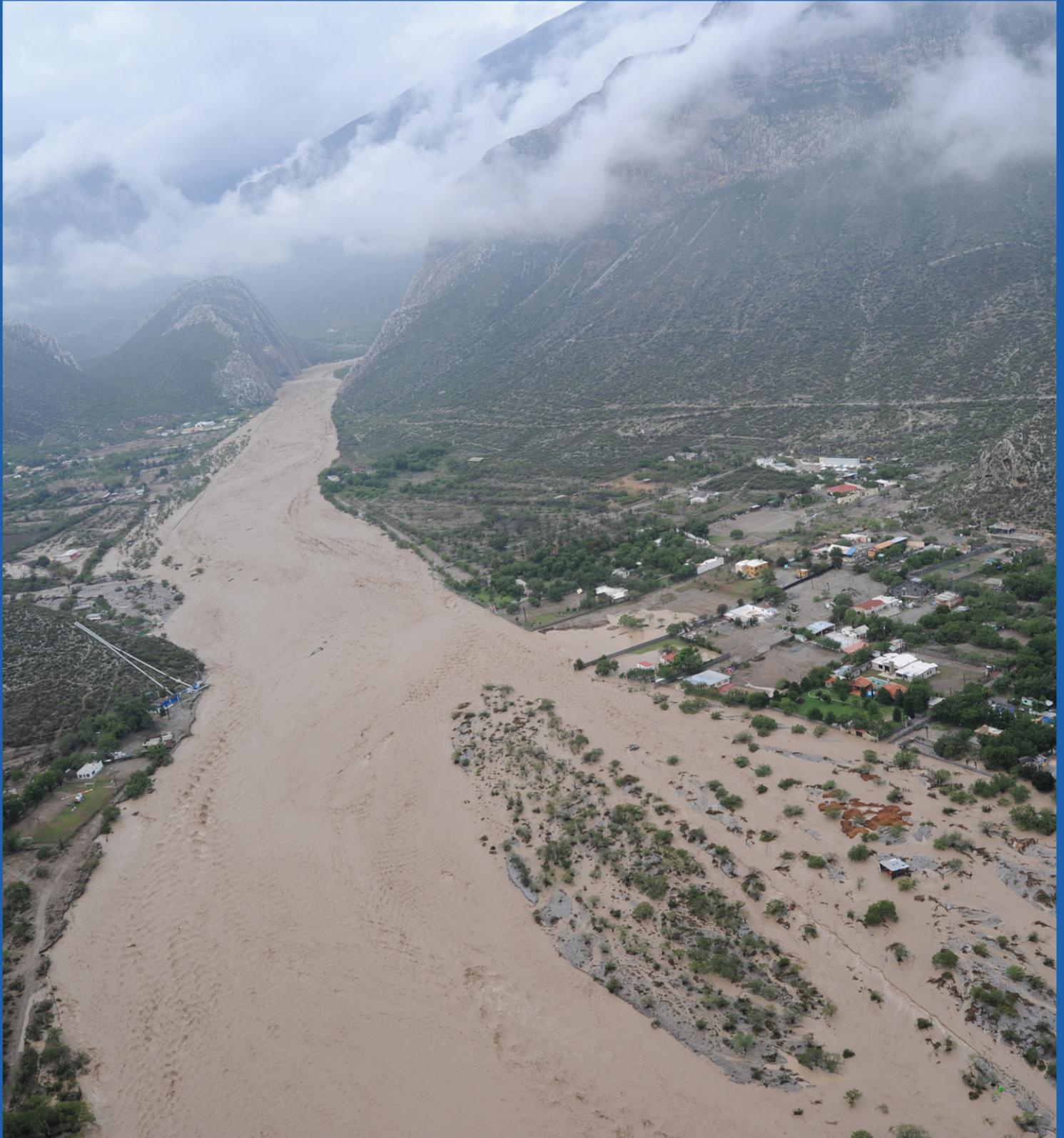




ISSN 2007-2422

Tecnología y Ciencias Agua



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



Tecnología y Ciencias del Agua

Consejo Editorial

M.I. Víctor J. Bourguett Ortiz
*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
Comisión Federal de Electricidad

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
Comisión Nacional 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: Helena 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:** Marco Antonio Bonilla Rincón.

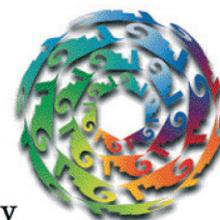
• **Dr. Adrián Pedrozo Acuña**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Alcides Juan León Méndez**, Centro de Investigaciones Hidráulicas, Cuba • **Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco**, Centro del Agua para América Latina y el Caribe, México • **Dr. Alejandro López Alvarado**, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile • **Dr. Álvaro A. Aldama Rodríguez**, consultor independiente • **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. Arturo Marciano**, Asociación Internacional de Ingeniería e Investigaciones Hidráulicas, Venezuela • **Dra. Alma Chávez Mejía**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Armando Guevara Gil**, Pontificia Universidad Católica, Perú • **Dra. Aziza Akhouch**, Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos, Francia • **Dr. Carlos Díaz Delgado**, Universidad Autónoma del Estado de México • **Dr. Carlos Puente**, Universidad de California en Davis, Estados Unidos • **Dr. Cleoverson Vitorio Andreoli**, Andreoli Engenharia Associados, Brasil • **Dr. Carlos Sanchis Ibor**, Universidad Politécnica de Valencia, España • **Dr. Carlos Chairez Araiza**, México, asesor • **Dr. Carlos Cruickshank Villanueva**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Daene McKinney**, Universidad de Texas en Austin, Estados Unidos • **Dr. Daniel Murillo Licea**, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social • **Dr. Eduardo Varas Castellón**, Pontificia Universidad Católica de Chile • **Dr. Enrique Cabrera Marcet**, Universidad Politécnica de Valencia, España • **Dr. Enrique Playán Jubillar**, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, España • **Dr. Ernesto José González Rivas**, Universidad Central de Venezuela • **Dr. Emmanuel Galindo Escamilla**, Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo, México • **Dr. Eric Rendón Schneir**, Universidad Nacional Agraria La Molina, Perú • **Dr. Erick R. Bandala**, Universidad de las Américas Puebla, México • **Dr. Federico Estrada**, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España • **Dr. Fedro Zazueta**, Universidad de Florida, Estados Unidos • **Dra. Gabriela Eleonora Moeller Chávez**, Universidad Politécnica del Estado de Morelos • **Dr. Gerardo Buelna**, Dirección de Medio Ambiente y Centro de Investigación Industrial de Quebec, Canadá • **Dr. Gueorguiev Tzatchkov Velitchko**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Ing. Héctor Garduño Velasco**, consultor internacional • **M.I. Horacio Rubio Gutiérrez**, Comisión Nacional del Agua, México • **Dr. Ismael Mariño Tapia**, Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto Politécnico Nacional, México • **Dr. Ismael Piedra Cueva**, Universidad de la República, Uruguay • **Dr. Ismael Aguilar Barajas**, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, México • **Dr. Iván Obando Camino**, Universidad de Talca, Chile • **Dr. Jaime Iván 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**, Universidad de Colorado, Estados Unidos • **Dr. José Joel Carrillo Rivera**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Juan Pedro Martín Vide**, Universidad Politécnica de Cataluña, España • **Dr. Julio Kuroiwa**, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú • **Dr. José Luis Pimentel Equihua**, Colegio de Postgraduados, México • **M.C. Juan Andrés Martínez Álvarez**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Juan B. Valdes**, The University of Arizona, Estados Unidos • **Dr. Karim Acuña Askar**, Universidad Autónoma de Nuevo León, México • **Dra. Luciana Coutinho**, Universidade Do Minho, Portugal • **Dr. Luis F. León**, Waterloo University, Canadá • **Dr. Luis Teixeira**, Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay • **Dra. Luisa Paré Ouellet**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Ing. Manuel Contijoch Escontria**, Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación, México • **Dr. Marcos Von Sperling**, Universidad Federal de Minas Gerais, Brasil • **Dra. María Claudia Campos Pinilla**, Universidad Javeriana, Colombia • **Dra. María Luisa Torregrosa**, Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales, México • **Dra. María Rafaela de Saldanha Matos**, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Portugal • **Dra. María Victoria Vélez Otálvaro**, Universidad Nacional de Colombia • **Dr. Michel Rosengaus Moshinsky**, Consultor independiente • **Dr. Moisés Berezowsky Verduzco**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dra. María Teresa Oré**, Pontificia Universidad Católica del Perú • **M.I. Mercedes Esperanza Ramírez**, Camperos, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Miguel A. Medina**, Duke University, Estados Unidos • **Dra. Natalia Uribe Pando**, Water Lex, Suiza • **Dr. Óscar F. Ibáñez Hernández**, Consultor independiente • **Dr. Omar A. Miranda**, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Argentina • **Dr. Paulo Salles Alfonso de Almeida**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Rafael Pardo Gómez**, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cuba • **Dr. Rafael Val Segura**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **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 de Argentina • **Dr. Rodolfo Silva Casarin**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Serge Léonard Tamari Wagner**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Simón González**, 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. VI, núm. 1, enero-febrero de 2015, 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, 28 de febrero de 2015.

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. VI, núm. 1, enero-febrero de 2015



Para suscripciones, dé clic aquí

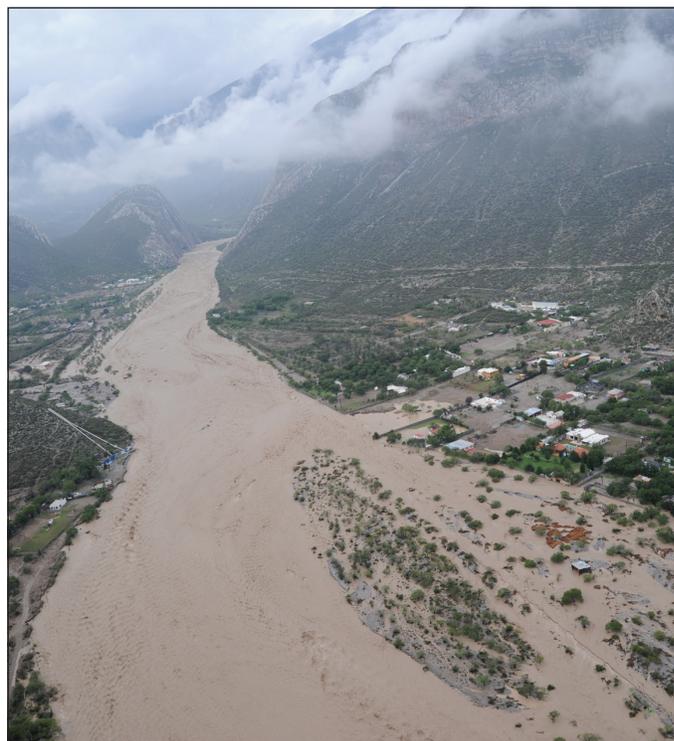


Para comentarios a la Coordinación
Editorial, dé clic aquí

Portada: cauce del río Santa Catarina, Monterrey, México, julio de 2010.

El análisis forense de inundaciones es la aplicación de una metodología después de sucedido el desastre y consta de la reconstrucción del evento para determinar cómo sucedió, qué factores contribuyeron, qué falló, cuáles fueron los protagonistas que tuvieron relación con el daño. Después de esto, el análisis incluye la realización de una valoración o estudio del evento, teniendo claros los puntos ya expuestos. El objetivo final del análisis es sugerir lo necesario para la asistencia o mejora del sistema, y así evitar en lo posible este tipo de desastres en un futuro. Ver el artículo "Análisis forense de inundaciones: una guía metodológica" (pp. 25-49) de Aldo I. Ramírez y L. Alejandra Herrera-Lozano.

Foto: Conagua/OCRB.





Panorámica de la inundación de 2007 en Villahermosa, Tabasco, México.

Foto: Conagua.

Artículos técnicos

Technical articles

Flujo inducido por el rompimiento de una presa:
análisis mediante modelación numérica

Ignacio Sabat
Oscar Link
Bernd Ettmer

*Flow Caused by Dam Breaks: Numerical Modeling
Analysis* 5

Ignacio Sabat
Oscar Link
Bernd Ettmer

Análisis forense de inundaciones: una guía
metodológica

Aldo I. Ramírez
L. Alejandra Herrera-Lozano

Forensic Analysis of Floods: A Methodological Guide 25

Aldo I. Ramírez
L. Alejandra Herrera-Lozano

Cinéticas de crecimiento y consumo de
nutrientes de microalgas en aguas residuales
urbanas con diferentes niveles de tratamiento

César Carlos García-Gozalbes
Zouhayr Arbib
Aqualia, Españ
José Antonio Perales-Vargas-Machuca

*Growth Kinetics and Nutrient Uptake of Microalgae
in Urban Wastewaters with Different Treatment Levels* 49

César Carlos García-Gozalbes
Zouhayr Arbib
Aqualia, Españ
José Antonio Perales-Vargas-Machuca

Mejoras de eficiencia hidráulica en vertedores
con canal de descarga libre en presas:
propuesta metodológica

Mauro Iñiguez-Covarrubias
Waldo Ojeda-Bustamante
Carlos Díaz-Delgado

*Improvements in the Hydraulic Efficiency of Weirs
with Free Outfalls in Dams* 69

Mauro Iñiguez-Covarrubias
Waldo Ojeda-Bustamante
Carlos Díaz-Delgado

Desarrollo de la región hidrológica del Balsas
mediante la modificación de su veda

Juan Carlos Valencia-Vargas

*Development of the Balsas Hydrological Region
by Modifying Prohibitions* 81

Juan Carlos Valencia-Vargas

Priorización de necesidades de reemplazo
de tuberías usando SIG y evaluación
multicriterio

Vivian Verduzco
Jaime Garatuza
Salvador Díaz

*Prioritization of Needs to Replace Piping Using GIS
and Multicriteria Evaluation* 99

Vivian Verduzco
Jaime Garatuza
Salvador Díaz

Priorización de áreas de intervención mediante
análisis morfométrico e índice de vegetación

Adolfo López-Pérez
Mario R. Martínez-Menes
Demetrio S. Fernández-Reynoso

*Prioritization of Intervention Areas using a
Morphometric Analysis and Vegetation Index* 121

Adolfo López-Pérez
Mario R. Martínez-Menes
Demetrio S. Fernández-Reynoso

Modelación numérica hidrodinámico-hidrológica
en zonas de inundación con presencia de
infraestructura

Israel E. Herrera-Díaz
Clemente Rodríguez-Cuevas
Carlos Couder-Castañeda
José R. Gasca-Tirado

*Numerical Hydrodynamic-Hydrological Modeling
in Flood Zones Containing Infrastructure* 139

Israel E. Herrera-Díaz
Clemente Rodríguez-Cuevas
Carlos Couder-Castañeda
José R. Gasca-Tirado

Notas técnicas

Caracterización de las sequías meteorológicas en la región central de la Argentina

Leticia Vicario

Carlos M. García

Ingrid Teich

Juan Carlos Bertoni

Andrés Ravelo

Andrés Rodríguez

Uso del agua en el norte de Sinaloa: ¿a cuál consumidor asignar el recurso?

Jesús Torres-Sombra

José Alberto García-Salazar

Aplicación del modelo de datos ArcHydro en el cálculo de disponibilidad de agua superficial

María de los Ángeles Suárez-Medina

Carlos Patiño-Gómez

Jaime Velázquez-Álvarez

Jaime Rivera-Benites

Ernesto Aguilar-Garduño

Guillermo Bautista

Citlalli Astudillo-Enríquez

Contraste de los índices DPP, SPI y RDI para clasificación de sequías, en la estación climatológica Zacatecas, México

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discusión

Guía para colaboradores

Technical notes

Characterization of Meteorological Droughts in the Central Argentina

Leticia Vicario

Carlos M. García

Ingrid Teich

Juan Carlos Bertoni

Andrés Ravelo

Andrés Rodríguez

Water Usage in Northern Sinaloa: Allocating the Resource to Consumers

Jesús Torres-Sombra

José Alberto García-Salazar

Application of the ArcHydro Data Model to Calculate Surface Water Availability

María de los Ángeles Suárez-Medina

Carlos Patiño-Gómez

Jaime Velázquez-Álvarez

Jaime Rivera-Benites

Ernesto Aguilar-Garduño

Guillermo Bautista

Citlalli Astudillo-Enríquez

Comparison of PPD, SPI and RDI Indices to Classify Droughts: Zacatecas Weather Station, Mexico

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussion

Contributor's guide

153

167

175

183

195

197

Flujo inducido por el rompimiento de una presa: análisis mediante modelación numérica

• Ignacio Sabat • Oscar Link* •
Universidad de Concepción, Chile

*Autor de correspondencia

• Bernd Ettmer •
Hochschule Magdeburg-Stendal, Alemania

Resumen

Sabat, I., Link, O., & Ettmer, B. (enero-febrero, 2015). Flujo inducido por el rompimiento de una presa: análisis mediante modelación numérica. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 5-23.

Se aplica el método de los volúmenes finitos para dar solución a las ecuaciones de Saint Venant 2D con términos fuente que gobiernan el escurrimiento de aguas someras, a fin de calcular el flujo inducido por el rompimiento de una presa. El modelo se verifica mediante el cálculo de siete casos con solución conocida, que son: (1) establecimiento del flujo normal a partir de una superficie libre horizontal; (2) establecimiento del flujo gradualmente variado en un canal con cambio de rugosidad; (3) escurrimiento sobre un obstáculo; (4) formación del salto hidráulico oblicuo; (5) oscilación amortiguada de la superficie libre en un estanque parabólico; (6) escurrimiento inducido por el rompimiento de una presa circular, y (7) escurrimiento inducido por el rompimiento parcial de una presa. El modelo se aplica para simular el flujo inducido por el rompimiento instantáneo de presas, a fin de analizar el efecto de la configuración geométrica del conjunto presa, embalse, valle y cauce sobre el hidrograma de salida. Se simularon 28 escenarios, considerando un valle con sección parabólica y un cauce con sección trapezoidal, donde se varió la altura y orientación del muro de la presa, el ancho de la brecha, la pendiente longitudinal y la rugosidad del cauce aguas abajo. Los resultados obtenidos muestran que la altura de la presa es la variable más influyente en el caudal máximo del hidrograma de salida y que el ancho de la brecha tiene un efecto importante en rompimientos parciales. La rugosidad del lecho atenúa de forma considerable el caudal máximo hacia aguas abajo y aumenta el tiempo de crecida. La orientación del muro y la pendiente longitudinal tienen un efecto menor sobre las crecidas provocadas por rompimiento. El modelo desarrollado predice de manera adecuada el complejo comportamiento que exhibe el flujo inducido por el rompimiento instantáneo de una presa, constituyendo una herramienta de simulación con capacidad predictiva.

Palabras clave: rompimiento de presas, ecuaciones de Saint Venant 2D, hidráulica computacional, esquemas de shock.

Abstract

Sabat, I., Link, O., & Ettmer, B. (January-February, 2015). Flow Caused by Dam Breaks: Numerical Modeling Analysis. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 5-23.

The finite volumes method is applied to solve 2D Saint Venant equations with source terms that determine runoff of shallow water, in order to calculate flows caused by dam breaks. The model is verified by calculating six cases with known solutions: (1) establishing normal flow based on a horizontal free surface; (2) establishing flow that is gradually varied in a channel with changes in roughness; (3) runoff over an obstacle; (4) formation of an oblique hydraulic jump; (5) damped oscillation of a free surface in a parabolic section; (6) runoff from the breaking of a circular dam and (7) runoff from the partial breaking of a dam. The model is applied to simulate the flow caused by the instantaneous breaking of dams in order to analyze the effect of the joint geometric configuration of the dam, reservoir, valley and channel on the outflow hydrograph. A total of 28 scenarios were simulated for a valley with a parabolic section and a channel with a trapezoidal section, in which the height and position of the dam wall were varied as well as the gap width, length of the slope and roughness of the channel downstream. The results obtained show that the height of the dam is the variable that has the largest effect on the peak flow of the outflow hydrograph and the gap width has a large effect on partial breaks. The roughness of the bed considerably mitigates the peak flow downstream and increases flood time. The position of the mural and the length of the slope have a smaller effect on floods caused by dam breaks. The model developed adequately predicts the complex behavior of the flow caused by the instant breaking of a dam and is therefore a simulation tool with predictive capabilities.

Keywords: Dam break, Saint Venant 2D equations, computational hydraulics, shock capturing conditions.

Recibido: 24/09/12
Aceptado: 5/06/14

Introducción

El rompimiento de presas es un tema relevante en ingeniería hidráulica debido a la alta probabilidad de ocurrencia de consecuencias catastróficas que provoca el flujo inducido aguas abajo del muro. Singh (1996) registró cerca de mil casos de rompimientos de presa sucedidos desde el siglo XII, de los cuales cerca de 200 se registraron en el siglo XX. Muchos rompimientos se encuentran bien documentados en la literatura especializada, como el de las presas *Malpasset* (Hervouet & Petitjean, 1999), *St. Francis* (Begnudelli & Sanders, 2007), *Tous* (Alcrudo & Mulet, 2007) y *Gleno* (Pilotti, Maranzoni, Tomirotti, & Valerio, 2011). Singh (1996), y Vischer y Hager (1998) indican que las principales causas de rompimiento de presas han sido problemas en las cimentaciones (ca., 37%) y *overtopping* (ca., 30%). Dada la relevancia del problema, muchos países exigen hoy día como parte del proyecto de un embalse, el análisis de seguridad de la presa, que incluye el cálculo del flujo inducido por su eventual rompimiento.

De manera típica, las presas de tierra y enrocado presentan rompimientos graduales, con una abertura de brecha que demora del orden de horas, y que induce un flujo gradualmente variado hacia aguas abajo, mientras que las presas de hormigón presentan rompimientos instantáneos, con la formación de una onda negativa hacia aguas arriba, controlada por la geometría del valle, y una onda de shock que se propaga hacia aguas abajo (e.g., Vischer & Hager, 1998).

Rubio, Martínez y Meza (2012) estimaron el caudal máximo causado por el rompimiento gradual de una presa aplicando distintas formulaciones empíricas. Realizaron un rastreo de la crecida hacia aguas abajo utilizando el *software* HEC-RAS, considerando un canal trapezoidal, a fin de establecer la distancia a la que el paso de la avenida ya no representa peligro para la población.

La condición más desfavorable es el rompimiento instantáneo, que puede modelarse mediante las ecuaciones de Saint-Venant, inclu-

yendo los términos fuente que representan el efecto de la pendiente del cauce y de la fricción en el lecho sobre el escurrimiento. Las soluciones analíticas conocidas se limitan al caso 1D para un embalse semi-infinito y canal rectangular aguas abajo de la presa. Dressler (1952, 1954) y Whitham (1955) propusieron soluciones para el rompimiento instantáneo y un canal seco con pendiente horizontal. Hunt (1982, 1984) resolvió el rompimiento instantáneo para un canal seco con pendiente longitudinal; de forma reciente, Chanson (2009) propuso soluciones aplicando el método de las características, para el rompimiento semi-instantáneo de un embalse semi-infinito, con canal rectangular inicialmente seco.

En casos reales, la geometría y resistencia al escurrimiento del valle y del cauce controlan la propagación de las ondas hacia aguas arriba y hacia aguas abajo. Por ello, en la práctica es pertinente una representación 2DH del fenómeno, que se realiza mediante aplicación de métodos numéricos. La existencia de ondas de shock requiere implementar esquemas de discretización espacial con muy baja difusión numérica, que garanticen conservación de los flujos a nivel local y estabilidad de la solución, en especial en la vecindad del shock. La mayoría de estos esquemas se ha propuesto para el problema de Riemann que no considera los términos fuente (e.g., Fraccarollo & Toro, 1995; Brufau & García-Navarro, 2003).

Para la solución de las ecuaciones de Saint-Venant con términos fuente en presencia de ondas de shock, en los últimos años se han desarrollado esquemas de discretización específicos, llamados esquemas de shock, los que, combinados con una adecuada estrategia secado-mojado, presentan una excelente capacidad de simulación del flujo inducido por el rompimiento de una presa. Gottardi y Venu-telli (2004) extendieron la formulación del esquema centrado de Kurganov y Tadmor (2000), para la discretización de los términos fuente en las ecuaciones de Saint Venant, presentando resultados favorables en la simulación del rompimiento de presas idealizadas. Zhu, Vis-

ser y Vrijling (2004) implementaron un método predictor-corrector basado en el esquema MUSCLE-Hancock (van Leer, 1985) para la simulación de casos de estudio desarrollados en la iniciativa CADAM (Morris, 2001). Soares-Frazão y Zech (2008) presentaron simulaciones numéricas de los efectos del flujo inducido por un rompimiento sobre una ciudad idealizada compuesta por una grilla de 5 x 5 edificios cuadrados, que se orientó a 45 y 90° respecto a la dirección principal de la corriente. Los cálculos se compararon con resultados experimentales, obteniendo una buena concordancia entre ensayos de laboratorio y resultados numéricos. Wang, Liang, Kesserwani y Hall (2011) extendieron la formulación 1D propuesta por Liang y Marche (2009), para simular rompimientos idealizados y también el de la presa *Malpasset*.

En este artículo se extiende el modelo numérico desarrollado por Link y Donoso (2008) al caso 2D con términos fuente y estrategia secado-mojado. El modelo se verifica mediante el cálculo de siete casos con solución conocida, que son: 1) establecimiento del flujo normal, a partir de una superficie libre horizontal; 2) establecimiento del flujo gradualmente variado en un canal con cambio de rugosidad; 3) escurrimiento sobre un obstáculo; 4) formación del salto hidráulico oblicuo; 5) oscilación amortiguada de la superficie libre en un estanque parabólico; 6) escurrimiento inducido por el rompimiento de una presa circular, y (7) escurrimiento inducido por el rompimiento parcial de una presa. El modelo se aplica para simular el flujo inducido por el rompimiento instantáneo de una presa, a fin de analizar el efecto de la geometría del conjunto presa, embalse, valle y cauce sobre el hidrograma de salida.

Metodología

Ecuaciones gobernantes

El sistema de ecuaciones gobernantes corresponde a las ecuaciones de Saint-Venant con términos fuente, que en forma vectorial es:

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \nabla \cdot F = S \quad (1)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial F(W)}{\partial x} + \frac{\partial G(W)}{\partial y} = S \quad (2)$$

donde W es el vector de variables de flujo; F y G son vectores de flujo que componen la matriz de flujo F en dirección x e y , respectivamente, y S es el vector de términos fuente correspondientes a la pendiente del lecho y la fricción del fondo del cauce. Los vectores W , F , G y S están dados por:

$$W = \begin{bmatrix} h \\ u \cdot h \\ v \cdot h \end{bmatrix}, F = \begin{bmatrix} u \cdot h \\ u^2 \cdot h + \frac{g \cdot h^2}{2} \\ u \cdot v \cdot h \end{bmatrix},$$

$$G = \begin{bmatrix} v \cdot h \\ u \cdot v \cdot h \\ v^2 \cdot h + \frac{g \cdot h^2}{2} \end{bmatrix},$$

$$S = \begin{bmatrix} 0 \\ g \cdot h \cdot (S_{0x} - S_{fx}) \\ g \cdot h \cdot (S_{0y} - S_{fy}) \end{bmatrix} \quad (3)$$

donde h (m) es la profundidad de la columna de agua; u y v (m/s), la velocidad integrada en la vertical en las direcciones de los ejes cartesianos x , y ; t (s), el tiempo; g (ms^{-2}), aceleración de gravedad; x (m), la distancia en sentido longitudinal; y (m) es la distancia en sentido transversal. Las pendientes de fondo S_{0x} y S_{0y} (m/m) son:

$$S_{0x} = -\frac{\partial z_0}{\partial x}, \quad S_{0y} = -\frac{\partial z_0}{\partial y} \quad (4)$$

donde z_0 corresponde a la cota batimétrica. La pendiente friccional S_{fx} y S_{fy} (m/m) se calcula a partir de la ecuación de Manning como:

$$S_{fx} = \frac{u \cdot n^2 \cdot \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{\frac{4}{3}}},$$

$$S_{fy} = \frac{v \cdot n^2 \cdot \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{\frac{4}{3}}} \quad (5)$$

donde n ($m^{-1/3} s$) es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Formulación discreta del problema

Las ecuaciones gobernantes se llevaron a la forma discreta aplicando el método de los volúmenes finitos, utilizando un esquema descentrado perteneciente a la familia de *Q-esquemas*, introducida por Harten, Lax y Van Leer (1983), y extendida para las ecuaciones de aguas someras con términos fuente por Bermúdez y Vázquez (1994), y Bermúdez, Dervieux, Desiderii y Vázquez (1998). Integrando la ecuación gobernante se tiene:

$$\int_A \left(\frac{\partial W}{\partial t} \right) \partial A + \int_A (\nabla \cdot F(W)) \partial A = \int_A (S) \partial A \quad (6)$$

$$A \cdot \left(\frac{\partial W}{\partial t} \right) + \int_S \vec{F} \cdot \vec{\partial S} = S \cdot A \quad (7)$$

$$\left(\frac{\partial W}{\partial t} \right) = -\frac{1}{A} \sum_S \vec{F} \cdot \vec{n} \cdot S + S \quad (8)$$

donde A es el área; S , el contorno del volumen de control, y n es un vector normal al contorno. El término de flujo se aproximó mediante la expresión:

$$\int_{S_i} \vec{F} \cdot \vec{n} \partial S \approx \sum_{j=1}^{n_{\text{vecinos}}} \Gamma_{ij} \cdot \Phi(W_i^t, W_j^t, n_{ij}) \quad (9)$$

donde Γ_{ij} (m) es la longitud de la cara entre los volúmenes i y j , y la función Φ se define como:

$$\Phi(U, V, n) = \frac{Z(U, n) + Z(V, n)}{2}$$

$$- \frac{1}{2} \cdot |Q(W_Q(U, V), n)| \cdot (V - U) \quad (10)$$

donde:

$$Z(U, n) = A^*(U, n) \cdot U \quad (11)$$

$$W_Q(U, V) = \left(\frac{U + V}{2} \right) \quad (12)$$

$$Q(W, n) = A^*(W, n) \quad (13)$$

$$A^*(W, n) = X \cdot \Lambda \cdot X^{-1} \quad (14)$$

U y V son vectores de propiedades del flujo de volúmenes finitos; n es el vector normal a la cara entre U y V , y A^* es la matriz Jacobiana, según Vijayasundaram (1986):

$$X = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 1 \\ n_y & u + c \cdot n_x & u - c \cdot n_x \\ -n_x & v + c \cdot n_y & v - c \cdot n_y \end{pmatrix} \quad (15)$$

$$\Lambda = \begin{pmatrix} \lambda_1^* & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_2^* & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_3^* \end{pmatrix} \quad (16)$$

Nótese que λ_1^* , λ_2^* y λ_3^* (ms^{-1}) corresponden a los autovalores de A^* . Para evitar la indeterminación del problema en las discontinuidades, se introdujo la corrección de entropía de Harten (1984):

$$\lambda_i^* = \begin{cases} 0.5 \cdot \text{sign}(\lambda_i^*) \cdot \left(\frac{|\lambda_i^*|}{\epsilon} + \epsilon \right) & \text{si } |\lambda_i^*| \leq \epsilon \\ \lambda_i^* & \text{si } |\lambda_i^*| > \epsilon \end{cases} \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \quad (17)$$

Se consideró $e = 10^{-5}$ (m s⁻¹).

Términos fuente

La pendiente de fondo se discretizó como:

$$S_{0x} = -\frac{\partial z_0}{\partial x} = \sum_j^{n_{\text{vecinos}}} \frac{A_{ij}}{A_i} \cdot \frac{z_{0i} - z_{0j}}{d_{ij}} \cdot \cos(\theta_{ij}),$$

$$S_{0y} = -\frac{\partial z_0}{\partial y} = \sum_j^{n_{\text{vecinos}}} \frac{A_{ij}}{A_i} \cdot \frac{z_{0i} - z_{0j}}{d_{ij}} \cdot \sin(\theta_{ij}) \quad (18)$$

donde z_{0i} y z_{0j} corresponden a la cota batimétrica del volumen i y su vecino j , respectivamente; d_{ij} es la distancia entre los centros de los volúmenes; θ_{ij} el ángulo generado por la horizontal y la línea que une los centros de los volúmenes i y j , medido en sentido antihorario; A_{ij} el área del triángulo formado por el centro del volumen i y los vértices comunes entre los volúmenes i y j , y A_i es la superficie del volumen i . La pendiente friccional se discretizó mediante la ecuación de Manning, como:

$$S_{fxi} = \frac{u_i \cdot n_i^2 \cdot \sqrt{u_i^2 + v_i^2}}{h_i^{\frac{4}{3}}},$$

$$S_{fyi} = \frac{v_i \cdot n_i^2 \cdot \sqrt{u_i^2 + v_i^2}}{h_i^{\frac{4}{3}}} \quad (19)$$

donde u_i y v_i son las componentes de la velocidad en la dirección del eje x e y , respectivamente; h_i es la profundidad de la columna de agua, y n_i corresponde al coeficiente de rugosidad de Manning en el centro del volumen i .

Las derivadas temporales se aproximaron utilizando el esquema explícito de Euler de primer orden, de forma que la solución discreta es:

$$W_i^{t+\Delta t} = W_i^t - \Delta t \cdot \sum_{j=1}^{n_{\text{vecinos}}} \Gamma_{ij} \cdot \Phi(W_i^t, W_j^t, n_{ij})$$

$$+g \cdot h_i \cdot \left(\begin{array}{c} 0 \\ \sum_j^{n_{\text{vecinos}}} \frac{A_{ij}}{A_i} \cdot \frac{z_{0i} - z_{0j}}{d_{ij}} \cdot \cos(\theta_{ij}) \\ \sum_j^{n_{\text{vecinos}}} \frac{A_{ij}}{A_i} \cdot \frac{z_{0i} - z_{0j}}{d_{ij}} \cdot \sin(\theta_{ij}) \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} 0 \\ \frac{u_i \cdot n_i^2 \cdot \sqrt{u_i^2 + v_i^2}}{h_i^{\frac{4}{3}}} \\ \frac{v_i \cdot n_i^2 \cdot \sqrt{u_i^2 + v_i^2}}{h_i^{\frac{4}{3}}} \end{array} \right) \quad (20)$$

Condiciones de borde

Para el borde abierto se impuso el contorno transmisivo mediante un vecino ficticio con propiedades del flujo idénticas a las del volumen ubicado en el contorno (Toro, 2001):

$$W'_i = W_i \quad (21)$$

donde W'_i corresponde al elemento ficticio y W_i al volumen en la frontera del dominio. Para el borde cerrado se impuso el contorno reflectivo, donde la velocidad en la dirección perpendicular a la cara se invierte (Toro, 2001):

$$\begin{bmatrix} u'_i \\ v'_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\theta_{ic}) & -\sin(\theta_{ic}) \\ \sin(\theta_{ic}) & \cos(\theta_{ic}) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} \quad (22)$$

$$\begin{bmatrix} u''_i \\ v''_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\theta_{ic}) & \sin(\theta_{ic}) \\ -\sin(\theta_{ic}) & \cos(\theta_{ic}) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -u'_i \\ v'_i \end{bmatrix} \quad (23)$$

$$W'_i = \begin{bmatrix} h_i \\ h_i \cdot u''_i \\ h_i \cdot v''_i \end{bmatrix} \quad (24)$$

donde h_i , u_i y v_i corresponden a las propiedades del volumen en la frontera del dominio; θ_{ic} es el ángulo perpendicular a la cara en la frontera y saliente del volumen; u'_i y v'_i son velocidades rotadas en θ_{ic} y u''_i y v''_i son las componentes de la velocidad del vecino ficticio en los ejes cartesianos.

Estrategia secado/mojado

La estrategia secado/mojado impone la nulidad de los Jacobianos asociados con un volumen seco cuando existen dos vecinos: uno seco y uno mojado. En este caso, las profundidades mínimas se limitan a valores mayores o iguales a cero, y se realiza un balance de masa entre los vecinos mojados, a fin de garantizar la continuidad. Matemáticamente:

$$M_j = \begin{cases} 0, & \forall h_j \leq 0 \\ 1, & \forall h_j > 0 \end{cases} \quad (25)$$

$$\delta_i = \min(0, h_i) \quad (26)$$

$$h'_j = h_j + \frac{M_j \cdot A_{ij} \cdot \delta_i}{\sum_j M_j \cdot A_{ij}} \quad (27)$$

$$h'_j = h_i - \delta_i \quad (28)$$

$$W_i = \begin{bmatrix} h'_i \\ u_i \cdot h'_i \\ v_i \cdot h'_i \end{bmatrix} \quad (29)$$

donde M_j indica si el volumen j está seco o mojado y δ_j es la cantidad de masa a balancear. La figura 1 muestra el diagrama de flujo del modelo propuesto.

Resultados

Verificación del modelo

La capacidad del modelo desarrollado se verificó mediante siete *benchmark test*: 1) establecimiento del flujo normal a partir de una superficie libre horizontal; 2) establecimiento del flujo gradualmente variado en un canal con cambio de rugosidad; 3) escurrimiento sobre un obstáculo; 4) formación del salto hidráulico oblicuo; 5) oscilación amortiguada de la superficie libre en un estanque parabólico; 6) escurrimiento inducido por el rompimiento de una presa circular, y 7) escurrimiento inducido por el rompimiento parcial de una presa. Los siete casos mencionados tienen solución conocida y permiten evaluar distintos aspectos del modelo numérico, como la convergencia a estados de equilibrio, conservación, propiedad C de Bermúdez y Vázquez (1994), simulación de discontinuidades en el flujo y modelación del proceso de secado-mojado. Los resultados numéricos se compararon con soluciones analíticas, semi-analíticas o empíricas en forma gráfica, e indicando la diferencia porcentual máxima.

Establecimiento del flujo normal a partir de una superficie libre horizontal

Se realizó la simulación del escurrimiento en un canal rectangular de ancho unitario constante de largo igual a 100 m, pendiente igual a 1/2000 m/m y un coeficiente de Manning igual a 0.02 $\text{sm}^{-1/3}$. Las condiciones inicial y de borde fueron:

$$h_{(x,y,0)} = 0.5 - 0.02 \cdot (100 - x) \quad q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$$

$$h_{(0,y,t)} = 0.5 \quad q_{x(L,y,t)} = 0.5 \cdot (q_{x(L,y,t-\Delta t)} + q_{x(L-\Delta x,y,t-\Delta t)})$$

La solución está dada por la ecuación de Manning y es igual a 0.22 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$. Se utilizó una discretización espacial $\Delta x = 0.25$ m y $\Delta y = 0.25$ m, y un paso temporal $\Delta t = 0.05$ s, con un número de Courant CFL = 0.15. La figura

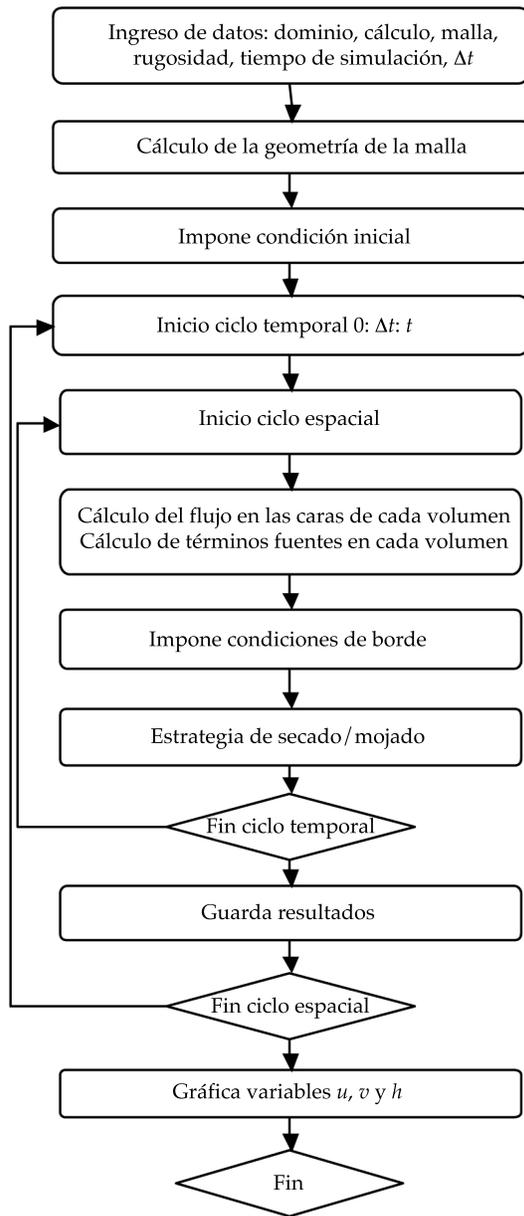


Figura 1. Diagrama de flujo.

2 muestra la malla, condición inicial y eje hidráulico calculado.

El cuadro 1 muestra la diferencia porcentual máxima entre la profundidad y caudales calculados por el modelo y la ecuación de Manning. Se observa que la predicción del modelo prácticamente coincide con la de Manning.

Establecimiento del flujo gradualmente variado en un canal con cambio de rugosidad

Se realizó la simulación del escurrimiento gradualmente variado que causa un cambio de rugosidad en un canal rectangular de ancho unitario constante, de largo igual a 100 m y pendiente igual a 2/1000 m/m. El canal se dividió en tres tramos de 33.3 m, con rugosidades de Manning iguales a 0.02, 0.04 y 0.02 $\text{sm}^{-1/3}$, respectivamente. Las condiciones inicial y de borde fueron:

$$h_{(x,y,0)} = 0.92 - 0.002 \cdot (100 - x) \quad q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$$

$$q_{x(0,y,t)} = 3.21 \quad q_{x(L,y,t)} = 0.5 \cdot (q_{x(L,y,t-\Delta t)} + q_{x(L-\Delta x,y,t-\Delta t)})$$

$$h_{(L,y,t)} = 0.6$$

La solución numérica se comparó con aquella calculada por el software HEC-RAS, que resuelve las ecuaciones de Bresse mediante el método del paso estándar. Se utilizó una discretización espacial $\Delta x = 1$ m y $\Delta y = 0.4$ m, y un paso temporal $\Delta t = 0.10$ s, con un número de Courant CFL = 0.14. La figura 3 muestra la malla, condición inicial y eje hidráulico calculado.

Los resultados de la simulación muestran un eje hidráulico semejante al obtenido mediante HEC-RAS. El cuadro 1 muestra la diferencia porcentual máxima entre la profundidad y caudales calculados por el modelo y el HEC-RAS, que no alcanza el 0.5%.

Escurrimiento sobre un obstáculo

Se realizó la simulación del escurrimiento sobre un obstáculo con forma de parábola, ubicado en el fondo de un canal rectangular con ancho unitario de 25 m largo, sin pendiente de fondo ni rugosidad. La geometría del obstáculo fue:

$$z = \begin{cases} 0 \text{ m para } x < 7.5 \text{ m} \\ 0.2 - 0.2 \cdot \left(\frac{x-10}{2.5} \right)^2 \text{ m para } 7.5 \text{ m} < x < 12.5 \text{ m, } \forall y \\ 0 \text{ m para } x > 12.5 \text{ m} \end{cases}$$

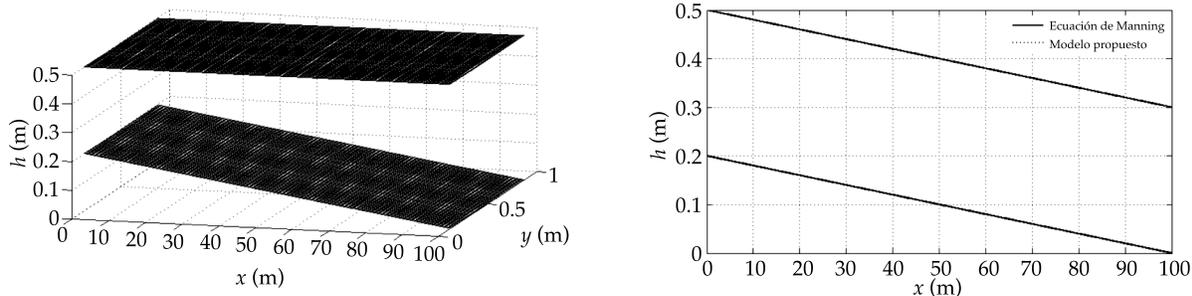


Figura 2. Malla y condición inicial (izquierda) y eje hidráulico calculado (derecha) con el modelo y la ecuación de Manning.

Cuadro 1. Error de los resultados del modelo con respecto a las soluciones conocidas en el cálculo de la profundidad y caudal.

Test	Error promedio (%)		Error máximo (%)	
	h	q	h	q
Test 1	0.01	0.00	0.03	0.00
Test 2	0.36	0.02	0.76	0.04
Test 3a	0.05	0.04	0.33	0.19
Test 3b	1.98	0.03	10.07	0.27
Test 3c	2.54	0.03	8.80	0.35
Test 4	0.01	N/A	1.12	N/A
Test 5	1.18	1.37*	3.20	642.16*

*Error asociado con la velocidad del flujo.

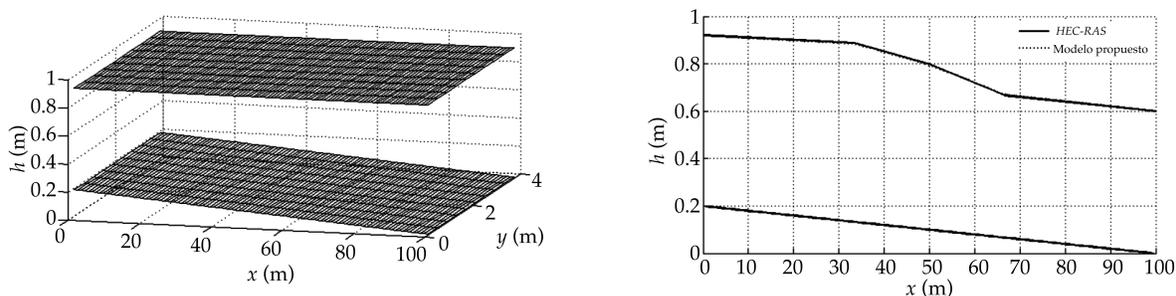


Figura 3. Malla y condición inicial (izquierda) y eje hidráulico calculado (derecha) con el modelo y con el software HEC-RAS.

Se impusieron tres condiciones iniciales y de borde distintas, a fin de simular: a) el flujo subcrítico sobre un obstáculo; b) el cambio de régimen sub a supercrítico, y c) la formación del salto hidráulico, mostradas en el cuadro 2.

Los resultados numéricos se compararon con la solución analítica publicada por Alcrudo y Benkhaloun (2001). Se utilizó una

discretización espacial $\Delta x = 0.1$ m y $\Delta y = 0.1$ m, y un paso temporal $\Delta t = 0.01$ s, con un número de Courant CFL = 0.26, 0.32 y 0.38 en los casos a, b y c, respectivamente. La figura 4 muestra la condición inicial y los ejes hidráulicos calculados.

Los resultados de la simulación muestran un eje hidráulico semejante al obtenido me-

Cuadro 2. Condiciones iniciales y de borde para los test 3a, 3b y 3c.

Test	Condiciones iniciales (CI)	Condiciones de borde (CB)
Test 3a	$h_{(x,y,0)} = 2.5$ $q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$	$q_{x(0,y,t)} = 4.42, \quad q_{y(0,y,t)} = 0$ $h_{(L,y,t)} = 2.0$
Test 3b	$h_{(x,y,0)} = 1.25$ $q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$	$q_{x(0,y,t)} = 1.53, \quad q_{y(0,y,t)} = 0$ $h_{(L,y,t)} = 0.5 \cdot (h_{(L,y,t-\Delta t)} + h_{(L-\Delta x,y,t-\Delta t)})$
Test 3c	$h_{(x,y,0)} = 0.45$ $q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$	$q_{x(0,y,t)} = 0.18, \quad q_{y(0,y,t)} = 0$ $h_{(L,y,t)} = 0.33$

diente Alcrudo y Benkhaldoun (2001). El cuadro 1 muestra la diferencia porcentual máxima entre la profundidad y caudales calculados por el modelo, y la solución de Alcrudo y Benkhaldoun (2001). En el caso a), los errores son muy pequeños, inferiores al 0.5%. En los casos b) y c), la profundidad calculada presenta errores de hasta un 10.87%, lo que se atribuye a las presiones dinámicas que se generan sobre el obstáculo y que el modelo asume como hidrostáticas.

Formación del salto hidráulico oblicuo

Se realizó la simulación del escurrimiento en un canal rectangular con 60 m de longitud, 40 m de ancho, sin pendiente ni roce, con una contracción que se inicia 20 m aguas abajo de la entrada, con un ángulo de 8.95°. Las condiciones iniciales y de borde fueron:

Condiciones iniciales

$$h_{(x,y,0)} = 1$$

$$q_{x(x,y,0)} = 8.57 \quad q_{y(x,y,0)} = 0$$

Condiciones de borde

$$h_{(0,y,t)} = 1$$

$$q_{x(0,y,t)} = 8.57 \quad q_{y(0,y,t)} = 0$$

y garantizan un escurrimiento supercrítico antes del angostamiento. La solución numérica se comparó con la solución analítica publicada por Alcrudo y García-Navarro (1993). Se utilizó una discretización espacial $\Delta x = \Delta y = 0.5$ m y un paso temporal $\Delta t = 0.025$ s, con un número de Courant CFL = 0.43. En total, se simularon 150 s. La figura 5 muestra la malla de cálculo, condición inicial y superficie libre calculada.

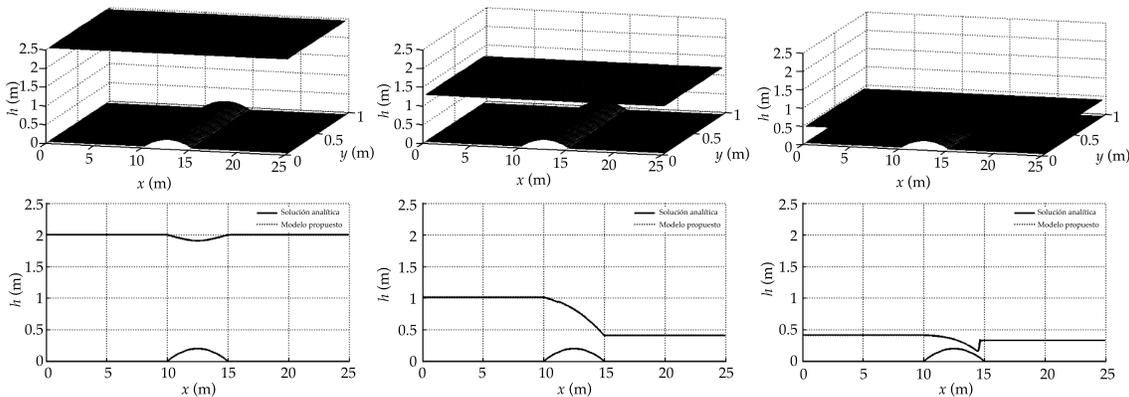


Figura 4. Condición inicial (arriba) y ejes hidráulicos calculados para test 3a (izquierda, abajo); test 3b (centro, abajo); y test 3c (derecha, abajo), con el modelo y la solución analítica de Alcrudo y Benkhaldoun (2001).

La solución analítica entrega alturas conjugadas iguales a 1.0 y 1.5 m, formando un ángulo de 30° con respecto al eje longitudinal. Se observa que los resultados obtenidos con el modelo propuesto coinciden con dicha solución. El cuadro 1 muestra la diferencia porcentual máxima entre la profundidad calculada por el modelo y la solución analítica de Alcrudo y García-Navarro (1993). El caudal no se compara, ya que éste no se conoce a partir de la solución analítica. Puede notarse que las diferencias no superan el 1.2%.

Oscilación de la superficie libre en un recipiente parabólico

Se simuló la oscilación de la superficie libre en un recipiente parabólico de radio superficial igual a 4 500 m. Inicialmente, se impuso una superficie libre inclinada, según Wang et al. (2011):

$$z_{(x,y)} = h_0 \cdot \frac{(x^2 + y^2)}{a^2}$$

$$h_{(x,y,t)} = h_0 - \frac{1}{2g} B^2 e^{-\tau t} - \frac{1}{g} B e^{-\tau t/2} \cdot \left(\frac{\tau}{2} \sin(st) + s \cos(st) \right) \cdot x - \frac{1}{g} B e^{-\tau t/2} \cdot \left(\frac{\tau}{2} \cos(st) - s \sin(st) \right) \cdot y$$

$$u_{(t)} = B e^{-\tau t/2} \cdot \sin(st) \quad v_{(t)} = -B e^{-\tau t/2} \cdot \cos(st)$$

donde:

$$n = \sqrt{\frac{g \cdot \tau \cdot h^{\frac{4}{3}}}{\sqrt{u^2 + v^2}}} \quad s = \frac{\sqrt{p^2 - \tau^2}}{2} \quad p = \sqrt{\frac{8g \cdot h_0}{a^2}}$$

Se utilizó $h_0 = 10$ m, $a = 3\,000$ m, $B = 5$ m/s y $\tau = 0.002$. La solución numérica se comparó con la solución analítica publicada por Wang et al. (2011). Se utilizó una discretización espacial $\Delta x = \Delta y = 50$ m, y un paso temporal $\Delta t = 0.25$ s, con un número de Courant CFL = 0.03. En total, se simularon 3 600 s, que abarca tres periodos de la oscilación. La figura 6 muestra la malla de cálculo y condición inicial, velograma en el punto $(x, y) = (1\,000, 0)$ para ambas componentes u y v , así como la superficie libre calculada para $t = 900, 1\,800, 2\,700$ y $3\,600$ s.

Se observa que el modelo simula de manera adecuada las oscilaciones amortiguadas por efecto de la fricción, y que los resultados coinciden muy bien con la solución analítica de Wang et al. (2011). El velograma calculado para la componente longitudinal de la velocidad coincide con la solución analítica, mientras que para la componente transversal presenta un desfase con la solución analítica que eleva el error máximo. El cuadro 1 muestra la diferencia porcentual máxima entre la profundidad y velocidad calculados por el modelo, y la solución analítica de Wang et al. (2011).

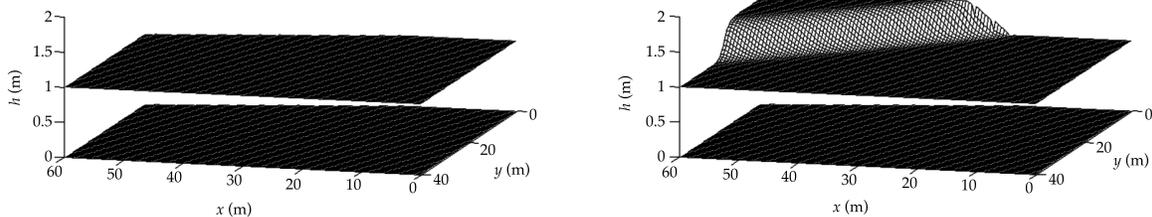


Figura 5. Malla y condición inicial (izquierda) y superficie libre calculada (derecha) con el modelo.

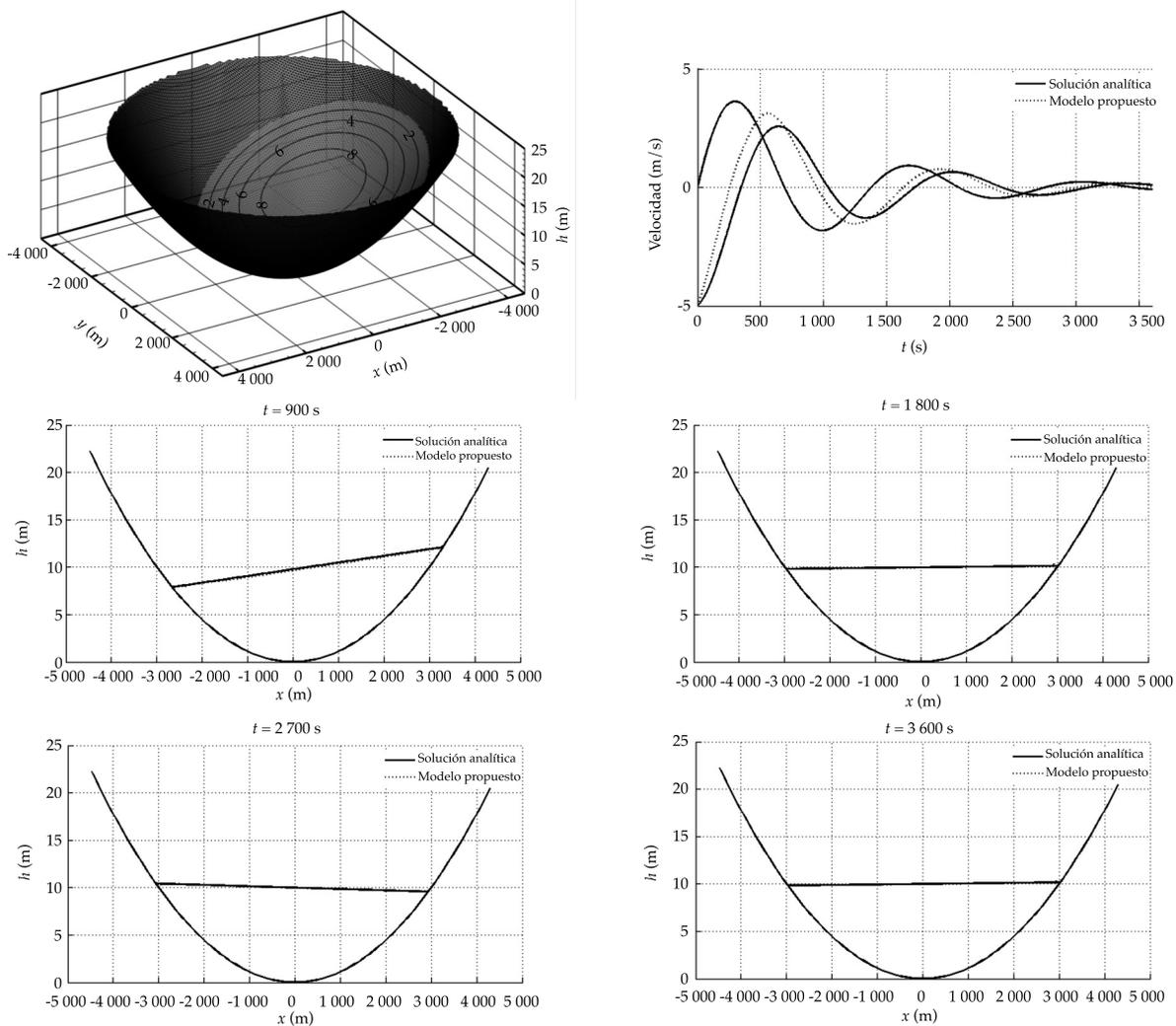


Figura 6. Malla y condición inicial (arriba, izquierda), velograma en el punto $(x, y) = (1\ 000,0)$ (arriba, derecha) y superficie libre calculada para $t = 900, 1\ 800, 2\ 700$ y $3\ 600$ s calculada con el modelo propuesto y la solución analítica de Wang et al. (2011).

Escurrimiento inducido por el rompimiento de una presa circular

Se realizó la simulación del escurrimiento inducido por el rompimiento instantáneo de una presa con 10 m de altura y forma anular. Alrededor de la presa se consideró una planicie de inundación horizontal sin fricción, con profundidad inicial igual a 1.0 m. Las condiciones iniciales y de borde se muestran en el cuadro 3.

La solución numérica se comparó en forma gráfica con los resultados de Mingham y Causon (1998). No existen antecedentes suficientes para comparar valores puntuales ni hacer el cálculo de errores asociados con las simulaciones. Se utilizó una discretización espacial $\Delta x = \Delta y = 0.25$ m y un paso temporal $\Delta t = 0.01$ s. En total, se simularon 300 s. La figura 7 muestra la malla de cálculo, condición inicial y superficie libre calculada. Los resultados de la simulación coinciden con la solución numérica de Mingham y Causon (1998).

Cuadro 3. Condiciones iniciales y de borde.

Condiciones iniciales	Condiciones de borde
$h_{(x,y,0)} = \begin{cases} 10, & \sqrt{x^2 + y^2} \leq 11 \\ 1, & \sqrt{x^2 + y^2} > 11 \end{cases}$ $q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$	$q_x(\text{Borde}_y,t) = -q_x(\text{Borde}_y,t)$ $q_y(\text{Borde}_x,t) = -q_y(\text{Borde}_x,t)$

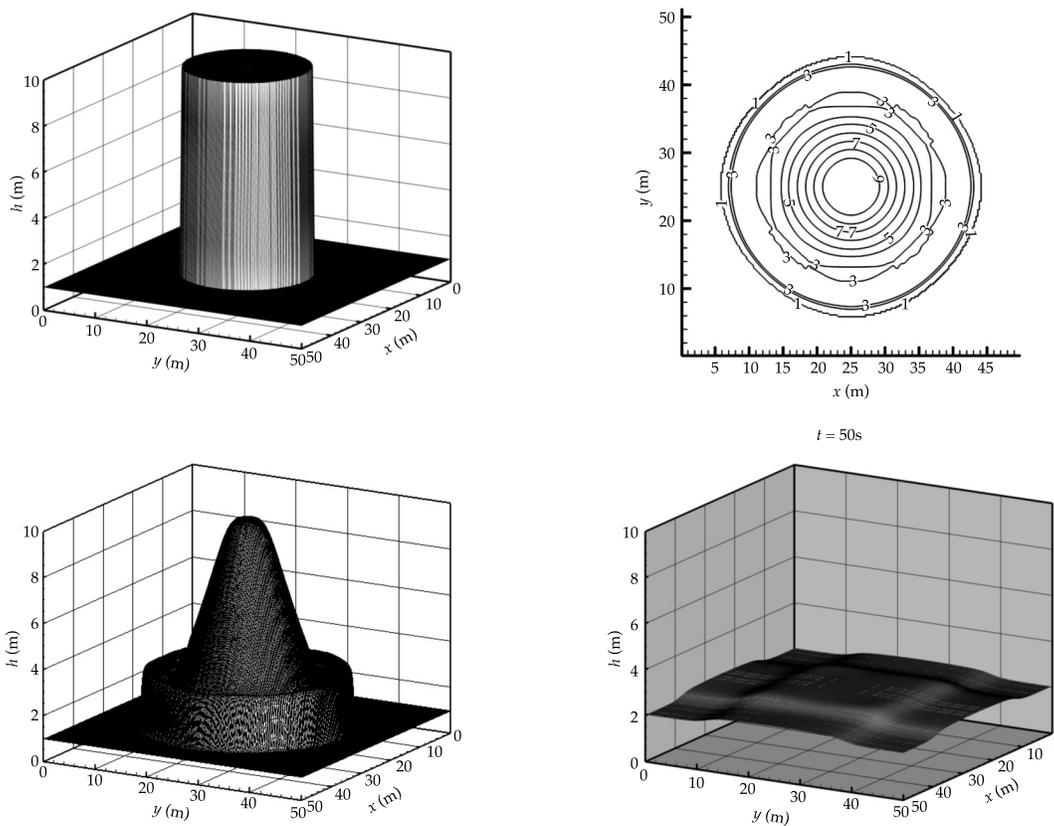


Figura 7. Malla y condición inicial (arriba, izquierda), campo de velocidades (arriba, derecha) y superficie libre para $t = 0.69$ (abajo, izquierda) y 300 s (abajo, derecha), calculada con el modelo propuesto.

Escorrimento inducido por el rompimiento parcial de una presa

Se simuló el escurrimiento inducido por el rompimiento instantáneo y asimétrico de una presa orientada en ángulo perpendicular al eje principal del valle, con 200 m de largo, 10 m de ancho y 11 m de altura. La zona de rotura se ubicó entre los 95 y 170 m. Aguas abajo de

la presa se modeló una planicie de inundación horizontal sin fricción en dos situaciones: a) inicialmente seca, y b) inicialmente con una profundidad de agua de 5 m. Las condiciones inicial y de borde se muestran en el cuadro 4.

La solución numérica se comparó en forma gráfica con los resultados de Mingham y Causon (1998). No existen antecedentes suficientes para realizar una comparación

de valores puntuales ni para llevar a cabo el cálculo del error asociado con las simulaciones. Se utilizó una discretización espacial $\Delta x = 5$ m y $\Delta y = 5$ m, y un paso temporal $\Delta t = 0.01$ s. En total se simularon 150 s. La figura 8 muestra la malla, condición inicial, superficie libre calculada, isolíneas de profundidad y campo de velocidades para las situaciones a) y b), respectivamente. Los resultados de la simulación coinciden con la solución numérica de Mingham y Causon (1998).

Análisis del flujo inducido por el rompimiento de una presa

Se analizó el flujo inducido por el rompimiento instantáneo de una presa en un sistema hidráulico idealizado, compuesto por un valle con sección parabólica y un cauce con sección trapezoidal. En todos los casos se consideró que aguas abajo de la presa el canal se encuentra inicialmente seco. La figura 9 muestra esquemáticamente la geometría del sistema hidráulico

Cuadro 4. Condiciones iniciales y de borde.

Condición inicial seca	Condición inicial mojada
$h_{(x,y,0)} = \begin{cases} 10, & x < 100 \\ 0, & x > 100 \end{cases}$	$h_{(x,y,0)} = \begin{cases} 10, & x < 100 \\ 5, & x > 100 \end{cases}$
$q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$	$q_{x(x,y,0)} = q_{y(x,y,0)} = 0$

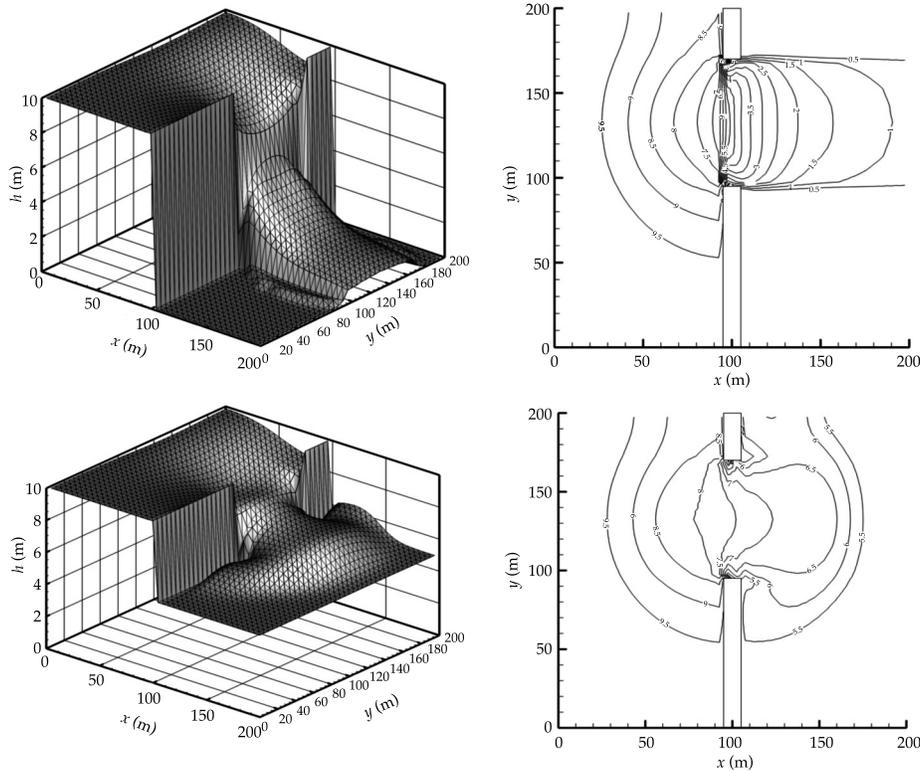


Figura 8. Malla y superficie libre calculada con el modelo (izquierda) y mapa de isolíneas de profundidad (derecha), para canal inicialmente seco (arriba) y mojado (abajo) en $t = 7.2$ s.

