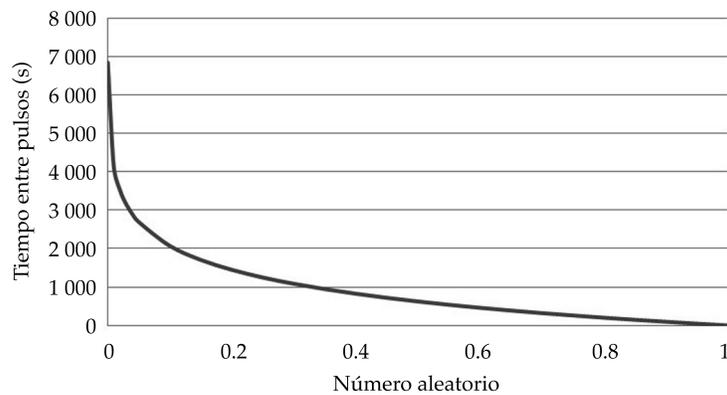


Figura 4. Tiempo entre pulsos de demanda para diferentes valores del número aleatorio, para tasa de llegada de cuatro pulsos por hora.

Procedimiento de simulación del consumo de agua potable

Se desarrolló un procedimiento de simulación del consumo de agua potable en un domicilio, o en un grupo de domicilios, basado en el método de los pulsos rectangulares de Poisson (Método PRP). Se considera que los pulsos de demanda ocurren en instantes aleatorios, y cada pulso tiene una duración e intensidad aleatorias. La tasa de llegada varía durante el día, por lo que se tiene un proceso de Poisson no homogéneo. Los datos que se requieren para la simulación son los siguientes:

- Intervalo de tiempo que se quiere modelar; por lo normal se maneja un intervalo de un día.
- Tasa de llegada de los pulsos (pulsos/hora) por cada hora (u otro intervalo dado) del día.
- Duración media de los pulsos (s).
- Distribución de probabilidades de la duración de los pulsos. Las investigaciones realizadas por Buchberger *et al.* (2003) mostraron que la duración de los pulsos se describe de forma satisfactoria por una distribución log normal, por lo que se usó ese tipo de distribución probabilística.
- Desviación estándar de la duración de los pulsos (s). Dado que se emplea una distribución log normal, debe ser expresada por el logaritmo natural ($\ln x$) de dicha duración (s).
- Intensidad media de los pulsos (l/s).
- Distribución de probabilidades de la intensidad de los pulsos. Las investigaciones realizadas por Buchberger *et al.* (2003) mostraron que la intensidad de los pulsos se describe también por una distribución log normal, por lo que se usó ese tipo de distribución probabilística.
- Desviación estándar de la intensidad de los pulsos (l/s). De manera similar, dado que se emplea una distribución log normal, debe ser expresada por el logaritmo natural ($\ln x$) de dicha intensidad (l/s).

- Cantidad de casas.

En el caso de un proceso de Poisson no homogéneo (es decir, con λ variable en el tiempo), la aplicación directa de la ecuación (5) produciría resultados incorrectos, dado que λ ya tendría otro valor para el momento t que se busca; es decir, se despreciaría la variación de λ en el intervalo de tiempo entre los dos pulsos consecutivos. Se han propuesto varios métodos para tratar este problema (Leemis & Park, 2006), entre los cuales se seleccionó el de inversión de la función de la tasa de llegada acumulada, planteado por Çinlar (1975). Sea la tasa de llegada de los pulsos de demanda λ , variable durante el periodo T a modelar, representada por medio de $k + 1$ puntos (t_j, λ_j) , con $0 = t_0 < t_1 < \dots < t_k = T$, donde $\lambda_j \geq 0$. Se asume que λ varía linealmente entre cada punto t_j y t_{j+1} . La tasa de llegada acumulada se define como:

$$\Lambda_j = \int_0^{t_j} \lambda(t) dt \quad j = 0, 1, \dots, k \quad (6)$$

y se calcula recursivamente como:

$$\Lambda_0 = 0$$

$$\Lambda_j = \Lambda_{j-1} + \frac{1}{2}(\lambda_j + \lambda_{j-1})(t_j - t_{j-1}) \quad (7)$$

La pendiente de cada segmento s_j se calcula como:

$$s_j = \frac{\lambda_{j+1} - \lambda_j}{t_{j+1} - t_j} \quad j = 0, 1, \dots, k \quad (8)$$

Para el subintervalo $t_j \leq t \leq t_{j+1}$

$$\lambda(t) = \lambda_j + s_j(t - t_j) \quad (9)$$

$$\Lambda(t) = \Lambda_j + \lambda_j(t - t_j) + \frac{1}{2}s_j(t - t_j)^2 \quad (10)$$

Ahora bien, para obtener los momentos en que se producen los pulsos de demanda, se genera un proceso auxiliar de Poisson homogéneo, en el intervalo de 0 a 1, con tasa de llegada

unitaria, es decir, con $\lambda = 1$ en la ecuación (3). Este proceso obtendrá una serie de sucesos u_1, u_2, \dots, u_n . Luego, para cada u se obtendrá el instante en que se produce un pulso de demanda despejando t de la ecuación (10):

$$t(\Lambda)^{-1}(u) = t_j + \frac{2(u - \Lambda_j)}{\lambda_j + \sqrt{\lambda_j^2 + 2s_j(u - \Lambda_j)}} \quad (11)$$

La figura 5 ilustra este proceso.

En términos algorítmicos, este proceso se describe de la manera siguiente:

1. Mediante integración numérica (con regla trapezoidal) se obtiene la función que representa la tasa de llegada acumulada de los pulsos para cada hora (u otro intervalo dado) del día.
2. Inicializar $t_0 = 0.0$; $u_0 = 0.0$; $n = 0$.
3. Mientras $t_n < T$.
 - a) Generar un número aleatorio x entre 0 y 1 basado en distribución de probabilidades uniforme.
 - b) Calcular con este número aleatorio, por la ecuación (5) y $\lambda = 1$, el lapso en que ocurre el siguiente suceso, es decir, $u_{n+1} = u_n - \ln x$.
 - c) Obtener el instante en que inicia el pulso de demanda siguiente de la ecuación (11).
4. Fin del ciclo.
5. Como resultado de los puntos 1 a 4 del algoritmo se obtiene una serie de demanda estocástica para el intervalo deseado que tiene resolución temporal de un segundo. Se calculan los parámetros estadísticos de esta serie, como media y varianza.
6. Para comparar el resultado obtenido con series medidas, que normalmente no tienen resolución de un segundo, se obtienen los promedios de la serie para intervalos deseados, por ejemplo, para cada minuto o cada hora.

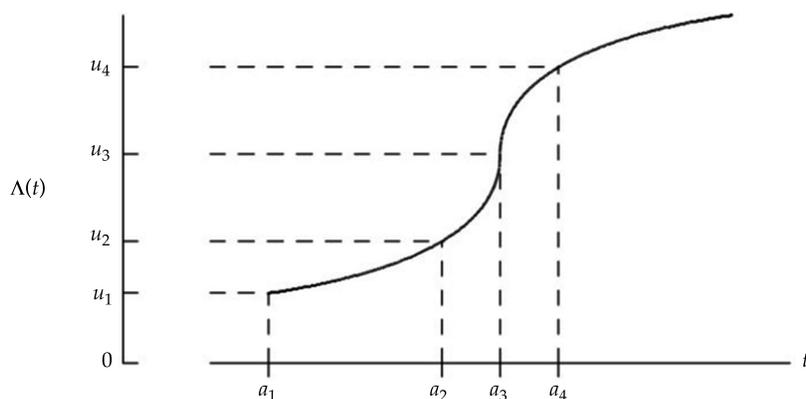


Figura 5. Obtención de los tiempos en que se producen los pulsos de demanda por medio de un proceso de Poisson homogéneo auxiliar.

Los datos que se ocupan en el procedimiento propuesto, es decir, los parámetros estadísticos de la duración e intensidad de los pulsos de demanda, así como su tasa de llegada por cada hora del día, son en principio diferentes para cada lugar y pueden conseguirse por medición directa en cierto número de tomas que abastecen a domicilios. La metodología correspondiente de esta medición está descrita en Alcocer *et al.* (2004), Tzatchkov *et al.* (2005), y Alcocer (2007), con resultados para una ciudad mexicana. Estas mediciones se pueden complementar con mediciones del gasto suministrado en las fuentes de abastecimiento para determinar el porcentaje de fugas de la siguiente manera:

- El producto de la duración media e intensidad media proporciona el volumen de agua promedio de un pulso de demanda.
- El volumen promedio del pulso de demanda se multiplica por la cantidad de pulsos en una hora para obtener el volumen consumido en los pulsos de demanda durante la misma hora.
- La diferencia entre el volumen de agua registrado en una hora y el volumen consumido proporciona el volumen de fugas.

De otro modo, si se conoce el porcentaje de fugas, la medición del gasto suministrado en las fuentes se puede usar para ajustar el número de pulsos por hora (la tasa de llegada λ) de la siguiente manera:

- Del volumen de agua registrado en una hora se restan las fugas. El resultado es el volumen consumido en los pulsos de demanda durante la misma hora.
- El volumen consumido en los pulsos de demanda se divide entre el volumen de agua promedio de un pulso de demanda para obtener la cantidad de pulsos en la hora.

Aplicación a un sistema real

A manera de ejemplo, se presenta la aplicación del procedimiento propuesto a una zona aislada de Tijuana, Baja California, abastecida de una sola fuente, para la cual se tienen mediciones del gasto en la fuente, con resolución de 60 s. La figura 6 muestra la variación medida del gasto en un día típico. El servicio de agua en la zona es continuo y las casas no tienen tinacos o cisternas. El gasto medio medido durante este día es de 33.01 l/s, correspondiente a unas 3 300 casas.

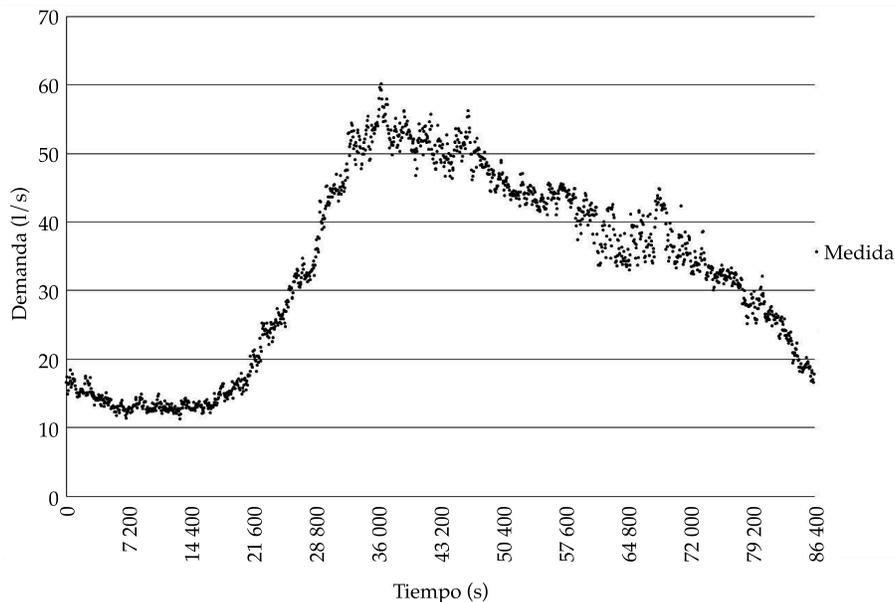


Figura 6. Variación medida del gasto en la tubería que abastece una zona aislada.

Los parámetros estadísticos de los pulsos de demanda, tomados de un estudio anterior de caracterización de la demanda estocástica en domicilios mexicanos con servicio continuo (Alcocer *et al.*, 2004; Alcocer, 2007; Tzatchkov *et al.*, 2005) se muestran en el cuadro 1.

La tasa de llegada de los pulsos, determinada con el procedimiento arriba descrito, asumiendo un 18% de fugas, se representa gráficamente en la figura 7.

La figura 8 muestra la serie de demanda generada por el procedimiento propuesto con anterioridad para la misma cantidad de 3 300 casas. Esta serie tiene una resolución temporal de un segundo. Tratándose de un proceso estocástico, con cada corrida del procedimiento se obtendrá una serie de demanda diferente, que en los términos de la modelación estocástica se llamaría *una realización* del proceso. Las reali-

zaciones obtenidas deben exhibir los mismos parámetros estadísticos de las series generadas, tales como media y desviación estándar.

Una vez generada una serie sintética, la misma puede ser agregada a cualquier intervalo deseado. La figura 9 muestra la serie de demanda de la figura 8, agregada a 60 segundos, y comparada con el gasto medido, ambas en forma adimensional. Tratándose de un proceso estocástico, la coincidencia se puede calificar de muy buena a excelente. La figura 10 muestra la serie agregada a una hora, que replica aproximadamente la variación dada de la tasa de llegada de los pulsos.

Una ventaja importante del procedimiento desarrollado es que permite generar series para diferente número de casas. Una vez obtenida la serie de demanda para la cantidad de casas para la cual se dispone de medición de la variación

Cuadro 1. Parámetros de los pulsos de demanda.

Duración media de los pulsos (s)	74.4
Desviación estándar de LN (duración) (s)	0.46
Intensidad media de los pulsos (l/s)	0.1453
Desviación estándar de LN (intensidad) (l/s)	0.1855

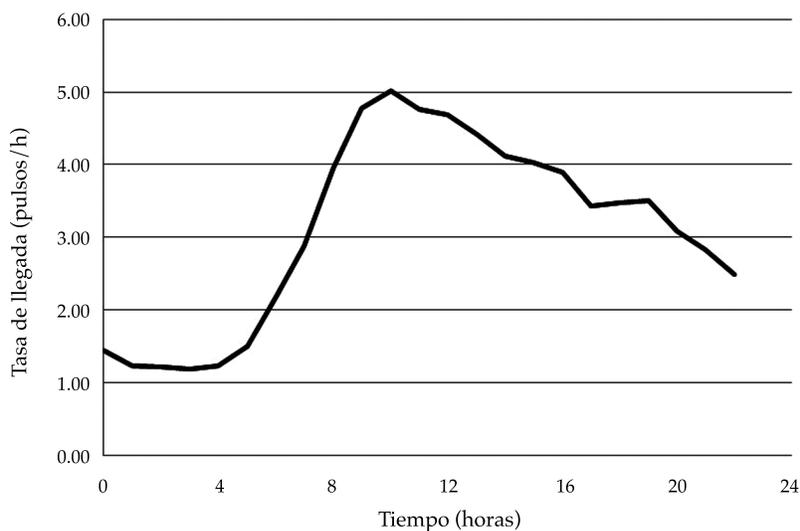


Figura 7. Tasa de llegada de los pulsos de demanda.

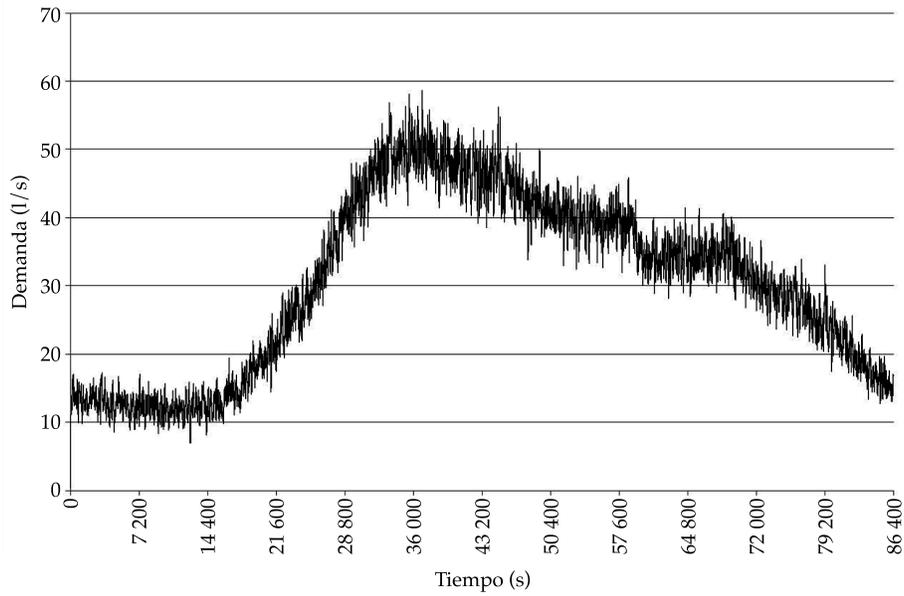


Figura 8. Serie de demanda generada por el procedimiento propuesto para 3 300 casas.

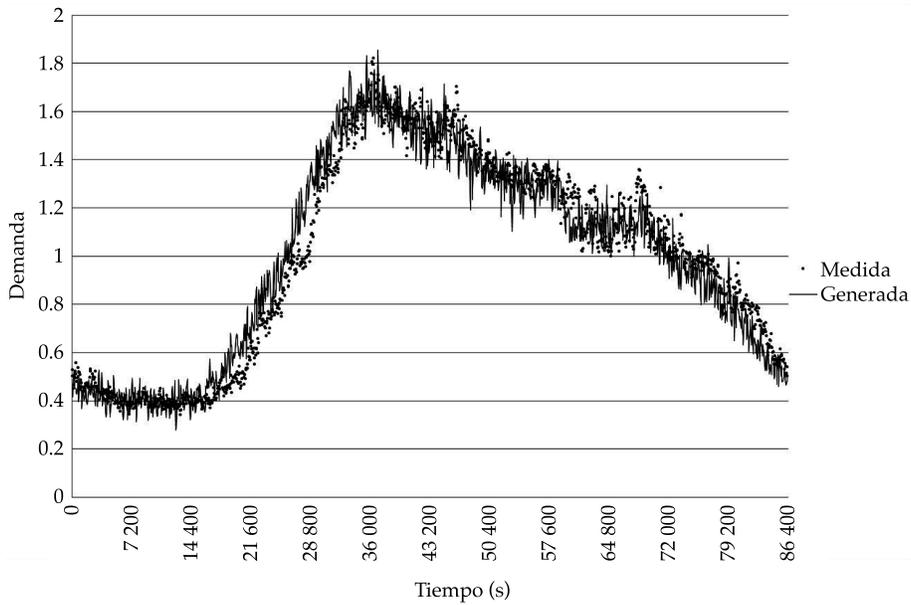


Figura 9. Serie de demanda generada en forma adimensional, agregada a 60 segundos, comparada con el gasto medido.

del gasto, y verificada por comparación con la serie medida, con el procedimiento propuesto se pueden obtener series de demanda para cualquier cantidad de casas, para su uso en

modelos dinámicos de redes de distribución o para otros fines. La figura 11 muestra la serie generada para una sola casa, la figura 12 para 20 casas, y la figura 13 para 100 000 casas. La serie

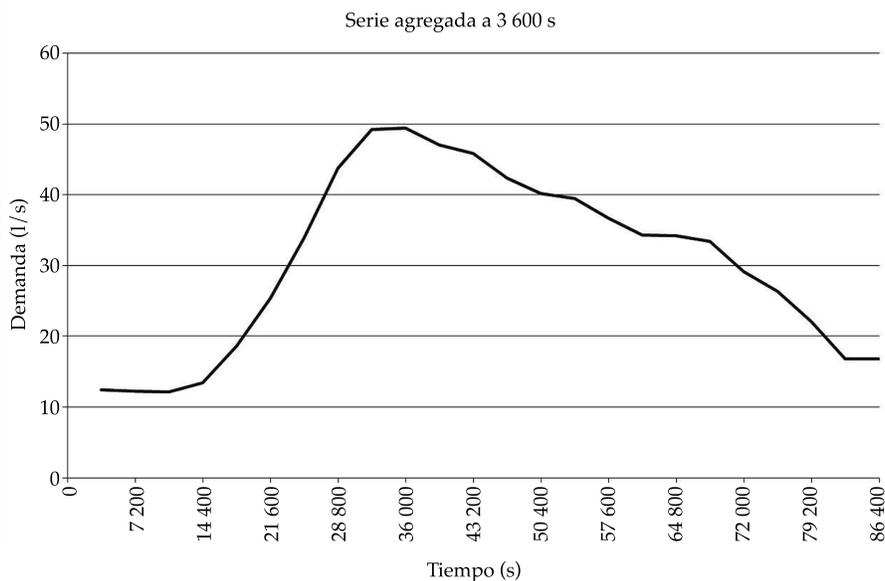


Figura 10. Serie de demanda generada, agregada a una hora.

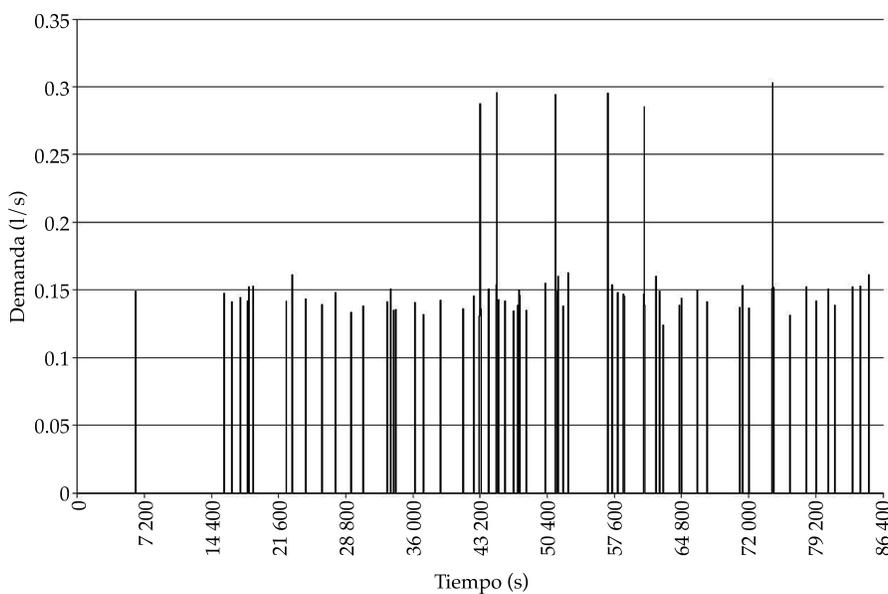


Figura 11. Serie de demanda generada para una casa.

para 100 000 casas, sin ser una serie agregada, prácticamente replica la forma de la curva que representa la tasa de llegada de los pulsos, que es de esperarse, pues para gran número de casas (para N grande), la ecuación (4) da tiempos en-

tre la llegada de pulsos incluso mucho menores de un segundo.

A pesar del procedimiento estocástico de generación de los pulsos de demanda, no se producen valores excesivos de su intensidad para

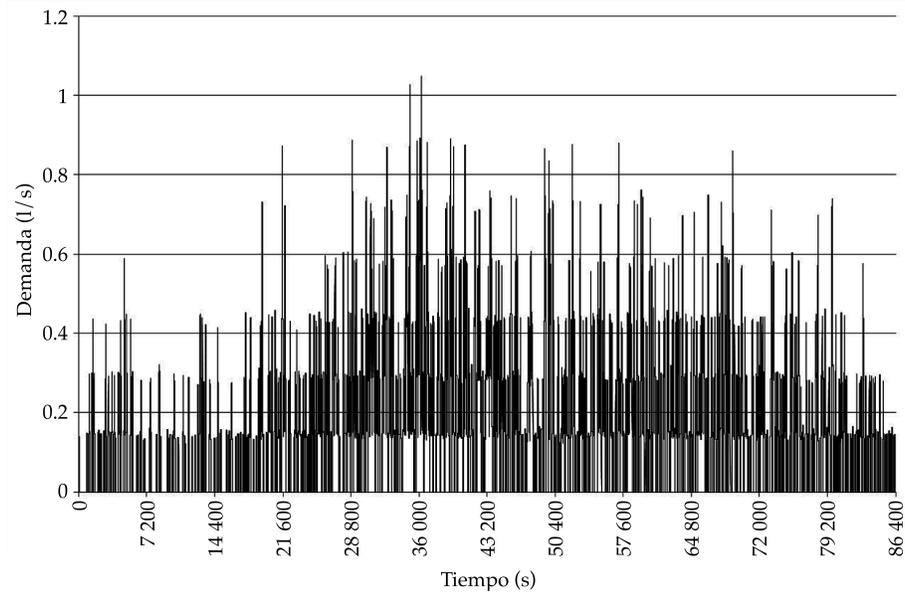


Figura 12. Serie de demanda generada para 20 casas.

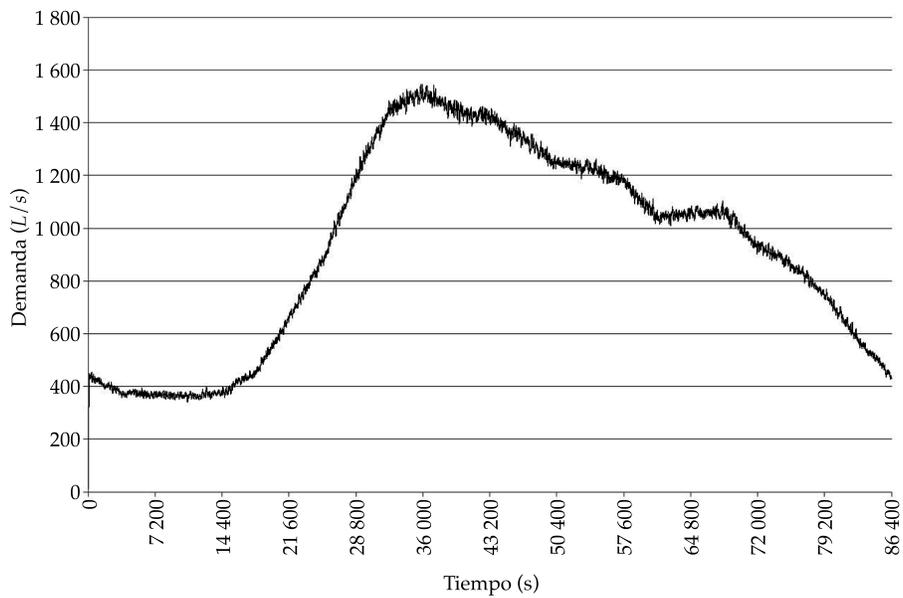


Figura 13. Serie de demanda generada para 100 000 casas.

un número pequeño de domicilios, como puede suceder en otros métodos de simulación de la demanda estocástica, por ejemplo en el NSRPM (Alvisi *et al.*, 2003; Alcocer *et al.*, 2008; Alcocer,

2007), que pueden requerir de restricciones adicionales para limitar tales valores excesivos. Esto es otra ventaja del método propuesto en este artículo.

Coefficientes de variación de la demanda

El método de modelación de las series de demanda propuesto hace posible obtener también estimados para el coeficiente de variación de la demanda, dado por la relación del gasto máximo producido entre el gasto medio (no confundir con el coeficiente de variación de la serie que se maneja en estadística, que se define como la relación entre desviación estándar y media aritmética). En la práctica de la ingeniería hidráulica se maneja el coeficiente de variación horaria de la demanda, pero el método de modelación de las series de demanda propuesto hace posible que se obtenga para cualquier intervalo deseado. Este coeficiente será tanto menor cuanto mayor sea el periodo de agregación temporal, debido al promediado en la agregación, y tanto menor cuanto mayor sea la cantidad de casas a que corresponde la serie de demanda. La figura

14 compara la serie medida de gasto cada 60 s del ejemplo anteriormente presentado (con gasto medio de 33.01 l/s, correspondiente a 3 300 casas) y su promediado horario. La figura 15 realiza la misma comparación para una serie de gasto medido cada 60 s en otro sector más pequeño de Tijuana, Baja California (gasto medio igual a 1.14 l/s, correspondiente a 123 casas). La diferencia entre el gasto a cada 60 s y el promedio horario es mucho mayor en el segundo caso (con el menor número de casas). Esta diferencia será aún mayor si el gasto se midiera cada segundo, algo que puede ser problemático de realizar con los medidores de gasto, pero se obtiene directamente con el método que se propone en este artículo, permitiendo introducir en los estudios y proyectos de agua potable el concepto de coeficiente de gasto máximo instantáneo, algo que por el momento sólo se maneja en los estudios y proyectos de

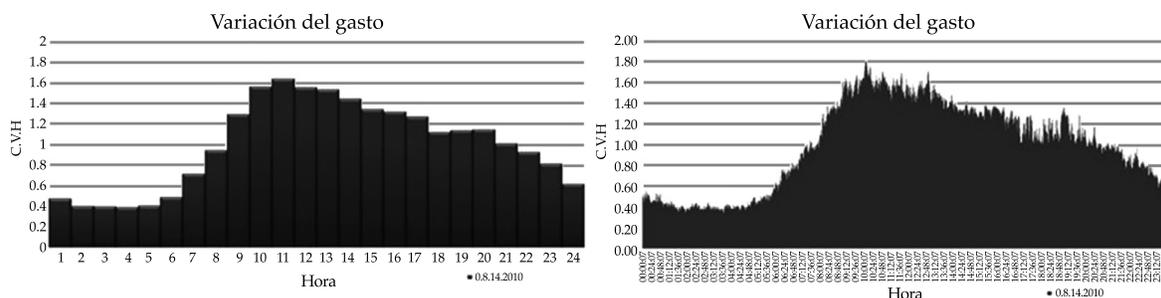


Figura 14. Serie medida de gasto cada 60 s (derecha) y su promediado horario (izquierda). Gasto medio = 33.01 l/s; 3 300 casas.