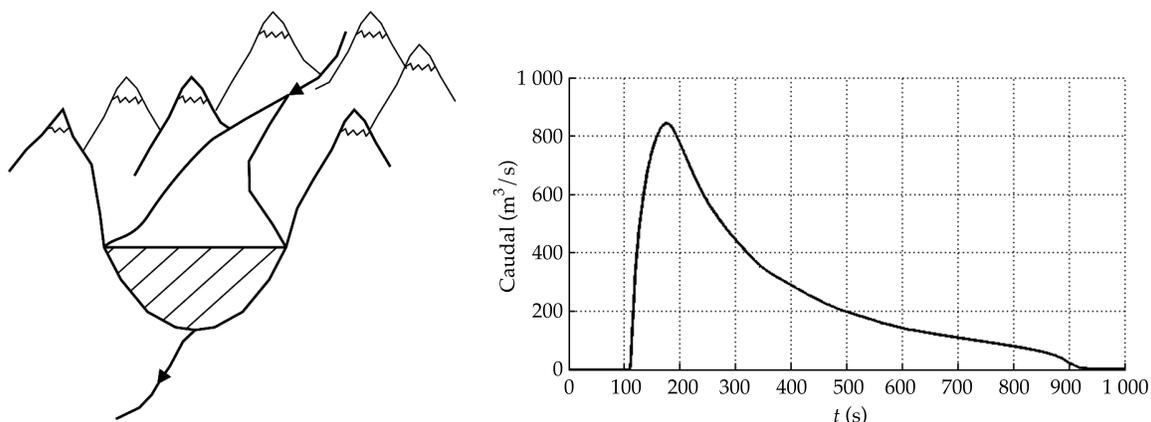


Figura 9. Esquema del sistema hidráulico (izquierda) e hidrograma de salida (derecha).

lico y la forma típica del hidrograma de salida que causa un rompimiento de la presa.

Hidrograma de salida

La figura 10 muestra el caudal máximo del hidrograma de salida en la sección de la presa, calculado con el modelo *versus* el caudal correspondiente a una onda de gravedad, calculado como:

$$Q = V \cdot A = \sqrt{\frac{2}{3} g \cdot h} \cdot A$$

donde h es la profundidad de la presa y A es la sección transversal de la brecha. Se muestran cálculos para profundidades de la presa de 45, 60, 75, 90, 105 y 120 m, y anchos de brecha de 400, 450, 500, 550, 600 y 650 m.

Se observa que existe una relación lineal entre ambos caudales, de manera que el caudal máximo a la salida podría estimarse como $Q_{\text{máx}} = 0.41 \cdot Q_{\text{onda}}$.

Efecto de la brecha, pendiente de fondo, rugosidad y orientación

La figura 11 muestra la variación del caudal máximo de salida correspondiente a la situación base (brecha = 400 m; $n = 0.02 \text{ sm}^{-1/3}$;

orientación = 0°) con la brecha, rugosidad del cauce y orientación del muro de la presa respecto al eje longitudinal del valle.

Se observa que la rugosidad y orientación tienen un efecto menor en el caudal máximo del hidrograma de salida. Sin embargo, el caudal máximo crece en forma rápida con el ancho de la brecha hasta que se produce el rompimiento total.

Atenuación del hidrograma de salida

La atenuación del hidrograma de salida hacia aguas abajo se estudió mediante la simulación de 28 escenarios, en que se varió la profundidad del embalse, orientación de la presa, ancho de la brecha y pendiente longitudinal respecto al eje longitudinal del valle, a fin de analizar la sensibilidad de la respuesta hidráulica a las propiedades geométricas del sistema. En cada caso se cuantificó el tiempo base y el caudal máximo del hidrograma, en un punto ubicado 2 km aguas abajo de la presa. El cuadro 5 muestra los escenarios analizados y la figura 12 muestra el caudal máximo y tiempo de crecida para dichos escenarios.

Se observa, al igual que en el hidrograma de salida en la sección de la presa, que la variable más sensible fue la profundidad de la presa, que al variar de 45 a 120 m provocó

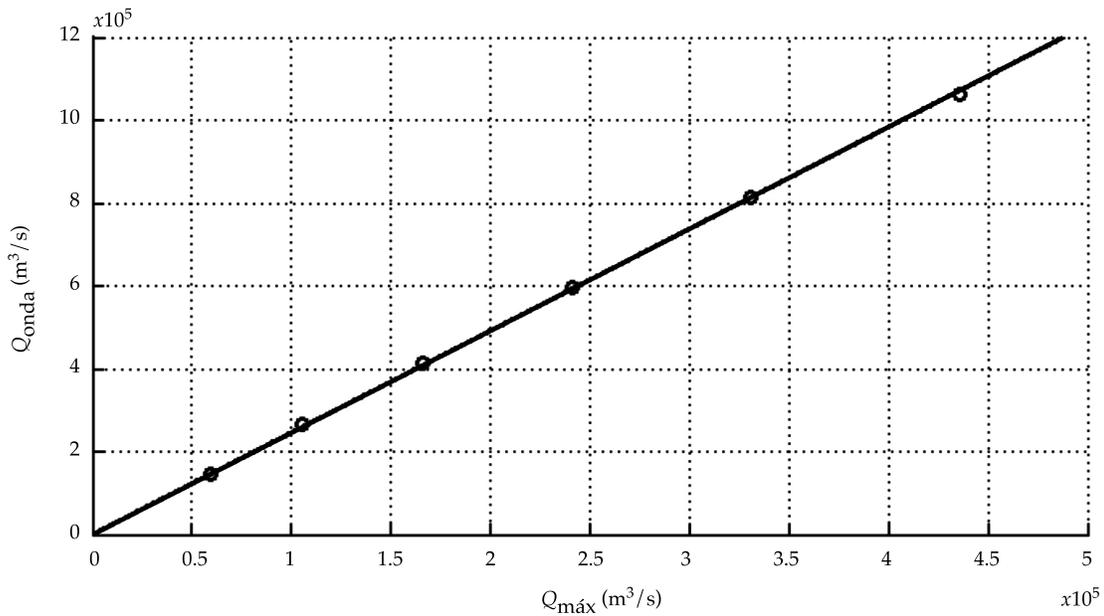


Figura 10. Caudal máximo del hidrograma y caudal de una onda de gravedad.

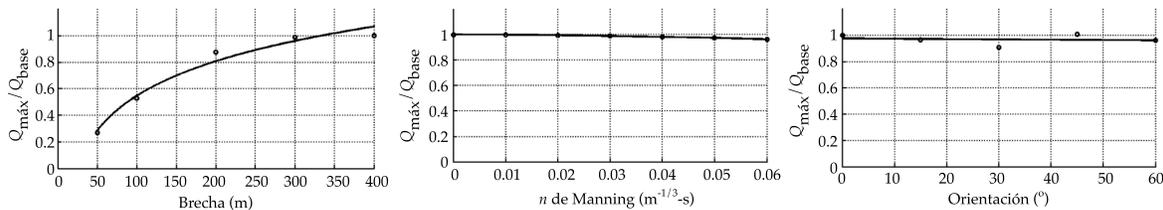


Figura 11. Efecto de la brecha (izquierda), rugosidad (centro), y orientación de la presa (derecha) sobre el caudal máximo.

cambios en el caudal máximo de 20 000 a 90 000 m^3/s , seguida de la brecha que en el caso de rompimientos parciales puede hacer variar el caudal máximo en un factor tres. La rugosidad del cauce puede disminuir de manera considerable el caudal máximo y aumentar el tiempo de crecida. La pendiente de fondo y orientación tienen un efecto menor sobre el hidrograma y su atenuación hacia aguas abajo.

Conclusiones

Se aplicó el método de los volúmenes finitos para dar solución a las ecuaciones de Saint

Venant 2D con términos fuente, a fin de calcular el flujo inducido por el rompimiento de una presa.

El modelo se verificó mediante el cálculo de siete casos con solución conocida, que permitieron determinar la capacidad para la simulación de escurrimientos con discontinuidades y simulación del proceso secado/mojado.

Se analizó el flujo inducido por el rompimiento instantáneo de una presa en un sistema hidráulico idealizado, compuesto por un valle con sección parabólica y un cauce con sección trapezoidal. Se simularon 28 escenarios,

Cuadro 5. Escenarios analizados.

Escenario	Profundidad	Pendiente	Brecha	Orientación	Rugosidad
Escenario 01*	45	0.005	100	0	0.025
Escenario 02	45	0.005	100	15	0.025
Escenario 03	45	0.005	100	30	0.025
Escenario 04	45	0.005	100	45	0.025
Escenario 05	45	0.005	100	60	0.025
Escenario 06	45	0.000	100	0	0.025
Escenario 07	45	0.0025	100	0	0.025
Escenario 08	60	0.005	100	0	0.025
Escenario 09	75	0.005	100	0	0.025
Escenario 10	90	0.005	100	0	0.025
Escenario 11	105	0.005	100	0	0.025
Escenario 12	120	0.005	100	0	0.025
Escenario 13	45	0.005	50	0	0.025
Escenario 14	45	0.005	100	0	0.025
Escenario 15	45	0.005	200	0	0.025
Escenario 16	45	0.005	300	0	0.025
Escenario 17	45	0.005	400	0	0.025
Escenario 18	45	0.005	100	0	0.000
Escenario 19	45	0.005	100	0	0.010
Escenario 20	45	0.005	100	0	0.020
Escenario 21	45	0.005	100	0	0.030
Escenario 22	45	0.005	100	0	0.040
Escenario 23	45	0.005	100	0	0.050
Escenario 24	45	0.005	100	0	0.060
Escenario 25	45	0.001	100	0	0.025
Escenario 26	45	0.002	100	0	0.025
Escenario 27	45	0.003	100	0	0.025
Escenario 28	45	0.004	100	0	0.025

*Caso base.

donde se varió la altura y orientación del muro de la presa, el ancho de la brecha, la pendiente longitudinal y la rugosidad del cauce aguas abajo. Los resultados muestran que la altura de la presa es la variable más influyente en el caudal máximo del hidrograma de salida y que el ancho de la brecha tiene un efecto importante en rompimientos parciales. La rugosidad del lecho atenúa de manera considerable el caudal máximo hacia aguas abajo y aumenta el tiempo de crecida. La orientación del muro y la

pendiente longitudinal tienen un efecto menor sobre las crecidas provocadas por rompimiento.

Los resultados obtenidos pueden aplicarse en la planificación de presas y la gestión del riesgo de inundación ante rompimientos. El modelo desarrollado calculó de forma adecuada el complejo comportamiento que exhibe el flujo inducido por el rompimiento instantáneo de una presa, constituyendo una herramienta de simulación con capacidad predictiva. Como dato de entrada para el

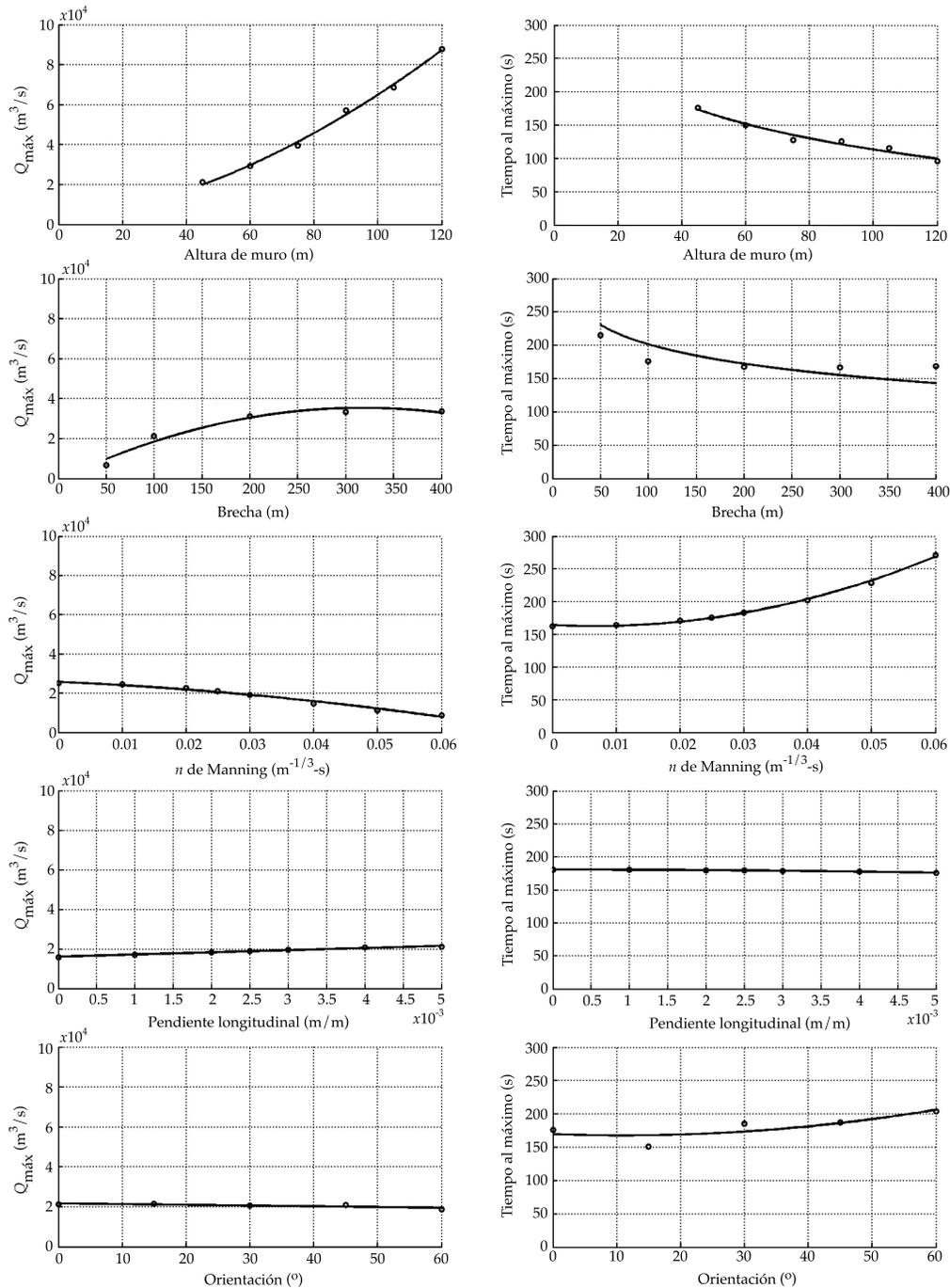


Figura 12. Caudal máximo (izquierda) y tiempo de crecida (derecha) para los escenarios analizados.

modelo desarrollado, casos particulares de estudio requieren la topografía del cauce y planicies de inundación, geometría del muro y rugosidad. En caso de aberturas de brecha

graduales, se requiere conocer la forma de la brecha en función del tiempo.

El desarrollo futuro se orientará a extender el modelo para simular el escurrimiento en

forma acoplada con la evolución del lecho, de manera que se tomen en cuenta efectos del transporte de sedimentos.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica de Chile (Conicyt) y al Servicio Alemán de Intercambio Académico (DAAD), por el financiamiento proporcionado a través del proyecto PCCI2012-027.

Referencias

- Alcrudo, F., & Benkhaldoun, F. (2001). Exact Solutions to the Riemann Problem of the Shallow Water Equations with a Bottom Step. *Computers & Fluids*, 30(6), 643-671.
- Alcrudo, F., & García-Navarro, P. (1993). A High-Resolution Godunov-Type Scheme in Finite Volumes for the 2D Shallow-Water Equations. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 16(6), 489-505.
- Alcrudo, F., & Mulet, J. (2007). Description of the Tous Dam Break Case Study (Spain). *Journal of Hydraulic Research*, 45, 45-57.
- Begnudelli, L., & Sanders, B. (2007). Conservative Wetting and Drying Methodology for Quadrilateral Grid Finite-Volume Models. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(3), 312-322.
- Bermúdez, A., & Vázquez, M. (1994). Upwind Methods for Hyperbolic Conservation Laws with Source Terms. *Computers & Fluids*, 23, 1049-1071.
- Bermúdez, A., Dervieux, A., Desiderii, J., & Vázquez, M. (1998). Upwind Schemes for the Two-Dimensional Shallow Water Equations with Variable Depth using Unstructured Meshes. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 155, 49-72.
- Brufau, P., & García-Navarro, P. (2000). Two-Dimensional Dam Break Flow Simulation. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 33, 35-57.
- Chanson, H. (2009). Application of the Method of Characteristics to the Dam Break Problem. *Journal of Hydraulic Research*, 47(1), 41-47.
- Dressler, R. (1952). Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 49(3), 217-225.
- Dressler, R. (1954). Comparison of Theories and Experiments for the Hydraulic Dam Break Wave. *Proc. Int. Assoc. of Scientific Hydrology Assemblée Générale, Rome*, 3(38), 319-328.
- Gottardi, G., & Venutelli, M. (2004). Central Scheme for Two-Dimensional Dam-Break Flow Simulation. *Advances in Water Resources*, 27(3), 259-268.
- Fraccarollo, L., & Toro, E. (1995). Experimental and Numerical Assessment of the Shallow Water Model for Two-Dimensional Dam-Break Type Problems. *Journal of Hydraulic Research*, 33, 843-864.
- Harten, A. (1984). On a Class of High Resolution Total-Variation-Stable Finite-Difference Schemes. *SIAM. J. Numer. Anal.*, 21(1), 1-23.
- Harten, A., Lax, P., & Van Leer, A. (1983). On Upstream Differencing and Godunov-Type Schemes for Hyperbolic Conservation Laws. *SIAM Rev.*, 25, 35-61.
- Hervouet, J., & Petitjean, A. (1999). Malpasset Dam-Break Revisited with Two-Dimensional Computations. *Journal of Hydraulic Research*, 37(6), 777-788.
- Hunt, B. (1982). Asymptotic Solution for Dam-Break Problem. *Journal of the Hydraulics Division*, 108(1), 115-126.
- Hunt, B. (1984). Dam-Break Solution. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(6), 675-686.
- Kurganov, A., & Tadmor, E. (2000). New High-Resolution Central Schemes for Nonlinear Conservation Laws and Convection-Diffusion Equations. *Journal of Computational Physics*, 160, 241-282.
- Liang, Q., & Marche, F. (2009). Numerical Resolution of Well Balanced Shallow Water Equations with Complex Source Terms. *Advances in Water Resources*, 32(6), 873-884.
- Link, O., & Donoso, J. (2008). Development and Verification of a Numerical Model for Calculation of Flow in Open Channels using the Finite Volume Method. *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, 56(3), 190-200.
- Mingham, C., & Causon, D. (1998). High-Resolution Finite-Volume Method for Shallow Water Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(6), 605-614.
- Morris, M. (2001). *CADAM-EU Converted Action on Dam Break Modelling*. Recuperado de <http://www.hrwallingford.co.uk/projects/CADAM/> &.
- Pilotti, M., Maranzoni, A., Tomirotti, M., & Valerio, G. (2011). 1923 Gleno Dam Break: Case Study and Numerical Modeling. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(4), 480-492.
- Rubio, H., Martínez, E., & Meza, A. (noviembre, 2012). *Evaluación de la longitud de peligro por rompimiento de bordos de almacenamiento con capacidad menor a 250.000 m³. Acapulco, Guerrero. XXII Congreso Nacional de Hidráulica.*
- Singh, V. (1996). *Dam Break Modelling Technology*. Dordrecht: Kluwer.
- Soares-Frazão, S., & Zech, Y. (2008). Dam-Break Flow through an Idealized City. *Journal of Hydraulic Research*, 46(5), 648-658.
- Toro, E. (2001). *Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows* (third edition). Chichester, UK: John Wiley and Sons Ltd.
- Van Leer, B. (1985). On the Relation between the Upwind-Differencing Schemes of Godunov, Enquist-Osher, and Roe. *SIAM (Soc. Ind. Appl. Math.) Journal on Scientific and Statistical Computing*, 5, 1-20.

- Vijayasundaram, G. (1986). Transonic Flow Simulations using an Upstream Centered Scheme of Godunov in Finite Elements. *Journal of Computational Physics*, 63, 416-433.
- Vischer, D., & Hager, W. (1998). *Dam Hydraulics*. Chichester, UK: John Wiley and Sons Ltd.
- Wang, Y., Liang, Q., Kesserwani, G., & Hall, J. (2011). A 2D Shallow Flow Model for Practical Dam-Break Simulations. *Journal of Hydraulic Research*, 49(3), 307-316.
- Whitham, G. (1955). The Effects of Hydraulic Resistance in the Dam Break Problem. *Proc. R. Soc. Lond.*, 227, 399-407.
- Zhu, Y., Visser, P., & Vrijling, J. (2004). Review on Embankment Dam Breach Modeling (pp. 1189-1196). In M. Wieland, Q. Ren, and J. S. Y. Tan (Eds.). *New Developments in Dam Engineering*. London: Taylor & Francis Group.

Dirección institucional de los autores

M.C. Ignacio Sabat

Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Concepción
Edmundo Larenas s/n
Concepción, CHILE
Teléfono: +56 (41) 2204 320
Fax: +56 (41) 2207 089
nacho.sabat@gmail.com

Dr. Oscar Link

Profesor asociado
Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Concepción
Edmundo Larenas s/n
Concepción, CHILE
Teléfono: +56 (41) 2204 320
Fax: +56 (41) 2207 089
olink@udec.cl

Dr. Bernd Ettmer

Professor
Fachbereich Wasser und Wasserwirtschaft
Hochschule Magdeburg-Stendal
Magdeburg-Stendal
Breitscheidstr. 2
39114 Magdeburg, GERMANY
Teléfono: +49 (0) (391) 886 4429
Fax: +49 (0) (391) 886 4430
bernd.ettmer@hs-magdeburg.de



Haga clic aquí para escribir al autor



Inundación en Villahermosa, Tabasco, México.

Foto: Conagua.

Análisis forense de inundaciones: una guía metodológica

• Aldo I. Ramírez* •

Centro del Agua para América Latina y el Caribe, México

• L. Alejandra Herrera-Lozano •

Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de San Miguel de Allende, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Ramírez, A. I., & Herrera-Lozano, L. A. (enero-febrero, 2015). Análisis forense de inundaciones: una guía metodológica. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 25-48.

Se presenta una guía para el análisis forense de inundaciones, la cual se centra en la búsqueda de estrategias efectivas para incrementar el conocimiento del tema, sin cuestionar los conocimientos previos ya aceptados por la comunidad científica, pero sí estableciendo una participación de equipos multidisciplinarios. El sustento de la guía está basado principalmente en la integración de procesos hidrometeorológicos, hidrológicos e hidráulicos, incluyendo además el análisis de información tanto política como social. La aplicación sistemática de esta guía en los ámbitos municipal, estatal y federal permitiría estandarizar la información derivada de eventos inundantes y facilitaría la integración de bases de datos confiables, insumo de cualquier investigación, en este tema tan importante para muchos países.

Palabras clave: análisis forense, inundación, guía metodológica, análisis ex-post, fenómenos extremos.

Abstract

Ramírez, A. I., & Herrera-Lozano, L. A. (January-February, 2015). *Forensic Analysis of Floods: A Methodological Guide*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 25-48.

A guide for the forensic analysis of floods is presented. It focuses on the search for effective strategies to increase knowledge about the subject without questioning previous concepts that have already been accepted by the scientific community while also establishing the participation of multidisciplinary teams. The guide is primarily based on the integration of hydrometeorological, hydrological and hydraulic processes, in addition to the analysis of political and social information. The systematic application of this guide in municipal, state and federal arenas will enable the standardization of information related to flood events and will facilitate the creation of reliable databases. These serve as the source of information for any investigation about this subject of importance to many countries.

Keywords: Forensic analysis, floods, methodological guide, ex-post analysis, extreme phenomena.

Recibido: 12/01/12
Aceptado: 26/09/14

Introducción y conceptualización

Las inundaciones no son un fenómeno reciente; incluso el diluvio universal, que más allá de tintes religiosos ha sido estudiado de manera científica, es generador de varias teorías para su explicación (Blick, 1991). Sin embargo, es lógico pensar que la información sobre inundaciones es más abundante y está mejor documentada en los últimos siglos. Este tipo de eventos está entre los desastres asociados con fenómenos naturales más frecuentes y mortíferos, afectando

un promedio de 520 millones de personas al año. Casi la mitad de la gente que pierde la vida en “desastres naturales” de las décadas recientes ha sido víctima de inundaciones, mismas que también explican cerca de un tercio de pérdidas económicas en todo el mundo (UNESCO, 2008).

Dentro de la búsqueda constante para disminuir el impacto que causan las inundaciones en diferentes ámbitos, se han realizado innumerables investigaciones. Sin embargo, la mayoría de éstas se ven disgregadas entre las instituciones que las llevan a cabo, de acuerdo con su área del

conocimiento. Más aún, la realidad es que pocas veces se conjuntan los resultados, haciendo difícil obtener una herramienta sólida e integral que ayude a cumplir con evaluaciones objetivas. Es decir, no se ha desarrollado una metodología con criterios unificados que permita un análisis objetivo de las causas que hacen de un evento de inundación un desastre de alcances inconcebibles.

La ingeniería forense y, en particular, la hidrología forense, cuyo objetivo primordial es determinar la causa probable de un evento y las fuentes humanas que contribuyen a incrementar los daños, han sido poco explotadas en fenómenos de este tipo, desaprovechando así las ventajas que podrían proporcionar las investigaciones con dicho enfoque. Cualquier investigación de tipo forense tiene la finalidad predeterminada de establecer cómo ocurrió un hecho y, eventualmente, qué hacer para evitar su repetición. Los términos “forense” e “hidrología” fueron aplicados a subdisciplinas en las geociencias por primera vez durante el final de los años setenta del siglo XX, donde las preocupaciones acerca de la contaminación del suelo y las fuentes de agua venían a la vanguardia, mientras que por la década de 1990, las inquietudes evolucionaron al impacto de las actividades humanas en el ambiente. Hoy en día, las investigaciones de naturaleza forense ya incluyen la hidrología (Hurst, 2007).

La hidrología forense es parte de las disciplinas ambientales y además de estar referida a los temas de contaminación, también podría estar presente en temas como inundaciones, drenaje, recursos hídricos, bombeo o cualquier estructura hidráulica. Hay ocasiones en que la hidrología forense sirve para evitar daños mayores, mientras que en otras es útil para racionalizar el uso del recurso y su distribución.

El análisis forense de inundaciones es, entonces, la aplicación de una metodología después de sucedido el desastre y consta de la reconstrucción del evento para determinar cómo sucedió, qué factores contribuyeron, qué falló, cuáles fueron los protagonistas que

tuvieron relación con el daño. Después de esto, el análisis incluye la realización de una valoración o estudio del evento, teniendo claros los puntos ya expuestos. El objetivo final del análisis es sugerir lo necesario para la asistencia o mejora del sistema, y así evitar en lo posible este tipo de desastres en un futuro. El análisis de inundaciones debe integrar principios hidrometeorológicos, hidrológicos e hidráulicos, sociales y políticos, con la ayuda de herramientas tecnológicas para la modelación y simulación, para con ello distinguir las causas probables de los daños por inundación en una cuenca y poder documentar los factores clave implicados en dichos daños.

El objetivo de este documento es proporcionar una guía metodológica con base científica, que permita el análisis de inundaciones desde una perspectiva forense, unificando criterios de actuación y estableciendo pautas metodológicas para dicho análisis, lo que permite obtener resultados lo suficientemente objetivos como para planear estrategias de mitigación de sus efectos. En la guía se incluyen integralmente factores geográficos, hidrológicos e hidráulicos, sociales, políticos y económicos, y la forma de identificar cuáles intervinieron como los principales favorecedores o agravantes ante un evento de inundación. El énfasis de la guía, desde una perspectiva forense, se centra, por lo tanto, después de sucedido el evento; sin embargo, a fin de contar con información base para el análisis, se vislumbran algunas actividades que podrían realizarse en cualquier momento previo a la ocurrencia del fenómeno.

Guía metodológica para el análisis forense de inundaciones

En este documento se ha establecido el contenido deseable de una guía metodológica para el análisis forense de inundaciones. Cada apartado se discute con diferente detalle, pero siempre con el objetivo de ordenar las ideas y acciones que surgen en el proceso de evaluación de causas y efectos de estos desastres. La parte más relevante de la guía y, por ende,

sus actividades, se pone de manifiesto una vez que el evento causante de la inundación ya ha sucedido. Sin embargo, se establecen recomendaciones sobre las acciones que conviene llevar a cabo en forma rutinaria y no sólo ante la eventual perspectiva de ocurrencia de fenómenos. La guía metodológica se ha estructurado en tres tiempos: antes del evento de inundación, durante el evento y posterior al mismo (cuando ya se ha observado un impacto). Se presenta una organización básica de cinco fases, con un total de veinte etapas. El contenido ideal de un análisis forense de inundaciones contemplaría todas las etapas consignadas en el cuadro 1. El análisis podría

realizarse en la ausencia de alguna, pero siempre intentando dar cumplimiento a los requisitos establecidos, a fin de contar con una evaluación completa y objetiva.

Fase A. Recopilación e integración de información

A.1 Recopilación de información

La información que debe recabarse en forma documental tanto en las etapas previas a cualquier evento inundante como en las fases posteriores al desastre se enlista a continuación. En caso de que el evaluador forense tenga

Cuadro 1. Fases y etapas del análisis forense de inundaciones.

Fase	Etapas	Antes	Durante	Después
A. Recopilación e integración de información	1. Recopilación de información geográfica, hidrometeorológica, hidráulica y político-social			
	2. Estado y calidad de información hidrometeorológica e hidrométrica			
	3. Sistema de Información Geográfica			
	4. Caracterización geomorfológica de cuencas			
B. Análisis hidrometeorológico e hidrológico	1. Génesis de las tormentas			
	2. Distribuciones espacio-temporales			
	3. Análisis de series de tiempo y determinación de parámetros estadísticos			
	4. Análisis probabilístico de frecuencias			
	5. Estimación de lluvia en exceso (evento)			
	6. Establecimiento de periodos de retorno de precipitación y gasto (evento)			
	7. Modelación y simulación del proceso lluvia-escorrentamiento			
C. Análisis hidráulico	1. Modelación y simulación de la red de cauces, llanuras de inundación y zonas urbanas			
	2. Revisión de obras hidráulicas y de protección			
D. Análisis integrador	1. Revisión de planes y programas de acción y desarrollo			
	2. Análisis del manejo de la emergencia			
	3. Integración de los análisis hidrológicos e hidráulicos con otros factores			
	4. Generación de mapas de inundación y determinación de afectaciones en asentamiento humanos			
E. Diagnóstico final	1. Contraste con eventos históricos			
	2. Resumen objetivo de causas y efectos			
	3. Lecciones aprendidas y acciones propuestas			

la oportunidad de participar con el equipo encargado de la atención directa durante la emergencia, podría adquirir información adicional de gran valor, por constituir una fuente de primera mano. En general, la recopilación de información no es una actividad sencilla, puesto que tener acceso a todo lo aquí sugerido se ve obstruido en muchas ocasiones por la dispersión de dicha información en diversas instituciones y dependencias.

Geográfica

En la medida de lo posible, obtener antes, durante y después del evento de inundación datos geográficos, aspectos humanos, mapas temáticos, imágenes de satélite y fotografías aéreas, así como levantamientos topográficos previos, e imágenes de la zona de desastre en el nivel de cuenca, cauce y urbano, entre otros.

Hidrometeorológica

En cuanto a pronósticos y registros, la observación, interpretación y análisis de datos hidrometeorológicos suficientes es de primordial importancia. La información climatológica se recopila en estaciones convencionales (manuales) y en estaciones automáticas, usualmente digitales. Además, existen también observatorios meteorológicos, los cuales generan información meteorológica y climatológica del país tanto para el servicio de instituciones nacionales como para organismos internacionales. En general, los observatorios trabajan las 24 horas del día los 365 días del año de manera ininterrumpida y en ellos se realizan mediciones de los elementos del tiempo atmosférico cada tres horas. En el mejor de los casos, los datos hidrometeorológicos proporcionarán información del evento de lluvia en cuanto a su génesis, localización, extensión, magnitud, duración e intensidad.

Hidráulica

En este rubro se agrupa tanto la información hidrométrica de caudales como la información

sobre el estado de la infraestructura hidráulica. A saber:

- **Hidrometría.** La información de registros de carácter hidráulico estará centrada principalmente en datos hidrométricos, los cuales se refieren a la recopilación de los caudales que circulan por una sección dada de un río o canal. Dependiendo de la ubicación de ésta, los registros que se pueden tener son de caudales en ríos, de salidas de presas, caudales captados y entregados a sistemas de riego, o abastecimiento y niveles. Si fuera posible que el evaluador se integre a los recorridos realizados por las autoridades en la zona de desastre tanto aéreos como marítimos y terrestres, es deseable que se documenten en forma cuantitativa los niveles del agua a lo largo de tramos críticos y en la vecindad de estructuras que estén dentro del cauce o en sus márgenes, la velocidad del flujo y el transporte de sedimentos, entre otros.
- **Obras hidráulicas e infraestructura de protección** existentes en el sitio o la cuenca. Se recopilará la información de las obras hidráulicas presentes en la zona de desastre y en las cuencas de aportación. Las obras intervienen en la dinámica hidrológica e hidráulica de la zona de estudio de acuerdo con el propósito para el cual fueron construidas. En caso de que sea posible adquirir información en el momento preciso en que el evento se suscite, el evaluador deberá registrar particularmente y en forma detallada las políticas de operación seguidas y cualquier indicio sobre el posible daño estructural. En cuanto a los registros de caudales tanto de entrada como de salida, es pertinente verificar que la medición se esté realizando con la forma y frecuencia adecuadas. Se debe buscar considerar los datos de diseño, esto es, fecha de construcción, ubicación geográfica, uso, dimensiones y geometría, periodo de retorno, gastos, obras complementarias de la infraestructura; también es necesario

considerar las políticas de operación de diseño y reales, e información del flujo del evento de inundación. Las obras de protección contra inundaciones son críticas para la completa simulación del sistema que se encuentra en desastre.

Político-social

La incorporación de esta dimensión complementa en forma importante la información técnica, sobre todo en la etapa de evaluación de los impactos del evento. En este rubro se considera lo siguiente:

- Planes y programas de acción y desarrollo. Dado que el gobierno se establece como el principal responsable de atender desastres causados por inundaciones, es a través de ellos que se generan planes de acción y programas de desarrollo. Estos planes deben ser recopilados para su análisis posterior, pues darán la pauta para verificar las medidas preventivas y de preparación que tiene cierta zona ante contingencias. De igual forma es necesario recopilar lo referente a los programas de desarrollo, en donde se podrá apreciar la serie de acciones determinadas por el gobierno con la finalidad de mejorar las condiciones de vida y, por supuesto, al tenor de ese afán, prevenir situaciones de riesgo. No se deben dejar de lado los documentos de planeación municipales, cuya importancia es primordial cuando se trata el tema de ordenamiento territorial local, sobre todo puntualizando en la ocupación de áreas vulnerables.
- Daños causados. Los desastres naturales causan un número importante de víctimas fatales y cuantiosas pérdidas materiales, por lo que es adecuado tener una visión general de los daños causados en la zona afectada y así crear un contexto amplio sobre la repercusión del desastre en particular que se analiza, en la economía y en la sociedad, así como su impacto en la economía nacional. Lo ideal es hacer una evaluación completa de los daños, en el sentido de cuantificar económicamente las pérdidas, con el respaldo de alguna institución financiera y una metodología aceptada.
- Manejo de la emergencia. Los desastres de origen natural y antropogénico son tratados como un tema de asistencia humanitaria, orientando la acción hacia los preparativos para la atención de las emergencias y la reconstrucción posdesastre. Las acciones ante un riesgo latente y ante la emergencia como tal son importantes para evitar daños mayores a los inevitables. Es por ello que se debe conocer qué tipo de acciones fueron tomadas, para que en conjunto con la información técnica sea posible encontrar el factor de fallo en todo el sistema que comprende la zona afectada. Es necesaria la información relacionada con las acciones de previsión y alerta, así como de atención a la población durante la emergencia.
- Testimonios personales. Los testimonios de la población y de la gente involucrada en el desastre, ya sea de forma directa o indirecta, resultan muy importantes, pues proporcionarán información que difícilmente se encontrará en reportes técnicos. Además, brindará elementos sobre cómo se vivió dicho desastre, con detalles que pueden tener un gran valor en el análisis forense. Se deben documentar las entrevistas realizadas a afectados directos, observadores y autoridades.
- Registros históricos. Resulta adecuado contar con información histórica referida a eventos de inundación sucedidos en el pasado, como el historial sobre los eventos de inundación y destrucción que han azotado a la zona, las memorias en medios de comunicación, como radio, TV, diarios y, por supuesto, reportes técnicos de cada uno de los eventos de inundación, tantos como sea posible. Esta información permite realizar comparaciones y contrastaciones del evento analizado con otros previamente suscitados.

- Otros factores de influencia en la inundación. Existen factores que aunque no sean determinantes en la inundación pueden influir en ella en cierto grado. Aquí se pretende conocer qué tan correctamente se ha manejado la zona en forma integral, en aspectos íntimamente ligados con el plan de desarrollo. Se deben investigar los niveles de deforestación de la zona en desastre, así como otros cambios en el uso de suelo en las cuencas de aportación. También se debe investigar la venta de terrenos de bajo valor, pero con alto riesgo, así como la invasión de llanuras naturales de inundación; esto es, la no observancia de los planes de ordenamiento territorial. En el ámbito poblacional y de servicios municipales, es deseable contar con información de los niveles de marginación, sistemas de recolección de basura y cultura de los desechos.

La fase de recopilación será complementada con investigaciones de campo posteriores al evento, para actualizar la información que así lo requiera. Como resultado del análisis de la información es posible establecer sitios críticos para estudio de mayor detalle.

A.2 Estado y calidad de información hidrometeorológica e hidrométrica

Es posible que los registros de las estaciones tanto climatológicas como hidrométricas estén incompletos. Ante la potencial falta total de información tanto climatológica como hidrométrica se podría pensar en usar la información de cuencas vecinas en las cuales se hayan generado eventos similares. Ahora, para el caso de los registros de precipitación, el uso de métodos de generación indirecta de información, tales como la interpolación o la transposición de tormentas, restará significativamente la confiabilidad del análisis, por lo que en la medida de lo posible debe evitarse. Por ejemplo, en el caso de que falte información de precipitación, todavía queda la opción de utilizar sólo los registros hidrométricos.

En las estaciones hidrométricas, por su parte, la ausencia de información puede presentarse en lapsos en los que precisamente se dieron eventos importantes, en cuyo caso se puede acudir a métodos alternativos para completar información con base en otras estaciones cercanas que cuenten con registros. Por otro lado, puede que se trate solamente de pequeños huecos, donde el analista sea capaz de inferir la información mediante algún método de interpolación. En general, si en la cuenca de interés existe un registro de gastos, éste debe usarse de manera directa.

A.3 Sistema de información geográfica

Las ventajas de contar con un sistema de información geográfica (SIG) de la zona de estudio son evidentes. Desde el momento en que se identifica una cierta área de interés con potencial de sufrir daños por inundación, se recomienda la generación de un SIG, donde se vierta todo tipo de información geográfica, geomorfológica, climatológica e hidrométrica, que se vaya recopilando, para de esta forma manejar de manera integral toda la cartografía de la zona. En dicho sistema también es posible mantener capas de información social y económica, que en algún punto de la evaluación pueden aportar elementos importantes. Si se cuenta con el SIG en el momento de ocurrencia del evento, se podrá ingresar la información que se vaya recopilando en campo y con ello ir actualizando en tiempo real registros específicos que hagan de éste una herramienta dinámica altamente útil para los análisis posteriores. Si al momento del desastre no se cuenta con el SIG, debe considerarse seriamente la integración de uno para ese análisis específico, a fin de ir vertiendo en él toda la información recabada. En el SIG deben generarse en principio mapas base de la zona afectada y de las cuencas aportadoras. A manera de ejemplo, en la figura 1 se muestra el mapa base de la cuenca media y baja del río Grijalva, en el sureste de México, en el cual se ha delimitado el área de aportación, apreciándose el relieve.

A.4 Caracterización geomorfológica de cuencas

Para entender la dinámica hidrológica del proceso que haya experimentado una zona, se debe realizar un análisis que considere la modelación integral del sistema hidrológico de la cuenca afectada y sus cuencas aportadoras. Esto con el fin de tener clara la situación existente en la cuenca ante la ocurrencia del evento inundante.

Delimitación de la zona y caracterización de las cuencas

La delimitación de cuencas y subcuencas —tanto las afectadas por la inundación como las de aportación— se debe basar en criterios técnicos que tomen en cuenta las

características topográficas e hidrológicas del lugar. Se trazará el parteaguas, a fin de definir las cuencas que serán la base para la caracterización geomorfológica. Es deseable contar con un modelo digital de elevaciones (MDE), con una escala de por lo menos 1:25 000 según los recursos lo permitan, aunque para la cuenca alta se puede usar una escala 1:50 000 y para la planicie sería provechoso una escala 1:10 000. El MDE, además de permitir la representación gráfica de la forma y las elevaciones de la superficie en estudio, se convierte en una herramienta poderosa para los análisis subsecuentes, por ejemplo, para la obtención de datos morfométricos para el cálculo de los parámetros hidrológicos. Las cuencas, vistas desde un enfoque hidrológico, funcionan como un gran sistema que recibe las precipitaciones y las transforma en

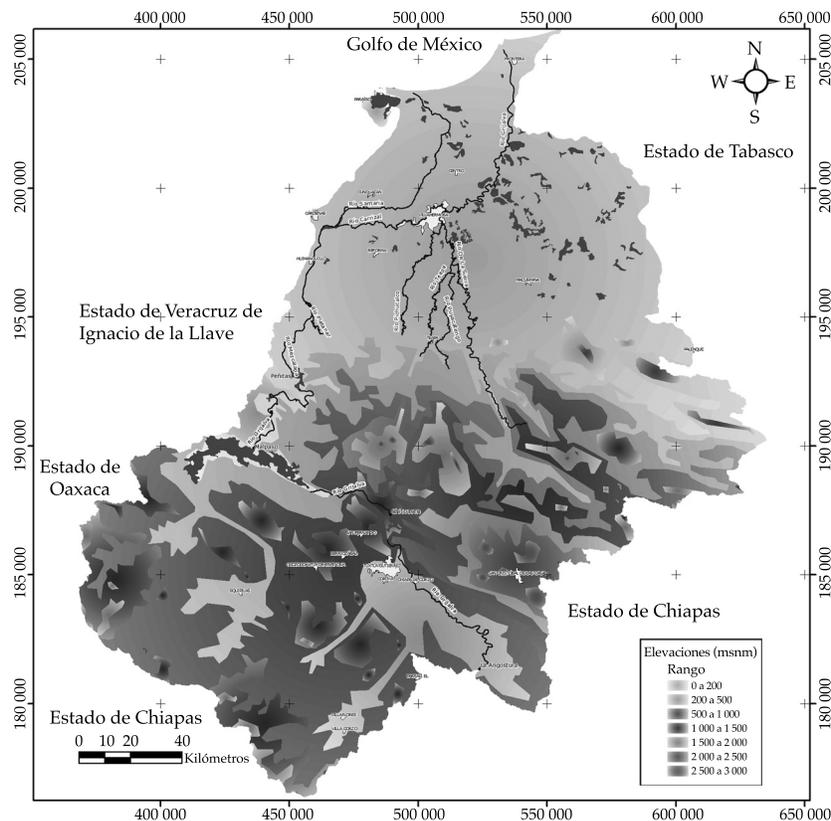


Figura 1. Cuenca media y baja del río Grijalva en un SIG.

escurrimiento. Esta transformación depende de una gran variedad de parámetros, por lo cual, para conocer el funcionamiento de la cuenca, se debe caracterizarla geomorfológicamente mediante los parámetros físicos, como la longitud y pendiente de la cuenca y del cauce, y parámetros de relieve, como las curvas hipsométricas, así como información sobre el tipo y uso del suelo, y la cobertura vegetal. Para todos estos elementos, el SIG se constituye como la herramienta ideal de análisis y visualización.

Fase B. Análisis hidrometeorológico e hidrológico

En definitiva, esta etapa del análisis es una de las más críticas de la metodología. La comprensión de los procesos hidrometeorológicos e hidrológicos en la cuenca se constituirá en la base del estudio y sobre ésta se apoyará el entendimiento del evento que generó los problemas de inundación.

B.1 Génesis de las tormentas

Para el análisis forense de inundación resulta primordial conocer la génesis de la tormenta generadora del evento inundante. Se entiende como una tormenta a un conjunto de lluvias de características bien definidas que obedecen a una misma perturbación meteorológica. Ésta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días; asimismo, puede abarcar, especialmente, desde pequeñas zonas hasta vastas regiones. La escala temporal y espacial del estudio de una tormenta está dividida en dos escalas: mesoescala, con sistemas en una escala horizontal de varios cientos de metros a kilómetros y con una duración de unas cuantas horas, tales como las tormentas convectivas, las circulaciones de brisas, y los vientos de montaña y valles; por otro lado están las de escala sinóptica o escala grande o ciclónica, con varios cientos de kilómetros y una duración de varios días o semanas, tales como los ciclones de latitudes

medias. Así pues, la información generada por los reportes sinópticos, así como los boletines y pronósticos que emite la autoridad competente, deben ser suficiente para establecer la génesis del fenómeno ocurrido y de igual forma para dejar claro si fue un solo fenómeno o una combinación con otros.

B.2 Distribuciones espacio-temporales

La distribución espacial se estudia mediante los denominados mapas de isocontenidos, que están formados generalmente por isolíneas o líneas que unen puntos de igual valor. Existe *software* para la construcción de estos mapas con muy diversos métodos de interpolación, aunque la mayoría de las veces, si se quiere ir más allá de las técnicas convencionales, se requiere de un refinamiento con criterios personales. Los mapas de isolíneas permiten visualizar la distribución de las variables y obtener información sobre su evolución espacial. La distribución temporal se representa a través de gráficos de evolución temporal, los cuales representan la variación de cualquier variable con el tiempo en un punto determinado. Esta información permite manifestar tendencias y detectar variaciones estacionales. La cantidad de precipitación en una región hidrológica es uno de los factores climáticos que mayor variabilidad registra año con año. Esta variabilidad no está sólo referida al tiempo sino también al espacio, lo que significa que la lluvia depende de las condiciones locales (Gutiérrez, Aparicio, & León, 2005). Para la representación de la lluvia dentro de la cuenca afectada y de las cuencas aportadoras se puede obtener una distribución de la lluvia mensual, tomando en cuenta la totalidad de las estaciones y de los registros, que proporcionará información sobre los meses donde se concentra mayormente la precipitación. Asimismo, se pueden generar gráficos para la representación de la precipitación acumulada mensual para cada una de las estaciones, con la finalidad de hacer evaluaciones parciales en cada una de ellas; todo lo anterior como análisis antecedente y

marco de referencia. De igual forma se pueden construir curvas masa media para determinar la variación en el tiempo de la precipitación media en la cuenca. Para reconstruir el campo de lluvias que ocurrió antes y durante el fenómeno de inundación se deben realizar mapas de isoyetas (Ramírez, 2012), para visualizar la distribución espacial de la tormenta, con duraciones que pueden ir desde 5 minutos hasta más de 96 horas, y así identificar el foco y la evolución de las tormentas, según sea necesario.

B.3 Análisis de series de tiempo y determinación de parámetros estadísticos

El análisis de series de tiempo es una herramienta útil para examinar la evolución del clima pasado y presente. De acuerdo con Escalante y Reyes (2005), las series de tiempo son un conjunto de observaciones realizadas en forma secuencial, normalmente a intervalos iguales, y presentan características estadísticas que muestran su tendencia en el comportamiento. Las series de tiempo pueden ser anuales o periódicas, y dentro de estas últimas, estacionales, mensuales, semanales, diarias u horarias. Las series de tiempo pueden ser univariadas o multivariadas, dependiendo de si se trata de una o varias variables, respectivamente. Éste puede ser un análisis básico, pero fundamental en todo estudio. Con tales medidas se persigue plasmar en pocos indicadores el conjunto de observaciones de una variable y describir con ellas ciertas características de grupos, logrando una comparación más precisa de los datos, que la que se puede conseguir con tablas y gráficas. Además, estos estadísticos descriptivos serán de utilidad para el cálculo de los parámetros de las funciones en el análisis de frecuencias. Si se quisiera profundizar más en el tema, se puede hacer uso de metodologías de hidrología estocástica. El proceso estocástico se caracteriza porque tiene una tendencia general o componente determinística y un cierto grado de incertidumbre o componente aleatoria del evento. Este análisis se realiza tanto con los registros históricos de precipitación como de escurrimiento en la zona de estudio.

B.4 Análisis probabilístico de frecuencias

El análisis de frecuencias consiste en la asignación de la frecuencia de excedencia o el intervalo de recurrencia de los eventos. La aproximación matemática al análisis de frecuencias se basa en una distribución de probabilidad. Los parámetros de la distribución de probabilidad están definidos como funciones de las estadísticas de las observaciones (WMO, 1994), y definen propiedades de ubicación, escala, forma y asimetría, entre otras propiedades. Existen varias técnicas de estimación de parámetros, entre los que destacan los métodos de momentos y de máxima verosimilitud (Kite, 1988). El análisis probabilístico de frecuencias es simplemente un procedimiento para estimar la probabilidad de excedencia de eventos futuros o pasados (Haan, 1986). Para los fines de este estudio, lo que se requiere es determinar la probabilidad de excedencia del propio evento inundante. Debido a que el gasto máximo y su correspondiente hidrograma están controlados por muchos factores climáticos y fisiográficos, su estimación más confiable se basa en el procesamiento probabilístico de la información de las crecientes observadas, ya sean de gastos o niveles. Por otra parte, el análisis probabilístico de las lluvias máximas o precipitaciones extremas permite la construcción de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, las cuales caracterizan a las tormentas en la región de estudio. Estas curvas son también una herramienta invaluable para la determinación de escurrimientos en cuencas no aforadas. Una vez que ya se ha recabado la información hidrometeorológica e hidrométrica, se ha verificado la calidad de la misma, así como obtenido los estadísticos muestrales y parámetros estadísticos, se puede realizar el análisis probabilístico de frecuencias. La longitud mínima recomendada por varios autores va desde 10, 20, hasta 25 años (Esparza, 2005). En forma general, tanto para registros de precipitación como para registros de flujo, el procedimiento que se debe seguir para

continuar con el análisis hidrológico de esta guía es ajustar los datos a varias funciones mediante un proceso analítico, después seleccionar la distribución de mejor ajuste, para con ella evaluar las magnitudes de los eventos para diferentes probabilidades de ocurrencia o periodos de retorno. Cualquiera que sea el análisis en este sentido, se realiza tanto con datos de precipitación como de escurrimiento (si es que estos últimos existen).

B.5 Estimación de lluvia en exceso o efectiva del evento

La lluvia en exceso es la diferencia entre la lluvia total registrada y las abstracciones hidrológicas. Se trata entonces de la precipitación que no es interceptada, no es retenida por la superficie, no se infiltra y no se evapora. Así, es la precipitación efectiva o en exceso la que genera el escurrimiento directo a la salida de la cuenca. En el caso de cuencas aforadas, se tendrá un registro simultáneo de precipitación y escurrimiento de una tormenta, por lo que la lluvia en exceso se calcula a partir del gasto directo determinado del hidrograma de la avenida, mediante la división del volumen de escurrimiento directo entre el área de la cuenca. Por otro lado, si no se conocen las abstracciones, como en el caso de cuencas no aforadas, se utilizan métodos específicos para ese fin, como el modelo del número de curva desarrollado por el *Natural Resources Conservation Service* (NRCS, 1986). De acuerdo con la información recolectada, se elegirá el procedimiento a aplicar para el análisis forense de inundaciones.

B.6 Establecimiento de periodos de retorno de precipitación y gasto del evento

El periodo de retorno (T) se debe entender como el intervalo de tiempo en que, en promedio y a la larga, un evento de una magnitud dada puede ser igualado o excedido (Aparicio, 2005). En término de probabilidades, el periodo de

retorno es el inverso de la probabilidad de excedencia de dicho evento, $T = 1 / P(X \geq x)$. En virtud de la no linealidad de la relación lluvia-escurrimiento, debe diferenciarse entre el periodo de retorno para lluvias y gastos. El periodo de retorno de una determinada lluvia no es el mismo que el periodo de retorno del escurrimiento generado por esa misma lluvia. Aldama, Ramírez, Aparicio, Mejía y Ortega (2006) han demostrado ya matemáticamente que el periodo de retorno de una tormenta difiere del periodo de retorno de la avenida que produce, aunque son pocos los esfuerzos que se han hecho por establecer la naturaleza de dicha no linealidad. Eagleson (1972) fue el primero en abordar esta temática y analizarla de forma analítica. Este proceso por naturaleza es complicado, sin embargo, el contenido de humedad del suelo al momento del evento de precipitación es una variable clave en el análisis, así como los cambios en la vegetación, el uso del suelo y las actividades antropogénicas en la cuenca. Por tanto, una lluvia de 100 años de periodo de retorno no necesariamente genera un gasto de 100 años de periodo de retorno. Es probable que en una cuenca sujeta a urbanización o deforestación crecientes, una misma lluvia genere escurrimientos con periodos de retorno cada vez mayores.

Se propone estimar el periodo de retorno asociado con el evento inundante de la siguiente forma: ubicar el gasto asociado con el evento inundante en la lista de probabilidades asignadas mediante una fórmula de posición de graficación, como la fórmula de Weibull (Kite, 1988), considerando que en el registro no se incluyó el valor del evento en cuestión, sólo los valores históricos, o sea, sólo los registros hasta el año anterior al que sucedió la inundación. Si este gasto se encuentra dentro de las magnitudes registradas en los datos históricos, fácilmente se podrá asignar un periodo de retorno a dicho evento. Sin embargo, si el gasto se ubica fuera de las magnitudes de los registros, entonces el periodo de retorno T del evento inundante se puede calcular a partir del ajuste de los registros

a la FDP una vez más, considerando que en el ajuste no se incluyó el valor del evento en cuestión. Para este caso, aunque el gasto tenga una magnitud mayor que la de los históricos, será posible extrapolar, para asociarlo con un periodo de retorno. Con estas dos formas de asignación de T , se pretende que dicho valor no se vea influenciado por la longitud del registro y la propia magnitud del evento. Después se puede integrar el valor del gasto asociado con el evento inundante a los registros históricos, lo que dará como resultado una modificación tanto en el ajuste de los registros a la FDP como en los valores para el intervalo de recurrencia mediante la posición de graficación y, por consiguiente, se tendrá que el valor de T que se asignó también se verá modificado. Con lo anterior se pretende esclarecer el hecho de que la asignación de probabilidad de ocurrencia es evolutiva y no estática.

B.7 Modelación y simulación del proceso lluvia-escurrimiento

Los flujos de agua que son provocados por la precipitación se estiman con modelos lluvia-escurrimiento, los cuales pueden ser parte del proceso de evaluación del sistema de respuesta de las cuencas analizadas ante un evento de inundación. Los métodos de simulación por medio de *software* se tornan más eficientes y confiables para calcular el escurrimiento a partir de la lluvia, ya que permiten un análisis relativamente detallado, utilizando intervalos pequeños de tiempo. Entonces, si no hay registros hidrométricos disponibles o son muy limitados para una interpretación o extrapolación confiable, las relaciones lluvia-escurrimiento pueden ser muy útiles por su habilidad de inferir información de flujo a partir de registros de precipitación.

Para la modelación del proceso lluvia-escurrimiento, las condiciones iniciales de humedad de la cuenca al comienzo de la tormenta son importantes, al igual que las características de ésta, como la cantidad de precipitación, intensidad y duración.

La precipitación antecedente, un concepto derivado de las lluvias en el pasado inmediato, es el aspecto más importante para la humedad de la cuenca. En general, se considera una función exponencial o inversa del tiempo, de forma que las precipitaciones más recientes serán las mayormente influyentes en la humedad antecedente. Para el análisis de tormentas complejas y de larga duración, es necesario separarlas en tantos intervalos como sea posible. De acuerdo con Linsley, Kohler y Paulhus (1990), en cuencas pequeñas, menores de 250 km², es posible considerar una intensidad promedio dada por la duración y cantidad total de la precipitación, sin mayor pérdida de información. Con independencia del modelo a utilizar para la simulación del proceso lluvia-escurrimiento, es preciso que se contemple una fase de calibración. La calibración permite determinar con suficiente exactitud bajo condiciones específicas cuál es el valor de los errores en los resultados de un modelo o medición con respecto a un patrón de referencia. Es de vital importancia que dichos errores sean lo suficientemente pequeños y que hayan sido determinados con la mayor exactitud posible. Un método de apoyo, sobre todo para la calibración en un punto del modelo a construir, es usar el método de sección-pendiente, el cual se basa en la fórmula de Manning y permite con las huellas del evento y las características geométricas y de rugosidad del cauce hacer una buena estimación del caudal máximo transitado en cuencas no aforadas.

En el mejor de los casos, se contará con un modelo lluvia-escurrimiento ya desarrollado para la cuenca en estudio, pero si no es el caso debe evaluarse la oportunidad de implementar uno. En el primer caso, el modelo puede operarse con los datos de lluvia del evento inundante y observar los escurrimientos resultantes, y compararlos con los observados. Independientemente de la existencia de diferentes modelos lluvia-escurrimiento, se deben tener en cuenta las limitaciones de cada uno de ellos al aplicarse a la zona y con la información con que se cuente.

Fase C. Análisis hidráulico

El análisis hidráulico tiene por objeto obtener representaciones con buena aproximación del comportamiento hidrodinámico natural de los sistemas e infraestructura hidráulica, y aquellas condiciones que intervinieron o formaron parte en el evento. Como herramienta se tomará la modelación como una representación simplificada de un sistema real.

C.1 Modelación y simulación hidráulica de la red de cauces, llanuras de inundación y zonas urbanas

Para simular o reproducir el comportamiento hidrodinámico de una red de cauces es necesario llevar a cabo el proceso de modelación. Se busca contar con un modelo hidráulico avanzado para la cuenca en estudio. Para lograrlo, es necesario conocer la geometría de los cauces y las variables hidrodinámicas del sistema, para así comparar los resultados del modelo con lo observado en la realidad, y contar con un modelo hidráulico calibrado que permita analizar de forma certera lo sucedido durante el evento de inundación.

Para la integración inicial del modelo hidráulico, es necesario conocer algunas variables geométricas de la red de cauces, como el eje del cauce, características por sección, elevaciones y profundidades. Esta información generalmente se obtendría de campo, por lo que los levantamientos topográficos directos serían ideales, sin embargo y como se ha venido recomendando, el uso del SIG facilitará los procesos, por lo que este caso no será la excepción. Al contar con la información topográfica del terreno de por lo menos una escala 1:5 000, se pueden obtener detalles después del análisis del MDE, pero se debe tener en cuenta la topografía del cauce para poder escoger una buena escala y con ello generar secciones que proporcionen las características ya mencionadas. Asimismo, es necesario conocer algunas características adicionales, como el tipo de material de la pared del cauce, lo cual se puede obtener

en investigaciones de campo. A todo lo anterior se debe agregar la información sobre el flujo, la cual fue generada en el análisis hidrológico. También se deben considerar las obstrucciones presentes en el cauce —puentes, por ejemplo— y ubicación de estructuras como presas, cárcamos de bombeo, etcétera. Para la modelación se debe tener claro el tipo del flujo. En canales abiertos, el flujo puede clasificarse en muchos tipos y describirse de varias maneras. Será importante decidir si lo conveniente es una modelación en flujo no permanente, para tomar en cuenta el efecto transitorio de los caudales. Una modelación en flujo mixto (dando la oportunidad de considerar flujo subcrítico y supercrítico) será también siempre deseable. La consideración de flujo espacialmente variado será, en la mayoría de los casos, también obligada. De igual forma, y como información para la modelación, es necesario determinar el régimen de flujo de la corriente. Éste se clasifica en función del número de Froude, relación adimensional entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales en estado crítico; subcrítico donde el flujo tendría una velocidad baja, y supercrítico donde el flujo tendría una alta velocidad (Chow, 1994).

Una de las características importantes del cauce es el coeficiente de rugosidad, el cual es el valor que representa la resistencia al flujo por fricción, comúnmente considerado a través de la n de Manning. Chow (1994) menciona una guía para la determinación correcta del coeficiente de rugosidad de Manning, que consiste en cuatro enfoques generales. Es necesario entender los factores que afectan el valor de n , con el fin de adquirir el conocimiento básico del problema y disminuir el rango de incertidumbre; consultar una tabla de valores comunes para n para canales de diferente tipo; examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales comunes, cuyo coeficiente de rugosidad se conoce; determinar el valor de n mediante un procedimiento analítico basado en las distribuciones de velocidad teóricas en la sección transversal de un canal, y en los datos de medición de velocidad o de rugosidad.

La modelación y simulación se han de hacer para las condiciones de funcionamiento normal de la red, así como para la eventualidad de la inundación. Los niveles aquí resultantes serán de primordial importancia, pues son ellos la variable principal en la generación de los mapas de inundación. La modelación hidráulica de la red de cauces proporcionará la información suficiente para la determinación del comportamiento general y del evento extraordinario de dicha red, al igual que los límites de la llanura de inundación en funcionamiento normal y zonas de inundación en eventos extraordinarios. Esta información es importante, puesto que una vez que se delimite la llanura de inundación y se determine si en ella existen asentamientos humanos, se debe llevar a cabo un análisis hidráulico de la zona urbana, para establecer cuán afectada resulta la dinámica de la ciudad, para lo cual también podría simularse el funcionamiento hidrodinámico en las calles.

En general, para la evaluación del análisis hidráulico en la zona urbana, se deben tomar en cuenta parámetros como el tirante del agua, la velocidad, la permanencia de la inundación y la aportación de sólidos.

Los procesos erosivos y de sedimentación provocan daños, como reducción de la productividad del suelo, pérdida y degradación de la tierra, sedimentación de embalses, sedimentación en zanjas de drenaje y canales, así como daños a la infraestructura hidráulica. Los daños de mayor interés para este caso son los ocasionados en la infraestructura que se encuentra circundante o dentro del cauce, al igual que la modificación en la capacidad de conducción del mismo. La primera afectación por socavación y la segunda por sedimentación.

El aumento de la velocidad más allá de un cierto límite o la turbulencia produce socavación. Las avenidas extraordinarias pueden poner en riesgo la infraestructura presente en cauces, por lo que puede ser un factor decisivo para que se agrave una emergencia debida a una avenida extraordinaria. Es por ello que la socavación es un factor a tomar en cuenta

en el presente análisis. La erosión puede desestabilizar la estructura en su totalidad si la socavación se acerca a la cimentación de la obra hidráulica (Wang *et al.*, 2014). De igual forma, un nivel de inundación puede afectar un cauce debido a que podría causar socavación en el fondo de éste, lo cual comprometería las secciones superiores del talud y podría provocar el desplome de las mismas. Por tanto, se debe revisar el diseño estructural de la cimentación de la obra, poniendo especial atención a la fecha de construcción y de reparaciones que se hayan hecho en ella, así como niveles de cimentación e históricos de inundación. Lo que se pretende es analizar el comportamiento que han tenido las estructuras y cimientos, en busca de evidencias de daños e investigar razones de las reparaciones.

Por consecuencia, se requiere determinar la profundidad de socavación relacionada con el evento extraordinario estudiado, para lo cual existen métodos como el de Lischtván-Levediev (Maza, 1987). Con lo anterior se tendrán los elementos para analizar el comportamiento de las estructuras y el cauce.

La modificación en la capacidad hidráulica de un cauce se puede ver afectada debido a que tanto éste como sus respectivas llanuras de inundación están compuestos por sedimentos no consolidados que se erosionan rápidamente durante inundaciones y crecidas de agua. Si durante una inundación el río acarrea sedimentos algo gruesos, éstos tienden a ser depositados a lo largo del fondo del cauce, provocando la formación de un dique natural. Ello puede llevar a que el fondo del cauce aumente y, por lo tanto, los niveles de agua, representando así un potencial de inundación mucho mayor. Un caso muy peculiar que puede aumentar el riesgo de inundación es el deslizamiento de tierra, sea natural o inducido. En este caso, la cantidad de sedimentos a ser transportados por el río aumenta, disminuyendo la capacidad hidráulica o, en el caso más desfavorable, obstruyendo el cauce.

Además está la formación de mareas, pues la sobre elevación del nivel del mar puede actuar

como factor para agravar una inundación sucedida en territorio interno cercano relativamente a la costa o bien ser la causante de una inundación costera. Desde cualquiera de los dos enfoques, los niveles del mar tanto históricos como asociados con el fenómeno deben estudiarse. La sobreelevación del mar puede ser por tres tipos diferentes (además de la marea astronómica): el rompiente de oleaje, el arrastre del viento y la marea de tormenta (USACE, 2008). Los tres tipos de sobreelevación pueden ocurrir de forma combinada, aun ello predomina uno u otro, en dependencia de la configuración costera. Para el análisis de este factor, se debe contar con información del fenómeno que provocó el aumento de los niveles del mar, los propios niveles del mar medidos antes y durante el evento, y la extensión y duración de la inundación costera. Ello dará la pauta para analizar su combinación con otros factores. La inundación costera se puede ver involucrada principalmente en el hecho de obstruir el escurrimiento natural hacia el mar, así como en el desagüe de sistemas de drenaje, además, claro, de sus respectivas afectaciones en la zona costera.

C.2 Revisión de obras hidráulicas y de protección

Para este apartado se debe hacer uso de la información recolectada acerca de las obras, así como la información generada del análisis hidrológico con y sin la inclusión del evento de inundación. Principalmente la revisión de las obras hidráulicas está enfocada a comparar los valores originales de diseño con la información generada del análisis hidrológico para el evento de inundación que se está estudiando, esto es, de acuerdo con los caudales máximos obtenidos de dicho análisis, se deben aplicar esos valores al funcionamiento de las obras y compararlo con el teórico de acuerdo con sus capacidades y diseño. En este sentido, es pertinente observar que la falla de las estructuras podría obedecer tanto a la magnitud del evento que supere al de

diseño como a la falta de robustez estructural de las mismas (Holický & Sýkora, 2009). Sin embargo, puede presentarse el caso en que no se cuente con la información o procedimientos seguidos en el diseño de las obras; si ello ocurre, se tendría que revisar con las políticas de operación actuales, en sustitución de los valores de diseño. Con base en lo anterior se analiza el estado general y diseño de las obras, para definir si éste fue un factor fundamental en el desastre ocurrido. Las obras a revisar son las siguientes:

Embalses y presas

El proceso convencional de diseño de un vaso consiste en determinar una avenida de diseño a través de un análisis de frecuencias, donde se acepta un nivel de riesgo mediante la asignación de un periodo de retorno. Esta avenida de diseño será el pivote de los análisis, pues se verificará la condición actual del embalse de acuerdo con los datos de diseño para después estudiar los volúmenes transitados normalmente y al final el volumen asociado con el evento particular estudiado. En general, se pueden mencionar dos enfoques para estimar avenidas de presas (Aldama *et al.*, 2006): el enfoque hidrometeorológico, donde se trata de analizar registros de precipitación y convertirlos en escurrimiento por medio de modelos lluvia-escurrimiento, a través de los cuales se puede obtener el hidrograma completo de la avenida y el enfoque hidrométrico, en el cual se realiza un análisis de frecuencias de gastos máximos anuales; una vez que se estima el gasto pico asociado con un periodo de retorno, se procede comúnmente a “mayorar” la avenida, esto es, suponer que la forma de hidrograma es la misma que la de la creciente máxima registrada. Es deseable incluir el enfoque bivariado, en el que se habla de un análisis de frecuencias conjunto, lo cual permite asignar un periodo de retorno al hidrograma completo de una avenida y no como en el análisis hidrométrico convencional, que sólo implica referirse al periodo de retorno del gasto pico y no del periodo de retorno del

hidrograma completo (Ramírez & Aldama, 2000).

Estaciones de bombeo

Generalmente las estaciones de bombeo son usadas para desalojar las aguas residuales o pluviales de una zona que por sí misma no puede drenarse por gravedad y con ello evitar encharcamientos. Otra de las funciones de las estaciones de bombeo es servir directamente como protección a inundaciones, por ejemplo, en avenidas máximas mantener el nivel de algún canal o dren, transportando el agua por medio de estaciones de bombeo a algún cauce con mayor capacidad. Los factores de las estaciones de bombeo que principalmente serán revisados corresponden a su ubicación y funcionamiento. Para verificar el funcionamiento de las bombas, generalmente no se cuenta con toda la instrumentación para efectuar una prueba en donde se revise el comportamiento completo. Sin embargo, basado en la información del fabricante, como la curva de comportamiento, el equipo debe cumplir haber operado bajo determinadas condiciones, para así asegurar que el funcionamiento fuera adecuado. Existen dos parámetros que se deben determinar: la carga total y el caudal. En vista de que la mayoría de las instalaciones cuentan con medidor de caudal, la tarea restante consiste en la determinación de la carga total. Conociendo esta última, la prueba de verificación del funcionamiento se realiza al localizar la intersección de estas dos variables en la curva del fabricante, la cual debe estar muy próxima al punto de diseño de la bomba. Para cualquiera de las dos funciones aquí mencionadas para las estaciones de bombeo, la falla resulta un factor importante a tomar en cuenta para evaluar la gravedad de la inundación y sus correspondientes afectaciones.