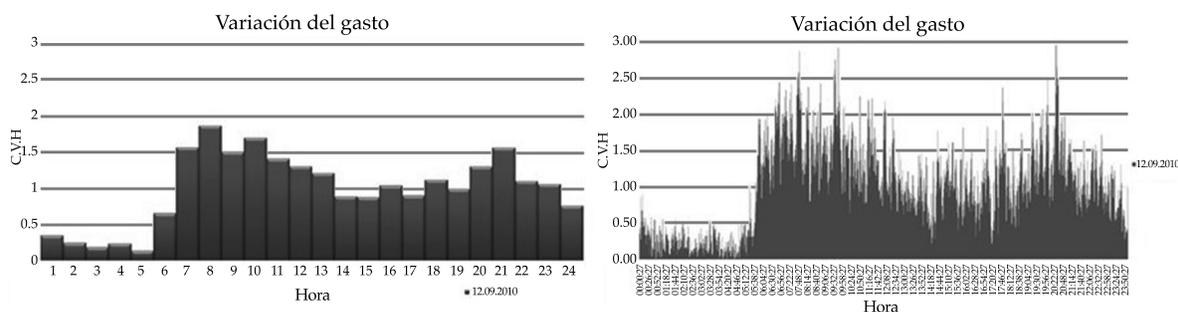


Figura 15 Serie medida de gasto cada 60 s (derecha) y su promediado horario (izquierda). Gasto medio = 1.14 l/s; 123 casas.

alcantarillado. Se puede esgrimir también el concepto de gasto mínimo instantáneo.

Se llevaron a cabo corridas con el procedimiento propuesto en este artículo, para porcentaje de fugas igual a 18%, tasa de llegada de los pulsos de demanda deducida de la variación de la demanda de la figura 14, y diferente número de casas, desde una sola hasta 100 000 casas, y se obtuvieron los coeficientes de demanda máxima instantánea y demanda máxima horaria para cada número de casas. Dado que se trata de un proceso estocástico, las corridas se realizaron 10 veces (10 realizaciones) para cada cantidad de casas, y se obtuvieron los promedios de tales corridas. Las figuras 16 y 17 muestran el coeficiente de demanda máxima instantánea y demanda máxima horaria obtenidos, comparados con el valor único del coeficiente de variación horaria de la demanda que maneja Conagua, que es igual a 1.55 (MAPAS-Conagua, 2007a).

Se obtuvieron también los coeficientes de demanda mínima instantánea y otros parámetros. Cabe señalar que los coeficientes obtenidos son válidos sólo para los datos (pulsos de demanda y medición del gasto en la fuente) del lugar, y pueden ser distintos para otros sitios (en particular serán diferentes para la medición de la figura 15). Una descripción detallada y discusión de los resultados de los coeficientes de demanda obtenidos está fuera del alcance de este artículo, cuyo objetivo es presentar el propio procedimiento de modelación de la demanda, por lo que serán presentados después en otra publicación.

Variación de la demanda en suministro intermitente (tandeos)

El procedimiento arriba explicado es aplicable para un servicio continuo de agua potable a domicilios sin tinacos o cisternas. Una parte de

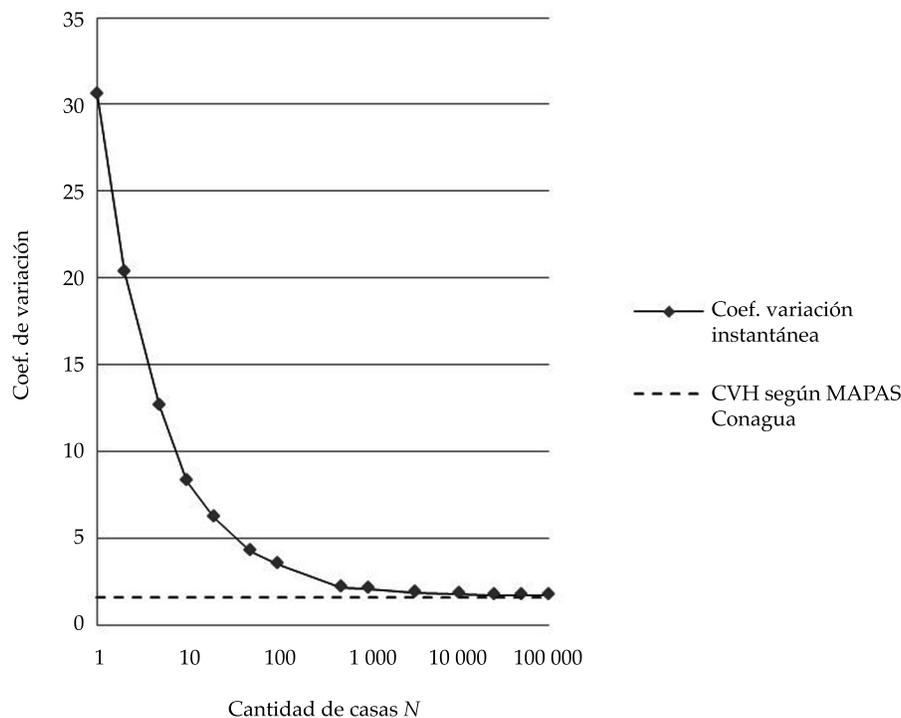


Figura 16. Coeficiente de demanda máxima instantánea obtenido, comparado con el coeficiente de variación horaria (CVH) de la demanda que maneja Conagua.

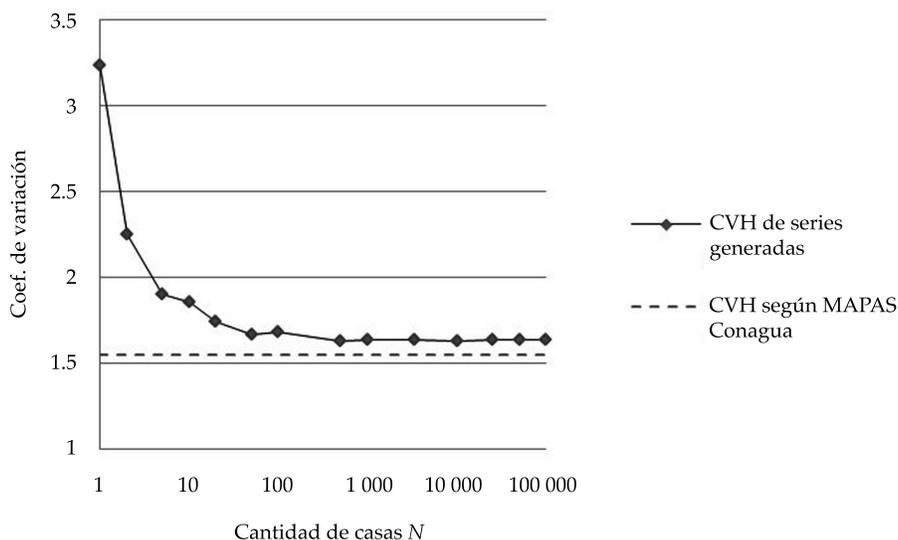


Figura 17. Coeficiente de demanda máxima horaria obtenido, comparado con el coeficiente de variación horaria (CVH) que maneja Conagua.

los domicilios en México cuenta con tinacos o cisternas y tinacos, debido al servicio discontinuo (intermitente) de agua potable. El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) mantiene un sitio web de Internet de libre acceso (<http://www.pigoo.gob.mx/>), creado para transparentar la información de una serie de indicadores de un gran número de organismos operadores de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país. Uno de los indicadores que se maneja en este sitio es el porcentaje de tomas domiciliarias con servicio continuo de agua potable de 24 horas al día, expresado por la relación del número de tomas domiciliarias con servicio continuo y el número total de tomas en la ciudad. Para el año 2013 participaron con información 76 organismos operadores del país, que reportaron en promedio un 78% de tomas con servicio continuo. Varios organismos operadores han realizado esfuerzos importantes para reducir, o incluso eliminar, el servicio de agua por tandeo, mediante programas de reducción de pérdidas de agua o aumento de la extracción en las fuentes de agua. Se ha notado, no obstante, que la mayoría de los usuarios del

servicio prefiere mantener las cisternas y tinacos en sus casas aun cuando en las tuberías de la red se tiene suministro continuo. Algunos aspectos hidráulicos del servicio intermitente de agua potable, y su modelación, se presentan en Cabrera-Bejar y Tzatchkov (2009), y Cabrera-Bejar y Tzatchkov (2012). La variación de los gastos en las tuberías con suministro intermitente, o con servicio continuo, pero con cisternas y tinacos en los domicilios, es muy diferente de aquella en tuberías con suministro continuo sin cisternas y tinacos. El concepto coeficiente de variación horaria de la demanda pierde su significado en el caso del suministro intermitente, donde la población recibe el agua en horarios preestablecidos. Dependiendo de la topografía, la red de tuberías puede vaciarse cuando concluye el horario de servicio y se volverá a llenar al reanudar el servicio. En el llenado presentará un flujo a tubo parcialmente lleno, cuya magnitud dependerá de la topografía y desniveles existentes, hasta que el agua que entra llene las tuberías y expulse el aire. Una vez llenas de agua las tuberías, el gasto en las tuberías será aproximadamente uniforme. El coeficiente de

variación, para fines de revisar si la capacidad de la tubería es suficiente, en este caso se define por la duración del servicio, sin considerar el periodo con flujo a tubo parcialmente lleno. Si el gasto medio, en litros por hora, se define como el volumen de agua suministrado en un día en litros entre 24 horas, y el mismo volumen se suministra en N horas, el coeficiente de variación CV es simplemente:

$$CV = 24 / N \quad (12)$$

Para un servicio de seis horas diarias, por ejemplo, se tendría un coeficiente de variación de 4, mucho más alto que aquel de un servicio continuo, que normalmente se maneja del orden de 1.40 a 1.60 (MAPAS-Conagua, 2007a). Es decir, los gastos y velocidades correspondientes en las tuberías que operan con servicio intermitente son mucho más altos que aquellos del servicio continuo.

La variación de los gastos en las tuberías con suministro continuo, pero con cisternas y tinacos en los domicilios, es también diferente de aquel en tuberías sin cisternas y tinacos. Es de esperar que la variación sea menor en estos casos, dado que la demanda de agua en el interior de los domicilios no llega directamente a las tuberías de la red, sino a través de los tinacos o cisternas. El problema está bajo investigación por los autores.

Conclusiones

La variación del caudal en una tubería de agua potable tiene carácter estocástico y depende en gran medida de la cantidad de casas que abastece dicha tubería. En este artículo se presenta una metodología de simulación numérica, basada en el método PRP con inversión de la función de la tasa de llegada acumulada, para modelar la variación diaria estocástica de la demanda instantánea de agua potable, aplicable para una sola casa o para un grupo de N casas, con base en los parámetros estadísticos del consumo de agua en las casas individuales,

nivel de fugas dado, y medición de la variación del gasto medida en la fuente de abastecimiento. La metodología propuesta ofrece una base racional para la determinación de la variación de la demanda, que puede sustituir o combinarse con la manera tradicional de obtener esta variación, que se basa solamente en mediciones en fuentes de suministro. Los resultados se compararon con mediciones de campo en una zona aislada de una ciudad mexicana, donde el suministro de agua potable es continuo. Para esta zona aislada, con la metodología propuesta, se obtuvo que el coeficiente de variación horaria de la demanda varía de manera no lineal con el número de casas, con valores de 3.23 para una sola casa hasta 1.64 para 500 o más casas, en contraste con el valor constante de 1.55 que maneja la Comisión Nacional del Agua. Se introduce también el concepto de coeficiente de variación instantánea de la demanda de agua potable, cuyos valores se obtuvieron desde 30.58 para una sola casa hasta 1.66 para 100 000 o más casas. Por otro lado, la variación de los gastos en las tuberías con suministro intermitente, o con servicio continuo, pero con cisternas y tinacos en los domicilios es muy diferente de aquella en tuberías con suministro continuo sin cisternas y tinacos. El coeficiente de demanda máxima horaria es más alto en suministro intermitente que en suministro continuo, pero más bajo en redes que tienen servicio continuo y cisternas, o tinacos en los domicilios.

Agradecimientos

El estudio que se reporta en este artículo fue realizado en el marco del proyecto "Modelación y diseño de redes de agua potable con demanda estocástica integrados con sistema de información geográfica", financiado por el Fondo Sectorial de Investigación y Desarrollo Sobre el Agua Conacyt-Conagua. Los autores agradecen a Conacyt y a Conagua este financiamiento, y el apoyo durante el proyecto. Se agradece también el apoyo en mediciones de campo e información proporcionada por parte de la Comisión Estatal de Servicios Públicos de Tijuana, Baja California.

Referencias

- Alcocer, V. H. (2007). *Flujo estocástico y transporte en redes de distribución de agua potable*. Tesis de doctorado. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alcocer, V. H., Tzatchkov, V. G. & Arreguín C., F. I. (2012). Modeling of Drinking Water Networks Using Stochastic Demand. *Water Resources Management*, 26(7), 1779-1792, doi: 10.1007/s11269-012-9979-2.
- Alcocer, V. H., Tzatchkov, V. G., García B., R, Buchberger, S. G., Arreguín C., F. I. & León, T. (2008). Modelación estocástica del consumo doméstico empleando el esquema de Neyman-Scott. *Ingeniería Hidráulica en México*, 23(3), 105-121.
- Alcocer, V. H., Tzatchkov, V. G., Buchberger, S. G., & Feliciano, D. (June 27-July 1, 2004). Stochastic Residential Water Demand Characterization. In: World Water & Environmental Resources Congress, ASCE-EWRI, Salt Lake City, UT, doi: 10.1061/40737(2004)459.
- Alvisi, S., Franchini, M., & Marinelli, A. (2003). A Stochastic Model for Representing Drinking Water Demand at Residential Level. *Water Resources Management*, 17(3), 197-222, doi: 10.1023/A:1024100518186.
- Blokker, E. J. M. (2010). *Stochastic Water Demand Modelling: Hydraulics in Water Distribution Networks*. London: IWA.
- Blokker, E. J. M., Buchberger, S. G., Vreeburg, J. H. G., & Van Dijk, J. C. (2008). *Comparison of Water Demand Models: PRP and SIMDEUM Applied to Milford, Ohio Data*. In: Water Distribution Systems Analysis Conference, J. E. Van Zyl, A. A. Ilemobade, and H. E. Jacobs (eds.). Kruger National Park, South Africa, 182-195, doi: 10.1061/41024(340)17.
- Blokker, E. J. M., Pieterse-Quirijns, E. J., Vreeburg, J. H. G., & Van Dijk, J. C. (2011). Simulating Nonresidential Water Demand with a Stochastic End-Use Model, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 137(6), 511-520, doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000146.
- Buchberger, S. G., Carter, J. T., Lee, Y., & Schade, T. G. (2003). *Random Demands, Travel Times, and Water Quality in Deadends*. Denver: AWWA Research Foundation.
- Buchberger, S. G., & Wells, G. J. (1996). Intensity, Duration and Frequency of Residential Water Demands. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 122(1), 11-19, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1996)122:1(11).
- Buchberger, S. G., & Wu, L. (1995). Model for Instantaneous Residential Water Demands. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(3), 232-246, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:3(232).
- Cabrera-Bejar, J. A., & Tzatchkov, V. G. (May 2009). *Inexpensive modeling of intermittent service water distribution networks*. EWRI-ASCE World Environmental & Water Resources Congress, Kansas City, Missouri, doi: 10.1061/41036(342)29.
- Cabrera-Bejar, J. A., & Tzatchkov, V. G. (2012) Modelación de redes de distribución de agua con suministro intermitente. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 3(2), 5-25.
- Cinlar, E. (1975). *Introduction to Stochastic Processes*. Englewood Cliffs, USA: Prentice-Hall.
- García, V. J., García, R., Cabrera, E., Arregui, F., & García, J. (2004). Stochastic Model to Evaluate Residential Water Demands. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 130(5), 386-394, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9496(2004)130:5(386).
- Innovyze (2015). Recuperado de http://www.innovyze.com/products/infoworks_ws/.
- Leemis, L. M., & Park, S. K. (2006) *Discrete-Event Simulation: A First Course*. Upper Saddle River, USA: Pearson Education Inc.
- Magini, R., Pallavicini, I., & Guercio, R. (2008). Spatial and Temporal Scaling Properties of Water Demand. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134(3), 276-284, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9496(2008)134:3(276).
- MAPAS-Conagua (2007a). *Datos básicos. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Mapas)*. Ciudad de México: Comisión Nacional del Agua.
- MAPAS-Conagua (2007b). *Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Mapas)*. Ciudad de México: Comisión Nacional del Agua.
- Neyman, J., & Scott, E. L. (1958). Statistical Approach to Problems of Cosmology. *J. R. Stat. Soc. Serie B* 20, 1-43.
- Rodríguez, J. M., Alcocer, V. H., Bourguett, V. J., Cortez, P. E., Rubalcaba, S., Ballesteros, C., Navarro, C. J., & Issa, B. E. (2010). Planificación de sectores en redes de agua potable con el uso de un modelo de simulación hidráulica. *Revista Tláloc AMH*, (48).
- Rossmann, L. (2002). *EPANET2, Users Manual*. USA: Water Supply and Water Resources Division, United States Environmental Protection Agency. Recuperado de <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>.
- Tzatchkov, V. G., Alcocer, V. H., Arreguín, F. I., & Feliciano, D. (2005). Medición y caracterización estocástica de la demanda instantánea de agua potable. *Ingeniería Hidráulica en México*, 20(1), 67-76.
- Van Zyl, J. (1996) Peak Factors in Municipal Water Reticulation Networks. *Procedures*. WISA Biennial Conference, 20-23 May, 1996, Port Elizabeth.
- Van Zyl, J., le Gat, Y., Piller, O., & Walski, T. (2012). Impact of Water Demand Parameters on the Reliability of Municipal Storage Tanks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 138(5), 553-561, doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000200.
- Vertommen, I., Magini, R., & Cunha, M. C. (2012). *Water Demand Uncertainty: The Scaling Laws Approach*. In: *Water Supply Systems Analysis: Selected topics*. D. A. Ostfeld (ed.). InTech. Recuperado de <http://www.intechopen.com/books/water-supply-system-analysis-selected-topics>.

Dirección institucional de los autores

Dr. Velitchko G. Tzatchkov

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Coordinación de Hidráulica
Subcoordinación de Hidráulica Urbana
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +52 (777) 3293 678
velitchk@tlaloc.imta.mx

Dr. Víctor H. Alcocer-Yamanaka

Comisión Nacional del Agua
Subdirección General Técnica
Av. Insurgentes Sur # 2416, Col. Copilco el Bajo,
Delegación Coyoacán
04340 Ciudad de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (55) 51744 000
yamanaka@conagua.gob.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Después de la lluvia, la calma, laguna de Balacar, Quintana Roo, México.

Foto: Maricarmen Espinosa Bouchot.

Calibración y validación de un modelo matemático para la simulación de los cambios morfológicos durante eventos extremos en una playa del Caribe

• Kenia Hernández-Valdés* •
Inversiones Gamma S.A., Cuba

*Autor de correspondencia

• Luis F. Córdova-López •
Instituto Superior Politécnico José Antonio Echevarría, Cuba

Resumen

Hernández-Valdés, K., & Córdova-López, L. F. (mayo-junio, 2016). Calibración y validación de un modelo matemático para la simulación de los cambios morfológicos durante eventos extremos en una playa del Caribe. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 135-153.

Recientemente ha sido desarrollado el modelo numérico *Xbeach*, capaz de simular cambios morfológicos y procesos que ocurren cercanos a la costa, como rotura del oleaje, incluyendo erosión de la duna, rebase y apertura de brechas, desarrollado para playas abiertas, playas con dunas y playas barrera en condiciones de alta energía. El modelo resuelve las ecuaciones de propagación del oleaje, flujo, transporte del sedimento y cambios del fondo, por la variación (espectral) del oleaje y condiciones límites de flujo en 2DH. En este trabajo se presenta la calibración y validación del modelo *Xbeach* para el caso de la playa de Varadero, Cuba, simulando los cambios morfológicos ocurridos durante el paso del huracán *Michelle* en octubre-noviembre de 2001.

Palabras clave: morfodinámica de playas, calibración, modelación matemática, erosión.

Abstract

Hernández-Valdés, K., & Córdova-López, L. F. (May-June, 2016). *Calibration and Validation of a Mathematical Model for the Simulation of the Morphological Changes during Extreme Events in a Caribbean Beach*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 135-153.

Recently the numerical model *Xbeach* has been developed, able to simulate the morphological changes and the nearshore processes such as wave breaking, including dune erosion, overwashing and breaching, developed for open beaches, beaches with dunes and beaches barrier under conditions of high energy. The model solves coupled 2DH equations for wave propagation, flow, sediment transport and bottom changes, for varying (spectral) wave and flow boundary conditions. In this work it is presented the calibration and validation of *Xbeach* model for the case of the Varadero beach, Cuba, simulating the morphological changes happened during the hurricane *Michelle* in October - November of the 2001.

Keywords: Morphodynamic of beaches, calibration, mathematical modelation, erosion.

Recibido: 06/11/2014

Aceptado: 11/11/2015

Introducción

Los ambientes sedimentarios costeros están sujetos a una gran variabilidad en su morfología y características sedimentarias, pues responden de manera sensible a las fuerzas actuantes. Una de las formas más evidentes de los cambios que sufren las costas es la variación de su perfil bajo la acción de las olas. El mecanismo básico de

este proceso de cambio es el levantamiento de los granos de arena del fondo por la velocidad de corte del flujo oscilatorio que acompaña al paso de la ola y la turbulencia generada por la rotura del oleaje. Una vez que los granos de arena están en suspensión, son susceptibles de ser transportados por las corrientes litorales tanto en sentido longitudinal como transversal a la costa. En condiciones de tormenta, grandes volúmenes

de arena pueden ser retirados de la playa y en consecuencia, aumenta la vulnerabilidad a sufrir daños.

Lo antes mencionado se complica aún más si se enmarca bajo el contexto del actual cambio climático global, en el cual numerosos factores asociados con el calentamiento atmosférico y al ascenso del nivel medio del mar han dado lugar a un aumento de la incidencia e intensidad de las tormentas que afectan el área geográfica, así como a la generalización de los problemas erosivos (Cabrera *et al.*, 2011). Esto conduce a la necesidad de evaluar con antelación y pronosticar de manera correcta cuál será la respuesta morfológica de las playas ante eventos extremos.

La aplicación y calibración del modelo matemático *Xbeach* ha hecho posible evaluar el comportamiento morfodinámico de playas con las características de la zona del mar Caribe ante eventos meteorológicos extremos. El desarrollo del sector Oasis, ubicado en la playa de Varadero, principal polo turístico de Cuba, lo convierte en un excelente caso de estudio para llevar a cabo esta investigación.

Caracterización de la playa

La playa de Varadero está situada en la región occidental de Cuba, a una distancia de 130 km al este de La Habana, y se extiende con una longitud aproximada de 22 km a lo largo de la

costa norte de la península de Hicacos, provincia de Matanzas. Con una proyección general de 70 grados de azimut y un ancho máximo de 500 m, esta península constituye una barrera natural que separa los bajos fondos de la Bahía de Cárdenas de las aguas del estrecho de La Florida (figura 1).

El litoral de la península se describe como una superficie baja y débilmente colinosa, con alturas que no sobrepasan los 20 m. La costa norte es principalmente acumulativa, con extensas playas arenosas separadas por macizos de rocas calizas, donde la acción erosiva del mar ha tallado nichos y el micro relieve de Diente de Perro se destaca como manifestación de las formaciones costeras contemporáneas del Holoceno.

En el caso de la playa, predominan los sedimentos arenosos, con una granulometría que varía desde fina hasta muy gruesa, presentando la muestra tipo a lo largo de la península un valor de diámetro medio de 0.26 mm. Estos sedimentos son esencialmente de origen biogénico carbonatado y están constituidos en más de 99% por restos de organismos marinos, como algas calcáreas, moluscos, foraminíferos y bioclastos, mientras que los restos correspondientes a otros grupos, donde se encuentran además los restos inorgánicos, sólo representan 0.87% del total de la muestra, como se refleja en la figura 2.

Descripción del huracán *Michelle* (del 29 de octubre al 6 de noviembre de 2001)

En la figura 3 se presenta un segmento de la trayectoria de *Michelle* a su paso sobre el archipiélago cubano, dado por el Instituto de Meteorología de Cuba. Su entrada en la isla ocurrió aproximadamente a las seis de la tarde del día 4 de noviembre de 2001, por el sudeste de la provincia de Matanzas, al atravesar la Bahía de Cochinos, entre Playa Larga y Playa Girón, con vientos máximos de 210 km/h. Salió al mar alrededor de la una de la mañana del día 5, con vientos máximos sostenidos de 150 km/h por Cayo Isidoro, municipio Encrucijada, Villa Clara, al este de la península de Hicacos. La



Figura 1. Ubicación geográfica de la playa de Varadero.

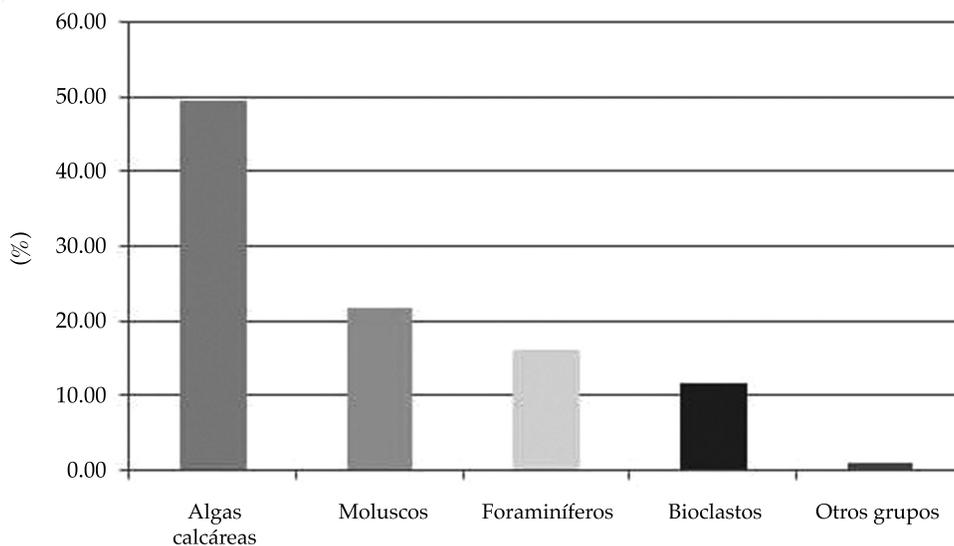


Figura 2. Composición de la arena de la playa de Varadero.

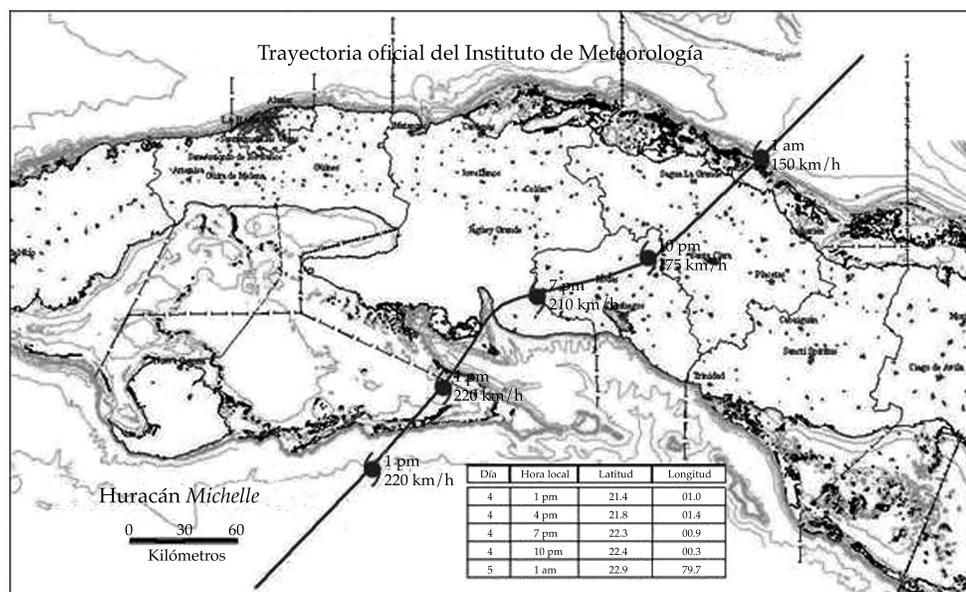


Figura 3. Trayectoria del Huracán Michelle sobre el archipiélago cubano. Instituto de Meteorología.

velocidad promedio del cruce por el territorio cubano fue de 25 km/h.