Canales y drenes

Aquí se analizan solamente los cauces modificados y artificiales construidos para

mejorar el sistema hidráulico de la zona. La revisión será cualitativa, principalmente, verificando los datos de diseño, como el talud, las velocidades mínima y máxima del flujo, y los criterios que se utilizaron para estimar el bordo libre, así como la zona de inundación respectiva al cauce. La pendiente longitudinal es una de las variables hidráulicas de mayor importancia en la energía del río y es por ello que los cauces necesitan un espacio de movilidad fluvial donde desborde el agua en crecidas y disipar su energía. Se deben revisar entonces las características de diseño del cauce, así como la evolución histórica de éste y las características actuales antes de la inundación, para referir si algún factor en la evolución del cauce o dren pudo haber sido decisivo y agudizar con ello dicha eventualidad. Se deben buscar relaciones de degradación o mejoras, así como describir las deficiencias de las estructuras presentes sobre el cauce y su funcionamiento. Finalmente, la revisión cualitativa de los cauces y drenes estará implícita en el análisis de los resultados de la modelación hidráulica.

Sistemas de abastecimiento de agua potable

Los sistemas de abastecimiento de agua potable pueden llegar a fallar en eventos de inundación y dejar a la población sin servicio, lo cual representa principalmente problemas de salud pública. Debido a ello, el estudio de estos sistemas se convierte en un factor de análisis como parte del enfoque forense de inundaciones. Para el análisis de este tipo de obras hidráulicas, los factores más importantes son la ubicación, específicamente de la línea de conducción desde la fuente, así como el tipo y medio de abastecimiento. Dependiendo de la fuente de abastecimiento se deriva el problema relacionado con la inundación: desde una presa o embalse, el problema principal podría estar dado por una falla en la cortina y por consiguiente en la obra de toma; en los casos en los que el abastecimiento es por bombeo desde un pozo hasta un tanque, el abastecimiento se verá suspendido si las bombas son alcanzadas

por el nivel de la inundación. Después de revisar la fuente de abastecimiento y verificar si hubo alguna falla, se deben buscar fallas en la línea de conducción. Se pueden tener diferentes tipos de instalación de estas líneas de conducción desde enterradas, a nivel o elevadas. En cualquiera de los tipos de instalación anteriores, si la línea de conducción se ubica en la planicie de inundación de un cauce, ésta podría romperse por la fuerza que ejerza el agua sobre ella. Por lo anterior, debe revisarse la topografía de donde se ubica el sistema, los materiales de la tubería, cruceros y piezas especiales. Entonces, el sistema de abastecimiento de agua potable puede fallar debido a inundaciones en obras de cabeza principalmente. Es por lo expuesto ya, que en estos casos el gasto de la creciente y los gastos de diseño cobran un papel secundario.

Sistemas de drenaje

La función principal de los sistemas de drenaje es conducir las aguas residuales o pluviales captadas en los sitios de asentamientos humanos hasta sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes (Conagua, 2007). Para los sistemas de drenaje, ya sea sanitario, pluvial o combinado, el factor más importante para que éste falle es que se vea sobrepasado en su capacidad; por tanto, en lo que se necesita poner la mayor atención es en las características de diseño de la tubería, esto es: gasto de diseño, diámetro y material. De igual forma, se deben revisar las velocidades de diseño, las de funcionamiento real y las presentadas durante el evento de inundación, así como la presión en conductos que trabajen bajo ese precepto. Además de lo anterior, el arrastre de materiales o basura hacia el sistema pueda ser de consideración, lo cual obviamente genera problemas tanto para el desalojo del exceso de agua en calles como para el tránsito del flujo en el interior de las tuberías. Con esto, aunque sea difícil tener evidencias justo antes del evento, será posible inferir una tendencia en el comportamiento general de esas acciones, lo cual será de ayuda para esclarecer si el sistema

falló por cuestiones de diseño o por motivos externos. El método más utilizado para la revisión y el diseño de sistemas de drenaje ha sido el método racional, sin embargo también se podría utilizar el hidrograma unitario instantáneo en caso de contar con mediciones simultáneas de gastos a la salida de la cuenca urbana y lluvia en algunos puntos dentro de ella, o bien si se carece de hidrometría, también puede usarse el concepto de hidrograma unitario sintético (Ramírez, 2012).

Infraestructura de protección

Para el diseño de obras de protección contra inundaciones, se toma en cuenta como parámetro principal el periodo de retorno al que se asocia la avenida de diseño. Los periodos de retorno se relacionan con las características del área a proteger. Si alguna obra de protección de las enlistadas anteriormente o alguna otra presente en la zona de estudio falló durante la contingencia, se llevará a cabo la revisión de su funcionamiento para encontrar la causa de tal fallo.

Fase D. Análisis integrador

D.1 Revisión de planes y programas de acción y desarrollo

En un plan de desarrollo visto como una herramienta de gestión que busca promover el desarrollo social en una determinada región se intenta mejorar la calidad de vida de la gente y atender las necesidades básicas insatisfechas. Aun cuando las organizaciones civiles pueden trabajar por el desarrollo de la sociedad, el concepto de plan de desarrollo suele estar emparentado con la acción del Estado, sus políticas y estrategias. Se debe revisar que las políticas y estrategias concentradas en los planes de desarrollo sean claras y precisas y, por supuesto, que se hayan ejecutado o estén en proceso. Se debe revisar el seguimiento de estas acciones, pues al tratarse de visiones estratégicas de futuro, por ofrecer soluciones

que se mantengan en el tiempo, su importancia recae en el ámbito de lo vital para la población, su seguridad y bienestar. Se debe investigar que los planes hayan sido diseñados para ser sostenibles, con mejoras que queden en la sociedad, aun cuando el plan ya haya concluido. En este sentido, se buscará que un plan de desarrollo enseñe a la población a tratar con los riesgos latentes y no que dirija totalmente las acciones a sólo la restauración, aun siendo ésta la medida que secunda la acción principal, promoviendo así la autosuficiencia. Un plan de desarrollo implica compromiso político para llevarlo a cabo y, por supuesto, requiere de una inversión monetaria que permita concretar los proyectos. Se debe seguir sin entrar a niveles de auditoría los montos invertidos en los proyectos y realizar una especie de análisis costo-beneficio con corte a la fecha del desastre ocurrido, tratando de discernir entre la aplicación de estos recursos y los beneficios conseguidos. No se debe dejar de lado que como parte de los planes de desarrollo están temas como zonas de reforestación, zonas protegidas que están en relación directa con niveles de tala y deforestación de la zona en desastre, así como otros cambios en el uso de suelo en las cuencas de aportación, lo cual puede ser analizado con mapas históricos de vegetación y uso de suelo, para así ver la evolución de la zona. También se deben investigar los planes de ordenamiento territorial, en donde se buscará ubicar la venta de terrenos de bajo valor, pero con alto riesgo, averiguando la concentración de asentamientos humanos vulnerables, así como la invasión de llanuras naturales de inundación tanto para asentamientos urbanos como para zonas de comercio u otros usos y, sobre todo, averiguando la legalidad de dichas ocupaciones emparentadas con el mismo plan. Es importante conocer también los niveles de marginación relacionados con zonas de ocupación de alto riesgo, los factores que influyen para que la población radique en esos lugares y si el gobierno es sensible a dicha situación de riesgo y, en su caso, qué acciones se han tomado al respecto.

Finalmente, pero no menos importante, es el análisis de los sistemas de recolección de basura y cultura de los desechos, especificando puntos de concentración de los desechos, días de recolección, destino; en general, obligaciones municipales y la cultura popular de los desechos en conjunto, buscando que esto no haya sido un factor que haya acrecentado el impacto del desastre, principalmente por la disminución en la capacidad de drenaje en las zonas urbanas.

D.2 Manejo de la emergencia

El manejo de la emergencia comprende desde las acciones que anteceden a ella hasta la atención inmediata a la población e infraestructura durante el desastre (DGPC, 2006). Las acciones de previsión y alerta se pueden resumir prácticamente en programas a diferentes niveles y áreas. Entre éstos se encuentran los programas en el ámbito social y de instituciones para la difusión y el conocimiento de la población ante los riesgos a los que están expuestos. Estos programas son principalmente de los gobiernos federal y local, debido a que en ellos recaen las funciones de Protección Civil estatal y municipal. Asimismo, se debe reconocer el valor de los programas para el monitoreo en tiempo real de eventos que pongan en riesgo a la población, conocidos como sistemas de alerta temprana; o en su caso, la ausencia de este tipo de herramientas. Las acciones de atención a la población durante la emergencia podrían convertirse en el eje de todos los procedimientos planteados a realizar ante una emergencia, pues todo lo que se haga debe estar fundamentado en la protección y salvaguarda de la población, más allá de pérdidas económicas. Las acciones son el resultado de la planeación y lo proyectado en los programas, por lo que para la reducción del impacto durante el desastre se debe asegurar una adecuada preparación. La revisión de este rubro debe estar enfocada a los programas con los que cuenta la zona estudiada, dirigido en específico al grado de avance, eficiencia

y legitimidad en la ejecución de ellos, pues de la correcta aplicación de estos programas depende el éxito en los objetivos que en cada uno de ellos hayan sido planteados. Si los programas analizados no fueron ejecutados según lo planeado, identificando la causa para que ello sucediera, esto puede convertirse en un factor determinante para magnificar la magnitud del desastre.

D.3 Integración de los análisis hidrológicos e hidráulicos con otros factores

En este apartado se deben integrar en un solo análisis conjunto todos los factores técnicos involucrados en la inundación y sumar ahora los factores de carácter social y económico que se hayan podido obtener. Esto es, los planes de ordenamiento territorial y de desarrollo, grado de marginación de la población y manejos de los desechos, entre muchos otros. Sería idílico pensar que se tienen en consideración todos los elementos actuantes. Es por ello que a consideración del analista se debe agregar todo aquel elemento que aquí no se haya mencionado y se crea tenga alguna influencia sobre el caso particular de inundación. Con lo anterior se pretende identificar cuáles de estos factores fueron los fundamentalmente determinantes para que se presentara la eventualidad o bien para que ésta se viese agravada. Además es conveniente jerarquizarlos, pues así se tendrá un medio más eficiente para establecer objetivamente las causas y los efectos de la inundación, y las propuestas de acciones que ayuden a minimizar el riesgo de un evento similar en el futuro. Se debe tener en cuenta que a lo largo de todos los análisis se ha tenido un carácter estático, por lo que el aspecto dinámico de los factores externos actuantes será difícil de evaluar. Es importante recordar que no existen sistemas aislados sino en relación dinámica con otros elementos de un ambiente circundante, por lo que si se logra un adecuado acoplamiento de cada uno de los factores analizados, será posible tener un acercamiento a la realidad de lo sucedido, minimizando la incertidumbre.

D.4 Generación de mapas de inundación y determinación de afectaciones

Un mapa de inundaciones es el que demarca la intersección de los niveles del agua con la superficie del terreno correspondiente a caudales de interés. De esta manera se pueden delimitar las áreas que tienen diferentes niveles de riesgo, y prohibir o restringir la ocupación o el uso de los terrenos que tienen altos niveles de riesgo. Para la generación de los mapas de inundación bajo procedimientos automáticos es posible la aplicación de *software* que lleve a cabo en forma acoplada la modelación hidrológica e hidráulica hasta escalas a nivel de calles; o bien bajo procedimientos cuasi-automáticos, en donde será posible la generación de mapas de inundación utilizando modelaciones hidrológica e hidráulica separadas, y llevando una integración externa en conjunto con el *software* de SIG. Es sabido que los tipos de modelación que se realizan de forma separada incrementan los errores debidos a la manipulación y transferencia de la información, y se limita la capacidad del modelo acoplado para pronosticar niveles de inundación, pero ciertamente si cada uno de los modelos se aplica de forma adecuada, los errores serán mínimos. Entonces, la generación de los mapas de inundación será a través del siguiente procedimiento: se genera el MDE y se obtiene el mapa de las cuencas; en forma alterna y una vez más con el MDE y topografía a detalle, se obtiene el alineamiento de los cauces y características de los hombros y secciones transversales. Con el modelo hidrológico se obtienen los gastos, siendo éstos el insumo para el modelo hidráulico. Una vez hecha la simulación hidráulica, se obtienen los niveles de inundación en las secciones transversales; finalmente, estos niveles se procesan y se combina la información geográfica e hidráulica para generar la delimitación en planta de los mapas de inundación. Como ejemplo, en la figura 2 se muestra la extensión de la inundación en 2007 en las planicies de Tabasco.

Una vez generados los mapas de inundación teóricos a partir de la modelación,

éstos pueden compararse con la superficie real inundada, analizando las diferencias que ellos presentan, tratando de localizar zonas con mayor problemática y relacionándolas con todos los factores ya analizados anteriormente. De esta forma es posible establecer una relación entre dichos factores y las zonas de inundación. Los mapas de inundación teóricos servirán como elementos para la delimitación de las zonas de riesgo en forma generalizada y el mapa de la inundación estudiada servirá para la delimitación de las afectaciones que se hayan presentado. Esto permitirá establecer de manera objetiva las causas principales para que el evento se presentara con tal magnitud.

Una vez determinados los niveles que se presentaron en las zonas urbanas de acuerdo con la modelación hidráulica, se puede determinar el porcentaje de daño que se presenta

en relación con el tipo de que se trate: directos, esto es, en viviendas, centros educativos, infraestructura de salud, locales públicos, etcétera; indirectos, como el flujo de bienes, interrupción de servicios y sistemas de comunicación, y pérdidas de horas-hombre, entre otros; y los económicamente intangibles, como los damnificados en sí, los heridos y las pérdidas humanas. En el caso, por ejemplo, de los costos directos, el análisis de la afectación en asentamientos humanos incluye la determinación de las pérdidas económicas en viviendas, empresas y comercios, infraestructura, áreas de cultivo, vías de comunicación y actividades económicas. La metodología a seguir en este segmento se divide en dos acciones: la cuantificación de los bienes afectados como tal, por ejemplo, viviendas y escuelas afectadas, superficie de pavimento dañada, cultivos perdidos, etc., y la

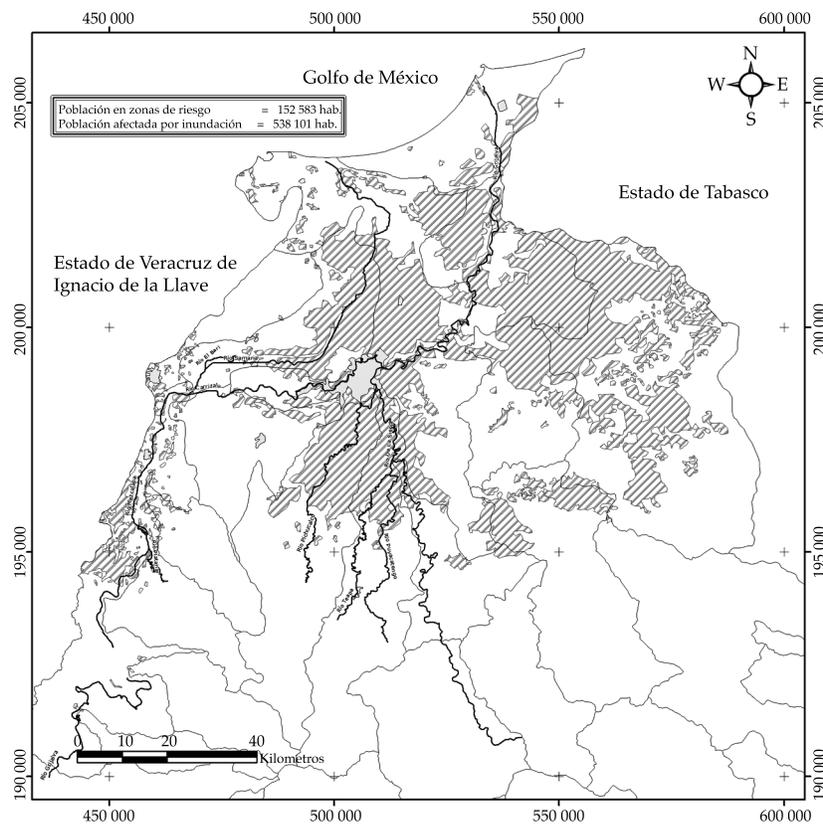


Figura 2. Extensión de la inundación de 2007 en Tabasco, México (Herrera, 2010).

propia cuantificación de costos de tales afectaciones. Para esta última se deben asignar costos unitarios a cada rubro de acuerdo con lo que establezcan las autoridades competentes para cada uno de ellos. En México, por ejemplo, se pueden seguir los criterios del Centro Nacional de Prevención de Desastres (Cenapred, 2006a) para los daños tangibles y los de Iturre (2007) para los intangibles, y algún catálogo o sistema de costos unitarios de reparación u obra nueva, como el que mantiene Conagua (Conagua, 2004).

Fase E. Diagnóstico final

Con el diagnóstico final se busca llegar de forma objetiva a la identificación de los factores que tuvieron un funcionamiento diferente a lo natural o esperado, y con ello jerarquizarlos y ponderar el nivel de falla de cada uno. Al realizar una matriz de factores y darles valor a cada uno de acuerdo con las causas, se estará en posibilidad de determinar de manera objetiva los factores de fallo y será posible disponer acciones necesarias para mitigar el impacto de fenómenos posteriores que pudieran presentarse.

E.1 Contraste con eventos históricos

Con base en el historial de los eventos de inundación y destrucción que han azotado a la zona de estudio, las memorias en medios de comunicación y testimonios personales tanto de los afectados como observadores y autoridades, se debe integrar un documento que permita el análisis en forma rústica, esto es, un análisis muy genérico. Sin embargo, si se tienen análisis completos de eventos anteriores, sin duda alguna se deben usar. Con esto es posible realizar una comparación entre estos eventos y el que se está analizando actualmente, con la finalidad de encontrar factores de influencia recurrentes para la presentación de eventos de inundación en la zona de estudio con magnitudes similares o en un rango de asociación. Ello dará la pauta para poder aseverar si las acciones estructurales y no estructurales han sido

aplicadas de manera adecuada a lo largo de la historia de la zona de estudio o resulta necesaria la aplicación de otras acciones no contempladas anteriormente.

E.2 Resumen objetivo de causas y efectos

El análisis integrado de los factores técnicos (hidrometeorológicos, hidrológicos e hidráulicos), junto con las dimensiones sociales y económicas, explicados anteriormente, permitirán establecer un dictamen objetivo de la causas y efectos. El resultado ofrecerá evidencia documentada de qué tan extraordinario fue el evento desde el punto de vista probabilístico y qué tanto los otros factores externos contribuyeron a la magnificación de los impactos de la inundación. En este sentido, deberá quedar claro, por ejemplo, hasta qué punto una deficiente operación de la infraestructura pudo haber sido causante de los daños; si el principal motivo de éstos fue la ocupación ilegal de zonas de alto riesgo, o si los daños fueron generados por lluvias y escurrimientos con altos periodos de retorno. Es importante notar que en la mayoría de los casos, una combinación de todos los factores puede ser la mejor explicación posible. En ese caso será recomendable establecer una ponderación de las causas, procurando, por supuesto, que ésta se realice con base en los hallazgos objetivos del análisis.

E.3 Lecciones aprendidas y acciones propuestas

Sin duda, una de las mejores forma de capitalizar los hallazgos y resultados del análisis forense de un evento de inundación estriba en la oportunidad de aprendizaje y en el potencial planteamiento de acciones orientadas a evitar o al menos disminuir los daños potenciales por eventos similares (Aparicio, Martínez-Austria, Güitrón, & Ramírez, 2009). Entre los aprendizajes de un estudio forense se encuentran las respuestas a las siguientes preguntas:

¿Qué tan extraordinario fue el evento causante de la inundación? ¿Qué probabilidad

de excedencia se puede asignar a lluvias y escurrimientos? ¿En qué medida el aviso oportuno de la magnitud del evento habría disminuido los daños? ¿La mayor parte de los daños se generaron en zonas inundables y planicies invadidas? ¿Qué rol desempeñó la infraestructura hidráulica tanto en el manejo positivo del evento como en la potencial magnificación de los impactos? En caso de existir infraestructura operable, ¿la política de operación fue la preestablecida en casos de avenidas extremas? ¿El diseño hidráulico de la infraestructura fue el adecuado? ¿Se han respetado los planes de desarrollo urbano? ¿Éstos están adaptados para el caso de inundaciones? En caso de que exista ¿es necesario hacer adaptaciones al atlas de riesgos por inundación? ¿En qué medida la falta de conservación en las cuencas aportadoras se relacionó con los daños generados por el evento? ¿Qué tan adecuada fue la respuesta a la emergencia? ¿Fue favorable la coordinación entre instituciones?

Se esperaría que el análisis forense brindara los elementos necesarios y suficientes para que las autoridades o los tomadores de decisiones establecieran programas orientados a la atención y el control de estos fenómenos en el futuro. Aunque esto en cierta medida se ha dado, sería deseable que el proceso se apoyara en reportes objetivos con base técnica. En la ciudad de Monterrey, por ejemplo, posterior a los daños observados durante el embate del huracán *Gilberto*, en 1988, se construyó una presa de control de avenidas, conocida como Presa Rompepicos, en una de las principales cuencas de aportación del río Santa Catarina, mismo que cruza por la zona urbana. Gracias a esa infraestructura, los daños por inundaciones generados por la tormenta tropical *Alex* en 2010 fueron aliviados en cierta magnitud (Ramírez, 2011).

Otro producto del análisis forense lo constituye, sin duda, la propuesta de acciones orientadas a la disminución de los daños generados por las inundaciones en el futuro. Por supuesto, aunque existen siempre ideas generales, la relación concreta de posibles

cursos de acción dependerá del caso particular del que se trate. Sin embargo, sólo por enumerar algunas, se podría trabajar en lo siguiente:

- Reforzamiento de la red de monitoreo hidrológico e hidrometeorológico.
- Implementación de un sistema de alerta temprana (hidrológico).
- Revisión y adaptación de políticas de operación de infraestructura.
- Revisión de la capacidad hidráulica en puentes y otras obras de drenaje.
- Revisión de la vulnerabilidad de infraestructura urbana (vial, abastecimiento, drenaje, tratamiento, etc.).
- Determinación del grado de vulnerabilidad de los asentamientos regulares e irregulares frente a inundaciones.
- Verificación del estado de los arroyos y cauces ante la posibilidad de obstrucciones e invasiones.
- Desarrollo de un atlas de riesgos contra inundaciones.
- Proyecto de obras y acciones para el control de las inundaciones.
- Incorporación de criterios hidrológicos en los planes de desarrollo urbano.
- Planteamiento de acciones de reforestación y control de suelo en las cuencas altas.
- En el ámbito urbano, estimular el uso de medidas de control en la fuente con buenas prácticas, como los clasificados como “sistemas sostenibles de drenaje urbano”.
- Revisión de planes de coordinación entre los diferentes niveles de gobierno.

Duración sugerida de las etapas

Con base en el alcance de cada etapa y en la experiencia en el desarrollo y la supervisión de proyectos relacionados con el manejo de las inundaciones, se ha establecido, en forma orientativa, la duración requerida en el desarrollo del análisis forense de una inundación. El cuadro 2 muestra las fases y etapas, y la conveniencia de que sean completadas en las tres ventanas de tiempo: antes, durante y después del evento inundante, motivo de análisis.

Órdenes de magnitud de los daños por inundación

Los daños asociados con inundaciones son muy variables y en general dependen de la severidad del evento y de la vulnerabilidad de los sistemas. En México, por ejemplo, los últimos daños importantes asociados con inundaciones se presentan en el cuadro 3.

Como se puede observar, los daños por inundaciones han costado gran cantidad de dinero, que en buena medida ha sido aportado por el Fondo de Desastres Naturales (Fonden) o el Fondo para Atender a la Población Rural Afectada por Contingencias Climáticas (FA-PRACC). Sería deseable, por ejemplo, que en lugar de intentar tener acceso a estos fondos, la visión en torno al problema de las inundaciones se centrara en programas como el Fondo para la Prevención de Desastres Naturales (Fopreden), que es un instrumento orientado a la

prevención más que a la atención de las emergencias.

Conclusiones

Son muy pocos los casos en los cuales es posible solucionar los problemas de inundaciones de forma permanente. Algunas de las razones más importantes que no permiten la solución son el costo de las obras, los conflictos socioeconómicos de las regiones que conllevan intereses en el uso de la tierra y la escasa factibilidad económica de este tipo de proyectos. Por esta razón se utilizan los términos “Control de inundaciones” o “Mitigación de los efectos por inundaciones”, para indicar que estos proyectos tratan de prevenir daños mayores y ofrecen protección hasta un cierto nivel de riesgo. Es inevitable que el control y la mitigación de los efectos por inundaciones sean precedidos por un análisis integral de los eventos que acontecieron

Cuadro 2. Duración sugerida para completar las etapas y fases de un análisis forense de inundaciones.

Fase	Etapa	Antes	Durante	Después			
				Una semana	Un mes	De tres a seis meses	Hasta un año
A. Recopilación e integración de información	A.1	✓	✓	✓	✓		
	A.2	✓					
	A.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	A.4	✓					
B. Análisis hidrológico	B.1			✓			
	B.2	✓			✓		
	B.3	✓					
	B.4	✓			✓		
	B.5				✓		
	B.6				✓		
	B.7	✓			✓		
C. Análisis hidráulico	C.1	✓			✓	✓	
	C.2			✓	✓		
D. Análisis integrador	D.1	✓					
	D.2			✓			
	D.3					✓	
	D.4					✓	
E. Diagnóstico final	E.1					✓	
	E.2					✓	
	E.3					✓	✓

Cuadro 3. Algunos daños asociados con inundaciones en México.

Evento	Año	Monto de daños (millones de pesos)	Referencia
Huracanes <i>Wilma</i> y <i>Stan</i>	2005	39 832	Cenapred (2006b)
Huracán <i>Emily</i>	2005	8 872	Cenapred (2006c)
Inundaciones en Tabasco y Chiapas	2007	31 871	CEPAL (2008)
Tormenta tropical <i>Alex</i> en Nuevo León	2010	16 249	CERNL (2014a) CERNL (2014b)

en el pasado en una zona, ello dará las pautas para focalizar acciones necesarias y lograr los alcances proyectados. Para reducir los factores que influyen en la magnitud del impacto por inundación hay que articular el nivel local con el nivel regional. Las causas y los efectos relacionados con la vulnerabilidad de una zona van más allá del ámbito local. De la misma manera, las acciones correctivas y prospectivas deben tener una aplicación en el nivel de cuencas. La coordinación entre los niveles de gobierno implica acciones de articulación y consistencia de proyectos. Para la implementación del enfoque de mitigación del impacto de desastre por inundación es determinante la coherencia entre los planes municipales, estatales y regionales, la cual permite tener una visión integral del territorio. Es importante considerar la aplicación de medidas estructurales y no estructurales. En relación con las medidas estructurales, se pueden realizar acciones, como el refuerzo de estructuras existentes, reubicación de viviendas, de infraestructura o centros de producción ubicados en zonas de amenaza. Las medidas no estructurales pueden ser activas o pasivas. Las medidas activas son aquellas que promueven la interacción directa con las personas, como la organización para atención de emergencias, el desarrollo y fortalecimiento institucional, la educación formal y capacitación, las campañas de difusión, la participación comunitaria y la gestión en el nivel local. Las medidas pasivas están más relacionadas con la legislación y la planificación: normas de construcción y expedición de códigos de construcción, reglamentos de uso de suelo, estímulos fiscales y promoción de seguros. Estas medidas no requieren de sig-

nificativos recursos económicos y, por tanto, son muy propicias para consolidar los procesos proyectados para la mitigación de efectos por inundaciones. En conclusión, las acciones resultado del análisis deben ser congruentes con el factor influyente en la magnitud del desastre analizado. Cualquiera que sea el factor para que la inundación sea un hecho, es altamente recomendable considerar la cultura de la contratación de seguros. En realidad, la contratación de un seguro no es ni más ni menos que la necesidad de cubrirse por eventualidades o siniestros, es decir, por lo que eventual y fortuitamente ocurra. El 90% de la gente tiene asegurado su auto, y aun así no existe un porcentaje tal de gente que tenga asegurada su casa.

Este artículo presenta una guía metodológica para el análisis forense de las inundaciones de una forma completamente objetiva, con el ánimo general de que contribuya al planteamiento de acciones orientadas a evitar o al menos disminuir los daños generados por estos fenómenos naturales.

Referencias

- Aldama, A., Ramírez, A., Aparicio, J., Mejía, R., & Ortega, G. (2006). *Seguridad hidrológica de las presas en México*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Aparicio, J. (2005). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF: Editorial Limusa.
- Aparicio, J., Martínez-Austria, P., Güitrón, A., & Ramírez A. (2009). Floods in Tabasco, Mexico: A Diagnosis and Proposal for Courses of Action. *Journal of Flood Risk Management*, 2(2), 132-138.
- Blick, E. F (1991). *A Scientific Analysis of Genesis*. Oklahoma City: Hearthstone Publishing.

- Cenapred (2006a). *Guía básica para la elaboración de atlas municipales de peligros y riesgos. Fenómenos Hidrometeorológicos*. México, DF: UNAM.
- Cenapred (2006b). *Características e impacto socioeconómico de los huracanes "Stan" y "Wilma" en la república mexicana en el 2005*. Documento LC/MEX/L.751. México, DF: Centro Nacional de Prevención de Desastres. Comisión Económica para América Latina y el Caribe de las Naciones Unidas.
- Cenapred (2006c). *Características e impacto socioeconómico del huracán "Emily" en Quintana Roo, Yucatán, Tamaulipas y Nuevo León en julio de 2005*. Documento LC/MEX/L.693. México, DF: Centro Nacional de Prevención de Desastres. Comisión Económica para América Latina y el Caribe de las Naciones Unidas.
- CEPAL (2008). *Tabasco: características e impacto socioeconómico de las inundaciones provocadas a finales de octubre y a comienzos de noviembre de 2007 por el frente frío número 4*. Documento LC/MEX/L.864. México, DF: Comisión Económica para América Latina y el Caribe de las Naciones Unidas, Secretaría de Gobernación México, Gobierno del Estado de Tabasco, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- CERNL (2014a). *Consejo Estatal para la Reconstrucción de Nuevo León*. Gobierno del Estado de Nuevo León. Recuperado de <http://www.reconstruccionnl.org.mx>.
- CERNL (2014b). *Juntos reconstruyendo Nuevo León*. En *Memorias del Consejo Estatal para la Reconstrucción de Nuevo León*. Gobierno del Estado de Nuevo León. Recuperado de www.conl.mx.
- Chow, V. (1994). *Open Chanel Hydraulics*. Singapore: McGraw-Hill International Editions.
- Conagua (2004). *Sistema de Consulta del Manual de Costos Estimados para Proyectos de Infraestructura Hidráulica 2004. Versión 2*. México, DF: Gerencia de Evaluación y Programación, Subdirección General de Programación, Comisión Nacional del Agua.
- Conagua (2007). *Manual de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario. Alcantarillado Sanitario*. México, DF: Comisión Nacional del Agua.
- DGPC (2006). *Manual de Organización y Operación del Sistema Nacional de Protección Civil*. México, DF: Dirección General de Protección Civil, Secretaría de Gobernación.
- Eagleson, P. (1972). Dynamics of Flood Frequency. *Water Resources Research*, 8(4), 878-898.
- Escalante, C., & Reyes, L. (2005). *Técnicas estadísticas en hidrología*. México, DF: Facultad de Ingeniería de la UNAM.
- Esparza, J. (2005). *La influencia de la longitud del registro en las estimaciones de gastos de diseño en México*. Tesis de maestría. México, DF: UNAM.
- Gutiérrez, A., Aparicio, J., & León, J. (2005). Modelación del régimen pluviométrico en la ciudad de Morelia. Cap. 2. En A. Gutiérrez, A. Ramírez, & F. Sánchez (Eds.). *Las ciencias del agua en Morelia. Aplicaciones frente a los retos del siglo XXI*. México, DF: IMTA-UMSNH.
- Haan, C. (1986). *Statistical Methods in Hydrology*. Iowa: The Iowa State University Press.
- Herrera, A. (2010). *Guía metodológica para el análisis forense de inundaciones*. Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería. México, DF: UNAM.
- Holický, M., & Sýkora, M. (2009). Forensic Investigation for Fluvial Flood Damage in the Czech Republic. In *Proceedings of ICE-Civil Engineering*, 162(5), Institution of Civil Engineers, UK.
- Hurst, R. (2007). An Overview of Forensic Hydrology. *Southwest hydrology*, 6(4), 16-17.
- Iturre, H. (2007). *Valor social del tiempo*. México, DF: CEPEP.
- Kite, G. W. (1988). *Flood and Risk Analyses in Hydrology*. Littleton, USA: Water Resources Publications.
- Linsley, R., Kohler, M., & Paulhus, J. (1990). *Hidrología para Ingenieros*. México, DF: McGraw-Hill.
- Maza, J. (1987). *Introduction to River Engineering*. México, DF: UNAM, División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería.
- NRCS (1986). *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Technical Release 55. Washington, DC: Natural Resources Conservation Service, USDA.
- Ramírez, A. (2011). *Evaluación del funcionamiento de la presa Rompe Picos*. Reporte técnico que forma parte integral del Informe del Proyecto "Reconstrucción del río Santa Catarina después del huracán Alex", contratado por la Comisión Nacional del Agua. México, DF: ITESM.
- Ramírez, A. (2012). *Hidrología esencial*. México, DF: Editorial Digital, ITESM.
- Ramírez, A., & Aldama, A. (2000). *Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño*. México, DF: AMH, IMTA.
- UNESCO (2008). *Floods*. Recuperado del sitio de Internet de la UNESCO, http://portal.unesco.org/science/en/ev.phpURL_ID=6012&URL_DO=DO_TOPIC&URL_SECTION=201.html.

Dirección institucional de los autores

Dr. Aldo I. Ramírez

Centro del Agua para América Latina y el Caribe, México
 Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey
 Av. Eugenio Garza Sada 2501 Sur
 Colonia Tecnológico Edificio CEDES
 64849 Monterrey, Nuevo León, México
 Teléfono: +52 (818) 3582 000, extensión 5560
aldo.ramirez@itesm.mx

M.I. Lucía Alejandra Herrera Lozano

Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de San Miguel de Allende
 Prolongación Alcozer núm. 2
 Fracc. La Conspiración
 37740 San Miguel de Allende, Guanajuato, México
 Teléfono: +52 (415) 1524 429, extensión 108
alexa.hidraulica@gmail.com



Cinéticas de crecimiento y consumo de nutrientes de microalgas en aguas residuales urbanas con diferentes niveles de tratamiento

• César Carlos García-Gozalbes* •
Universidad de Cádiz, España

*Autor de correspondencia

• Zouhayr Arbib •
Aqualia, España

• José Antonio Perales-Vargas-Machuca •
Universidad de Cádiz, España

Resumen

García-Gozalbes, C.C., Arbib, Z. & Perales-Vargas-Machuca, J. A. (enero-febrero, 2015). Cinéticas de crecimiento y consumo de nutrientes de microalgas en aguas residuales urbanas con diferentes niveles de tratamiento. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 49-68.

El objetivo principal de este trabajo ha sido el estudio de la velocidad de crecimiento y de consumo de nitrógeno y fósforo de un *bloom* de microalgas cultivadas en aguas residuales urbanas con diferente nivel y tipología de tratamiento. Para ello se han cultivado las microalgas por duplicado en discontinuo bajo condiciones controladas de temperatura, luz y aireación, en cuatro medios de ensayo, consistentes en cuatro aguas residuales: (1) salida de pretratamiento; (2) efluente de decantación secundaria; (3) efluente de un reactor anaerobio de flujo ascendente denominado UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket), y finalmente, (4) mezcla de efluente del UASB y agua de secundario, todas de la misma estación depuradora de aguas residuales urbanas. La modelización cinética para el análisis de resultados con los modelos de Verhulst y el Photobiotreatment model indica una evolución temporal diferente de la concentración de biomasa, N y P total disuelto, respectivamente, en los diferentes medios de ensayo. La productividad es mayor en los ensayos con agua procedente del biorreactor UASB ($0.094 \text{ g SS l}^{-1} \text{ d}^{-1}$). En este medio de cultivo, la velocidad de eliminación del nitrógeno no presenta diferencia con el resto de aguas residuales utilizadas en el ensayo, mientras que en el caso del fósforo, la eliminación es la menor de entre todos los medios estudiados.

Palabras clave: aguas residuales urbanas, eliminación de nutrientes, microalgas, fotobiorreactor, modelo cinético.

Abstract

García-Gozalbes, C.C., Arbib, Z. & Perales-Vargas-Machuca, J. A. (January-February, 2015). Growth Kinetics and Nutrient Uptake of Microalgae in Urban Wastewaters with Different Treatment Levels. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 49-68.

The main objective of this work was to study the speed of growth and nitrogen and phosphorus uptake in a bloom of cultured microalgae in urban wastewater receiving different levels and types of treatment. To this end, microalgae were cultured in duplicate with discontinuity under controlled temperature, light and aeration conditions. Four test media were used consisting of four wastewater effluents: (1) pretreatment, (2) secondary clarifier, (3) UASB bioreactor (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) and (4) mixture of UASB and secondary wastewater. All were obtained from the same urban wastewater treatment station. Verhulst and Photobiotreatment models were used to analyze the results. The study found different temporal evolutions of the biomass concentration and total dissolved N and P with the different media tested. Productivity was greater in tests with water from the UASB reactor ($0.094 \text{ g SS l}^{-1} \text{ d}^{-1}$). In this culture medium, the speed at which nitrogen was removed was similar to the rest of the wastewater tested while phosphorus removal was slower than the other media studied.

Keywords: Urban wastewater, nutrient removal, microalgae, photo-bioreactor, kinetic model.

Recibido: 15/01/14
Aceptado: 26/08/14

Introducción

El continuo deterioro del medio ambiente debido a la incorporación de contaminantes de origen antropogénico, y más concretamente en los sistemas acuáticos, tiene un impacto negativo directo en la calidad del agua. Una de las principales fuentes de contaminación del agua son las aguas residuales urbanas. En este sentido, el aumento de la urbanización y la expansión de la población urbana han dado lugar a una mayor cantidad de aguas residuales municipales.

La composición de las aguas residuales es un reflejo de los estilos de vida y las tecnologías para la producción de la sociedad (Gray, 1989). El agua residual contiene sustancias indeseadas, como materia orgánica, sólidos en suspensión, compuestos inorgánicos (principalmente nitrógeno y fósforo) y/o compuestos xenobióticos. Se estima que más de 80% del agua utilizada en todo el mundo no se recoge ni se trata (UNEP, 2010). Por tanto, existe la necesidad de inversión y mejora en los procesos de recogida, tratamiento y eliminación de aguas residuales.

El estado del arte en las tecnologías de tratamiento se ha visto reforzado de manera positiva por el apoyo científico y el interés público. El proceso de tratamiento de aguas residuales urbanas convencional consiste básicamente en cuatro etapas: pretratamiento (desbaste, desarenado y desengrasado); tratamiento primario; tratamiento secundario (en la mayoría de las estaciones depuradoras convencionales, esta etapa consiste en un proceso biológico aerobio denominado lodos activos, aunque también en algunos países como Brasil se está generalizando el uso de tratamientos anaerobios, como los reactores UASB, Upflow Anaerobic Sludge Blanket); y finalmente, la etapa de tratamiento de los lodos generados, que suele incluir un proceso de concentración, otro de estabilización vía biológica o química, y por último, una deshidratación del mismo. Los sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales urbanas no se concibieron para eliminar los

compuestos inorgánicos como el nitrógeno y el fósforo; para conseguir eliminar estos dos compuestos hasta niveles aceptables de vertido, se necesitan métodos avanzados tanto biológicos (AO: anaerobio aerobio; A2O: anaerobio anóxico aerobio; Bardenpho, etc.) como químicos (precipitación química del fósforo). La Directiva 91/271/CEE establece niveles de vertido de nitrógeno y fósforo muy estrictos cuando se vierte en zona sensible, debido de manera fundamental a que estos dos compuestos son los principales causantes de los procesos de eutrofización. El concepto de eutrofización está definido por la Comisión Europea en su Directiva 91/271/CEE (European Commission Directive, 1998) como: “«eutrofización» se entenderá como el aumento de nutrientes en el agua, especialmente de los compuestos de nitrógeno o de fósforo, que provoca un crecimiento acelerado de algas y especies vegetales superiores, con el resultado de trastornos no deseados en el equilibrio entre organismos presentes en el agua y en la calidad del agua a la que afecta”. Así, la eutrofización se presenta como uno de los principales problemas a los que se enfrenta hoy en día la gestión de las aguas superficiales (Smith & Schindler, 2009) y una amenaza grave a largo plazo para la salud y el funcionamiento de los ecosistemas hídricos de todo el mundo (Kennish & De Jonge, 2012). La reducción en el uso de compuestos de nitrógeno y fósforo, cuando sea posible, seguido de la disminución de la concentración de estos nutrientes en efluentes de depuradoras de aguas residuales mediante tratamientos adecuados son medidas para frenar la eutrofización de los sistemas acuáticos a nivel global. La tecnología de microalgas para la eliminación de N y P es una alternativa potencial a las tecnologías biológicas convencionales (Ruiz *et al.*, 2011).

El cultivo de microalgas tiene aplicaciones prácticas significativas a corto plazo, porque permite eliminar nutrientes (nitrógeno y fósforo) de manera eficiente y por lo tanto puede desempeñar un papel importante en el tratamiento terciario de aguas residuales (Arbib *et al.*, 2013). En la práctica, en un fotobiorreactor

con microalgas se han conseguido eficacias superiores a 90% de eliminación de nitrógeno y/o fósforo (De Pauw, Bruggeman, & Persoone, 1978; Shelef, Azov, Moraine, & Oron, 1980; Martin, Picard, & De la Noüe, 1985; Arbib *et al.*, 2013). En comparación con los actuales procesos convencionales, con el cultivo de microalgas se genera biomasa susceptible de convertirse en materia prima para la producción de una elevada variedad de combustibles biológicos, tales como biogás (Brune, Lundquist, & Benemann, 2009), biodiesel (Gouveia & Oliveira, 2009) o biohidrógeno (Rashid *et al.*, 2013). Además, se oxigena el agua del efluente de la estación depuradora y se reducen gases de efecto invernadero emitidos a la atmósfera (Velan & Saravanane, 2013). Esta tecnología también permitiría el reciclaje de los nutrientes como fertilizantes (Dawson & Hilton, 2011), con importantes beneficios ambientales y económicos. Sin embargo, esta tecnología todavía requiere un esfuerzo considerable en investigación, desarrollo e innovación (I+D+I), que facilite el avance científico y tecnológico, para pasar de las plantas piloto a escala comercial (Benemann, 2009).

La diferente bibliografía revisada en este estudio mantiene que no existe un acuerdo sobre la ubicación más adecuada del fotobiorreactor de microalgas dentro del diagrama de flujo de una estación depuradora de aguas residuales (EDAR). Algunos autores (Cabanelas *et al.*, 2013) proponen un proceso anaerobio para la reducción de materia orgánica del agua residual seguido de un fotobiorreactor de microalgas para la reducción de nutrientes. Otros (Arbib *et al.*, 2013) proponen el uso de fotobiorreactores como tratamiento “fin de línea” a continuación del tratamiento secundario del agua residual, e incluso hay autores (Liang, Sarkany, & Cui, 2009) que proponen el uso de cultivos mixotróficos de bacterias-microalgas y localizar este tipo de sistemas después del tratamiento primario.

Los modelos cinéticos son una herramienta indispensable para el estudio de la producti-

vidad de microalgas. Estos modelos no sólo proporcionan una base para el diseño del reactor, sino también para la mejora de procesos a través de facilitar la exploración de diversas condiciones ambientales y de funcionamiento (Ruiz *et al.*, 2012). Recientemente, el modelo de Verhulst (Verhulst, 1838) se ha utilizado como un modelo de crecimiento fundamental en estudios con fotobiorreactores (Ruiz *et al.*, 2013) debido a su simplicidad matemática y definición biológica sencilla.

Partiendo de la hipótesis inicial de que las microalgas pueden ser cultivadas empleando aguas residuales urbanas y que la productividad volumétrica de biomasa algal puede depender del grado de tratamiento que hubiese sufrido el agua, puesto que a su vez en función de éste así será el contenido en nutrientes y la turbidez del medio, el presente trabajo tiene el propósito de estudiar la cinética de crecimiento y de consumo de nutrientes de un *bloom* natural de microalgas cultivadas en aguas residuales urbanas sometidas a diferentes tipos de tratamiento, con el objeto de aportar datos que permitan decidir la mejor disposición de este tipo de biotecnología en el diagrama de flujo de una estación depuradora de aguas residuales urbanas convencional.

Material y métodos

Microalga empleada

Como inóculo para la realización de los ensayos se empleó un *bloom* de microalgas (95% de dominancia de *Coelastrum* sp.), procedentes de un fotobiorreactor piloto tipo Raceway de 9.6 m³, alimentado en continuo con el efluente de un reactor anaerobio piloto UASB de 20 m³, alimentado con agua residual procedente de la salida de pretratamiento de la EDAR de El Torno (Chiclana de la Frontera, Cádiz; 36° 25' 38.15" N, 6° 9' 23.9" W) y que forma parte de la infraestructura del proyecto del VII Programa Marco de la Unión Europea, denominado ALL-GAS (<http://www.all-gas.eu/Pages/default.aspx>).

Condiciones de ensayo

Para la realización de los experimentos se emplearon como fotobiorreactores frascos de borosilicato PYREX® de 2 000 ml de capacidad, los cuales contenían un volumen de 2 l de medio de cultivo, que fue inoculado con un volumen adecuado de inóculo preconcentrado por centrifugación (3 000 g durante un minuto), de modo que todos los experimentos partían de una concentración de biomasa similar y próxima a los 350 mg SS l⁻¹. Las condiciones de operación fueron las siguientes: aireación constante de 2 l min⁻¹ (proporcionada por un compresor de membrana Phoenix MKC-510V); fotoperiodo de 14:10 horas de luz:oscuridad; intensidad de luz de 175 μmol m⁻² s⁻¹ (proporcionada por dos lámparas fluorescentes FSL T8 36W/865), y una temperatura de 24 ± 1 °C. En la figura 1 se muestra el dispositivo experimental.

Medios de cultivo y diseño experimental

Se tomaron tres muestras de efluentes de la planta de tratamiento de El Torno: en un punto localizado entre el pretratamiento y el tratamiento primario; a la salida de tratamiento secundario y del efluente del reactor UASB. Las muestras se conservaron a 4 °C hasta su uso.

A partir de estas muestras de agua residual se obtuvieron los cuatro medios de cultivo empleados en el experimento. Cada medio

constituyó un reactor y su réplica ('). El primero de ellos (Medio 1, M1 – reactor TPM1 y TPM1') se obtuvo después de dejar decantar el agua procedente de pretratamiento durante 16 horas. La razón de realizar esta operación y no usar directamente agua procedente de la salida de los decantadores primarios se debe a que en la EDAR de El Torno se dosifica sulfato férrico al agua residual antes del tratamiento primario y la presencia de este coagulante podría interferir en los resultados del ensayo. El segundo medio de cultivo (Medio 2, M2 – reactor TSM2 y TSM2') estaba constituido por agua efluente del decantador secundario. El tercer medio de cultivo (Medio 3, M3 – reactor UASB y UASB') estaba constituido por el agua del efluente de la unidad UASB. Por último se preparó un cuarto medio de cultivo (Medio 4, M4 – reactor TSM2 + UASB y TSM2 + UASB'), consistente en una mezcla de agua procedente del efluente del UASB y del decantador secundario, en una proporción 1/1, al objeto de diluir el efluente del UASB que podría contener una excesiva concentración de amonio que inhibiese al crecimiento de las microalgas (Wang, Wang, Chen, & Ruan, 2010).

Métodos analíticos

Temperatura y pH

Diariamente se tomaron muestras y se midieron electroquímicamente los valores de pH (pH-metro GLP 32, CRISON®); asimismo, se realizó un registro de la temperatura tanto en el exterior de la cámara de cultivo como en el interior de los reactores (utilizando un termómetro digital de sonda HI 98509). Además, se realizó un seguimiento diario de la evolución de las especies de microalgas en el *bloom* por observación al microscopio.

Biomasa

La concentración de la biomasa se determinó diariamente tanto de forma indirecta por densidad óptica (680 nm) como de forma



Figura 1. Fotografía de los ocho fotobiorreactores.

directa mediante medida gravimétrica de los sólidos en suspensión. Para la medida por densidad óptica, las muestras fueron diluidas en las proporciones adecuadas, para garantizar que los valores medidos estuvieran dentro del rango de detección del espectrofotómetro. Para la medida de sólidos en suspensión se utilizó el método normalizado APHA-2540 D (APHA-AWWA-WEF, 1992), determinando el peso seco por gravimetría mediante filtros de fibra de vidrio (GF/F CAT núm. 1825-047, Whatman™).

Para determinar la composición elemental del inóculo, se centrifugó (3 000 g durante un minuto) un volumen adecuado para obtener aproximadamente 1 g de pellet de biomasa, cantidad necesaria para realizar, previo secado por liofilización, un análisis elemental de carbono, nitrógeno, hidrógeno y azufre mediante un analizador CHNS-932 Leco® (Anon, 1991) y de fósforo mediante espectrometría de emisión atómica ICP-AES (EPA, 2008), previa digestión por microondas con un sistema Speedwave® (Berghof, 2008). Cada uno de los elementos analizados se determinó por triplicado, excepto en el caso del fósforo, que se realizó por duplicado.

Determinación de DQO, nitrógeno y fósforo total

La determinación del contenido en materia orgánica y nutrientes durante el ensayo se realizó a muestras previamente filtradas (GF/F CAT núm. 1825-047, Whatman™). La DQO₅ se determinó al inicio y al final del ensayo por oxidación ácida en caliente con dicromato de acuerdo con el método normalizado APHA-5220 D (APHA-AWWA-WEF, 1992). La concentración de nitrógeno en forma de nitratos (N-NO₃), amonio (N-NH₄) y nitritos (N-NO₂) se midió al inicio y al final del ensayo colorimétricamente de acuerdo con los métodos de Müller y Weidemann (1955), APHA 4500-NH₃ D y APHA 4500-NO₂ B (APHA-AWWA-WEF, 1992), respectivamente. La concentración de fósforo en forma de fosfatos (P-PO₄) se midió al inicio y al final del ensayo colorimétricamente

de acuerdo con el método normalizado APHA 4500-P-E (APHA-AWWA-WEF, 1992). Por último, la concentración de fósforo y nitrógeno total fue medida diariamente por oxidación previa de la muestra filtrada con Oxysolve® (Köthe & Bitsch, 1992), y posterior análisis de fosfatos y nitratos, respectivamente.

Análisis estadístico

Con los datos de evolución temporal de la concentración de biomasa, nitrógeno y fósforo, se modeló tanto la cinética de crecimiento de biomasa como el consumo de nutrientes de acuerdo con los modelos de Verhulst (1838) utilizado por Ruiz *et al.* (2013) y el *Photobiotreatment model* (PhBT) desarrollado por Ruiz *et al.* (2012). Para esta modelización se emplearon técnicas de regresión no lineal, empleando la herramienta *Microsoft Excel Solver* (versión 7.0 Microsoft®) (Walsh & Diamond, 1995), que utiliza el código de optimización no lineal GRG propuesto por Ragsdell (1975), y Fallahi, Hall y Ragsdell (1981), y después utilizado por Mariappan y Krishnamurty (1996) en algunas aplicaciones.

Resultados y discusión

Caracterización fisicoquímica de los medios de cultivo

Las principales características fisicoquímicas de los medios de cultivo antes de empezar el experimento, es decir, antes de ser inoculado con la microalga se muestran en el cuadro 1.

Evolución del pH

Tal y como puede observarse en la figura 2, el pH inicial promedio en los ocho reactores fue de 7.4 ± 0.2 . Al cabo de 24 horas, el pH sufrió un acusado ascenso en todos los reactores, siendo TSM2' y TSM2 + UASB' los ensayos en los que esta subida fue más acusada, alcanzándose valores de pH de 10. Por otro lado, también se observa cómo al final del ensayo se produce un

Cuadro 1. Características medias de los cuatro medios de cultivo.

Parámetros	M1	M2	M3	M4
pH	7.45	7.23	7.47	7.43
Sólidos en suspensión, SS (mg l^{-1})	130	39	41	42
Sólidos en suspensión volátiles, SSV (mg l^{-1})	98	35.5	39	40
N- NO_3 (mg l^{-1})	1.12	15.34	0.83	8.56
N- NH_4 (mg l^{-1})	21.30	4.15	18.91	13.59
N- NO_2 (mg l^{-1})	0.09	1.38	0.01	0.92
Nitrógeno total disuelto, N (mg l^{-1})	24.75	19.01	23.63	13.24
P- PO_4 (mg l^{-1})	5.34	0.17	5.32	2.40
Fósforo total disuelto, P (mg l^{-1})	5.02	0.23	4.80	2.43
N/P	5.0	82.65	4.9	5.5
DQO ₅ (mg l^{-1})	158	104.5	170	186

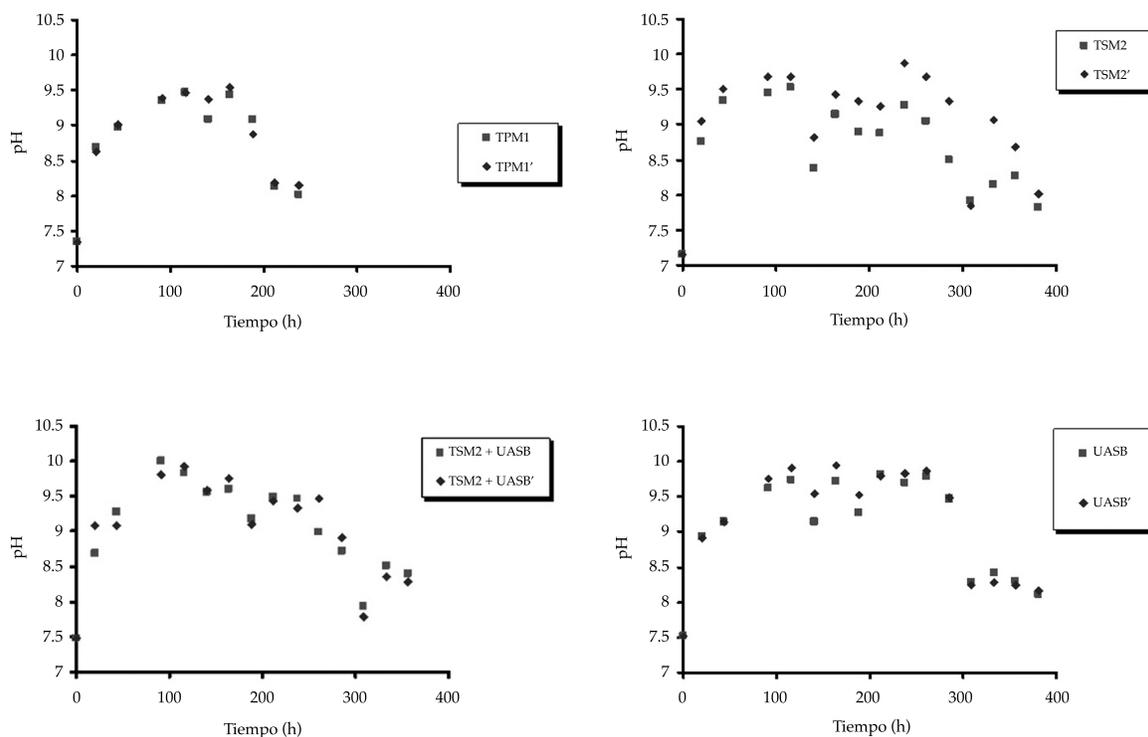
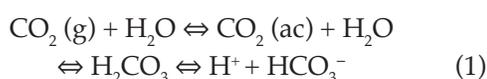


Figura 2. Evolución del pH en los diferentes medios de cultivo.

descenso del pH hasta valores en torno a ocho, valor que en el caso de los reactores TPM1 y TPM1' se alcanza aproximadamente a las 200 horas de ensayo y en el resto de reactores al cabo de unas 300 horas. El descenso del pH indica una parada de la actividad fotosintética.

Algunos trabajos, como el de Tang, Han, Li, Miao y Zhong (2011) muestran el mismo comportamiento del pH que se observa en el presente experimento, en el cual la actividad fotosintética de las microalgas en un medio de cultivo de aguas residuales conduce a un

aumento gradual en el pH debido al efecto sobre el equilibrio de especies carbonatadas en el agua. Durante la fase luminosa de la fotosíntesis, las microalgas asimilan CO_2 . El CO_2 , al disolverse en agua, forma moléculas de ácido carbónico (H_2CO_3). Este ácido se encuentra en una fracción 10^3 veces menor que el CO_2 disuelto (ac) debido a que en el agua se disocia con gran facilidad en protones H^+ e iones bicarbonato HCO_3^- , como se muestra en la ecuación (1):



A su vez, el ión bicarbonato, en presencia de agua, se disocia en iones H^+ e iones carbonato CO_3^{2-} (ecuación (2)):



De este modo, cuando un cultivo de microalgas se encuentra en fase exponencial de crecimiento, el consumo de carbono inorgánico disuelto (CID) (bien en forma de CO_2 , H_2CO_3 , HCO_3^- o CO_3^{2-}) provoca un desplazamiento de los equilibrios, indicados en las ecuaciones (1) y (2), hacia una reducción de la concentración de protones H^+ y, por ende, un incremento del pH (Tang et al., 2011). La mayoría de especies de microalgas presentan un óptimo pH alrededor de la neutralidad. Sin embargo, especies como *C. littorale* (Schnackenberg, Ikemoto, & Miyachi, 1996) muestra las velocidades más altas de crecimiento en condiciones ácidas (pH ~ 4). Otras especies, como *Spirulina platensis* (Qiang, Zarmi, & Richmond, 1998), tienen su óptimo alrededor de nueve.

Crecimiento de la biomasa

En un cultivo en discontinuo, la curva de crecimiento de microorganismos más frecuente es de tipo logístico, como obtienen en sus estudios diversos autores, como Peleg, Corradini y Normand (2007). Esto mismo sucede en nuestro ensayo. En la figura 3 se

muestra la evolución del *bloom* de microalgas en los diferentes medios de cultivo. En cada curva se observan dos de las cuatro fases típicas del cultivo en discontinuo: fase de crecimiento exponencial y fase estacionaria. La fase de adaptación es casi inexistente, debido a que el inóculo fue obtenido de un cultivo empleando también agua residual de la misma estación depuradora como medio. El ensayo se consideró finalizado cuando se alcanzó el estado estacionario, esto es, cuando los valores de concentración obtenidos en días consecutivos fueron similares. Como se puede observar en los datos experimentales representados por símbolos en la figura 3, en los reactores TPM1 y TPM1', el ensayo se finalizó a las 240 h, mientras que el resto de reactores se estabilizaron al cabo de unas 400 h de ensayo.

Si comparamos las figuras 2 y 3, vemos cómo los periodos donde el pH se mantiene en valores elevados coinciden con periodos en los que los cultivos se encuentran en fase exponencial de crecimiento. En todos los reactores, este periodo comienza en torno a las 100 h de ensayo, prolongándose desde las 190 h en el caso de TPM1 y TPM1' hasta las 270 h en el caso de UASB y UASB'. Esto parece confirmar la hipótesis de que la subida de pH ocurre por el consumo de CO_2 por parte de las microalgas.

Para cuantificar el crecimiento, los datos experimentales fueron ajustados al modelo logístico de Verhulst (1838). El modelo de Verhulst es un modelo cinético de crecimiento basado en los tiempos de generación de microorganismos (fase de crecimiento exponencial y fase estacionaria), que se caracteriza por ser un modelo no mecanicista, ampliamente utilizado por otros autores (Peleg et al., 2007; Ruiz et al., 2012; Ruiz et al., 2013, Arbib et al., 2013).

El modelo de Verhulst (1838) se expresa matemáticamente según la ecuación (3):

$$\frac{\delta X(t)}{\delta t} = \mu X(t) \left[1 - \frac{X(t)}{X(m)} \right] \quad (3)$$

donde $\delta X(t)/\delta t$ es la velocidad de cambio de concentración de microorganismos; X_m , la

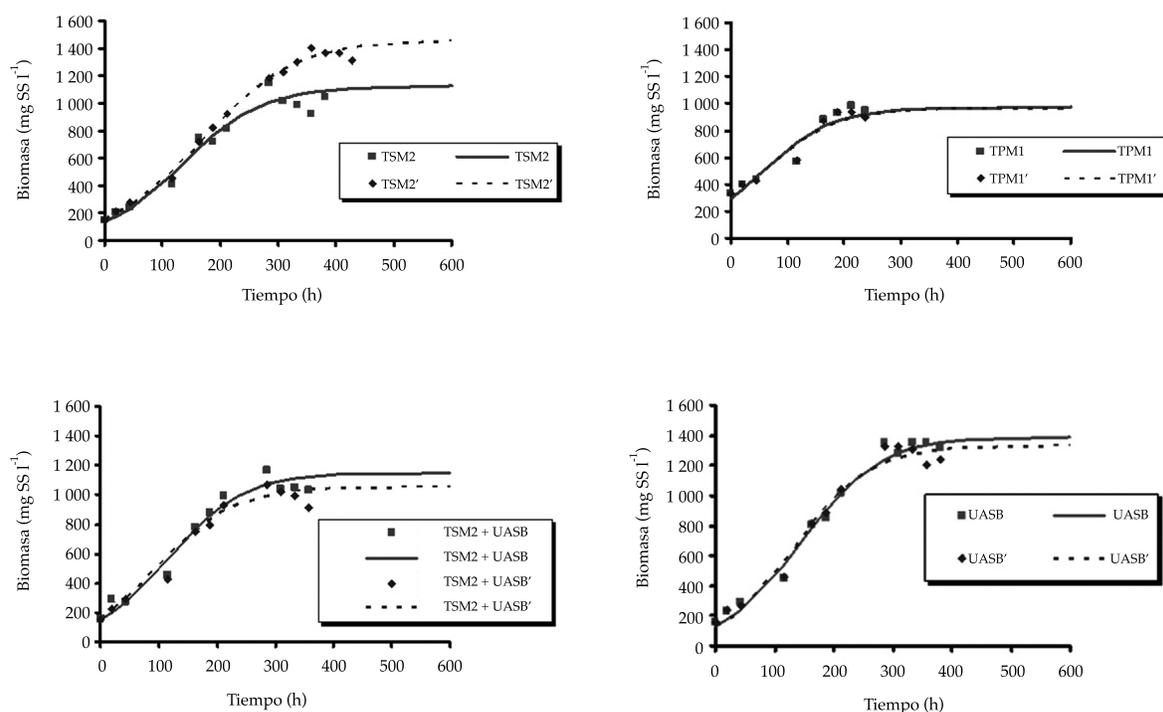


Figura 3. Evolución de la biomasa del *bloom* de microalgas en los diferentes medios de cultivo. Los símbolos son datos experimentales y las líneas continuas representan los datos previstos por el modelo.

concentración celular máxima que el sistema puede alcanzar en *discontinuo*, y μ es la tasa máxima específica de crecimiento.

La forma integrada de la ecuación sujeta a valor inicial $X_0 = X(t = 0)$ (ecuación (3)), se utilizó para describir los datos experimentales (ecuación (4)):

$$X = \frac{X_0 X_m e^{\mu t}}{X_m - X_0 + X_0 e^{\mu t}} \quad (4)$$

donde X es la concentración momentánea de microalgas y X_0 es la concentración inicial de biomasa.

Los parámetros cinéticos obtenidos a partir del modelo se muestran en el cuadro 2. Podemos comprobar tanto en la figura 3 como en el cuadro 2 (valores del coeficiente de regresión R^2 superiores a 0.9) cómo el ajuste de los datos experimentales al modelo es bastante bueno, lo que sugiere una predicción fiable a partir de los datos experimentales.

En el cuadro 2 vemos cómo los parámetros X_0 , X_m y μ presentan valores muy similares entre sus réplicas, excepto en el caso de TSM2 y TSM2', sin que se hayan encontrado diferencias en las condiciones experimentales de ambos reactores que justifiquen esta diferencia.

Los valores de X_0 se encuentran comprendidos entre 130 y 160 mg SS l⁻¹, excepto en TPM1 y TPM1', donde se alcanzan valores de casi 300 mg SS l⁻¹. Si observamos el cuadro 1, vemos cómo el medio de cultivo M1 contiene alrededor de 130 mg SS l⁻¹, mientras que M2, M3 y M4 tienen alrededor de 40 mg SS l⁻¹. Esto es, TPM1 y TPM1' presentan de base un medio de cultivo con una concentración mayor en SS que el resto de reactores.

Por otro lado, en el cuadro 2 se observa también cómo X_m tiene una mayor variabilidad que μ , siendo los coeficientes de variación 0.16 y 0.09, respectivamente. Los valores de μ obtenidos tienen un promedio de 0.015 h⁻¹, del mismo orden de magnitud que los obtenidos

Cuadro 2. Parámetros cinéticos del crecimiento del *bloom* de microalgas por el modelo de Verhulst.

Nomenclatura	TPM1	TPM1'	TSM2	TSM2'	TSM2 + UASB	TSM2 + UASB'	UASB	UASB'
X_0 (mg SS l ⁻¹)	295.3	297.4	137.2	158.7	154.4	166.6	135.9	129
X_m (mg SS l ⁻¹)	971.6	967.4	1 126.3	1 469.3	1 150.8	1 054	1 392.5	1 332.1
μ (h ⁻¹)	0.016	0.016	0.014	0.012	0.016	0.016	0.015	0.016
R^2	0.95	0.96	0.96	0.99	0.97	0.95	0.99	0.98

por otros autores. Así, Samorì, Samori, Guerrini y Pistocchi (2013) obtuvieron valores de μ de 0.015 h⁻¹ para *Desmodesmus communis* utilizando agua residual efluente de tratamiento primario, rico en amonio (~ 30 mg N-NH₄ l⁻¹) y con unas condiciones de cultivo muy parecidas a las utilizadas en nuestro ensayo, excepto por la intensidad de luz, que fue más baja (88 $\mu\text{mol m}^{-2} \text{s}^{-1}$), y la adición controlada de CO₂ (2 %). Otros autores, como Ruiz *et al.* (2012) obtuvieron valores de μ alrededor de las 0.035 h⁻¹ para *Chlorella vulgaris* en aguas residuales, excepto el caso en el que utilizaron un medio sintético rico en amonio, donde se alcanzaron valores de μ de 0.06 h⁻¹. En la revisión de Griffiths y Harrison (2009) se recogen datos de tasas de crecimiento para 55 especies de microalgas, incluyendo *Chlorophytas*, cianobacterias y otros taxones, y se obtuvieron valores de μ de entre 0.028 h⁻¹ y 0.04 h⁻¹, en una amplia gama de configuración, diseño y escala del reactor bajo diversas condiciones de suministro de nutrientes.

Los valores obtenidos para X_m se encuentran comprendidos entre 967 y 1 469 mg SS l⁻¹ (cuadro 2). Otros autores, como Ruiz *et al.* (2012) obtuvieron resultados de entre 700 y 1 300 mg SS l⁻¹ en sus experimentos con *Chlorella vulgaris* en aguas residuales; Tang *et al.* (2011) obtienen como resultado de su estudio valores de X_m de entre 700 y 1 800 mg SS l⁻¹ para *Scenedesmus obliquus* y *Chlorella pyrenoidosa*, experimentando en diferentes medios de cultivo con distintas dosificaciones de CO₂. Por otro lado, Patel, Barrington y Lefsrud (2012) obtienen resultados de entre 200 y 600 mg SS l⁻¹, experimentando en este caso en medio sintético con diferente

concentración de fósforo de partida, en especies de microalgas tanto de agua dulce (*Chlorella* sp., *Monoraphidium minutum* sp., y *Scenedesmus* sp.) como marinas (*Nannochloropsis* sp., *N. limnetica* sp. y *Tetraselmis suecica* sp.). Si comparamos los valores de X_m medios entre réplicas en nuestro ensayo, el valor medio más bajo registrado es de 969.5 mg SS l⁻¹, correspondiente al reactor TPM1, seguido de TSM2 + UASB (1 102 mg SS l⁻¹), TSM2 (1 298 mg SS l⁻¹); finalmente, el reactor en el que se alcanzó una mayor concentración de biomasa fue en el UASB, con un valor medio entre réplicas de 1 362.3 mg SS l⁻¹.