Michelle fue un huracán extenso, con un ojo de unos 40 kilómetros de diámetro, por lo que

en toda su trayectoria, la zona de calma y vientos máximos sostenidos se extendió a unos 20 km. Ocasionó inundaciones costeras en varias zonas del país.

Determinación de las variables que caracterizan al huracán *Michelle*

Para la determinación del oleaje como condición de frontera se toman los resultados obtenidos de la aplicación del Sistema de Ingeniería Costera y Marítima descrito por Córdova (2014). Este sistema integra varios modelos matemáticos que tributan al modelo *Xbeach*, y presenta como

datos iniciales la salida de los campos de vientos del modelo paramétrico Holland (1980), enviándolos luego a los modelos *Wave Wacth III (WW3)* y *SWAN*, para la generación y propagación de oleaje, según el dominio que esté trabajando.

Las condiciones de oleaje más desfavorables (altura de ola significativa, periodo pico y dirección de la ola) obtenidas se reflejan en las figuras 4, 5 y 6.

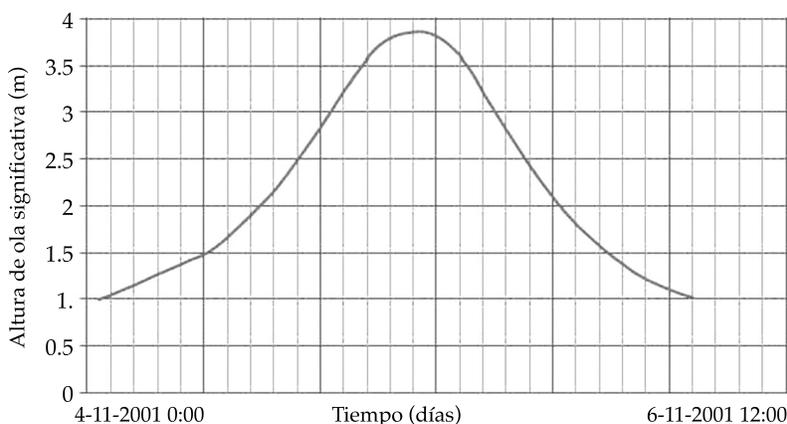


Figura 4. Altura de ola significativa para el huracán *Michelle*.

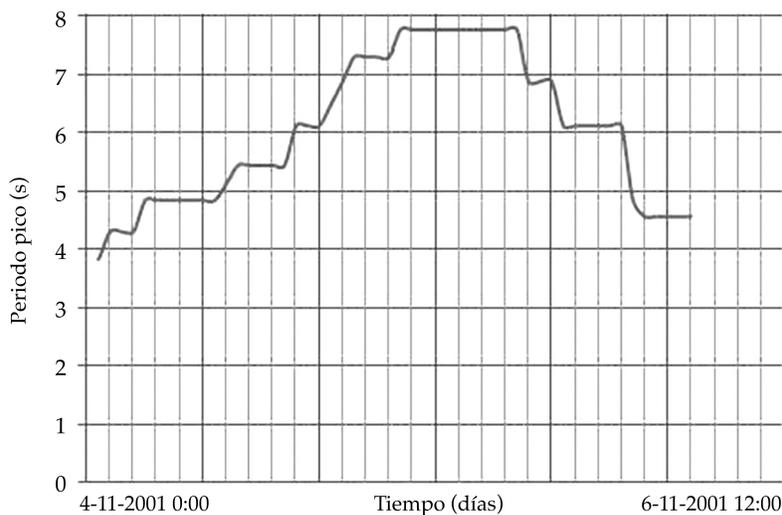


Figura 5. Periodo pico de la ola para el huracán *Michelle*.

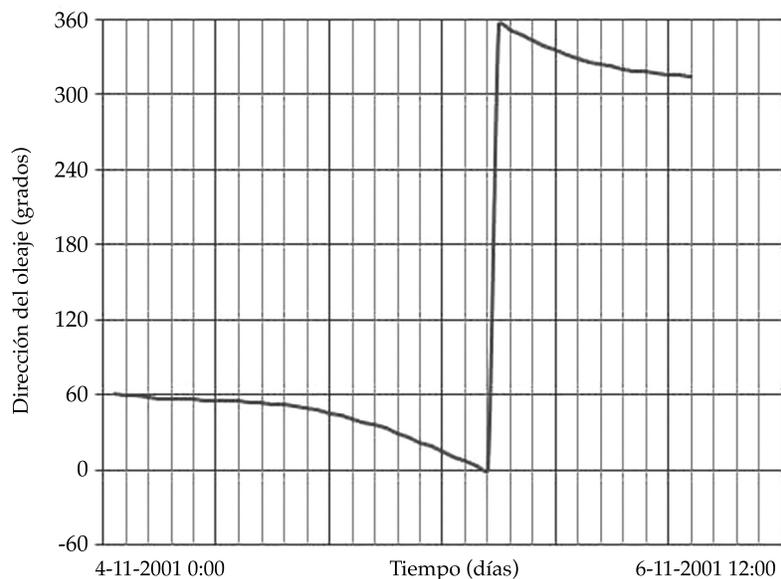


Figura 6. Dirección del oleaje para el huracán *Michelle*.

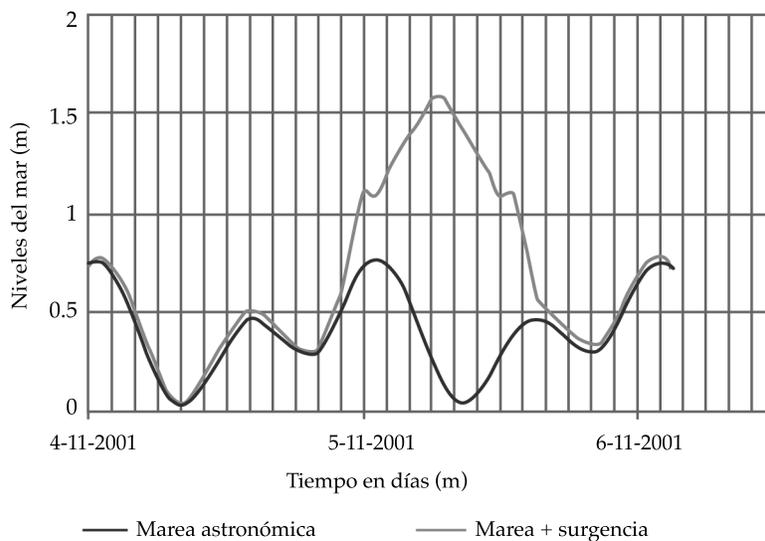


Figura 7. Nivel del mar para el huracán *Michelle*.

De acuerdo con Córdova (2014), *Michelle* provocó una sobre elevación del nivel del mar de 1.56 metros en el momento de máxima altura de ola significativa, lo que se presenta en la figura 7.

Condiciones de la playa antes y después del paso del huracán *Michelle*

Izquierdo (2004) caracteriza la zona de estudio antes del paso del huracán *Michelle*, donde des-

taca para el sector la existencia de una pendiente submarina ligeramente suave. La presencia de dos niveles de barras bien desarrolladas se refleja en el perfil Kawama, con reservas de arena importantes para la protección de la playa en el caso de ocurrir tormentas severas. El afloramiento de la roca próximo a la orilla en el caso del perfil duna E no permite la formación de barras longitudinales (figura 8).

El huracán *Michelle* fue uno de los más intensos eventos ocurridos en los últimos 50 años,

que influyó de manera significativa en la playa de Varadero y provocó severas afectaciones de carácter puntual; entre ellas destacan el fortalecimiento en el sector, caracterizado por el perfil duna E de la pequeña barra próxima a la orilla, y la formación de una segunda barra a 250 m de la inflexión, donde antes sólo existían rocas (figura 9); el desplazamiento de la segunda barra longitudinal del perfil Kawama a una mayor distancia de la costa y a una profundidad de 3 m, así como pérdidas por fugas de arena fuera

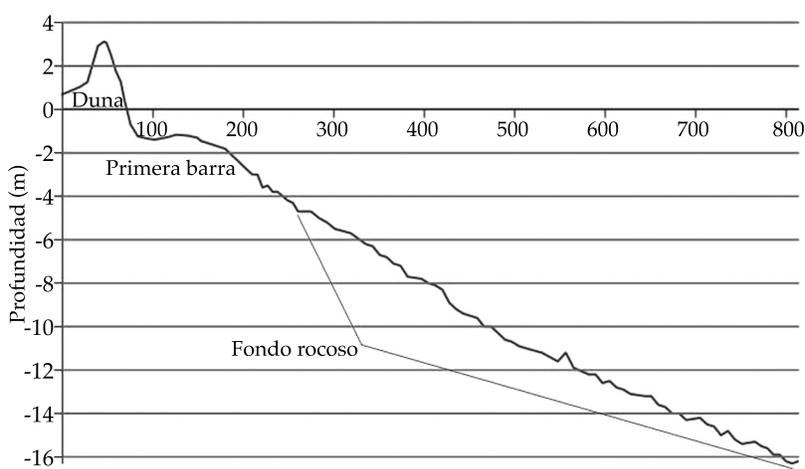


Figura 8. Perfil duna E antes del paso del huracán *Michelle*.

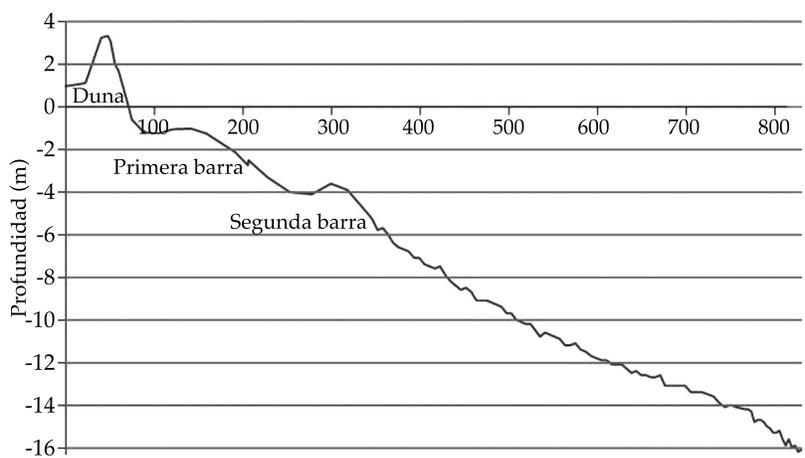


Figura 9. Perfil duna E después del paso del huracán *Michelle*.

del sistema de playa, irrecuperables para el perfil, al desplazar volúmenes de sedimentos hacia profundidades mayores que la profundidad de cierre del perfil activo.

Análisis cuantitativo de los daños provocados por *Michelle* en el perfil

Basados en los estudios realizados por Izquierdo (2004), Díaz (2011) y Salazar (2012), se selecciona la zona oeste de la playa de Varadero con el perfil duna E para la calibración del modelo, y los perfiles PN1 y PN2 del sector Oasis para su validación.

Con el objetivo de cuantificar los cambios morfológicos ocurridos durante el fuerte oleaje que provocó el huracán *Michelle*, se definen como indicadores de los diferentes procesos que tuvieron lugar las variables volumen de erosión (m^3/m), y avance o retroceso de la línea de costa (m). Los resultados obtenidos del proceso de cálculo se observan en el cuadro 1.

El proceso de calibración del modelo *Xbeach* se basará principalmente en los siguientes aspectos: caracterización cualitativa de los daños provocados por *Michelle* en el área estudiada, volumen de erosión, y avance o retroceso de la línea de costa calculado.

Modelo *Xbeach*

Modelo matemático en dos dimensiones que simula la propagación del oleaje, ondas largas, flujo medio, y transporte de sedimento y cambios morfológicos en la zona de playa, dunas y barreras al interior de la costa durante la ocurrencia de eventos extremos.

Xbeach resuelve las ecuaciones de balance de acción de la ola, de energía del *roller*, de masa y *momentum* en aguas poco profundas, fórmulas de transporte de sedimento, así como las de actualización del fondo (Roelvink *et al.*, 2010).

1. La función que soluciona el balance de acción de la ola

El modelo resuelve la ecuación de balance de acción de olas de corto periodo, dependiente del tiempo a la escala temporal de grupos de olas. Se tiene en cuenta la densidad de la acción de olas cortas, quedando la distribución de frecuencia reducida a una frecuencia pico representativa:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial c_x A}{\partial x} + \frac{\partial c_y A}{\partial y} + \frac{\partial c_\theta A}{\partial \theta} = -\frac{D_{waves}}{\sigma} \quad (1)$$

$$A(x, y, t, \theta) = \frac{S_w(x, y, t, \theta)}{\sigma(x, y, t)} \quad (2)$$

Siendo A la densidad de acción del oleaje; θ , el ángulo de incidencia con respecto al eje x ; S_w , la densidad de energía del oleaje en cada sector direccional; σ , la frecuencia intrínseca de la ola obtenida de la relación lineal de dispersión; D_{waves} , la disipación de la energía debido a la rotura del oleaje; (c_x, c_y) , las velocidades de propagación de la acción del oleaje en los componentes x e y , y (c_θ) es la velocidad de propagación de la energía de la ola en el espacio, teniendo en cuenta la refracción por efecto del fondo y las corrientes.

La disipación total de la energía del oleaje, direccionalmente integrada, debido a la rotura del oleaje, es modelada con base en Roelvink (1993). Las formulaciones referentes al modelo de rotura pueden definirse mediante la palabra clave *break*. Para los casos de simulaciones con grupos de olas no estacionarios, se emplea *break 1* o *break 3*, siendo las ecuaciones que utiliza el modelo las de Roelvink (1993). Para las simulaciones con grupos de olas estacionarios, la opción de *break 2* se encuentra disponible,

Cuadro 1. Resultados del estudio cuantitativo realizado en el perfil duna E.

Perfil	Vol. erosión (m^3/m)	Mov. línea costa (m)
Duna E	-18.45	-2.60 retroceso

utilizando las ecuaciones de Baldock, Holmes, Bunker y Van Weert (1998).

2. La función que incluye un balance de energía en la zona de rompientes

El modelo incluye un balance de la energía del oleaje en rompientes, con la finalidad de redistribuir la energía de las olas rompiendo. Se tiene en cuenta la distribución direccional de la densidad de acción del oleaje, quedando limitada la distribución de frecuencia a una frecuencia pico representativa:

$$\frac{\partial S_{roller}}{\partial t} + \frac{\partial c_x S_{roller}}{\partial x} + \frac{\partial c_y S_{roller}}{\partial y} + \frac{\partial c_\theta S_{roller}}{\partial \theta} = -D_{roller} + D_{waves} \quad (3)$$

Siendo $S_{roller}(x, y, t, \theta)$ la energía del oleaje en rompientes en cada sector direccional; θ , el ángulo de incidencia con respecto eje x ; D_{waves} , la disipación de la energía debido a la rotura del oleaje; D_{roller} , la disipación de la energía *roller* debido a la rotura del oleaje; (c_x, c_y) , las velocidades de propagación de la energía *roller* en la dirección x e y ; (c_θ) , la velocidad de propagación de la energía de la ola en el espacio. La disipación de energía de *roller* es calculada por Reniers (1999), quien combina conceptos con Deigaard (1993) y Svendsen (1984).

3. Ecuaciones de flujo en agua someras

Las ecuaciones responsables de las variaciones de la superficie del agua y el flujo, incluyendo oleaje infragravitatorio y corrientes inducidas por oleaje no estacionario, se presentan a continuación. *Xbeach* utiliza las formulaciones dadas por Andrews y McIntyre (1978):

$$\frac{\partial u^L}{\partial t} + u^L \frac{\partial u^L}{\partial x} + v^L \frac{\partial u^L}{\partial y} - fv^L - v_h \left(\frac{\partial^2 u^L}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u^L}{\partial y^2} \right) = \frac{\tau_{sx}}{\rho h} - \frac{\tau_{bx}^E}{\rho h} - g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{F_x}{\rho h}$$

$$\frac{\partial v^L}{\partial t} + u^L \frac{\partial v^L}{\partial x} + v^L \frac{\partial v^L}{\partial y} + fu^L - v_h \left(\frac{\partial^2 v^L}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v^L}{\partial y^2} \right) = + \frac{\tau_{sy}}{\rho h} - \frac{\tau_{by}^E}{\rho h} - g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{F_y}{\rho h}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial hu^L}{\partial x} + \frac{\partial hv^L}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

Las condiciones de contorno para los cálculos de flujo deben expresarse en función de u^L , v^L (lagrangianas) y no u^E , v^E (eulerianas), siendo τ_x , τ_y las tensiones de fondo; η , el nivel del agua; f , el coeficiente de Coriolis; F_x , F_y , las tensiones inducidas por el oleaje; y v_h , la viscosidad horizontal asociada con mezcla lateral.

4. Ecuación de transporte de sedimentos

El transporte de sedimento se determina mediante la resolución de una ecuación de advección-difusión, siguiendo el esquema de Galapatti y Vreugdenhil (1985), partiendo del campo de velocidades eulerianas (u^E , v^E). *Xbeach* soporta dos formulaciones para la concentración de equilibrio: la metodología de Soulsby-Van Rijn (Soulsby, 1997) y la más reciente de Van Rijn (2007).

Ecuación de advección-difusión Galapatti y Vreugdenhil (1985):

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial hCu^E}{\partial x} + \frac{\partial hCv^E}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x} \left(D_h h \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_h h \frac{\partial C}{\partial y} \right) = \frac{hC_{eq} - hC}{T_s}$$

$$T_s = \max \left(0.05 \frac{h}{W_s}, 0.2 \right) s \quad (5)$$

Donde C es la concentración de sedimento promediada con el fondo; C_{eq} , la concentración de equilibrio; u^E y v^E , el campo de velocidades eulerianas; h , la profundidad local; D_h , el coeficiente de difusión del sedimento; T_s , la escala temporal de adaptación de la concentración de sedimento; y w_s , la velocidad de caída del sedimento.

El cálculo de C_{eq} mediante la formulación de transporte de sedimentos Soulsby-Van Rijn (Soulsby, 1997):

$$C_{eq} = \frac{A_{sb} + A_{ss}}{h} \left(\left(|u^E|^2 + 0.018 \frac{u_{rms}^2}{C_d} \right)^{0.5} - u_{cr} \right)^{2.4} (1 - \alpha_b m) \quad (6)$$

Siendo A_{sb} y A_{ss} los coeficientes de transporte por suspensión y por fondo, respectivamente; h , la profundidad local (m); C_d , el coeficiente adimensional de arrastre en olas de corto periodo; u_{rms} la velocidad orbital de la ola cerca del fondo; u_{cr} la velocidad de transporte crítica debido a corrientes y oleaje; m , la pendiente del fondo, y α_b es el factor de calibración.

El cálculo de C_{eq} mediante la formulación para transporte de sedimento dada por Van Rijn (2007) incluye la turbulencia producida por el oleaje en rotura:

$$C_{eq} = \frac{A_{sb}}{h} \left(\sqrt{(u^E)^2} + 0.64 u_{rms,2}^2 - u_{cr} \right)^{1.5} + \frac{A_{ss}}{h} \left(\sqrt{(u^E)^2} + 0.64 u_{rms,2}^2 - u_{cr} \right)^{2.4} (1 - \alpha_b m) \quad (7)$$

Siendo A_{sb} y A_{ss} los coeficientes de transporte por suspensión y por fondo, respectivamente; h , la profundidad local (m); $u_{rms,2}$ la velocidad

orbital próxima al fondo (m/s), incluyendo el efecto de la turbulencia inducida por oleaje en rotura (Reniers, Roelvink, & Thornton, 2004); u_{cr} la velocidad de transporte crítica debido a corrientes y oleaje; m , la pendiente del fondo, y α_b es el factor de calibración. Se puede clasificar este modelo como de decaída de la turbulencia de forma exponencial, donde se consideran olas en rotura tipo *spilling*, asumiendo que la escala de tiempo de la turbulencia es sustancialmente menor que la de propagación de la onda.

Calibración del modelo

Todas las simulaciones realizadas en la etapa de calibración fueron usando la versión 19 de *Xbeach*, la más estable hasta el momento. La calibración del modelo se dividió en dos fases:

Fase I. Ajuste o calibración de parámetros propios del modelo, la cual tiene como objetivo definir la combinación de parámetros que simulen mejor los daños provocados por *Michelle*.

Fase II. Estudios de sensibilidad aplicando diferentes alternativas referentes a la condición de frontera del mar, dirigida a evaluar el efecto de la aplicación de varios niveles de mar en las variables morfológicas estudiadas.

Los parámetros utilizados para la calibración y valores se presentan en el cuadro 2.

Donde el parámetro *break* indica la disipación de la energía del oleaje debido a la rotura, empleando el valor 1 al utilizar las formulaciones

Cuadro 2. Parámetros utilizados para la calibración del modelo.

Parámetro	Valores por default	Valores estudiados
<i>Break</i>	3	1 Roelvink (1993) 2 Baldock et al. (1998) 3 Roelvink (1993)
<i>Gamma</i>	0.55	0.4 0.5 0.6 0.7
<i>Gammáx</i>	2	2 3 5
<i>Wetslp</i>	0.3	0.1 0.2 0.3

dadas por Roelvink (1993), el valor 2 para las formulaciones de Baldock *et al.* (1998) y el valor 3 para las formulaciones dadas por Roelvink (1993). Por su parte, gamma representa el índice de rotura implícito en estas formulaciones, con el cual la zona de rompiente aumentará o disminuirá su longitud, según sea mayor o menor su valor. Gammáx es un limitador con el que se reduce la altura de ola en aguas muy poco profundas y se evita un comportamiento poco realista de lo que ocurre en esa zona. El parámetro wetslp representa la pendiente crítica sumergida, que tiene en cuenta la evolución del fondo por la avalancha de material arenoso erosionado de la duna.

La fase I de calibración del modelo se desarrolló en dos partes: la primera fijando la opción “break = 1” del modelo de disipación de energía de las olas, y combinando los demás parámetros hasta encontrar la combinación o combinaciones que más se aproximen a las características fundamentales de la dinámica costera en la zona de estudio. Para la segunda parte, aquellas combinaciones resultantes de la primera parte serán simuladas aplicando las otras dos opciones del modelo de disipación de la energía de las olas que brinda el modelo (“break 2” y “break 3”).

En la figura 10 se muestra la forma en que se desarrolló la primera parte de la calibración, donde se representa el tipo de modelo de disipación de energía de la ola (break 1) utilizado, así como los índices de rompiente (gamma 0.4,

0.5, 0.6, 0.7), con los cuales la zona de rompiente aumentará o disminuirá su longitud, según sea el caso. A su vez, cada valor de gamma será combinado con los limitadores (gammáx 2, 3, 5), lo que permitirá que las olas después de romper continúen su trayectoria con un comportamiento lógico en la zona de poca profundidad, que es precisamente el lugar donde mayor movimiento de sedimentos ocurre. También se observa la manera en que se combinaron los parámetros con la pendiente crítica sumergida (wetslp 0.1, 0.2, 0.3).

En la segunda parte de calibración se utilizaron como modelo de disipación de la energía de las olas las opciones *break 2* y *break 3* que brinda el modelo, en combinación con los parámetros seleccionados en la primera parte de calibración.

Resultados del proceso de calibración de la fase I. Análisis del índice de rompiente (gamma)

Las simulaciones hechas utilizando como índice de rompientes (gamma) el valor de 0.4 muestran que con este parámetro se mueven los menores volúmenes de sedimento a lo largo de todo el perfil debido a una zona de rompientes de menor longitud, como se observa en el cuadro 3. Los resultados obtenidos en estas simulaciones son los que más se aproximan a los valores de erosión y avance de la línea de costa, calculados para el sector de playa a partir de los perfiles

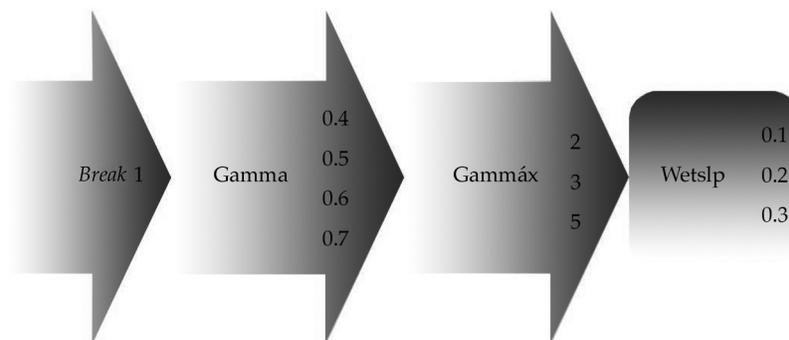


Figura 10. Esquema de calibración de la primera parte.

medidos, al ser comparados con los resultados de las mediciones que aparecen en el cuadro 1.

Todo lo contrario sucede cuando se utilizan los valores de 0.6 y 0.7, donde se aprecia un mayor movimiento de sedimento en todo el perfil, pues la zona de rompientes presenta una mayor longitud, sobredimensionándose los volúmenes de erosión y llegando en algunos casos a desaparecer completamente la duna (cuadro 4).

Análisis del parámetro relación H_{rms}/h_h (gammax)

En el cuadro 5 se muestran las combinaciones de gammáx que presentaron menor volumen de erosión por metro lineal y movimiento de la línea de costa, valor que interesa por ser el que más se aproxima a los resultados obtenidos

de las mediciones del perfil que aparecen en el cuadro 1. Como se observa, para una misma combinación de los restantes parámetros, el intervalo de valores de gammáx propuesto no presenta diferencias significativas en cuanto a las variables morfológicas estudiadas, por lo que se recomienda como máxima proporción H_{rms}/h_h el valor de 2, siendo H_{rms} la altura de ola y h_h la profundidad del agua.

Análisis del parámetro pendiente crítica sumergida (wetslp)

En todas las modelaciones realizadas utilizando los valores de gamma estudiados, los mayores valores de erosión y avance de la línea de costa se obtuvieron con una pendiente sumergida igual a 0.1 (cuadro 6).

Cuadro 3. Resultados de la simulación utilizando índice de rompientes de 0.4.

Break	Gamma	Gammáx	Wetslp	Vacreción	Verosión	Mov. línea costa (m)
1	0.4	2	0.3	5.92	-20.80	-7.41
		3	0.3	6.17	-20.99	-7.33
		5	0.3	5.92	-20.80	-7.41

Cuadro 4. Resultados de la simulación utilizando índice de rompientes de 0.6 y 0.7.

Break	Gamma	Gammáx	Wetslp	Vacreción	Verosión	Mov. línea costa (m)
1	0.6	2	0.3	28.11	-65.42	-22.26
		3	0.3	28.20	-65.73	-22.43
		5	0.3	27.78	-66.16	-22.34
1	0.7	2	0.3	33.74	-69.73	-18.10
		3	0.3	33.45	-69.86	-17.90
		5	0.3	33.67	-69.68	-18.25

Cuadro 5. Resultados de la simulación utilizando diferentes combinaciones de gammax.

Break	Gamma	Gammáx	Wetslp	Vacreción	Verosión	Mov. línea costa (m)
1	0.4	2	0.3	5.92	-20.80	-7.41
		3	0.3	6.17	-20.99	-7.33
		5	0.3	5.92	-20.80	-7.41
1	0.5	2	0.3	8.60	-30.83	-9.68
		3	0.3	8.66	-31.07	-9.73
		5	0.3	8.85	-31.03	-9.63

Cuadro 6. Resultados de la simulación utilizando los índice de rompientes estudiados.

Break	Gamma	Gammáx	Wetslp	Vacreción	Verosión	Mov. línea costa (m)
1		2	0.1	9.77	-34.04	-14.71
	0.4	3	0.1	9.60	-33.28	-14.31
		5	0.1	9.92	-33.90	-14.43
1		2	0.1	25.24	-61.75	-23.91
	0.5	3	0.1	24.45	-61.62	-23.84
		5	0.1	24.46	-61.90	-23.71
1		2	0.1	32.67	-64.72	-22.95
	0.6	3	0.1	34.24	-58.70	-22.01
		5	0.1	34.17	-64.59	-22.79
1		2	0.1	37.11	-65.76	-21.24
	0.7	3	0.1	36.17	-65.98	-21.42
		5	0.1	36.51	-66.28	-21.99

Las modelaciones que más se aproximan a los valores de erosión y avance de la línea de costa, calculados a partir de las mediciones de los perfiles para el sector de playa y que se reflejan en el cuadro 1, se obtienen para una pendiente crítica sumergida de 0.3, como se muestra en el cuadro 3. Utilizando este valor, el comportamiento cualitativo fue muy similar a lo ocurrido en el área de estudio con el paso del huracán *Michelle* y descrito por Izquierdo (2004).

Análisis del parámetro modelo de disipación de energía de las olas (*break*)

En esta parte de calibración se utilizarán como modelo de disipación de la energía de las olas las opciones *break 2* y *break 3* que brinda el modelo *Xbeach*, en combinación con los parámetros seleccionados antes.

La figura 11 muestra el perfil duna E en la situación más crítica para cada combinación de modelo de disipación de energía, en la que todos los perfiles modelados presentan similar comportamiento en cuanto a su evolución morfológica. Las zonas donde ocurren los cambios morfológicos más significativos son la duna y playa seca, al igual que la zona entre la playa sumergida y primera barra submarina.