Entre los factores que influyen en el crecimiento de un cultivo de microalgas se encuentra la temperatura (T^n), como apuntan en sus trabajos Shelef, Moraine y Oron (1978), Heussler (1985), y Talbot, Thébault, Dauta y De la Noüe (1991), pero que descartamos porque la T^n se mantuvo constante durante todo el ensayo. Otro factor influyente es la intensidad de luz (Talbot *et al.*, 1991; Barbosa, Hoogakker, & Wijffels, 2003). A priori podríamos descartar la luz, porque todos los experimentos se han hecho con la misma intensidad de luz, pero aun siendo la misma la intensidad de luz incidente en los reactores, la disponibilidad de luz por parte de las microalgas depende además de la trayectoria de luz (ésta fue la misma en todos los reactores, pues todos tenían el mismo diámetro) y de la turbidez del medio de cultivo. Si se observan los valores de contenido en sólidos en suspensión de los medios de cultivo (cuadro 1), los datos sugieren que la turbidez del medio puede ser una característica determinante en el crecimiento máximo que alcanzan las microalgas del

cultivo en discontinuo. Para comprobarlo, se han correlacionado la concentración de sólidos en suspensión registrada al inicio del ensayo en todos los reactores (datos experimentales) con los valores de X_m (cuadro 2), y el resultado muestra una probabilidad próxima a 95% de correlación ($r = -0.69$, $p < 0.06$). De la misma manera, se han correlacionado los parámetros X_0 y X_m (calculados ambos por el modelo de Verhulst), y se ha encontrado que la correlación es significativa, e inversa ($r = -0.71$, $p < 0.05$), por lo que se puede afirmar que existe correlación entre la turbidez del medio de cultivo de los reactores y la máxima concentración alcanzada en discontinuo.

Otro factor influyente es la presencia de nutrientes como nitrógeno y fósforo. El nitrógeno y el fósforo son dos nutrientes necesarios en la mayoría de los escenarios de crecimiento, debiendo de existir para ello una correlación fuerte y directa entre concentraciones de nutrientes y parámetros cinéticos de crecimiento. Del mismo modo que con X_v se han correlacionado las concentraciones iniciales de nitrógeno y de fósforo total (datos experimentales) con X_m , no obteniéndose correlaciones significativas tanto para el nitrógeno ($r = -0.19$, $p < 0.66$) como para el fósforo ($r = -0.15$, $p < 0.73$). Otro factor limitante del crecimiento, y que puede afectar a X_m , es la presencia de oligoelementos (Hecky & Kilham, 1988), pero como el agua residual es una matriz muy compleja, en comparación con los medios sintéticos, partimos de que todos los medios poseen micronutrientes en concentraciones no limitantes.

Con el fin de comparar los diferentes reactores de nuestro ensayo bajo un único parámetro, se ha calculado la productividad en discontinuo. De acuerdo con Ruiz *et al.* (2012), a partir de los parámetros cinéticos del modelo de crecimiento de Verhulst en la fase de crecimiento exponencial, se puede calcular la productividad (P) de los reactores en discontinuo, definida como el tiempo transcurrido entre el instante en que se alcanza una concentración de biomasa de un 10%

superior a la inicial y el tiempo transcurrido en alcanzar un 90% de la máxima concentración de biomasa alcanzada en el reactor (ecuación (5)):

$$P = \frac{\mu(0.9X_m - X_0)}{\ln\left(\frac{9(X_m - 1.1X_0)}{1.1X_0}\right)} \quad (5)$$

donde P es la productividad volumétrica de la biomasa.

En la figura 4 se han representado los valores medios de P entre las réplicas (*). Podemos observar cómo el valor medio más bajo se alcanzó en el reactor TPM1* (0.071 g SS l⁻¹ d⁻¹) y el más alto se alcanzó en UASB* (0.094 g SS l⁻¹ d⁻¹). Además, se observa de manera gráfica que los reactores TPM1*, TSM2* y TSM2 + UASB* forman un conjunto con unas productividades en torno a 0.077 g SS l⁻¹ d⁻¹, mientras que el UASB* presenta una productividad diferenciada y un 10% más elevada.

Otros autores, como Ruiz *et al.* (2012), obtienen valores de productividad para *Chlorella vulgaris* del orden de 0.10 g SS l⁻¹ d⁻¹ en aguas residuales y 0.15 g SS l⁻¹ d⁻¹ en aguas residuales enriquecidas con nitrógeno, fósforo y micro nutrientes. Esta diferencia de productividad, con respecto a los valores obtenidos en nuestro

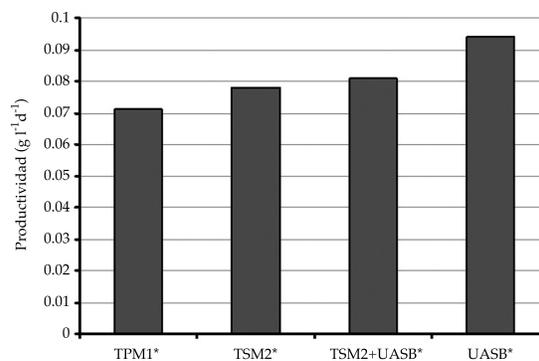


Figura 4. Representación de los valores medios de productividad de biomasa (g SS l⁻¹ d⁻¹), según el medio de cultivo en los diferentes reactores.

ensayo, podría deberse a que Ruiz *et al.* (2012) inyectaron gases de combustión con una proporción de un 5% de CO₂, para asegurar la disponibilidad de carbono disuelto. Además, las microalgas crecieron con una irradiancia un 40% superior a la empleada en nuestro ensayo. En otros trabajos, como el de Samori *et al.* (2013), se obtienen productividades similares a las nuestras, siendo la más baja 0.018 g SS l⁻¹ d⁻¹ en un cultivo de *Desmodesmus communis* en un efluente primario, con una irradiancia de 88 μmol m⁻² s⁻¹, mientras que la más alta fue de 0.227 g SS l⁻¹ d⁻¹, que se registró en el mismo medio de cultivo, pero con alta irradiancia (440 μmol m⁻² s⁻¹) y un contenido en nitrógeno amoniacal superior a 80 mg N-NH₄ l⁻¹. En este caso, la adición de un 2% de CO₂ y las distintas intensidades de luz empleadas pueden explicar el rango de valores de productividad. Otros autores, como Cabanelas *et al.* (2013), trabajaron con *Chlorella vulgaris* cultivada en efluentes de diferentes procesos de tratamiento, con una irradiancia parecida a la empleada en nuestro ensayo y sin adición de CO₂. En este trabajo también se obtienen productividades similares a las nuestras, siendo el valor de productividad más bajo de 0.039 g SS l⁻¹ d⁻¹, en un efluente del decantador primario, que contiene de base 400 mg SS iniciales l⁻¹, mientras que el valor más alto es de 0.195 g SS l⁻¹ d⁻¹, en un efluente de centrado con una concentración de SS iniciales de 140 mg l⁻¹, 125 mg l⁻¹ de nitrógeno amoniacal y cerca de 60 mg l⁻¹ de fósforo total.

Eliminación de nutrientes

En un cultivo de microalgas, tanto en aguas residuales como en medios sintéticos, la eliminación de nutrientes se debe a la actividad de las microalgas (Ruiz *et al.*, 2012) directa e indirectamente. Directamente por asimilación de los nutrientes por las células para su incorporación a los procesos metabólicos e indirectamente a través de los procesos abióticos, como el aumento de pH por encima de nueve, como consecuencia de la metabolización del CO₂ por las microalgas. Si

comparamos la figura 3 con las figuras 5 y 6, vemos cómo los periodos en los que la biomasa algal crece de forma exponencial coinciden con los periodos en los que hay mayor eliminación de nutrientes. Esto parece confirmar que los procesos biológicos asociados con las microalgas juegan un papel importante en la eliminación de nutrientes.

Nitrógeno

En la figura 5 se muestra la curva de eliminación del nitrógeno total disuelto en los diferentes medios de cultivo. En los datos experimentales representados por símbolos se observa cómo se reduce la concentración de estos nutrientes en todos los reactores a lo largo del ensayo.

Como puede verse en la figura 5, los datos experimentales muestran que en todos los reactores, el contenido en nitrógeno total disuelto fue reducido a niveles por debajo de 10 ppm debido a la asimilación rápida de las algas entre los 3 y 5 días del inicio del cultivo. También se observa que partiendo de una concentración inicial muy parecida en todos los reactores, de alrededor de 29 ± 1 mg N l⁻¹, el porcentaje de eliminación medio entre réplicas fue de 74% para los reactores TSM2, TSM2 + UASB y UASB, mientras que para TPM1, el porcentaje de eliminación fue de 81%. Puesto que la pendiente de eliminación de N en TPM1 y TPM1' es la más pronunciada y los mayores porcentajes de eliminación se han alcanzado también en estos reactores, se sugiere que, en este caso, la eliminación de N no ha sido por asimilación sino por volatilización y que la parada del crecimiento ha podido deberse a otros factores, como que en estos reactores se partió de mayor concentración inicial de SS, se alcanzó la menor X_{máx} y sufrieron la subida más brusca de pH.

Para cuantificar la eliminación de nutrientes, los datos experimentales fueron ajustados al modelo PhBT (*Photobiotreatment*) (Ruiz *et al.*, 2012). El modelo PhBT es una herramienta sencilla y útil para describir experimentos en

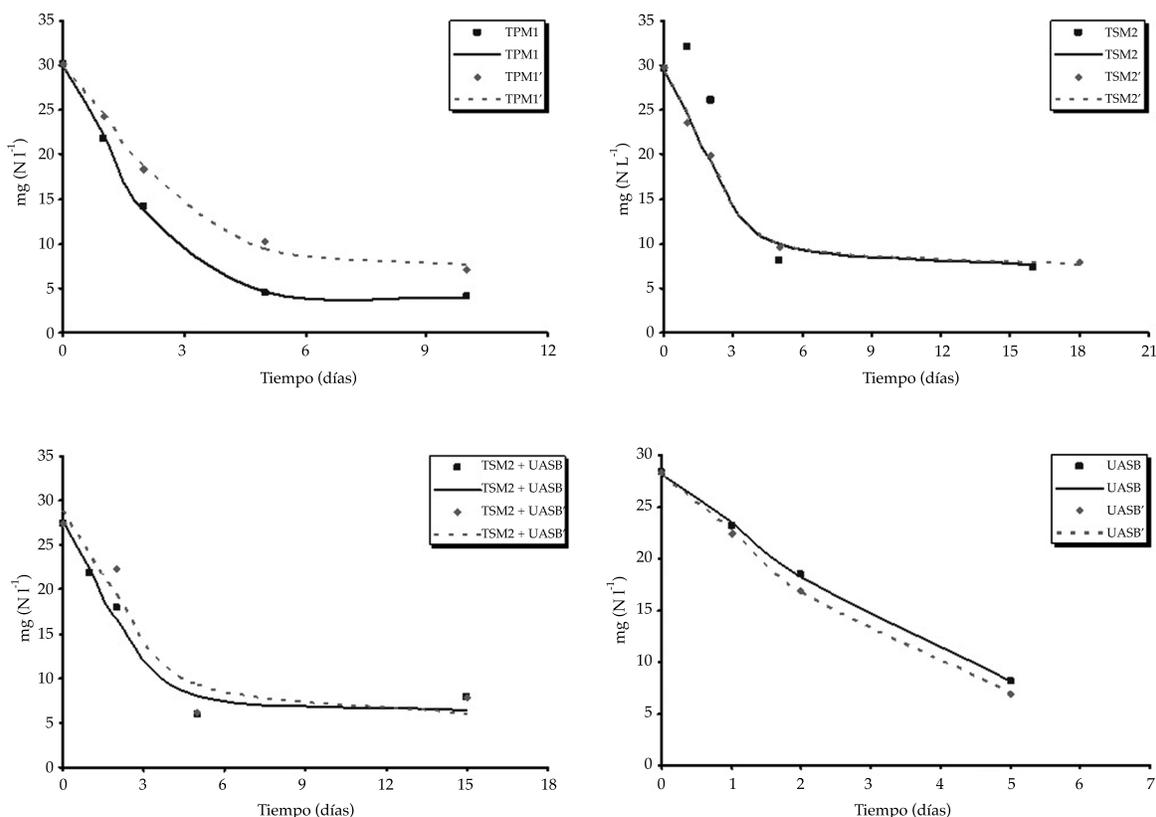


Figura 5. Eliminación de nitrógeno total disuelto de diferentes medios de cultivo por el bloom de microalgas. Los símbolos son los datos experimentales y las líneas representan la concentración de nutrientes prevista de acuerdo con el modelo.

discontinuo de eliminación de nutrientes por las microalgas. El modelo ha sido validado con experimentos de *Chlorella vulgaris* cultivadas en aguas residuales y en diferentes medios sintéticos (Ruiz et al., 2012).

En la ecuación (6) se expresa la cinética de consumo de sustrato por microorganismos (Quiroga, Perales, Romero, & Sales, 1999):

$$\frac{-\delta S}{\delta t} = kY \left[-S^2 + (S_{T0} + S_{na})S - S_{T0}S_{na} \right] \quad (6)$$

donde $\delta S(t)/\delta t$ es la velocidad de asimilación de sustrato; k , la constante cinética; Y , la relación de cantidad de biomasa producida por cantidad de sustrato consumido; S_{T0} la cantidad total inicial de sustrato (nutrientes

disueltos en el medio de cultivo junto con los nutrientes presentes en el inóculo), y S_{na} es la concentración de sustrato no asimilado.

Si se integra la ecuación anterior, considerando que $(A_0/Y) + S_0 = S_{T0}$ la expresión matemática del modelo PhBT se puede describir con la siguiente ecuación (7):

$$S = \frac{\left(\frac{A_0}{Y} + S_0 \right) (S_0 - S_{na}) - S_{na} \left(S_0 - \left(\frac{A_0}{Y} + S_0 \right) \right) e^{ut}}{(S_0 - S_{na}) - \left(S_0 - \left(\frac{A_0}{Y} + S_0 \right) \right) e^{ut}} \quad (7)$$

donde S_0 es la cantidad inicial de sustrato del medio de cultivo; A_0 , la cantidad de biomasa inicial, y $1/Y_0$ es el contenido en sustrato del inóculo, por lo que A_0/Y es la cantidad de sustrato incorporado con el inóculo.

Para cuantificar la eliminación del nitrógeno, los datos experimentales de concentración de nutrientes se utilizaron como S . El valor de $1/Y_0$ se obtuvo al analizar la composición del inóculo, mostrando un contenido de nitrógeno de 6.2% ($0.062 \text{ mg N mg}^{-1} \text{ SS}^{-1}$). El valor de A_0 fue calculado por diferencia entre la concentración de sólidos en suspensión al comienzo del experimento y la concentración de sólidos en suspensión en el medio de cultivo, antes de ser inoculado. De esta manera se obtuvieron dos valores para A_0 (cuadro 3); uno a partir de los valores experimentales ($A_{0\text{exp}}$) y otro a partir de los valores predichos por el modelo de Verhulst, $X_0(A_{0V})$.

En el cuadro 3 se observan valores de biomasa inicial $A_{0\text{exp}}$ de entre 113 y 198 mg l^{-1} en TSM2 y TPM1, respectivamente, y con una media entre reactores de 136.5 mg l^{-1} . Para A_{0V} , los valores se encuentran entre 88 y 167.4 mg l^{-1} en los reactores UASB' y TPM1', respectivamente, y con una media de 121.8 mg l^{-1} . Como se observa en el cuadro 4, los valores de los parámetros cinéticos son muy similares, con independencia del valor de A_0 que utilizamos. Por todo ello, se eligió el valor medio entre las medias de $A_{0\text{exp}}$ y A_{0V} para los diferentes reactores, con un valor de 129.2 mg l^{-1} y que define, junto a $1/Y_0$ y S_0 , el ahora factor fijo S_{T0} sin afectar la modelización. Además, a la hora de aplicar el modelo, contamos con un parámetro menos de ajuste (S_{T0}), lo que simplifica el cálculo y ajusta mejor el resto de parámetros. De hecho, el ajuste fue muy bueno, como se puede observar en la figura 5, siendo el coeficiente de determinación mayor de 92% en todos los experimentos (cuadro 5). Asimismo, todos los parámetros cinéticos presentan valores con sentido físico (cuadro 5).

En el cuadro 5 se observa que ninguno de los valores para S_{na} en los distintos reactores supera el límite establecido (10-15 ppm) por la normativa europea en materia de depuración de aguas residuales urbanas (Directiva 98/15/CEE) al final del ensayo, siendo el valor más bajo 3.92 mg N l^{-1} en el reactor TPM1 y el más alto 7.65 mg N l^{-1} en TSM2'. Se alcanzaron porcentajes de reducción de alrededor de 80% en todos los medios de cultivo. Ruiz et al. (2012) obtienen eficiencias de eliminación de 100% en cultivos de *Chlorella vulgaris*, con concentraciones de sustrato no asimilados (S_{na}) por debajo de los límites de detección en todos sus experimentos, excepto en el caso del medio sintético rico en nitrógeno amoniacal, donde la inhibición de pH detiene el consumo de nutrientes y hace que este valor sea más alto ($14.9 \pm 1.1 \text{ mg N l}^{-1}$) y el porcentaje de reducción sea tan sólo del 50%. Otros autores, como Ruiz-Marin, Mendoza-Espinosa y Stephenson (2010), en condiciones muy parecidas a las de nuestro ensayo, obtienen para *Scenedesmus obliquus* eficiencias de eliminación de nitrógeno del 80-100%, partiendo de concentraciones iniciales de 27 mg N l^{-1} .

Con el fin de comparar la eliminación de nutrientes en los diferentes reactores de nuestro ensayo bajo un único parámetro, a partir de los parámetros cinéticos del modelo PhBT se ha calculado la velocidad de consumo de nutrientes ($-dS/dt$) para lo cual empleamos la siguiente ecuación:

$$-\frac{dS}{dt} = \frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{S_{90} - S_f}{t_{90} - t_f} \quad (8)$$

donde t_{90} es el tiempo transcurrido entre el comienzo del ensayo y el instante en que

Cuadro 3. Valores de biomasa inicial calculados a partir de los datos experimentales ($A_{0\text{exp}}$) y de los obtenidos por el modelo de Verhulst (A_{0V}), y los valores medios de cada series.

Nomenclatura	TPM1	TPM1'	TSM2	TSM2'	TSM2 + UASB	TSM2 + UASB'	UASB	UASB'	Media
$A_{0\text{exp}}$ (mg l^{-1})	198	198	113	113	118	118	117	117	136.5
A_{0V} (mg l^{-1})	165.3	167.4	98.2	119.7	114.4	126.6	94.9	88	121.8

Cuadro 4. Parámetros cinéticos del modelo PhBT, según el valor de A_0 utilizado.

Nomenclatura	TPM1		TPM1'		TSM2		TSM2'		TSM2 + UASB		TSM2 + UASB'		UASB		UASB'	
	A_{0exp}	A_{0V}	A_{0exp}	A_{0V}	A_{0exp}	A_{0V}	A_{0exp}	A_{0V}	A_{0exp}	A_{0V}	A_{0exp}	A_{0V}	A_{0exp}	A_{0V}	A_{0exp}	A_{0V}
S_{70} (mg N l ⁻¹)	42.8	40.9	42.8	40.9	56.1	55.2	37.2	37.6	35.7	35.5	36.0	36.8	35.6	34.2	35.63	33.8
S_0 (mg N l ⁻¹)	30.6	30.6	30.5	30.5	49.1	49.1	30.2	30.2	28.4	28.4	28.7	28.7	28.3	28.3	28.4	28.4
S_{min} (mg N l ⁻¹)	2.8	2.8	5.9	5.9	6.2	6.2	7.1	7.1	6.2	6.2	5.9	5.9	-14.5	-14.4	-7.3	-7.3
μ (h ⁻¹)	0.018	0.018	0.014	0.014	0.019	0.019	0.014	0.014	0.016	0.016	0.013	0.013	0.005	0.005	0.008	0.008

se alcanza un porcentaje de eliminación de sustrato de 10% ($S_{90} = 0.9 \cdot S_0$) (para evitar los fluctuantes periodos de latencia), mientras que t_f es el tiempo transcurrido en alcanzar un 10% de la mínima concentración de sustrato en el reactor ($S_f = 1.1 \cdot S_{min}$). En el cuadro 5 se observa cómo en todos los reactores la velocidad de consumo del nitrógeno ($-dN/dt$) es muy similar. La velocidad de consumo menor se alcanza en el reactor TSM2 + UASB' (2.82 mg N l⁻¹ d⁻¹) y la mayor en el reactor TPM1 (4.49 mg N l⁻¹ d⁻¹). Si se tienen en cuenta los valores medios entre réplicas, el orden de menor a mayor velocidad de consumo de nitrógeno sería: TSM2 + UASB (3.04 mg N l⁻¹ d⁻¹), muy similar a TSM2 (3.05 mg N l⁻¹ d⁻¹) y a UASB (3.06 mg N l⁻¹ d⁻¹) y, finalmente, TPM1 (3.96 mg N l⁻¹ d⁻¹), donde se da la mayor velocidad de consumo de nitrógeno. Esto sugiere que en un cultivo de microalgas en discontinuo en un medio de cultivo como el utilizado en el reactor TPM1, se eliminaría mayor cantidad de nitrógeno en un volumen y tiempo determinado, con una diferencia de entre 20 y 30%, frente a los otros cultivos estudiados.

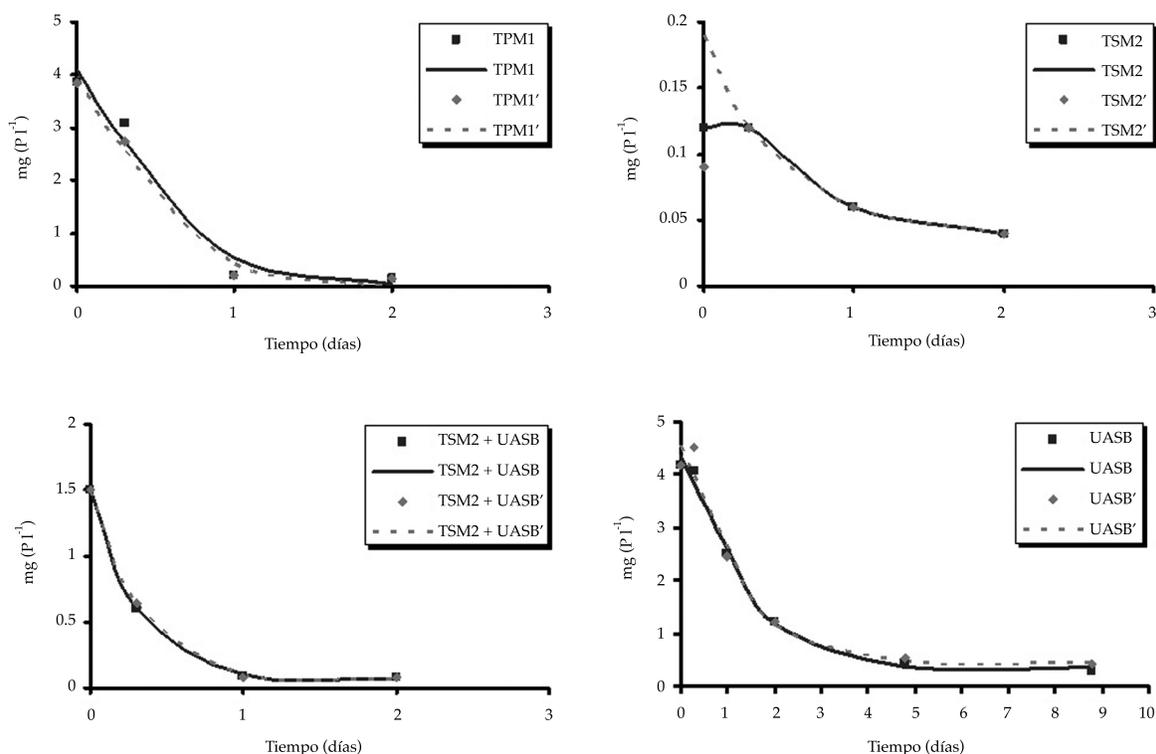
Fósforo

En la figura 6 se muestra la curva de eliminación del fósforo total disuelto en los diferentes medios de cultivo. Se observa que la concentración inicial de fósforo total disuelto no es la misma para cada reactor, excepto en los reactores TPM1 y UASB, y sus réplicas, que son muy similares (~ 4 mg P l⁻¹). También se observa un rápido consumo de fósforo durante los primeros dos días, el cual se relaciona directamente con el incremento en la biomasa. Transcurridas entre 20 y 30 h se eliminó más de 60% del fósforo en todos los reactores, excepto en los reactores UASB y UASB', donde ese porcentaje no se alcanzó hasta las 50 h.

Para cuantificar la eliminación del fósforo total disuelto, se seguirá el mismo proceso analítico que con el nitrógeno. Por lo tanto, los datos experimentales también se ajustaron

Cuadro 5. Parámetros cinéticos de la eliminación del nitrógeno del *bloom* de microalgas por el modelo PhBT y velocidad de consumo del nitrógeno empleando A_0 medio.

Nomenclatura	TPM1	TPM1'	TSM2	TSM2'	TSM2 + UASB	TSM2 + UASB'	UASB	UASB'
S_0 (mg N l ⁻¹)	29.89	29.81	33.51	29.32	27.66	28.9	28.12	28.14
S_{na} (mg N l ⁻¹)	3.92	7.63	5.87	7.65	6.46	6.05	5.23	5.02
μ_N (h ⁻¹)	0.043	0.033	0.026	0.03	0.033	0.028	0.029	0.033
R^2	0.999	0.997	0.928	0.996	0.975	0.929	0.999	0.999
$-dN/dt$ (mg N l ⁻¹ d ⁻¹)	4.49	3.43	3.01	3.1	3.27	2.82	2.86	3.27

Figura 6. Eliminación del fósforo total disuelto en los diferentes medios de cultivo por el *bloom* de microalgas. Los símbolos son los datos experimentales y las líneas continuas representan la concentración de nutrientes prevista de acuerdo con el modelo cinético.

al modelo PhBT, pero con una variación en el factor de cantidad de sustrato incorporado con el inóculo (A_0/Y) de la ecuación (7) que, en este caso, viene determinado por el contenido de fósforo en la biomasa del inóculo ($1/Y_0 = 0.0097 \text{ mg P mg}^{-1} \text{ SS}^{-1}$). En el cuadro 6 se muestran los parámetros cinéticos calculados por la eliminación del fósforo para todos los ensayos, incluyendo los datos obtenidos en el

caso de TSM2 y TSM2', en los que fue difícil el ajuste del modelo PhBT, al no detectarse con precisión la reducción de la concentración de fósforo, debido a la baja concentración inicial del medio de cultivo utilizado en estos reactores ($0.04\text{-}0.12 \text{ mg P l}^{-1}$).

En el cuadro 6 se observa que ninguno de los valores para S_{na} en los distintos reactores supera el límite para el fósforo total disuelto

Cuadro 6. Parámetros cinéticos de la eliminación del fósforo del *bloom* de microalgas por el modelo PhBT y velocidad de consumo de fósforo empleando el valor medio de A_p .

Nomenclatura	TPM1	TPM1'	TSM2	TSM2'	TSM2 + UASB	TSM2 + UASB'	UASB	UASB'
S_0 (mg P l ⁻¹)	4.09	3.96	0.19	0.19	1.5	1.5	4.34	4.54
S_m (mg P l ⁻¹)	0.02	0.02	0.04	0.04	0.07	0.06	0.35	0.46
μ_p (h ⁻¹)	0.142	0.149	0.082	0.082	0.193	0.181	0.059	0.064
R ²	0.974	0.989	0.999	0.999	0.999	0.999	0.990	0.970
-dP/dt (mg P l ⁻¹ d ⁻¹)	1.04	1.08	0.06	0.06	0.98	0.91	0.86	0.99

(1 ppm) establecido por la Directiva 98/15/CEE (European Commission Directive, 1998), siendo el valor más bajo 0.02 mg P l⁻¹ en los reactores TPM1 y TPM1', y el más alto 0.46 mg P l⁻¹ en UASB'. Los porcentajes de reducción fueron superiores a 80% en todos los casos, alcanzando 100% de eliminación del fósforo en los reactores TPM1 y TPM1'. Ruiz *et al.* (2012) obtienen eficiencias de eliminación mayores de 80% en cultivos de *Chlorella vulgaris* en diferentes medios de cultivo con aguas residuales y medios sintéticos, excepto en el caso del medio sintético rico en nitrógeno amoniacal, donde la inhibición de pH detiene el consumo de nutrientes, y el porcentaje de reducción es de 50%. Otros autores, como Ruiz-Marin *et al.* (2010), en condiciones muy parecidas a las de nuestro ensayo, obtienen para *Scenedesmus obliquus* eficiencias de eliminación de fósforo de 50 a 100%, partiendo de concentraciones iniciales de 12 mg P l⁻¹.

En el cuadro 5 también se observa que los valores para la tasa máxima específica de eliminación de fósforo, μ_p , son, en general, más altos que los de nitrógeno. Se sugiere que la absorción del fósforo es mayor que la del nitrógeno en proporción a los requisitos de la biomasa (Ruiz *et al.*, 2012). Teniendo en cuenta la media entre réplicas, para el reactor TSM2 + UASB, μ_p es un 95% más alta que en UASB y un 25% mayor que en TPM1.

Al igual que se hizo con el nitrógeno, para comparar los reactores bajo un único parámetro, se ha calculado la velocidad de consumo de fósforo (-dP/dt). En el cuadro 6 se observa cómo la velocidad de consumo del

fósforo comprende valores entre 0.86 y 1.08 mg P l⁻¹ d⁻¹ en los reactores UASB y TPM1', respectivamente. Si se tienen en cuenta los valores medios entre réplicas: TPM1 (1.06 mg P l⁻¹ d⁻¹), TSM2 + UASB (0.94 mg P l⁻¹ d⁻¹), UASB (0.92 mg P l⁻¹ d⁻¹), se puede afirmar que la velocidad de consumo de fósforo es de un 10% superior en el medio M1, en comparación con los medios M3 y M4, y de un 100% superior con respecto a M2. Esta velocidad de consumo de fósforo es mucho menor que la de consumo de nitrógeno, del orden de tres veces menor, siendo 3/1 la relación en la velocidad de consumo entre el nitrógeno y el fósforo, respectivamente. Esta relación es muy parecida a la que presenta la composición de las muestras de agua utilizadas en este ensayo, siendo la relación N/P próxima a 5/1 en los medios M1 y M3, y 2/1 en el medio M4 (cuadro 1); mientras que en el medio M2, la relación es de 82/1 debido a la baja concentración inicial de fósforo encontrada en este medio de cultivo.

Evaluación de la importancia de los procesos abióticos en la eliminación de nitrógeno y fósforo disuelto de los medios de cultivo estudiados

Dado que el pH durante el ensayo alcanzó valores por encima de 8 (ver figura 2), es posible que junto a la asimilación biológica del nitrógeno y fósforo por parte de las microalgas se diesen procesos abióticos como el *stripping* del amonio (Trussel, 1972) o la precipitación de fosfatos (Larsdotter, Jansen, & Dalhammar, 2007).

Para evaluar la importancia de la eliminación de nitrógeno por *stripping* se ha calculado el contenido teórico de éste en la biomasa al final del ensayo ($N_{\text{teórico}}$) en los ocho reactores (cuadro 7), a partir de la siguiente ecuación y utilizando parámetros cinéticos del cuadro 2 (X_0, X_m) y el cuadro 5 (S_0, S_{na}):

$$N_{\text{teórico}} = \frac{1}{Y_m} = \frac{S_0 - S_{na}}{X_m - X_0} \quad (9)$$

Con este valor se pudo calcular el contenido de nitrógeno eliminado por *stripping* ($N_{\text{stripping}}$) al realizar el siguiente balance de materia:

$$N_{\text{stripping}} = (N_{d,t=0} + N_{p,t=0}) - (N_{d,t=m} + N_{p,t=m}) \quad (10)$$

donde $N_{d,t=0}$ es el nitrógeno disuelto inicial o S_0 ; $N_{p,t=0}$ es el nitrógeno particulado inicial o X_0/Y_0 ; $N_{d,t=m}$ es el nitrógeno disuelto final o S_{na} ; y $N_{p,t=m}$ es el nitrógeno particulado final o X_m/Y_m . Siendo el tanto por ciento de este nutriente perdido por *stripping*: $\%N_{\text{stripping}} = N_{\text{stripping}} / (S_0 + (X_0/Y_0))$. Según los cálculos realizados, se puede afirmar que en un intervalo de 11 a 18%, el nitrógeno es eliminado por procesos de *stripping* (cuadro 7).

En el caso del fósforo y debido a que este componente no tiene fase aérea, en el cuadro

7 se ha calculado el contenido en fósforo en la biomasa al final del ensayo ($P_{\text{teórico}}$) en cada reactor según la ecuación (9) establecida anteriormente para el nitrógeno, pero utilizando los parámetros cinéticos del cuadro 2 (X_0, X_m) y del cuadro 6 (S_0, S_{na}). Los resultados obtenidos muestran que $P_{\text{teórico}}$ se encuentra entre valores de 0.1 a 0.6% (cuadro 7), valores típicos de este nutriente en microalgas (Kaplan, Richmond, Dubinsky, & Aaronson, 1986). Por lo tanto, se puede afirmar que es plausible que la importancia de la eliminación por precipitación de fósforo no haya sido excesivamente relevante.

Conclusiones

Es posible el cultivo de microalgas en aguas residuales urbanas con múltiples niveles de tratamiento.

El agua residual procedente del efluente de una planta UASB es el medio de cultivo con el que se consigue mayor productividad volumétrica de biomasa, cuando se cultiva un *bloom* de microalgas bajo condiciones controladas en laboratorio.

La eficiencia en la eliminación de nitrógeno y el fósforo por parte de las microalgas permite alcanzar concentraciones por debajo de los límites de vertido de estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas, establecidos en

Cuadro 7. Parámetros de contenido en nitrógeno y fósforo para la evaluación de la eliminación de nutrientes debido a procesos abióticos.

Nomenclatura	TPM1	TPM1'	TSM2	TSM2'	TSM2 + UASB	TSM2 + UASB'	UASB	UASB'
$N_{d,t=0}$ (mg l ⁻¹)	29.89	29.81	33.51	29.32	27.66	28.9	28.12	28.14
$N_{p,t=0}$ (mg l ⁻¹)	18.29	18.41	8.49	9.79	9.54	10.29	8.34	7.99
$N_{d,t=m}$ (mg l ⁻¹)	3.92	7.63	5.87	7.65	6.46	6.05	5.23	5.02
$N_{p,t=m}$ (mg l ⁻¹)	37.31	32.03	31.47	24.29	24.49	27.14	25.37	25.60
$N_{\text{teórico}}$ (mg l ⁻¹)	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02
$N_{\text{stripping}}$ (mg l ⁻¹)	6.97	8.59	4.67	7.22	6.29	6.04	5.95	5.52
$\%N_{\text{stripping}}$ (%)	14.46	17.81	11.12	18.43	16.89	15.40	16.28	15.27
$P_{d,t=0}$ (mg l ⁻¹)	4.09	3.96	0.19	0.19	1.5	1.5	4.34	4.54
$P_{d,t=m}$ (mg l ⁻¹)	0.02	0.02	0.04	0.04	0.07	0.06	0.35	0.46
$P_{\text{teórico}}$ (%)	0.60	0.59	0.02	0.01	0.14	0.16	0.32	0.34

la Directiva 98/15/CEE con todas las aguas residuales estudiadas.

La velocidad de consumo de nutrientes no presenta grandes diferencias entre los distintos medios de cultivo ensayados.

Los modelos cinéticos, como son el modelo de Verhulst y el modelo PhBT, son herramientas fiables de predicción a partir de datos experimentales.

Los procesos abióticos de eliminación de N y P contribuyeron en no más de XX y YY%, respectivamente, a la eliminación de estos nutrientes en todos los ensayos, siendo la asimilación biológica el proceso que más contribuyó a su eliminación.

Los resultados obtenidos indican que existen múltiples opciones a la hora de localizar un proceso basado en la biotecnología de microalgas para eliminar nitrógeno y fósforo en el diagrama de flujo de una estación depuradora de aguas residuales urbanas convencional. Si bien, al tenor de los resultados obtenidos en términos de productividad volumétrica de biomasa, la mejor de las opciones sería una disposición de los fotobiorreactores de microalgas como tratamiento terciario después de un proceso de eliminación de materia orgánica mediante un reactor anaerobio tipo UASB.

Referencias

- Anonymous (1991). *CHN-900/CHNS-932 Elemental Analysers for Carbon, Hydrogen, Nitrogen, Sulfur and Oxygen*. Available at: <http://richmondscientific.com/manuals/tm262manual.pdf>.
- Anonymous (2008). *Berghof Application Report: Speedwave Four Microwave Pressure Digestion, Food, Pharma, Cosmetics*. Germany. Available at: http://www.berghof.com/fileadmin/Dateien-Einpflege/Seitenbaum/Home-Downloads/Produkte/Laborgeraete/Aufschlusstechnik/speedwave four/Berghof_Laborgeraete_PR_Mikrowellendruckaufschluss_SpeedwaveFour_EN.pdf.
- APHA-AWWA-WEF (1992). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (1). Available at: <http://www.umass.edu/tei/mwwp/acrobat/sm9010-40intro.PDF>.
- Arbib, Z., Ruiz, J., Álvarez-Díaz, P., Garrido-Pérez, C., Barragan, J., & Perales, J. A. (2013). Long Term Outdoor Operation of a Tubular Airlift Pilot Photobioreactor and a High Rate Algal Pond as Tertiary Treatment of Urban Wastewater. *Ecological Engineering*, 52, 143-153. Accessed October 28, 2013. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S092585741200451X>.
- Barbosa, M. J., Hoogakker, J., & Wijffels, R. H. (2003). Optimisation of Cultivation Parameters in Photobioreactors for Microalgae Cultivation Using the A-Stat Technique. *Biomolecular Engineering*, 20(4-6), 115-123. Accessed October 24, 2013. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1389-034403000339>
- Benemann, J. R. (2009). *Microalgal Biofuels: A Brief Introduction*. Available at: <http://advancedbiofuelsusa.info/wp-content/uploads/2009/03/microalgae-biofuels-an-intro-duction-july23-2009-benemann.pdf>.
- Brune, D. E. J., Lundquist, T., & Benemann, J. R. (2009). *Microalgal Biomass for Greenhouse Gas Reductions; Potential for Replacement of Fossil-Fuels and Animal Feeds*. Available at: http://digitalcommons.calpoly.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1171&context=cenv_fac.
- Cabanelas, I. T. D., Ruiz, J., Arbib, Z., Alexandre Chinalia, F., Garrido Pérez, C., Rogalla, F., Andrade Nascimento, I., & Perales, J. A. (2013). Comparing the Use of Different Domestic Wastewaters for Coupling Microalgal Production and nutrient Removal. *Bioresource Technology* 131, 429-436.
- Dawson, C. J., & Hilton, J. (2011). Fertiliser Availability in a Resource-Limited World: Production and Recycling of Nitrogen and Phosphorus. *Food Policy*, 36, S14-S22. Accessed November 9, 2013. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0306-919210001260>.
- De Pauw, N., Bruggeman, E., & Persoone, G. (1978). Research on the Tertiary Treatment of Swine Manure by Mass Culturing of Algae. *Mitt. Internat. Verin. Limnol*, 21, 490-506.
- EPA (2008). *EPA Method 6010c (2000): Inductively coupled plasma-atomic emission spectrometry*. Washington, DC: E. and A. D. (4304) Office of Science and Technology.
- European Commission Directive (1998). Amending Council Directive 91/271/EEC with Respect to Certain Requirements Established in Annex I. *Official Journal of the European Communities*, 98/15/EC, 29-30.
- Fallahi, B., Hall, A. S., & Ragsdell, K. M. (1981). Application of the Generalized Reduced Gradient Method to Selected Mechanisms Synthesis Problems (49-56 pp.). In *International Conference on Software Engineering*. San Diego, California, USA.
- Gouveia, L., & Oliveira, A. C. (2009). Microalgae as a Raw Material for Biofuels Production. *J. Ind. Microbiol. Biot.*, 36(2), 269-274.
- Gray, N. F. (1989). *Biology of Wastewater Treatment*. Oxford: Oxford University Press.

- Griffiths, M. J., & Harrison, S.T.L. (2009). Lipid Productivity as a Key Characteristic for Choosing Algal Species for Biodiesel Production. *Journal of Applied Phycology*, 21(5), 493-507. Accessed October 19, 2013. Available at: <http://link.springer.com/10.1007/s10811-008-9392-7>.
- Hecky, R. E., & Kilham, P. (1988). Nutrient Limitation of Phytoplankton in Freshwater and Marine Environments: A Review of Recent Evidence on the Effects of Enrichment. *Limnology and Oceanography*, 33, 796-822.
- Heussler, P. (1985). Development and Results of Peruvian-German Microalgae Project. *Ergebn. Limnol.*, 20, 1-8.
- Kaplan, D., Richmond, A. E., Dubinsky, Z., & Aaronson, S. (1986). Algal Nutrition. In *Crc Handbook of Microalgal Mass Culture*, Richmond. Boca Raton: CRC Press.
- Kennish, M. J., & De Jonge, V. N. (2012). Chemical Introductions to the Systems Diffuse and Nonpoint Source Pollution from Chemicals Nutrients Eutrophication (p. 315). In E. McLusky, & D. Wolanski (Eds.). *Treatise on Estuarine and Coastal Science Human-induced Problems (Uses and Abuses)*. Oxford: Elsevier.
- Köthe, J., & Bitsch, R. (1992). Oxsolv® Plus Microwave – A New Way for Sample Preparation. *Fresenius' Journal of Analytical Chemistry*, 343(9-10), 717-718.
- Larsdotter, K., Jansen, J. L. C., & Dalhammar, G. (2007). Biologically Mediated Phosphorus Precipitation in Wastewater Treatment with Microalgae. *Environ. Technol.*, 28(9), 953-960.
- Liang, Y. N., Sarkany, N., & Cui, Y. (2009). Biomass and Lipid Productivities of *Chlorella vulgaris* under Autotrophic, Heterotrophic and Mixotrophic Growth Conditions. *Biotechnol Lett.*, 31(7), 1043e9.
- Mariappan, J., & Krishnamurthy, S. (1996). A Generalized Exact Gradient Method for Mechanism Synthesis. *Mechanism and Machine Theory*, 31(4), 413-421.
- Martin, C., Picard, G., & De la Noüe, J. (1985). Epuration Biologique du Lisier de Porc par Production de Biomasses D'algues Unicellulaires. *Mircen J. Appl. Microbiol. Biotechnol.*, 11, 173-184.
- Müller, R., & Weidemann, F. (1955). Die Bestimmung des Nitrats in Wasser. *Jahrb. Wasserchem. Wasserreinigungstechnik*. Verlag Chemie 12, 247-271.
- Patel, A., Barrington, S., & Lefsrud, M. (2012). Microalgae for Phosphorus Removal and Biomass Production: A Six Species Screen for Dual-Purpose Organisms. *GCB Bioenergy*, 4(5), 485-495. Accessed October 28, 2013. Available at: <http://doi.wiley.com/10.1111/j.1757-1707.2012.01159.x>.
- Peleg, M., Corradini, M. G., & Normand, M. D. (2007). The Logistic (Verhulst) Model for Sigmoid Microbial Growth Curves Revisited. *Food Research International*, 40, 808-818.
- Qiang, H., Zarmi, Y., & Richmond, A. (1998). Combined Effects of Light Intensity, Light-Path and Culture Density on Output Rate of *Spirulina Platensis* (Cyanobacteria). *European Journal of Phycology*, 33, 165-171.
- Quiroga, J. M., Perales, J. A., Romero, L. I., & Sales, D. (1999). Biodegradation Kinetics of Surfactants in Seawater. *Chemosphere*, 39, 1957-1969.
- Ragsdell, K. M. (1975). On the Application of the Generalized Reduced Gradient Method to Mechanism Synthesis (pp. 405-410). *World Congress on the Theory of Mach. and Mech. 4th*. Avtomaticheskaya Svarka.
- Rashid, N., Ur Rehman, M. S., Memon, S., Ur-Rahman, Z., Lee, K., & Han, J. (2013). Current Status, Barriers and Developments in Biohydrogen Production by Microalgae. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 22, 571-579.
- Ruiz, J., Álvarez-Díaz, P. D., Arbib, Z., Garrido-Pérez, C., Barragán, J., & Perales, J. A. (2011). Effect of Nitrogen and Phosphorus Concentration on their Removal Kinetic in Treated Urban Wastewater by *Chlorella vulgaris*. *Int. J. Phytoremediation*, 13(9), 884-896.
- Ruiz, J., Álvarez-Díaz, P. D., Arbib, Z., Garrido-Pérez, C., Barragán, J., & Perales, J. A. (2013). Performance of a Flat Panel Reactor in the Continuous Culture of Microalgae in urban Wastewater: Prediction from a Batch Experiment. *Bioresource Technology*, 127, 456-463. Accessed October 28, 2013. Available at: <http://www.ncbi.nlm.nih.gov/pubmed/23138070>.
- Ruiz, J., Arbib, Z., Álvarez-Díaz, P. D., Garrido-Pérez, C., Barragán, J., & Perales, J. A. (2012). Photobiotreatment Model (Phbt): A Kinetic Model for Microalgae Biomass Growth and Nutrient Removal in Wastewater. *Environmental Technology*, 34(8), 979-991. Accessed October 28, 2013. Available at: <http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/09593330.2012.724451>.
- Ruiz-Marin, A., Mendoza-Espinosa, L. G., & Stephenson, T. (2010). Growth and Nutrient Removal in Free and Immobilized Green Algae in Batch and Semi-Continuous Cultures Treating Real Wastewater. *Bioresource Technology*, 101, 58-64.
- Samorì, G., Samorì, C., Guerrini, F., & Pistocchi, R. (2013). Growth and Nitrogen Removal Capacity of *Desmodesmus Communis* and of a Natural Microalgae Consortium in a Batch Culture System in View of Urban Wastewater Treatment: Part I. *Water Research*, 47(2), 791-801. Accessed October 27, 2013. Available at: <http://www.ncbi.nlm.nih.gov/pubmed/23211134>.
- Schnackenberg, J., Ikemoto, H., & Miyachi, S. (1996). Photosynthesis and Hydrogen Evolution under Stress Conditions in a CO₂-Tolerant Marine Green Alga *Chlorococcum littorale*. *Journal of Photochemistry and Photobiology B: Biology*, 62, 34-59.
- Shelef, G., Azov, Y., Moraine, R., & Oron, G. (1980). Algal Mass Production as an Integral Part of a Wastewater Treatment and Reclamation System. In *Algae Biomass*. Amsterdam: Shelef&Soeder, Ed., Elsevier/North-Holland Biomedical Press.

- Shelof, G., Moraine, R., & Oron, G. (1978). Photosynthetic Biomass Production from Sewage. *Ergebn. Limnol.*, 11, 3-14.
- Smith, V. H., & Schindler, D. W. (2009). Eutrophication Science: Where do We Go from Here? *Trends Ecol. Evol.*, 24, 201-207.
- Talbot, P., Thébault, J. M., Dauta, A., & De La Noüe, J. (1991). A Comparative Study and Mathematical Modeling of temperature, Light and Growth of Three Microalgae Potentially Useful for Wastewater Treatment. *Water Research*, 25(4), 465-472. Accessed October 29, 2013. Available at: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0043135491900833>.
- Tang, D., Han, W., Li, P., Miao, X., & Zhong, J. (2011). CO₂ Biofixation and Fatty Acid Composition of *Scenedesmus obliquus* and *Chlorella pyrenoidosa* in Response to Different CO₂ Levels. *Bioresource technology*, 102(3), 3071-3076. Accessed October 24, 2013. Available at: <http://www.ncbi.nlm.nih.gov/pubmed/21041075>.
- Trussel, R. P. (1972). The Percent of Un-Ionized Ammonia in Aqueous Ammonia Solutions at Different pH Levels and Temperatures. *J. Fish. Res. Bd. Can.*, 29, 1505-1507.
- UNEP (2010). *Sick Water? The Central Role of Wastewater Management in Sustainable Development. A Rapid Response Assessment*. E. Corcoran et al. (Eds.). Available at: http://www.unep.org/pdf/SickWater_screen.pdf.
- Velan, M., & Saravanane, R. (2013). CO₂ Sequestration and Treatment of Municipal Sewage by Microalgae, *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering*. 2(5), 307-310.
- Verhulst, P. F. (1838). Notice Sur la Loi que la Population Suit dans son Accroissement. *Corres. Math. Phys.*, 10, 113-121.
- Walsh, S., & Diamond, D. (1995). Non-Linear Curve Fitting Using Microsoft Excel Solver. *Talanta*, 42, 561-572.
- Wang, L., Wang, Y. K., Chen, P., & Ruan, R. (2010). Semi-Continuous cultivation of *Chlorella vulgaris* for Treating Undigested and Digested Dairy Manures. *Applied Bio-Chemistry and Biotechnology*, 162, 2324-2332.

Dirección institucional de los autores

Lic. César Carlos García Gozalbes

Licenciado en Ciencias Ambientales por la Universidad de Cádiz

Centro Andaluz de Ciencia y Tecnología Marinas (Cacytmar)

Campus Universitario Polígono Río San Pedro 11510, Puerto Real, Cádiz, ESPAÑA

Teléfono: +34 (67) 5307 607

carlos.garciago@alum.uca.es

Dr. Zouhayr Arbib

Investigador de Aqualia, Gestión Integral del Agua S.A.

EDAR de El Torno, Chiclana de la Frontera, España

Campus Universitario Polígono Río San Pedro

11510, Puerto Real, Cádiz, ESPAÑA

Teléfono: +34 (95) 6016 747

zouhayr.arbib@fcc.es

Lic. José Antonio Perales Vargas-Machuca

Profesor del Departamento de Tecnologías del Medio Ambiente

Universidad de Cádiz

Centro Andaluz de Ciencia y Tecnología Marinas

(Cacytmar)

Campus Universitario Polígono Río San Pedro

11510, Puerto Real, Cádiz, ESPAÑA

Teléfono: +34 (95) 6016 747

joseantonio.perales@uca.es



Haga clic aquí para escribir al autor

Mejoras de eficiencia hidráulica en vertedores con canal de descarga libre en presas: propuesta metodológica

• Mauro Iñiguez-Covarrubias • Waldo Ojeda-Bustamante* •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

*Autor de correspondencia

• Carlos Díaz-Delgado •
Universidad Autónoma del Estado de México, Estado de México

Resumen

Iñiguez-Covarrubias, M., Ojeda-Bustamante, W., & Díaz-Delgado, C. (enero-febrero, 2015). Mejoras de eficiencia hidráulica en vertedores con canal de descarga libre en presas: propuesta metodológica. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 69-79.

En México, la infraestructura hidráulica está avejentada y en muchos casos urge rehabilitarla. Esta tarea requiere la aplicación de nuevos métodos de rediseño tanto hidráulico como hidrológico y en lo posible acorde con los desarrollos tecnológicos actuales. Una obra de infraestructura hidráulica utilizada en embalses son los vertedores con canal de descarga libre, generalmente ubicada en canales muy anchos o con cargas hidráulicas altas, características de importancia vital al determinar la altura de la cortina. Se presenta una propuesta de alternativa de diseño y de mejoras de la eficiencia hidráulica, al sustituir la estructura del cimacio por un vertedor tipo laberinto. Esta propuesta adopta las bases del diseño de vertedores de “pico de pato”. Como caso de estudio, se aplicó para el vertedor de la presa “El Ejidatario”, ubicada en Sombrerete, Zacatecas, México. Los resultados muestran que con la instalación del vertedor “pico de pato” se aumentó la longitud de vertido 5.67 veces en relación con la proporcionada con el cimacio; asimismo, se reduce la carga vertedora en 62.5%, al pasar de una carga de 80 a 30 cm y se incrementa en un 12% la capacidad del embalse con la misma altura del NAME. Además, se comparó la eficiencia hidráulica del “pico de pato” respecto al vertedor “tecla de piano” para la misma longitud de vertido y condiciones de instalación, siendo mayor en 208%. Se recomienda en la instalación del nuevo vertedor utilizar el mismo sitio del cimacio, sólo adecuando la entrada al tanque amortiguador y conservando la salida del canal de descarga. Se concluye recomendar un vertedor “pico de pato” en donde las condiciones físicas o de estudio se requiera, ya que al aumentar la eficiencia hidráulica del vertedor para este caso, aumenta la capacidad del embalse y, por lo tanto, la vida de servicio.

Palabras clave: vertedor “pico de pato”, vertedores de descarga libre, seguridad en presas.

Abstract

Iñiguez-Covarrubias, M., Ojeda-Bustamante, W., & Díaz-Delgado, C. (January-February, 2015). Improvements in the Hydraulic Efficiency of Weirs with Free Outfalls in Dams. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 69-79.

Hydraulic infrastructure in Mexico is aging and in many cases there is an urgent need for rehabilitation. This task requires the application of new hydraulic as well as hydrological design methods that are consistent with current technological developments, to the extent possible. Free weirs are hydraulic infrastructures used in reservoirs and are generally located in very wide channels or those with high hydraulic loads, characteristics which are vitally important to determine the height of a dam wall. A proposal is presented for an alternative design and to improve hydraulic efficiency by substituting the free weir with a labyrinth weir. This proposal is based on the duckbill weir design. A case study was conducted in the “El Ejidatario” dam located in Sombrerete, Zacatecas, Mexico. The results show that with the installation of a labyrinth weir the length increased to 5.67 times that of the free weir. In addition, with a change in load from 80 to 30 cm the weir load decreased 62.5% and the capacity of the reservoir increased 12% with the same mean elevation. The hydraulic efficiency of the duckbill weir was compared to that of the piano key weir for the same weir length and installation conditions, resulting in a 208% improvement. It is recommended to install the new weir in the same site as the free weir, only adapting the entrance to the stilling basin while using the same outlet to the discharge channel. A labyrinth weir is recommended when physical or study conditions require it, since in this case by increasing the hydraulic efficiency of the weir the capacity of the reservoir will increase and, thus, the service life.

Keywords: Labyrinth weir, duckbill weir, free outflow weirs, dam safety.

Recibido: 06/02/13
Aceptado: 11/09/14

Introducción

En México, la infraestructura hidráulica está avejentada y en muchos casos urge rehabilitarla. Esta tarea requiere la aplicación de nuevos métodos de diseño tanto hidráulico como hidrológico y en lo posible de acuerdo con los actuales desarrollos tecnológicos. Hoy en día, la infraestructura hidráulica en los distritos y unidades de riego en México es conservada, operada y administrada por usuarios y la Comisión Nacional del Agua (Conagua). Entre estas tareas, la mayor cantidad del recurso económico invertido es destinado a rubros administrativos, asignando pocos recursos para la conservación de dicha infraestructura (IMTA, 2007). La infraestructura hidroagrícola incluye la obra de cabeza (embalse), red mayor, red menor, caminos y red de drenaje, dejando lastimosamente en el olvido las obras de excedencias o vertedores en particular.

Una obra de infraestructura hidráulica utilizada en embalses son los vertedores con canal de descarga libre, generalmente ubicados en canales de descarga muy anchos o con cargas hidráulicas altas, características de importancia vital al determinar la altura de la cortina (SARH, 1973; Arreguín, 2000; CFE, 1981). Para el diseño de vertedores de descarga libre se utiliza la metodología propuesta por USDI (1979), con bases teóricas de la mecánica de fluidos, expuestas por Chow (1959), Henderson (1966), Levi (1567), y Levi y Aldama (1979), entre otros. Estas estructuras, instaladas en un importante número de embalses de México, sobre todo en presas de materiales graduados, han resultado costosas, pues requieren, por la relación longitud de vertido-carga hidráulica sobre el vertedor, de un canal muy ancho para tirantes pequeños o tirantes altos con longitudes pequeñas de vertedor, lo que implica mayor altura de la cortina. Sin embargo, se subraya que son de fácil operación, ya que su funcionamiento no requiere de equipo ni mano de obra.

En los distritos y unidades de riego en México, los diseños modernos de la infraestructura

incluyen métodos de control del flujo de agua y de operación, para ello se utilizan las estructuras de control de nivel con el fin de no variar la extracción del gasto en las tomas. La metodología de diseño aplicada se basa principalmente en los trabajos de Hay y Taylor (1970). Estos autores presentan un método general de diseño derivado de trabajos experimentales sobre el funcionamiento hidráulico de vertedores tipo laberinto. El funcionamiento de los vertedores de cresta larga consiste en incrementar la descarga por unidad de ancho de la estructura para un nivel fijo de operación sobre la cresta vertedora. En la figura 1 se muestra planta y perfil de una sección de un canal donde se ubica un vertedor de cresta larga. En esta figura, L_n es el ancho del espejo del agua a la altura de la cresta; H , la carga hidráulica sobre el vertedor; W_r , la altura del vertedor.

El diseño del vertedor de cresta larga consiste en determinar la longitud de la cresta vertedora, de manera que las variaciones del nivel del agua sobre el vertedor se mantengan dentro de un rango máximo para la operación. Hay y Taylor (1970) definen un método que requiere la estimación de un parámetro denominado Wr ; los autores reportan los valores de W_r (cuadro 1) obtenidos de manera experimental, haciendo variar la relación H/W_n contra la relación Q_n/Q_d donde Q_n es el gasto de diseño del vertedor en laberinto y Q_d es el gasto que pasa por el vertedor normal $Q_d = C_d * L * H^{(3/2)}$, $L = L_n - 0.2H$ y C_d = coeficiente de descarga del vertedor normal; además, W_r es variable en la relación para la determinación de la longitud de la cresta vertedora (L_e), la cual se determina con la ecuación (1):

$$L_e = L_n \left(\frac{C_s}{C_d} \right) W_r \quad (1)$$

Donde L_e = longitud efectiva; C_s = coeficiente de descarga del vertedor de cresta larga, el ángulo α del vertedor es la inclinación del vertedor con respecto al eje longitudinal del canal (figura 1) y se determina con $\alpha = 0.75 \arcsen(L_n/L_e)$.

El número de ciclos del vertedor se establece usando los modelos de la figura 2. Para

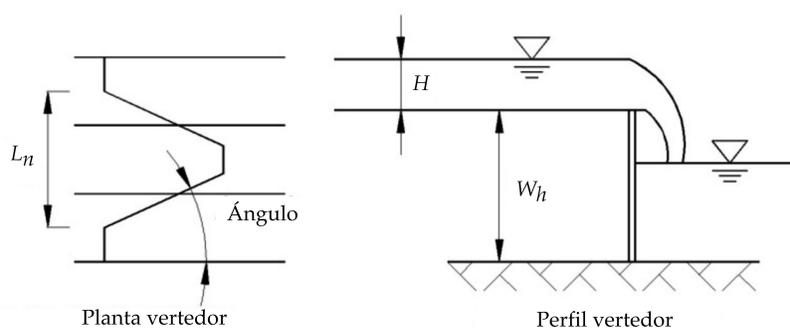


Figura 1. Planta y perfil del vertedor de cresta larga.

Cuadro 1. Valores de W_h (Hay & Taylor, 1970).

Relación de Q_u/Q_d	Relación de H/W_h				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.00	2.00	2.00	2.10	2.20
3	3.00	3.05	3.15	3.33	3.50
4	4.00	4.10	4.33	4.65	5.90
5	5.05	5.26	5.77	7.99	-
6	6.09	6.71	8.20	-	-
7	7.22	8.10	-	-	-
8	8.30	-	-	-	-

el uso del representativo se entra con las relaciones: L_c/L_n indicado con un asterisco; L_n/W_h , indicado con dos asteriscos, y el ángulo α indicado con tres asteriscos; además, cada modelo se indica con el número situado en la parte superior. Hay y Taylor (1970) presentan más ampliamente los pasos uno a uno en la determinación de su propuesta, la cual utiliza, entre otros, Walker (1987).

Ribeiro *et al.* (2012) han propuesto un tipo de estructuras vertedoras de descarga libre utilizadas en presas de almacenamiento, al que denominan vertedores “tecla de piano”. Este tipo de vertedor es parecido en la forma a un vertedor “pico de pato” de sección rectangular, tal como se muestra en la figura 3. Ribeiro *et al.* (2012) comentan que para el diseño del vertedor no se tomaron en cuenta los estudios reportados por Hay y Taylor (1970).

En la figura 3 se muestra la vista en planta y perfil del vertedor “tecla de piano”. En este

tipo de vertedor, la sección “B” interior no es de descarga libre y la sección de salida “A” no es de pared vertical. En el cuadro 2 se presentan las características generales de los vertedores de “tecla de piano”, sólo que para esta revisión se divide en tres partes: gasto entrada a la llave, gasto lateral de la llave y gasto salida de la llave.

En el cuadro 2 se incluyen las ecuaciones del cálculo de gasto por separado, según tres tipos de vertedores, los cuales se unen al hacer el vertedor “tecla de piano”. El coeficiente de descarga de acuerdo con Sotelo-Ávila (1979) es mayor para un vertedor cuando se tienen menos obstáculos por vencer, esto significa que el mayor coeficiente de descarga para un vertedor es cuando se tiene la descarga libre y sin contracciones laterales.

De acuerdo con Ribeiro *et al.* (2012), el gasto del vertedor “tecla de piano” es función de los parámetros que se anotan en la ecuación (2):

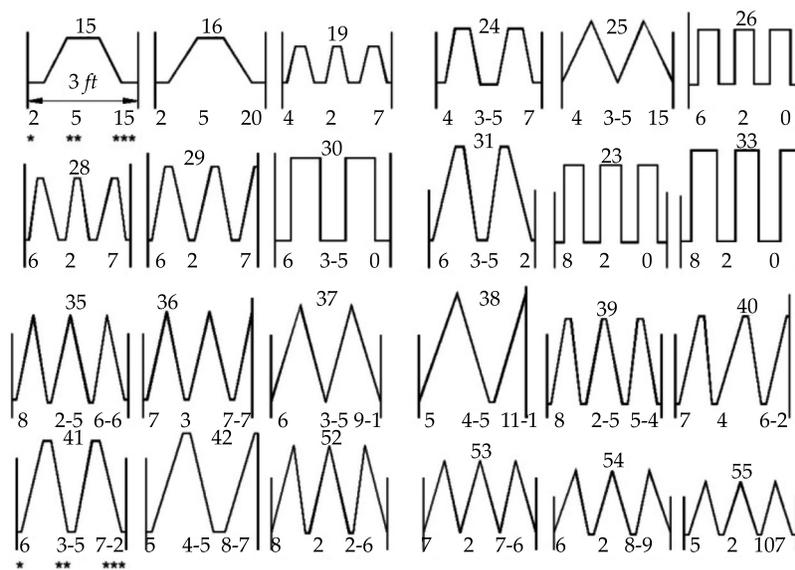


Figura 2. Modelos de los vertedores de cresta larga reportados por Hay y Taylor (1970).

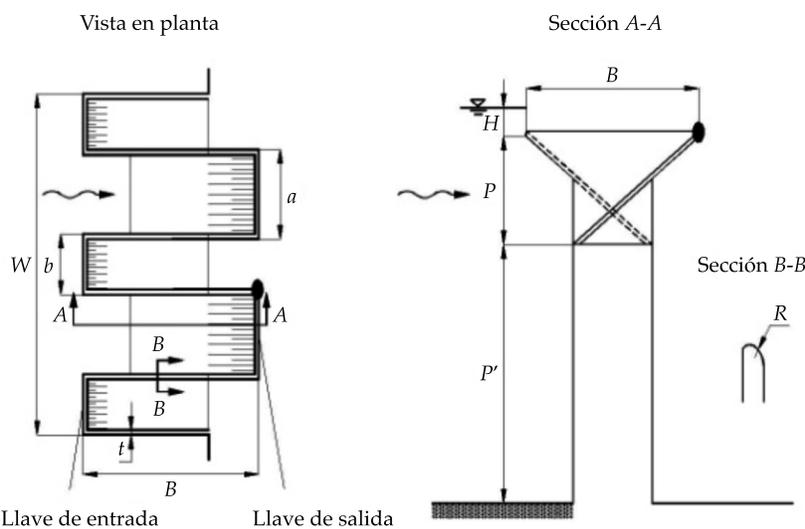


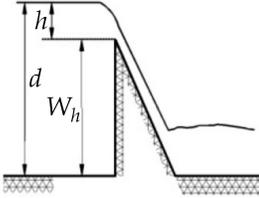
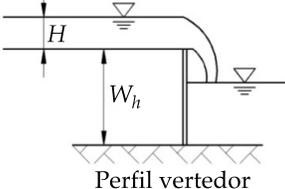
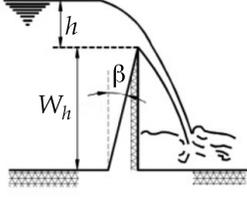
Figura 3. Planta y perfil del vertedor “tecla de piano” (Ribeiro et al., 2012).

$$Q_{PWK} = f(\rho, g, \nu, \sigma, H, L, P, P', W, a, b, S_{\text{entrada}}, S_{\text{salida}}, \alpha, t, R) \quad (2)$$

Donde ρ = densidad del agua; g = aceleración de gravedad; ν = viscosidad dinámica; σ = tensión superficial; H = carga hidráulica sobre el

vertedor; L = longitud del vertedor; P = altura del vertedor “tecla de piano”; P' = altura de piso a nivel de inicio del vertedor; W = ancho de la cresta vertedora; a = ancho exterior de la tecla; b = ancho interior de la tecla; S_{entrada} = pendiente de entrada; S_{salida} = pendiente de salida; α = ángulo entre la entrada y salida;

Cuadro 2. Valores de Q para tres tipos de vertedores.

Gasto entrada a la llave	Gasto lateral de la llave	Gasto salida de la llave
	 <p>Perfil vertedor</p>	
$Q = CLh^{3/5} \left(1 + 0.787C^2 \frac{h^2}{d^2} \right)$	$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} LH^{3/2}$	$Q = \frac{2}{3} C \alpha \sqrt{2g} LH^{3/2}$

t = espesor de la pared vertedora; R = radio de la cresta vertedora.

La metodología reportada por Ribeiro *et al.* (2012) para el diseño del vertedor está basada en resultados de investigaciones realizadas con modelos a escala. De los resultados experimentales se determinaron las relaciones H/a vs. r , y H/P vs. r , para diferentes valores de L/W .

Con base en lo anteriormente presentado, los desafíos para los investigadores relacionados con el diseño de infraestructura hidráulica es desarrollar nuevos y más eficientes métodos de diseño, en lo posible de acuerdo con los más recientes desarrollos tecnológicos. Por ello, en este trabajo se presenta una propuesta original alternativa de diseño de vertedores. En específico, se propone sustituir la estructura de vertedores con canal de descarga libre en presas de almacenamiento por un vertedor de control del tipo laberinto, con el fin de realizar mejoras en la eficiencia hidráulica en vertedor con canal de descarga libre en presas y al mismo tiempo aumentar la capacidad de almacenamiento con la misma elevación de la cota del NAME e incrementar la vida útil del embalse.

Materiales y métodos

Para el estudio del caso se expone el embalse “El Ejidatario”, localizado en el ejido Felipe Ángeles del municipio de Sombrerete, en el estado de Zacatecas, México (figura 4). Las coordenadas geográficas son latitud norte 23°

34' 30'' y longitud oeste 103° 33' 30'', y se tiene una elevación de 2 217.97 msnm (Colegio de Postgraduados, 1977).

El área de la cuenca comprende una superficie de 50 km²; la precipitación media anual es de 500 mm; se estimó un escurrimiento medio anual de 4.5 hm³; el embalse cuenta con una capacidad de almacenamiento útil de 1.25 hm³, y abastece una área de riego de 150 hectáreas (Colegio de Postgraduados, 1977). En la margen izquierda se ubica el vertedor de demasías tipo “cimacio de descarga libre”, con capacidad de verter una avenida máxima de 35 m³/s; el canal de llamada y el canal de descarga no están revestidos, por estar alojados sobre roca riolítica (Colegio de Postgraduados, 1977).

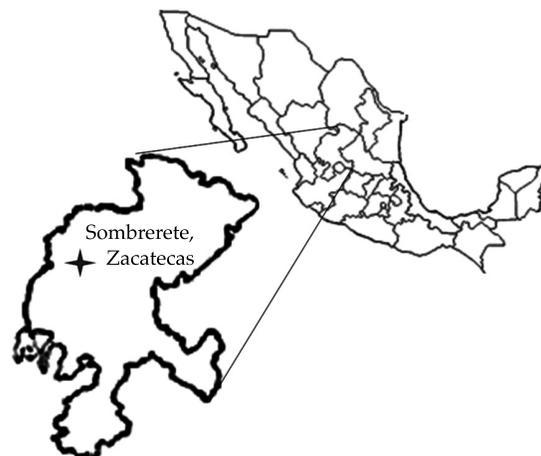


Figura 4. Mapa de localización, estado de Zacatecas, México.

La obra vertedora es una estructura llamada vertedor con canal de descarga libre (Arreguín & Alcocer, 2011), que consta de canal de acceso, cresta vertedora, tanque amortiguador o dissipador de energía, y canal de descarga. La cresta vertedora está formada por un cimacio que adopta la forma del flujo del agua al caer y se conoce como perfil Creager; el canal de acceso tiene una base del canal de llamada y salida con anchura de 25.0 m, taludes del canal de $k = 0:1$ y está alojada al inicio en el canal de acceso en la cota nivel de rasante = 2 212.70 msnm. En la figura 5 se observa el canal de acceso al vertedor, la ubicación del cimacio y la descarga del vertedor con curvas de nivel.

La propuesta inicia con proponer la metodología realizada por Hay y Taylor (1970) en el diseño de vertedores “pico de pato”. Esta metodología no permite diseños para más de tres ciclos, por lo que para este caso de estudio, por ser secciones muy extensas, se propone separar en unidades el ancho de la cresta y el gasto, al dividir por el mismo denominador y con ello realizar diseños por unidad separada, como cuerpos independientes, y una vez ya diseñadas, unir esas partes en la resultante integral. Esta estructura es necesario acoplarla en el canal de llamada, estructura vertedora, dissipador de energía y el canal de descarga.

El diseño y la ubicación de vertedores de cresta larga tipo “pico de pato” se realiza en tres pasos. Paso uno: se divide el ancho del canal y gasto entre siete estructuras, siendo la unidad: $Q_n =$ gasto de diseño = $5 \text{ m}^3/\text{s}$; (b) base = 3.57 m ; (k) talud = $0:1$; (m) pendiente = 0.0008 ; (n) Manning = 0.017 ; (Y_n) tirante normal = 1.091 m ; (Y_c) tirante crítico = 0.585 m . Es importante señalar que la carga real sobre el vertedor es considerada de 0.30 m , la cual es la carga máxima tolerante de acuerdo con la altura del vertedor.

Paso dos: diseño del vertedor como tipo “pico de pato”. Con base en el método propuesto por Hay y Taylor (1970), se diseña el vertedor. Los datos de entrada son (W_h) altura del vertedor = 1.0 m ; (h) carga sobre el vertedor = 0.3 m . Las dimensiones obtenidas del vertedor “pico de pato” son longitud efectiva del vertedor = 20.21 m ; ángulo (alfa) = 7.63° ; (W_r) coeficiente de eficiencia = 4.58 ; $L_e =$ longitud efectiva = $L_n - 0.2H = 3.57 - 0.2 * 0.3 = 3.51$; $C_d = 1.778 + (H/W_h) = 1.778 + (0.3/1.0) = 2.078$; $Q_d = C_d * L * H^{(3/2)} = 2.078 * 3.51 * (0.3)^{(3/2)} = 1.19 \text{ m}^3/\text{s}$; la relación gastos de $Q_{pp}/Q_d = 5.0/1.19 = 4.17$; (a) ancho de los picos = 0.13 m . Como resultado se elige el modelo 31 de dos ciclos (figura 2); se muestra en la figura 6.

Paso tres: al final del diseño de la estructura terminal se procede a la unión de los diseños

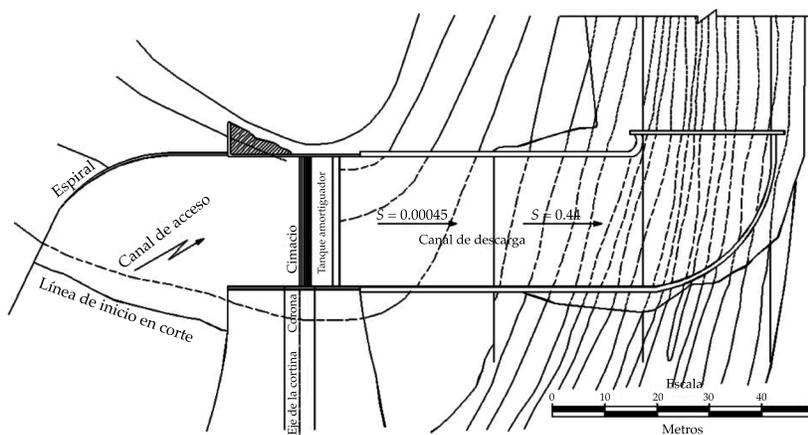


Figura 5. Vista en planta de la estructura vertedora.

unitarios del vertedor. La figura 7 muestra las características generales de los vertedores de cresta larga propuestos para instalarse sobre el canal principal margen derecha, base = 25 m, longitud total, $L = 141.47$ m, completando 14 ciclos en toda estructura vertedora (siete unidades con dos ciclos por unidad). Se instala el vertedor, se adecua con la estructura disipadora de energía y se procede a la elaboración de planos.

La propuesta continúa al proponer la metodología realizada por Ribeiro *et al.* (2012) en el diseño de vertedores “tecla de piano”; también se propone separar en unidades el ancho de la cresta y el gasto, al dividir por el mismo denominador, y con ello realizar diseños por unidad separada, como cuerpos independientes, y una vez ya diseñadas unir esas unidades en la resultante integral. Esta estructura también es necesario acoplarla en el canal de llamada, estructura vertedora, disipador de energía y el canal de descarga.

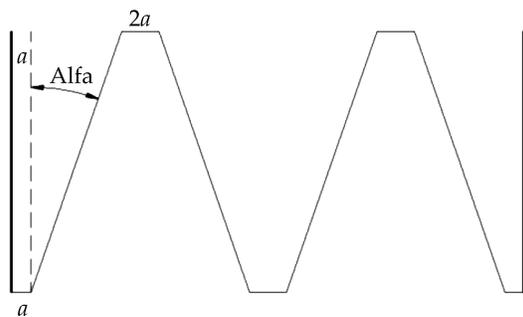


Figura 6. Planta del vertedor “pico de pato”, resultado de Hay y Taylor (1970).

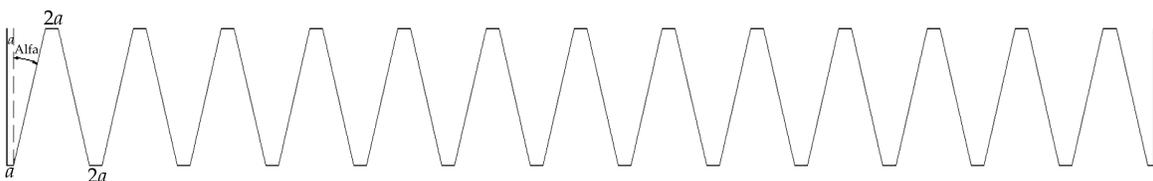


Figura 7. Unión de todos los diseños parciales del vertedor en una sola estructura “pico de pato”.

El diseño y la ubicación de vertedores de cresta larga tipo “tecla de piano” se adaptó a realizarse en tres pasos. Paso uno: se divide el ancho del canal y gasto entre siete estructuras, siendo la unidad $Qn =$ gasto de diseño = $5 \text{ m}^3/\text{s}$; (b) base = 3.57 m. Es importante señalar que la carga real sobre el vertedor es considerada $H = 0.30$ m, la cual es la carga máxima tolerante de acuerdo con la altura del vertedor, con las características consideradas para el dimensionamiento del vertedor “pico de pato”, longitud efectiva del vertedor = 20.21 m.

Paso dos: en esta etapa se procede a la revisión del diseño del vertedor tipo “tecla de piano” con base en la metodología propuesta por Ribeiro *et al.* (2012). El diseño, según los autores, considera los datos de (H) altura de la carga hidráulica sobre el vertedor = 0.3 m; longitud interior del vertedor (para este caso, a igual que b) $a = 0.89$, $b = 0.89$ m, y altura del vertedor $P = 1.0$. Con la relación $a/b = 1.0$ siempre mayor que uno, y $P/a = 1.0/0.89 = 1.12$ también siempre mayor que uno. Con el apoyo de la figura 8 y $H/P = 0.3/1.0 = 0.3$, que en correspondencia con la relación L/W , se obtiene r relación de entre caudales, $r = Q_{TP}/Q_d = 2.0$ (figura 8), con el modelo B2.

En cuanto a las dimensiones presentadas ($a = 0.89$ m, $b = 0.89$ y la relación $a/b = 1.0$) y por ser la forma en “tecla de piano”, se escoge de la figura 2 el modelo 30, que corresponde en conjunto a la longitud de 20.21 ; este resultado se muestra representado en la figura 9.

Paso tres: esta etapa consiste en unir todos los picos en una sola estructura; es decir, se procede a la unión de los diseños parciales

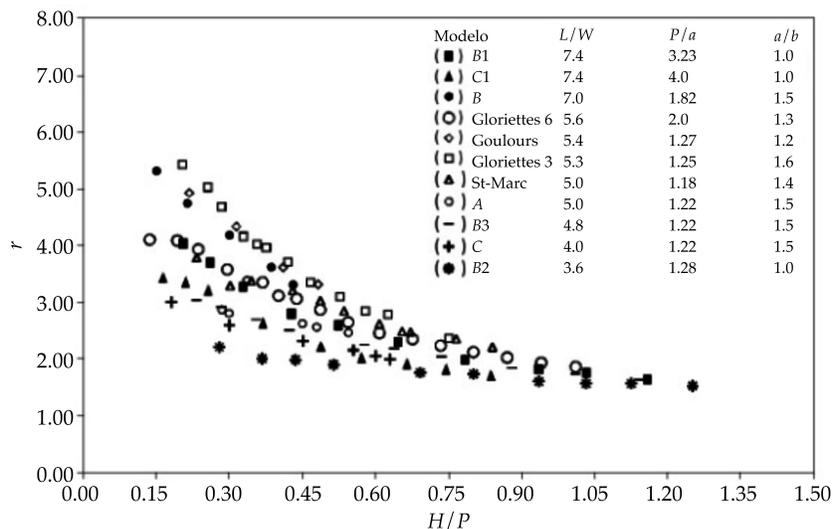


Figura 8. Relación H/P vs. r.

del vertedor “tecla de piano”. En la figura 10 se presentan las características generales de los vertedores de cresta larga propuestos para instalarse sobre el canal principal margen derecha, base = 25 m; longitud total, $L = 141.47$ m, completando siete unidades con dos ciclos cada unidad, con lo cual se tienen 14 teclas. Se instala el vertedor con la estructura disipadora de energía y se procede a la elaboración de planos.

Resultados y discusión

Los resultados obtenidos muestran que los dos diseños tienen la misma base del canal, $B = 25$ metros; la longitud de la nueva cresta vertedora es mayor en 5.67 veces con respecto a la del vertedor con canal de descarga libre, al pasar de una longitud de 25 metros a la nueva longitud total de cresta igual a $L = 141.47$ metros, completando 14 ciclos en toda la estructura vertedora.

Con los resultados obtenidos se observa que para los vertedores “tecla de piano”, cuando la relación longitud de la cresta vertedora y ancho del canal (L/W) aumenta y la relación a/b es mayor que 1, el vertedor se asemeja al vertedor “pico de pato”; el aumento del valor de r sólo depende de la elevación P ; para este ejercicio, $P = 1.0$ metros.

El vertedor “tecla de piano” tiene una relación de gastos $r = 2.0$, por lo que sólo puede verter un gasto de $Q_{TP} = 2 * 1.19 \text{ m}^3/\text{s} = 2.38 \text{ m}^3/\text{s}$. Lo anterior se debe a una mayor pérdida de carga hidráulica a la entrada y salida de la tecla, ya que no son consideradas de descarga libre, evidenciando que el vertedor con mayor coeficiente de descarga es el vertedor de des-

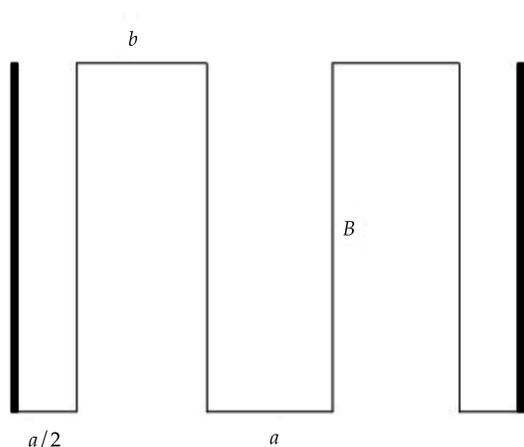


Figura 9. Planta del vertedor “pico de pato”, modelo 30.

carga libre (Anderson & Tullis, 2012). Lo anterior implica un aumento en la eficiencia del vertedor. Esto se logra con aumentar la altura P , tal como se observa en los modelos de la figura 8, con la misma longitud de cresta vertedora; es interesante anotar el cómo aumenta la eficiencia del vertedor “tecla de piano”, al incrementar la altura del cimacio, entidad que en este caso no se puede incrementar.

Con el vertedor “pico de pato”, la relación de eficiencia de caudales es $Q_n/Q_d=5.0/1.19=4.17$; es decir, 208% mayor que el determinado con “tecla de piano”. Es importante señalar que ha sido necesario fraccionar el ancho en el diseño del “pico de pato”, ya que las recomendaciones de diseño sólo permiten tener una estructura con no más de tres picos para aplicar las metodologías aquí propuestas.

Los resultados obtenidos muestran que con las alternativas de diseño analizadas se ha

logrado una reducción de la carga vertedora en 62.5%, al pasar de una carga hidráulica de 80 a 30 cm, al pasar de la elevación de la cresta vertedora anterior 2 213.20 msnm a la nueva elevación 2 213.70 msnm, respetando la elevación de 2 214.0 msnm del NAME y al mismo tiempo se ha incrementado en 12% la capacidad de almacenamiento. En la figura 11 se muestra el gráfico elevaciones-áreas-capacidades del vaso.

En la figura 12 se muestra el perfil longitudinal de la estructura vertedora “pico de pato”, instalada con adaptaciones al eliminar el cimacio, pero conservando la misma estructura disipadora de energía, respetando los niveles de salida del canal de descarga, siendo recomendado en el mismo sitio del vertedor y por lo tanto en muy reducido costo adicional a la obra; entre otros, se muestra la elevación del bordo = 2 215.5 msnm.

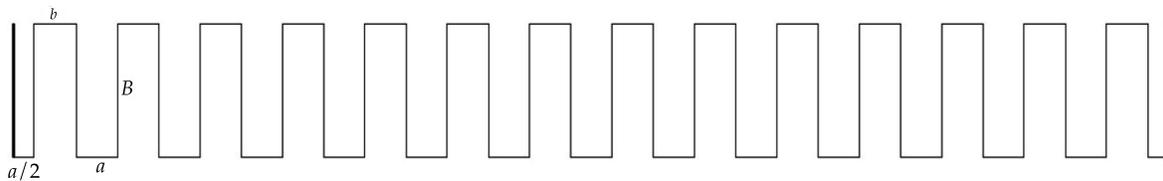


Figura 10. Unión de todos los picos en una sola estructura “tecla de piano”.

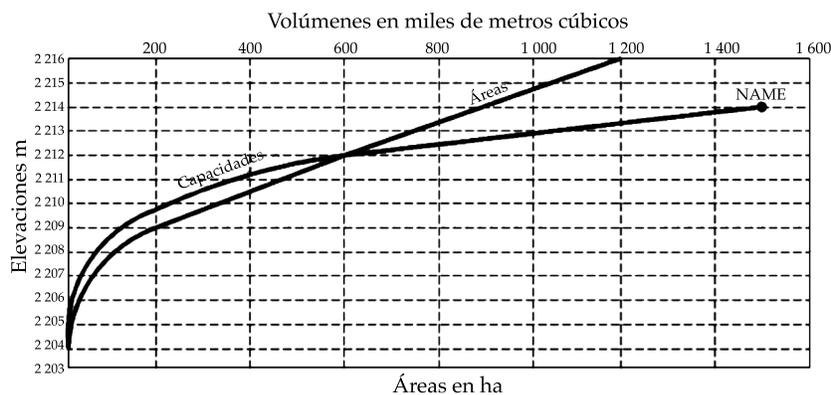


Figura 11. Curva elevaciones-áreas-capacidades.

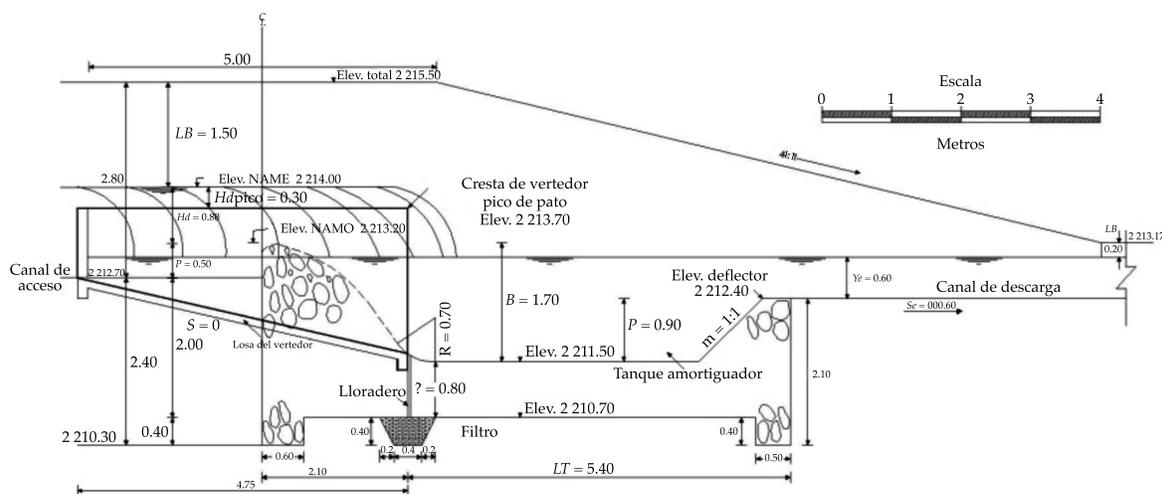


Figura 12. Perfil longitudinal de la estructura vertedora adaptada.

Conclusiones y recomendaciones

Con base en el desarrollo metodológico aquí presentado es posible recomendar la sustitución del cimacio de un vertedero de descarga libre por un vertedero del tipo “pico de pato” en presas de almacenamiento donde sea necesario y las condiciones físicas lo permitan. En efecto, con esta nueva configuración de la obra de vertido de demasías se reduce la carga hidráulica sobre el vertedero para el gasto de diseño, se incrementa de manera significativa la capacidad de almacenamiento y, por lo tanto, en este caso se alarga la vida útil del embalse.

De igual forma se recomienda el empleo de las propuestas de diseño alternativas aquí presentadas, primero considerando la metodología propuesta por Hay y Taylor (1970); para este caso, la eficiencia es mayor en más de 200%. Es importante señalar que los dos métodos de diseño analizados son aplicables, siempre y cuando se respeten las condiciones en que fueron investigados. Sin embargo, el método de Ribeiro *et al.* (2012) para una misma longitud de cresta vertedora que el “pico de pato” necesita una altura mayor de la variable P ; difícil cumplir este requisito en el caso presentado. La metodología alter-

nativa presentada aquí facilita el diseño y la reingeniería en vertedores con canal de descarga libre en presas con infraestructura existente, así como en el diseño de nuevos vertedores en presas de almacenamiento, pero con mayor eficiencia hidráulica. Finalmente se subraya que los diseños obtenidos con la aplicación de esta metodología mantienen las características de una fácil operación y sin requerimientos de equipo ni mano de obra.

Referencias

- Anderson, R. M., & Tullis, B. P. (April 1, 2012). Comparison of Piano Key and Rectangular Labyrinth Weir Hydraulics. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(4), 358-361.
- Arreguín, F. (2000). *Obras de excedencia* (262 pp.). Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Arreguín, F., & Alcocer, V. (2011). *Diseño hidráulico de vertedores* (244 pp.). Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- CFE (1981). *Obras de excedencia* (134 pp.). Colección Manual de Diseño de Obras Civiles. México, DF: Comisión Federal de Electricidad.
- Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics* (680 pp.). New York: McGraw-Hill.
- Colegio de Postgraduados (1977). *Manual para proyectos de pequeñas obras hidráulicas para riego y abrevadero* (247 pp.). México, DF: SARH.

- Henderson, F. M. (1966). *Open Channel Flow* (522 pp.). New York: MacMillan.
- IMTA (2007). *Plan director DR 087 Rosario Mezquite, Yurécuaro Michoacán* (456 pp.). Proyecto CNA-IMTA, enero-diciembre. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Levi, E. (1957). *Mecánica de los fluidos* (p. 266). México, DF: UNAM, Instituto de Ingeniería.
- Levi, E. & Aldama, A. A. (1979). *Diseño hidrodinámico y automatización fluidica en obras hidráulicas* (170 pp.). México, DF: UNAM, Instituto de Ingeniería.
- Hay, N., & Taylor, G. (November, 1970). Performance and Design of Labyrinth Weir. *Journal of the Hydraulics Division*, 96, No HY11, 2337-2357.
- Ribeiro, L., Bieri, M., Boillat, L., Schleiss, J., Singhal, G., & Sharma, N. (February 1, 2012). Discharge Capacity of Piano Key Weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(2), 199-203.
- SARH (1973). *Proyecto de zonas de riego* (567 pp.). México, DF: Dirección de Proyectos de Irrigación, Departamento de Canales,
- Sotelo-Ávila, G. (1979). *Hidráulica general* (560 pp.). México, DF: Limusa.
- USDI (1979) *Diseño de presas pequeñas* (639 pp.). México, DF: CECSA, U.S. Department of Interior.

- Walker, R. E. (1987). Long Crested Weirs. Planning, Operation, Rehabilitation and Automation of Irrigation Water Delivery Systems (344 pp.). *Symposium Proceedings*, New York, ASCE.

Dirección institucional de los autores

Dr. Mauro Iñiguez-Covarrubias
Dr. Waldo Ojeda-Bustamante

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8535 Colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
mic@tlaloc.imta.mx
wojeda@tlaloc.imta.mx

Dr. Carlos Díaz-Delgado

Centro Interamericano de Recursos del Agua
Facultad de Ingeniería
Universidad Autónoma del Estado de México
Cerro de Coatepec s/n
50130 Toluca, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (722) 2965 550
Fax: +52 (722) 2965 551
cdiazd@uaemex.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Presa Villita, Michoacán, México.

Foto proporcionada por Magnolia Velázquez Olivares y Valverde.

Desarrollo de la región hidrológica del Balsas mediante la modificación de su veda

• Juan Carlos Valencia-Vargas* •
Comisión Estatal del Agua, Morelos, México
*Autor de correspondencia

Resumen

Valencia-Vargas, J. C. (enero-febrero, 2015). Desarrollo de la Región Hidrológica del Balsas mediante la modificación de su veda. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 81-97.

La Región Hidrológica núm. 18 Balsas está constituida por ocho estados y 420 municipios, con una superficie correspondiente a 6% del territorio nacional, concentrando en él mismo más de 10% de la población nacional. Es generadora de 10% de la energía eléctrica que se consume en el país y de 25% de la energía hidroeléctrica de México. En 1937, solamente 38% de la población contaba con energía eléctrica; por ello, el gobierno federal creó la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y ésta inició la construcción de las primeras plantas hidroeléctricas, aprovechando los escurrimientos de las partes altas de las cuencas, con gastos de agua pequeños y caídas grandes. La topografía de la cuenca del río Balsas es útil de forma natural para la generación de energía eléctrica; por ello se vedó el aprovechamiento de sus aguas, afluentes y subafluentes para otra cosa que no fuera la generación de energía. Esto, sin embargo, generó marginación y rezago social en la región, al no poder dotar de agua a la población para que pudiera satisfacer sus necesidades básicas. A fin de corregir esta situación, en el Consejo de Cuenca del Río Balsas se decidió modificar la veda, con el objetivo de poder asignar volúmenes para uso y consumo humano. El 22 de marzo de 2011 se publicó el Decreto Presidencial que permitió asignar 219 645 221.83 m³/año, con una reserva de 113 001 678.17 m³/año, beneficiando a 340 municipios y 4 245 115 habitantes hasta el año 2030.

Palabras clave: agua, veda, desarrollo.

Abstract

Valencia-Vargas, J. C. (January-February, 2015). Development of the Balsas Hydrological Region by Modifying Prohibitions. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 81-97.

Balsas Hydrological Region No. 18 consists of 8 states and 420 municipalities in Mexico, with an area corresponding to 6% of the national territory. Over 10% of the country's population lives there and it generates 10% of the electricity and 25% of the hydroelectric power consumed in the country. In 1937, only 38% of the population had electricity. Therefore, the federal government created the Federal Electric Commission (FEC) which began to build the first hydroelectric plants, taking advantage of runoffs in upper portions of basins-- from small water flows to large falls. Given the topography of the Balsas River basin, it is a natural generator of electricity, which is why the use of its waters for activities not related to energy generation was prohibited. The resulting inability to provide the population water to meet its basic needs produced economic and social marginalization in the region. To correct this situation, the Balsas River Basin Council decided to modify the prohibition and allocate water for human use and consumption. On March 22, 2011, the presidential decree was published which permitted allocating 219 645 221.83 m³/year (until 2030), with a reserve of 113 001 678.17 m³/year, benefiting 340 municipalities and 4 245 115 inhabitants.

Keywords: water, prohibitions, development.

Recibido: 14/03/13
Aceptado: 07/05/14

Marco de referencia

En México, el agua se administra por cuencas. El país se ha dividido en trece regiones hidrológicamente delimitadas, cuyos límites se ajustaron para comprender municipios enteros y facilitar

el manejo administrativo de los programas; una de estas regiones, la cual analizaremos, es la Región Hidrológico-Administrativa IV Balsas, localizada al sur de nuestro país.

La Región Hidrológico-Administrativa IV Balsas está constituida por la Región Hidrológica

núm. 18 Balsas (figura 1), la cual tiene una superficie territorial de 117 305 km² (Conagua, 2010), que representa 6% del territorio nacional, estando limitada al norte por las regiones hidrológicas núm. 12 Lerma-Santiago, núm. 26 Río Pánuco y núm. 27 norte de Veracruz; al oeste, por las regiones hidrológicas núm. 16 Armería-Coahuayana y núm. 17 costa de Michoacán; al sur, por el océano Pacífico y por las regiones hidrológicas núm. 19 Costa Grande de Guerrero y núm. 20 Costa Chica de Guerrero; y al este, por la Región Hidrológica núm. 28 Papaloapan.

La Región Hidrológica núm. 18 Balsas está en ocho de los 32 estados del país, abarcando en su totalidad al estado de Morelos (100%) y parcialmente a los estados de Tlaxcala (75%), Guerrero (63%), Michoacán (62%), Puebla (55%), Estado de México (36%), Oaxaca (9%) y Jalisco

(4%), con un total de 420 municipios, según se tiene en la última modificación del “Acuerdo por el que se determina la circunscripción territorial de los organismos de cuenca de la Conagua” (*Diario Oficial de la Federación, DOF*) del 1° de abril de 2010.

La Región Hidrológica núm. 18 está limitada por las sierras Madre del Sur y la de Juárez, así como por el eje neovolcánico; tiene la forma de una depresión muy alargada, con valles muy angostos, cuyo territorio está formado en su mayor parte por elevaciones con fuertes pendientes y un arreglo geológico poco propicio para el control y almacenamiento de los grandes escurrimientos que se presentan en la región hidrológica, ya que cuenta con un potencial importante de escurrimientos consistentes en 991 milímetros al año.

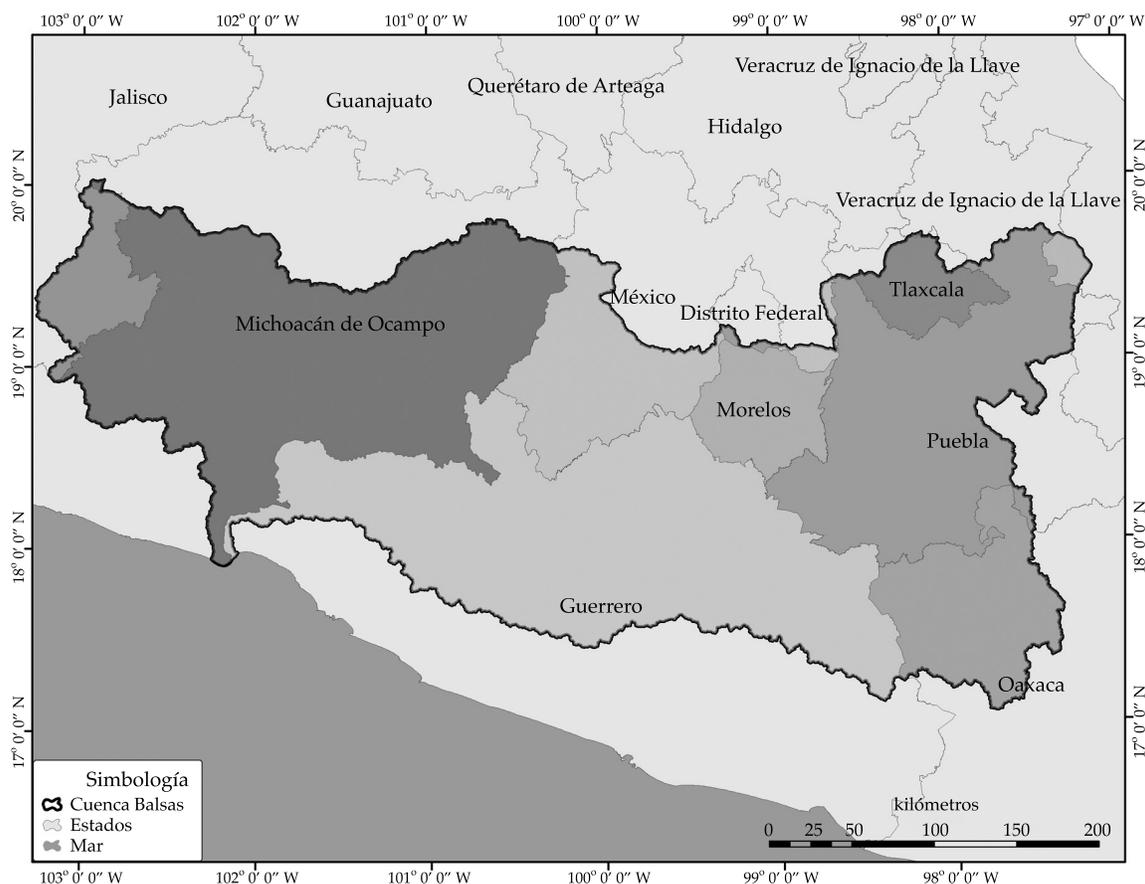


Figura 1. Localización de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas.

Hidrología

El análisis del escurrimiento en la Región Hidrológica núm. 18 Balsas se ha integrado en quince cuencas hidrológicas, como se muestra en la figura 2. La división se realizó a partir de las condiciones físicas; es decir, el parteaguas que las define, y de las estructuras de control existentes, ya sean presas o estaciones hidrométricas; lo anterior, con excepción de las cuencas cerradas, definidas en exclusivo por sus límites físicos. Por otro lado, para fines de planeación y manejo administrativo, la Región Hidrológica núm. 18 Balsas se ha dividido, a su vez, en las subregiones hidrológicas Alto, Medio y Bajo Balsas.

La precipitación media anual en la región es del orden de 991 milímetros; esta precipitación se determinó tomando en cuenta los datos obtenidos del registro de 587 estaciones meteorológicas con que cuenta la Conagua en la zona; en general, las precipitaciones se presentan principalmente durante los meses de mayo a octubre, lo que dificulta el aprovechamiento, dado el carácter torrencial en la mayoría de los casos. La mayor proporción de las precipitaciones se tiene entre los meses de julio-septiembre (80% del total anual), con una

baja en el mes de agosto; durante el mes de marzo es cuando se observan las condiciones de sequía más severas en la cuenca, sobre todo porque desde el mes de noviembre existe una baja sensible de la precipitación.

Las fuertes pendientes y las precipitaciones torrenciales generan grandes avenidas en tiempos muy cortos, que junto con la deforestación severa que se ha dado en las partes altas, han provocado un proceso de erosión y transporte de azolves muy importante; esta erosión trae consigo impactos ambientales, como la perturbación en la regulación del ciclo hidrológico, menores rendimientos en la producción agrícola y pecuaria, degradación de la cubierta vegetal, pérdida de biodiversidad, disminución de la vida útil de las obras hidráulicas, sedimentos en el lecho de los ríos y desestabilización de laderas, que ponen en riesgo a personas, viviendas e infraestructura, tal y como lo demuestra el estudio realizado en las 37 regiones hidrológicas del país (Horrillo, Pedrozo, & Onandia, 2011). Estas características físicas explican por qué en dicha cuenca se privilegió el aprovechamiento del agua para la generación de energía eléctrica sobre la demanda de uso en la década de 1940.

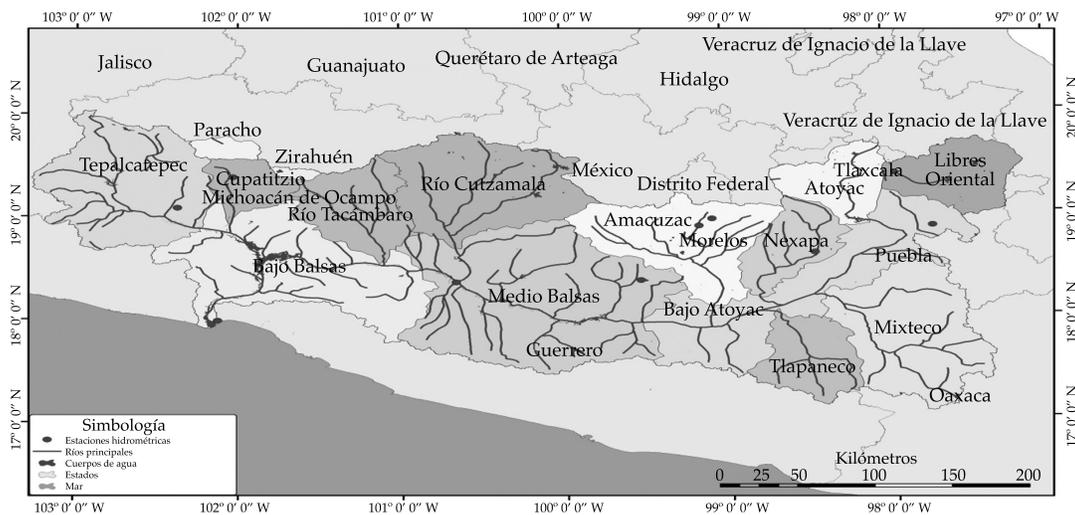


Figura 2. Subregiones y cuencas hidrológicas de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas.

Dado que la mayor parte del territorio de la cuenca está constituido por zonas serranas con pequeños valles, cuyos suelos son pobres y de baja productividad debido a las fuertes pendientes, el potencial para el desarrollo agrícola es muy bajo. En cambio, estas características adversas para la explotación agrícola le dan gran potencial energético y una vocación natural para la generación de energía eléctrica, ya que su paso estrecho y las fuertes pendientes del río Balsas lo hacen muy atractivo y económico para su embalsamiento.

Población

De la recopilación de datos históricos (Series Históricas, INEGI, varios años), se aprecia que el crecimiento de la población en las últimas cinco décadas corresponde a poco más de 300%.

Actualmente se cuenta con una población total de 10 990 154 habitantes, lo que representa poco más de 10% de la población total del país (INEGI, 2010). De los 420 municipios correspondientes a la región, 45 tienen una población mayor a 50 000 habitantes, lo cual representa 56% de la población total de la región; 17 centros urbanos, con una población superior a los 100 000 habitantes, que representan un 37.4% de la población en la región.

Los decretos de veda o de reserva

En 1937, solamente 38% de la población contaba con energía eléctrica; por ello, el go-

bierno federal creó la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y ésta inició la construcción de las primeras plantas hidroeléctricas, aprovechando los escurrimientos de las partes altas de las cuencas, con gastos de agua pequeños y caídas grandes.

Dada la vocación natural para la generación de energía eléctrica que tiene la cuenca del río Balsas, se vedó el aprovechamiento de sus aguas, sus afluentes y subafluentes para la generación de energía mediante los siguientes instrumentos jurídicos:

- La Reserva Nacional de Energía Hidráulica, en el tramo comprendido desde 50 kilómetros aguas arriba del puente del ferrocarril del Balsas, en el municipio de Arcelia, Guerrero, hasta su desembocadura en el océano Pacífico, en la jurisdicción del municipio de la Unión, Guerrero, por 200 000 litros por segundo, hasta un volumen anual de 6 307 200 000 metros cúbicos (DOF, 18 de junio de 1940).
- La Reserva Nacional de Energía Hidráulica, constituida en favor de la Comisión del Tepalcatepec para generación de energía en el tramo comprendido entre el cañón de Churumuco y el vértice superior del delta del propio río Balsas, que sirve de límite entre los estados de Guerrero y Michoacán, con un gasto de 400 metros cúbicos por segundo, continuos durante todo el año, hasta un volumen máximo anual de 12 614 400 000 m³ (DOF, 30 de octubre de 1956).

Cuadro 1. Población por entidad federativa de la Región Hidrológica Balsas.

Entidad federativa	Población en 2010 (hab.)	Municipios
Guerrero	1 175 379	45
Jalisco	20 753	3
México	980 608	33
Michoacán	1 818 314	45
Morelos	1 777 227	33
Oaxaca	295 155	78
Puebla	3 828 390	127
Tlaxcala	1 094 328	56
Total	10 990 154	420

- La Reserva Nacional de Energía Hidráulica, en el tramo comprendido entre la confluencia de los ríos Mixteco y Atoyac hasta 35 kilómetros aguas abajo de la confluencia del río Tacámbaro con el río Balsas, y en las aguas broncas y mansas del río Amacuzac desde Cacahuamilpa hasta su confluencia con el río Balsas, estado de Morelos, con un volumen asignado de 13 610 320 000 (DOF, 25 de agosto de 1958).
- La veda por tiempo indefinido para el otorgamiento de concesiones de aguas del río Balsas, y de todos los afluentes y subafluentes que constituyen su cuenca tributaria desde su origen en el estado de Puebla hasta su desembocadura en el océano Pacífico (DOF, 2 de febrero de 1966).

El resultado: marginación y rezago social

Las reservas de aguas superficiales destinadas a la generación de energía eléctrica generaron que no se pudiera dotar de agua a la población ni se otorgara para sus actividades productivas, lo que restringió el desarrollo en las diversas entidades federativas que integran la circunscripción territorial de la cuenca (figura 3).

Tal hecho queda de manifiesto en el muy alto y alto grado de marginación de diversos municipios que se ubican en la parte alta de la cuenca (figura 4), a kilómetros de distancia de donde se encuentra la infraestructura para la generación de energía eléctrica, principalmente en las subregiones Tepalcatepec (Medio Balsas) y Bajo Balsas, donde la hidrogenación es la principal actividad productiva del agua.

El índice de marginación no es más que la medida-resumen que nos permite observar por entidades federativas y/o municipales el impacto global de la carencia que padece la población, como falta de acceso a la educación, la residencia en viviendas inadecuadas, la percepción de ingresos monetarios insuficientes y las relaciones con la residencia en localidades pequeñas. Del cuadro 2 observamos que dos estados de la cuenca (Guerrero y Oaxaca) presentan un grado de marginación muy alto y otros dos (Puebla y Michoacán de Ocampo) registran un grado de marginación alto. Otro aspecto a resaltar del cuadro es que en el ámbito nacional, los índices de marginación de Guerrero, Oaxaca y Puebla ocupan los lugares 1, 3 y 5, respectivamente.

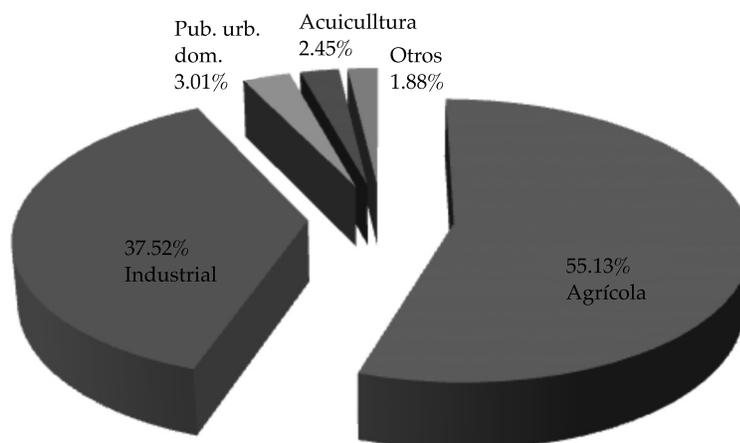


Figura 3. Usos de aguas superficiales en la región.

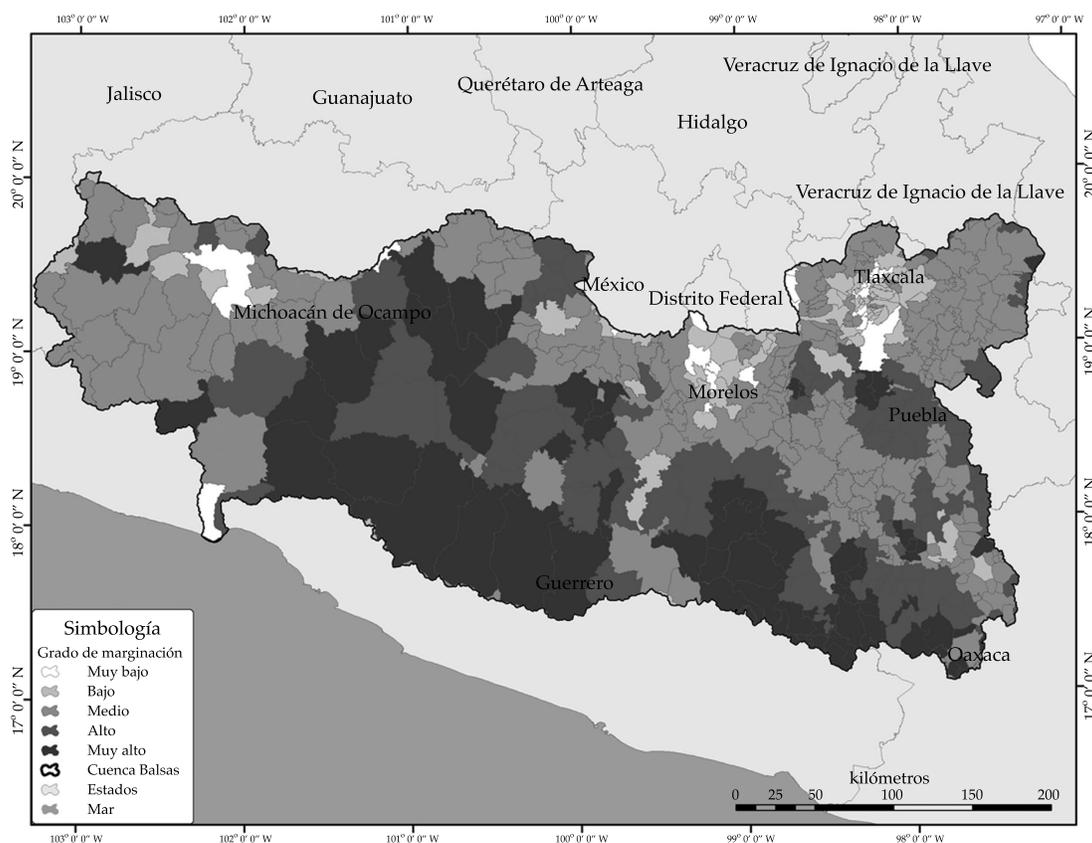


Figura 4. Grado de marginación en la región hidrológica (Conapo, 2010).

Ahora bien, otra medida, definición e identificación de la pobreza, es el índice de rezago social, el cual nos permite diferenciar el impacto global de las carencias que padece la población como resultado de la falta de acceso a la educación, a servicios de salud, a espacios de vivienda adecuados y a servicios básicos de calidad. En el cuadro 3 se muestran los resultados de este índice en la cuenca.

Análisis prospectivo

Es necesario el crecimiento e intensificación de actividades productivas para lograr una serie de objetivos estratégicos, como el combate a la pobreza, el crecimiento económico, la seguridad alimentaria y la mejora de nuestra competitividad internacional. Pero en nuestro país, este proceso de desarrollo se empieza a

encontrar con límites en la disponibilidad del agua, lo cual, por consecuencia, está generando diferentes grados de sobreexplotación y escasez. De continuar con esta tendencia, el uso insostenible de los recursos hídricos será, sin lugar a dudas, un factor que impondrá límites al desarrollo económico y social.

Éste es uno de los mayores problemas que se presenta, no sólo en nuestra nación sino en todo el mundo, por lo cual hoy se busca sentar las bases para que México cuente con seguridad en el suministro del agua que requiere para su desarrollo, que se utilice de manera eficiente, se reconozca su valor estratégico y económico, se protejan los cuerpos de agua, y se preserve el medio ambiente para las futuras generaciones.

Las tendencias indican que el acelerado desarrollo urbano se manifestará de varias

Cuadro 2. Índice de marginación (IM) y grado de marginación (GM) en la zona (estimaciones del Conapo con base en INEGI, Censo de Población y Vivienda.

Estado	% población de 15 años o más analfabeta	% población de 15 años o más sin primaria completa	% ocupantes en viviendas sin drenaje ni excusado	% ocupantes en viviendas sin energía eléctrica	% ocupantes en viviendas con entubada	% viviendas con algún nivel de hacinamiento	% ocupantes en viviendas con piso de tierra	% población en localidades con menos de 5 000 habitantes	% población ocupada con ingreso de hasta 2 salarios mínimos	IM	GM	Lugar que ocupa en el contexto nacional
Guerrero	16.82	31.60	19.58	4.38	29.79	50.18	19.61	49.68	54.94	2.53	Muy alto	1
Jalisco	4.39	18.02	1.50	0.78	3.86	30.10	3.19	17.50	27.15	-0.82	Bajo	27
México	4.41	14.29	3.18	0.79	5.67	37.93	3.94	19.10	35.34	-0.55	Bajo	22
Michoacán	10.25	29.19	3.81	1.70	8.06	36.17	10.98	40.58	43.69	0.52	Alto	8
Morelos	6.46	17.88	1.98	0.81	8.25	34.17	7.80	24.65	38.23	-0.27	Medio	19
Oaxaca	16.38	33.85	4.01	4.93	23.66	46.53	19.33	61.51	57.77	2.14	Muy alto	3
Puebla	10.44	25.13	3.09	1.67	12.40	44.59	9.86	38.50	52.45	0.71	Alto	5
Tlaxcala	5.22	15.52	2.69	1.00	1.47	42.96	3.73	36.40	52.99	-0.14	Medio	16

Cuadro 3. Índice de rezago social (IRS) y grado de rezago social (GRS) en la cuenca (Coneval, 2010).

Estados	% población de 15 años o más analfabeta	% población de 6 a 14 años que no asiste a la escuela	% población de 15 años y más con educación básica incompleta	% población sin derecho a servicios de salud	% Viviendas con piso de tierra	% viviendas que no disponen de excusado o sanitario	% viviendas que no disponen de agua entubada de la red pública	% viviendas que no disponen de drenaje	% viviendas que no disponen de energía eléctrica	% viviendas que no disponen de lavadora	% viviendas que no disponen de refrigerador	IRS	GRS	Lugar que ocupa en el contexto nacional
Guerrero	16.68	6.49	53.75	45.75	18.35	19.52	37.74	22.55	4.18	60.57	26.81	2.52	Muy alto	1
Jalisco	4.36	5.27	41.19	34.51	3.02	2.37	5.34	2.06	0.83	19.20	7.35	-0.66	Muy bajo	25
México	4.38	3.84	34.76	40.39	3.76	4.02	7.81	5.26	0.81	34.29	20.60	-0.37	Bajo	19
Michoacán	10.18	7.13	53.71	44.36	10.25	4.96	11.82	10.76	1.75	34.76	18.16	0.75	Alto	6
Morelos	6.42	5.15	37.19	35.28	7.21	3.17	12.39	4.43	0.97	38.11	14.25	-0.13	Medio	16
Oaxaca	16.27	5.64	57.80	43.08	18.74	5.41	30.10	28.35	5.23	62.70	40.04	2.42	Muy alto	2
Puebla	10.38	5.78	49.09	49.28	9.46	4.60	16.17	12.31	1.86	52.06	36.31	1.07	Alto	5
Tlaxcala	5.19	3.28	38.97	37.77	3.85	4.57	4.36	5.36	1.20	51.47	33.68	-0.05	Medio	13

formas, con frecuencia en forma de asentamientos irregulares en áreas periurbanas y de difícil acceso; situación que dificulta la provisión de servicios de agua potable y saneamiento. Por otro lado, en las zonas rurales, donde la pobreza extrema es mayor, existe el mayor porcentaje de personas sin acceso a servicios de agua y la gran dispersión dificulta la provisión de los servicios. Podríamos decir que existe una polarización y concentración del desarrollo y los recursos económicos, humanos y tecnológicos en las regiones y zonas con menores recursos naturales, que por esa misma concentración son altamente vulnerables a su sobreexplotación y contaminación.

El Consejo de Cuenca del Río Balsas

El 26 de marzo de 1999 se constituyó el Consejo de Cuenca del Río Balsas (CCRB). La Ley de Aguas Nacionales, en su artículo 3, fracción XV, define los consejos de cuenca como órganos colegiados de integración mixta, que serán instancia de coordinación y concertación, apoyo, consulta y asesoría entre la Conagua, incluyendo el organismo de cuenca que corresponda, las dependencias y entidades de

las instancias federal, estatal o municipal, y los representantes de los usuarios de agua y de las organizaciones de la sociedad de la respectiva cuenca hidrológica o región hidrológica.

El CCRB promueve sistemas de gestión del agua, tomando en cuenta la participación social como un elemento central; esto, para dar viabilidad a los planes, programas, normas y reglamentos encaminados a atender las necesidades básicas de abastecimiento de agua, saneamiento de corrientes y cauces; así como ordenar y regular la explotación, uso y aprovechamiento de las aguas superficiales, subterráneas y residuales de la cuenca, acorde con su disponibilidad.

Análisis técnico prospectivo

El análisis técnico prospectivo (ATP) que mencionamos con anterioridad se formuló con la finalidad de poder definir los lineamientos y criterios estratégicos que permitan el uso sustentable y el abastecimiento seguro a los diferentes usuarios del agua, al menor costo posible, con los máximos beneficios. Este análisis se dividió en cuatro ejes que conforman la "Agenda del Agua 2030".

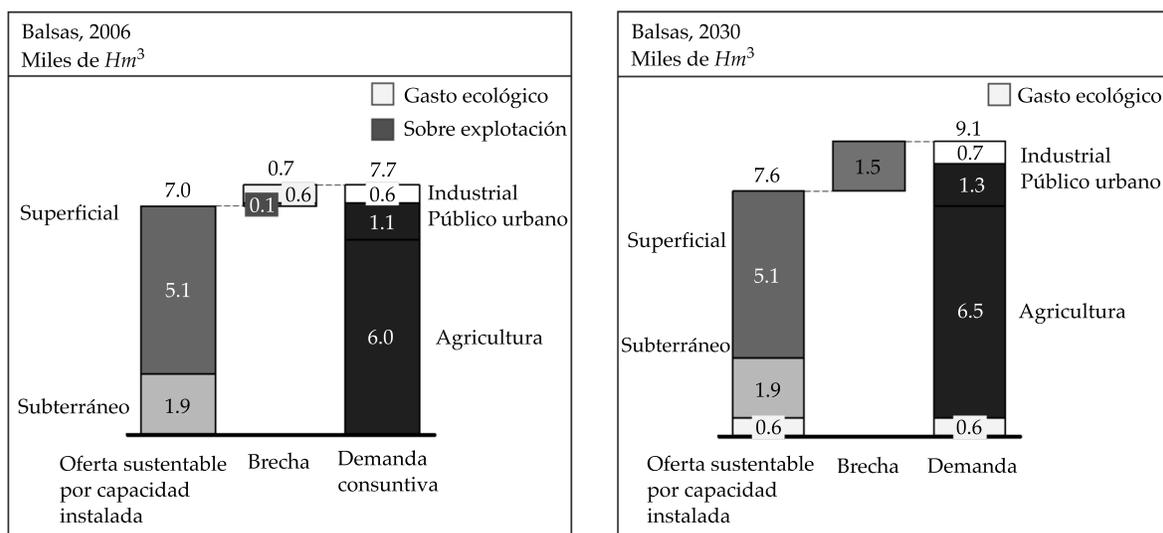


Figura 5. "Brecha" actual y "brecha" proyectada para 2030.

El resultado de este estudio técnico describe el déficit de abastecimiento y sustentabilidad del agua en los diferentes usos, a lo cual se denominará como “la brecha” (diferencia entre la oferta sustentable accesible por capacidad instalada y la demanda total), además de generar una proyección al 2030 de dicha brecha. Del resultado del estudio realizado en la Región Hidrológico-Administrativa IV, Balsas tenemos (figura 5):

En la Región Hidrológico-Administrativa Balsas, a la fecha del estudio, se podía proporcionar una oferta (volumen de agua que se puede entregar al usuario final) por capacidad instalada de 7.0 mil Hm³, con 5.1 mil Hm³ en aguas superficiales y 1.9 mil Hm³ de aguas subterráneas, pero la demanda (volumen que se destina para satisfacer los requerimientos de agua de los sectores productivos y de la sociedad) consuntiva del líquido asciende a 7.7 mil Hm³: 6.0 mil Hm³ en uso agrícola, 1.1 mil Hm³ para uso público urbano y 0.6 mil Hm³ para uso industrial.

Con base en lo anterior se tiene que en la región Hidrológico-Administrativa Balsas se utilizan 0.7 mil Hm³ de volumen no sustentable; es decir, genera sobreexplotación de acuíferos y falta de gasto ecológico. Ahora bien, si a esto se suma la demanda en uso no consuntivo de 12 mil Hm³ que requieren las hidroeléctricas y termoeléctricas de la región, el problema es mucho mayor.

Si se considera ahora una proyección al 2030 con la infraestructura actual y el crecimiento de la demanda en los sectores, se tendría una brecha de 1.5 mil Hm³; es decir, la demanda de agua total sería de 9.1 mil Hm³, cuando la oferta que se tendría sería de 7.6 mil Hm³.

Las células donde se presenta el mayor problema (la brecha más amplia) de sustentabilidad del recurso son Alto Balsas, Puebla, 27%; Tepalcatepec, Michoacán, 26%; Medio Balsas, Guerrero, 15%, y Alto Balsas, Morelos, 9%, lo que representaría en estas cuatro células poco más de 76% de la problemática de la región.

Prueba de esta sobre explotación se ve rápidamente reflejada en los acuíferos de la cuenca. La región se divide en 46 acuíferos o unidades hidrogeológicas para fines de gestión y administración de las aguas subterráneas (DOF, 2001), de los cuales cinco se encuentran en estado de sobreexplotación: el acuífero de Tepalcingo-Axochiapan, en el estado de Morelos; Valle de Tecamachalco, Atlixco-Izúcar de Matamoros, Libres Oriental, en el estado de Puebla, y Ciudad Hidalgo-Tuxpan, en el estado de Michoacán (figura 6).

Aun cuando el número de acuíferos sobreexplotados en la región ya representa un 10.87% del total, esto se vuelve más preocupante al observar, por ejemplo, el acuífero Quitupan (1439), localizado en la subregión Bajo Balsas, donde la extracción ya es igual a la recarga, o a los acuíferos Zacatepec (1703) y Valle de Puebla (2104), localizados en la subregión Alto Balsas, donde el volumen de extracción corresponde a 95 y 90%, respectivamente, de las recargas (Estadísticas del Agua en la Cuenca del Río Balsas, 2010), reflejando con esto la alta probabilidad de volverse acuíferos con sobreexplotación en corto tiempo.

La importancia del agua subterránea en la cuenca del Balsas queda de manifiesto por la magnitud del volumen utilizado por los principales usuarios. Del volumen total

Cuadro 4. Células con mayor problemática de sustentabilidad del recurso hídrico.

Célula de planeación	Oferta sustentable (Hm ³)	Demanda (Hm ³)	Brecha (Hm ³)	Porcentaje del total en la región
Alto Balsas, Puebla	1 570	1 981	411	27
Tepalcatepec, Michoacán	2 506	2 912	406	26
Medio Balsas, Guerrero	516	739	222	15
Alto Balsas, Morelos	853	983	130	9

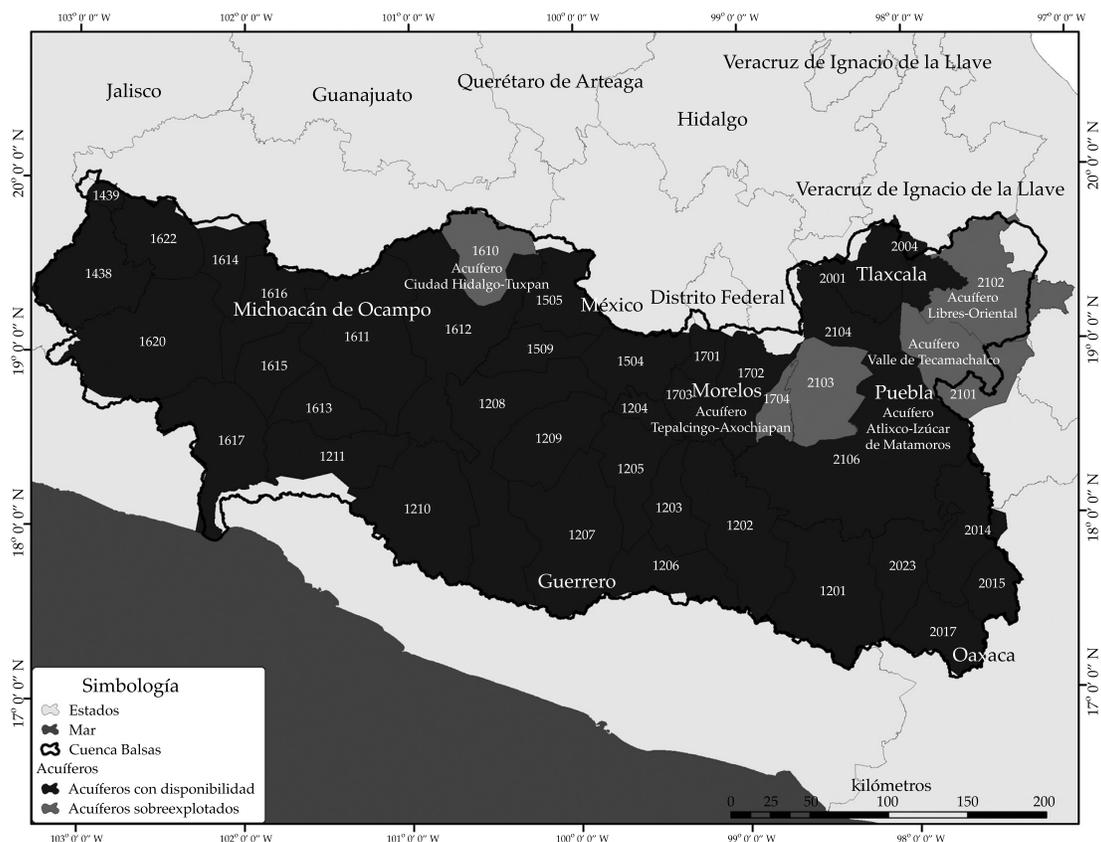


Figura 6. Acuíferos de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas.

concesionado para usos consuntivos de origen subterráneo, 56% es para uso agrícola, 32% es para uso público-urbano y 12% para el resto de los usos consuntivos; ello implica el aumento del número de acuíferos en condición de sobreexplotación (Conagua, 2010).

Si se suma a la restricción de uso de aguas superficiales la contaminación de las mismas, el problema se denota más grave cada vez; esto se demuestra una vez más con el ATP realizado en la región. Este estudio demuestra que en la cuenca se generan 620 Hm³ de aguas residuales de origen municipal, de los cuales, con la infraestructura existente, sólo se le da tratamiento conforme a la ley a 85 Hm³; esto representa menos de 15% del volumen generado; si se realiza la misma proyección al 2030 con la infraestructura existente, este

volumen se incrementaría a poco más de 27%, con una brecha de 791 Hm³ de volumen de agua no tratada.

Las células que según este estudio resultan ser las más afectadas con los problemas de calidad del agua son Alto Balsas, Puebla, con 44%; Alto Balsas, Morelos, con 17%; Alto Balsas, Tlaxcala, con 10%; y Tepalcatepec, Michoacán, con 7%.

Sin considerar el uso en generación de energía eléctrica, el uso agrícola utiliza poco más de 55.13% del agua superficial en la región hidrológica; 37.52% en la industria, y el restante se distribuye en los usos público-urbano, con el 3.01%, el acuícola con 2.45% y otros con 1.88%.

A pesar de que el uso agrícola es el mayor usuario consuntivo de agua en la región hidrológica, apenas 4.9% de la superficie total

de la región hidrológica está bajo riego, lo que representa 19% del área total cultivada; es decir, que 81.0% del área agrícola es de temporal.

Por otra parte, aumentar la producción de alimentos en la búsqueda de la seguridad alimentaria bajo un contexto de una población en crecimiento generaría una creciente escasez de agua en algunas regiones y una mayor competencia entre usos; es un reto complejo que involucra de forma directa a la política hídrica, pero también a las políticas de agricultura, desarrollo rural y economía.

Al mismo tiempo es de esperar que un aumento de escasez y competencia por el uso de los recursos hídricos incremente el riesgo de conflicto social por su utilización y presione al uso ambiental del agua, comprometiendo a su vez la estabilidad social y la sostenibilidad ambiental.

A partir de estos resultados, en la Cuarta Sesión Ordinaria del CCRB, llevada a cabo el 27 de marzo de 2008, se acordó que la Conagua gestionara el levantamiento de la veda en la cuenca del río Balsas, para poder asignar y reservar volúmenes para uso y consumo humano.

Este proceso, amplio en esencia, consistió en una planeación específica de las acciones a realizar, la búsqueda, integración y análisis de datos; así como de diversas reuniones de los grupos especializados y la realización de cálculos diversos para estimar la posibilidad de realizar la modificación de esta veda. Con este fin se realizaron los estudios técnicos de

aguas nacionales superficiales de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas con base en la NOM-011-CONAGUA-2000.

Durante la 30 sesión del Grupo de Seguimiento y Evaluación del Consejo de Cuenca Río Balsas, el 30 de mayo de 2007, se aprobó la creación del Grupo Especializado de Ordenamiento, que fue establecido el 27 de septiembre de 2007, y cuyo objetivo principal inicialmente fue crear los mecanismos que permitan la revisión del Acuerdo de Veda de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas y buscar opciones que permitan aumentar la disponibilidad del recurso para los diferentes usos en lo que se revisa la veda.

El Grupo Especializado de Ordenamiento se conformó por representantes de los tres órdenes de gobierno, los usuarios y la sociedad civil organizada, que han discutido la problemática del agua superficial en la cuenca. Al seno de este grupo de trabajo se establecieron los criterios para determinar los volúmenes adicionales de aguas superficiales del río Balsas, que eventualmente se asignaron para el abastecimiento de agua potable a aquellas comunidades que no tengan alternativas de abastecimiento distintas a la captación de aguas superficiales.

Los municipios propuestos por cada estado y sus respectivos volúmenes se muestran en el cuadro 5.

Los volúmenes requeridos para el abastecimiento de 340 municipios de las ocho entidades federativas que integran territo-

Cuadro 5. Requerimiento de agua superficial por estado.

Estado	Municipios	Requerimiento (l/s)	Requerimiento (m ³ /año)
México	34	2 169.06	68 403 497.35
Guerrero	39	2 749.59	86 711 143.44
Jalisco	3	17.89	564 314.97
Michoacán	29	1 831.49	57 757 732.25
Morelos	21	1 702.26	53 682 542.61
Oaxaca	78	686.6	21 652 597.53
Tlaxcala	6	66.59	2 100 000.00
Puebla	130	1 324.68	41 774 965.25
Total	340	10 548.16	332 646 793.39

Cuadro 6. Volúmenes potenciales de requerimiento de agua superficial en centrales hidroeléctricas.

Central hidroeléctrica	Título de concesión a la CFE m ³ /año	% de reducción de volumen	Requerimiento de aguas nacionales para uso doméstico, público y urbano	
			(l/s)	m ³ /año
Portezuelo I (Echeverría)	56 581 000	42.06	754.63	23 797 969
Portezuelo II	61 043 000	38.80	751.04	23 684 684
Bartolina	15 444 000	0.00	0.00	0.00
Cóbano	330 599 000	4.64	486.42	15 339 794
Cupatitzio	427 032 000	3.59	486.13	15 330 449
El Caracol	4 453 787 000	4.15	5 860.99	184 832 161
El Durazno	290 950 000	3.00	276.78	8 728 500
Itzícuaró	18 720 000	12.75	75.68	2 386 800
Ixtapantongo	536 098 000	1.63	277.09	8 738 397
San Pedro Porúa	18 142 000	0.00	0.00	0.00
Santa Bárbara	546 198 000	1.68	290.97	9 176 126
Tamazulapam	23 661 000	3.58	26.86	847 064
Tingambato	625 601 000	1.60	317.40	10 009 616
Zumpimito	277 862 000	5.52	486.36	15 337 982
Infiernillo	12 699 153 000	2.09	8 416.17	265 412 298
La Villita	12 699 153 000	2.09	8 416.17	265 412 298
Total	33 080 024 000	2.57		849 034 137

rialmente la Región Hidrológica núm. 18 Balsas hasta el 2030 son 332 646 793 m³ anuales de aguas nacionales superficiales, mismos que son factibles de aprovechar de las presas que abastecen a las centrales hidroeléctricas. El cuadro 6 muestra las potenciales reducciones por central hidroeléctrica.

El 21 de octubre de 2010, en la Quinta Sesión Ordinaria del Consejo de Cuenca, se aprobaron los estudios técnicos de aguas nacionales superficiales de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas, que establecen los volúmenes requeridos para abastecer de aguas nacionales superficiales para los usos público urbano y doméstico en los municipios de la cuenca hasta el año 2030 y se autorizó para proceder a su publicación en el *Diario Oficial de la Federación*.

Una vez cumplidos todos los requisitos jurídicos y administrativos de la Conagua, de la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, y de ser sometido a la Comisión de Mejora Regulatoria de la Federación, se puso a consideración de la Consejería Jurídica de la Presidencia de la República. Obtenida la aprobación de esta última instancia, el 26 de

enero de 2011, se publicó en el DOF el acuerdo por el que se dan a conocer los estudios técnicos de aguas nacionales superficiales de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas; uno de los pasos más firmes que dio cabida a la modificación del decreto de veda en la cuenca.

De acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CONAGUA-2000, Conservación del Recurso Agua, que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales en una región hidrológica, se determinan en el cauce principal en la descarga de la región y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$D = Ab - R_{xy}$$

Donde:

D = disponibilidad media anual de agua superficial de la cuenca.

Ab = volumen medio anual de escurrimiento de la cuenca hacia aguas abajo.

R_{xy} = volumen anual actual comprometido aguas abajo.

El volumen medio anual de escurrimiento de la cuenca hacia aguas abajo de su salida se determina a su vez con la expresión siguiente:

$$Ab = Ar + Cp + R + Im - Ex - Uc$$

Donde:

Ar = volumen medio anual de escurrimiento desde la cuenca aguas arriba.

Cp = volumen medio anual de escurrimiento natural.

R = volumen anual de retornos.

Im = volumen anual de importaciones.

Ex = volumen anual de exportaciones.

Uc = volumen anual de extracción de agua superficial.