En el cuadro 7 se registran los volúmenes determinados por zonas y el fenómeno pre-

dominante del sistema (FPS) para cada combinación del modelo de disipación de energía utilizado. Como resultado de este análisis se observa que la primera opción del modelo de disipación de la energía de las olas *break 1* simula de manera más acertada los cambios morfológicos ocurridos en la zona de la playa de Varadero, caracterizada por el perfil duna E, al encontrarse los valores de erosión en el entorno de los cuantificados a partir de las mediciones realizadas por el Instituto de Oceanología luego del paso del huracán *Michelle*. Esta opción utiliza la ecuación de Roelvink (1993) para disipar la energía de las olas.

Conclusiones generales de la fase I de calibración

Se selecciona *break 1* como opción del modelo de disipación de energía de las olas debido a la similitud de los resultados de la simulación con los valores de erosión y avance de la línea de costa calculados; se elige como índice de rompiente gamma el valor de 0.4, pues con las otras opciones ocurre un excesivo proceso de erosión que no se corresponde con lo ocurrido en la zona de estudio; se establece el valor de gammáx 2 como limitador del modelo, y se propone como pendiente crítica sumergida wetslp el valor de 0.3 para ser aplicados en el resto de la investigación.

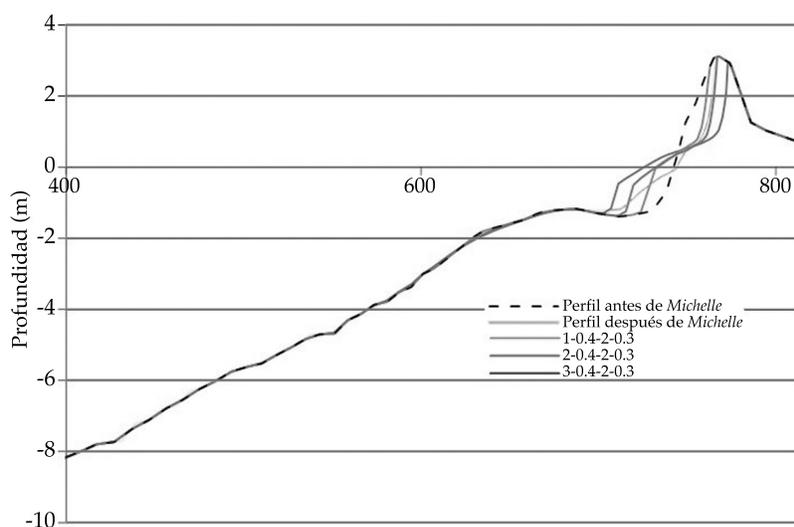


Figura 11. Simulación del perfil con las tres opciones del modelo de disipación de energía.

Cuadro 7. Volúmenes por zona para cada opción del modelo.

Modelación	Zona 1 Duna y playa seca Volumen (m ³ /m) FPS	Zona 2 Playa sumergida y primera barra Volumen (m ³ /m) FPS
Break 1 Gamma 0.4 Gammáx 2 Wetslp 0.3	-19.77 erosión	2.30 acreción
Break 2 Gamma 0.4 Gammáx 2 Wetslp 0.3	-9.72 erosión	0.33 acreción
Break 3 Gamma 0.4 Gammáx 2 Wetslp 0.3	-30.40 erosión	2.35 erosión

Fase II de calibración del modelo. Estudios de sensibilidad aplicando diferentes condiciones de frontera del nivel del mar

El objetivo de esta fase consistió en evaluar el efecto de la aplicación de varios niveles de mar en las variables morfológicas estudiadas. Las variantes aplicadas fueron una señal que sólo tiene en cuenta la marea astronómica; una señal que sólo considera la marea meteorológica, y una señal que combina la marea astronómica en el mar y la meteorológica en tierra.

Resultados del proceso de calibración de la fase II. Aplicación de la señal de marea astronómica

Con la aplicación de esta señal se asume que la surgencia o sobreelevación del nivel del mar generado por el huracán *Michelle* no tiene un efecto significativo en el proceso de cambios morfológicos ocurridos en el perfil. El archivo de marea astronómica aplicado se representa en la figura 12.

Aplicación de la señal de marea meteorológica

La adición de la surgencia a la marea astronómica generalmente se denomina marea meteorológica. La nueva condición del nivel del mar se representa en la figura 7.

Aplicación de la señal de marea astronómica en el mar y meteorológica en tierra

En este último estudio se combinan en un mismo archivo de marea una señal de marea astronómica aplicada en el mar y una señal de marea meteorológica aplicada en tierra. El objetivo de esta prueba es generar un flujo de sedimento hacia fuera de la costa (*offshore*), puesto que la energía en tierra es mayor que la energía aplicada en el mar.

Comparación entre las condiciones de frontera de nivel del mar aplicadas

En la figura 13 se muestra una comparación para las condiciones entre el volumen calculado en las zonas donde ocurren los mayores cambios morfológicos.

Como se observa, la simulación que utiliza como condición de nivel del mar la señal meteo-

rológica es la que mayor cambio provoca en la configuración del perfil, aunque es preciso destacar que la diferencia con respecto a las otras dos variantes no es muy significativa, y que la aplicación de la señal de marea astronómica en mar y meteorológica en tierra es la que mejor describe el comportamiento del perfil luego del paso del huracán *Michelle*.

Conclusiones generales de la fase II de calibración

La serie de estudio de sensibilidad realizada en esta segunda fase de calibración demuestra que la aplicación de una señal de marea astronómica en mar y meteorológica en tierra como condición de nivel del mar es la que mejor se ajusta a la caracterización de la zona de estudio y a los cálculos de las variables morfológicas desarrollados a partir de las mediciones del Instituto de Oceanología.

Aplicación del modelo a la playa del sector Oasis, Varadero

Una vez calibrado el modelo, se aplican los parámetros estudiados al sector Oasis, con el objetivo de validar el proceso de calibración. Este sector de playa presenta una morfología similar a la descrita para el sector caracterizado

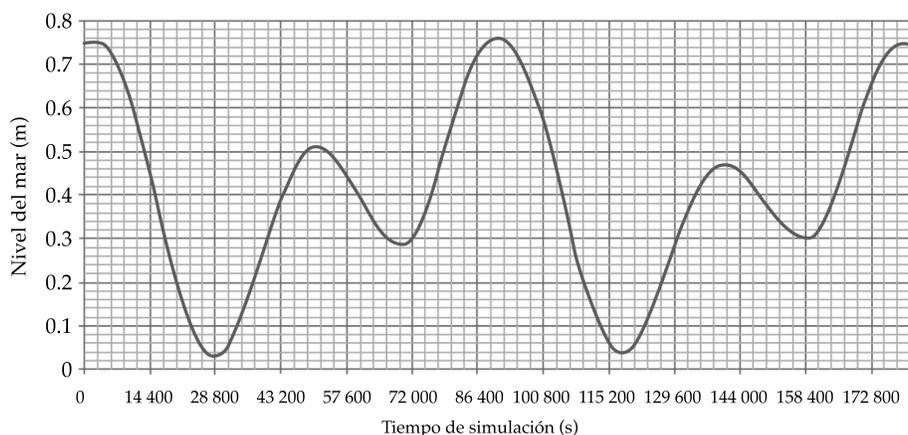


Figura 12. Representación de la marea astronómica aplicada.

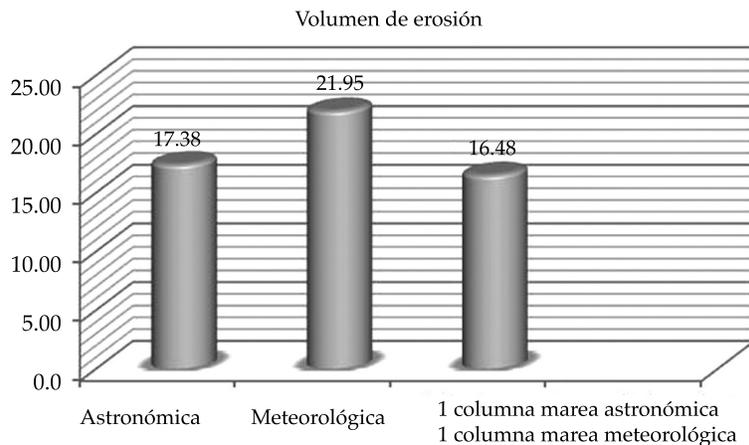


Figura 13. Volumen calculado en la duna y playa seca.

por el perfil duna E, con una orientación de la línea costera de 90° y la presencia de fondo rocoso en la pendiente sumergida. Para ello se simula el comportamiento de los perfiles PN1 y PN2, los cuales caracterizan el frente de playa del hotel Oasis y de los que se tienen mediciones de campo realizadas por el Instituto de Oceanología antes y después del paso del huracán *Michelle*, en conjunto con la batimetría del sector de estudio.

La cuantificación de los cambios morfológicos ocurridos durante este evento, utilizando las mediciones de campo, se muestran en el cuadro 8.

Cuadro 8. Caracterización cuantitativa del comportamiento de los perfiles por mediciones de campo.

Perfil	Vol. erosión (m^3/m)	Mov. línea costa (m)
PN-1	-28.91	11.77 avance
PN-2	-20.25	-5.61 retroceso

Cuadro 9. Comportamiento de los perfiles simulados utilizando una señal de marea astronómica en el mar y meteorológica en tierra.

Perfil	Vol. erosión (m^3/m)	Mov. línea costa (m)
PN-1	-37.90	11.12 avance
PN-2	-30.14	-3.15 retroceso

En el cuadro 9 se observan los cambios ocurridos en el perfil una vez realizada la simulación; en las figuras 14 y 15 se muestra el comportamiento del perfil simulado en el modelo, aplicando una señal de marea astronómica en el mar y meteorológica en tierra, conjuntamente con los perfiles medidos antes y después del paso del huracán *Michelle*.

Como se puede apreciar, los resultados obtenidos en la modelación describen con una gran aproximación los cambios producidos en el perfil luego del paso del huracán *Michelle*. Las variaciones que se observan pueden deberse al momento en que se tomaron las mediciones.

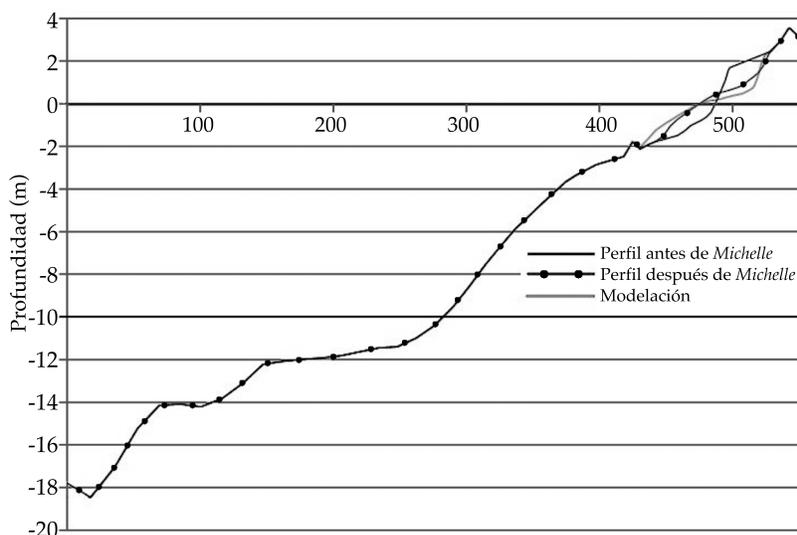


Figura 14. Simulación del perfil PN-1 utilizando una señal de marea astronómica en mar y meteorológica en tierra.

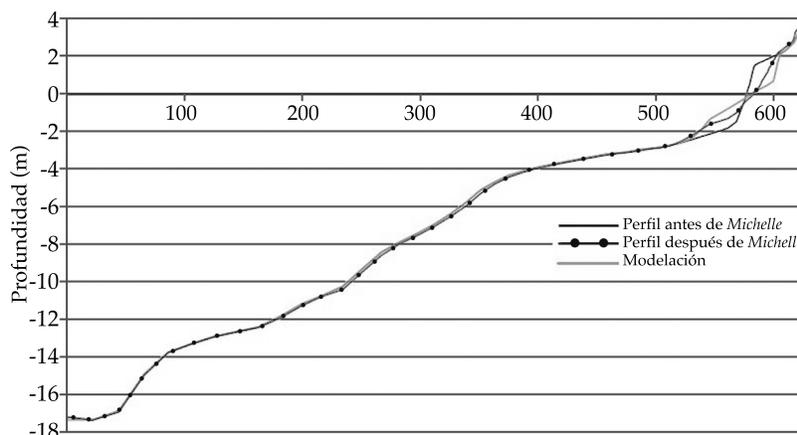


Figura 15. Simulación del perfil PN-2 utilizando una señal de marea astronómica en mar y meteorológica en tierra.

Sensibilidad del modelo. Índices Skill y BSS

La cuantificación de la habilidad del modelo es necesaria para determinar si puede usarse o no como una herramienta predictiva significativamente útil. Una medida de su habilidad en la predicción, dada por McCall *et al.* (2010), es comparar los cambios en los niveles del fondo simulados con las variaciones del nivel de fondo

observadas en todas las estaciones donde se tienen mediciones pre y postormenta, calculando el índice Skill. En este caso, la variable de sensibilidad analizada es la varianza topográfica longitudinal y su influencia en los resultados de la simulación:

$$\text{Skill} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (dzb_{\text{medido},i} - dzb_{\text{xbeach},i})^2}{\sum_{i=1}^n (dzb_{\text{medido},i})^2}$$

En la formulación, n representa el número de puntos medidos pre y post tormenta; $dz_{b_{medido},i}$ los cambios en el fondo medidos en el punto $i(m)$; y $dz_{b_{xbeach},i}$ indica los cambios en el fondo modelados en el punto $i(m)$. Si Skill es igual a 1, la simulación es perfecta; si el valor es 0, la simulación no es buena, reflejando las variaciones en los niveles del fondo; si es menor que 1, la simulación es pésima.

En el cuadro 10 se muestran los valores obtenidos para los perfiles PN-1 y PN-2, donde puede concluirse que la simulación fue excelente.

Otro indicador de la calidad de los resultados del modelo utilizado en el proyecto MICORE (Van Dongeren, & De Vries, 2011) es el índice BSS (Brier Skill Score), cuya expresión según van Rijn *et al.* (2003) es la siguiente:

$$BSS = 1 - \frac{\left(\left| Zb_{xbeach} - Zb_{medido} \right| - \Delta Zb_{medido} \right)^2}{\left(Zb_0 - Zb_{medido} \right)^2}$$

Siendo Zb_{medido} los cambios en el fondo medidos en el punto $i(m)$; Zb_{xbeach} las variaciones en el fondo modelados en el punto $i(m)$; ΔZb_{medido} el error en la medición del nivel del fondo (m), y Zb_0 es el nivel de fondo inicial (m). Este índice compara la diferencia media cuadrática entre predicción y observación, con la diferencia media cuadrática entre la predicción de la línea base inicial y la observada. Si los valores se encuentran entre 1 y 0.8, la simulación es exce-

lente; si están entre 0.8 y 0.6 es buena; entre 0.6 y 0.3 es razonable; entre 0.3 y 0 es pobre; si es < 0 , la simulación es mala. Un valor de $BSS \approx 0.5$ en una disciplina con tantas incertidumbres como la morfodinámica marítima se considera aceptable (García *et al.*, 2011).

Tomando como línea base inicial los perfiles existentes antes del paso del huracán *Michelle*, medidos en el mes de octubre de 2001, se calcula el índice BSS, cuyos resultados se muestran en el cuadro 11. Como puede observarse, los valores obtenidos muestran una simulación excelente para el caso del perfil PN-1 y buena para el perfil PN-2.

Sensibilidad del modelo en la zonificación del perfil

Con el objetivo de conocer la calidad de la modelación simulando la evolución morfológica del perfil, se calcula el BSS en cada una de las zonas donde ocurren los cambios morfológicos más significativos:

1. Duna y playa seca.
2. Playa sumergida y barras.

En este sentido, en el cuadro 12 se muestran los resultados obtenidos y en la figura 16, la representación del índice BSS por zonas para cada perfil.

Cuadro 10. Valores del índice Skill para los perfiles PN-1 y PN-2 simulados utilizando una señal de marea astronómica en mar y meteorológica en tierra.

Perfil	Skill
PN-1	0.998
PN-2	0.997

Cuadro 11. Valores del índice BSS para los perfiles PN-1 y PN-2 simulados utilizando una señal de marea astronómica en mar y meteorológica en tierra.

Perfil	Skill
PN-1	0.821
PN-2	0.556

Cuadro 12. Valores del índice BSS por zonas para los perfiles simulados.

Perfil	Zona 1 Duna y playa seca	Zona 2 Playa sumergida y barras
PN-1	0.82	0.78
PN-2	0.5	0.74

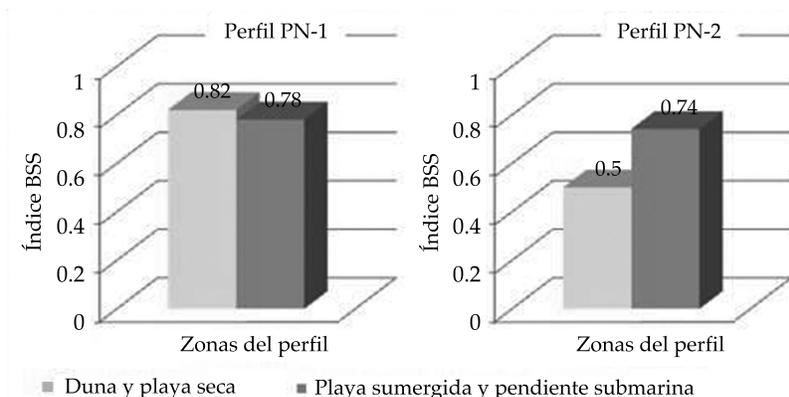


Figura 16. Índice BSS por zonas para los perfiles PN-1 y PN-2.

Conclusiones y recomendaciones

Se caracteriza la península de Hicacos y se selecciona el perfil duna E en la zona oeste de la playa de Varadero, así como los perfiles PN-1 y PN-2 del sector Oasis, para la calibración en ID del modelo.

Como resultado del proceso de calibración se define la siguiente relación de valores:

- Modelo de disipación de la energía de la ola. Opción 1 que brinda el modelo.
- Índice de rotura, valor de 0.4.
- Relación entre la altura de ola significativa y profundidad del agua, valor de 2.
- Pendiente crítica sumergida, valor de 0.3.

La cuantificación de la habilidad del modelo como herramienta predictiva determinada por el índice Skill arroja como resultado que la simulación de los perfiles PN-1 y PN-2 en el sector Oasis fue excelente. Los valores

obtenidos del índice BSS muestran que la simulación del perfil PN-1 fue excelente (0.82) y buena para el perfil PN-2, con un valor de 0.6. Las condiciones de fronteras de oleaje estudiadas fueron adecuadas para calcular los cambios morfológicos ocurridos en los perfiles de estudio.

Referencias

- Andrews, D. G., & McIntyre, M. E. (1978). An Exact Theory of Nonlinear Waves on a Lagrangian-Mean Flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 89(4), 609-646.
- Baldock, T., Holmes, P., Bunker, S., & Van Weert, P. (1998). Cross-Shore Hydrodynamics within an Unsaturated Surf Zone. *Coastal Engineering*, 34(3-4), 173-196.
- Cabrera, A. H. et al. (2011). *Manejo costero integrado y política pública en Iberoamérica: propuestas para la acción*. Cádiz, España: Servicio de Publicaciones del Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo.
- Córdova, L. L. (2014). Evaluación del proceso de erosión en la playa de Varadero, Cuba. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(1), 175-183.

- Deigaard, R. (1993). A Note on the Three-Dimensional Shear Stress Distribution in a Surf Zone. *Coastal Engineering*, 20, 157-171, doi: 10.1016/0378-3839(93)90059-h
- Díaz, G. A. G. (2011). *Evaluación del proceso de erosión de la playa Varadero, Matanzas, Cuba. Efectos de diferentes trayectorias de huracanes*. Trabajo de Diploma. La Habana: Instituto Politécnico José Antonio Echeverría.
- Galapatti, R., & Vreugdenhil, C. B. (1985). A Depth-Integrated Model for Suspended Sediment Transport. *Journal of Hydraulic Research*, 23(4): 359-377.
- García, M. et al. (2011) *Modelling Barrier Beaches under Storms with Xbeach: The Case of the Trabucador Bar*. Deltanet International Conference.
- Holland, G. J. (1980). An Analytic Model of the Wind and Pressure Profiles in Hurricanes. *Monthly Weather Review*, American Meteorological Society, 108, 1212-1218.
- Izquierdo, M. A. (2004). *Estudio de la dinámica litoral en la playa de Varadero, Cuba*. Tesina de Master. Santander, España: Universidad de Cantabria.
- McCall, R. T., Van Thiel de Vries, J. S. M., Plant, N. G., Van Dongeren, A. R., Roelvink, J. A., Thompson, D. M., & Reniers, A. J. H. M. (2010). Two-Dimensional Time Dependent Hurricane Overwash and Erosion Modeling at Santa Rosa Island. *Coastal Engineering*, 57(7), 668-683.
- Reniers, A. J. (1999). *Longshore Current Dynamics*. Delft, Netherlands: Delft University of Technology.
- Reniers, A. J., Roelvink, J. A., & Thornton, E. (2004). Morphodynamic Modelling of an Embayed Beach under Wave Group Forcing. *Journal of Geophysical Research*, 109(C1), doi: 10.1029/2002JC001586.
- Roelvink, J. A. (1993). Dissipation in Random Wave Groups Incident on a Beach. *Coastal Engineering*, 19, 127-150.
- Roelvink, D., Reniers, A., Van Dongeren, A., Van Thiel de Vries, J., Lescinski, J., & McCall, R. (2010). *Xbeach Model Description and Manual*. Report 1200116/1002266. Delft, Netherlands: Unesco-IHE Institute for Water Education, Deltares and Delft University of Technology.
- Salazar, J. N. (2012). *Calibración y aplicación del modelo Xbeach a la playa de Varadero*. Trabajo de Diploma. La Habana: Instituto Politécnico José Antonio Echeverría.
- Svendsen, I. A. (1984). Wave Heights and Set-Up in a Surf Zone. *Coastal Engineering*, 8, 303-329.
- Soulsby, R. (1997). *Dynamics of Marine Sands*. London: Telford Publications.
- Van Dongeren, A., & De Vries, J. V. T. (2011). *Validation of Dune Impact Models using European Field Data-Deliverable 4.1. and 4.2. (Combined): Validation of Xbeach and off-the-Shelf Models*. Technical Report. Deltares.
- Van Rijn, L. C., Walstra, D. J. R., Grasmeyer, B., Sutherland, J., Pand, S., & Sierra, J. P. (2003). The Predictability of Cross Shore Bed Evolution of Sandy Beaches at the Time Scale of Storms and Seasons Using Process-Based Profile Models. *Coastal Engineering*, 47(3), 295-327.
- Van Rijn, L. C. (2007). Unified View of Sediment Transport by Current and Waves, Part I, II, III and IV. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133, 649-689 (part I & part II); 761-793 (part III & part IV).

Dirección institucional de los autores

M.C. Kenia Hernández Valdés

Inversiones Gamma S.A.
Calle 14 núm. 308 entre 3a y 5a ave.
Miramar, La Habana, CUBA
Teléfono: +53 (7) 2043 800
kenia@div.gamma.com.cu

Dr. Luis F. Córdova López

Centro de Investigaciones Hidráulicas
Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría
Calle 114 núm. 11901 entre 119 y 127
Marianao, La Habana, CUBA
Teléfono: +53 (7) 9 2663 466
cordova@tesla.cujae.edu.cu



Haga clic aquí para escribir al autor



Equipo Watermak 200 y tensiómetro manual, Valle del Yaqui, Sonora, México.

Foto: Germán Eduardo Dévora Isiordia.

Desalación por ósmosis inversa y su aprovechamiento en agricultura en el valle del Yaqui, Sonora, México

- Germán Eduardo Dévora-Isiordia* • María Elena López-Mercado •
- Gustavo Adolfo Fimbres-Weihs • Jesús Álvarez-Sánchez •
- Sebastian Astorga-Trejo •

Instituto Tecnológico de Sonora, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Dévora-Isiordia, G. E., López-Mercado, M. E., Fimbres-Weihs, G. A., Álvarez-Sánchez, J., & Astorga-Trejo, S. (mayo-junio, 2016). Desalación por ósmosis inversa y su aprovechamiento en agricultura en el valle del Yaqui, Sonora, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 155-169.

Sonora, situado al noroeste de México, ocupa el segundo lugar en cultivos de riego en el país. Los problemas de disponibilidad de los recursos hídricos, principalmente para agricultura en ese estado, se deben a la alta concentración de sales en los pozos, que van desde 2 000 hasta 5000 mg/l de sólidos disueltos totales (SDT). Estos altos valores de SDT son atribuidos a efectos de intrusión salina (Dévora, Gonzalez, & Saldivar, 2009), al tener una excesiva explotación del manto acuífero (Conagua, 2011). Sin embargo, el uso de tecnologías de desalación y modelos de predicción del proceso permiten aprovechar el recurso de manera óptima tanto en agua producto como en el rechazo. Es por esto que el objetivo es definir un modelo matemático de simulación para la predicción de la operación de una planta desaladora de ósmosis inversa alimentada por agua salobre, validando que el agua producto cumpla con los límites permisibles para su uso en agricultura. Con motivo de validar el modelo, el experimento consistió en habilitar una planta desaladora por ósmosis inversa (OI), con capacidad nominal de 100 m³/d, compuesta por ocho membranas SWC4 de 8"X40", para ser utilizada en el riego del cultivo de sorgo (*Sorghum*), el cual presenta un rendimiento de 100%, a una concentración máxima de 2 000 mg/l de SDT en el agua de riego (4 mS/cm), en un área de 0.25 ha, con la finalidad de evaluar rendimiento en kg/m² (ton/ha). Se regó la mitad del terreno con agua desalinizada (promedio de 64.8 mg/l de SDT) y la otra mitad con agua salobre de pozos subterráneos (promedio de 6 610 mg/l de SDT). Con el apoyo de un equipo de medición multiparamétrico modelo YSI 556 se determinó en el agua de alimentación, rechazo y permeado, la conductividad eléctrica (µS/cm), sólidos disueltos totales (mg/l), pH y temperatura (°C). Con los datos obtenidos de la planta piloto se diseñó un modelo de simulación en la plataforma de MATLAB R2009a, usando *Simulink*, que cumple con la función de predecir el comportamiento de la planta desaladora, obteniendo concentraciones de agua producto y rechazo en diferentes arreglos con iteraciones de control, que incluye recirculación de salmuera en diferentes volúmenes. De forma subsecuente, este modelo fue utilizado para simular el aprovechamiento de caudal en el agua de rechazo, con la finalidad de incrementar la sustentabilidad

Abstract

Dévora-Isiordia, G. E., López-Mercado, M. E., Fimbres-Weihs, G. A., Álvarez-Sánchez, J., & Astorga-Trejo, S. (May-June, 2016). *Desalination by Reverse Osmosis and Its Use in Agriculture in Valle Del Yaqui, Sonora, Mexico*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 155-169.

Sonora, situated in northwest Mexico, ranks second among the country's irrigation crop producing states. The problems of water resource availability in Sonora, particularly for farming, are due to the high concentration of salts in well water, which go from 2 000 to 5 000 mg/l of total dissolved solids (TDS). High salt concentration in groundwater wells is attributed to the effects of saline intrusion related to the excessive exploitation of aquifers (Conagua, 2011). Nonetheless, desalination technologies and process prediction models can allow the optimal use of this resource. This work aims to develop a mathematical simulation model for predicting the performance of an RO desalination plant fed with brackish water, whilst ensuring that the product water achieves the permissible limits for its use in agriculture. In order to validate the model, an RO desalination plant with a nominal capacity of 100 m³/d, consisting of eight commercial SWC4 8"×40" membranes, was used to desalinate groundwater for the irrigation of 0.25 ha of sorghum crop. For a brackish feed water with 6 610 mg/L TDS, the product and rejected flows presented 64.8 and 21,300 mg/l TDS respectively. With the help of a YSI 556 multiparameter measuring unit, the electric conductivity (mS/cm), TDS (mg/l), pH and temperature (°C) were determined for the permeate, retentate and feed water of the desalination plant. Using data obtained from the pilot plant, a simulation model was developed in MATLAB 2009a using *Simulink*, which has the function of predicting the behavior of the desalination plant. The model is able to determine the concentration of dissolved solids in the retentate and product water depending of the process configuration and the number of control iterations. Each iteration includes different volumes of brine recirculation. For this study, this model is used to simulate the utilization of the flow of retentate, in order to increase the sustainability of the process. The results of the measurements in the desalination plant show that for a feed water with 6,610 mg/l TDS, the product and retentate flows have 64.8 and 21 300 mg/l TDS respectively. The economic assessment of the process shows that the water production cost without brine recirculation is MX\$6.16/m³. This is very similar to the MX\$6.70/m³ cost reported by the International Desalination Association. Using the desalinated water, a production increase of 1 ton/ha of sorghum was achieved, compared with brackish water irrigation. Using the data obtained from the pilot plant, the simulation model was developed, validated and calibrated, in order to predict the behavior of the desalination plant in terms of concentrations in the retentate and product water.

del proceso. Los resultados del estudio muestran que al alimentar un agua de 6 610 mg/l de SDT, las corrientes de producto y rechazo son de 64.8 y 21 300 mg/l de SDT, respectivamente. La evaluación del proceso muestra que el costo de producción de agua es de 6.05 MX\$/m³, muy similar a lo reportado por la International Desalination Association, que es de 6.70 MX\$/m³. Con el uso de esta agua desalinizada se logró un incremento de producción de 1 ton/ha de sorgo, comparado al riego con agua salada. Estos datos se usaron para validar y calibrar el modelo. Los resultados de la modelación de recirculación muestran que conforme sea menor el porcentaje de recirculación de salmuera se pueden realizar hasta cinco iteraciones, sin incrementar la concentración del agua de alimentación por arriba de 42 000 mg/l, que es lo máximo permitido por la membrana utilizada en la planta. Se incrementó la productividad agrícola, por lo cual las inversiones públicas y privadas en el sector rural se consideran viables en el corto plazo. Se encontró que es posible, para las condiciones de la planta de 100 m³/d, recircular total o parcialmente la corriente de salmuera. Se pueden hacer varias iteraciones con esta corriente sin afectar de modo significativo el agua producto ni llevar al máximo la capacidad de la planta. Entre mayor sea el porcentaje de salmuera recirculada, menos iteraciones podrán realizarse, pero serán reducidas en mayor medida las descargas al medio ambiente.

Palabras clave: desalación, ósmosis inversa, agricultura, sorgo, rendimiento, simulación, MATLAB.

The model was then used to simulate brine recirculation, in order to increase the sustainability of the process. It was found that, for the conditions of the 100 m³/d plant, it is possible to totally or partially recirculate the brine stream. Recirculation modeling results show several brine recirculation iterations can be carried out without significantly affecting the product water. Further, using a low brine recirculation rate, up to five iterations can be carried out without increasing the concentration in the feed water above 42 000 mg/l. At higher brine recirculation rates, less iterations can be achieved, but brine discharges to the environment would be reduced. Given that desalinated water increased the agricultural productivity, public and private investments in desalination for the rural sector appear viable in the short term.

Keywords: Desalination, reverse osmosis, agriculture, sorghum, yield, simulation, MATLAB.

Recibido: 11/03/2015
Aceptado: 07/11/2015

Introducción

La escasez de agua tiene lugar cuando la demanda supera el suministro de agua dulce en un área determinada. Los tres aspectos principales que caracterizan la escasez de agua son la falta física de agua disponible para satisfacer la demanda; el nivel de desarrollo de las infraestructuras que controlan el almacenamiento, distribución y acceso; y la capacidad institucional para aportar los servicios de agua necesarios (FAO, 2013). En México existe escasez crónica y aguda de agua, sobre todo en la parte norte del territorio nacional, donde la cantidad de la precipitación es mucho menor que la evapotranspiración potencial (Jürgen, 2000). En Sonora, situado al noroeste de México, aproximadamente 95% de la región se considera árida o semiárida, y se caracteriza por altas temperaturas y falta de precipitaciones. Dadas las condiciones anteriores, y debido a la sobreexplotación de los acuíferos y la falta

de recarga de los mismos, se ha producido una disminución en los niveles de agua disponible (Hallack-Alegría & Watkins, 2006).

Sonora ocupa el segundo lugar en cultivos de riego en México. Los problemas de disponibilidad de los recursos hídricos, principalmente para agricultura en Sonora, se deben a la alta concentración de sales en los pozos, que van desde 2 000 hasta 5 000 mg/l de sólidos disueltos totales (SDT). Estos altos valores de SDT son atribuidos a efectos de intrusión salina (Dévora *et al.*, 2009), al tener una excesiva explotación del manto acuífero (Conagua, 2011). Uno de los acuíferos en estado de sobreexplotación de mayor importancia es el de la Costa de Hermosillo, cuya cercanía a la zona de estudio de este trabajo refleja la situación general de las aguas subterráneas de dicha zona geográfica (Salazar, Moreno, & Lutz, 2012).

Un estudio realizado por Ingenieros Civiles y Geólogos, S. A. (ICGSA) en el año 2007 explica

que la escasez de agua dulce obliga a buscar otras fuentes de abastecimiento de agua dulce, entre ellas la desalinización de agua por ósmosis inversa (OI). La utilización de tecnologías de desalación (Dévora-Isiordia, González-Enríquez, & Ruiz-Cruz, 2013) y modelos de predicción del proceso abren la posibilidad de aprovechar el recurso de manera óptima tanto en agua producto como en el rechazo. Un número considerable de programas para simular procesos de desalinización han sido desarrollados en años recientes (Nafey, Fath, & Mabrouk, 2006). La simulación de procesos, en el caso de la tecnología de OI ha sido empleada para diferentes propósitos. Tal es el caso de Verhuelsdonk, Attenborough, Lex y Altmann (2009), quienes se dieron a la tarea de simular y predecir el comportamiento de los diferentes equipos que componen un proceso de OI mediante IPSEpro®. Por su parte, Villafila y Mujtaba (2002) realizaron análisis de sensibilidad para algunos parámetros de operación (flujo y presión de alimentación), y simularon la injerencia que tienen los dispositivos de recuperación de energía al ser utilizadas en OI. Otro *software* utilizado en la simulación de procesos de desalinización es *MATLAB*®, el cual puede ser usado para operaciones matemáticas, modelaciones y simulaciones, análisis de datos y procesamiento, visualización y gráficas, y desarrollo de algoritmos (Gilat, 2010). El objetivo de este trabajo es definir un modelo matemático de simulación para la predicción de la operación de una planta desaladora de ósmosis inversa alimentada por agua salobre, validando que el agua producto cumpla con los límites permisibles para su uso en agricultura.

Metodología

Habilitación de planta desaladora

Con motivo de validar el modelo, el experimento consistió en habilitar una planta desaladora por ósmosis inversa (OI) con capacidad nominal de 100 m³/d, compuesta por ocho membranas comerciales de la empresa Nitto Denko de Hydranautics, modelo SWC4 de 8"×40", para

ser utilizada en el riego del cultivo de sorgo (*Sorghum*). Las membranas antes descritas desalinizan corrientes de agua que van desde 35 000 mg/l de SDT hasta 50 mg/L de SDT; es decir, tienen una eficiencia de remoción entre 97 y 99%. La configuración de las ocho membranas están en paralelo, en una sola etapa, con la siguiente configuración: 4 en el bastidor 1, y 4 en el bastidor 2.

Pretratamiento

Para asegurar la calidad del agua de alimentación a los bastidores de membranas se aplicó un pretratamiento físico basado en especificaciones de los requerimientos de agua de alimentación propuesta por Hydranautics en 2005. El pretratamiento cuenta con filtros de cartucho de 5 µm, y un filtro multimedia compuesto de arena, carbón activado y grava, tanques con bomba para dosificación de antiescalante y ajuste de pH. Los filtros de cartucho y filtro multimedia serán evaluados durante la operación del proceso de desalinización para monitorear la caída de presión (una vez por semana). La sustitución de estos filtros se propone sea cada tres años (Hydranautics, 2005).

Selección de cultivo y área de estudio

Se eligió el cultivo de sorgo, por ser un material vegetal resistente a altas concentraciones de sal, dada la finalidad del proyecto de utilizar agua salobre (6 610 mg/l de SDT) y desalada (64.8 mg/l de SDT). Además de la salinidad, se eligió este cultivo por las condiciones de humedad ambiental de la zona del estado de Sonora (zona semiárida con atmósfera seca) y porque el drenaje del suelo del sitio cumple con las características necesarias para el crecimiento óptimo del sorgo.

El experimento se realizó en el campo agrícola ubicado en el block 1814, en el Valle del Yaqui, al sur de Ciudad Obregón, Sonora, México; en las coordenadas geográficas latitud norte 27° 11' 21.7", y longitud oeste 109° 52' 15.6" (figura 1). El Valle del Yaqui es uno de los mayores pro-

ductores agrícolas en todo el estado de Sonora. Aproximadamente 450 000 hectáreas es la extensión territorial del Valle del Yaqui. El principal cultivo que se siembra en la región es el trigo. Sin embargo, también se siembran oleaginosas, algodón y hortalizas. El clima predominante es cálido extremo. La temperatura media anual es de 24 °C y la media máxima es de 31 °C; de julio a agosto, la máxima es de 48 °C y en enero la mínima es de 16 °C (INIFAP, 2008).

En un área de 0.25 ha se regó la mitad del terreno con agua desalinizada (muestras 1, 2, 5 y 6) y la otra mitad (muestras 3, 4, 7 y 8) con

agua salobre de pozos subterráneos (6 610 mg/l de SDT), tal como se especifica en el cuadro 1. Se instalaron sensores electrónicos (Watermak 200) y tensiómetros manuales (figura 2) para monitorear la humedad del suelo (potencial mátrico), que permiten determinar el momento exacto para volver a regar el suelo.

Esta fuerza o tensión de humedad del suelo (potencial mátrico) con que el agua es retenida es producto de la adhesión o atracción entre la superficie de las partículas de suelo y el agua; y la cohesión, o atracción entre las moléculas de agua. Este proceso de retención que depende de

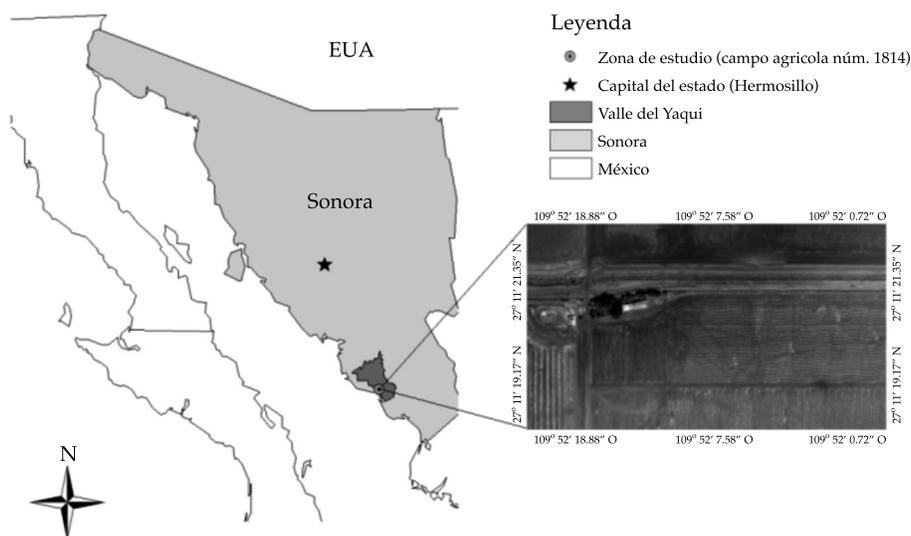


Figura 1. Ubicación de campo agrícola, 1814.

Cuadro 1. Ubicación geográfica de sitios de muestreo.

Muestra	Norte coordenada	Oeste coordenada	Elevación (m)
1	27° 11' 21.1"	109° 52' 16.6"	28
2	27° 11' 21.1"	109° 52' 16.1"	28
3	27° 11' 21.1"	109° 52' 15.5"	27
4	27° 11' 21.1"	109° 52' 15.0"	26
5	27° 11' 19.2"	109° 52' 15.1"	27
6	27° 11' 19.2"	109° 52' 15.6"	28
7	27° 11' 19.1"	109° 52' 16.0"	28
8	27° 11' 19.1"	109° 52' 16.6"	28



Figura 2. Lado izquierdo, sensores electrónicos (Watermak 200). Lado derecho, tensiómetro manual.

las características de tensión superficial del agua del suelo y del ángulo de contacto entre el agua y las partículas de suelo es el mecanismo principal de retención de agua en los suelos livianos, mediados y, dentro de determinados intervalos de humedad, también en los suelos pesados. Bajo este contexto, un potencial mátrico con valores de 30 a 40 kPa indica que el suelo necesita riego; por el contrario, un potencial mátrico con valores de 0 a 10 kPa revela que el suelo está saturado. Con base en dichas mediciones se determinó el momento de riego y duración del mismo. Estos instrumentos se colocaron en el cultivo de sorgo a una profundidad de 15 centímetros.

Se establecieron riegos de alrededor de 1.5 horas, tres veces por semana en los meses de abril y mayo de 2013. Cuando la demanda evaporativa fue más alta, como sucedió en el mes de julio, la frecuencia de los riegos aumentó de 3 a 6 veces por semana, con dos horas promedio por riego.

Calidad en agua y suelo

Con el apoyo de un equipo de medición multiparamétrico modelo YSI 556, se determinaron los siguientes parámetros de campo en el agua de alimentación, rechazo y permeado: conduc-

tividad eléctrica ($\mu\text{S}/\text{cm}$), sólidos disueltos totales (mg/l), pH y temperatura ($^{\circ}\text{C}$). También se midieron pH y conductividad eléctrica ($\mu\text{S}/\text{cm}$) en muestras de suelo.

Por otra parte, se tomaron y preservaron muestras de suelo en los puntos geográficos de muestreo (cuadro 1) al inicio y fin del experimento, las cuales se llevaron al laboratorio central, donde se determinaron cationes, aniones, razón de adsorción de sodio (RAS) y porcentaje de sodio intercambiable (PSI) en el suelo.

Modelos de simulación usando Simulink

A pesar de la ventaja que ofrece la desalación de disminuir la concentración de sales en su agua producto para su uso en agricultura, existe un rechazo de sales del proceso que no se reutiliza en la mayoría de los casos y que puede provocar un daño ambiental. Cuando la alimentación de agua al proceso de desalación proviene de pozos salobres (de 1 000 a 7 000 mg/l), el rechazo del proceso oscila entre 2 000 y 14 000 mg/l . Este rechazo se puede recircular al agua de alimentación, formando una mezcla en promedio de 9 500 mg/l . Considerando que las membranas para agua de mar pueden desalinizar aguas de hasta 42 000 mg/l , es evidente que si se hace recircular agua rechazo para formar una nueva mezcla en el agua de alimentación, existe potencialmente un aprovechamiento de caudal y una disminución de vertidos hacia al ambiente. Esta recirculación tiene como límite la tolerancia 42 000 mg/l .

Para aplicar estos conceptos se diseñó un modelo de simulación en la plataforma de *MATLAB R2009a*, usando *Simulink*, que cumple con la función de predecir el comportamiento de la planta desaladora. El modelo permite obtener las concentraciones de agua producto y rechazo en dos diferentes configuraciones con iteraciones de control, que incluye recirculación de salmuera en diferentes volúmenes. De modo subsecuente, este modelo se usó para simular el aprovechamiento de caudal en el agua de rechazo, con la finalidad de incrementar la sustentabilidad del proceso.

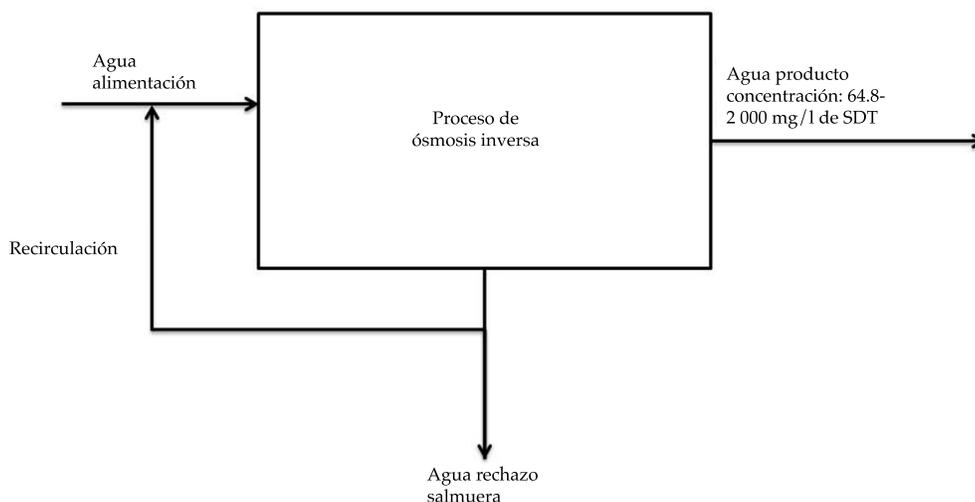


Figura 3. Arreglo para obtención de agua producto de 2 000 mg/l.

La primera configuración (figura 3) fue recirculación de salmuera al agua de alimentación, buscando determinar el máximo de iteraciones posibles para obtener un agua producto de concentración de su original de 64.8 mg/l hasta un máximo propuesto de 2 000 mg/l.

Estudios previos de López (2013) reportan que en la planta desaladora de 100 m³/d existe una conversión de 90% sin recirculación de salmuera y sin segundos pasos. En este experimento se planteó una segunda configuración, que fue la recirculación de salmuera al agua de alimentación, buscando determinar el máximo número de pasos (iteraciones posibles) para obtener una disminución de la conversión de agua producto de su original de 90 a 60% (figura 4).

Costo de producción de agua

Para el cálculo del costo de producción de agua se consideraron los siguientes rubros: costo energético (bombas de alta presión, bombas de dosificación y energía general); importe unitario de mano de obra (personal operativo y asesoría técnica); importe unitario de químicos (anti-incrustante o antiescalante y RO clean), e importe del mantenimiento expresados (tuberías, accesorios y soldadura) en MX\$/m³.

Resultados

Planta desaladora de OI 100 m³/d

Para el proceso, la planta tiene un sistema de control automatizado por Programmable Logic Controller (PLC), que controla la apertura y cierre de válvulas durante la operación. También cuenta con manómetros para monitorear las presiones del sistema. El tiempo de vida útil de las membranas en los arreglos y etapas descritas en metodología se espera que sea de siete años. Bajo este contexto se propone sustitución de membranas cada siete años, según lo reportado por Kucera (2008), Craig (2009) y GE Water & Process Technologies (2014).

En la figura 5 se muestra la fotografía de la planta desaladora descrita.

Pretratamiento

Se usaron tres litros de antiescalante y se aforó hasta 30 l (concentración de 10%). Se dosificó la mezcla de antiescalante a un flujo de 2.97 ml/min, a 30% pulsaciones y 30% de frecuencia. El anti-incrustante utilizado fue Flocon Plus N, de la marca BWA Water Additives. El costo de dosificación de este químico es de unos 0.06 MX\$/m³.

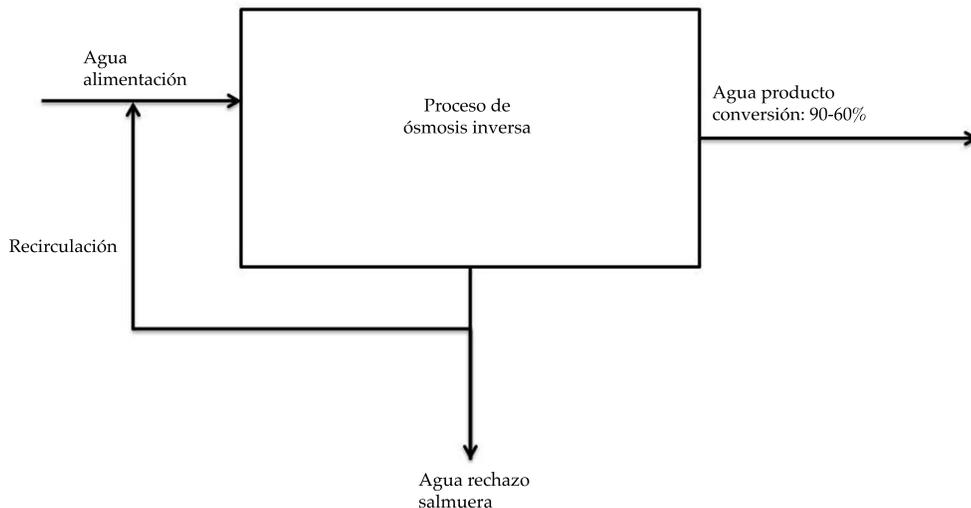


Figura 4. Arreglo para obtención de conversión final de 90 a 60%.



Figura 5. Planta desaladora de 100 m³/d, ubicada en un campo agrícola de Sonora, México. Lado izquierdo, PLC (Allen Bradley). Lado derecho, pretratamiento, filtros y membranas.

Calidad del agua, suelo y comportamiento del cultivo

Las mediciones en la planta desaladora muestran que al alimentar un agua de 6 610.2 mg/l de SDT, las corrientes de producto y rechazo son de 64.8 y 21 300 mg/l de SDT, respectivamente. Se presenta un aumento en la temperatura

de 0.5 y 3 °C en las corrientes de producto y rechazo, respectivamente, considerando que la temperatura en el agua de alimentación es de 26.5 °C (cuadro 2).

En el cuadro 3 se presentan de manera detallada los cationes y aniones presentes en las tres diferentes corrientes de agua (alimentación, producto y rechazo).

Cuadro 2. Caracterización del agua en diferentes corrientes de planta desaladora de 100 m³/d.

Muestra	pH	Temperatura (°C)	Conductividad eléctrica (µS/cm)	Sólidos disueltos totales (mg/l)
Alimentación	7.42	26.50	10 433.20	6 610.20
Producto	6.40	27.02	103.00	64.80
Rechazo	7.69	29.57	35 341.40	21 300.00

Cuadro 3. Composición fisicoquímica para las diferentes corrientes de agua en la planta desaladora de 100 m³/d.

Corriente	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺	CO ₃ ⁼	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ⁼	Cl ⁻
Alimentación	12.00	16.00	22.40	0.10	0.00	13.20	17.65	24.50
Producto	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00	0.32	0.43	0.08
Rechazo	30.00	30.00	45.00	0.40	0.00	36.00	45.65	61.00

Las mediciones en suelo al inicio y final del experimento se tienen en los cuadros 4 y 5. La figura 6 muestra la variación promedio en los parámetros de caracterización del suelo agrícola al inicio y final del experimento.

Con el uso del agua desalinizada se observan dos resultados favorables del experimento. El primer resultado se muestra en la figura 7, con la diferencia de alturas que existe en el cultivo de sorgo al estar expuesto a dos corrientes con

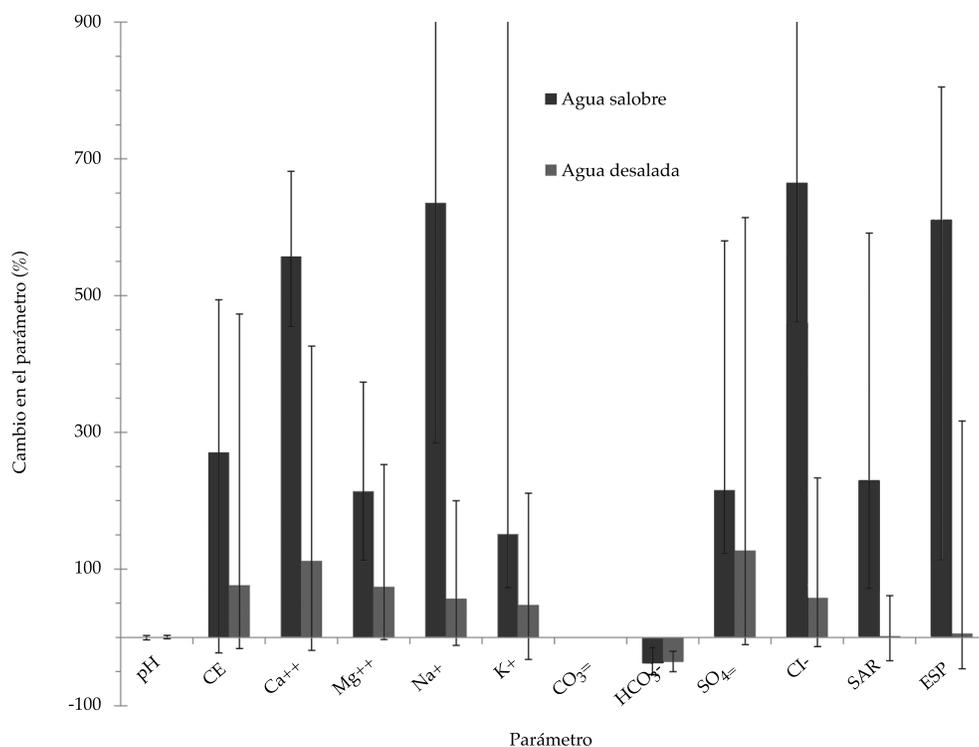


Figura 6. Variación promedio en los parámetros de caracterización del suelo agrícola entre el inicio y final del experimento. Las barras de error muestran los cambios máximos y mínimos, donde SAR: razón de adsorción de sodio (RAS); ESP: porcentaje de sodio intercambiable (PSI).

Cuadro 4. Caracterización del suelo agrícola en los diferentes puntos de muestreo al inicio del experimento.

Muestra	pH	CE μS/cm	(meq/l)								RAS	PSI
			Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺	CO ₃ ⁼	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ⁼	Cl ⁻		
1	7.22	4 060	15.00	12.20	4.50	1.62	0.00	3.10	11.24	16.56	1.27	0.63
2	7.48	2 340	5.00	7.00	7.80	0.20	0.00	3.00	16.00	3.00	3.18	3.32
3	7.48	2 340	11.00	8.00	1.80	1.20	0.00	4.40	5.00	18.00	0.58	0.00
4	7.23	2 730	15.00	10.50	7.80	0.10	0.00	2.80	12.50	13.50	2.18	1.92
5	7.14	2 040	9.50	8.50	4.40	0.90	0.00	2.60	7.00	9.00	1.47	0.90
6	7.25	2 830	14.00	13.00	3.90	1.40	0.00	2.80	12.00	12.50	1.06	0.30
7	7.05	2 590	13.50	9.50	2.30	1.50	0.00	2.80	13.00	12.50	0.68	0.00
8	7.43	3 180	15.00	12.00	4.60	1.50	0.00	3.00	11.00	16.00	1.25	0.58

Tipo de muestra: 1, 2, 5 y 6 (desalado); 3, 4, 7 y 8 (salobre).

Cuadro 5. Caracterización del suelo agrícola en los diferentes puntos de muestreo al final del experimento.

Muestra	pH	CE μS/cm	(meq/L)								RAS	PSI
			Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺	CO ₃ ⁼	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ⁼	Cl ⁻		
1	7.08	3 780	14.20	12.00	4.00	1.10	0.00	2.00	10.07	15.20	1.21	0.61
2	7.48	2 040	4.06	6.80	6.90	0.18	0.00	2.40	15.00	2.60	2.10	1.80
3	7.23	13 900	86.00	26.00	30.00	2.50	0.00	2.00	34.00	101.00	4.01	4.45
4	7.38	12 040	99.00	29.00	30.00	2.80	0.00	2.40	33.00	122.00	3.75	4.10
5	7.35	11 690	50.00	30.00	13.20	2.80	0.00	1.60	50.00	30.00	2.09	1.79
6	7.28	2 370	24.00	22.00	8.20	2.00	0.00	1.40	30.00	17.00	1.71	1.25
7	7.25	2 010	90.00	45.00	30.00	2.60	0.00	1.60	29.00	133.00	3.65	3.96
8	7.47	12 190	83.20	25.50	31.40	2.90	0.00	2.10	35.00	103.00	4.05	5.25

Tipo de muestra: 1, 2, 5 y 6 (desalado); 3, 4, 7 y 8 (salobre).

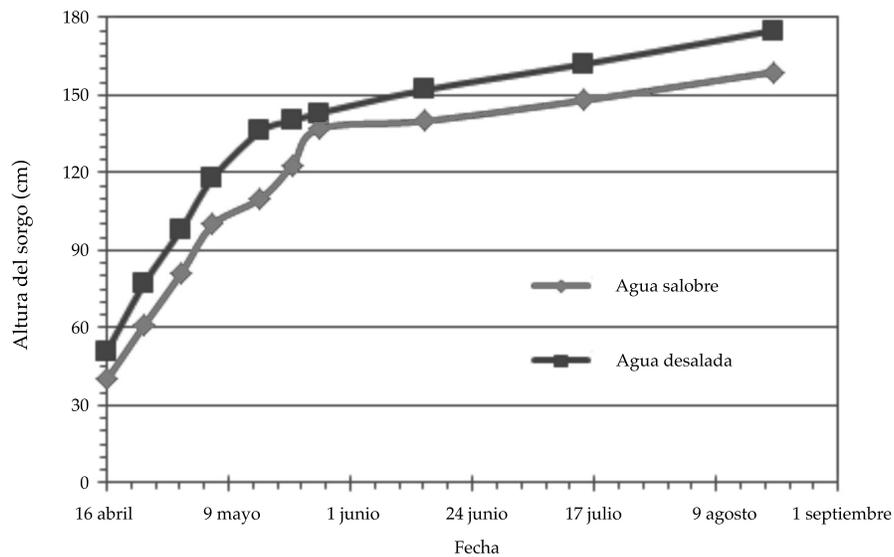


Figura 7. Comportamiento de altura promedio de sorgo en los dos experimentos.

diferente concentración de sales: una proveniente directa del pozo (6 610 mg/l de SDT) y la otra corriente de la planta desaladora (64.8 mg/l de SDT).