Considerando la aplicación de la ecuación para el cálculo de Ab en cada cuenca, así como las conexiones entre ellas para determinar el volumen medio anual de escurrimiento desde la cuenca aguas arriba (Ar) de las cuencas secuenciales, se tiene lo que se indica en el cuadro 7.

Por otro lado, el remanente (Ab) de los recursos propios de la cuenca X (Cp y R), además de los recursos que le son aportados por otras cuencas (Ar e Im), una vez satisfechas las demandas (Uc , Ex), representan los escurrimientos hacia agua abajo (Ab) de esta cuenca. Resulta evidente que este escurrimiento se convierte en el término Ar de la cuenca Y y que dependiendo de su propia oferta, parte o toda esta aportación (R_{xy}) será necesaria para satisfacer sus propias demandas. De esta manera, la disponibilidad no comprometida (D) de la cuenca X estaría dada por:

$$D = Ab - R_{xy}$$

Es evidente que si Ab es menor que los compromisos aguas abajo (R_{xy}), matemáticamente D sería negativo, pero en términos reales se puede decir que no existe disponibilidad hacia aguas abajo de la cuenca en estudio.

La condición de una cuenca para establecer nuevos aprovechamientos depende de si la disponibilidad D es mayor o igual a cero.

Resultados

Es entonces que después de minuciosas evaluaciones de las condiciones de la cuenca, de la disponibilidad del recurso hídrico, de las diversas sesiones de trabajo con participación de la sociedad, de la Comisión Federal de Electricidad, de gobiernos estatales y del gobierno federal, el 19 de marzo de 2011, en la ciudad de Huetamo, estado de Michoacán, se realiza la firma de la modificación de este decreto, y se publica en el DOF el 22 de marzo del mismo año como "DECRETO por el que se modifican los diversos por los que se constituyen reservas de aguas nacionales y se establece una veda en la Región Hidrológica núm. 18 Balsas", fecha en que se celebra "El Día Mundial del Agua". La entrada en vigor de este decreto fue el 23 de marzo de 2011 y el beneficio directo se dio a 340 municipios y 4 245 115 habitantes hasta 2030.

Además, en esta misma reunión se instruye al Grupo de Seguimiento y Evaluación analizar la factibilidad y, en su caso, proponer estrategias para disponer de volúmenes de aguas superficiales para ser asignados a usos diferentes del consumo humano, considerando de inicio los no consuntivos, dando inicio a un nuevo proceso de planeación, con nuevas metas y objetivos trazados.

Este nuevo decreto tuvo como objeto administrar el uso de las aguas nacionales en esta región hidrológica para atender de manera prioritaria la problemática existente en las cuencas que la conforman y la solución de los conflictos asociados a dicha problemática; principalmente para solventar esa distorsión en la oferta de agua en la región y prioritariamente regularizar los usos doméstico y público urbano a los municipios ribereños de la cuenca, además de incrementar la cobertura en los servicios de agua potable.

El Decreto dicta lo siguiente:

Cuadro 7. Volumen medio anual de escurrimiento de la cuenca hacia aguas abajo en millones de metros cúbicos anuales.

Cuenca hidrológica	Ar	Cp	R	Im	Ex	Uc	Ab	R _{xy}	D	Disponibilidad
Río Alto Atoyac	0	448.9	244.2	0	316.9	403	-26.8	0.0	-26.8	Déficit
Río Amacuzac	0	2 102.40	189.1	0	6	1 053.40	1 232.1	1 537.8	-305.7	Déficit
Río Tlapaneco	0	1 040.90	4.5	0	0	18	1 027.4	1 282.4	-255.0	Déficit
Río Nexapa	0	497.1	193.5	97.9	0	744.7	43.8	54.6	-10.8	Déficit
Río Mixteco	0	874.3	36.7	0	3.7	93.1	814.2	1 016.4	-202.2	Déficit
Río Bajo Atoyac	3 117.60	423.8	33.7	219	0	301.3	3 492.80	4 434.4	-941.6	Déficit
Río Cutzamala	0	2 246.50	3 392.20	0	59.2	3 595.50	1 984	1 919.5	64.5	Déficit
Río Medio Balsas	5 004.90	3 921.30	4 528.10	6	86	4 937.50	8 436.80	12 076.7	-3 639.9	Déficit
Río Cupatitzio	0	1 118.60	1 148.60	0	0	1 834.50	432.7	618.4	-185.7	Déficit
Río Tacámbaro	0	917.9	67.1	0	0	223.5	761.5	1 088.4	-3 26.9	Déficit
Río Tepalcatepec	0	1 734.00	731.9	0	19.6	1 646.80	799.5	1 142.8	-343.3	Déficit
Río Bajo Balsas	10 442.30	1 261.10	15 885.10	0	647.3	16 122.10	10 819.10	0.0	10 819.1	Disponibilidad
Río Paracho-Nahuatzen	0	83.2	0	0	0	0	83.2	85.0	-1.8	Déficit
Río Zirahuén	0	40.2	1.5	0	0	3	38.7	55.0	-16.3	Déficit
Río Libres-Oriental	0	346.3	2.4	0	0	6.6	342.1	350.0	-7.9	Déficit
Total		17 056.50	26 458.60	322.9	1138.7	30 983.00				

“Las aguas reservadas podrán ser utilizadas, en el volumen que se requiera, para destinarse al uso doméstico y público urbano... y, sin límites de gasto de derivación y de volumen anual, para la operación de las obras hidráulicas a cargo de la Comisión Nacional del Agua.

Las personas físicas o morales que requieran del uso de aguas nacionales en los términos de las Reservas que mediante el presente Decreto se modifican, deberán solicitar ante la Comisión Nacional del Agua el otorgamiento de la concesión o asignación respectiva, sin que en ningún caso se rebasen los volúmenes determinados para cada Estado.”

Este decreto extiende por 80 años la veda a las 15 cuencas tributarias que componen actualmente la región, con objeto de restablecer su equilibrio ecológico; promoviendo a la vez

una nueva distribución del volumen de agua que escurre, sin comprometer la estabilidad de la región hidrológica y aplicando las reservas de agua existentes hacia los usos que demandan una atención prioritaria.

Las modificaciones a los acuerdos de reservas han permitido, en el corto plazo, asignar legalmente volúmenes a los municipios beneficiados por el decreto para abastecer a las comunidades que históricamente han carecido de tan valioso recurso (figura 7).

La población, al contar con agua de calidad y en cantidad suficiente, podrá tener acceso a niveles de bienestar social y económico que detonará en la disminución de la pobreza y marginación.

Este volumen modificado en la veda de la cuenca no representa un incremento de cantidad de agua concesionada, sino la modificación del volumen asignado para la generación de energía eléctrica, y representa

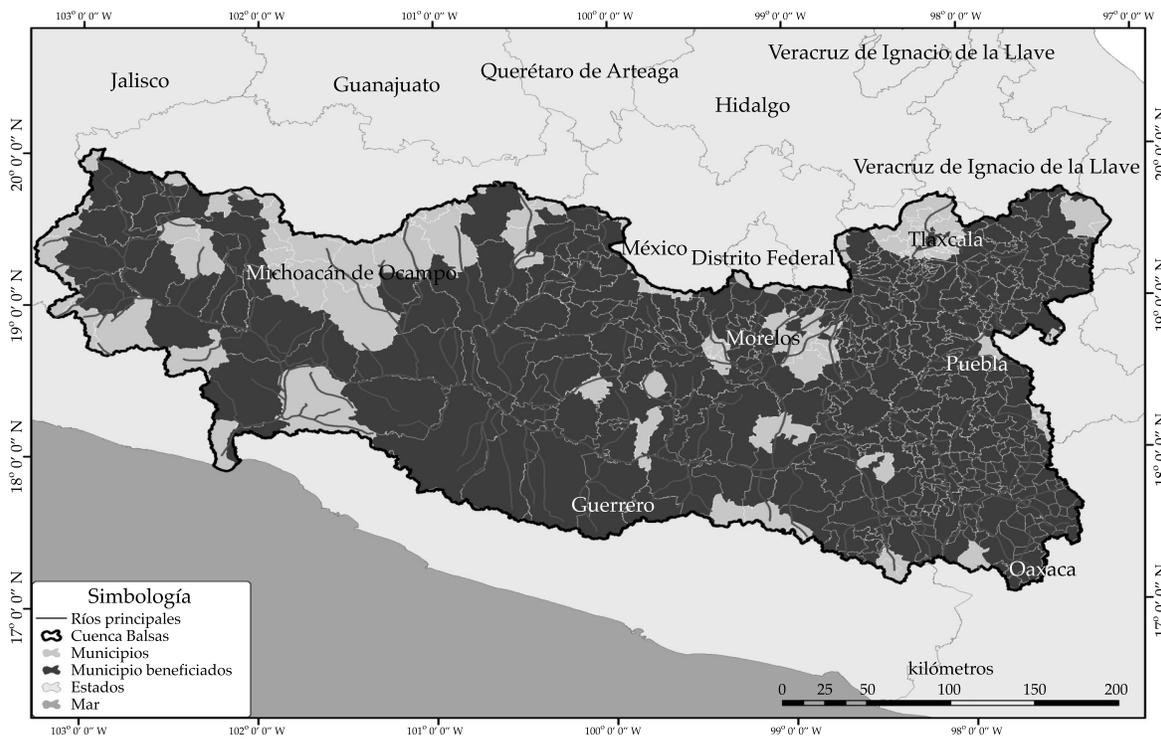


Figura 7. Municipios beneficiados con la modificación de la veda.

poco menos de 1% del volumen concesionado a la CFE en 17 centrales hidroeléctricas y tres termoeléctricas existentes en la cuenca. Después de la realización del estudio técnico y cálculos específicos, se encontró que dicho volumen no afecta al rendimiento de las centrales referidas. De este modo, la Conagua, con base en las facultades contenidas en la Ley de Aguas Nacionales, realiza la modificación del volumen asignado.

Después de este logro tan importante para la región, se realizó la labor en relación con la entrega de los títulos de concesión para estos municipios, iniciando con la publicación de los lineamientos para otorgar los títulos de concesión y asignación de aguas nacionales superficiales de la Región Hidrológica Balsas el 24 de junio de 2011 en el *Diario Oficial de la Federación*.

De esta modificación y después de un proceso de solicitud y trámite sobre asignaciones y concesiones, la Conagua, el 5 de octubre de 2011 (Conagua, 2011), mediante un magno evento realizado en las instalaciones de la misma Comisión, con la presencia de presidentes municipales, gobernadores, secretarios y demás autoridades en materia hídrica, beneficiados y sociedad civil, el presidente de la república mexicana entregó 340 títulos de concesión por un volumen de 219 645 221.83 m³/año y reservando un volumen de 113

001 678.17 m³/año para futuras asignaciones (cuadro 8).

Conclusiones

La modificación del decreto de veda o de reserva en el Balsas significó terminar con una prohibición del uso del agua superficial de la zona que estuvo vigente por más de 70 años.

La modificación del decreto benefició a 340 municipios, que representan más de 80% del total de municipios de la cuenca; la población beneficiada es de 4 245 115 habitantes hasta 2030, que significan 38.6% de la población total de la cuenca.

El volumen asignado fue de 219 645 221.83 m³/año; además se reservó un volumen de 113 001 678.17 m³/año, el cual se usará para futuras asignaciones.

El volumen total requerido por los municipios de la cuenca, 332 646 793.39 m³/año, representa sólo 1% del volumen total que tenía concesionado la CFE (33 080 024 000 m³/año), lo cual no afectará el funcionamiento de las centrales hidroeléctricas y termoeléctricas instaladas en la región.

La población, al contar con agua de calidad y en cantidad suficiente, podrá tener acceso a niveles de bienestar social y económico que detonarán la disminución de la pobreza y marginación.

Cuadro 8. Volumen asignado y reservado por entidad federativa en la región.

Estado	Núm. de municipios	Volumen asignado (m ³ /año)	Volumen en reserva (m ³ /año)
México	34	45 959 262.12	22 444 237.88
Jalisco	3	112 279.36	452 070.64
Morelos	21	18 117 579.58	35 564 970.42
Tlaxcala	6	422 349.62	1 677 650.38
Guerrero	39	77 710 199.30	9 000 950.70
Michoacán	29	29 616 736.84	28 141 013.16
Oaxaca	78	12 509 975.01	9142 624.99
Puebla	130	35 196 840.00	6 578 160.00
Total	340	219 645 221.83	113 001 678.17

Referencias

Conagua (2010). *Estadísticas del agua en la cuenca del río Balsas, 2010*. México, DF: Organismo de Cuenca Balsas.

Conagua (2011). *Estudios técnicos de aguas nacionales superficiales de la Región Hidrológica número 18 Balsas*. México, DF: Organismo de Cuenca Balsas.

Conagua (2010). *Análisis técnicos prospectivos de la Región Hidrológica número 18 Balsas*. Cuernavaca, México: Organismo de Cuenca Balsas.

Conapo (2010). *Índices de marginación 2010*. México, DF: Consejo Nacional de Población.

Coneval (2010). *Índices de rezago social 2010*. México, DF: Consejo Nacional de Evolución de la Política de Desarrollo Social.

DOF (varios años). Acuerdo por el que se determina la circunscripción territorial de los Organismos de Cuenca de la Comisión Nacional del Agua (abril, 2010); Nacionalización de la industria eléctrica (diciembre, 1960); Declaratoria de constitución de las reservas nacionales de energía eléctrica en las aguas del río Balsas (junio, 1940; octubre, 1956; agosto, 1958; febrero, 1966); Acuerdo por el que se dan a conocer los estudios técnicos de aguas nacionales superficiales de la Región Hidrológica núm. 18 Balsas (enero, 2011); Decreto por el que se modifican

los diversos por los que se constituyen reservas de aguas nacionales y se establece la veda en la Región Hidrológica núm. 18 Balsas (marzo, 2011). *Diario Oficial de la Federación*.

Horrillo, J. M., Pedrozo, A., & Onandia, B. (enero-marzo 2011). Mapa Nacional de Erosión Potencial. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 2(1), 5-19.

INEGI (varios años). *Series Históricas; 1960-2005; VIII Censo General de Población 1960; IX Censo General de Población y Vivienda 1970; X Censo General de Población y Vivienda 1980; XI Censo General de Población y Vivienda 1990; Censo de Población y Vivienda 1995; XIII Censo General de Población y Vivienda 2000; II Censo de Población y Vivienda 2005; Censo y Censo de Población y Vivienda 2010*. México, DF: Instituto Nacional de Estadística y Geografía.

Dirección institucional del autor

Ing. Juan Carlos Valencia-Vargas

Comisión Estatal del Agua, Morelos
Avenida Plan de Ayala 825, cuarto piso
Plaza Cristal, Col. Teopanzolco
62350 Cuernavaca, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +52 (777) 1008 370, extensión 1503
juancarlos.valencia@morelos.gob.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Trabajos de conservación, Pátzcuaro, Michoacán, México.

Foto: Roberto Menéndez.

Priorización de necesidades de reemplazo de tuberías usando SIG y evaluación multicriterio

• Vivian Verduzco* • Jaime Garatuzza • Salvador Díaz •
Instituto Tecnológico de Sonora, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Verduzco, V., Garatuzza, J., & Díaz, S. (enero-febrero, 2015). Priorización de necesidades de reemplazo de tuberías usando SIG y evaluación multicriterio. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 99-120.

El deterioro de infraestructura afecta directamente la eficiencia física del sistema, sin embargo, debido al factor económico es imposible renovar el sistema en su totalidad. Tal situación demanda el establecimiento de prioridades en acciones para el incremento de eficiencias en la red de agua potable. Uno de los principales componentes que afectan la eficiencia física de los sistemas de abastecimiento de agua son las tuberías, las cuales son afectadas por una serie de parámetros que condicionan el comportamiento hidráulico del sistema (edad de la tubería, material, rugosidad, presión, demanda y diámetro, entre otros). La integración del modelo de simulación hidráulica, mediante el sistema *Pipelinenet* basado en *ArcGis*, brinda información en tiempo real acerca de las condiciones y riesgos de la red de agua potable, considerando la componente espacial, la cual condiciona la importancia de cada elemento de la red de acuerdo con su ubicación. Esto facilita un análisis multicriterio, considerando factores endógenos y exógenos de las tuberías, tomados en cuenta por las autoridades participantes en un organismo operador en la tarea de jerarquizar actividades de rehabilitación, reemplazo y crecimiento del sistema. En el presente trabajo se pretende integrar las bondades que ofrecen los sistemas de información geográfica (SIG) en un análisis multiatributo del sistema de distribución de agua potable urbano en Providencia, Sonora, México, y proponer un método de toma de decisiones que apoye la planeación y el control de la red de agua potable.

Palabras clave: modelo hidráulico, planeación, red de agua potable, rehabilitación, toma de decisiones.

Abstract

Verduzco, V., Garatuzza, J., & Díaz, S. (January-February, 2015). Prioritization of Needs to Replace Piping Using GIS and Multicriteria Evaluation. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 99-120.

Although the deterioration of infrastructure directly affects the physical efficiency of systems, it is financially impossible to renovate entire systems. This situation requires prioritizing actions to increase the efficiency of potable water networks. One of the primary components affecting the physical efficiency of water supply systems are pipes, which are affected by a series of parameters related to the hydraulic behavior of the system (age of piping, material, roughness, pressure, demand and diameter, among others). The development of a hydraulic simulation model using the *Pipelinenet* system in *ArcGis* provides real-time information about conditions and risks associated with potable water, considering the spatial component, which determines the importance of each element in the network according to its location. This facilitates a multicriteria analysis of factors that are endogenous and exogenous to piping, for consideration by authorities of operations entities in order to prioritize activities to rehabilitate, replace and expand the system. The present work is intended to integrate the advantages of a geographic information system (GIS) into a multi-attribute analysis of the urban potable water distribution system of Providencia, Sonora, Mexico, and to propose a decision-making method to support the planning and control of the potable water network.

Keywords: Hydraulic model, planning, water distribution systems, rehabilitation, decision making.

Recibido: 09/12/13
Aceptado: 11/09/14

Introducción

El deterioro de infraestructura amenaza la calidad del agua proporcionada a los usuarios, además de afectar de manera directa la eficiencia física del sistema. Sin embargo, debido al factor

económico, es imposible rehabilitar o renovar el sistema en su totalidad (Castelán, 2001; Tortajada, 2006; Yamijala, 2007). Al momento de priorizar necesidades dentro de un sistema de distribución de agua potable es necesario tomar en cuenta factores endógenos y exógenos del

sistema (Alonso-Guzmán, 2010). La evaluación en conjunto de estos factores permitirá jerarquizar actividades de rehabilitación y reemplazo.

La deficiencia en el uso del agua para el servicio urbano y la deficiente gestión en el manejo del recurso han sido identificadas como una problemática internacional (Garduño, 1994). De acuerdo con diversos análisis realizados por la Comisión Nacional del Agua (CNA), en su informe sobre el programa para la modernización de organismos operadores de agua, la eficiencia global promedio en los organismos operadores (OOs) del país es del orden de 36% y es resultado del producto entre la eficiencia física y la comercial, ambas del orden de 52.1% y 69.5%, respectivamente (CNA, 2008). Si se sigue con la inercia de los últimos años, será difícil dotar del servicio de agua permanente a ciudades con elevada tasa de crecimiento y poca eficiencia física en los sistemas, sobre todo porque al subir el nivel de cobertura implicaría incrementar la infraestructura y cantidad de agua suministrada a la red, lo que significaría más desperdicio (CEA, 2004).

El municipio de Cajeme se ubica al sur del estado de Sonora, México (figura 1). Siendo el segundo en importancia dentro de la entidad, cuenta con un organismo operador capaz de abastecer a más de 95% en el área urbana y 93% del área rural (Ayuntamiento de Cajeme, 2000). El deterioro continuo de líneas de agua potable introducidas durante inicios del siglo XX (época de mayor crecimiento económico del municipio), originan que las fugas debido a fisuras y rupturas en las líneas de agua potable representen una problemática constante. La carencia de un plan de reemplazo de tuberías lleva al organismo operador de agua potable, alcantarillado y saneamiento de Cajeme (OOMAPASC) a actuar de manera improvisada ante la presencia de fallas en las redes de distribución, lo que comúnmente conlleva altos costos y pocos beneficios en el sistema.

Hacer frente a esta severa situación es un gran desafío para la sociedad y sobre todo

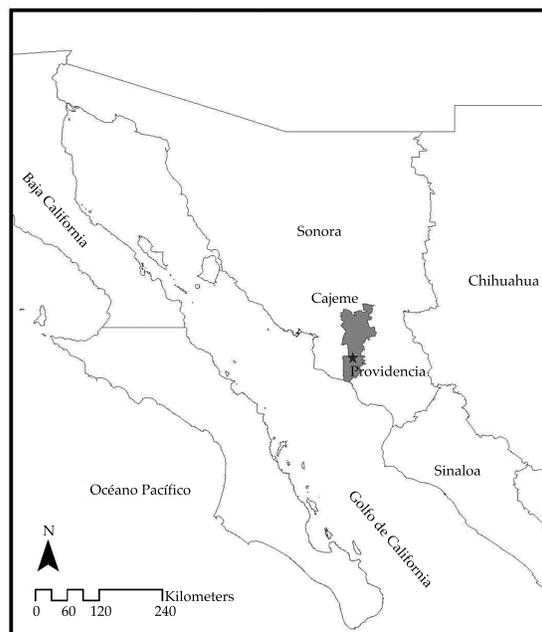


Figura 1. Localización de Providencia, Sonora, México.

para los planificadores y administradores del abastecimiento de agua potable. Esto conlleva el desarrollo de nuevas formas de abordar el problema, ampliar el uso de nuevas tecnologías y mejorar la comunicación entre los implicados en la toma de decisiones, lo que se ha convertido en una labor cada vez más necesaria (Kallis & Coccossis, 2001). Bajo este panorama, en este artículo se propone una metodología que apoya la planeación y toma de decisiones, al establecer prioridades de rehabilitación en el sistema de agua potable. Esta metodología se basa en la evaluación multicriterio de los factores endógenos y exógenos de una red de distribución, que intervienen en la priorización de necesidades de rehabilitación mediante su cálculo en un modelo de simulación hidráulica y su consideración dentro de un SIG.

Material y métodos

Para llevar a cabo el estudio se siguió una serie de procedimientos con el fin de facilitar la toma de decisiones sobre acciones de rehabilitación en un sistema de distribución de agua potable,

tomando como caso de estudio el sistema actual de Providencia, Sonora, la cual es una población situada en el municipio de Cajeme (figura 1). El objetivo de la descripción de la metodología es resaltar cómo, a través del uso de los sistemas de información geográfica (SIG), se puede mejorar la planeación de acciones en un sistema de distribución de agua potable.

Toma de decisiones

La toma de decisiones se ha convertido actualmente en una ciencia matemática que formaliza el razonamiento y pensamiento humano usado para elegir una solución a un problema. De acuerdo con el proceso general propuesto por Eastman (2006), el primer paso que se debe abordar para la toma de decisiones es establecer el objetivo para tomar la decisión. Con base en la fundamentación planteada, se determinó que el objetivo en este trabajo es: "Priorizar y seleccionar las tuberías con mayor necesidad de rehabilitación en el sistema de distribución de agua potable de Providencia,

Sonora". La figura 2 presenta la metodología propuesta para la toma de decisiones que se aplicó para las condiciones reales la red de distribución del caso en estudio.

Identificación y establecimiento de factores de decisión

El análisis del funcionamiento de la red de agua potable permite identificar los factores endógenos y exógenos que describen el deterioro de las tuberías y la manifestación del envejecimiento (Alonso-Guzmán, 2010; Alonso-Guzmán, Pérez-García, Izquierdo-Sebastian, & Herrera-Fernández, 2013). Se realizó un análisis de información para establecer los criterios de selección, en los cuales se consideraron elementos o evidencias cuantificables que pueden ser utilizados para la toma de decisión de acuerdo con el objetivo planteado anteriormente.

De acuerdo con la experiencia del organismo operador, se establecieron los factores de decisión que influyen en la priorización de la rehabilitación de infraestructura. De esta manera

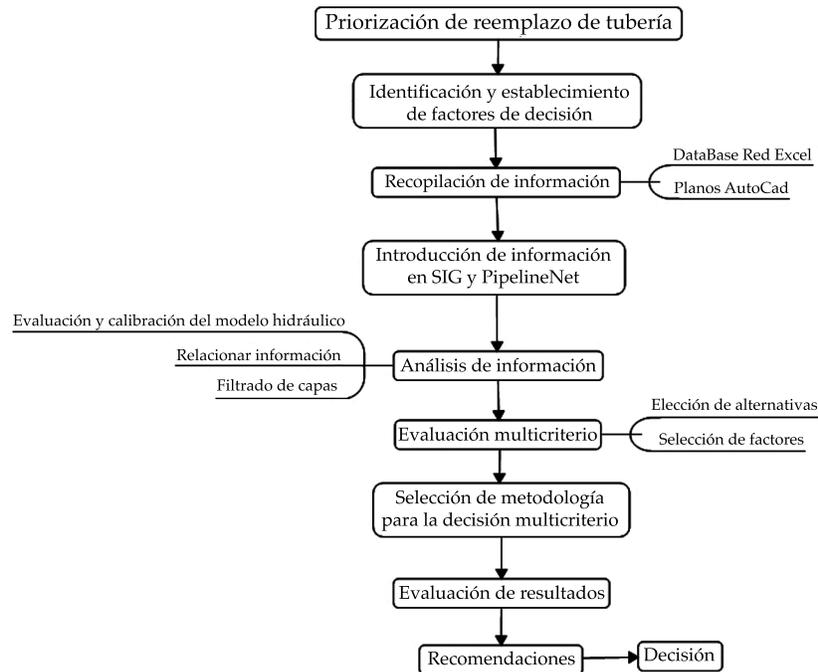


Figura 2. Pasos en la toma de decisiones adaptado de Morais y Almeida (2006).

se propuso una selección fundamentada en la identificación de aquellos criterios ya no sólo técnicos tradicionales, sino además espaciales, económicos y sociales fundamentales a la hora de seleccionar la tubería para su reemplazo. Ello implica la consideración de factores endógenos y exógenos que puedan proporcionar información relativa a la problemática y estado de la red de distribución. Para dar cumplimiento al objetivo planteado y de acuerdo con la información disponible para el caso en estudio, se establecieron los factores presentados en la figura 3.

Los factores tomados en cuenta y el criterio aplicado para establecer los estados de prioridad se muestran en el cuadro 1.

El índice de fugas fue calculado de acuerdo con reportes del OOMAPASC, considerando el número de fugas para cada tubería entre la longitud de la tubería para los años de historial de fugas:

$$IF = \text{núm. de fugas} / \text{longitud} / \text{años}$$

Para el número de años se tomaron en cuenta años con información de reportes de fugas por parte del OOMAPASC. También se consideró si la tubería había sido reemplazada recientemente y se tomó el año de reemplazo como el primero de información, así se evita

estimar un índice alto para una tubería que presentó un gran número de fugas en el pasado, pero que ya ha sido reemplazada.

Por su parte, el índice de significancia es un índice propuesto por Arulraj y Rao (1995), el cual se calcula para cada tubería de la siguiente manera:

$$SI = LQ / (CD)$$

Donde L = longitud de la tubería (m); Q = descarga de la tubería (m^3/s); D = diámetro de la tubería (m); C = coeficiente de Hazen-William. A partir de este índice se calculó la importancia relativa de cada una de las tuberías de la red.

Recopilación de información necesaria para la toma de decisiones

Localización y características de la zona de estudio

El proyecto está ubicado en el poblado de Providencia, municipio de Cajeme, estado de Sonora, México. Providencia tiene 4 510 habitantes y se encuentra en la longitud $109^{\circ} 59' 36''$ y latitud $27^{\circ} 30' 37''$, a un promedio de 30 metros de altitud (INEGI, 2005). Limita al este por la cabecera municipal, que es Ciudad Obregón.

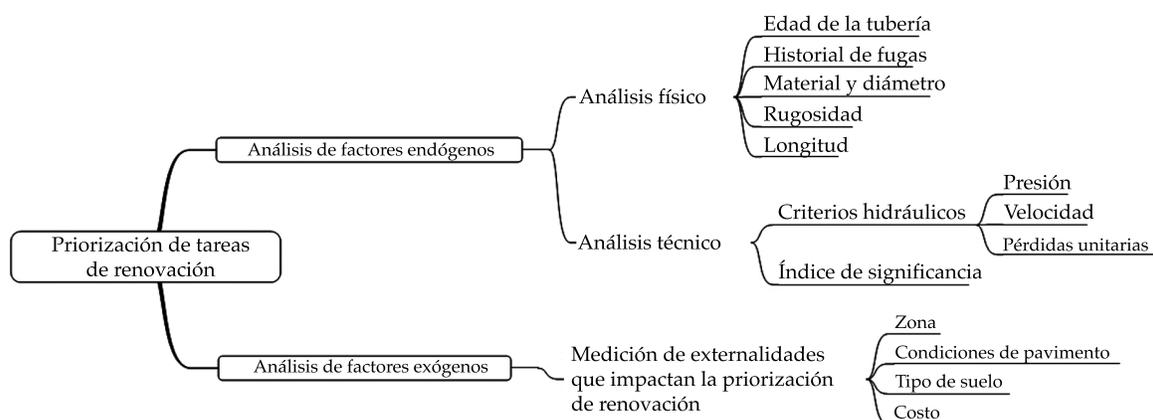


Figura 3. Clasificación de factores que influyen la priorización de tareas de renovación.

Cuadro 1. Listado de factores o atributos en el sistema de distribución.

Factor, F	Factores de decisión	Criterio
F1	Zona	Zonas vulnerables, es decir, áreas cercanas a hospitales, albergues, escuelas, centros deportivos, zona comercial, etc., con mayor importancia de rehabilitación.
F2	Material y diámetro	Orden en relación con material y diámetro de la tubería. Según bibliografía revisada, un diámetro más pequeño representa más riesgo de fallo. Importancia de acuerdo con si es línea de distribución principal o línea de distribución secundaria.
F3	Coefficiente de rugosidad	Para la creación del modelo se utilizan valores predeterminados de tablas de fabricante. Después, estos coeficientes son determinados y tomados de la calibración del modelo. El criterio será adjudicar mayor prioridad a un coeficiente de rugosidad alto. Se establecieron rangos de valores para cada material.
F4	Zona pavimentada	De acuerdo con criterio del OO, se aplica prioridad a la zona en relación con este factor, ya que impacta de manera directa en el costo de reparación.
F5	Índice de fugas	Líneas con un alto índice de fugas, calculado a partir de reportes y experiencia de los supervisores (ver ecuación (1)). Mayor índice conlleva a una mayor prioridad de reemplazo (Bourguett, 2001).
F6	Importancia	De acuerdo con el índice de significancia (ver ecuación (2)). A mayor índice de significancia, mayor importancia en el sistema (Arulraj & Rao, 1995).
F7	Precio de reparación	Con base en el valor promedio unitario para la reparación de cada tipo de tubería.
F8	Longitud	A partir de información de la red. Criterio establecido por medio de análisis bibliográfico, a mayor longitud, mayor riesgo de fuga.
F9	Velocidad	Las tuberías deben tener una velocidad máxima de 5.0 m/s y mínima de 0.3 m/s (CNA, 2009).
F10	Pérdidas de carga unitarias	Las pérdidas de carga por fricción entre tramos no deberán sobrepasar los 5 m/km (CNA, 2009). Mayor que 5 m/km representa baja eficiencia, por lo tanto mal funcionamiento.
F11	Presión	Las presiones deben estar comprendidas entre 1.5 y 5 kg/cm ² . Para localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 1.0 kg/cm ² (CNA, 2009). De acuerdo con bibliografía revisada, mayor presión representa mayor riesgo de fallo.
F12	Antigüedad	Para redes de distribución primaria se considera de 20 a 40 años de vida útil. Para redes de distribución secundaria, se considera de 15 a 30 años (CNA, 2009). Tuberías antiguas representan mayor riesgo.

La recopilación e integración de información constituyó una parte fundamental de la metodología planteada. El cuadro 2 presenta la información que se recopiló y el paquete computacional en el cual se encontraba al ser incorporada al SIG.

Integración y análisis de información en el SIG

Se integró información concerniente al área de estudio. La metodología empleada para montaje de la información fue la siguiente:

Cuadro 2. Información integrada y analizada en el SIG.

Formato original	Información
Planos AutoCad	Diámetros de tuberías
	Conexiones de tuberías
	Trazo y ubicación de tuberías
	Curvas de nivel
	Lotificación
	Ubicación de tomas nuevas
	Información catastral
Base de datos Excel	ID
	Localización
	Antigüedad de la tubería
	Diámetro
	Material
	Rugosidad
	Índice de significancia
	Flujo
	Fugas
	Precio unitario
	Nudos

1. Montaje físico, transferencia de los planos existentes de la red de agua de un formato de AutoCAD al sistema de Información geográfica (SIG) usando *Arcview*.
2. Se integró al SIG la información en planos AutoCAD sobre las líneas e información del poblado, como lotificación, manzanas, ubicación de la tubería, etc. Para esto fue necesario realizar una inspección detallada sobre la información contenida en cada capa ("layer") de AutoCAD, verificando que cada elemento del plano cuente con su identificador y capa ("layer") correspondiente.
3. Una vez contenida la información, se hizo el filtrado de información en cada capa. Se extrajo la información a utilizarse en "shapes" de acuerdo con sus atributos (ver cuadro 3). En el cuadro 4 se especifica la información obtenida de archivos del municipio.

Los datos de ID de la tubería, localización, antigüedad, longitud, diámetro, material, ru-

gosidad, índice de significancia, fugas, precio unitario y nudos previamente colocados en una base de datos (*MS-Excel*) fueron insertados en el SIG. Esto se realizó una vez clasificada la información contenida en el archivo SIG, es decir, asignando ID a cada una de los datos (tuberías, nudos y demás elementos) en el SIG para poder después correlacionarlos con los datos recopilados en la base de datos *MS-Excel*, ligando la información con el comando "Join".

Pipelinenet

Una vez recopilados los datos de la red de distribución se procedió a armar y calibrar un modelo de simulación del comportamiento hidráulico de la red de agua potable por medio de *Pipelinenet*. *Pipelinenet* es un sistema basado en *ArcGIS* que permite la modelación hidráulica y de calidad de agua. A continuación se describen los pasos realizados en el análisis, evaluación y calibración del modelo hidráulico en *Pipelinenet*.

Cuadro 3. Campos formados a partir de la información contenida en el plano AutoCAD.

Nombre de la capa	Tipo	Información
TuberíasProv	Polyline	Localización de las tuberías que conforman el sistema de distribución de AP de acuerdo con datos de campo e información proporcionada por el OO.
NudosProv	Point	Localización de los nudos en el sistema de distribución por datos de campo e información proporcionada por el OO.
Lotificación actual	Polyline	Lotes de la comunidad. Información obtenida de plano AutoCAD de restitución fotográfica de Providencia. Departamento de Catastro del municipio.
Curvas de nivel	Polyline	Líneas de elevación del terreno natural con base en información obtenida del archivo de catastro del municipio.
Tomas nuevas	Point	Tomas dadas de alta en el periodo 2006-2010 obtenida por información del organismo operador de agua potable (OOMAPASC).
Zonas vulnerables	Polygon	Áreas de hospitales, albergues, escuelas, centros deportivos, parques, zona comercial, etc. (información obtenida en campo y archivo de catastro del municipio).

Cuadro 4. Campos formados a partir de información del Departamento de Catastro, municipio de Cajeme.

Nombre de la capa	Tipo	Información
Colonias	Polygon	Área de localización de las colonias que integran la comunidad.
Manzanas	Polygon	Delimitación y localización de las manzanas del poblado.
Calles Providencia	Polyline	Localización, longitud y condiciones de pavimento de las calles y vialidades del poblado de acuerdo con información del archivo de catastro del municipio e información obtenida en campo.
OBR106,OBR107,OBR108, OBR95,OBR96,OBR97, OBR84,OBR85,OBRE86.tif	"raster"	Imágenes fotográficas en formato *.tif de muy buena calidad georreferenciadas en archivos *.tfw.

Modelo de simulación hidráulica

Análisis

El modelo hidráulico en *Pipelinenet* fue alimentado con información proveniente del organismo operador e información obtenida en campo, como por ejemplo, diámetro, material y edad de las tuberías, rugosidad, topografía del terreno, localización de bomba, gasto proporcionado por la bomba, altura de bombeo, funcionamiento de la red y tanque.

El modelo de simulación hidráulica se realizó bajo el régimen de simulación estático y dinámico. La ecuación empleada para la pérdida de carga fue Darcy-Weisbach.

Calibración

El tipo de calibración fue por escenarios. La calibración del modelo se realizó básicamente mediante la comparación y el análisis de los datos de campo, los cuales se obtuvieron del montaje de un sistema de medición para obtener datos de presión en 23 puntos de la red de distribución durante dos periodos de tiempo (hora pico en la mañana y en la tarde) por dos días, contra los predichos por el modelo. La ubicación de los puntos de calibración se muestra en la figura 4 y sus coordenadas se presentan en el cuadro 5. Este es un proceso iterativo, en el cual se hicieron sucesivos y razonables ajustes al modelo, de modo que

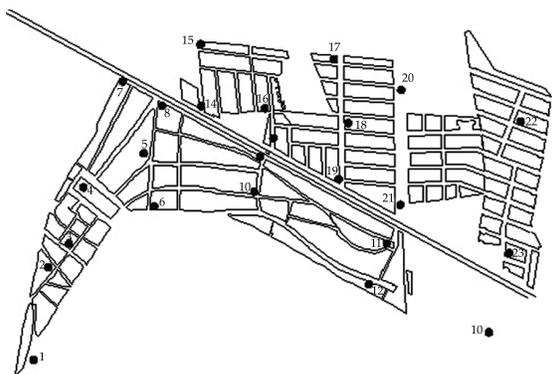


Figura 4. Localización en coordenadas de los puntos de calibración.

éste responda a la realidad, con el grado de exactitud esperado. Los parámetros que se modificaron dentro de la red de *Pipelinenet* para la calibración del modelo fueron: 1) los escenarios de consumo (variación de caudales asignados a nudos), suponiendo posibles fugas por el deterioro de la red; 2) los valores de rugosidad, suponiendo incrustaciones de minerales que pueden llegar a reducir el diámetro interno de la tubería; 3) capacidades de bombeo, suponiendo una baja eficiencia en la bomba. El modelo fue calibrado hasta que los resultados fueron satisfactorios de acuerdo con lo recomendado por la CNA (2009).

Mediante la instalación de cinco sensores de presión manométrica con *data-loggers* en cinco puntos del poblado se obtuvo el registro de la variación de presiones en la red durante el día. Se monitorearon de lunes a domingo durante una semana. Las coordenadas de ubicación de los *data-loggers* se presentan en el cuadro 6. Estos datos se utilizaron para la calibración del modelo dinámico.

Curva de demanda

Para el análisis del modelo en modo dinámico se utilizó la información referente a variación del gasto horario para poblaciones pequeñas de la CNA (2007). La figura 5 muestra los valores de variaciones de consumo promedio, expresados como porcentajes horarios del gasto máximo diario.

Pipelinenet fue utilizado para integrar la curva de demanda, de esta manera se corrió el modelo de simulación hidráulica con variación horaria.

Resultados del modelo

Con los resultados del modelo calibrado se obtuvo información referente al comportamiento operacional del sistema, como presiones en la red de distribución, pérdida unitaria en líneas,

Cuadro 5 Localización en coordenadas de los puntos de calibración.

Punto	Coordenadas		Punto	Coordenadas	
	N	W		N	W
1	27° 30' 42.1"	109° 59' 79.0"	13	27° 30' 29.8"	109° 58' 56.2"
2	27° 30' 57.0"	109° 59' 74.0"	14	27° 30' 80.4"	109° 59' 44.7"
3	27° 30' 60.6"	109° 59' 69.5"	15	27° 30' 89.7"	109° 59' 39.3"
4	27° 30' 66.4"	109° 59' 69.0"	16	27° 30' 86.5"	109° 59' 36.4"
5	27° 30' 64.8"	109° 59' 57.6"	17	27° 30' 89.2"	109° 59' 22.1"
6	27° 30' 75.8"	109° 59' 57.1"	18	27° 30' 81.5"	109° 59' 20.2"
7	27° 30' 87.8"	109° 59' 63.1"	19	27° 30' 70.4"	109° 59' 20.9"
8	27° 30' 82.5"	109° 59' 55.1"	20	27° 30' 82.7"	109° 59' 10.8"
9	27° 30' 72.3"	109° 59' 38.6"	21	27° 30' 69.4"	109° 59' 11.1"
10	27° 30' 68.2"	109° 59' 39.4"	22	27° 30' 74.7"	109° 58' 91.8"
11	27° 30' 60.2"	109° 59' 11.3"	23	27° 30' 59.6"	109° 58' 89.2"
12	27° 30' 54.0"	109° 59' 15.8"			

Cuadro 6. Coordenadas de puntos de toma de presiones para calibración.

Punto	Norte	Oeste
1	27° 30.808'	109° 59.447'
2	27° 30.836'	109° 59.610'
3	27° 30.757'	109° 59.510'
4	27° 30.641'	109° 59.739'
5	27° 30.890'	109° 59.211'

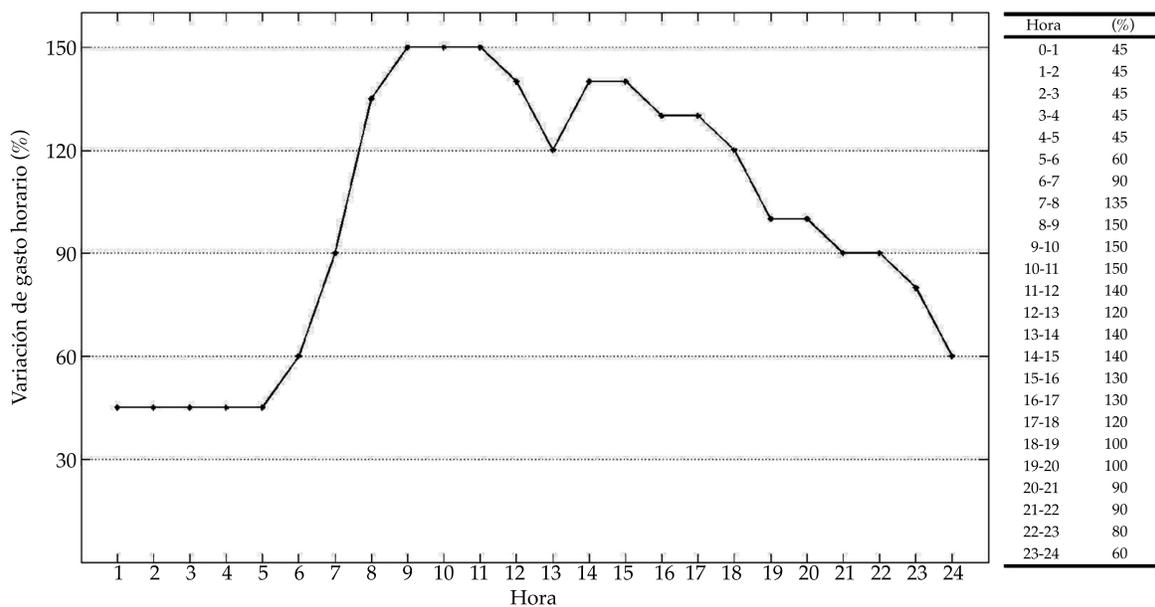


Figura 5. Curva de demanda (CNA, 2007).

gasto que conduce la red, velocidad en cada tubería, coeficiente de rugosidad (calibrado) e índice de fugas estimado en cada línea, entre otros.

La corrida del modelo hidráulico en SIG por medio de *Pipelinenet* clasifica de forma automática los resultados, dividiéndolos en subcapas de acuerdo con el cuadro 7.

Evaluación multicriterio

Teniendo dentro del sistema de información geográfica la información necesaria, se procedió a su análisis. La evaluación multicriterio maneja problemas de toma de decisiones, considerando varios criterios para establecer

prioridades entre las opciones que se presentan al tomar una decisión (Zeleny & Cochrane, 1982). La propuesta metodológica está basada de modo fundamental en la aplicación de criterios de selección, en función de parámetros, como son la cercanía a elementos de interés o la caracterización operacional de las líneas (tuberías) y de cada punto (nodo); todo ello desde el análisis de información asociada con cada elemento de estudio.

Primero se definió qué opciones de análisis de información pueden realizarse de acuerdo con prioridades establecidas. Para tomar una decisión acerca de cuál línea tiene prioridad alta o baja de rehabilitación, se establecieron tres opciones de evaluación con base en el

Cuadro 7. Información manejable y presentada mediante *Pipelinenet*.

Nombre del campo	Descripción	Parámetros
Junctions Reservoirs Tanks	Node	Elevación
		Demanda base
		Calidad inicial
		Demanda
		Altura
		Presión
Pipes Pumps Valves	Links	Calidad
		Longitud
		Diámetro
		Rugosidad
		Bulkcoeff
		Walkcoeff
		Estado inicial
		Gasto
		Factor de fricción
		Pérdida de carga unitaria
		Tasa de reacción
		Velocidad
Calidad		

establecimiento de prioridades entre los factores, de acuerdo con el criterio y las necesidades del organismo. Los factores de peso de cada variable de decisión quedan a consideración de la dirección y los técnicos del organismo operador de agua potable.

Opciones de evaluación

Los escenarios de evaluación propuestos conllevan la integración de distintos factores de decisión en su análisis, mostradas posteriormente, y son los siguientes:

- Probabilidad de fallo.
- Condiciones operacionales.
- Costo.

Como se verá más adelante, estos criterios son de difícil aplicación mediante métodos tradicionales, siendo relativamente sencillos de establecer utilizando las capacidades de los SIG.

Selección heurística de factores

Teniendo una base de información recopilada y analizada se seleccionaron aquellos criterios que influyen en la priorización de acuerdo con la alternativa de ponderación. El SIG utilizado permite construir filtros sobre los datos espaciales, con el fin de prescindir de la información que no se requiera visualizar. Los criterios tomados en cuenta para cada variable de decisión se presentan en el cuadro 8.

Para analizar la información dentro del SIG fue necesario primero establecer una reclasificación del formato "raster" formado para cada variable de decisión en cada una de las alternativas de evaluación propuestas. Como ya se mencionó antes, el peso adjudicado en la reclasificación para cada atributo se asignó de acuerdo con la experiencia, bien sea adquirida con el paso de los años o por conocimientos de casos similares en otras compañías de los gestores de la red de agua potable del municipio.

Cuadro 8. Criterios de jerarquía según el atributo.

Factor, F	Factores de decisión	Criterio
F1	Zona	Zonas vulnerables, es decir, áreas cercanas a hospitales, albergues, escuelas, centros deportivos, zona comercial, etc., con mayor importancia de rehabilitación.
F2	Material y diámetro	Orden en relación con el material y diámetro de la tubería. Según bibliografía revisada*, un diámetro más pequeño representa más riesgo de fallo. Importancia de acuerdo si es línea de distribución principal o línea de distribución secundaria.
F3	Rugosidad	El criterio será adjudicar mayor prioridad a un coeficiente de rugosidad alto. Estos coeficientes de rugosidad absoluta son determinados y tomados de la calibración del modelo. Sus unidades son en milímetros (mm).
F4	Zona pavimentada	De acuerdo con el criterio del OO, se aplica prioridad a la zona en relación con este factor, ya que impacta de manera directa en el costo de reparación.
F5	Índice de fugas	Líneas con un alto índice de fugas calculado con reportes y experiencia de los supervisores conlleva una mayor prioridad.
F6	Importancia	De acuerdo con el índice de significancia. A mayor índice de significancia, mayor importancia en el sistema.
F7	Precio de reparación	De acuerdo con el valor promedio unitario para la reparación de cada tipo de tubería.
F8	Longitud	Con base en información de la red. Criterio establecido por análisis bibliográfico, a mayor longitud, mayor riesgo de fuga.
F9	Velocidad	Las tuberías deben tener una velocidad máxima de 5.0 m/s y mínima de 0.3 m/s (CNA).
F10	Pérdidas de carga unitarias	Las pérdidas de carga por fricción entre tramos no deberán sobrepasar los 5 m/km (CNA). Mayor que 5 m/km representa baja eficiencia, por lo tanto mal funcionamiento.
F11	Presión	Las presiones deben estar comprendidas entre 1.5 y 5 kg/cm ² . Para localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 1.0 kg/cm ² (CNA). De acuerdo con bibliografía revisada, mayor presión representa mayor riesgo de fallo.
F12	Antigüedad	Para redes de distribución primaria se considera de 20 a 40 años de vida útil. Para redes de distribución secundaria se considera de 15 a 30 años (CNA). Tuberías antiguas representan mayor riesgo.

Utilizando las herramientas que ofrece el sistema de información geográfica se aplicaron distintos operadores según las necesidades de información de acuerdo con las alternativas de análisis-ponderación. La herramienta utilizada fue la calculadora "raster", con la cual se utilizó el método de evaluación multicriterio "Combinación lineal ponderada" o WLC (por sus siglas en inglés, Weighted Linear Combination). Este procedimiento permite retener la variabilidad de los factores de decisión continuos, al mismo tiempo que ofrece la habilidad de la combinación e intercambio entre los factores. Además permite

una ponderación asignada a los factores de decisión que indican la relativa importancia de cada variable. Este análisis ofrece un panorama alejado de los extremos del riesgo; en cambio posiciona el análisis en un riesgo medio y permite la combinación total entre factores (Eastman, 2006) (ver figura 6).

Como se muestra en la figura 6, en el método de evaluación multicriterio WLC, el riesgo de la decisión es intermedio cuando la combinación de factores es máxima (máxima combinación de criterios). Esto se debe a que este tipo de evaluación permite ponderar la relativa importancia de los factores de decisión, facilitan-

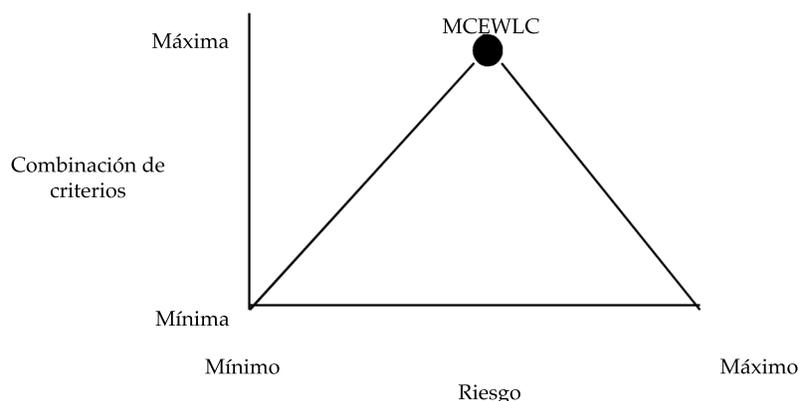


Figura 6. Intercambio de criterios versus Riesgo (adaptada de Eastman, 2006). Evaluación multicriterio con combinación lineal ponderada (Multicriteria Evaluation with Weighted Linear Combination, MCEWLC).

do la inclusión máxima de factores de decisión y así obtener una puntuación total alejada de los extremos de riesgo para cada alternativa.

La evaluación para cada uno de los escenarios fue:

$$\text{Prioridad de rehabilitación} = \frac{\sum \text{Factores de decisión}}{\text{Número de factores}}$$

Donde el numerador representa la suma de los valores obtenidos de acuerdo con la escala presentada en el cuadro 10 para cada uno de los factores de decisión considerados en la alternativa de evaluación. El denominador representa el número de factores de decisión incluidos en la alternativa de evaluación. A continuación se muestran las alternativas de evaluación planteadas y los factores de decisión tomados en cuenta para cada una de ellas.

- *Alternativa de evaluación 1. Probabilidad de fallo*

La probabilidad de fallo de una tubería puede ser consecuencia del deterioro estructural de ésta, lo que disminuye su elasticidad/resistencia estructural y su habilidad para soportar los distintos tipos de esfuerzos aplicados sobre ella. El deterioro también puede ser de la superficie interna de la tubería, lo que resulta

en una disminución directa de la capacidad hidráulica, degradación de la calidad del agua y algunas veces afecta la capacidad estructural en casos de corrosión extrema.

Para determinar la prioridad de reemplazo de una tubería y que a la vez esta priorización demuestre una opción efectiva con respecto al costo, es crítico reemplazar tuberías con alta probabilidad de fallo. Mientras que la mayoría de las tuberías nuevas de PVC (polyvinyl chloride) y PE (polyethylene) tienen poca probabilidad de falla, la tarea de encontrar tuberías con mayor probabilidad de falla es más complicada, pues intervienen varios factores.

Datos geográficos, como tipo de suelo, características de carga (desarrollo demográfico, tráfico vehicular), historial de prácticas de instalación, fluctuaciones de agua subterránea, también pueden ayudar a explicar la incidencia y variaciones de probabilidad de fallo (Kleiner, Rajani, & Wang, 2007).

De acuerdo con lo anteriormente planteado, a la bibliografía revisada y a la información disponible, el análisis para determinar las tuberías con mayor probabilidad de falla se basó en la siguiente información:

Factores de decisión: antigüedad, índice de fugas, presión, longitud, coeficiente de rugosidad, zona, precio de reparación.

Cuadro 9. Resumen de características de las tuberías del sistema de distribución en Providencia, Sonora.

Característica		Núm. de tuberías	Longitud (m)	% longitud
Diámetro	<= 75 mm	70	8 389.1	58.3
	100 mm	25	2 176.2	15.1
	150 mm	39	3 395.8	23.6
	200 mm	4	428.0	3.0
	Total	138	14 389.2	100.0
Edad	<=5	45	5 816.3	40.4
	5 a 10	58	5 483.8	38.1
	15	8	947.6	6.6
	20	4	178.4	1.2
	30	23	1 963.1	13.6
	Total	138	14 389.2	100.0
Material	PVC	131	13 868.6	96.4
	AC	7	520.6	3.6
	Total	138	14 389.2	100.00
Comunidad	Providencia	82	9 565.67	66.48
	Severo Girón	44	4 118.4	28.62
	A. López Nogales	12	705.1	4.90
	Total	138	14 389.2	100.00

- *Alternativa de evaluación 2. Condiciones operacionales*

El comportamiento hidráulico proporciona un indicador fiable de la capacidad hidráulica de la red de distribución cuando las tuberías están alcanzando su capacidad hidráulica máxima para proporcionar los gastos necesitados.

De acuerdo con lo anterior y con la información disponible en el organismo operador, el análisis para determinar las tuberías con mayor necesidad de cambio en relación con su capacidad hidráulica se basó en la siguiente información:

Factores de decisión: pérdidas de carga unitarias, velocidad, coeficiente de rugosidad, índice de significancia, zona.

- *Alternativa de evaluación 3. Costo*

Mientras la tubería se deteriora con los años de uso, la resistencia de la tubería se reduce, incrementando su vulnerabilidad a las cargas y representando mayor riesgo de falla. Los

costos de reparación y consecuencias de falla de cada línea son diferentes. En el cálculo de qué falla representa mayor costo para el organismo operador intervienen varios factores. El costo de reparación será mayor en tuberías de mayor diámetro y los costos de las consecuencias variarán de acuerdo con la localización de la tubería. Se puede esperar que las consecuencias sean mayores para zonas vulnerables (áreas cercanas a edificios públicos, hospitales, comercios, etc.), así como también para tuberías difíciles de sectorizar, es decir, con mayor cantidad de usuarios dejados sin servicio tras una falla o durante una reparación, pues la interrupción en el servicio acarrea inconformidad y mayores costos a los usuarios, lo que se reflejará en quejas al organismo operador.

El costo de la reparación puede variar de acuerdo con la ubicación de la línea también. La reparación de una línea en una calle recién pavimentada representa maltrato al pavimento nuevo y, por lo tanto, pérdida de dinero e inconformidad por parte de los usuarios.

Con base en lo anterior y a la información disponible, el análisis para determinar las tuberías con mayor necesidad de cambio con respecto a su costo-beneficio se basó en la siguiente información.

Factores de decisión: antigüedad, presión, índice de fugas, zona, condiciones de pavimento, precio de reparación.

Selección de metodología para la decisión multicriterio

Una vez establecida la reclasificación mostrada en el cuadro 10 para los factores de decisión mencionadas para cada alternativa de evaluación, se procedió a utilizar la calculadora "raster" con la función de promedio lineal ponderado. En este caso, el valor de cada uno de los factores se consideró con la misma ponderación. La función de prioridad de rehabilitación (PR) se definió de la siguiente manera:

Alternativa de evaluación 1

$$PR = \frac{\left(\begin{array}{l} \text{antigüedad} + \text{índice de fugas} + \text{presión} \\ + \text{longitud} + \text{rugosidad} + \text{zona} \\ + \text{precio de reparación} \end{array} \right)}{7}$$

Alternativa de evaluación 2

$$PR = \frac{\left(\begin{array}{l} \text{pérdidas unitarias} + \text{velocidad} \\ + \text{rugosidad} + \text{zona} + \text{precio de reparación} \end{array} \right)}{5}$$

Alternativa de evaluación 3

$$PR = \frac{\left(\begin{array}{l} \text{antigüedad} + \text{índice de fugas} + \text{presión} \\ + \text{zona} + \text{condiciones de pavimento} \\ + \text{precio de reparación} \end{array} \right)}{6}$$

Donde las tuberías con mayor valor de prioridad de rehabilitación para cada escenario visualizado en *ArcGis* son las primeras en la lista para su rehabilitación; es decir, se realizó una clasificación de las mismas de acuerdo con los valores obtenidos del cálculo "raster". Con el resultado se realizó una última reclasificación para establecer cuáles valores resultantes del cálculo se establecen como con prioridad alta, media o baja.

Por último, se realizó la conversión de la capa "raster" resultante a formato vector, con lo que se puede realizar una selección de las tuberías en relación con el resultado "raster". Para esto se utilizó la interfaz de cuestionamiento (QUERY, seleccionar por localización) que ofrecen los SIG. Esta herramienta permite al usuario visualizar y reducir su búsqueda de acuerdo con los parámetros indicados por él mismo para establecer las tuberías candidatas a reemplazo y visualizarlas en una lista. Teniendo la lista de las tuberías con mayor prioridad de reemplazo se ordenaron con base en algún atributo de interés para los gestores de la red de agua potable ejemplo: costo.

- *Alternativa de evaluación 4. Factores internos*

De acuerdo con la información operacional existente sobre la red de agua potable se realizó una nueva priorización, que incluye únicamente los factores de decisión que impactan en el comportamiento hidráulico. Esto, con el objetivo de organizar prioritariamente los grupos de tuberías que presentan deficiencias hidráulicas e impactan de manera directa en la eficiencia física del sistema.

Factores de decisión: pérdidas de carga unitarias, velocidad, coeficiente de rugosidad, índice de significancia.

La evaluación de la función se realizó de manera similar a las anteriores opciones de evaluación. Una vez obtenidos los resultados, se realizaron los cambios en el modelo de simulación hidráulica *Pipelinenet* para régimen dinámico en la hora más crítica del día (hora pico: 8 a.m.), de las tuberías marcadas como

Cuadro 10. Reclasificación de factores de decisión formato “raster”.

Factor/F	Factores de decisión	Reclasificación	Criterio (prioridad)
F1	Vulnerabilidad de la zona	10	Zonas a menos de 50 m de un punto vulnerable.
		5	Zonas entre 51 y 100 metros.
		3	Zonas que se encuentran entre 100 y 150 metros.
		2	Zonas que se encuentran entre 150 y 250 metros.
		1	Zonas que se encuentran a más de 250 metros.
F2	Material y diámetro	10	Diámetro menor igual que 3 pulgadas
		5	Diámetro mayor que 3 pulgadas y menor que 6
		9	Diámetro mayor que 6 pulgadas
F3	Rugosidad (mm)	10	Mayor que 5 mm
		9	De 3 a 5 mm
		5	De 1 a 3 mm
		3	De 0.025 a 1 mm
		1	De 0.0015 a 0.025 mm
F4	Zona pavimentada	10	Sin pavimento (0)
		9	Pavimento antiguo 2 (3)
		5	Pavimento antiguo (2)
		2	Pavimento nuevo (1)
		1	Fuera de calle (1)
F5	Índice de fugas	10	Más de 20 reportes
		8	Entre 10 y 20 reportes
		5	Entre 5 y 10 reportes
		3	Entre 1 y 5 reportes
		1	Sin reportes
F6	Importancia	10	Índice de significancia mayor que la media
		5	Índice de significancia menor que la media
F7	Precio de reparación	10	Menor que \$130 000.00
		8	Entre \$130 000.00 y \$260 000.00
		6	Entre \$260 000.00 y \$380 000.00
		4	Entre \$380 000 y \$500 000
		2	Mayor que \$500 000.00
F8	Longitud	1 a 10	De 1 a 1 000 m de longitud
F9	Velocidad	10	Velocidad mayor que 5.0 m/s y menor que 0.3 m/s
		1	Velocidad dentro de rango
F10	Pérdidas de carga unitarias	10	Las pérdidas de carga por fricción entre tramos que sobrepasen los 5 m/km (CNA)
		1	Pérdidas dentro de rango
F11	Presión	10	Depende del tipo de análisis
F12	Antigüedad	10	Mayor que 30 años de vida útil
		8	De 15 a 30 años de vida útil
		3	De 10 a 15 años de vida útil
		2	De 5 a 10 años de vida útil
		1	De 0 a 5 años de vida útil

con alta prioridad de rehabilitación para este escenario según la evaluación.

Hechos los cambios, se comparó el estado de funcionamiento hidráulico del sistema anterior y con modificaciones. Para esto se basó en los factores considerados más significativos para este propósito, como son la velocidad, presión y pérdidas de carga unitarias.

Resultados y discusión

Según la metodología presentada, se obtuvo y analizó la información disponible de la red de distribución de agua potable de Providencia, Sonora. Para la evaluación multicriterio dentro del SIG fue necesario primero la recopilación de datos y la realización del modelo hidráulico de la red de Providencia. Este apartado merece especial cuidado, pues la calidad de las decisiones tomadas depende en gran parte de la calidad de los datos ingresados.

El sistema de distribución de Providencia está localizado en un área de aproximadamente 150 ha, incluye 107 nudos, con un gasto promedio suministrado a la red de 28.9 lps, 138 tuberías, dos fuentes de abastecimiento (principal y secundaria) y un tanque. El sistema opera con una sola fuente de abastecimiento a la vez, dependiendo de la disponibilidad y condiciones de la fuente. La entrega de agua desde la fuente de abastecimiento principal es a la red y al tanque. El resumen de la información de la red de distribución se presenta en el cuadro 9.

El cuadro 12 muestra el resumen de los resultados del modelo dinámico analizado a una hora pico (8 a.m.).

Se reclasificaron los factores de decisión en formato "raster" dentro de *ArcGis*, a partir del criterio de prioridad asignado por los administradores del sistema de distribución (ver el cuadro 10). Los valores cercanos a 0 son dados a aquellos atributos que tienen menor prioridad de rehabilitación y el valor 10 fue determinado a atributos con la mayor prioridad.

Con los criterios de ponderación asignados a los factores, se utilizó la calculadora "raster"

para hacer una combinación lineal de criterios. Las figuras 7, 8, 9 y 10 presentan el escenario obtenido.

Los resultados muestran un promedio de 20 tuberías identificadas como con alta prioridad de rehabilitación en los cuatro escenarios. En el resultado del escenario 4 se observaron 20 tuberías con alta prioridad de rehabilitación. El cuadro 11 muestra un resumen de las tuberías que resultaron con prioridad alta de rehabilitación. Fue simulado el reemplazo de estas tuberías en *Pipelinenet*. Para esto se supuso que la tubería reemplazada consta con una rugosidad de PVC nuevo de acuerdo con cuadros de fabricante y se eliminó el incremento de demanda en los escenarios de consumo (variación de caudales asignados a nudos) debido a fugas en los nudos correspondientes a las tuberías "reemplazadas". El resumen de los resultados de la red final (con cambios realizados) se presenta en el cuadro 12.

Se puede observar que los porcentajes de número de tuberías que cumplen con las especificaciones de la CNA se incrementan de 83 a 87% en el caso de las pérdidas de carga unitarias y de 37 a 99% en el caso de la presión después de haber realizado los cambios en el modelo. Tal incremento se debe a la mejora inmediata del modelo del sistema de distribución por el óptimo reemplazo de tuberías con base en los criterios establecidos para la alternativa de evaluación 4. Las tuberías reemplazadas fueron tuberías antiguas en su mayoría, con alto índice de significancia para la red, altas pérdidas de carga unitaria y alto coeficiente de rugosidad. El porcentaje alto de incremento en el caso de la presión puede ser considerado un reflejo del reemplazo de tuberías con probables fugas y el reemplazo de líneas significativas para la red de distribución de acuerdo con el índice de significancia lo que mejora de forma significativa las presiones.

Conclusiones

La toma de decisiones por parte de los gestores del sistema de distribución de agua potable

Cuadro 11. Resumen de tuberías clasificadas como con alta prioridad de rehabilitación, escenario 4.

Característica		Núm. de tuberías	Longitud	% longitud
Diámetro	<= 75 mm	14	952.2	57.60
	100 mm	3	476.8	28.90
	150 mm	3	223.6	13.50
	Total	20	1 652.6	100.00
Edad	20	1	82.7	5.00
	30	19	1 569.9	95.0
	Total	20	1 652.6	100.00
Material	PVC	19	1 566.7	94.80
	AC	1	85.9	5.20
	Total	20	1 652.6	100.00
Comunidad	Providencia	20	1 652.6	100.00
	Total	20	1652.6	100.00



Figura 7. Escenario alternativo de evaluación 1. Probabilidad de fallo.

juega un papel fundamental en los controles de eficiencia comercial, física, hidráulica y energética, entre otras, del organismo operador. La pérdida de agua potable debido a fugas es una problemática recurrente en México

y se han propuesto diferentes metodologías para facilitar la toma de decisiones en esta área (Tzatchkov, Hansen, & Ramírez, 2010). La metodología propuesta para priorizar necesidades de rehabilitación proporciona una



Figura 8. Escenario alternativo de evaluación 2. Condiciones operacionales.



Figura 9. Escenario alternativo de evaluación 3. Costo.



Figura 10. Escenario alternativo de evaluación 4. Factores internos

Cuadro 12. Resumen de resultados para el análisis en modo dinámico a las 8 a.m. (hora crítica de demanda) de la red de Providencia. Porcentaje de un total de 138 tuberías y 108 nudos del poblado de Providencia, que cumple con las condiciones de velocidad, pérdidas de cargas unitarias y presión de acuerdo con lo requerido por el manual de la CNA, 2009.

Parámetro	Red inicial	Red final
Velocidad	34%	36%
Pérdidas de carga unitarias	83%	87%
Presión*	35%	99%

*Para las presiones se consideran los nudos existentes en la red; es decir, las uniones entre tuberías.

herramienta práctica que puede ser utilizada como base para la toma de decisiones de renovación de tuberías dentro del sistema de agua potable. Esta metodología permite organizar de forma prioritaria los grupos de tuberías que necesitan rehabilitación de acuerdo con criterios de prioridad establecidos por el organismo operador.

Los cuatro escenarios propuestos muestran visualmente las tuberías clasificadas como con baja, media y alta necesidad de rehabilitación, lo cual depende totalmente de los

factores de decisión y los criterios tomados en consideración. Estos criterios cuentan con respaldo de investigaciones posteriores (Alonso-Guzmán, 2010; Alonso-Guzmán *et al.*, 2013; Francisque, Rodriguez, Sadiq, Miranda, & Proulx, 2009; Kleiner *et al.*, 2007; Rostum, 2000), algunos de naturaleza matemática sobre jerarquización de las tuberías de la red o de estudio del deterioro hidráulico. La ponderación de criterios se basa en un método heurístico, en el cual se utiliza mayormente la opinión de un experto.

El riesgo es la verosimilitud de cometer un error en el proceso de toma de decisiones (Fallas, 2002). En este trabajo se manejó un intercambio completo de factores de decisión con un riesgo medio en la toma de decisión. Este tipo de análisis permite la integración ponderada de la totalidad de los factores que influyen en la priorización de reemplazo de tuberías a partir de la alternativa de evaluación utilizada. Esto representa una ventaja para el analista, pues se da una compensación entre factores; valores bajos de un factor pueden ser compensados con valores altos en otros factores. El método “combinación lineal ponderada” supone la aceptación de un cierto nivel de riesgo y ofrece resultados más ricos que los aportados por la intersección booleana (Vega & Lou, 2003). Por tanto, las tuberías pueden ser ordenadas con base en diferentes grados de necesidad de ser renovadas.