El segundo resultado se observa en el cuadro 6.

Al cosechar, se verifica que parámetros como altura (m), número de panojas por m² y peso por panoja (g) en todos los casos es mayor cuando se utilizó agua con baja concentración de sales, lo que da como resultado, al cuantificar la producción de ambos experimentos, un incremento de 1 ton/ha (12.6%) de sorgo comparado con el riego con agua salobre.

Concentraciones de agua producto y rechazo con iteraciones de control modeladas

El resultado de la modelación de recirculación de agua rechazo se presenta en la figura 8.

Este modelo se alimenta de una concentración y caudal de entrada, y requiere sólo del porcentaje de recuperación del producto para trabajar; de igual manera, muestra las concentraciones de producto y rechazo, además de sus caudales.

Por otra parte, los resultados sobre modelación de recirculación de salmuera hacia la corriente de alimentación en la planta de 100 m³/d

Cuadro 6. Comportamiento de parámetros en el cultivo de sorgo.

Parámetro	Riego con agua desalada	Riego con agua salobre	α 95%
Altura (m)	1.7	1.5	X
# panojas/m ²	29.0	28.0	
Peso/panoja (g)	30.0	29.0	
Rendimiento (ton/ha)	8.9	7.9	

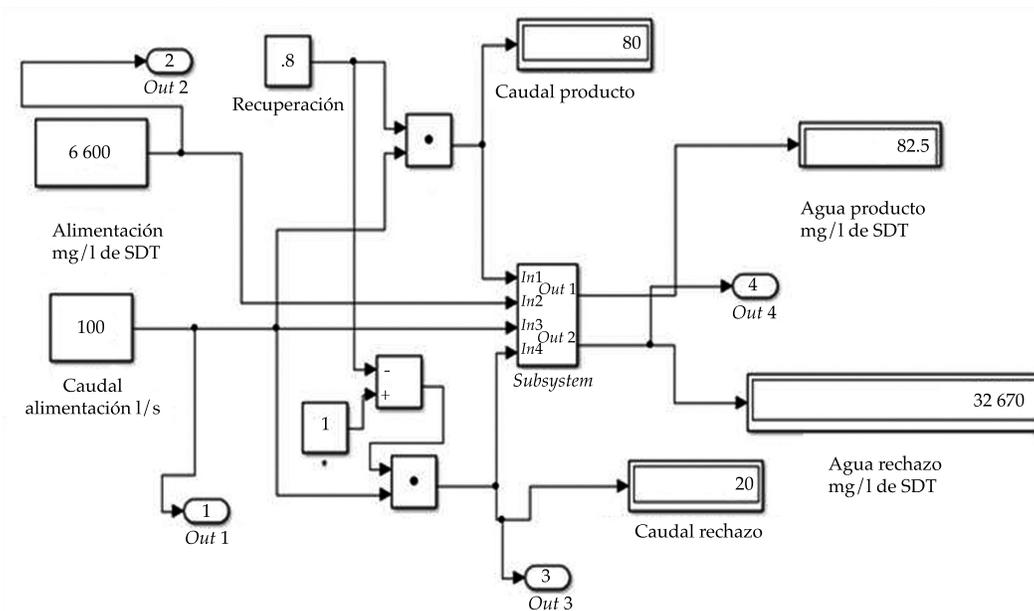


Figura 8. Modelo inicial del proceso de desalación.

muestran que conforme sea menor el porcentaje de recirculación de salmuera en 80 y 100% de recirculación, se pueden hacer hasta cinco iteraciones, sin incrementar la concentración de mezcla entre salmuera y agua de alimentación por arriba de 42 000 mg/l (figura 9), que es lo máximo permitido por la membrana utilizada en la planta, según ficha técnica de fabricante.

Ambas configuraciones (figuras 8 y 9) resuelven problemáticas ambientales, al minimizar el agua rechazo por medio de recirculación hacia el agua de alimentación (es decir, para la primera iteración, el caudal de rechazo baja de 0.22 a 0.205 l/s) y disminuir los efluentes hacia al ambiente, favoreciendo la obtención de agua en zonas áridas como la del estado de Sonora.

En el cuadro 7 se presentan las concentraciones de diferentes corrientes del proceso de desalación generadas del modelo matemático

propuesto con recirculación de 100% de salmuera. Al inicio del proceso, en la corriente de alimentación se tiene una concentración de 6 610 mg/l de SDT. De acuerdo con la ficha técnica de las membranas SWC4, la capacidad máxima de remoción es de 42 000 mg/l de SDT. Bajo este argumento, el modelo matemático propuesto por autores sólo permite realizar cinco iteraciones hasta llegar a la capacidad máxima de la membrana, en un proceso supuesto por lotes.

Por otra parte, la corriente de producto llega en la quinta iteración hasta una concentración de 507 mg/l de SDT. Evidentemente, la eficiencia de remoción de la membrana permite que no sufra una pérdida en la calidad del producto; sin embargo, en la corriente de rechazo, en cada iteración se puede observar un incremento elevado por efecto de reducción del caudal. Por último, la corriente de mezcla aumenta también

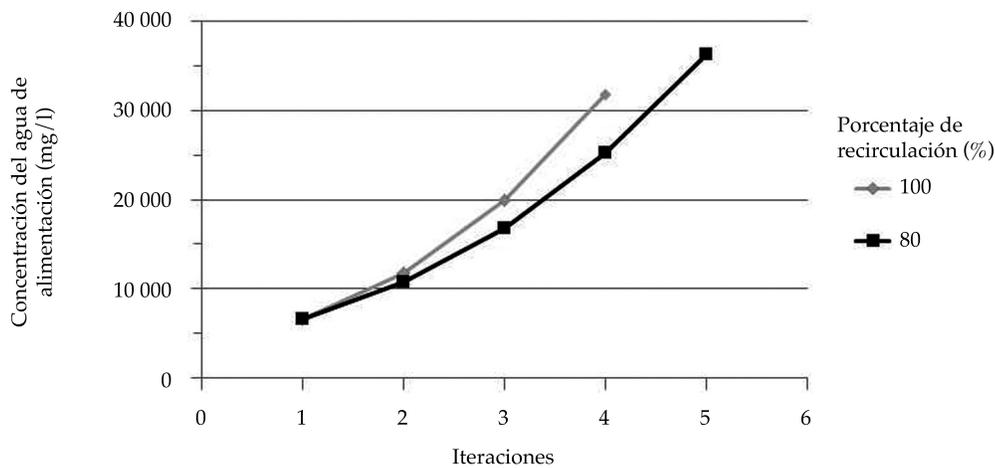


Figura 9. Concentraciones de agua de alimentación en diferentes porcentajes de recirculación.

Cuadro 7. Concentraciones en corrientes del proceso de desalación, en diferentes iteraciones del modelo matemático.

Corriente de agua	1	2	3	4	5
			mg/l de SDT		
Alimentación	6 610	10 787	16 742	25 314	36 250
Producto	196	231	320	405.03	507
Rechazo	32 719	35 598	47 356	55 691	65 250
Mezcla	10 787	16 742	25 314	36 250	-

su concentración de forma gradual por efecto de la mezcla de un caudal alto en la corriente de alimentación y un caudal pequeño en el rechazo.

Costo de producción de agua

La evaluación del proceso muestra que el costo de producción de agua sin recirculación de salmuera es de 6.16 MX\$/m³ (cuadro 8), muy similar a lo reportado por la International Desalination Association (IDA, 2008), que es de 6.70 MX\$/m³; ambos casos para agua salobre. La evaluación de implementar tubería para recirculación de salmuera hacia el agua de alimentación es de 12 000 MX\$, lo que representa un costo de producción de agua de 6.22 MX\$/m³.

A pesar de que el sorgo presentó números positivos de rentabilidad, fueron bajos por el precio de venta por tonelada del cultivo. Bajo este contexto, si el agricultor desea aumentar la rentabilidad, deberá buscar alternativas de alto rendimiento, como con hortalizas, para que el efecto costo-beneficio sea mayor.

Discusión

Calidad del agua

El análisis de la planta desaladora por ósmosis inversa muestra que trabaja de manera eficiente en cuanto a la relación producto-rechazo (80%-20%) y con remoción de sales de 99.7%, disminuyendo de modo satisfactorio la concentración de sales en el agua producto. Estos datos de operación de la planta concuerdan con los resultados reportados por la Asociación Internacional de Desalación (IDA, por sus siglas en inglés) en 2008.

Por otra parte, la temperatura del agua en el caudal de rechazo (29.57 °C) y de producción (27.02 °C) siempre fue mayor a la de alimentación (26.50 °C), esto debido a la fuerte presión que ejerce el bombeo en la ósmosis inversa, así como a la fricción dentro de los módulos de membranas. Según lo reportado por Hydranautics en 2015, se debe cuidar que la temperatura no presente un valor mayor a los 45 °C en el agua de alimentación, para no afectar al equipo.

Cuadro 8. Costos de producción de agua.

Concepto	Costo (MX\$/m ³)
Costo energético	3.78
Bombas de alta presión	
Bombas de dosificación	
Energía general	
Importe unitario (mano de obra)	1.73
Personal operativo	
Asesoría técnica	
Importe unitario químicos	0.08
Anti-incrustante	
RO Clean	
Importe del mantenimiento	0.57
Tuberías y accesorios	
Soldadura	
Total	6.16

Las altas temperaturas pueden causar que se abran los poros de la membrana, ocasionando el paso de sal sin ser retenida, así como otros daños a la estructura de la membrana.

Calidad del suelo

La eliminación de carbonatos y bicarbonatos del agua en la ósmosis inversa es lo que ocasiona la reducción del pH en el agua producto (de 7.42 a 6.40). Esto se debe a que el agua de alimentación proveniente de pozo suele contener bicarbonatos (cálcico, sódico, magnésico) y carbonatos (cálcico), que elevan el pH del agua (Infoagro, 2015).

Tomando como referencia al ion cloro, como el mayor indicador de sales presentes en una muestra, se puede verificar el evidente incremento en la salinidad (mayor a 600% en promedio) de las muestras 3, 4, 7 y 8, atribuido a la salinidad del agua del pozo con la que se regó el sorgo en el área de estudio. En contraste, en las muestras 1 y 2 se observa un decremento de alrededor de 11% en promedio en la concentración de sales, atribuido directamente a la baja concentración de éstas en el agua producto proveniente de la planta desaladora de OI con la que se regó el cultivo.

Por otra parte, el RAS y PSI al inicio y final del experimento no presentan cambios significativos en las muestras regadas con agua desalada, originado principalmente por la facilidad del drenaje interno del suelo (Gasca, Menjivar, & Torrente-Trujillo, 2011). Sin embargo, en las muestras con agua de pozo se observa un incremento promedio del 230% en RAS y de 610% en PSI. Debido a la alta concentración de sodio en el suelo en estas dos variables (RAS y PSI), se presenta una defloculación del suelo, perdiendo estructura, lo cual se refleja en la afectación del desarrollo vegetal, ya que al modificarse la estructura del suelo, disminuyen aireación y permeabilidad.

Comportamiento del cultivo

Por medio de un análisis elemental, en todos los casos se determinó sólo la altura promedio en

el periodo del 27 de marzo al 3 de septiembre de 2013 en el cultivo de sorgo regado con agua proveniente de la planta desaladora, que fue mayor en comparación con la altura promedio del cultivo regado con agua salobre (agua salada). Esto se atribuye de forma directa al manejo del suelo y concentración de sales en el agua y, por ende, en el suelo. Los resultados en el incremento de sales coinciden con lo reportado por la FAO (2015), que expresa que una salinidad alta afecta directamente la asimilación de nutrientes en los cultivos.

Conclusiones

El uso de agua desalinizada incrementó la productividad agrícola, por lo cual las inversiones públicas y privadas en desalación en el sector rural se consideran viables en el corto plazo. Se encontró que es posible, para las condiciones de la planta de 100 m³/d, recircular total o parcialmente la corriente de salmuera. Se pueden realizar varias iteraciones con esta corriente sin afectar de modo significativo el agua producto ni llevar al máximo la capacidad de la planta. Entre mayor sea el porcentaje de salmuera recirculada, menos iteraciones podrán ser realizadas. De manera sustentable, recircular salmuera permitirá extraer menos agua del pozo estudiado y reducir las descargas al medio ambiente de salmuera. En este estudio se descargó un promedio de 20 m³/d de salmuera. Se deberán buscar alternativas para evitar impactos negativos al ecosistema receptor; pudiera ser inyección en pozos profundos, estanques de evaporación, aplicación en suelo y cero descargas de líquidos, entre otras acciones. Las opciones de manejo y disposición se harán en puntos estratégicos que no afecten la flora y fauna del sitio.

La simulación es una herramienta útil para observar el funcionamiento de los procesos. En desalación, generar y utilizar modelos de simulación permite vislumbrar los escenarios que se pueden alcanzar al realizar modificaciones a las plantas o condiciones en las que trabajan. Reducir los impactos de las descargas de salmuera al medio ambiente es un reto y una gran

preocupación de los expertos en desalación en la actualidad; el uso de simulación sirve como una herramienta para iniciar el proceso de generación de soluciones a ésta y otras problemáticas que pueda presentar la desalación.

Se cumple el objetivo del proyecto, al desarrollar un modelo matemático de predicción, validando que las concentraciones en el agua producto después de los diferentes arreglos de recirculación de salmuera hacia la corriente de alimentación no excedieran los límites permisibles (2 000 mg/l de SDT) óptimos para obtener el crecimiento máximo del sorgo. Otro aspecto importante es que con el uso de desalación, los productores no se preocuparán por sembrar cultivos que soporten o toleren la concentración de sus pozos, pues podrán establecer siembras de alto rendimiento y valor comercial. Notablemente, el costo de producción es un factor de éxito en sitios donde se aplique la desalación, como en agricultura y otros. Es por ello que estos procesos de desalación deben incorporar la obtención de energía eléctrica por medio de fuentes renovables.

Agradecimientos

Los autores agradecen el financiamiento otorgado por la Fundación Produce Sonora, A. C., para llevar a cabo este proyecto de investigación, con folio de aprobación 26-2012-0030, según registros del organismo patrocinador. Asimismo, se agradece al ingeniero Fructuoso Alejandro Méndez González, quien participó como agricultor cooperante, facilitando terreno agrícola y pozo de alimentación a planta desaladora.

Referencias

- Conagua (2011). *Estadísticas del agua en México, edición 2011*. México, DF: Comisión Nacional del Agua.
- Craig, G. (2009). *Dow Water Solutions-FilmTec*, personal communication.
- Dévora-Isiordia, G. E., Gonzalez-Enriquez, R., & Saldivar, C. J. (2009). Diseño de procesos de desalinización de aguas subterráneas salobres mediante simulación química de electrodiálisis reversible, con propósitos de consumo humano. *Revista Latinoamericana de Recursos Naturales*, 5(1), 31-41.
- Dévora-Isiordia, G. E., Gonzalez-Enriquez, R., & Ruiz-Cruz, S. (2013). Evaluation of Desalination Processes and their Development in Mexico. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 4(3), 27-46.
- FAO (2013). *Afrontar la escasez de agua-un marco de acción para la agricultura y la seguridad alimentaria*. Roma: Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura.
- FAO (2015). *El manejo de suelos afectados por salinidad*. Portal de suelos de la FAO. Manejo de suelos problemáticos. Rome: Publications Division. Food and Agriculture Organization of The United Nations.
- Gasca, C. A., Menjivar, J. C., & Torrente-Trujillo, A. (2011). Cambios en el porcentaje de sodio intercambiable (PSI) y la relación de adsorción de sodio (RAS) de un suelo y su influencia en la actividad y biomasa microbiana. *Acta Agronómica*, 60(1), 27-38.
- GE Water & Process Technologies (2014). *Duratherm STD Series High Temperature Pure Water Elements*. Form number FS1271EN. New York: GE Water & Process Technologies.
- Gilat, A. (2010). *MATLAB® An Introduction with Applications*. Columbus, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Hallack-Alegría, M., & Watkins, D. J. (2006). Annual and Warm Season Drought Intensity-Duration-Frequency Analysis for Sonora, Mexico. *Journal of Climate*, 20(1), 1897-1909.
- Hydranautics (2005). RO/NF Polyamide Membrane Feed Water Requirements. *Hydranautics Technical Application Bulletin*, TSB 116.
- Hydranautics (2015). *Brackish Water RO Membranes*. Hydranautics: a Nitto Group Company. Consultado en agosto de 2015. Recuperado de <http://www.membranes.com/pdf/HYDRABrochure.pdf>.
- ICGSA (2007). *Estudio geohidrológico para el valle aluvial del río Yaqui*. Sonora, México: Ingenieros Civiles y Geólogos, S. A., ICGSA-SARG.
- IDA (2008). *Desalination Yearbook* (pp. 30-40, 91-125). United Kingdom: International Desalination Association, Market Profile. Pankratz T. IDA. Oxford, United Kingdom.
- Infoagro (2015). *Concepto de pH e importancia en fertirrigación*. Consultado en agosto de 2015. Recuperado de http://www.infoagro.com/abonos/pH_suelo.htm.
- INIFAP (2008). Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas y Pecuarias. Consultado en agosto de 2015. Recuperado de http://www.pieaes.org.mx/caracteristicas_red_equipo.htm.
- Jürgen, H. (2000). Técnicas de desalinización de aguas salobres y del mar. *Memorias Técnicas*. Ciencia y conciencia compromiso nacional con el medio ambiente (pp. 1-11). Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias ambientales, AIDIS. México, D.F., del 14 al 18 de agosto, 2000.
- Kucera, J. (2008). Understanding RO Membrane Performance. *Chemical Engineering Progress*, 145(5), 450.

- López, M. E. (2013). *Evaluación de una planta desaladora de 100 m³/d para su empleo en agricultura* (p. 49). Tesis de Maestría. Cd. Obregón: Instituto Tecnológico de Sonora. México.
- Nafey, A., Fath, H., & Mabrouk, A. (2006). A New Visual Package for Design and Simulation of Desalination Processes. *Desalination*, 194, 281-296.
- Salazar, A., Moreno, J. L., & Lutz, A. N. (2012). Agricultura y manejo sustentable del acuífero de la Costa de Hermosillo. *Región y Sociedad*, 24(1). n.spe.3
- Verhuelsdonk, M., Attenborough, T., Lex, O., & Altmann, T. (2009). Design and Optimization of Seawater Reverse Osmosis Desalination Plants Using Special Simulation Software. *Desalination*, 250(2):729-733.
- Villafafila, A., & Mujtaba, I. (2002). Fresh Water by Reverse Osmosis Based Desalination: Simulation And Optimisation. *Desalination*, 155(1), 1-13.

Dirección institucional de los autores

Dr. Germán Eduardo Dévora Isiordia

Instituto Tecnológico de Sonora
Departamento de Ciencias del Agua y Medio Ambiente
Avenida Antonio Caso y Kino s/n Colonia Villa ITSON
85130 Ciudad Obregón, Sonora, México
Teléfono: + 52 (644) 4109 000, extensión 1716
Fax: +52 (644) 4109 001
german.devora@itson.edu.mx

M.C. María Elena López Mercado

Instituto Tecnológico de Sonora
Estudiante de posgrado
Maestría en Ciencias en Recursos Naturales
5 de febrero 818 Sur, Colonia Centro
85000 Ciudad Obregón, Sonora, México
Teléfono: + 52 (644) 4150648
Fax: + 52 (644) 4109 001
marielena_127@hotmail.com

Dr. Gustavo Adolfo Fimbres Weihs

Instituto Tecnológico de Sonora
Departamento de Ciencias del Agua y Medio Ambiente
Avenida Antonio Caso y Kino s/n Colonia Villa ITSON
85130 Ciudad Obregón, Sonora, México
Teléfono: + 52 (644) 4109 000, extensión 1863
Fax: + 52 (644) 4109 001
gustavo.fimbres@itson.edu.mx

Dr. Jesús Álvarez Sánchez

Instituto Tecnológico de Sonora
Departamento de Ciencias del Agua y Medio Ambiente
Avenida Antonio Caso y Kino s/n Colonia Villa ITSON
85130 Ciudad Obregón, Sonora, México
Teléfono: + 52 (644) 4109 000, extensión 1402
Fax: + 52 (644) 4109 001
jesus.alvarez@itson.edu.mx

Ing. Sebastián Astorga Trejo

Instituto Tecnológico de Sonora
Departamento de Ciencias del Agua y Medio Ambiente/
Ingeniero Químico
Avenida Antonio Caso y Kino s/n Colonia Villa ITSON
85130 Ciudad Obregón, Sonora, México
Teléfono: + 52 (687) 1207 716
Fax: 01 (644) 4109 001
sebastian.astorga@cuamoc.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Midiendo altura y número de frutos (panojas) por cultivo de sorgo. Se comparó rendimiento de cosecha por efecto de riego con agua de planta desalinizadora y agua directa de pozo, Valle del Yaqui, Sonora, México.

Foto: Germán Eduardo Dévora Isiordia.

Modelo probabilístico simple para análisis de frecuencias en registros hidrológicos extremos con tendencia

• Daniel Francisco Campos-Aranda •

Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Campos-Aranda, D. F. (mayo-junio, 2016). Modelo probabilístico simple para análisis de frecuencias en registros hidrológicos extremos con tendencia. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(3), 171-186.

Debido a cambios en el clima, en el uso del suelo, principalmente por urbanización, y a los aprovechamientos hidráulicos, los registros de datos hidrológicos extremos han dejado de ser *estacionarios*, es decir, sus propiedades estadísticas están cambiando en el tiempo. Cuando un registro de crecientes o lluvias máximas, ambas anuales, muestra *tendencia* estadísticamente diferente de cero, el *análisis de frecuencias* orientado a estimar sus eventos de diseño debe tomar en cuenta tal comportamiento no aleatorio. El modelo probabilístico más simple que se puede establecer para procesar registros no estacionarios emplea la distribución log-normal de dos parámetros de ajuste, con su media variando en relación con el tiempo como covariable explicativa, según una regresión lineal logarítmica. Este modelo permite estimar el impacto, por ejemplo, al final de una década a futuro, de la tendencia ascendente (descendente) en las predicciones obtenidas al final del registro, a través de dos indicadores: los factores de aumento (disminución) de las predicciones y de la reducción (aumento) de la recurrencia de un evento de un determinado periodo de retorno. El análisis de frecuencias no estacionario con tal modelo se aplica a dos registros de crecientes anuales de la Región Hidrológica núm. 10, Sinaloa, y uno de precipitación máxima diaria anual de la Región Hidrológica núm. 37, El Salado. Las conclusiones destacan la sencillez y utilidad del modelo descrito para abordar de forma inicial los análisis de frecuencias no estacionarios.

Palabras clave: crecientes anuales, precipitación máxima diaria anual, distribución log-normal, regresión lineal, error estándar de ajuste, factores de aumento de las predicciones.

Abstract

Campos-Aranda, D. F. (May-June, 2016). *Simple Probability Model for Frequencies Analysis in Extreme Hydrological Records with Trend*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 7(3), 171-186.

Due to climate changes, land use mainly by urbanization and hydraulic works, the records of extreme hydrological data are no longer stationary, that is that their statistical properties are changing over time. When an annual record of floods or maximum rainfall shows a trend statistically different from zero, the frequencies analysis aimed at estimating their design events should take into account such non-random behavior. The simplest probabilistic model that can be established to process non-stationary records relies on the log-normal distribution with two fitting parameters, with time-varying mean as explanatory covariate, according to a logarithmic linear regression. This model allows estimating the impact, for example at the end of a decade in the future, of the upward (downward) trend on the obtained predictions at the end of a record. The latter through two indicators: the predictions magnification (diminution) factors and the reduction (increase) in the recurrence of an event of a given return period. Non-stationary frequencies analysis with such a model is applied to two records of annual floods of the Hydrological Region núm. 10 Sinaloa and one annual daily maximum precipitation of the Hydrological Region núm. 37 El Salado. Conclusions highlight the simplicity and utility of the described model as an initial approach to the non-stationary frequencies analyses.

Keywords: Annual floods, annual maximum daily precipitation, log-normal distribution, linear regression, standard error of fit, predictions magnification factors.

Recibido: 11/06/2015

Aceptado: 05/12/2015

Introducción y objetivo

Cuando se dispone de un registro de datos hidrológicos extremos, como gastos, niveles, lluvias de cierta duración y vientos, todos ellos máximos anuales, se puede realizar un *análisis de frecuencias* para estimar *predicciones* de tales variables aleatorias, asociadas con determinadas probabilidades de excedencia, cuyo recíproco es el llamado periodo de retorno o intervalo *promedio* en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor. En resumen, el análisis de frecuencias permite estimar *eventos de diseño* y consta de cuatro pasos: (1) selección de un modelo probabilístico o función de distribución de probabilidades acumuladas (FDP); (2) aplicación de uno o varios métodos de estimación de los parámetros de ajuste de la FDP; (3) adopción de la FDP que mejor representa al registro disponible, lo anterior, de acuerdo con un criterio de calidad estadística del ajuste, y (4) con base en la FDP seleccionada, estimación de las predicciones buscadas (Khaliq, Ouarda, Ondo, Gachon, & Bobé, 2006).

Cuando no existe el registro de crecientes requerido en el sitio de interés o es inadecuado por amplitud escasa, se recurre al análisis *regional* de frecuencias, el cual se desarrolla en dos etapas: a) se busca y selecciona un grupo de cuencas aforadas, relativamente cercanas, con un régimen hidrológico similar al de la cuenca bajo estudio; b) se estiman las predicciones buscadas en el sitio sin datos, a través de diversos métodos de transferencia de información hidrológica de los sitios o registros identificados en la etapa A (Leclerc & Ouarda, 2007). La técnica también es aplicable a estaciones pluviográficas o pluviométricas.

La validez de los resultados del análisis de frecuencias local o regional está basado, de manera especial, en dos suposiciones clásicas del registro: que sus datos sean *independientes* y que sus propiedades estadísticas no cambien en el tiempo o condición de *estacionario*. En la práctica, la independencia se pierde cuando el muestreo de los datos es próximo o cercano, y entonces un valor puede estar ligado con el anterior. En

registros anuales, tal problema no ocurre. Lo no estacionario se origina por el cambio climático o por los efectos de las actividades humanas en la cuenca, principalmente los aprovechamientos hidráulicos, o bien los cambios de uso del suelo, sobre todo la urbanización (Khaliq *et al.*, 2006; Vogel, Yaindl, & Walter, 2011).

Por lo general, y con base en la zona geográfica, el cambio climático puede generar *tendencias* sutiles ascendentes o descendentes en los registros de datos hidrológicos extremos. Sin embargo, las tendencias fuertes ascendentes observadas en los registros de crecientes anuales y de precipitación máxima diaria anual se originan por la urbanización ocurrida en la cuenca o en las inmediaciones de la estación pluviométrica, y la tendencia severa descendente se asocia en los registros de crecientes con los aprovechamientos hidráulicos, y en las series de lluvias máximas con las deforestaciones o desecación de lagos, ambas cercanas (Vogel *et al.*, 2011).

El *objetivo* de este trabajo consistió en exponer con detalle el método probabilístico más simple que se puede establecer para el análisis de frecuencias en registros de datos hidrológicos extremos que presentan *tendencia* importante. Este modelo utiliza la FDP log-normal de dos parámetros de ajuste, en la cual su media varía linealmente con el tiempo (Vogel *et al.*, 2011). Se aplica tal modelo al análisis de frecuencias de dos registros de crecientes anuales de la Región Hidrológica núm. 10, Sinaloa; el de la estación Badiraguato con tendencia ascendente y el de la estación Puente Subpacífico con tendencia descendente. También se realiza el análisis de frecuencias del registro de precipitación máxima diaria anual de la estación climatológica Zacatecas de la Región Hidrológica núm. 37, El Salado, que presenta tendencia ascendente.

Descripción del modelo probabilístico no estacionario

FDP adoptada

Como el objetivo del estudio consiste en identificar la tendencia en los registros de datos

hidrológicos extremos anuales y estimar sus consecuencias en el análisis de frecuencias, es necesario utilizar una *función de distribución de probabilidades* (FDP) que describa la relación entre magnitudes de los datos y *predicciones* asociadas con determinadas probabilidades de no excedencia. En este caso, y de acuerdo con Vogel *et al.* (2011), se adopta la distribución log-normal de dos parámetros (LN2), que fue uno de los primeros modelos probabilísticos utilizados en los análisis de frecuencias de crecientes y que aún sigue vigente con su versión de dos (Ashkar & Aucoin, 2012) y tres parámetros de ajuste (Hosking & Wallis, 1997). Sin embargo, la razón principal de tal selección radica en que la función LN2, cuando se combina con un modelo de tendencia logarítmico lineal, origina una FDP *no estacionaria* bastante simple, la cual permite estimar el impacto de la tendencia en la magnitud y el periodo de retorno de las predicciones, en un lapso a futuro seleccionado.