El sistema de información geográfica facilita el manejo, almacenamiento y filtrado de la información de acuerdo con las necesidades que se presenten cuando la toma de decisiones sea necesaria (Malczewski, 2006). La metodología propuesta puede ser utilizada para cualquier red de distribución, pues ofrece la ventaja de manejar la información que cada organismo operador considere necesaria y encuentre a su alcance, considerando la gran variedad que se presenta en los datos disponibles de una empresa de agua a otra, y el amplio rango en cuanto a la cantidad de información.

Los factores que intervienen en la toma de decisiones para la priorización de renovación de las tuberías son muy diversos. Por este motivo se deben considerar, hasta donde sea posible, todos los factores que de acuerdo con investigaciones y experiencia de los gestores de la red intervienen en la toma de decisiones, con el objetivo de organizar de forma prioritaria los grupos de tuberías, en función de la premura con que urge una intervención técnica. La calidad de las decisiones tomadas depende en gran parte del número de factores utilizados y sobre todo de la calidad de los datos ingresados.

La manera ideal de aplicar la evaluación multicriterio empleada es asignar ponderaciones a cada uno de los criterios tomados en cuenta (Ozturk & Batuk, 2011). De esta manera se valora la influencia de cada variable de decisión en diferente grado de importancia. Para esto es recomendable utilizar estadísticas, información de otras investigaciones o metodologías, como el proceso de jerarquía analítico aplicado heurísticamente o con datos comprobados estadísticamente, que pueden derivarse de programas de recopilación de datos implementados por el mismo organismo operador.

La técnica de evaluación multicriterio empleada (combinación lineal ponderada) dentro del SIG representa un riesgo e incertidumbre considerada al momento de tomar la decisión. El riesgo puede ser disminuido con la aplicación de diferentes técnicas de evaluación multicriterio, como la de promedio ordenado ponderado (Ordered Weighted Averaging). Con esta técnica es posible moverse a un riesgo mayor o menor, al mismo tiempo que se realizan diferentes grados de intercambio de criterios.

Agradecimientos

Los autores agradecen ampliamente a Robert Janke por haber facilitado el *software Pipelinet*. Además se agradece a Conacyt por el apoyo recibido durante este proyecto. La información técnica requerida para la realización del proyecto fue proporcionada directamente por el Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Cajeme, al que se agradece de manera especial por su disponibilidad, tiempo y apertura.

Referencias

- Alonso-Guzmán, C. D. (2010). *Modelo híbrido para la toma de decisiones en programas de rehabilitación de tuberías para sistemas de abastecimiento de agua: aplicación a la ciudad de Celaya, Gto. (México)*. Tesis doctoral. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Alonso-Guzmán, C. D., Pérez-García, R., Izquierdo-Sebastian, J., & Herrera-Fernández, M. (2013). Factores de fiabilidad y eficiencia en la toma de decisiones para la rehabilitación de tuberías. *Ingeniería, investigación y tecnología*, 14, 489-498.

- Arulraj, G., & Rao, H. (1995). Concept of Significance Index for Maintenance and Design of Pipe Networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(11), 833-837, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:11(833)
- Ayuntamiento de Cajeme (2000). *Plan Municipal de Desarrollo 1997-2000*. Recuperado de <http://www.infocajeme.com/cajeme.php>.
- Bourguett, V., & Rodriguez, J. M. (2001). Evaluación económica de proyectos de reducción de pérdidas. En: *Reducción integral de pérdidas de agua potable* (Vol. 2, pp. 85-98). México, DF: Instituto Mexicano de Agua Potable.
- Castelán, E. (2001). *Water Management in the Mexico City Metropolitan Area: The hard Way to Learn*. Paper presented at the Proceedings from the Symposium Frontiers in Urban Water Management: Deadlock or Hope, Marseille, France.
- CEA (2004). *Programa estatal de mediano plazo, aprovechamiento sustentable del agua 2004-2009*. Recuperado de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd27/sonara04.pdf>.
- CNA (2007). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario*. México, DF: Comisión Nacional del Agua.
- CNA (2008). *Programa de Modernización de Organismos Operadores de Agua (Promagua)*. Recuperado de http://www.cmic.org/comisiones/sectoriales/infraestructurahidraulica/varios/Ejecucion_de_proyectos/Promagua_lineamientos.pdf.
- CNA (2009). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Datos Básicos*. México, DF: Comisión Nacional del Agua.
- Eastman, J. R. (2006). IDRISI Andes Guide to GIS and image Processing. *Clark University, Worcester*, 87-131.
- Fallas, J. (2002). *Toma de decisiones y sistemas de información geográfica*. Programa Regional en Manejo de Vida Silvestre y Escuela Deficiencias Ambientales. Heredia, Costa Rica: Universidad Nacional.
- Francisque, A., Rodriguez, M., Sadiq, R., Miranda, L., & Proulx, F. (2009). Prioritizing Monitoring Locations in a Water Distribution Network: A Fuzzy Risk Approach. *Journal of Water Supply: Research and Technology, AQUA*, 58(7), 488-509.
- Garduño, H. (1994). *Uso eficiente del agua: un enfoque multidimensional*. Montevideo: Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Programa Hidrológico Internacional UNESCO-ORCYT.
- INEGI (2005). *Conteo de población y vivienda 2005. Indicadores del Censo General de Población y Vivienda*. México, DF: INEGI.
- Kallis, G., & Coccossis, H. (2001). Sustainable Management of Water Supplies for Developed Urban Areas: Issues, Perspectives and a Vision. In I. Publishing (Ed.). *Frontiers in Urban Water Management: Deadlock or Hope* (Vol. 45, pp. 269-264). Paris: Technical Documents in Hydrology.
- Kleiner, Y., Rajani, B., & Wang, S. (2007). Consideration of Static and Dynamic Effects to Plan Water Main Renewal. *Middle East Water*, 1-13.
- Malczewski, J. (2006). GIS-Based Multicriteria Decision Analysis: A Survey of the Literature. *International Journal of Geographical Information Science*, 20(7), 703-726, doi: 10.1080/13658810600661508.
- Morais, D. C., & Almeida, A. T. (2006). Water Supply System Decision Making Using Multicriteria Analysis. *Water SA*, 32(2), 229-236.
- Ozturk, D., & Batuk, F. (2011). Implementation of GIS-Based Multicriteria Decision Analysis with VB in ArcGIS. *International Journal of Information Technology & Decision Making*, 10(6), 1023-1042.
- Rostum, J. (2000). *Statistical Modelling of Pipe Failures in Water Networks*. Doctoral thesis. Norwegian University of Science and Technology. Retrieved from <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:no:ntnu:diva-504>.
- Tortajada, C. (2006). Water Management in Mexico City Metropolitan Area. *Water Resources Development*, 22(2), 353-376.
- Tzatchkov, V., Hansen, M. P., & Ramírez, H. (2010). A Practical Approach for Prioritizing The Replacement of Water Pipes in Mexico City. *MRS Online Proceedings Library*, 1278/2010. XIX International Materials Research Congress, Cancún, México. <http://dx.doi.org/10.1557/PROC-1278-S07-5>.
- Vega, J. M., & Lou, M. A. M. (2003). *Métodos para la planificación de espacios naturales protegidos* (Vol. 2). Editorial CSIC-CSIC Press, España.
- Yamijala, S. (2007). *Statistical Estimation of Water Distribution System Pipe Break Risk*. Texas A&M University. Retrieved from <http://hdl.handle.net/1969.1/ETD-TAMU-1471>.
- Zeleny, M., & Cochrane, J. L. (1982). *Multiple Criteria Decision Making* (Vol. 25). New York: McGraw-Hill.

Dirección institucional de los autores

M.C. Vivian Verduzco

Instituto Tecnológico de Sonora
Departamento de Ciencias del Agua y Medio Ambiente
5 de Febrero 818 Sur, Centro
85000 Ciudad Obregón, Sonora, MÉXICO
Teléfono: +52 (644) 4109 000, extensión 2302
vivian.verduzco@gmail.com

Dr. Jaime Garatuzá

Instituto Tecnológico de Sonora
Dirección Académica de la División de Recursos Naturales
5 de Febrero 818 Sur, Centro
85000 Ciudad Obregón, Sonora, MÉXICO
Teléfono: +52 (644) 4109 000, extensión 2588
garatuzal@gmail.com

M.I. Salvador Díaz

Instituto Tecnológico de Sonora
Departamento de Ciencias del Agua y Medio Ambiente
5 de Febrero 818 Sur, Centro
85000 Ciudad Obregón, Sonora, MÉXICO
Teléfono: +52 (644) 4109 000, extensión 2099
sdiaz@itson.edu.mx



Haga clic aquí para escribir al autor

Priorización de áreas de intervención mediante análisis morfométrico e índice de vegetación

• Adolfo López-Pérez • Mario R. Martínez-Menes* •
• Demetrio S. Fernández-Reynoso •
Colegio de Postgraduados, México

*Autor de correspondencia

Resumen

López-Pérez, A., Martínez-Menes, M. R., & Fernández Reynoso, D. S. (enero-febrero, 2015). Priorización de áreas de intervención mediante análisis morfométrico e índice de vegetación. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 121-137.

La caracterización morfométrica y el análisis del Índice de Vegetación de Diferencia Normalizada (NDVI) puede ser una estrategia en los programas de restauración hidrológica ambiental de cuencas, ya que la interrelación entre el área, forma, relieve, sistema de drenaje y los cambios de la cobertura vegetal causada por la alteración antropogénica permite hacer una priorización de subcuencas para su intervención con prácticas productivo-conservacionistas, a fin de reducir el crecimiento de los sistemas de drenaje en zonas con presencia de eventos meteorológicos extremos que causan deslaves y provocan inundaciones en las partes bajas de las cuencas. El estudio se realizó en la cuenca del río Huehuetán, ubicada en la región del Soconusco del estado de Chiapas, México, con el objetivo de estimar los parámetros morfométricos (lineales y de forma) de 16 subcuencas, así como el NDVI para los años 1993 y 2013, para priorizar los cambios en la cobertura vegetal que afectan la degradación del suelo de las subcuencas para la restauración hidrológica. La metodología permitió definir el orden de intervención de las subcuencas con prácticas de conservación del suelo, agua y obras de control de azolves, para reducir los procesos de erosión hídrica, el crecimiento del sistema de drenaje y la capacidad de transporte del flujo superficial en laderas y cauces.

Palabras clave: NDVI, cuenca, conservación, LandSat, sensores remotos.

Abstract

López-Pérez, A., Martínez-Menes, M. R., & Fernández Reynoso, D. S. (January-February, 2015). Prioritization of Intervention Areas using a Morphometric Analysis and Vegetation Index. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 121-137.

Morphometric characterizations and the Normalized Difference Vegetation Index (NDVI) can be used as a strategy for the environmental hydrological restoration of basins, since identifying the interrelation among the area, shape, topography, drainage system and changes in vegetation due to anthropogenic factors enables prioritizing the application of productive-conservation interventions in sub-basins. The purpose of this is to reduce the growth of drainage systems in regions with extreme meteorological events that cause landslides and flooding in lower portions of basins. The study was performed in the Huehuetan River Basin located in the Soconusco region of the state of Chiapas, Mexico. Its objective was to estimate the morphometric parameters (linear and shape) of 16 sub-basins, as well as the NDVI for the years 1993 and 2013, in order to prioritize changes in vegetation cover that affect the degradation of the soil in the sub-basin, for the purpose of hydrological restoration. The methodology enabled defining the order of intervention (water and soil conservation practices and sediment control works) in the sub-basins so as to reduce hydric erosion, the growth of the drainage system and the transport capacity of surface flow through hillsides and rivers.

Keywords: NDVI, watershed, conservation, LandSat, remote sensing.

Recibido: 20/01/14
Aceptado: 25/07/14

Introducción

El análisis de los procesos hidrológicos asociados con las características morfométricas de las cuencas hidrográficas, en especial cuando se presentan eventos meteorológicos extremos provocados por las tormentas tropicales y cambios de uso del suelo, han sido estudiados por diferentes autores (Delgado & Gaspari,

2010). El comportamiento hidrológico de las cuencas, asociado con el análisis morfométrico ha recibido una amplia atención y aceptación por los hidrólogos y geomorfólogos debido a la facilidad para analizar los procesos físicos complejos y su relación precipitación-escurrimiento (Javed, Khanday, & Rais, 2011; Mahadevaswamy *et al.*, 2011; Srinivasa-Raju & Nagesh-Kumar, 2011; Sarma & Saikia, 2012). La

integración de los parámetros morfométricos con las características hidrológicas de las áreas de drenaje es esencial, ya que permite una mejor planificación y formulación de estrategias para la adecuada conservación de los recursos naturales y el establecimiento de prácticas de manejo para la restauración hidrológica (Srinivasa-Raju & Nagesh-Kumar, 2011).

El análisis cuantitativo de los parámetros morfométricos ayuda en la elaboración de diagnósticos hidrológicos preliminares para predecir de forma aproximada si el comportamiento de la cuenca está relacionado con la geología y geomorfología, en especial para la ubicación de movimientos en masa de los suelos y el crecimiento del sistema de drenaje (Esper-Angillieri, 2008). La respuesta hidrológica de una cuenca está relacionada con las características morfométricas de la misma, tales como el tamaño, forma, pendiente, densidad, número de corrientes, longitud de los cauces, etc.; por lo tanto, el análisis morfométrico del área de drenaje debe ser el primer paso para comprender la dinámica de los procesos hidrológicos en las cuencas (Kanth & Hassan, 2012).

Los parámetros morfométricos han sido reportados como una distribución espacial que permite realizar comparaciones entre las unidades de drenaje a distintos niveles de intervención (cuenca, subcuenca, microcuenca o unidad de escurrimiento) y obtener resultados preliminares sobre las características del territorio a partir de la descripción precisa de la geometría de las formas superficiales (Gaspari et al., 2012); estos parámetros son índices cuantitativos que apoyan a los estudios hidrológicos de las cuencas para conocer el tránsito y los tiempos de concentración de los escurrimientos superficiales de las avenidas máximas extraordinarias provocadas por eventos meteorológicos extremos que originan inundaciones, y limitan las actividades productivas y recreativas del hombre (Zucarelli, 2013). Además, están asociados con el grado de saturación de los suelos que generan deslizamientos en masa, incrementando el sistema de drenaje (D'Odorico, Fagherazzi, & Rigon, 2005).

Horton (1945) señaló que las redes de drenaje podían ser estudiadas de modo cuantitativo con base en un modelo de órdenes de corrientes, que posteriormente fue modificado por Strahler (1964). Los parámetros morfométricos permiten caracterizar las unidades de intervención y correlacionarlos con otros atributos de las cuencas para conocer y evaluar los procesos hidrológicos, erosivos y de producción de sedimentos (Racca, 2010).

Por otro lado, la variación espacial y temporal de la cobertura vegetal en las áreas de drenaje influye en la respuesta de los suelos a eventos de lluvia de diferentes magnitudes e intensidades que generan cambios en el sistema de drenaje de las áreas de escurrimiento; por lo tanto, los índices de vegetación obtenidos a partir de sensores remotos, como el Índice de Vegetación de Diferencia Normalizada (NDVI), permiten conocer las condiciones de la cobertura vegetal y evaluar el porcentaje de cambio en el tiempo, ya que esto está asociado con los procesos de erosión y transporte de sedimentos (Alatorre, Beguería, & Vicente-Serrano, 2010).

El NDVI facilita la interpretación directa de los parámetros biofísicos de la vegetación, y permite identificar la presencia de vegetación en la superficie y caracterizar su distribución espacial y temporal (Di et al., 1994); Merg et al., 2011); asimismo, explica la variación de la cobertura vegetal (reforestación y deforestación) y su efecto en el escurrimiento superficial (Hibbert, 1971; Johnson, 1998; Andréassian, 2004).

La presente investigación tiene como objetivo analizar la interacción de los parámetros morfométricos y NDVI de las subcuencas de la cuenca del río Huehuetán, en el estado de Chiapas, México, para priorizarlas de acuerdo con la variabilidad de los sistemas de drenaje y los riesgos de degradación originados por los procesos hidrológicos, con la finalidad de proponer la restauración hidrológica ambiental de la cuenca para minimizar los riesgos de inundaciones y el crecimiento del sistema de drenaje.

Metodología

Ubicación del área de estudio

La cuenca del río Huehuetán se localiza en el sureste del estado de Chiapas. Tiene una superficie de 317.51 km² desde la parte alta hacia la estación hidrométrica Huehuetán, ubicada en la carretera Arriaga-Tapachula, con las coordenadas geográficas 15° 05' 56" de latitud norte y 92° 24' 02" de longitud oeste, con una altitud de 30 m (figura 1). La delimitación de la cuenca y subcuencas se realizó en forma automatizada usando el modelo SWAT (Soil and Water Assessment Tool), desarrollado por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, en colaboración con la Universidad de Texas (Arnold, Williams, Nicks, & Sammons, 1990), con un Modelo Digital de Elevaciones (MDE) escala 1:20 000, con curvas a nivel cada 10 m, lo que permitió obtener con mayor precisión la red de drenaje de las 16 subcuencas

identificadas debido a la escala del MDE utilizado.

Obtención de la información morfométrica

Las características de área, perímetro, longitud del cauce principal, longitud total de cauces, pendiente del cauce principal, pendiente media de la subcuenca, elevación mínima, media y máxima, desnivel, número total de cauces y tiempo de concentración, se obtuvieron con el modelo SWAT; estos valores se usaron para estimar los parámetros morfométricos lineales (de relieve y de la red de drenaje) y de forma de las 16 subcuencas bajo estudio, con las ecuaciones propuestas en diferentes investigaciones o estudios (cuadro 1).

Los parámetros lineales y de forma, también conocidos como de evaluación del grado de degradación de los suelos por los sistemas de drenaje, se analizaron utilizando sus estadísticas descriptivas (mínimo, máximo, media,

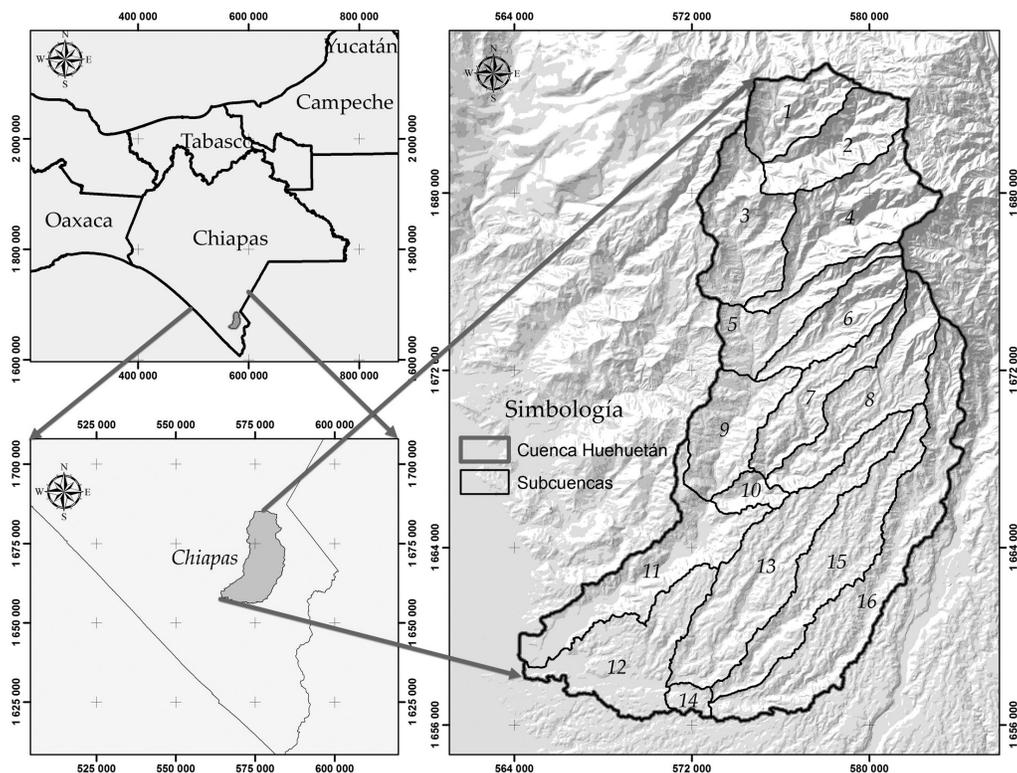


Figura 1. Ubicación de la cuenca del río Huehuetán y subcuencas delimitadas.

Cuadro 1. Fórmulas utilizadas para obtener los parámetros morfométricos de las subcuencas.

Parámetro	Ecuación	Autor	Año
Lineales			
Densidad de drenaje (km/km ²)	$D_d = \frac{L_{tc}}{A}$	Horton	1945
Densidad hidrográfica (cauces/km ²)	$D_h = \frac{L_u}{A}$	Horton	1945
Relación de bifurcación media	R_{bm} = promedio de la relación de bifurcación de cada uno de los órdenes	Strahler	1957
Textura del drenaje (cauces/km ¹)	$R_t = \frac{L_u}{P}$	Horton	1945
Longitud del flujo superficial (km)	$L_g = \frac{1}{2D_d}$	Horton	1945
De forma			
Relación de elongación	$R_e = \frac{2}{L_c} \times \left(\frac{A}{\pi}\right)^{0.5}$	Schumn	1956
Relación de circularidad	$R_c = \frac{4\pi A}{P^2}$	Miller	1953
Coefficiente de compacidad	$C_c = 0.2821 \frac{P}{A^{0.5}}$	Gravelius	1914
Factor de forma	$R_f = \frac{A}{L_c^2}$	Horton	1932
Forma de la cuenca	$B_s = \frac{L_c^2}{A}$	Horton	1932

Donde A es el área (km²); P , el perímetro (km); L_c , la longitud del cauce principal (km); L_u , el número total de cauces (adim.), y N_u es el número de orden.

desviación estándar y coeficiente de variación) para conocer su variabilidad en cada una de las áreas de drenaje para la priorización de subcuencas (Biswas, Sudhakar, & Desai, 1999).

La priorización de subcuencas mediante el análisis morfométrico se basa en la asignación de valores enteros ascendentes a cada parámetro morfométrico calculado, en función del grado de afectación que tienen sobre el crecimiento longitudinal y transversal del sistema de drenaje; los parámetros lineales, como relación de bifurcación media (R_{bm}), densidad de drenaje (D_d), densidad hidrográfica (D_h), textura del drenaje (R_t) y longitud del flujo superficial (L_g), tienen una relación directa con la degradación específica de las áreas de intervención, es decir, a mayores valores de estos parámetros, mayor es la degradación. Por lo tanto, al valor más alto de cada parámetro lineal se le asignó el valor de 1; al siguiente valor en orden descendente

se le asignó el valor 2 y así sucesivamente. En contraste, los parámetros de forma, como la relación de elongación (R_e), relación de circularidad (R_c), coeficiente de compacidad (C_c), factor de forma (R_f) y forma de la cuenca (B_s), tienen una relación inversa con la degradación específica de las áreas de intervención; es decir, a valores más bajos, mayor es la degradación; por lo tanto, al valor más bajo de estos parámetros se le asignó el valor de 1 y así de forma consecutiva (Biswas et al., 1999; Nooka-Ratnam et al., 2005; Javed, Khanday, & Ahmed, 2009; Kanth & Hassan, 2012; Kiran & Srivastasa, 2012; Tamang, Dhakal, Shresta, & Sharma, 2012; Tolessa & Rao, 2013).

Obtención del NDVI

El NDVI se obtuvo mediante el uso de imágenes de los satélites LandSat 5 TM para 1993 y

LandSat 8 OLI para 2013, de fechas 13/07/1993 y 20/07/2013, respectivamente. En ambas imágenes se aplicó la corrección atmosférica para eliminar las interferencias debido a las condiciones atmosféricas y nubosidad. Los valores de *NDVI* se obtuvieron utilizando la ecuación (1) para ambas imágenes (Hayes, 1985):

$$NDVI = \frac{IRC - R}{IRC + R} \quad (1)$$

Donde *NDVI* es el Índice de Vegetación de Diferencia Normalizada; *IRC* y *R* corresponden a las bandas usadas para el cálculo, siendo las bandas 4 y 3 para el sensor TM y las bandas 5 y 4 para el sensor OLI, respectivamente.

Los valores de *NDVI* para cada subcuenca se agruparon utilizando como valores de referencia los propuestos por Merg *et al.* (2011) (cuadro 2).

La variación del *NDVI* para las diferentes fechas asociadas con la clasificación señalada se obtuvo mediante la aplicación de álgebra de mapas; a partir del análisis de píxeles se determinó la superficie para cada tipo de vegetación (*NA*, *SV*, *VL*, *VM* y *VA*) y para cada subcuenca; el porcentaje de cambio de superficie se estimó con la ecuación (2):

$$PCS_n = \frac{((SNDVI_{2013}) - (SNDVI_{1993}))_n}{St_n} \times 100 \quad (2)$$

Donde PCS_n es el porcentaje de cambio de superficie por cada tipo de vegetación (%); $SNDVI_{(2013, 1993)}$ corresponde a la superficie presente en el año evaluado (*ha*); St_n , la superficie de la subcuenca (*ha*), y *n* es el número de subcuenca.

Cuadro 2. Clasificación de los valores de *NDVI*.

Clasificación	Valor
Nubes y agua (<i>NA</i>)	< 0.01
Suelo sin vegetación (<i>SV</i>)	0.01 - 0.1
Vegetación ligera (<i>VL</i>)	0.1 - 0.2
Vegetación mediana (<i>VM</i>)	0.2 - 0.4
Vegetación alta (<i>VA</i>)	> 0.4

La priorización de las subcuencas por *NDVI* se realizó de acuerdo con los siguientes criterios:

1. Se eliminaron los valores de superficie para la clasificación de nubes y agua (*NA*).
2. Los *NDVI* de *SV* y *VL* tienen un impacto directo sobre la degradación específica; por lo tanto, valores mayores de esta variable tienen más prioridad.
3. Los *NDVI* de *VM* y *VA* tienen una relación inversa en el proceso de degradación, así que los valores menores tienen mayor impacto sobre la degradación específica y así tienen mayor prioridad.

Priorización de las áreas de intervención

Los parámetros morfométricos y el *NDVI* se clasificaron en función del grado de afectación que tienen sobre la degradación específica de los suelos; estos valores se promediaron para obtener un parámetro compuesto para morfometría (PC_m) y para *NDVI* (PC_{NDVI}); posteriormente se clasificaron de menor a mayor valor, considerando intervalos de clase para la priorización alta, media y baja, respectivamente (Biswas *et al.*, 1999; Nooka-Ratnam *et al.*, 2005; Javed *et al.*, 2009; Kanth & Hassan, 2012; Kiran & Srivastasa, 2012; Tamang *et al.*, 2012; Tolessa & Rao, 2013). El intervalo de clase se obtuvo utilizando los $PC_{m,NDVI}$ mediante las ecuaciones (3), (4) y (5):

$$\text{Int. clase (alto)} = \left[PC_{\min}, PC_{\min} + \left(\frac{PC_{\max} - PC_{\min}}{3} \right) \right] \quad (3)$$

$$\text{Int. clase (medio)} = \left[PC_{\min} + \left(\frac{PC_{\max} - PC_{\min}}{3} \right), PC_{\min} + 2 \times \left(\frac{PC_{\max} - PC_{\min}}{3} \right) \right] \quad (4)$$

$$\text{Int. clase (bajo)} = \left[PC_{\min} + 2 \times \left(\frac{PC_{\max} - PC_{\min}}{3} \right), PC_{\max} \right] \quad (5)$$

Donde $PC_{\text{mín,máx}}$ corresponden a los valores límite (inferior y superior) del parámetro compuesto; int. clase (alto, medio, bajo) son los tres intervalos de clase definidos a partir de la metodología.

La priorización de áreas de drenaje a distintos niveles de intervención (cuenca, subcuenca, microcuenca, unidad de escurrimiento) se basa en un esquema de optimización para la toma de decisiones multicriterio, a partir de parámetros compuestos y su interrelación entre cada uno de ellos (figura 2).

Resultados y discusión

Análisis morfométrico

La determinación del número de orden de las corrientes de una subcuenca es uno de los primeros pasos en el análisis morfométrico basado en la jerarquía propuesta por Strahler (1964); después las características de las subcuencas permitirán estimar los parámetros dimensionales y los valores esperados de tiempo de concentración de los escurrimientos (cuadro 3).

Donde P_{lc} es la pendiente del cauce principal (%); P_{mc} la pendiente media de la subcuenca; $Alt_{\text{mín, máx, med}}$ es la altitud mínima, máxima y media (m), respectivamente; H , el desnivel (m); T_c , el tiempo de concentración (h), y N_u es el número de orden de la subcuenca.

Las subcuencas se caracterizan por tener órdenes de corrientes entre III y V, dominando este último; las áreas de drenaje varían de 2.4 a 39.9 km², con un coeficiente de variación de más de 50%, con perímetros de más de 10 km, longitudes de las corrientes principales que varían de 2 a 28 km, longitudes totales de cauces de 10 a 205 km, pendientes medias de los cauces que fluctúan cerca de 3 a más de 21% y con pendientes medias de las subcuencas que varían de 16 a 68%, lo cual indica que se trata de subcuencas de características altamente contrastantes, asociadas con la degradación de los suelos y al aporte de escurrimientos superficiales a la corriente principal, que se magnifica con la presencia de tormentas tropicales, provocando avenidas torrenciales que ponen en riesgo de inundación las partes bajas de las cuencas, lo cual coincide con lo reportado por Villegas-Romero, Oropeza-

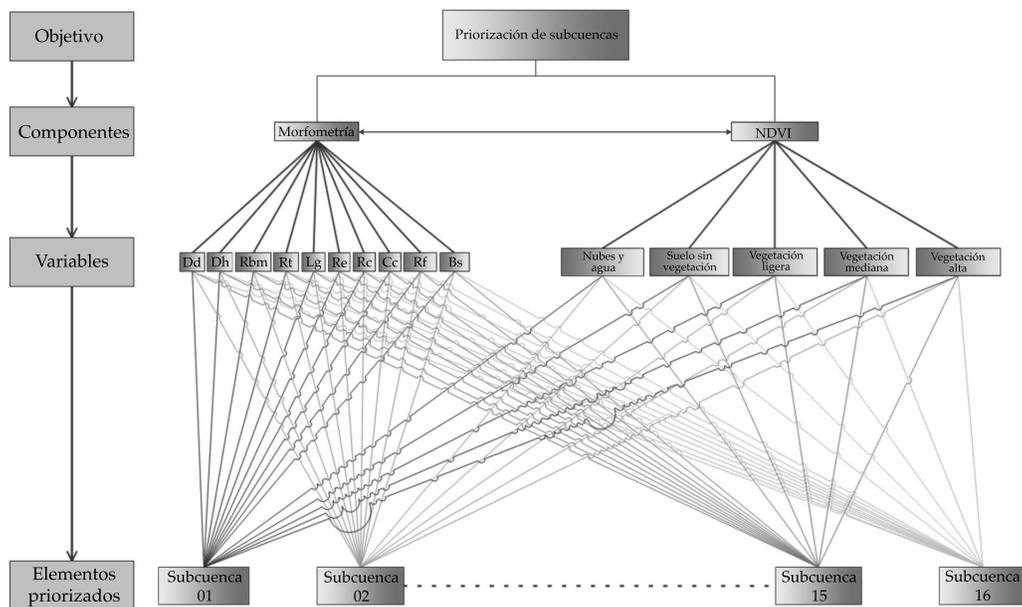


Figura 2. Metodología para la priorización de áreas de drenaje con base en el análisis morfométrico y NDVI.

Cuadro 3. Parámetros dimensionales de las subcuencas de estudio.

Subcuenca	A (km ²)	P (km)	L _c (km)	L _{tc} (km)	P _{lc} (%)	P _{mc} (%)	Alt _{min} (m)	Alt _{máx} (m)	Alt _{med} (m)	H (m)	L _n	T _c (h)	N _n
1	12.99	20.70	6.45	70.61	18.57	57.60	1 322	2 520	2 019	1 198	293	0.53	V
2	16.22	24.76	7.98	75.57	17.16	68.28	1 321	2 690	1 980	1 369	292	0.65	V
3	22.47	30.58	8.96	133.56	18.74	51.12	660	2 339	1 200	1 679	558	0.68	V
4	25.92	37.40	12.66	145.28	15.80	66.95	660	2 660	1 745	2 000	634	0.95	V
5	13.99	32.00	10.35	83.28	20.48	43.87	510	2 630	960	2 120	325	0.74	V
6	14.24	26.40	9.53	76.02	21.09	57.64	510	2 520	1 205	2 010	291	0.68	IV
7	14.33	33.94	14.11	75.20	12.66	39.37	350	2 136	852	1 786	285	1.13	IV
8	23.36	39.62	15.56	125.53	13.36	43.14	350	2 430	1 014	2 080	470	1.19	V
9	16.84	26.34	8.99	83.94	7.12	32.34	210	850	529	640	308	0.99	IV
10	3.85	12.76	3.93	14.42	10.79	39.16	213	637	414	424	56	0.45	III
11	25.71	53.82	16.41	99.92	3.84	23.16	30	660	246	630	314	2.00	IV
12	24.41	42.00	14.97	106.70	2.81	16.17	30	450	174	420	391	2.11	V
13	33.90	52.80	22.19	154.58	4.28	25.90	100	1 050	469	950	568	2.42	V
14	2.40	9.22	2.06	10.80	5.92	17.18	100	222	155	122	45	0.34	III
15	26.98	53.44	21.50	140.67	4.83	26.41	131	1 170	549	1 039	590	2.26	IV
16	39.90	72.64	28.60	205.92	6.39	32.80	133	1 960	613	1 827	817	2.53	IV
Mín.	2.40	9.22	2.06	10.80	2.81	16.17	30.00	222.00	155	122	45.00	0.34	
Máx.	39.90	72.64	28.60	205.92	21.09	68.28	1 322	2 690	2 019	2 120	817.00	2.53	
\bar{x}	19.84	35.53	12.77	100.13	11.49	40.07	414.38	1 683	883	1 268	389.81	1.23	
σ	9.96	16.63	7.04	50.46	6.52	16.66	410.52	919.78	611	680	205.80	0.76	
CV	50.18	46.80	55.17	50.40	56.76	41.58	99.07	54.66	69.25	53.61	52.80	62.20	

Mota, Martínez-Ménes, & Mejía-Sáenz (2009), quienes señalan que los gastos aumentan a medida que se incrementa el área de drenaje y están en función de la variación espacial de las precipitaciones y de las condiciones fisiográficas.

El coeficiente de variación de los parámetros dimensionales es mayor de 40; las pendientes de los cauces son menores que las pendientes medias; las altitudes de la cuenca varían de 30 a más de 2000 m, situación fisiográfica que ante lluvias torrenciales propicia zonas con mayores descargas de escurrimientos y sedimentos a altas velocidades hacia las partes bajas, generando problemas de inundaciones.

Los parámetros morfométricos se agruparon en lineales, esto es, aquellos que para su estimación requieren de la información de las corrientes; y los de forma, que toman en cuenta el área y perímetro de las subcuencas. Los parámetros lineales tienen menores coeficientes de variación que los de forma (cuadro 4) y

ambos influyen de diferente manera en el grado de degradación de los suelos y del tránsito del flujo superficial en laderas y cuencas.

Densidad de drenaje (D_d)

Este parámetro se asocia con la resistencia al intemperismo, permeabilidad de las rocas en formación, clima y vegetación; las subcuencas reportan valores de 3.75 a 5.95 km km⁻², con un coeficiente de variación de 13%, lo cual indica que están bien drenadas e influyen en la capacidad para producir un caudal superficial importante, lo cual concuerda con lo reportado por Nauyital (1994).

Densidad hidrográfica (D_h)

Indica qué valores altos están asociados con materiales impermeables de baja capacidad de infiltración, vegetación escasa y condiciones de

Cuadro 4. Parámetros morfométricos de las subcuencas analizadas.

Subcuenca	Parámetros lineales					Parámetros de forma				
	D_d	D_h	R_{bm}	R_t	L_g	R_e	R_c	C_c	R_f	B_s
1	5.436	22.556	2.415	14.155	0.092	0.631	0.381	1.620	0.312	3.203
2	4.659	18.002	2.156	11.793	0.107	0.569	0.332	1.734	0.255	3.926
3	5.944	24.833	2.189	18.247	0.084	0.597	0.302	1.820	0.280	3.573
4	5.605	24.460	1.899	16.952	0.089	0.454	0.233	2.072	0.162	6.183
5	5.953	23.231	3.217	10.156	0.084	0.408	0.172	2.413	0.131	7.657
6	5.340	20.439	2.294	11.023	0.094	0.447	0.257	1.974	0.157	6.380
7	5.246	19.882	1.834	8.397	0.095	0.303	0.156	2.529	0.072	13.884
8	5.374	20.120	1.741	11.863	0.093	0.350	0.187	2.312	0.096	10.370
9	4.985	18.290	1.668	11.693	0.100	0.515	0.305	1.811	0.208	4.799
10	3.749	14.559	1.678	4.389	0.133	0.563	0.297	1.835	0.249	4.016
11	3.886	12.213	1.697	5.834	0.129	0.349	0.112	2.994	0.095	10.474
12	4.371	16.018	2.132	9.310	0.114	0.372	0.174	2.398	0.109	9.181
13	4.560	16.756	1.647	10.758	0.110	0.296	0.153	2.558	0.069	14.525
14	4.500	18.750	1.696	4.881	0.111	0.849	0.355	1.679	0.566	1.768
15	5.213	21.866	1.625	11.040	0.096	0.273	0.119	2.902	0.058	17.127
16	5.162	20.478	1.658	11.247	0.097	0.249	0.095	3.244	0.049	20.506
Mín.	3.749	12.213	1.625	4.389	0.084	0.249	0.095	1.620	0.049	1.768
Máx.	5.953	24.833	3.217	18.247	0.133	0.849	0.381	3.244	0.566	20.506
\bar{x}	4.999	19.528	1.972	10.734	0.102	0.452	0.227	2.244	0.179	8.598
σ	0.658	3.518	0.423	3.803	0.015	0.161	0.093	0.506	0.133	5.505
CV	13.17	18.02	21.48	35.43	14.31	35.69	40.91	22.55	74.27	64.02

relieve pronunciadas (Kanth & Hassan, 2012; Kumar-Tamang, Dhakal, Shrestha, & Sharma, 2012). Para las subcuencas de la cuenca del río Huehuetán, se encontró una variación hasta de 12 cauces km², lo cual se explica con el coeficiente de variación estimado.

Relación de bifurcación media (R_{bm})

Es la relación promedio entre el número de cauces de un orden dado con el número de cauces del orden inmediato superior (Horton, 1932). Strahler (1957) demostró que la relación de bifurcación media (R_{bm}) presenta pequeños rangos de variación para diferentes regiones o ambientes, exceptuando aquellos que son fuertemente influenciados por la geología. Entre más altos sean los valores de la R_{bm} , mayor es el grado de torrencialidad del área de drenaje y está asociado con diferente respuesta de las crecidas, más si se combina

con otras características morfométricas, como el coeficiente de compacidad (Strahler, 1964). La R_{bm} está asociada con la forma, ya que cuanto más redondeada es el área de aporte, menor será la relación de bifurcación y mayor el riesgo de crecidas a la salida (Gregory & Walling, 1973; Patton, 1988; Sala & Gay, 1981). Los valores de la R_{bm} variaron entre 1.63 a 3.22, teniendo 10 subcuencas con valores menores a 2, seis con valores de 2 a 2.5 y sólo una fue mayor que 3.

Textura del drenaje (R_t)

Este parámetro es uno de los más importantes en el concepto de la geomorfología e indica la separación entre los cauces o tributarios (Londhe, Nathawat, & Subudhi, 2010; Pareta & Pareta, 2011); está influenciado por la litología, capacidad de infiltración y condiciones topográficas (Pareta & Pareta, 2011). Smith (1950) estableció una clasificación de la textura del

drenaje con base en los siguientes rangos: muy gruesa (< 2), gruesa (2 a 4), media (4 a 6), fina (6 a 8) y muy fina (> 8). Se encontró que las subcuencas 10, 11 y 15 pertenecen a la clase media, mientras que las restantes tienen una textura muy fina. La R_t varió de 4.39 a 18.25 cauces km^{-1} , con un coeficiente de variación de 35.4%.

Longitud del flujo superficial (L_g)

Horton (1945) define este parámetro como la longitud de recorrido del agua sobre la superficie del suelo antes de que se concentre en los canales tributarios; este valor es aproximadamente igual a la mitad del recíproco de la densidad de drenaje y se relaciona de forma inversa con la pendiente promedio del cauce, y es sinónimo de la longitud del flujo laminar en laderas (Javed *et al.*, 2009; Ramaiah, Gopalakrishna, Srinivasa-Vittala, & Najeeb, 2012). Los valores de L_g para las subcuencas analizadas variaron entre 0.084 y 0.133, indicando que el recorrido del escurrimiento superficial es mínimo antes de integrarse a los cauces de primer orden; este valor influye en el aporte de los volúmenes de agua al cauce principal y en la velocidad de concentración del flujo.

Relación de elongación (R_e)

Es la relación entre el diámetro de un círculo que tiene la misma área que la subcuenca y la longitud del cauce principal. Este parámetro es muy importante en el análisis de la forma de la cuenca, principalmente cuando se trata de conocer el comportamiento hidrológico de la misma (Schumm, 1956; Tolessa & Rao, 2013); los valores de la relación de elongación varían de 0.6 a 1.0 para una amplia variedad de geología y climas (Magesh, Jitheshlal, Chandrasekar, & Jini, 2013); valores entre 0.6 y 0.8 se asocian con relieves montañosos y pendientes pronunciadas (Strahler, 1964). Estos valores pueden ser agrupados en cinco categorías: circular (> 0.9), ovalada (de 0.8 a

0.9), menos alargada (de 0.7 a 0.8), alargada (0.5 a 0.7) y muy alargada (< 0.5) (Pareta & Pareta, 2011). Se encontró que 10 subcuencas son muy alargadas, mientras que cinco subcuencas son alargadas y la número 15 es de forma ovalada; tales valores están influenciados por las condiciones geológicas y climáticas de la región.

Relación de circularidad (R_c)

Miller (1953) definió este parámetro como la relación del área de la subcuenca y el área de un círculo con una circunferencia igual al perímetro de la subcuenca (Magesh *et al.*, 2013); toma valores de 1 para un círculo y 0.785 para un cuadrado. Este parámetro está influenciado principalmente por las características litológicas de la subcuenca (Sangita & Nagarajan, 2010; Magesh *et al.*, 2013), además de la longitud y densidad hidrográfica, estructuras geológicas, uso del suelo, clima, relieve y pendiente del área de drenaje (Ramaniah *et al.*, 2012); los valores bajos, medios y altos de la relación de circularidad son indicadores del estado joven, maduro y senil, respectivamente, del ciclo de vida de las áreas tributarias. Los valores extremos para las subcuencas analizadas estuvieron entre 0.095 y 0.381 para las subcuencas 11 y 1, respectivamente.

Coefficiente de compacidad (C_c)

Relaciona el perímetro de la cuenca y el de una circunferencia de área igual a la de la cuenca (Suresh, Sudhakar, Tiwari, & Chowdary, 2004; Javed *et al.*, 2011; Uniyal & Gupta, 2013). Este parámetro es independiente del tamaño de la cuenca y depende sólo de la pendiente (Pareta & Pareta, 2011). Una cuenca de forma circular es más susceptible a la degradación desde el punto de vista de drenaje, ya que el tiempo de concentración es menor y el gasto pico se presenta en corto tiempo (Nooka-Ratnam *et al.*, 2005). Campos-Aranda (1998) clasifica el C_c en tres clases: clase I (1.0-1.25, casi redonda a oval-oblonga); clase II (1.26-1.50, oval-redonda

a oval-oblonga), y clase III (de 1.51 a > 2 , de oval-oblonga a rectangular-oblonga). Los valores de C_c variaron entre 1.620 y 3.244; por lo tanto, todas las subcuencas se encuentran en la clase III, indicando que puede existir un incremento en la magnitud de las avenidas al menos en las salidas y el escurrimiento pico de la crecida puede manifestarse de forma muy fuerte en el cauce principal. Este parámetro es un indicador de la presencia de inundaciones en los poblados cercanos a cauces o arroyos, porque los escurrimientos superficiales llegan con rapidez al cauce principal (Maldonado de León, Palacios, Oropeza, Springall, & Fernández, 2001).

Factor de forma (R_f)

Implica la relación entre el área de la cuenca y el cuadrado de la longitud máxima o axial de la misma (Horton, 1945; Pareta & Pareta, 2011; Chirala, Nooka-Ratnam, & Murali-Krishna, 2012; Jasrotia, Kumar, & Aasim, 2012; Kanth & Hassan, 2012; Tamang *et al.*, 2012; Tolessa & Rao, 2013); esta última se obtiene midiendo la longitud del cauce principal hasta llegar al parteaguas del área de drenaje en el punto más alejado; en otras palabras, la longitud de la ruta más larga de una gota de agua. Las áreas de drenaje con valores cercanos a 0.7854 son circulares y presentan avenidas pico de corta duración, mientras que valores bajos indican cuencas alargadas con avenidas con picos atenuados y de duración más larga (Javed *et al.*, 2011; Londhe *et al.*, 2010; Tamang *et al.*, 2012). Para las subcuencas del río Huehuetán, se encontró que la mayoría tiende a ser de forma alargada, ya que son menores a 0.312, y sólo la subcuenca 14 reportó un valor de 0.566.

Forma de la cuenca (B_s)

Es la relación que existe entre la longitud del cauce principal al cuadrado y el área de la cuenca (Horton, 1945). Este parámetro indica el resultado directo de la evolución del sistema de drenaje en una cuenca en particular y debe

ser analizado tomando en consideración los valores de los parámetros como factor de forma, relación de circularidad y relación de elongación (Jawaharaj & Sakthivel, 2012). Este parámetro varió entre 1.768 y 20.506, para la subcuenca 14 y 16, respectivamente, teniendo un coeficiente de variación de 64%, sólo siendo superado por el CV del parámetro factor de forma (74.27%).

Priorización de las áreas de intervención (subcuencas) basada en el análisis morfométrico

Con base en los valores de los parámetros morfométricos, se obtuvo un valor promedio denominado parámetro compuesto (PC_m), que permitió ordenar las subcuencas, de tal manera que al valor menor de PC_m se le asignó el nivel de priorización (NP_m) de 1, incrementándose conforme el valor de PC_m de las subcuencas aumentó. De acuerdo con el rango de valores de PC_m se definieron los grados de priorización (GP_m), alto, medio y bajo (cuadro 5).

Los grados de prioridad (GP_m) están asociados con el orden de intervención de las subcuencas, de tal forma que ocho subcuencas tuvieron una alta prioridad, cubriendo 56.64% de la superficie total de la cuenca; cinco resultaron con una prioridad media, con 33.29%, y el resto de las subcuencas con una prioridad baja, cubriendo sólo 10.07% de área total. Resalta que los parámetros morfométricos de la parte alta son indicadores de las condiciones de relieve y de forma, que influyen en el grado de degradación de las áreas de drenaje.

Priorización de las subcuencas basada en el cambio de superficie ocupada por valores de NDVI

Los valores de NDVI para cada uno de los píxeles permitieron agrupar zonas con diferentes valores de NDVI y de acuerdo con los rangos de valores establecidos en el cuadro 2, se definieron las superficies con los diferentes

Cuadro 5. Priorización de subcuencas basada en el análisis morfométrico.

Subc.	Parámetros lineales					Parámetros de forma					PC_m	NP_m	GP_m
	D_d	D_h	R_{bm}	R_t	L_g	R_e	R_c	C_c	R_f	B_s			
1	4	4	2	3	13	15	16	1	15	2	7.50	4	Alto
2	11	12	5	5	6	13	14	3	13	4	8.60	9	Medio
3	2	1	4	1	15	14	12	5	14	3	7.10	1	Alto
4	3	2	7	2	14	10	9	8	10	7	7.20	2	Alto
5	1	3	1	11	16	8	6	11	8	9	7.40	3	Alto
6	6	7	3	9	11	9	10	7	9	8	7.90	6	Alto
7	7	9	8	13	10	4	5	12	4	13	8.50	8	Medio
8	5	8	9	4	12	6	8	9	6	11	7.80	5	Alto
9	10	11	13	6	7	11	13	4	11	6	9.20	11	Medio
10	16	15	12	16	1	12	11	6	12	5	10.60	14	Bajo
11	15	16	10	14	2	5	2	15	5	12	9.60	12	Bajo
12	14	14	6	12	3	7	7	10	7	10	9.0	10	Medio
13	12	13	15	10	5	3	4	13	3	14	9.20	11	Medio
14	13	10	11	15	4	16	15	2	16	1	10.30	13	Bajo
15	8	5	16	8	9	2	3	14	2	15	8.20	7	Alto
16	9	6	14	7	8	1	1	16	1	15	7.80	5	Alto

tipos de vegetación y su porcentaje (%), en relación con la superficie de cada subcuenca para los años 1993 y 2013 (cuadros 6 y 7).

Los cambios en las condiciones de la vegetación en los años de referencia indican el grado de alteración de la cobertura vegetal; los aumentos o reducciones de las superficies de cada tipo de vegetación permitió conocer la diferencia porcentual de cambio (cuadro 8). La máxima variación de la cobertura vegetal con base en el análisis del cambio de superficie de $NDVI$ se encontró en la clase de vegetación alta, ya que todos los porcentajes de cambio fueron negativos, principalmente en las subcuencas de la parte alta, lo cual está asociado con un deterioro considerable de la vegetación y con un incremento de los procesos de degradación del suelo.

Para la priorización del componente de cambio de cobertura vegetal en función del $NDVI$, se clasificaron considerando los criterios descritos antes; a los valores con mayor porcentaje de cambio de cobertura en las subcuencas

se les asignó la prioridad de 1 y así sucesivamente para cada clase; después se obtuvo el parámetro compuesto (PC_{NDVI}) para cada subcuenca; de tal forma que al valor menor de PC_{NDVI} se le asignó el NP_{NDVI} de 1, incrementándose conforme el valor de PC_{NDVI} aumentó. De acuerdo con el rango de valores de PC_{NDVI} se definieron los grados de priorización (GP_{NDVI}), alto, medio y bajo (cuadro 8). Cinco subcuencas que cubren 29.69% de la cuenca presentaron un grado de prioridad alto; otras cinco subcuencas reportaron una prioridad media, cubriendo 25.27% de la cuenca; las seis subcuencas restantes tuvieron un grado de prioridad baja, representando 45.04%.

Priorización de las áreas de intervención (subcuencas), considerando ambos componentes

Los parámetros compuestos de cada uno de los componentes (PC_m y PC_{NDVI}) permitió obtener un parámetro compuesto global (PC_g)

Cuadro 6. Superficie de las subcuencas, en función de la clasificación de NDVI para el año 2013.

Subcuenca	Superficie con NDVI										Superficie total ha
	NA		SV		VL		VM		VA		
	ha	%	ha	%	ha	%	ha	%	ha	%	
1	0.00	0.00	8.46	0.65	86.40	6.66	316.62	24.42	885.33	68.27	1 296.81
2	0.00	0.00	5.04	0.31	87.21	5.38	526.50	32.47	1 002.87	61.84	1 621.62
3	0.00	0.00	0.36	0.02	16.74	0.74	172.80	7.68	2 061.54	91.57	2 251.44
4	0.00	0.00	20.25	0.78	148.14	5.72	620.19	23.93	1 802.61	69.57	2 591.19
5	0.00	0.00	0.45	0.03	29.61	2.08	92.43	6.49	1 301.31	91.40	1 423.80
6	0.00	0.00	0.00	0.00	32.76	2.30	145.80	10.24	1 244.88	87.46	1 423.44
7	0.00	0.00	0.36	0.03	2.52	0.18	117.63	8.21	1 312.83	91.59	1 433.34
8	0.00	0.00	0.09	0.00	21.06	0.90	133.02	5.70	2 180.70	93.40	2 334.87
9	0.09	0.01	1.26	0.08	5.94	0.36	47.25	2.85	1 602.36	96.71	1 656.90
10	0.00	0.00	0.09	0.02	0.18	0.05	9.27	2.38	379.62	97.55	389.16
11	2.43	0.10	18.54	0.73	60.66	2.38	250.65	9.83	2 217.33	86.97	2 549.61
12	0.27	0.01	3.69	0.16	6.57	0.28	176.22	7.50	2 163.78	92.05	2 350.53
13	0.00	0.00	0.18	0.01	18.81	0.53	143.37	4.06	3 368.43	95.40	3 530.79
14	0.00	0.00	0.18	0.06	2.88	0.89	43.83	13.52	277.38	85.54	324.27
15	0.00	0.00	0.00	0.00	3.69	0.14	117.09	4.32	2 591.91	95.55	2 712.69
16	0.00	0.00	0.00	0.00	1.71	0.04	144.72	3.57	3 904.20	96.39	4 050.63

Cuadro 7. Superficie de las subcuencas en función de la clasificación de NDVI para el año 1993.

Subcuenca	Superficie con NDVI										Superficie total ha
	NA		SV		VL		VM		VA		
	ha	%	ha	%	ha	%	ha	%	ha	%	
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.77	0.37	1 292.04	99.63	1 296.81
2	0.00	0.00	0.09	0.01	0.72	0.04	18.54	1.14	1 602.27	98.81	1 621.62
3	0.09	0.00	0.09	0.00	0.27	0.01	19.71	0.88	2 231.28	99.10	2 251.44
4	0.00	0.00	0.09	0.00	0.63	0.02	16.83	0.65	2 573.64	99.32	2 591.19
5	0.00	0.00	0.36	0.03	0.90	0.06	10.08	0.71	1 412.46	99.20	1 423.80
6	0.00	0.00	0.27	0.02	3.33	0.23	39.87	2.80	1 379.97	96.95	1 423.44
7	0.00	0.00	0.63	0.04	3.24	0.23	11.25	0.78	1 418.22	98.95	1 433.34
8	6.21	0.27	14.94	0.64	18.54	0.79	50.13	2.15	2 245.05	96.15	2 334.87
9	0.00	0.00	0.09	0.01	0.36	0.02	5.94	0.36	1 650.51	99.61	1 656.90
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.07	388.89	99.93	389.16
11	0.00	0.00	2.07	0.08	14.94	0.59	135.63	5.32	2 396.97	94.01	2 549.61
12	0.00	0.00	0.00	0.00	4.32	0.18	93.69	3.99	2 252.52	95.83	2 350.53
13	0.00	0.00	0.27	0.01	0.99	0.03	25.83	0.73	3 503.70	99.23	3 530.79
14	0.00	0.00	0.45	0.14	3.60	1.11	48.69	15.02	271.53	83.74	324.27
15	0.00	0.00	0.72	0.03	1.98	0.07	13.59	0.50	2 696.40	99.40	2 712.69
16	10.44	0.26	33.21	0.82	27.09	0.67	61.11	1.51	3 918.78	96.74	4 050.63

Cuadro 8. Diferencia porcentual de las superficies de las subcuencas con base en el cambio de NDVI.

Subcuenca	Diferencia del cambio de superficie					Priorización					PC_{NDVI}	NP_{NDVI}	GP_{NDVI}
	NA* (%)	SV (%)	VL (%)	VM (%)	VA (%)	NA*	SV	VL	VM	VA			
1	--	0.65	6.66	24.05	-31.36	--	2	1	15	2	5.00	1	Alto
2	--	0.31	5.33	31.32	-36.96	--	4	3	16	1	6.00	2	Alto
3	--	0.01	0.73	6.80	-7.54	--	8	7	11	6	8.00	6	Medio
4	--	0.78	5.69	23.29	-29.76	--	1	2	14	3	5.00	1	Alto
5	--	0.01	2.02	5.78	-7.81	--	9	5	10	5	7.25	4	Alto
6	--	-0.02	2.07	7.44	-9.49	--	11	4	13	4	8.00	6	Medio
7	--	-0.02	-0.05	7.42	-7.35	--	10	14	12	7	10.75	11	Bajo
8	--	-0.64	0.11	3.55	-2.76	--	14	10	7	13	11.00	12	Bajo
9	--	0.07	0.34	2.49	-2.91	--	6	9	4	12	7.75	5	Medio
10	--	0.02	0.05	2.31	-2.38	--	7	13	3	14	9.25	8	Medio
11	--	0.65	1.79	4.51	-7.05	--	3	6	9	8	6.50	3	Alto
12	--	0.16	0.10	3.51	-3.78	--	5	11	6	11	8.25	7	Medio
13	--	--	0.50	3.33	-3.83	--	16	8	5	10	9.75	9	Bajo
14	--	-0.08	-0.22	-1.50	1.80	--	13	15	1	16	11.25	13	Bajo
15	--	-0.03	0.06	3.82	-3.85	--	12	12	8	9	10.25	10	Bajo
16	--	-0.82	-0.63	2.06	-0.36	--	15	16	2	15	12.00	14	Bajo

*Superficie eliminada al no ser significativa (ver cuadros 6 y 7).

a partir de la priorización de éstos mediante la asignación de valores ascendentes en función del PC_m y PC_{NDVI} obtenido para cada una de las subcuencas. Al valor menor de PC_s se le asignó el nivel de prioridad global (NP_g) de 1 y así de forma sucesiva; además, considerando los intervalos de clase entre los valores de NP_g , se definieron los grados de prioridad global (GP_g) de alto, medio y bajo de las subcuencas; es decir, los niveles de intervención globales, considerando los parámetros compuestos de las subcuencas (cuadro 9).

Con base en este análisis, se determinó que las subcuencas uno a cinco son de alta prioridad y representan 29.20% de la cuenca, siendo la subcuenca cuatro la de prioridad mas alta; seguida por cuatro subcuencas de prioridad media, que representan 25.89%, y

las restantes 44.91% corresponden a las de baja prioridad (figura 3).

Resalta la importancia de la metodología para la priorización de áreas de intervención, considerando la toma de decisiones multicriterio, ya que las principales áreas (subcuencas) a intervenir se encuentran en la parte alta de la cuenca y las de menor intervención en la parte baja (figura 3), lo cual refleja las condiciones que prevalecen en cada una de las subcuencas, mediante la combinación del análisis espacial de datos, el comportamiento hidrológico de éstas y el efecto que tiene la variación temporal de cobertura vegetal sobre los procesos de degradación del suelo y el transporte de sedimentos.

En la parte alta y media de la cuenca, los parámetros morfométricos y la variación temporal del NDVI tienen la misma influencia

Cuadro 9. Priorización final de los componentes analizados (morfometría y NDVI).

Subcuenca	PC_m (morfometría)	PC_{NDVI} (% de cambio de NDVI)	PC_g (componentes)	NP_g	GP_g
1	7.50	5.00	6.25	2	Alto
2	8.60	6.00	7.30	3	Alto
3	7.10	8.00	7.55	5	Alto
4	7.20	5.00	6.10	1	Alto
5	7.40	7.25	7.33	4	Alto
6	7.90	8.00	7.95	6	Medio
7	8.50	10.75	9.63	13	Bajo
8	7.80	11.00	9.40	11	Bajo
9	9.20	7.75	8.48	8	Medio
10	10.60	9.25	9.93	15	Bajo
11	9.60	6.50	8.05	7	Medio
12	9.00	8.25	8.63	9	Medio
13	9.20	9.75	9.48	12	Bajo
14	10.30	11.25	10.78	16	Bajo
15	8.20	10.25	9.23	10	Bajo
16	7.80	12.00	9.90	14	Bajo

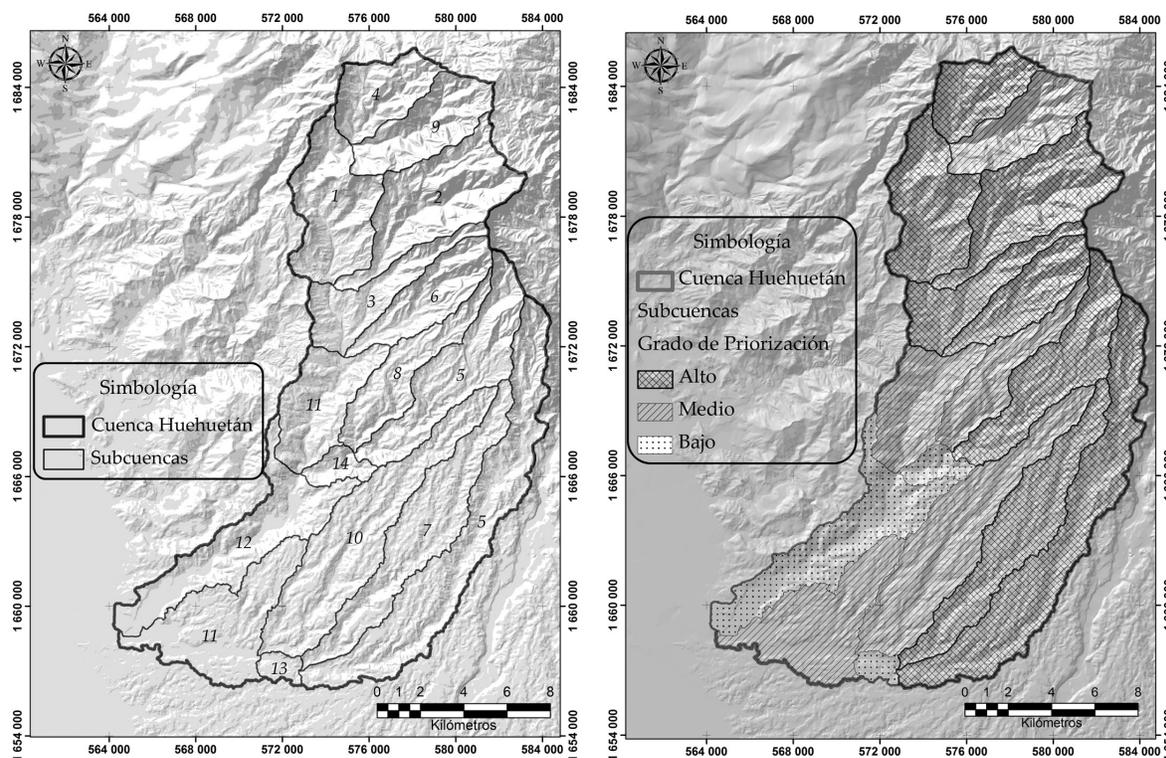


Figura 3. Nivel de priorización global (izquierda) y grado de priorización global (derecha) de las subcuencas de la cuenca del río Huehuetán.

en el grado de priorización por degradación; en contraste, en la parte baja de la cuenca, los parámetros morfométricos definen subcuencas con prioridad alta y media, y la variación de temporal del NDVI define subcuencas con prioridad baja, por lo que en el grado de priorización global, el NDVI tiene mayor impacto agrupando a las subcuencas en una prioridad baja.

El análisis morfométrico, combinado con los cambios del índice de vegetación multitemporal, permite asociar parámetros lineales y de forma, que están relacionados con las variables hidrológicas responsables del crecimiento de los sistemas de drenaje de las subcuencas y los cambios de la cobertura vegetal con el riesgo de degradación, que en conjunto permiten definir las áreas de intervención para la restauración hidrológica.

Conclusiones

La priorización de áreas de intervención basada en parámetros morfométricos y cambios de cobertura vegetal permitió identificar que cinco subcuencas de la parte alta de la cuenca, por sus parámetros lineales y de forma, asociados con las variables hidrológicas, son las que tienen mayor prioridad para la restauración hidrológica, a fin de reducir los impactos de las avenidas extraordinarias en las partes bajas de la cuenca.

La metodología puede utilizarse para la priorización de áreas de intervención tanto en el nivel cuenca como subcuenca, microcuenca y unidades de escurrimiento, dependiendo del tamaño del proyecto y la finalidad que éste tenga; sin embargo, es importante contar principalmente con un modelo de elevación digital a una escala que permita obtener con mayor precisión los parámetros morfométricos tanto lineales como de forma.

Referencias

Alatorre, L. C., Beguería, S., & Vicente-Serrano, S. M. (2010). Análisis de la evolución espacio-temporal del

- NDVI sobre las áreas vegetadas y zonas de riesgo de erosión en el Pirineo Central. *Pirineos. Revista de Ecología de Montaña*, 165, 7-27.
- Andréassian, V. (2004). Waters and Forests: From Historical Controversy to Scientific Debate. *Journal of Hydrology*, 291, 1-27.
- Arnold, J. G., Williams, J. R., Nicks, A. D., & Sammons, N. B. (1990). *SWRRB: A Basin Scale Simulation Model for Soil and Water Resources Management* (142 pp.). College Station, USA: Texas A & M University Press.
- Biswas, S., Sudhakar, S. And Desai, V. R. (1999). Prioritisation of Subwatersheds based on Morphometric Analysis of Drainage Basin: A Remote Sensing and GIS Approach. *Journal of the Indian Society of Remote Sensing*, 27(3), 155-166.
- Campos-Aranda, D. F. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico* (pp. 22-23). Tercera reimpresión. San Luis Potosí, México: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Luis Potosí, México.
- Chirala, U., Nooka-Ratnam, K., & Murali-Krishna, G. (2012). Correlation of Geomorphometric Parameters for the Hydrological Characterization of Meghadrigedda Watershed, Visakhapatnam, India – A GIS approach. *International Journal of Engineering Science and Technology*, 5(7), 3169-3183.
- D'odorico, P., Fagherazzi, S., & Rigon, R. (2005). Potential for Landsliding: Dependence on Hyetograph Characteristics. *Journal of Geophysical Research*, 110, 1-10.
- Di, L., Rundquist, D. C., & Han, L. (1994). Modeling Relationships between NDVI and Precipitation during Vegetative Growth Cycles. *International Journal of Remote Sensing*, 15, 2121-2136.
- Delgado, M. I., & Gaspari, F. J. (septiembre-diciembre 2010). Caracterización morfométrica geoespacial. Estudio de caso: arroyo Belisario, Argentina. *Tecnociencia Chihuahua*, 4(3), 154-163.
- Esper-Angillieri, Y. (2008). Morphometric Analysis of Colangüil River Basin and Flash Flood Hazard, San Juan, Argentina. *Environmental Geology*, 55, 107-111.
- Gaspari, F. J., Rodríguez-Vagaría, A. M., Senisterra, G. E., Denegri, G., Delgado, M. I., & Besteiro, S. (2012). Caracterización morfométrica de la cuenca del río Sauce Grande, Buenos Aires, Argentina (pp. 1-25). *Actas 7mo. Congreso de Medio Ambiente AUGM*, UNLP, Argentina.
- Gregory, K. J., & Walling, D. E. (1973). *Drainage Basin Form and Process: A Geomorphological Approach* (456 pp.). London: Edward Arnold.
- Hayes, L. (1985) The Current Use of TIROS-N Series for Meteorological Satellites for Land-Cover Studies. *International Journal of Remote Sensing*, 6(1), 35-45.
- Hibbert, A. R. (1971). Increases in Streamflow after Converting Chaparral to Grass. *Water Resources Research*, 7(1), 71-80.