Un registro de datos hidrológicos extremos anuales es una *serie anual de máximos* x_p , en donde t varía de 1 a n su número de datos. Si tal serie es *estacionaria*, puede seguir una distribución LN2, cuya función de cuantiles que permite estimar las predicciones con probabilidad de excedencia p o de periodos de retorno $T = 1/p$ es (Vogel *et al.*, 2011):

$$x_p = \exp(\mu_y + z_p \cdot \sigma_y) \quad (1)$$

en la cual, μ_y y σ_y son la media y la desviación estándar de los logaritmos naturales de x_p , es decir, que $y_t = \ln(x_t)$ y z_p es el valor de la variable aleatoria normal estándar con probabilidad de excedencia p .

FDP no estacionaria

El modelo más simple que se puede establecer para describir la tendencia de la serie anual de máximos es el logarítmico lineal con pendiente β estadísticamente diferente de cero. Este enfoque es adecuado en series de valores hidrológicos extremos, pues al emplear logaritmos de sus datos se puede aceptar que la muestra procede

de una población normal. El modelo es (Vogel *et al.*, 2011):

$$y_t = \ln(x_t) = \alpha + \beta \cdot t + \varepsilon_t \quad (2)$$

siendo α la ordenada al origen y ε_t los errores del modelo, los cuales proceden de las variaciones de las observaciones respecto a la recta de regresión; esta línea, por sí misma, proporciona la forma en que μ_y varía a través del tiempo, es decir:

$$\mu_y(t) = \alpha + \beta \cdot t \quad (3)$$

Como la solución de mínimos cuadrados de los residuos para la ordenada al origen es (Ryan, 1998):

$$\hat{\alpha} = \bar{y} - \hat{\beta} \cdot \bar{t} \quad (4)$$

Entonces, sustituyendo la ecuación (4) en la (3) se obtiene el modelo de tendencia de la media:

$$\mu_y(t) = \bar{y} + \hat{\beta} \cdot (t - \bar{t}) \quad (5)$$

en donde $\hat{\beta}$ es la estimación de mínimos cuadrados de los residuos, cuya expresión es (Ryan, 1998):

$$\hat{\beta} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{t=1}^n y_t \cdot t - \bar{y} \cdot \bar{t}}{\frac{1}{n} \sum_{t=1}^n t^2 - \bar{t}^2} \quad (6)$$

además, las medias son:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n \ln(x_t) \quad (7)$$

$$\bar{t} = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n t = \frac{n+1}{2} \quad (8)$$

Como ya se indicó, la ecuación (1) es un modelo probabilístico estacionario, pues asume que los momentos de y , dados por μ_y y σ_y no varían con el tiempo. Entonces, la sustitución del mo-

delo de tendencia de la media o ecuación (5) en la ecuación (1) conduce al *modelo probabilístico no estacionario* desarrollado y propuesto por Vogel *et al.* (2011):

$$x_p(t) = \exp\left[\bar{y} + \hat{\beta} \cdot (t - \bar{t}) + z_p \cdot S_y\right] \quad (9)$$

en el cual S_y es la estimación de la desviación estándar de los logaritmos naturales de los datos hidrológicos extremos anuales y t es el contador de años, variando de 1 a n . En realidad, éste es el modelo más simple que se puede establecer para la tendencia, teniendo al tiempo como única covariable explicativa (López-De-La-Cruz & Francés, 2014). S_y se calcula con la expresión:

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{n}} \quad (10)$$

Factor de aumento de la predicción

Como el propósito de los análisis es estimar el impacto en las predicciones de la tendencia observada en el registro hidrológico de extremos anuales, primero se evaluará el denominado *factor de aumento de la predicción* (FAP), definido como el cociente entre la predicción estimada en un lapso futuro y la del presente; en relación con la ecuación (9), se obtiene como (Vogel *et al.*, 2011):

$$\text{FAP} = \frac{x_p(t + \Delta t)}{x_p(t)} = \exp(\hat{\beta} \cdot \Delta t) \quad (11)$$

La expresión anterior indica que el incremento o decremento en una predicción en un tiempo Δt del futuro sólo depende de la tendencia $\hat{\beta}$ estimada en el registro, sea ésta positiva o negativa. Vogel *et al.* (2011) encuentran en cuencas localizadas en las áreas periféricas de las grandes ciudades de Estados Unidos, como son Los Ángeles, Chicago y Boston, que los FAP en una década a futuro y para registros de crecientes con tendencias ascendentes varían de 2 a 5; es decir, que detectaron pendientes severas fluctuando de 0.070 a 0.160. En cambio, para re-

gistros de crecientes con tendencia descendente, los factores de disminución de la predicción (FDP) de un decenio a futuro oscilaron de 0.94 a 0.68.

Reducción del periodo de retorno

La reducción de la recurrencia será el tiempo promedio entre dos predicciones: la del futuro con periodo de retorno T_f ligado con el tiempo t_f , y la actual con valores correspondientes T_0 y t_0 . Cada predicción está vinculada con estas probabilidades de excedencia $p_f = 1/T_f$ y $p_0 = 1/T_0$. Igualando las predicciones, estimadas con la ecuación (9), se podrá obtener el T_f buscado, esto es (Vogel *et al.*, 2011):

$$\begin{aligned} & \exp\left[\bar{y} + \hat{\beta} \cdot \left(t_0 - \frac{n+1}{2}\right) + z_{p_0} \cdot S_y\right] \\ &= \exp\left[\bar{y} + \hat{\beta} \cdot \left(t_f - \frac{n+1}{2}\right) + z_{p_f} \cdot S_y\right] \end{aligned} \quad (12)$$

Despejando, se obtiene:

$$T_f = \frac{1}{1 - \Phi\left[z_{p_0} - \frac{\hat{\beta} \cdot (t_f - t_0)}{S_y}\right]} = \frac{1}{1 - \Phi\left[z_{p_0} - \frac{\hat{\beta} \cdot \Delta t}{S_y}\right]} \quad (13)$$

en donde $\Phi(\cdot)$ es función de densidad de probabilidad de una variable normal estandarizada y representa la probabilidad de no excedencia de que tal variable sea menor que el valor del paréntesis. En el análisis de registros con tendencia descendente, el T_f aumentará.

Prueba de la pendiente del modelo logarítmico lineal

En relación con la ecuación (2), su establecimiento implica procesar registros *preferentemente* sin datos anuales faltantes, pues es una regresión lineal; además, se debe probar que su pendiente $\hat{\beta}$ es estadísticamente diferente de cero (Kundzewicz & Robson, 2004; Machiwal & Jha, 2008). Para ello se aplicó la prueba sugerida por Ostle y Mensing (1975) basada en el estadístico de la t de Student, que utiliza las varianzas de los

errores y de la pendiente de la recta de regresión (S_E^2 y S_β^2). Si el valor absoluto calculado para Et_c (ecuación (14)) es mayor que el crítico (Et_c), obtenido para la distribución t de Student con $\nu = n - 2$ grados de libertad y $\alpha = 5\%$, en una prueba de dos colas, la pendiente $\hat{\beta}$ es significativa, esto es, existe tendencia lineal. El problema de tal prueba es que no distingue entre persistencia y tendencia (Adeloye & Montaseri, 2002).

$$Et_c = \left| \frac{\hat{\beta}}{\sqrt{S_\beta^2}} \right| \quad (14)$$

siendo:

$$S_\beta^2 = \frac{S_E^2}{\sum_{i=1}^n (t - \bar{t})^2} \quad (15)$$

y:

$$S_E^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{(n-2)} \quad (16)$$

En la expresión anterior, \hat{y} es el valor estimado con la recta de regresión, es decir, con la ecuación (2). Para el cálculo del estadístico Et_c se utilizó el algoritmo computacional propuesto por Zelen y Severo (1972), cuyas expresiones son:

$$Et_c = z_p + \frac{g_1(z_p)}{\nu} + \frac{g_2(z_p)}{\nu^2} + \frac{g_3(z_p)}{\nu^3} + \frac{g_4(z_p)}{\nu^4} \quad (17)$$

$$g_1(z) = (z^3 + z) / 4$$

$$g_2(z) = (5z^5 + 16z^3 + 3z) / 96$$

$$g_3(z) = (3z^7 + 19z^5 + 17z^3 - 15z) / 384$$

$$g_4(z) = (79z^9 + 776z^7 + 1482z^5 - 1920z^3 - 945z) / 92160$$

siendo z_p la variable normal estandarizada, cuyos valores para niveles de significancia (α) de 10, 5 y 1%, en una prueba de dos colas son 1.64485, 1.95996 y 2.57583; ν son los grados de libertad.

Aproximaciones para la distribución normal

En las ecuaciones (1) y (9) se requiere la evaluación de la variable normal estandarizada z_p , la cual se estimó con la aproximación racional expuesta por Zelen y Severo (1972). Cuando la probabilidad de excedencia p varía de 0 a 0.50, sus expresiones son:

$$z_p = q - \frac{a_0 + a_1 \cdot q + a_2 \cdot q^3}{1 + b_1 \cdot q + b_2 \cdot q^2 + b_3 \cdot q^3} \quad (18)$$

siendo:

$$q = \sqrt{\ln(1/p^2)} \quad (19)$$

y

$$\begin{array}{lll} a_0 = 2.515517 & a_1 = 0.802853 & a_2 = 0.010328 \\ b_1 = 1.432788 & b_2 = 0.189269 & b_3 = 0.001308 \end{array}$$

Cuando $p > 0.50$, se usa $1 - p$ en la ecuación (19) y se le cambia el signo al valor calculado de z_p con la ecuación (18).

Para estimar la probabilidad normal $\Phi(\cdot)$ de no excedencia en la ecuación (13) se utilizó una aproximación polinomial también sugerida por Zelen y Severo (1972), cuya expresión es:

$$\Phi(\arg) = 1 - Z(\arg) \cdot (c_1 \cdot w + c_2 \cdot w^2 + c_3 \cdot w^3 + c_4 \cdot w^4 + c_5 \cdot w^5) \quad (20)$$

en la cual:

$$w = 1 / (1 + d \cdot \arg) \quad (21)$$

$$\begin{array}{ll} d = 0.2316419 & c_1 = 0.31938153 \\ c_2 = -0.356563782 & c_3 = 1.781477937 \\ c_4 = -1.821255978 & c_5 = 1.330274429 \end{array}$$

En la ecuación (20), $Z(\arg)$ es la ordenada de la curva normal calculada con la ecuación:

$$Z(\arg) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-(\arg)^2/2} \quad (22)$$

Error estándar de ajuste

Desde mediados de la década de los años setenta se formuló el *error estándar de ajuste* (EEA) como una medida cuantitativa que estima la calidad estadística del modelo probabilístico ajustado y que además permite la comparación objetiva entre los diversos modelos que se prueban o ajustan a una muestra, al tener las unidades de los datos. Su expresión es la siguiente (Kite, 1977):

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_i)^2}{n-2}} \quad (23)$$

en donde n es el número de datos de la muestra; x_i , los datos ordenados de menor a mayor; \hat{x}_i , los valores estimados con la ecuación (9), en la cual t varía de 1 a n y le va correspondiendo una probabilidad de no excedencia $P(X < x)$, estimada con la fórmula de Weibull (Benson, 1962):

$$P(X < x) = \frac{m}{n+1} \quad (24)$$

en la cual m es el número de orden del dato, con 1 para el menor y n para el mayor.

Datos y resultados de las aplicaciones numéricas

Estimaciones del análisis de frecuencias

La descripción detallada del modelo probabilístico no estacionario de los incisos anteriores se puede resumir en las seis estimaciones siguientes: 1) se calculan los parámetros $\hat{\beta}$ y $\hat{\alpha}$ del modelo logarítmico lineal con las ecuaciones (6) y (4), y se prueba si el primero es estadísticamente diferente de cero por medio de las ecuaciones (14) a (17); 2) en seguida se calculan dos factores de aumento de las predicciones (*FAP*), uno para la primera década y otro para un lapso de 20 años con base en la ecuación (11); 3) después se calculan dos reducciones del periodo de retorno de 100 años de una predicción a través de la ecuación (13), utilizando Δt de 10 y 20 años,

este cálculo y los dos siguientes utilizan las ecuaciones auxiliares (18) y (20); 4) haciendo uso de la ecuación (9), primero se calcula el error estándar de ajuste, según la ecuación (23); 5) después se evalúan las curvas de cuantiles con periodos de retorno (Tr) de 2, 10, 50 y 100 años, esto es, utilizando $z_p = 0, 1.28155, 2.05375$ y 2.32635 , respectivamente; 6) por último, se estiman las predicciones asociadas con los periodos de retorno de diseño empleados por lo común en los análisis de frecuencia de datos hidrológicos extremos, por medio de la ecuación (9) utilizando $t = n$.

Cuando la tendencia del registro procesado en *ascendente*, se estiman *FAP* y reducciones de la recurrencia de la predicción de $Tr = 100$ años, así como predicciones mayores que las obtenidas con una *FDP* estacionaria. Cuando la tendencia es *descendente*, se estimarán *FDP* y aumentos en la recurrencia del evento de $Tr = 100$ años, además de predicciones menores que las obtenidas con una *FDP* estacionaria. Lo anterior se ilustra en las tres aplicaciones numéricas siguientes.

Estación hidrométrica Badiraguato

Crecientes anuales y su tendencia ascendente

Esta estación de aforos pertenece a la Región Hidrológica núm. 10, Sinaloa, y se ubica en el río del mismo nombre. Su registro actualizado de gastos máximos anuales procede de la GASIR de la Comisión Nacional del Agua (Conagua), con clave 10079, abarca 40 años en el periodo de 1960 a 1999, y se expone en la segunda columna del cuadro 1. Su análisis de homogeneidad detecta tendencia ascendente con las pruebas de Kendall y de Spearman (WMO, 1971; Kottegoda, 1980; Kundzewicz & Robson, 2004; Machiwal & Jha, 2008; Campos-Aranda, 2015). La aplicación de las ecuaciones (4) y (6) aporta $\hat{\alpha} = 5.8595$ y $\hat{\beta} = 0.023393$. La pendiente estimada es importante y, sin embargo, resulta estadísticamente igual a cero, ya que $Et = 1.7697 < Et_c = 2.0244$; lo anterior debido a que la varianza de los errores (S_e^2) resultó muy grande, en parte debido a la

enorme dispersión que muestran los datos al variar de 64 a 9 245 m³/s (ver columna 3 del cuadro 1). Al tomar en cuenta que el registro no presenta persistencia, pues su coeficiente de correlación serial de orden 1 (r_1) es de sólo 0.054, se decidió continuar con el ajuste del modelo probabilístico no estacionario; es decir, considerar que el registro de crecientes anuales de la estación de aforos Badiraguato presenta *tendencia ascendente*.

Impacto de la tendencia ascendente en las predicciones

Con base en la ecuación (11) y para dos lapsos a futuro, la primera y segunda décadas, se estimó el factor de aumento de las predicciones en 1.264 y 1.597, lo cual significa que cualquier predicción estimada al final del registro en los siguientes 10 años aumentará un 26.4%, y en los subsiguientes 10 años llegará a casi un 60%. Por otra parte, y de acuerdo con la ecuación (13), la creciente de periodo de retorno de 100 años estimada al final del registro ($z_{p0} = 2.32635$) reducirá su recurrencia en la primera década a 54.3 años y al término del segundo decenio a 31.0 años. Las cantidades anteriores ponen de manifiesto la importancia del impacto de la tendencia ascendente observada en las crecientes de la estación Badiraguato en las predicciones.

Error estándar de ajuste y curvas de cuantiles

En la columna 4 del cuadro 1 se tienen las estimaciones realizadas con la ecuación (9) para t , variando de 1 a n ; z_p asociada con la probabilidad definida con la fórmula de Weibull o ecuación (24), y $S_y = 0.978602$. La aplicación de la ecuación (23) con los valores de las columnas 3 y 4 del cuadro 1 conduce al error estándar de ajuste de 585 m³/s. De nuevo, la aplicación de la ecuación (9) permite estimar las curvas de cuantiles con periodos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años, cuyos valores se muestran en las columnas 5 a 8 del cuadro 1. La curva de cuantiles de $Tr = 2$ años corresponde a la recta de regresión logarítmica, la cual se muestra en la figura 1 con

los datos del registro de crecientes. Se observa en la figura 1 que arriba de la curva de cuantiles de $Tr = 10$ años quedan cuatro datos, lo cual es correcto, pues $n = 40$; también se detecta que las crecientes de los años 1962 y 1981 tienen un Tr superior a los 100 años.

Predicciones con periodos de retorno de diseño

La aplicación de la ecuación (9) con $t = n$ permite estimar las predicciones asociadas con los ocho periodos de retorno mostrados en el cuadro 2. Con objeto de verificar que las predicciones estimadas con el modelo probabilístico no estacionario tienen *magnitud mayor*, se ajustaron a los datos las cuatro FDP más comunes en los análisis de frecuencias de crecientes, destacando que su aplicación no es válida, pues el registro de la estación Badiraguato mostró tendencia ascendente. Estas FDP se ajustaron con sus métodos más comunes, los cuales se pueden consultar en Stedinger, Vogel y Foufoula-Georgiou (1993); Hosking y Wallis (1997); Rao y Hamed (2000) y Campos-Aranda (2006). Las predicciones de las FDP aplicadas corresponden a su método de ajuste que condujo al menor EEA y se muestran en el cuadro 2.

Se observa que el EEA obtenido con el modelo no estacionario es el menor y sus predicciones son superiores en los periodos de retorno bajos, y ello se cumple hasta el Tr de 100 años. Las FDP aplicadas conducen a predicciones muy grandes en los periodos de retorno elevados ($Tr > 100$ años) debido a presencia de los valores extremos de los años 1981, 1996 y 1962 (ver cuadro 1).

Estación hidrométrica Puente Subpacífico

Crecientes anuales y su tendencia descendente

Esta estación de aforos también pertenece a la Región Hidrológica núm. 10, Sinaloa. Mide las descargas del río Culiacán después de su paso por la ciudad del mismo nombre, capital del estado, y su área drenada es de 15 731 km². Al río Culiacán lo forman dos grandes colectores: el río Humaya y el río Tamazula; en el segundo se localiza la presa Sanalona, construida durante

Cuadro 1. Gastos máximos anuales (m^3/s) en la estación hidrométrica Badiraguato y cálculos asociados con el error estándar de ajuste y con sus curvas de cuantiles.

1	2	3	4	5	6	7	8
Año (t)	Datos		Gasto estimado para:				
	Observado	Ordenado	Prob. Weibull	Tr = 2 años	Tr = 10 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años
1960 (1)	435	64	52.2	359	1 258	2 678	3 496
1961 (2)	276	127	72.6	367	1 288	2 741	3 579
1962 (3)	4 220	213	90.7	376	1 318	2 806	3 664
1963 (4)	420	236	108.3	385	1 349	2 872	3 751
1964 (5)	236	242	126.0	394	1 381	2 940	3 839
1965 (6)	213	242	144.0	403	1 414	3 010	3 930
1966 (7)	982	248	162.8	413	1 447	3 081	4 023
1967 (8)	480	250	182.4	428	1 482	3 154	4 119
1968 (9)	435	276	203.0	433	1 517	3 229	4 216
1969 (10)	64	277	224.7	443	1 552	3 305	4 316
1970 (11)	250	290	247.7	153	1 589	3 383	4 418
1971 (12)	435	305	272.3	464	1 627	3 464	4 522
1972 (13)	470	316	298.4	475	1 665	3 546	4 630
1973 (14)	585	401	326.3	486	1 705	3 629	4 739
1974 (15)	600	420	356.1	498	1 745	3 715	4 851
1975 (16)	290	435	388.2	510	1 786	3 803	4 966
1976 (17)	316	435	422.7	522	1 829	3 893	5 084
1977 (18)	242	435	459.8	534	1 872	3 985	5 204
1978 (19)	248	461	499.9	547	1 916	4 080	5 327
1979 (20)	891	470	543.2	560	1 962	4 176	5 453
1980 (21)	461	480	590.3	573	2 008	4 275	5 582
1981 (22)	9 245	481	641.5	587	2 056	4 376	5 714
1982 (23)	2 388	487	697.4	600	2 104	4 480	5 850
1983 (24)	277	488	758.7	615	2 154	4 586	5 988
1984 (25)	481	582	826.0	629	2 205	4 695	6 130
1985 (26)	614	585	900.4	644	2 257	4 806	6 275
1986 (27)	1 064	600	982.8	659	2 311	4 919	6 423
1987 (28)	401	614	1 074.7	675	2 365	5 036	6 576
1988 (29)	305	891	1 177.8	691	2 421	5 155	6 731
1989 (30)	582	904	1 294.3	707	2 479	5 277	6 890
1990 (31)	2 035	933	1 427.1	724	2 537	5 402	7 054
1991 (32)	488	982	1 580.0	741	2 597	5 530	7 221
1992 (33)	242	1 064	1 758.4	759	2 659	5 661	7 391
1993 (34)	487	1 193	1 969.9	777	2 722	5 795	7 566
1994 (35)	933	2 035	2 226.2	795	2 786	5 932	7 745
1995 (36)	127	2 388	2 545.6	814	2 852	6 072	7 929
1996 (37)	4 490	2 529	2 960.5	833	2 920	6 216	8 116
1997 (38)	904	4 220	3 534.2	853	2 989	6 363	8 309
1998 (39)	2 529	4 490	4 418.5	873	3 059	6 514	8 505
1999 (40)	1 193	9 245	6 148.8	894	3 132	6 671	8 710

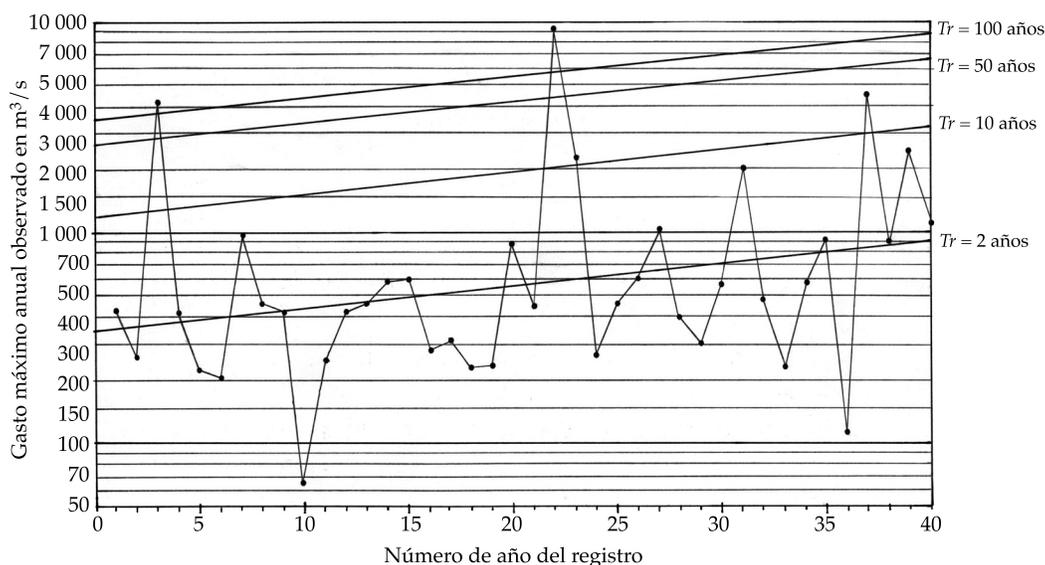


Figura 1. Diagrama de datos y cuantiles estimados con el modelo logarítmico lineal en la estación hidrométrica Badiraguato de la Región Hidrológica núm. 10, Sinaloa.

Cuadro 2. Predicciones de diseño (m^3/s) en la estación hidrométrica Badiraguato estimadas con el modelo probabilístico no estacionario y su contraste con las obtenidas ajustando cuatro FDP comunes en el análisis de frecuencias de crecientes.

Modelo probabilístico ajustado y (método de ajuste)	EEA (m^3/s)	Periodos de retorno de diseño en años							
		2	5	10	25	50	100	500	1 000
No estacionario (regresión logarítmica lineal)	585	894	2 036	3 132	4 958	6 671	8 710	14 946	18 392
Log-Pearson tipo III (momentos en dominio log.)	626	487	1 200	2 122	4 215	6 870	11 004	31 415	48 707
General de valores extremos (sextiles)	765	499	1 234	3 067	3 799	5 864	8 944	23 300	35 016
Pareto generalizada (momentos L)	808	472	1 143	1 946	3 639	5 665	8 683	22 674	34 027
Logística generalizada (momentos L)	888	499	1 104	1 812	3 353	5 282	8 293	23 564	36 946

los años 1940 a 1948, con un área de cuenca de 3 250 km^2 . En el río Humaya se ubica la presa Adolfo López Mateos, construida durante los años 1957 a 1964, con un área de cuenca de 10 972 km^2 (Aldama, Ramírez, Aparicio, Mejía-Zermeño, & Ortega-Gil, 2006). De acuerdo con los datos anteriores, la estación hidrométrica Puente Subpacífico tiene una cuenca libre de sólo 1 509 km^2 , por lo cual su régimen hidrológico estará sumamente afectado por los dos aprovechamientos descritos.

Su registro de crecientes anuales procede del sistema BANDAS (IMTA, 2003) y abarca del año 1924 a 1992, contando con 66 datos, pues el lapso de 1959 a 1961 está faltante. De modo sorprendente, la creciente máxima registrada de 11 000 m^3/s ocurrió en 1943, durante el periodo de construcción de la presa Sanalona, y la última creciente importante aconteció en 1958, con 5 715 m^3/s , ya iniciado el proceso constructivo de la presa Adolfo López Mateos, cuyo impacto cambia de forma notable el régimen hidrológico,

como se observa en la figura 2, a partir del dato número 36. Para este registro, en el cuadro 3, similar al cuadro 1, se citan en exclusiva sus valores y estimaciones por quinquenios. El análisis de homogeneidad del registro citado detecta persistencia ($r_1 = 0.366$), y tendencia descendente con las pruebas de Kendall y de Spearman (WMO, 1971; Kottegoda, 1980; Kundzewicz & Robson, 2004; Machiwal & Jha, 2008; Campos-Aranda, 2015). La aplicación de las ecuaciones (4) y (6) aporta $\hat{\alpha} = 8.1150$ y $\hat{\beta} = -0.027661$. La pendiente estimada es importante y por ello resulta estadísticamente diferente de cero, ya que $Et = |-6.4115| > Et_c = 1.9977$. Un valor de 0.842596 resultó para S_y .

Impacto de la tendencia en las predicciones

Con base en la ecuación (11) se estimó el factor de disminución de las predicciones (FDP) en 0.758 y en 0.575, para la primera y segunda décadas a futuro; son reducciones importantes debido a que la pendiente $\hat{\beta}$ negativa estimada es fuerte. En relación con la creciente de periodo de retorno 100 años calculada al final del regis-

tro, de acuerdo con la ecuación (13), aumentará su recurrencia en la primera década a 252.2 años y en la segunda década a 701.4 años.

Error estándar de ajuste y curvas de cuantiles

Siguiendo un procedimiento idéntico al descrito para este mismo inciso, se obtuvo un error estándar de ajuste de 1 652 m³/s, así como las curvas de cuantiles con periodos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años, cuyos valores por quinquenios se muestran en las columnas 5 a 8 del cuadro 3 y en la figura 2, con los datos del registro de crecientes. La curva de cuantiles de $Tr = 2$ años corresponde a la recta de regresión logarítmica.

Predicciones con periodos de retorno de diseño

La aplicación de la ecuación (9) con $t = n$ permite estimar las predicciones asociadas con los ocho periodos de retorno mostrados en el cuadro 4. La verificación de la *magnitud menor* de estas predicciones se realizó aplicando las cuatro FDP más utilizadas en los análisis de frecuencias de crecientes, ajustada cada una

Cuadro 3. Gastos máximos anuales (m³/s) en la estación hidrométrica Puente Subpacífico y cálculos asociados con el error estándar de ajuste y con sus curvas de cuantiles expuestos por quinquenios.

1	2	3	4	5	6	7	8
Año (t)	Datos		Gasto estimado para				
	Observado	Ordenado	Prob. Weibull	Tr = 2 años	Tr = 10 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años
1924 (1)	4 562	330	521.6	3 253	9 578	18 358	23 099
1928 (5)	1 122	499	863.8	2 912	8 574	16 435	20 679
1933 (10)	1 780	612	1 056.2	2 536	7 467	14 313	18 008
1938 (15)	2 412	651	1 165.2	2 209	6 502	12 464	15 682
1943 (20)	11 000	710	1 232.3	1 923	5 663	10 854	13 657
1948 (25)	790	852	1 275.7	1 675	4 931	9 452	11 893
1953 (30)	3 490	944	1 306.1	1 459	4 294	8 231	10 357
1958 (35)	5 715	977	1 331.5	1 270	3 740	7 168	9 019
1966 (40)	944	1 173	1 360.0	1 106	3 257	6 242	7 854
1971 (45)	900	2 335	1 400.3	963	2 836	5 436	6 839
1976 (50)	1 090	2 760	1 465.9	839	2 470	4 734	5 956
1981 (55)	1 173	3 755	1 584.1	731	2 151	4 122	5 187
1986 (60)	685	4 755	1 833.9	636	1 873	3 590	4 517
1992 (66)	651	11 000	3 360.9	539	1 587	3 042	3 827

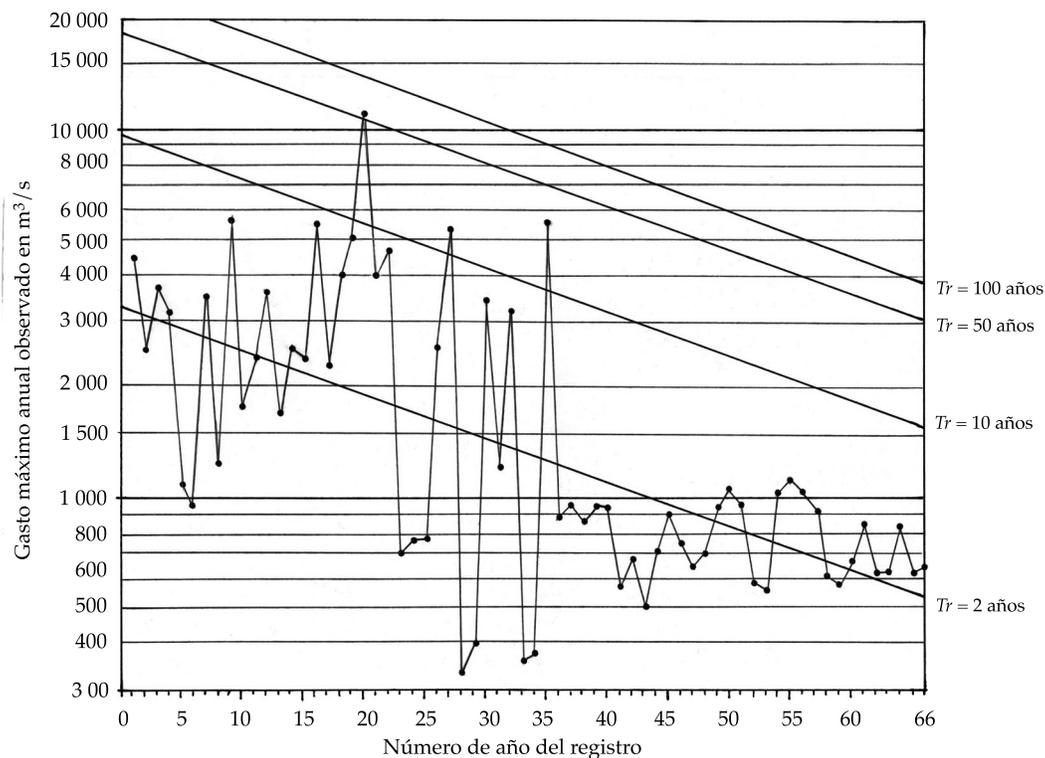


Figura 2. Diagrama de datos y cuantiles estimados con el modelo logarítmico lineal en la estación hidrométrica Puente Subpacífico de la Región Hidrológica núm. 10, Sinaloa.

Cuadro 4. Predicciones de diseño (m^3/s) en la estación hidrométrica Puente Subpacífico estimadas con el modelo probabilístico no estacionario y su contraste con las obtenidas ajustando cuatro FDP comunes en el análisis de frecuencias de crecientes.

Modelo probabilístico ajustado y (método de ajuste):	EEA (m^3/s)	Periodos de retorno de diseño en años							
		2	5	10	25	50	100	500	1 000
No estacionario (regresión logarítmica lineal)	1 652	539	1 095	1 587	2 356	3 042	3 827	6 093	7 284
Pareto generalizada (momentos L)	461	1 253	2 777	4 154	6 330	8 296	10 588	17 486	21 302
Log-Pearson tipo III (momentos en dominio real)	512	1 369	2 915	4 198	6 047	7 558	9 159	13 198	15 064
General de valores extremos (momentos L)	516	1 319	2 643	3 893	6 081	8 300	11 177	21 645	28 545
Logística generalizada (momentos L)	549	1 331	2 593	3 777	5 905	8 145	11 159	22 898	31 130

con sus métodos más comunes (Stedinger *et al.*, 1993; Hosking & Wallis, 1997; Rao & Hamed, 2000, Campos-Aranda, 2006); los resultados se exponen en el cuadro 4 para los EEA menores. Se observa que las FDP reportan EEA mucho más bajos, debido principalmente a que las

FDP empleadas son bastante flexibles y se ajustan mejor a los datos dispersos o extremos del registro; pero se aclara que su aplicación no es válida, pues el registro de crecientes anuales de la estación de aforos Puente Subpacífico es no estacionario.

Estación pluviométrica Zacatecas

PMD anual y su tendencia ascendente

El registro de precipitación máxima diaria (PMD) anual de la estación climatológica Zacatecas fue proporcionado y verificado en sus valores extremos por la Dirección Local Zacatecas de la Conagua y consta de 58 datos en el lapso de 1953 a 2010; sus valores se exponen en la columna 2 del cuadro 5. Su estudio de homogeneidad detecta tendencia ascendente con las pruebas de Kendall y de Spearman (WMO, 1971; Kottegoda, 1980; Kundzewicz & Robson, 2004; Machiwal & Jha, 2008; Campos-Aranda, 2015) y no tiene persistencia ($r_1 = 0.002$). Los parámetros del modelo logarítmico lineal, según las ecuaciones (6) y (4) resultaron ser $\hat{\alpha} = 3.6287$ y $\hat{\beta} = 0.005679$. Con base en las ecuaciones (14) a (17), se obtuvo un $Et = 2.3361 > Et_c = 2.0032$, de manera que esta

prueba indica que la pendiente ascendente $\hat{\beta}$ es estadísticamente diferente de cero. Además, $S_y = 0.319011$.

Impacto de la tendencia en las predicciones

Con base en la ecuación (11) se estimó el factor de aumento de las predicciones (FAP) en un 5.8% y en un 12%, para la primera y segunda décadas a futuro; son incrementos reducidos debido a que la pendiente $\hat{\beta}$ estimada es realmente baja. En relación con la creciente de periodo de retorno 100 años estimada al final del registro, de acuerdo con la ecuación (13) reducirá su recurrencia en la primera década a 63.2 años y en la segunda década a 41.0 años.

Error estándar de ajuste y curvas de cuantiles

A partir de un procedimiento idéntico al descrito para este mismo inciso, se obtuvo un error es-

Cuadro 5. PMD anual (mm) en la estación pluviométrica Zacatecas y cálculos asociados con el error estándar de ajuste y sus curvas de cuantiles.

1	2	3	4	5	6	7	8
Año (t)	Datos		PMD estimada para:				
	Observado	Ordenado	Prob. Weibull	Tr = 2 años	Tr = 10 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años
1953 (1)	35.1	16.4	19.3	37.9	57.0	72.9	79.6
1954 (2)	23.0	23.0	21.3	38.1	57.3	73.3	80.0
1955 (3)	82.5	26.4	22.7	38.3	57.7	73.8	80.5
1956 (4)	64.0	27.0	23.9	38.5	58.0	74.2	80.9
1957 (5)	36.9	28.9	25.0	38.7	58.3	74.6	81.4
1958 (6)	43.5	29.0	26.0	39.0	58.7	75.0	81.9
1959 (7)	52.2	29.2	26.9	39.2	59.0	75.5	82.3
1960 (8)	38.2	30.0	27.7	39.4	59.3	75.9	82.8
1961 (9)	30.0	32.0	28.6	39.6	59.7	76.3	83.3
1962 (10)	26.4	32.0	29.4	39.9	60.0	76.8	83.7
1963 (11)	28.9	35.0	30.2	40.1	60.3	77.2	84.2
1964 (12)	38.0	35.1	30.9	40.3	60.7	77.6	84.7
1965 (13)	39.4	35.4	31.7	40.5	61.0	78.1	85.2
1966 (14)	39.2	36.0	32.5	40.8	61.4	78.5	85.7
1967 (15)	46.4	36.9	33.2	41.0	61.7	79.0	86.1
1968 (16)	48.4	38.0	34.0	41.2	62.1	79.4	86.6
1969 (17)	16.4	38.2	34.7	41.5	62.4	79.9	87.1
1970 (18)	44.4	39.2	35.5	41.7	62.8	80.3	87.6

Cuadro 5 (continuación). PMD anual (mm) en la estación pluviométrica Zacatecas y cálculos asociados con el error estándar de ajuste y sus curvas de cuantiles.

1	2	3	4	5	6	7	8
Año (t)	Datos		PMD estimada para:				
	Observado	Ordenado	Prob. Weibull	Tr = 2 años	Tr = 10 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años
1971 (19)	48.4	39.4	36.2	42.0	63.1	80.8	88.1
1972 (20)	44.0	40.0	37.0	42.2	63.5	81.2	88.6
1973 (21)	75.0	40.0	37.7	42.4	63.9	81.7	89.1
1974 (22)	29.0	40.9	38.5	42.7	64.2	82.2	89.6
1975 (23)	57.0	41.0	39.3	42.9	64.6	82.6	90.1
1976 (24)	36.0	41.2	40.0	43.2	65.0	83.1	90.7
1977 (25)	50.0	43.5	40.8	43.4	65.3	83.6	91.2
1978 (26)	35.4	43.5	41.6	43.7	65.7	84.1	91.7
1979 (27)	40.0	44.0	42.4	43.9	66.1	84.5	92.2
1980 (28)	32.0	44.0	43.3	44.2	66.5	85.0	92.7
1981 (29)	73.5	44.4	44.1	44.4	66.8	85.5	93.3
1982 (30)	29.2	44.5	45.0	44.7	67.2	86.0	93.8
1983 (31)	43.5	46.0	45.8	44.9	67.6	86.5	94.3
1984 (32)	50.0	46.4	46.7	45.2	68.0	87.0	94.9
1985 (33)	60.3	46.5	47.6	45.4	68.4	87.5	95.4
1986 (34)	75.0	48.4	48.6	45.7	68.8	88.0	96.0
1987 (35)	52.5	48.4	49.5	45.9	69.1	88.5	96.5
1988 (36)	46.0	50.0	50.5	46.2	69.5	89.0	97.1
1989 (37)	40.0	50.0	51.5	46.5	69.9	89.5	97.6
1990 (38)	65.7	51.0	52.6	46.7	70.3	90.0	98.2
1991 (39)	52.0	51.5	53.7	47.0	70.7	90.5	98.7
1992 (40)	32.0	52.0	54.8	47.3	71.1	91.0	99.3
1993 (41)	44.5	52.0	55.9	47.5	71.5	91.5	99.8
1994 (42)	54.0	52.2	57.1	47.8	72.0	92.1	100.4
1995 (43)	46.5	52.5	58.4	48.1	72.4	92.6	101.0
1996 (44)	63.0	53.0	59.7	48.4	72.8	93.1	101.6
1997 (45)	40.9	54.0	61.1	48.6	73.2	93.6	102.1
1998 (46)	67.5	57.0	62.5	48.9	73.6	94.2	102.7
1999 (47)	41.2	60.3	64.1	49.2	74.0	94.7	103.3
2000 (48)	35.0	63.0	65.7	49.5	74.4	95.2	103.9
2001 (49)	51.5	64.0	67.5	49.7	74.9	95.8	104.5
2002 (50)	41.0	64.0	69.4	50.0	75.3	96.3	105.1
2003 (51)	44.0	65.0	71.5	50.3	75.7	96.9	105.7
2004 (52)	52.0	65.7	73.8	50.6	76.2	97.4	106.3
2005 (53)	27.0	67.5	76.4	50.9	76.6	98.0	106.9
2006 (54)	53.0	71.0	79.3	51.2	77.0	98.5	107.5
2007 (55)	64.0	73.5	82.9	51.5	77.5	99.1	108.1
2008 (56)	71.0	75.0	87.3	51.8	77.9	99.7	108.7
2009 (57)	51.0	75.0	93.2	52.1	78.4	100.2	109.3
2010 (58)	65.0	82.5	103.0	52.4	78.8	100.8	110.0

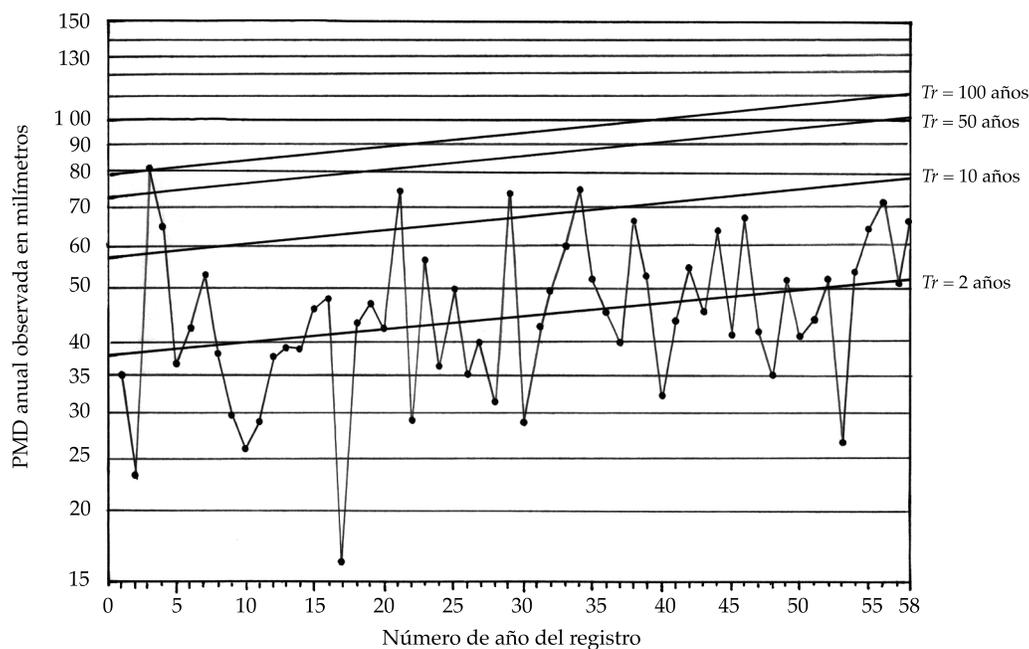


Figura 3. Diagrama de datos y cuantiles estimados con el modelo logarítmico lineal en la estación hidrométrica Zacatecas de la Región Hidrológica núm. 37, El Salado.

Cuadro 6. Predicciones de diseño (mm) en la estación pluviométrica Zacatecas estimadas con el modelo probabilístico no estacionario y su contraste con las obtenidas, ajustando cuatro FDP comunes en el análisis de frecuencias de crecientes.

Modelo probabilístico ajustado y (método de ajuste)	EEA (mm)	Periodos de retorno de diseño en años							
		2	5	10	25	50	100	500	1 000
No estacionario (regresión logarítmica lineal)	5.7	52	68	79	92	101	110	131	140
General de valores extremos (sextiles)	1.5	45	58	66	75	81	87	98	102
Log-pearson tipo III (momentos en dominio real)	1.7	45	58	66	75	81	87	99	104
Logística generalizada (momentos L)	1.8	45	57	65	75	83	92	114	125
Pareto generalizada (momentos)	2.3	45	61	68	74	77	79	81	81

tándar de ajuste de 5.7 milímetros, así como las curvas de cuantiles con periodos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años, cuyos valores se muestran en las columnas 5 a 8 del cuadro 3, y en la figura 3 con los datos del registro. Se insiste en que la curva de cuantiles de $Tr = 2$ años corresponde a la recta de regresión logarítmica. Se observa en la figura 3 que arriba de la curva de cuantiles de $Tr = 10$ años quedan cinco datos, lo cual es correcto, pues $n = 58$; también detecta que la

PMD máxima del año 1955 tiene un Tr del orden de 100 años.

Predicciones con periodos de retorno de diseño

Por último, la aplicación de la ecuación (9) con $t = n$ permite estimar las predicciones asociadas con los ocho periodos de retorno mostrados en el cuadro 6. La verificación de la *magnitud mayor* de estas predicciones se realizó aplicando las

cuatro FDP más utilizadas en los análisis de frecuencias de crecientes, ajustada cada una con sus métodos más comunes (Stedinger *et al.*, 1993; Hosking & Wallis, 1997; Rao & Hamed, 2000, Campos-Aranda, 2006); los resultados se exponen en el cuadro 6 para los EEA menores. Se observa que las FDP reportan EEA más bajos, debido en parte a que este registro no presenta valores dispersos e incluso las FDP ajustadas muestran límite superior; pero se insiste que su aplicación no es válida, pues el registro de PMD anual de la estación pluviométrica Zacatecas es no estacionario.

Conclusiones

El modelo probabilístico no estacionario desarrollado y propuesto por Vogel *et al.* (2011), para los análisis de frecuencias, descrito con detalle en este trabajo, es quizás el enfoque más simple y práctico que toma en cuenta la tendencia (ascendente o descendente) encontrada en ciertos registros de datos hidrológicos extremos, pues considera como única covariable explicativa al tiempo, con respecto al cual varía la media del modelo ajustado, que es la distribución log-normal de dos parámetros.

Dos aspectos prácticos importantes del modelo son las estimaciones de los factores de aumento de las predicciones (ecuación 11) y de la reducción de la recurrencia de una cierta predicción (ecuación 13), pues permiten estimar numéricamente el impacto real de la *tendencia ascendente* observada en las predicciones, como al final de una década o al término de 20 años hacia el futuro.

Cuando un registro de datos hidrológicos extremos muestre *tendencia* (ascendente o descendente) y ésta resulte estadísticamente diferente de cero, un primer modelo probabilístico que se recomienda probar para abordar el *análisis de frecuencias no estacionario* es el descrito por la ecuación (9), en particular debido a su extraordinaria sencillez de uso e interpretación de sus diferentes resultados, como se mostró en las tres aplicaciones numéricas descritas con detalle.

Referencias

- Adeloye, A. J., & Montaseri, M. (2002). Preliminary Streamflow Data Analyses Prior to Water Resources Study. *Hydrological Sciences Journal*, 47(5), 679-692.
- Aldama, A. A., Ramírez, A. I., Aparicio, J., Mejía-Zermeño, R., & Ortega-Gil, G. E. (2006). *Seguridad hidrológica de las presas en México* (196 p). Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Ashkar, F., & Aucoin, F. (2012). Choice between Competitive Pairs of Frequency Models for Use in Hydrology: A Review and Some New Results. *Hydrological Sciences Journal*, 57(6), 1092-1106.
- Benson, M. A. (1962). Plotting Positions and Economics of Engineering Planning. *Journal of Hydraulics Division*, 88(6), 57-71.
- Campos-Aranda, D. F. (2006). *Análisis probabilístico univariado de datos hidrológicos* (172 pp.). Avances en Hidráulica 13. México, DF: AMH-IMTA.
- Campos-Aranda, D. F. (2015). Búsqueda de tendencias en la precipitación anual del estado de Zacatecas, México, en 30 registros con más de 50 años. *Ingeniería. Investigación y Tecnología*, 16(3), 357-370.
- Hosking, J. R. M., & Wallis, J. R. (1997). Appendix: L-Moments for Some Specific Distributions. Appendix (pp. 191-209). In *Regional Frequency Analysis. An Approach Based on L-Moments*. Cambridge, England: Cambridge University Press.
- IMTA (2003). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)*. 8 CD's. Jiutepec, México: Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Khaliq, M. N., Ouarda, T. B. M. J., Ondo, J. C., Gachon, P., & Bobée, B. (2006). Frequency Analysis of a Sequence of Dependent and/or non-Stationary Hydro-Meteorological Observations: A Review. *Journal of Hydrology*, 329(3-4), 534-552.
- Kite, G. W. (1977). Comparison of Frequency Distributions. Chapter 12 (pp. 156-168). In *Frequency and Risk Analyses in Hydrology*. Colorado, USA: Water Resources Publications.
- Kottegoda, N. T. (1980). Analysis of Hydrologic Time Series. Chapter 2 (pp. 20-66). In *Stochastic Water Resources Technology*. London: The MacMillan Press, Ltd.
- Kundzewicz, Z. W., & Robson, A. J. (2004). Change Detection in Hydrological Records-A Review of the Methodology. *Hydrological Sciences Journal*, 49(1), 7-19.
- 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.
- López-De-La-Cruz, J., & Francés, F. (2014). La variabilidad climática de baja frecuencia en la modelación no estacionaria de los regímenes de las crecidas en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio San Pedro. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 79-101.

- Machiwal, D., & Jha, M. K. (2008). Comparative Evaluation of Statistical Tests for time Series Analysis: Application to Hydrological Time Series. *Hydrological Sciences Journal*, 53(2), 353-366.
- Ostle, B., & Mensing, R. W. (1975). Regression Analysis. Chapter 7 (pp. 165-236). In *Statistics in Research* (3rd ed.). Ames, USA: Iowa State University Press.
- Rao, A. R., & Hamed, K. H. (2000). *Flood Frequency Analysis*. Boca Raton, USA: CRS Press.
- Ryan, T. P. (1998). Linear Regression. Chapter 14 (pp. 14.1-14.43). In Harrison M. Wadsworth (Ed.). *Handbook of Statistical Methods for Engineers and Scientists* (2nd ed.). New York: McGraw-Hill Inc.
- Stedinger, J. R., Vogel, R. M., & Foufoula-Georgiou, E. (1993). Frequency Analysis of Extreme Events. Chapter 18 (pp. 18.1-18.66). In David R. Maidment (Ed.). *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill Inc.
- Vogel, R. M., Yaindl, C., & Walter, M. (2011). Nonstationarity: Flood Magnification and Recurrence Reduction Factors in the United States. *Journal of the American Water Resources Association*, 47(3), 464-474.
- WMO (1971). Standard Tests of Significance to Be Recommended in Routine Analysis of Climatic Fluctuations. Annexed III (pp. 58-71). In *Climatic Change*. Technical Note núm. 79, WMO-No. 195. Geneva: Secretariat of World Meteorological Organization.
- Zelen, M., & Severo, N. C. (1972). Probability Functions. Chapter 26 (pp. 925-995): In M. Abramowitz & I. Stegun (Eds.). *Handbook of Mathematical Functions* (9th printing). New York: Dover Publications, Inc.

Dirección institucional del autor

Dr. Daniel Francisco Campos-Aranda

Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí
Genaro Codina 240, Colonia Jardines del Estadio
78280 San Luis Potosí, San Luis Potosí, México
campos_aranda@hotmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor

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.



Flor de *Schoenoplectus californicus* en humedal construido, Chile.

Foto: Ismael Leonardo Vera Puerto.

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.xxxxxxx>

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

Diffundir 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, integrado con artículos y notas técnicas inéditas, relacionadas con el agua, derivadas 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 de 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 técnico: 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 de agua.

Nota técnica: texto que trata avances en el campo de la ingeniería hidráulica y de la práctica profesional en materia de agua, sin que necesariamente se trate de una aportación original, aunque siempre deberá tratarse de un trabajo inédito.

Algunos trabajos sometidos al proceso de arbitraje 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. Ambos 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 sea 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.

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 para publicación.

Cuando los dictámenes se contrapongan o resulten poco consistentes, se podrá optar por solicitar la intervención de otros revisores o de los miembros del Consejo Editorial.

En ocasiones se podrá decidir sobre la aprobación o no de un artículo con el dictamen de dos revisores, más la opinión del editor por tema correspondiente, o la del editor en jefe.

Un artículo rechazado no se admitirá para un nuevo proceso de revisión.

El proceso de arbitraje se desarrollará de tal manera que tanto los autores como los revisores no conozcan el nombre de su contraparte.

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 para posible publicación.

Esta participación se considera una contribución profesional, que se realiza de manera honorífica.

Los árbitros cuentan con la "Guía para el revisor", que les proporciona la Coordinación Editorial de la revista.

Dictamen final

El dictamen derivado del proceso de arbitraje es inapelable.

Autores

Se publican trabajos de autores de cualquier nacionalidad que presenten sus contribuciones en español; sin embargo, también aceptamos trabajos que remitan en español o inglés.

Responsabilidad de los autores

La propuesta de un trabajo compromete a su autor a no someterlo simultáneamente a la consideración de otras publicaciones. En caso de que el artículo haya sido entregado a otro medio para su eventual publicación, se compromete 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.

Los colaboradores, cuyos artículos hayan sido aceptados, cederán formalmente los derechos de autor a **Tecnología y Ciencias del Agua**.

La responsabilidad del contenido de los artículos corresponde a los autores.

El autor es responsable de la calidad del español que utilice. Si su redacción es deficiente, se rechazará su contribución. **Tecnología y Ciencias del Agua** sólo se hará cargo del cuidado editorial.

El autor se compromete a realizar los ajustes que sean señalados por el editor temático en el tiempo fijado por éste; en caso de incumplimiento, el artículo será retirado del proceso de dictaminación y será calificado como rechazado.

El autor deberá estar atento para resolver las dudas y propuestas que presenten el editor y el coordinador editorial.

Cada autor deberá aprobar las pruebas finales de imprenta de sus textos.

Se sugiere revisar la "Guía para colaboradores".

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. Aparecerá en el segundo mes del bimestre.

Suscripción y distribución

La revista se distribuye por medio de suscripciones pagadas y honorarias.

Acceso abierto

Tecnología y Ciencias del Agua, antes *Ingeniería hidráulica en México*, permite consultar en su versión digital todo el material publicado desde 1985.

Ediciones especiales y números extraordinarios

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.

De la misma manera, 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.

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*.



Artículos técnicos

Esquemas de participación público-privada en el sector del agua y saneamiento en Latinoamérica

Pablo Chafía
Pamela Cerón

Humedales construidos para tratamiento y reúso de aguas servidas en Chile: reflexiones

Ismael Vera
Camila Jorquera
Daniela López
Gladys Vidal

Poblaciones de peces del río Masma y afluentes (España). Propuestas de gestión

José Fernández-Parajes
Guillermo Riesco-Muñoz

Tratamiento con ozono de agua residual con taninos de curtiduría al vegetal

Natividad Ramírez-Ramírez
María del Carmen Espinosa-Lloréns
Lidia Asela Fernández-García
Eliet Véliz-Lorenzo
Yalexmi Ramos-Rodríguez

Análisis termo-hidráulico de captadores solares cilindroparabólicos para generación directa de vapor con RELAP5

Loreto Valenzuela
Jacobó Saynes
Sara L. Moya

La influencia del efecto de borde en el pronóstico de precipitaciones utilizando DWT diádica, MODWT, ANN y ANFIS

Pablo Andrés Rousseau-Figueroa
Jorge Ramírez-Hernández
Sergio Omar Infante-Prieto
Rafael Villa-Angulo
Michelle Hallack-Alegría

Modelación de la variación del consumo de agua potable con métodos estocásticos

Velitchko G. Tzatchkov
Víctor H. Alcocer-Yamanaka

Calibración y validación de un modelo matemático para la simulación de los cambios morfológicos durante eventos extremos en una playa del Caribe

Kenia Hernández-Valdés
Luis F. Córdova-López

Desalación por ósmosis inversa y su aprovechamiento en agricultura en el valle del Yaqui, Sonora, México

Germán Eduardo Dévora-Isiordia
María Elena López-Mercado
Gustavo Adolfo Fimbres-Weihs
Jesús Álvarez-Sánchez
Sebastian Astorga-Trejo

Modelo probabilístico simple para análisis de frecuencias en registros hidrológicos extremos con tendencia

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discusión

Guía para colaboradores

Technical articles

Model Public-Private Participation on Water and Sanitation Public Works in Latin America

Pablo Chafía
Pamela Cerón

Constructed Wetlands for Wastewater Treatment and Reuse in Chile: Reflections

Ismael Vera
Camila Jorquera
Daniela López
Gladys Vidal

Fish community in the Masma River Basin (Spain). Management Proposals

José Fernández-Parajes
Guillermo Riesco-Muñoz

Treatment with Ozone of Wastewater Containing Tannins from Vegetal Tannery

Natividad Ramírez-Ramírez
María del Carmen Espinosa-Lloréns
Lidia Asela Fernández-García
Eliet Véliz-Lorenzo
Yalexmi Ramos-Rodríguez

Thermo-Hydraulic Analysis of Parabolic trough Collectors for Direct Steam Generation with Relap5

Loreto Valenzuela
Jacobó Saynes
Sara L. Moya

The Influence of Edge Effect on Precipitation Forecast Using DWT Diadic, MODWT, ANN y ANFIS

Pablo Andrés Rousseau-Figueroa
Jorge Ramírez-Hernández
Sergio Omar Infante-Prieto
Rafael Villa-Angulo
Michelle Hallack-Alegría

Stochastic Method Water Demand Variation Modelling

Velitchko G. Tzatchkov
Víctor H. Alcocer-Yamanaka

Calibration and Validation of a Mathematical Model for the Simulation of the Morphological Changes during Extreme Events in a Caribbean Beach

Kenia Hernández-Valdés
Luis F. Córdova-López

Desalination by Reverse Osmosis and Its Use in Agriculture in Valle Del Yaqui, Sonora, Mexico

Germán Eduardo Dévora-Isiordia
María Elena López-Mercado
Gustavo Adolfo Fimbres-Weihs
Jesús Álvarez-Sánchez
Sebastian Astorga-Trejo

Simple Probability Model for Frequencies Analysis in Extreme Hydrological Records with Trend

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussion

Contributor's guide