- Horton, R. E. (1932). Drainage Basin Characteristics. *Trans. Am. Geophys. Unions*, 13, 350-361.
- Horton, R. E. (1945). Erosional Development of Streams and their Drainage Basins; Hydrophysical Approach to Quantitative Morphology. *Geological Society of America Bulletin*, 56, 275-370.
- Jasrotia, A. S., Kumar, A., & Aasim, M. (2012). Morphometric Analysis and Hydrogeomorphology for Delineating Groundwater Potential Zones of Western Doon Valley, Uttarakhand, India. *International Journal of Geomatics and Geosciences*, 2(4), 1078-1096.
- Javed, A., Khanday, M. Y., & Ahmed, R. (June, 2009). Prioritization of Sub-watersheds based on Morphometric and Land Use Analysis using Remote Sensing and GIS Techniques. *J. Indian Soc. Remote Sens.*, 37(2), 261-274.
- Javed, A., Khanday, M. Y., & Rais, S. (2011). Watershed Prioritization Using Morphometric and Land Use/Land Cover Parameters: A Remote Sensing and GIS Based Approach. *Journal Geological Society of India*, 78, 63-75.
- Jawaharaj, N., & R. Sakthivel (2012). Quantitative Morphometric Analysis and its Consequences: A case Study from Gomukhiriver Basin, Tamil Nadu. *Int. Journal of Advances in Remote Sensing and GIS*, 1(2), 154-159.
- Johnson, R. (1998). The Forest Cycle and Low River Flows: A Review of UK and International Studies. *Forest Ecology and Management*, 109, 1-7.
- Kanth, T. A., & Hassan, Z. U. (enero-abril, 2012). Morphometric Analysis and Prioritization of Watersheds for Soil and Water Resource Management in Wular Catchment Using Geo-Spatial Tools. *International Journal of Geology, Earth and Environmental Sciences*, 2(1), 30-41.
- Kiran, V. S. S., & Srivastava Y. K. (July, 2012). Check Dam Construction by Prioritization of Micro Watershed, using Morphometric Analysis as a Perspective of Remote Sensing and GIS for Simlupal Block, Bankura, W. B. *Bonfring International Journal of Industrial Engineering and Management Science*, 2(Special Issue 1), 20-31.
- Kumar-Tamang, D., Dhakal, D., Shrestha, D. G. And Sharma, N. P. (2012). Morphometric Analysis and Prioritization of Miniwatersheds in Rongli Watershed, Sikkim (India) Using Remote Sensing and GIS Techniques. *International Journal of Fundamental & Applied Sciences*, 1(2), 61-66.
- Londhe, S., Nathawat, M. S., & A. P. Subudhi (2010). Erosion Susceptibility Zoning and Prioritization of Mini-Watersheds Using Geomatics Approach. *International Journal of Geomatics and Geosciences*, 1(3), 511-528.
- Magesh, N. S., Jitheshlall, K. V., Chandrasekar, N., & Jini, K. V. (2013). Geographical Information System-Based Morphometric Analysis of Bharathapuzha River Basin, Kerala, India. *Appl. Water Sci.*, 3(2), 467-477.
- Mahadevaswamy, G., Nagaraju, D., Siddalingamurthy, S., Lakshamma, M., Subhan, L., Nagesh, P. C., & Rao, K. (2011). Morphometric Analysis of Nanjangud Taluk, Mysore District, Karnataka, India, using GIS Techniques. *International Journal of Geomatics and Geosciences*, 1(4), 721-734.
- Maldonado-De León, O. A., Palacios, O. L., Oropeza, J. L., Springall, R. G., & Fernández, D. S. (2001). Empleo del modelo SWRRB para generar alternativas de manejo en la cuenca de Iztapa, Guatemala. *Agrociencia* 35(2), 335-345.
- Merg, C., Petri, D., Bodoira, F., Nini, M., Fernández, M., Schmidt, F., Montalva, R., Guzmán, L., Rodríguez, K., Blanco, F., & Selzer, F. (2011). Mapas digitales regionales de lluvias, índice estandarizado de precipitación e índice verde. *Revista Pilquen, Sección Agronomía*, 13(11), 1-11.
- Miller, V. C. (1953). A Quantitative Geomorphic Study of Drainage Basin Characteristics in the Clinch Mountain Area (51 pp.). Technical report-3. New York: Department of Geology, Columbia University.
- Nauyital, M. D. (1994). Morphometric Analysis of a Drainage Basin using Aerial Photographs: A Case Study of Khairkuli Basin, District Dehradun, U. P. *J. Indian Soc. Remote Sensing*, 22(4), 251-261.
- Nooka-Ratnam, K., Srivastava, Y. K., Venkateshwara-Rao, V., Amminedu, E., & Murthy, K. S. R. (marzo, 2005). Check Dam Positioning by Prioritization of Micro-Watersheds using SYI Model and Morphometric Analysis – Remote Sensing and GIS Perspective. *J. Indian Soc. Remote Sensing*, 33(1), 25-38.
- Pareta, K., & Pareta, U. (2011). Quantitative Morphometric Analysis of a Watershed of Yamuna Basin, India using ASTER (DEM) Data and GIS. *International Journal of Geomatics and Geosciences*, 2(1), 248-269.
- Patton, T. L. (1988). *Drainage Basin Morphometry and Floods* (pp. 51-65). In: V. R. Baker, R. C. Kochel, & P. C. Patton (Eds.). Wiley, USA: Flood Geomorphology.
- Racca, J. M. G. (2010). Geomorfología de la cuenca del Arroyo del Medio. *Boletín del Instituto de Fisiografía y Geología*, 72-75, 13-42.
- Ramaiah, S. N., Gopalakrishna, G. S., Srinivasa-Vittala, S., & Najeeb, K. Md. (2012). Morphometric Analysis of Sub-Basins in and around Malur Taluk, Kolar District, Karnataka Using Remote Sensing and GIS Techniques. *Nature Environment and Pollution Technology*, 11(1), 89-94.
- Sala, M., & Gay, R. (1981). Algunos datos morfométricos de la cuenca del Isábena. *Notas de Geografía Física*, 4, 41-65.
- Sangita, M. S., & Nagarajan, R. (2010). Morphometric Analysis and Prioritization of Sub-Watersheds Using GIS and Remote Sensing Techniques: A Case Study of Odisha, India. *International Journal of Geomatics and Geosciences*, 1(3), 501-510.
- Sarma, S., & Saikia, T. (2012). Prioritization of Sub-Watersheds in Khanapara-Bornihat Area of Assam-Meghalaya (India) Based on Land Use and Slope Analysis Using Remote Sensing and GIS. *Journal of the Indian Society of Remote Sensing*, 40(3), 435-446.

- Schumm, S. A. (1956). Evolution of Drainage Systems and Slopes in Badlands at Perth Anboy, New Jersey. *Bulletin of the Geological Society of America*, 67, 597-646.
- Smith, K. G. (1950). Standards for Grading Texture of Erosional Topography. *American Journal Science*, 248, 655-668.
- Srinivasa-Raju, K., & Nagesh-Kumar, D. (2011). Classification of Microwatersheds Based on Morphological Characteristics. *Journal of Hydro-Environment Research*, 5, 101-109.
- Strahler, A. N. (1957). Quantitative Analysis of Watershed Geomorphology. *American Geophysical Union Transactions*, 38, 913-920.
- Strahler, A. N. (1964). Quantitative Geomorphology of Drainage Basin and Channel Networks (pp. 4-39/4-76). In V. T. Chow (Ed.), *Handbook of Applied Hydrology*. New York: McGraw Hill.
- Suresh, M., Sudhakar, S., Tiwari, K. N., & Chowdary, V. M. (2004). Prioritization of Watersheds Using Morphometric Parameters and Assessment of Surface Water Potential Using Remote Sensing. *Journal of Indian Society of Remote Sensing*, 32(3), 249-259.
- Tamang, D. K., Dhakal, D., Shresta, D. G., & Sharma, N. P. (2012). Morphometric Analysis and Prioritization of Miniwatersheds in Rongli Watershed, Sikkim (India) Using Remote Sensing and GIS Techniques. *International Journal of Fundamental and Applied Sciences*, 1(3), 61-66.
- Tolessa, G. A., & Rao, P. J. (February, 2013). Watershed Development Prioritization of Tandava River Basin, Andhra Pradesh, India – GIS Approach. *International Journal of Engineering Science Invention*, 2(2), 12-20.
- Uniyal, S., & Gupta, P. (2013). Prioritization Based on Morphometric Analysis of Bhilangana Watershed Using Spatial Technology. *International Journal of Remote Sensing and Geoscience*, 1(1), 49-52.
- Villegas-Romero, I., Oropeza-Mota, J. L., Martínez-Ménes, M., & Mejía-Sáenz, E. (2009). Trayectoria y relación lluvia-escorrentamiento causados por el huracán *Paulina* en la cuenca del río La Sabana, Guerrero México. *Agrociencia*, 43(4), 345-356.
- Zucarelli, G. V. (November-December, 2013). Identificación de eventos hídricos extremos en la cuenca del río Paraná. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 4(5), 181-187.

Dirección institucional de los autores

M.C. Adolfo López-Pérez
Dr. Mario R. Martínez-Menes
Dr. Demetrio S. Fernández-Reynoso

Colegio de Postgraduados
Postgrado de Hidrociencias
km 36.5 carretera México-Texcoco
56230 Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (59) 5952 0200, extensiones 1213 y 1163
adolfohp@colpos.mx
mmario@colpos.mx
demetrio@colpos.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Mirador, Mazatlán, Sinaloa, México.

Foto: Ricardo Espinosa Reza.

Modelación numérica hidrodinámico-hidrológica en zonas de inundación con presencia de infraestructura

• Israel E. Herrera-Díaz* •
Universidad de Guanajuato, México

*Autor de correspondencia

• Clemente Rodríguez-Cuevas •
Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México

• Carlos Couder-Castañeda •
Instituto Politécnico Nacional, México

• José R. Gasca-Tirado •
Universidad de Guanajuato, México

Resumen

Herrera-Díaz, I. E., Rodríguez-Cuevas, C., Couder-Castañeda, C., & Gasca-Tirado, J. R. (enero-febrero, 2015). Modelación numérica hidrodinámico-hidrológica en zonas de inundación con presencia de infraestructura. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 139-152.

Se presenta la modelación numérica computacional de la hidrodinámica superficial e hidrológica de la zona de estudio donde se pretende construir infraestructura para la exploración de hidrocarburos en las márgenes del río Grijalva, México; para ello se muestra el análisis de la información meteorológica, determinando los valores de intensidad de precipitación, temperaturas, evaporación y una estimación de los gastos, correspondiente al año 2014; las zonas de inundación se estimaron con el uso de programas desarrollados en *Fortran* y *Matlab*, que resuelven las ecuaciones de Navier-Stokes-Reynolds para flujos a superficie libre y la intensidad de precipitación con la distribución de Gumbel, con parámetros estimados mediante el método de Momentos Ponderados con Probabilidad (MPP), con los cuales, mediante una malla numérica de la topografía, en conjunto con los valores meteorológicos, como condiciones iniciales y forzantes, se determina la magnitud de la inundación del área de estudio, así como la obtención de gastos, velocidades y el funcionamiento hidráulico de las obras de mitigación propuestas para preservar el balance hidrológico del sistema.

Palabras clave: zonas de inundación, modelos hidrodinámicos, modelos hidrológicos, río Grijalva.

Abstract

Herrera-Díaz, I. E., Rodríguez-Cuevas, C., Couder-Castañeda, C., & Gasca-Tirado, J. R. (January-February, 2015). Numerical Hydrodynamic-Hydrological Modeling in Flood Zones Containing Infrastructure. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 139-152.

The computational numerical modeling of the surface hydrodynamics and hydrology of the study area is presented, where the construction of infrastructure to explore hydrocarbons is planned on the banks of the Grijalva River, Mexico. Meteorological information is analyzed to determine precipitation intensity, temperatures, evaporation and flows for the year 2014. Flood zones are estimated using programs developed in *Fortran* and *Matlab* to solve the Navier-Stokes-Reynolds equation for free surface flows. The intensity of precipitation was obtained with the Gumbel distribution with parameters estimated using probability weighted moments (PWM). Based on this, the magnitude of the flooding in the study area was obtained according to a numerical grid of the topography along with meteorological values such as initial and forcing conditions. Flows, velocities and the hydraulic functioning of mitigation works proposed to preserve the hydrological balance of the system were also obtained.

Keywords: Flood zones, hydrodynamic models, hydrological models, Grijalva River.

Recibido: 19/05/14
Aceptado: 07/10/14

Introducción

La exploración de hidrocarburos en México es una de las principales labores de la industria de los energéticos. Contar con estudios que proporcionen información veraz y oportuna es primordial para una acertada toma de decisiones, ya que genera un panorama actualizado sobre aspectos técnicos y socioeconómicos que influyen y coinciden en un mismo espacio-tiempo.

Una de las herramientas que están contribuyendo a los estudios previos hidrológicos son los modelos numéricos computacionales, aplicando la dinámica de fluidos (CFD, por sus siglas en inglés), el cual constituye una aproximación en el estudio de las ecuaciones de la dinámica de fluidos que se utilizan para describir diferentes fenómenos físicos relacionados con el movimiento de los fluidos, como los producidos por los flujos compresibles e incompresibles.

Este trabajo radica en acoplar un modelo numérico hidrodinámico y un modelo numérico hidrológico para determinar el funcionamiento hidrodinámico de la zona propuesta para la colocación de pozos de exploración o explotación, así como de la infraestructura de proyecto (camino, accesos, puentes, etc.); se tiene conocimiento previo de que la zona se comporta como una llanura de inundación por sus características topográficas, hidráulicas y geohidrológicas, por lo que se plantea como objetivo secundario analizar medidas de mitigación, para no alterar de forma sustancial el balance hidrodinámico de la zona seleccionada.

Localización y características de la zona de estudio

El sitio de estudio se encuentra en la margen izquierda del río Chilapa o Grijalva en el estado de Tabasco, México (figura 1), donde está

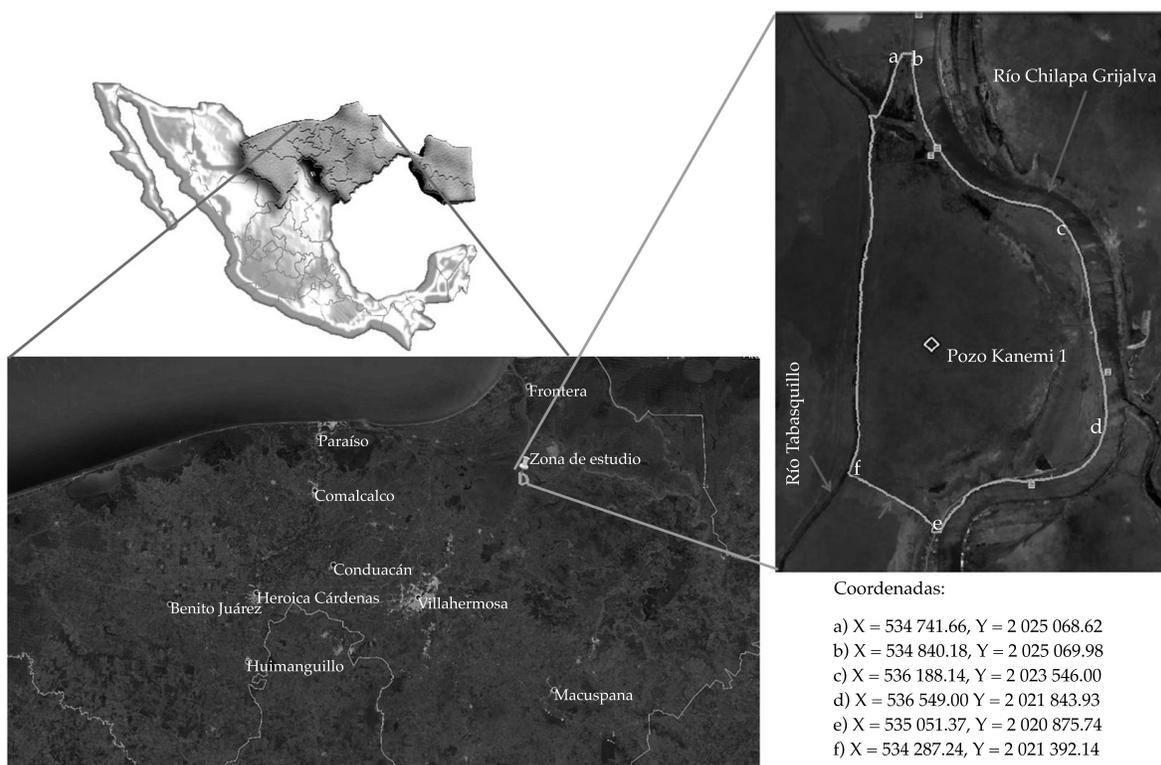


Figura 1. Localización de la zona de estudio (municipio de Centla, estado de Tabasco, México).

limitada por un polígono formado por canales en la parte inferior y superior, así como del río Tabasquillo en el extremo izquierdo. Existe una obra civil, la cual se ubica en la parte central de la planicie que forma el sistema y es el objetivo principal del estudio.

El trazo del camino propuesto hacia las instalaciones proyectadas del pozo se presenta en la figura 2. En el camino, al ser nuevo en el sistema ambiental, se contempla el uso de pasos de agua o alcantarillas para permitir el flujo hidrológico del sistema sin que presente alteraciones sustanciales a su estado original. La ubicación y el dimensionamiento de éstos se determinan en función de las magnitudes de velocidades calculadas y de los gastos provenientes de los resultados de la simulación y deben garantizar que el flujo hidrológico no se interrumpa y siga su cauce natural, a fin de dar cumplimiento a la NOM-022-SEMARNAT-2013.

Desde el punto de vista hidráulico, se considera que la morfología general de la zona es sensiblemente constante en el tiempo; esto es, la zona de inundación permanece de forma continua cubierta por vegetación en su totalidad, por lo que las magnitudes de velocidades del flujo superficial no son considerables como para alterar la morfología del terreno y, por consecuencia, ésta se considera invariable para efectos de simulación.

La información para la precipitación se recopiló de las cartas de isoyetas (SCT-DGST, 2013) correspondientes a periodos de retorno, intensidad de lluvia y duración de la misma, para poder modelar el flujo superficial en diferentes periodos de retorno y de intensidad de lluvia; la información se condensó y se aplicaron aquellas lluvias con duración de 30 minutos para distintos periodos de retorno (figuras 3a a 3e).

Se considera un coeficiente de escurrimiento que varía de 15 a 25%, pues presenta una permeabilidad media y baja, en función del material que está constituido el suelo, además de considerar una vegetación de densidad media en promedio para todo el sistema ambiental.

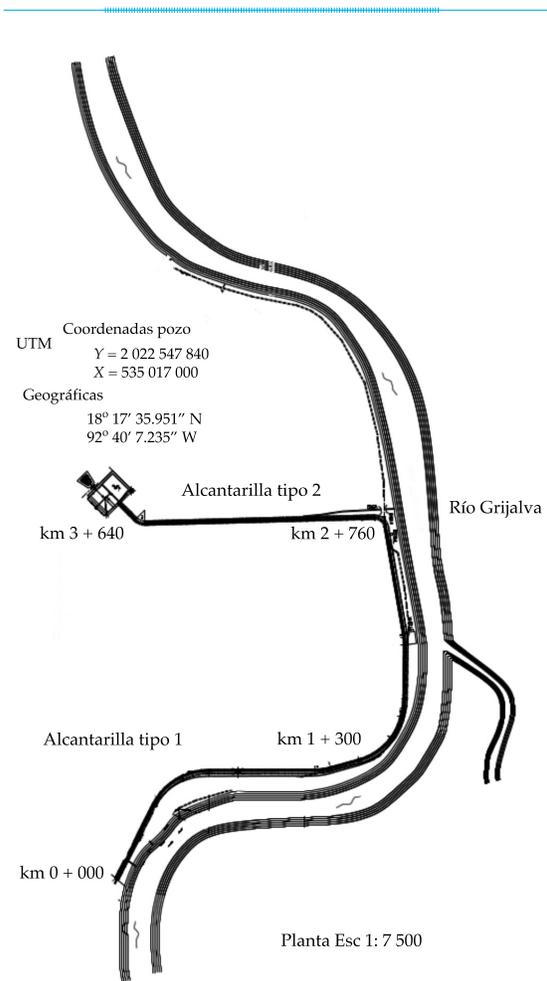


Figura 2. Trazo propuesto de la infraestructura dentro del sistema ambiental.

Se proponen dos escenarios a estudiar en un año: el primero para la época de secas y el segundo para la de lluvias (Yin, Yu, Zhane, Wang, & Xu, 2013). Los datos para cada escenario se presentan en los cuadros 1 y 2.

Con la información obtenida se estiman los gastos del río Grijalva para el año 2014, del cual se proponen usar los gastos para la simulación hidrodinámica en 2D del tránsito de avenidas en las épocas de secas y lluvias, acoplado con un modelo hidrológico (Mani, Chatterjee, & Kumar, 2014; Zhang, Long, Xie, Zhu, & Wang, 2007). En la figura 4 se presentan las descargas del río.

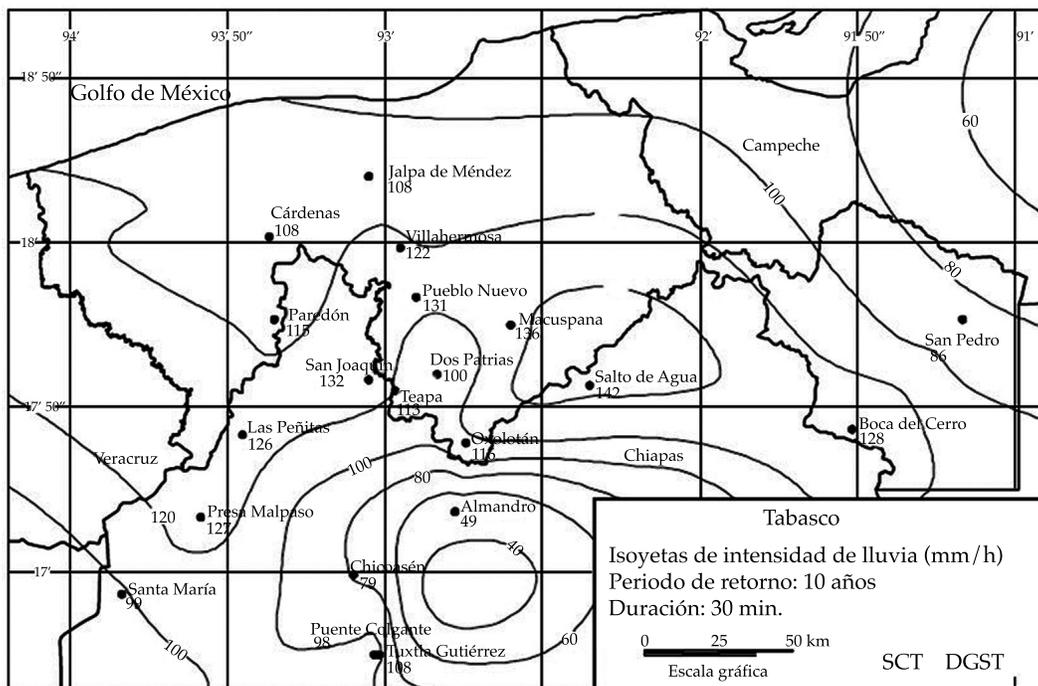


Figura 3a. Isoyetas de intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 10 años y duración de 30 minutos.

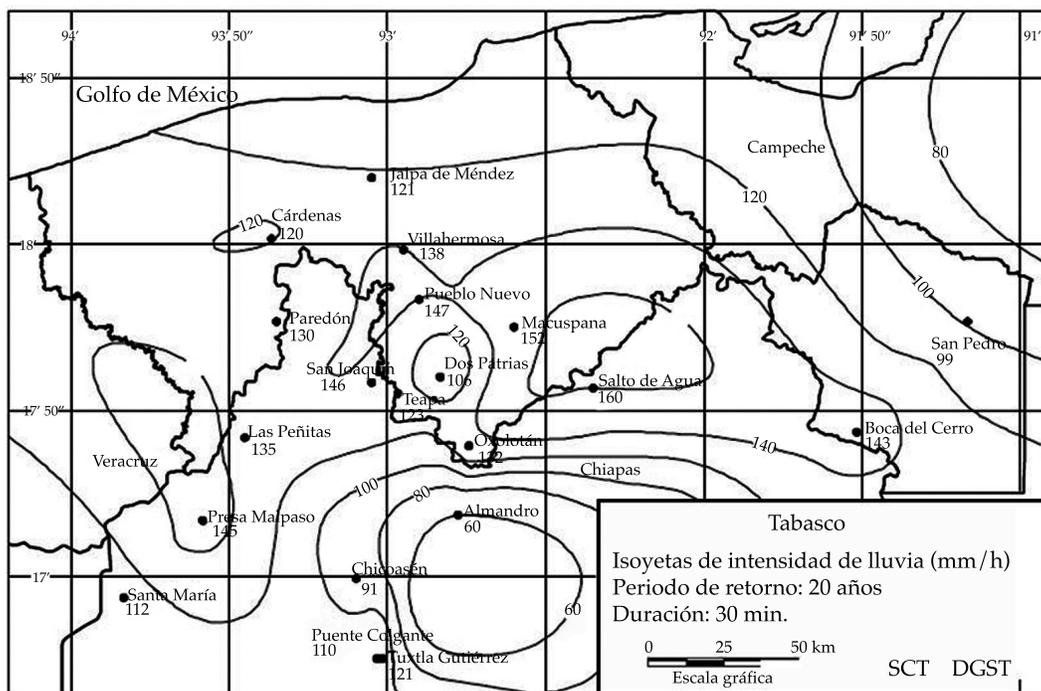


Figura 3b. Isoyetas de intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 20 años y duración de 30 minutos.

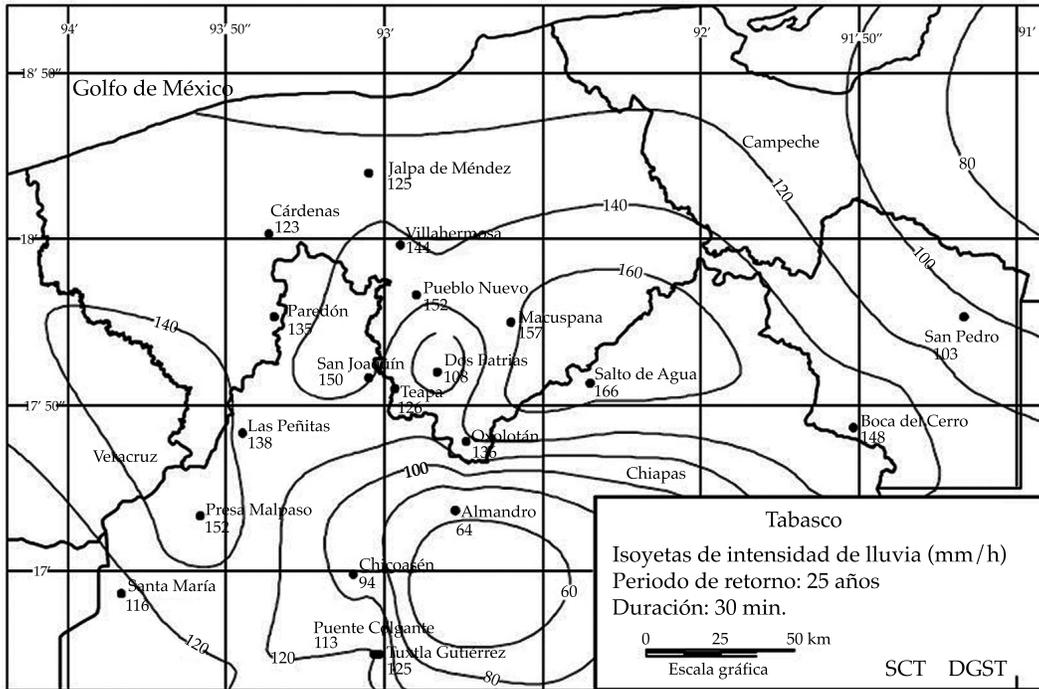


Figura 3c. Isoyetas de intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 25 años y duración de 30 minutos.

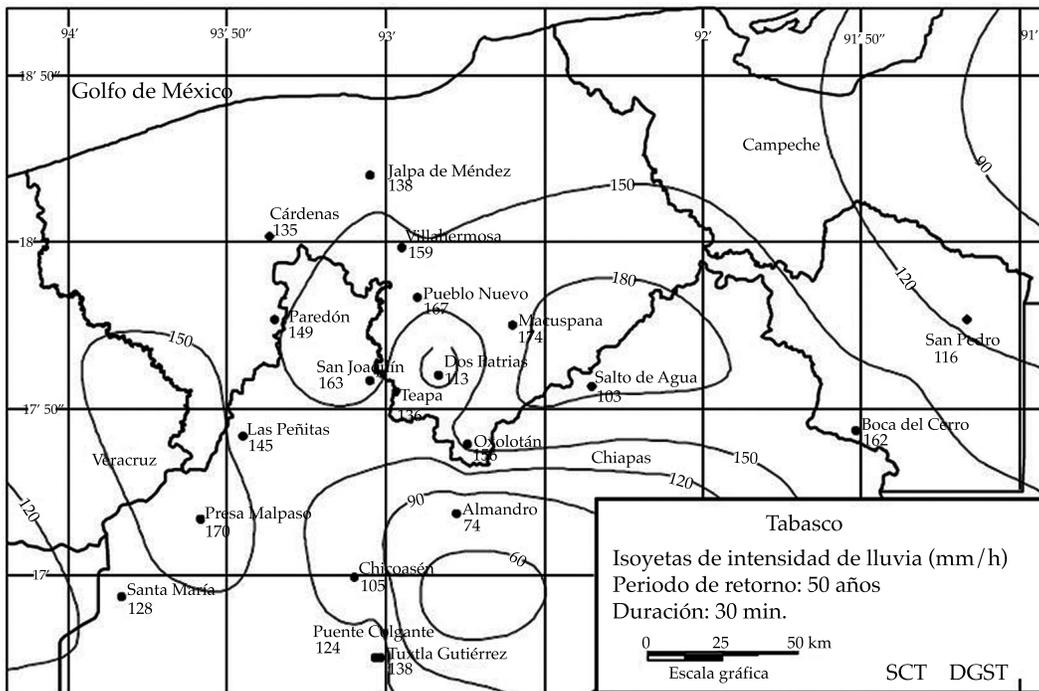


Figura 3d. Isoyetas de intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 50 años y duración de 30 minutos.

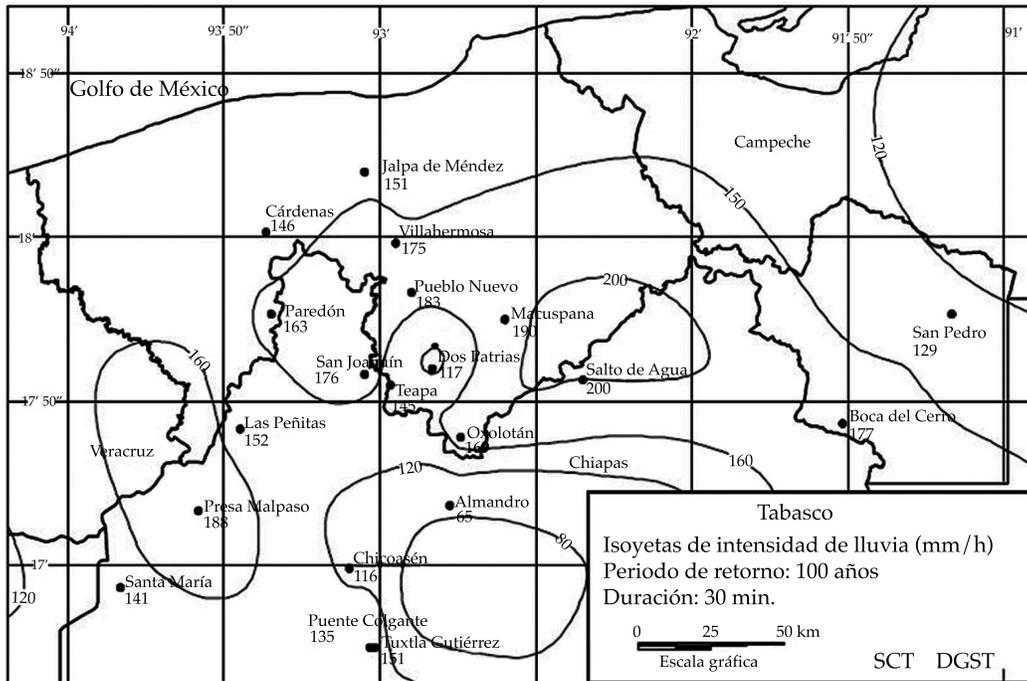


Figura 3e. Isoyetas de intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años y duración de 30 minutos.

Cuadro 1. Resumen de valores obtenidos de los datos para alimentar el modelo hidrodinámico para el año 2014.

Época del año	Precipitación media mensual	Temperatura media mensual	Evaporación media mensual
Secas	156.79 mm	26.4 °C	148.66 mm
Lluvias	206.15 mm	26.2 °C	117.33 mm

Cuadro 2. Valores de escurrimiento y permeabilidad en el sistema ambiental.

Época del año	Densidad de vegetación	Permeabilidad del suelo	Coefficiente de escurrimiento en la zona (%)
Secas	Media-baja	Media	De 15 a 25
Lluvias	Media	Media	Mayor que 25

Metodología

El modelo hidrodinámico empleado resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes simplificadas para flujos de superficie libre en coordenadas cartesianas; con la hipótesis de presión hidrostática y considerando los postulados de Reynolds son (Broomans, 2003):

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \text{div}(v_e \overline{\text{grad}}(u)),$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \text{div}(v_e \overline{\text{grad}}(v)),$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\int_{-z_f}^{\eta} u dz \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\int_{-z_f}^{\eta} v dz \right) \quad (1)$$

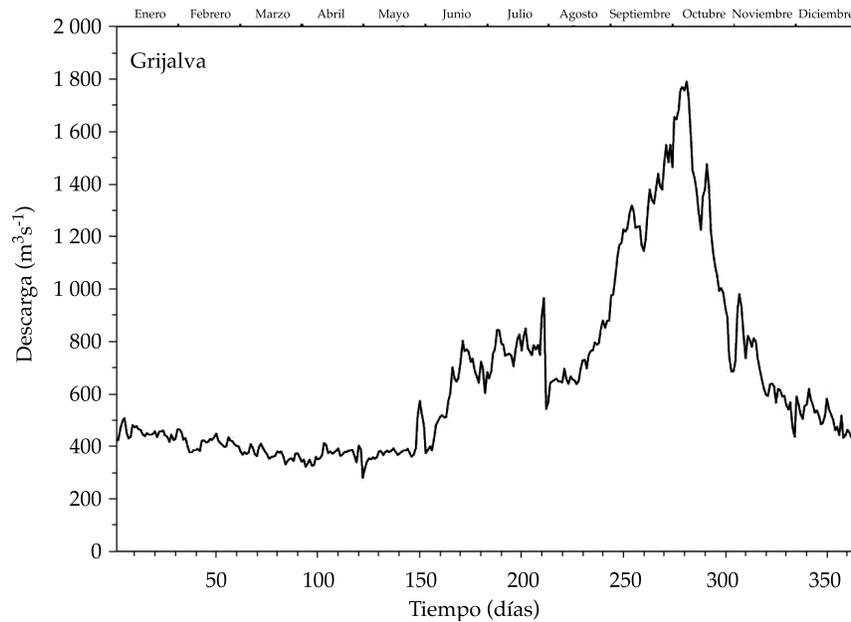


Figura 4. Estimación del gasto del río Grijalva para 365 días del año 2014.

donde v_e es el coeficiente de viscosidad efectiva, obteniéndose mediante la suma del coeficiente de viscosidad turbulenta y molecular $v_e = v_t + v_m$. Stansby (2003) propone el siguiente modelo para resolver la viscosidad turbulenta:

$$v_t = \left\{ \ell_n^4 \left[2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 \right] + \ell_v^4 \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right] \right\}^{1/2} \quad (2)$$

donde la longitud vertical se define por $\ell_v = K(z - z_b)$ para $(z - z_b)/\delta < \lambda/K$ y $\ell_v = \lambda\delta$ para $\lambda/K < (z - z_b)/\delta < 1$. K es la constante de von Karman con valor típico de 0.41; $(z - z_b)$ es la distancia desde el fondo; δ es el espesor de la capa límite, y λ es una constante con valor de 0.09. Las condiciones de frontera para la superficie libre y de fondo se representan por:

$$\begin{aligned} \tau_x^{\text{fondo}} &= v_e \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{\text{fondo}} = \frac{g\sqrt{u^2 + v^2}}{Cz^2} (u), \\ \tau_y^{\text{fondo}} &= v_e \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{\text{fondo}} = \frac{g\sqrt{u^2 + v^2}}{Cz^2} (v) \end{aligned} \quad (3)$$

donde Cz es el coeficiente de fricción de Chezy. Las componentes de la velocidad toman los valores de la capa adyacente a la interface agua-sedimento, definidas como:

$$\begin{aligned} \tau_x^{\text{sup}} &= v_e \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{\text{superficie}} = - \frac{\rho_{\text{aire}}}{\rho_{\text{agua}}} a_{\text{viento}} \left. \begin{matrix} x \\ x \end{matrix} \right|_x, \\ \tau_y^{\text{sup}} &= v_e \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{\text{superficie}} = - \frac{\rho_{\text{aire}}}{\rho_{\text{agua}}} a_{\text{viento}} \left. \begin{matrix} y \\ y \end{matrix} \right|_y \end{aligned} \quad (4)$$

donde $\rho_{\text{aire}} = 1.29 \text{ kg/m}^3$; ω_x y ω_y son las componentes horizontales en x y y , respectivamente, de la velocidad del viento a 10 m de altitud. El coeficiente a_{aire} (adimensional) se puede obtener utilizando la ecuación dada por Flather (1976) (UNESCO, 1981):

$$\begin{aligned} a_{\text{viento}} &= 0.565 \times 10^{-3} \text{ si } \left| \bar{v} \right| \leq 5 \frac{\text{m}}{\text{s}} \\ a_{\text{viento}} &= (-0.12 + 0.137 \bar{v}) 10^{-3} \text{ si } 5 \leq \left| \bar{v} \right| \leq 19.22 \text{ m/s} \\ a_{\text{viento}} &= 2.513 \times 10^{-3} \text{ si } \left| \bar{v} \right| \geq 19.22 \text{ m/s} \end{aligned} \quad (5)$$

La amenaza por inundación está en función de la ocurrencia del fenómeno y de su intensidad (Gurusamy & Jayaraman, 2012). La intensidad, a su vez, se define en función de la velocidad y profundidad del agua, así como de la duración de la inundación. Por lo tanto, la definición de amenaza de inundación, en función del daño potencial (Zhou *et al.*, 2014), toma en cuenta la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de la inundación, así como los niveles o altura de la superficie libre del agua.

El modelo hidrológico propuesto tiene como principio la relación precipitación-escorrentía e incorpora la generación de lluvias convectivas estocásticas (Gubarevat, 2011), que permite definir escenarios de amenazas específicos para la posterior evaluación del peligro de inundación asociado. Se emplea la distribución de Gumbel con parámetros estimados con el método de Momentos Ponderados con Probabilidad (MPP), considerado la mejor distribución que se ajusta a precipitaciones extremas para este caso (Jean, Kim, & Kim, 2011):

$$P_m = \frac{\sum [P_i * A]}{\sum [A]} \quad (6)$$

$$I(t, T) = at^b \quad (7)$$

donde P_m es la precipitación media; A es el área limitada por las poligonales de Thiessen o curvas de isoyetas; P_i es la precipitación medida en estación climatológica "i" o precipitación promedio entre dos curvas isoyetas; I es la intensidad de lluvia en mm/h. El inverso del periodo de retorno es la probabilidad de ocurrencia, es decir, la probabilidad de que se presente la intensidad de tormenta en un año.

Los parámetros a , b , m , n son función de las características meteorológica de la zona. El hietograma acumulado está descrito como:

$$H(t) = I(t, T) * t = at^b \quad (8)$$

y la intensidad instantánea asociada como:

$$I(t) = \frac{dH(t)}{dt} = (b+1)at^{b-1} = at^b \quad (9)$$

Para completar la información faltante de registros pluviométricos, se emplea el del National Weather Service (Patro, Chatterjee, Mohanty, Singh, & Raghuwanshi, 2009), basado en la siguiente correlación:

$$P = \frac{\sum [P_i / r_i^2]}{\sum [1 / r_i^2]} \quad (10)$$

donde P es la precipitación que se extrapola; P_i las precipitaciones de las estaciones existentes en el entorno de la que desconocemos, y r_i es las distancias desde esta estación a las estaciones próximas.

Greenwood, Landwehr, Matalas y Wallis (1979) introdujeron el método MPP como un procedimiento de estimación robusto, alternativo a los métodos de momentos y máxima verosimilitud. La estimación de parámetros por el MPP (Caeiro, Gomes, & Vandewalle, 2014) comienza con los momentos $M_{l,j,k}$.

$$M_{l,j,k} = E \left[X^l F^j (1-F)^k \right] \quad (11)$$

Siendo j y k enteros no negativos, el momento ponderado con probabilidad de orden (l, j, k) es proporcional al i -ésimo momento con respecto al origen de la estadística de orden $(j+1)$ para una muestra de tamaño $n = k + j + 1$.

La función de distribución de Gumbel está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{a} \exp \left\{ -\left(\frac{x-m}{a} \right) - \exp \left[-\left(\frac{x-m}{a} \right) \right] \right\} \quad (12)$$

donde a y m son los parámetros de la distribución, y x es la magnitud del evento extremo.

De acuerdo con Greenwood *et al.* (1979), la expresión para la magnitud de la variable con un periodo de retorno T , según esta distribución es:

$$X_T = m - a \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \quad (13)$$

donde:

$$m = M_0 - \epsilon a \quad (14)$$

$$a = \frac{M_0 - 2M_1}{\ln(2)} \quad (15)$$

Para $\epsilon = 0.5772$ y $M_k = M_{L_0, k}$ para k entero no negativo se estima como:

$$M_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \binom{n-i}{k} \quad (16)$$

Siendo n el número de datos históricos y x_i el valor del dato i , ordenados de mayor a menor. Operando la expresión para M_k se tiene:

$$M_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (17)$$

$$M_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \frac{n-i}{n-1} \quad (18)$$

con base en lo cual se determinan los valores de a y m con las ecuaciones (14) y (15).

Generación de mallas numéricas

Se elaboraron las mallas rectangulares con batimetría interpolada de la zona de estudio,

con espaciamiento en ambas direcciones de 20 metros (figura 5).

Resultados de la simulación

Detallando las etapas de simulación, éstas consisten principalmente en la modelación de dos escenarios en el año: la época de secas y la de lluvias; se escogen estas temporadas considerando que son las más representativas en el año. Las condiciones iniciales para cada temporada se expresan en el cuadro 3.

Simulación del sistema ambiental en condiciones actuales (antes del proyecto)

Los resultados de la simulación de la hidrodinámica superficial de los escenarios de secas con alturas de precipitación fue de 45, 80, 120 y 156 mm, y de lluvias con alturas de 160, 185, 197, 206 mm en la totalidad del sistema ambiental; las duraciones de lluvia fueron hasta de 2.5 horas continuas según registros. En la figura 6 se muestran las zonas potencialmente inundables.

Se puede observar que las zonas potencialmente inundables para una altura de precipitación de 45 mm presentan un porcentaje de inundación de 8% del total de la zona de estudio, mientras que para una altura de 206 mm, se obtiene un porcentaje de área inundada de 86%.

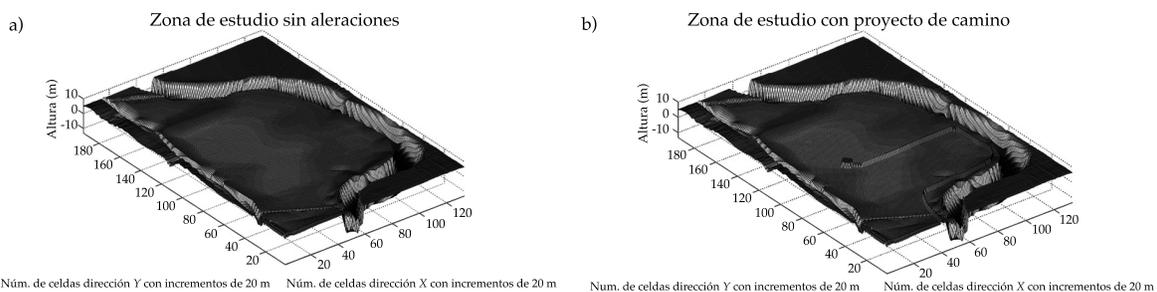


Figura 5. Malla numérica de la zona de estudio (izquierda, estado natural; derecha, con camino proyectado).

Cuadro 3. Resumen de condiciones iniciales y forzantes para la modelación en las diferentes etapas y escenarios propuestos.

Etapa	Temporada	Precipitación (mm)	Temperatura (°C)	Evaporación (mm)	Escurrimiento (adimensional)
Condición actual y c/proyecto	Secas	De 45 a 156	26.4	148.66	0.020
	Lluvias	De 160 a 206	26.2	117.33	0.037

Etapa	Temporada	Permeabilidad (%)	Densidad de vegetación	Gasto Grijalva (m ³ /s)	Velocidad viento laguna (m/s)
Condición actual y c/proyecto	Secas	30.00	Media-baja	320 mín 1 070 med	NE 4.1
	Lluvias	20.00	Media	1 900 máx 3 050 máx hist	E 7.3

Simulación del sistema ambiental con obras de proyecto

Para esta simulación se contempla la construcción de un camino, considerando obras como alcantarillas y puentes, y/o pasos de agua; estas obras fueron ya propuestas y ubicadas de manera estratégica. Los siguientes resultados muestran el comportamiento del camino con las alcantarillas y, en especial, de la zona de inundación, donde se observa que el funcionamiento hidrológico del sistema ambiental no se ha alterado con estas medidas de mitigación.

De los resultados de las zonas de inundación para los escenarios de intensidad de precipitación descritos en la figura 7, se aprecia que el nivel de la superficie libre originada por lluvia y por el desbordamiento del río Tabasquillo no afectó el camino ni lo tapó.

Para el escenario antes de proyecto, se observan las mismas zonas inundadas, así como algunas zonas con acumulación o represamiento de agua. El porcentaje de zona inundable con el camino es de un 89%; es decir, 3% más que en condiciones normales antes de proyecto.

Análisis hidrodinámico de las medidas de mitigación (alcantarillas y pasos)

El camino, al ser nuevo, requiere de drenes o alcantarillas, para permitir el libre paso del flujo hidrológico en la zona de estudio. La propuesta establecida por el proyecto en

cuanto al número, dimensiones aproximadas y ubicación de estas obras a lo largo del camino (figura 2) se resume a continuación:

Se simuló el comportamiento hidráulico para los dos tipos de las alcantarillas descritas en el cuadro 4 bajo las condiciones de alturas de precipitación de 45, 80, 120, 156, 160, 185, 197 y 206 mm; en la figura 8 se muestran los resultados para la simulación de 206 mm para la alcantarilla tipo 2 (1.05 x 1.05 m), considerando ser la situación más desfavorable y la que presenta mayor interés por las posibles magnitudes de velocidad que alcanza en la sección de la alcantarilla. La simulación del flujo a través de la obra de paso tiene como objetivo revisar los siguientes criterios:

- El área hidráulica debe garantizar el funcionamiento hidráulico para las intensidades de lluvia más críticas, según registros y tiempos de retorno del sistema ambiental.
- La densidad de la vegetación del sitio para cada alcantarilla será diseñada dando un cierto porcentaje por crecimiento de la vegetación (obstrucción del área hidráulica de un 65 a un 70%), por lo que se propone de un 15 a 20% más del área de diseño.

El comportamiento hidráulico de la sección de la alcantarilla reporta velocidad promedio de 0.05 m/s, suficiente para permitir el paso del flujo, considerando un área hidráulica

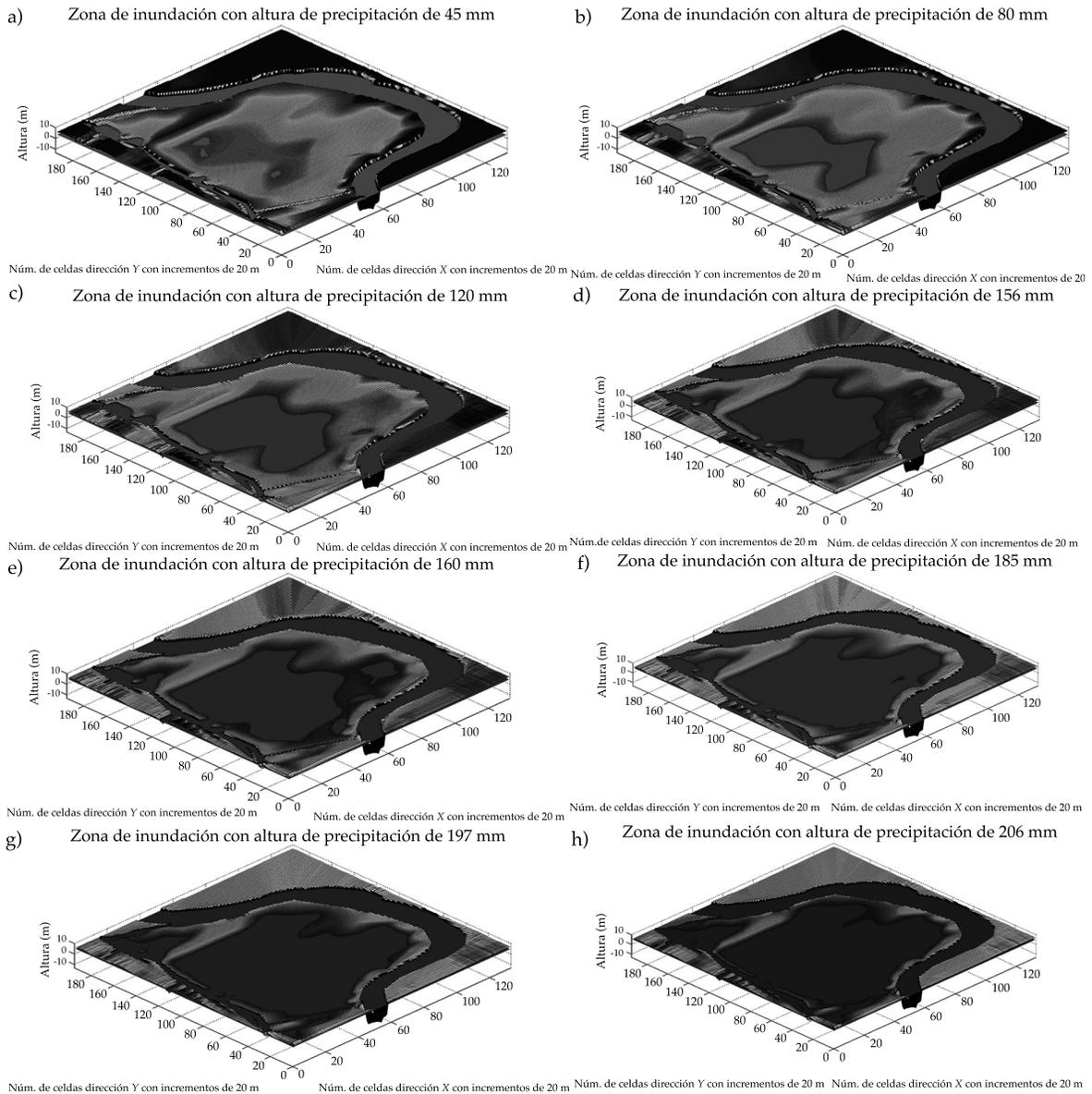


Figura 6. Zonas potencialmente inundables antes de proyecto.

efectiva de 35%; esto es, el área restante que es obstruida se atribuye a la influencia de la vegetación que llega a cubrir la sección de dicha alcantarilla; esta condición se implementa en la simulación, considerando obstáculos en la sección que asemejen la condición de la vegetación.

El valor de la amplitud de inundación entre la precipitación mínima y la máxima es de

1.60 metros, el valor con el que se modeló la diferencia de niveles de superficie en los dos tipos de alcantarillas (de 0.91 y 1.05 m). Con estos resultados se estima que la magnitud de la velocidad es suficiente para generar circulación en la zona de inundación y brindar en menor cantidad alteraciones a la zona de estudio, propiciando condiciones similares a las originales antes del proyecto.

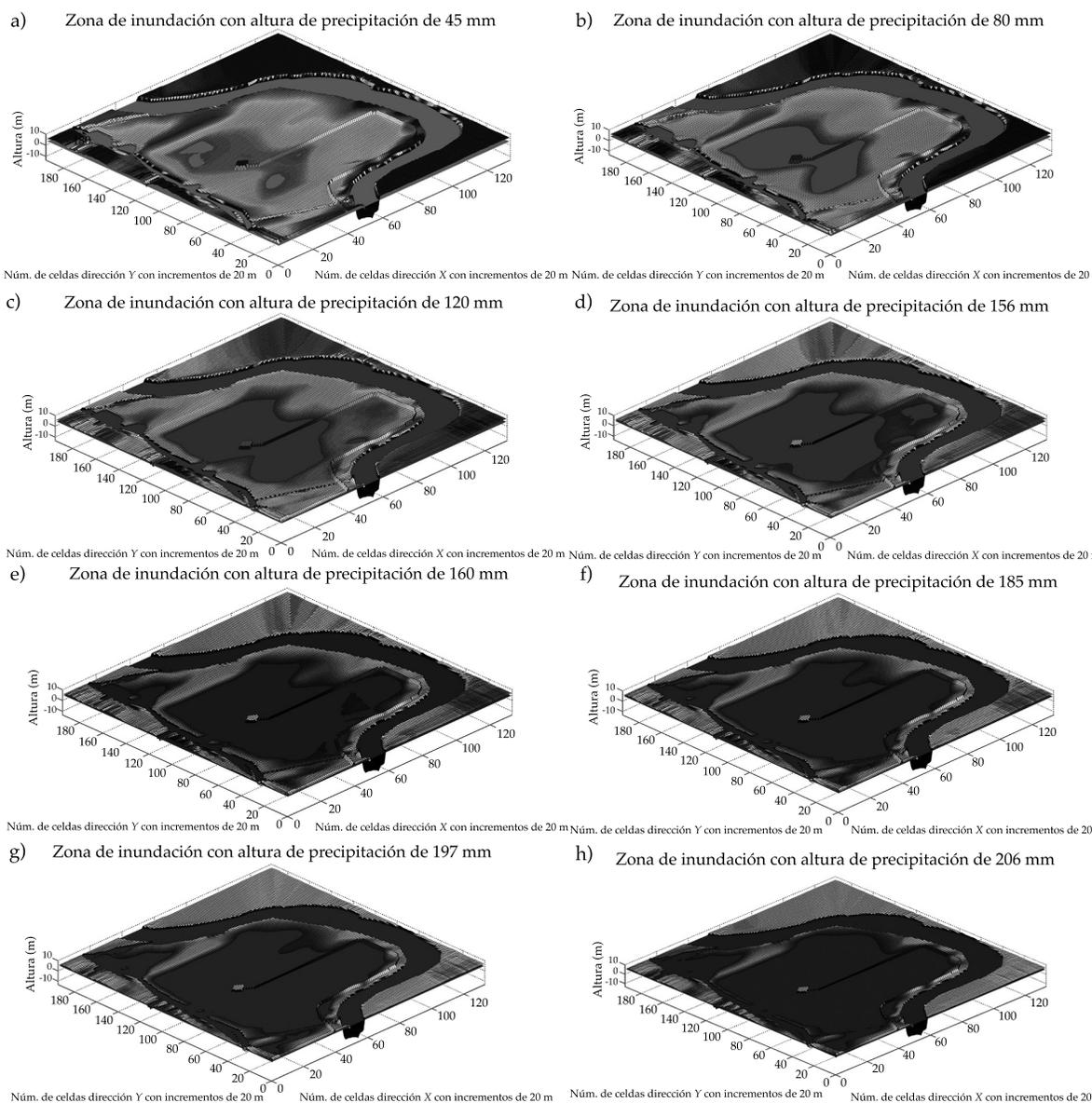


Figura 7. Zonas potencialmente inundables, incluyendo el camino.

Cuadro 4. Ubicación y dimensiones de las alcantarillas en el camino proyectado.

Kilometraje de ubicación	Número de alcantarillas	Dimensiones de alcantarilla (m)
0+000 al 1+300	5	0.91 x 0.91 (tipo 1)
2+760 al 3+640	4	1.05 x 1.05 (tipo 2)

Conclusiones

Los resultados muestran que el río Grijalva no presenta una influencia superficial evidente;

esto se debe a que en la margen izquierda del río, que es donde se encuentra la zona de estudio, se localiza un bordo que protege de alguna forma la crecida del río, con una

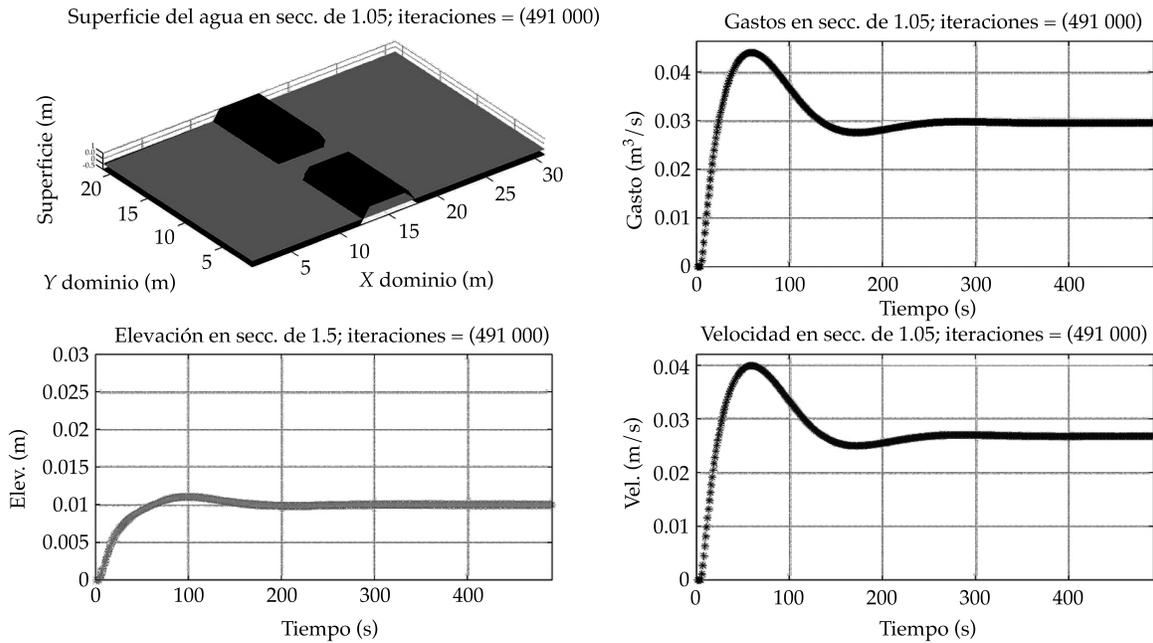


Figura 8. Comportamiento hidráulico de una alcantarilla de 1.05 x 1.05 m, con altura de precipitación de 206 mm.

altura aproximada de 3.7 metros, y por lo tanto minimiza el riesgo de inundación. Sin embargo, el río Grijalva tiene una influencia sobre los canales superior e inferior, que con ayuda del río Tabasquillo permiten inundar la zona de estudio. Las zonas potencialmente inundables se consideraron de 0.5 a 3.5 metros de elevación, que ocupan un aproximado de 80% del sistema ambiental; en estas zonas se proyecta localizar la infraestructura del pozo.

En cuanto a la posible ubicación del pozo, éste se localiza en una zona baja, propicia a la colección de escurrimientos, donde la velocidad del flujo que se reporta en la modelación que pasa por las alcantarillas del camino alcanza magnitudes de hasta 0.08 m/s bajo condiciones de lluvias (intensidad de precipitación promedio mensual de 120 mm/h, con periodo de retorno de 100 años y duración de 30 min), por lo que la obra del camino y la pera no alteran sustancialmente la intensidad del flujo; en lo que se refiere a la dirección, al ser esta zona un bajo, la dirección no se modifica debido a que todo se concentra en el centro.

El aspecto hidrológico primordial que se debe mantener es el paso del flujo superficial; las alcantarillas permiten este funcionamiento y sólo se debe vigilar que la vegetación no llegue a cubrir más de un 65% del área hidráulica propuesta; este criterio se plantea observando las condiciones actuales donde se ubicarán las alcantarillas en el camino.

Referencias

- Broomans, P. (2003). *Numerical Accuracy in Solutions of the Shallow-Water Equations* (120 pp.). Master Thesis. Delf: TU Delf & WL, Delf Hydraulics.
- Caeiro, F., Gomes, M. I., & Vandewalle, B. (March, 2014). Semi-Parametric Probability-Weighted Moments Estimation Revisited. *Methodology and Computing in Applied Probability Springer-Verlag*, 16(1), 1-29.
- Greenwood, J. A., Landwehr, J. M., Matalas, N. C., & Wallis, J. R. (1979). Definition and Relation to Parameters of Several Distribution Expressible In Inverse Form. *Water Resources Research*, 15(5), 1049-1054.
- Gubarevat, S. (December, 2011). Types of Probability Distributions in the Evaluation of Extreme Floods. *Water Resources Springer-Verlag*, 38(7), 962-971.

- Gurusamy, S., & Jayaraman, G. (December, 2012). Flood Inundation Simulation in River Basin Using a Shallow Water Model: Application to River Yamuna, Delhi region. *International Journal of Advances in Engineering Sciences and Applied Mathematics Springer-Verlag*, 4(4), 250-259.
- Jean, J. J., Kim, Y. O., & Kim, Y. (August, 2011). Expected probability Weighted Moment Estimator for Censored Flood Data. *Advances in Water Resources, Elsevier Sci. Ltd.*, 34(8), 933-945.
- Mani, P., Chatterjee, C., & Kumar, R. (January, 2014). Flood Hazard Assessment with Multiparameter Approach Derived from Coupled 1D and 2D Hydrodynamic Flow Model. *Natural Hazards Springer*, 70(2), 1553-1574.
- Patro, S., Chatterjee, C., Mohanty, S., Singh, R., & Raghuvanshi, N. S. (March, 2009). Flood Inundation Modeling Using Mike Flood and Remote Sensing Data. *Journal of the Indian Society of Remote Sensing Springer*, 37(1), 107-118.
- Stansby, P. (2003). A Mixing-Length Model for Shallow Turbulent Wakes. *Journal of Fluid Mechanics*, 495, 369-384. SCT-DGST (2013). *Cartas de isoyetas para el año 2013*. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Dirección Regional de Tabasco, México. Recuperado de <http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/isoyetas/>.
- UNESCO (1981). Background Papers and Supporting Data on the International Equation of State of Seawater 1980. *UNESCO Technical Papers in Marine Science*, 38, 192.
- Yin, J., Yu, D., Zhane, Y., Wang, J., & Xu, S. (March, 2013). Multiple Scenario Analyses of Huangpu River Flooding Using a 1D/2D Coupled Flood Inundation Model. *Natural Hazards Springer*, 66(2), 577-589.
- Zhang, X., Long, W., Xie, H., Zhu, J., & Wang, J. (February, 2007). Numerical Simulation of Flood Inundation Processes by 2D Shallow Water Equations. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China Springer*, 1(1), 107.
- Zhou, Z., Wang, X., Sun, R., Ao, X., Sun, X., & Song, M. (January, 2014). Study of the Comprehensive Risk Analysis of Dam-Break Flooding Based on the Numerical Simulation of Flood Routing. Part II: Model Application and Results. *Natural Hazards Springer*, 72(2), 675-700.

Dirección institucional de los autores

Dr. Israel E. Herrera-Díaz
Dr. José R. Gasca-Tirado

Universidad de Guanajuato
Depto. de Ingeniería Agroindustrial
Campus Celaya-Salvatierra, México
Av. Ing. Javier Barrios Sierra núm 201
Esq. Av. Baja California
38110 Ejido de Sta. María del Refugio, Celaya, Gto. MÉXICO
Teléfono: +52 (461) 5985 922, extensiones 1627 y 1628
eherrera@ugto.mx
jrgasca@ugto.mx

Dr. Clemente Rodríguez-Cuevas

Facultad de Ingeniería
Universidad Autónoma de San Luis Potosí
Av. Manuel Nava núm. 8, Zona Universitaria
78290 San Luis Potosí, San Luis Potosí, MÉXICO
Teléfono: +52 (444) 8262 330, extensión 2102
clemente.rodriguez@uaslp.mx

Dr. Carlos Couder-Castañeda

Instituto Politécnico Nacional
Centro de Desarrollo Aeroespacial
Belisario Domínguez núm. 22
06010 México, D.F., MÉXICO
Teléfono: +52 (55) 3436 3341
ccouder@ipn.mx



Haga clic aquí para escribir al autor

Caracterización de las sequías meteorológicas en la región central de la Argentina

• Leticia Vicario* • Carlos M. García • Ingrid Teich • Juan Carlos Bertoni •
• Andrés Ravelo • Andrés Rodríguez •
Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

*Autor de correspondencia

Resumen

Vicario, L., García, C. M., Teich, I., Bertoni, J. C., Ravelo, A., & Rodríguez, A. (enero-febrero, 2015). Caracterización de las sequías meteorológicas en la región central de la Argentina. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 153-165.

Los procesos de sequía de distintas intensidades afectan de manera recurrente varias regiones de la República Argentina. Dado el carácter agrícola-ganadero de la región central pampeana de ese país, el análisis y la evaluación de las sequías en dicha región adquiere gran relevancia en el plano económico y en el de la planificación estratégica, entre otros. Esta situación es aún más relevante si se menciona que en tal territorio se localizan algunas de las ciudades más importantes del país. En este trabajo se analiza la variabilidad espacial de las sequías-meteorológicas en la región de estudio mediante el índice estandarizado de precipitaciones (SPI) para subáreas y en el ámbito regional, teniendo en cuenta, además, la influencia del fenómeno climático ENSO. Para identificar subáreas de influencia de los fenómenos de déficit hidrometeorológico, se aplicaron criterios y técnicas estadísticas de análisis sobre la variable lluvia media anual (la cual se adopta a priori como representativa de los procesos que se estudian en este trabajo debido a su mayor disponibilidad espacial y temporal) de 15 localizaciones en la región de estudio. Se utilizaron series de datos pluviométricos mensuales de estaciones ubicadas en las provincias de Córdoba, Santa Fe y Entre Ríos, para el periodo 1980-2009. Se lograron identificar tres grupos de estaciones con comportamiento similar en lo que se refiere a los procesos pluviométricos y, en particular, aquellos relacionados con las sequías intensas, lo que permite identificar escalas espaciales o subáreas de influencia de los fenómenos de déficit hidrometeorológico.

Palabras clave: región central Argentina, sequías meteorológicas, análisis multivariado, SPI.

Abstract

Vicario, L., García, C. M., Teich, I., Bertoni, J. C., Ravelo, A., & Rodríguez, A. (January-February, 2015). Characterization of Meteorological Droughts in the Central Argentina. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 153-165.

Varying degrees of droughts repeatedly affect several regions in Argentina. Given the agricultural-livestock character of central Argentina, the analysis and assessment of droughts in that region is economically and strategically important. This situation is even more relevant since some of the largest cities in the country are located in this area. The present work analyzes the spatial variability of the meteorological droughts in the study area using the standardized precipitation index (SPI) for sub-areas and the region, while also taking into account the influence of ENSO. To identify the sub-areas affected by hydrometeorological deficits, annual mean rainfall was analyzed in 15 locations in the study area. Because of its widespread spatial and temporal availability, this variable was adopted a priori as representative of the processes studied by the present work. Criteria and statistical techniques were applied to this variable and monthly rain gauge series were used from stations in the provinces of Córdoba, Santa Fe and Entre Ríos for the period 1980-2009. Three groups of stations with similar pluviometric behavior were identified, particularly behaviors related to intense droughts, thereby identifying spatial scales or sub-areas of influence corresponding to the hydrometeorological deficit.

Keywords: Central region of Argentina, meteorological droughts, multivariate analysis, SPI.

Recibido: 08/03/13

Aceptado: 02/07/14

Introducción

La escasez de precipitaciones (valores observados menores a los esperados o medios) en un

área y en un periodo de tiempo determinado constituye un proceso hidrológico extremo denominado "sequía". Todos los lugares del planeta están sujetos a la eventual ocurrencia de

tales procesos, incluso las áreas típicamente lluviosas (Dracup, Lee, & Paulson, 1980). Estos fenómenos pueden ser detectados utilizando información de diversas variables. Al respecto, Wilhite y Glantz (1985) han definido cuatro categorías de sequías: a) meteorológicas: basadas en datos climáticos, es una expresión de la desviación de la precipitación respecto del valor promedio durante un periodo de tiempo determinado; b) agrícolas: cuando no hay suficiente humedad en el suelo para permitir el normal desarrollo de un determinado cultivo en cualquiera de sus fases de crecimiento; c) hidrológicas: es una deficiencia en el caudal o volumen de aguas superficiales o subterráneas (ríos, lagos, vertientes, etc.), y d) socioeconómicas: se produce cuando la disponibilidad de agua disminuye hasta el punto de producir daños (económicos o personales) a la población de una zona afectada por la escasez de lluvias.

Cuando se inicia un periodo de sequía, generalmente el sector agrícola es el primero en ser afectado debido a su alta dependencia de la cantidad de humedad en el suelo. No obstante, un periodo de sequía agrícola en una región es consecuencia de la ocurrencia previa de un periodo de sequía meteorológica y, a su vez, es posiblemente precedente a la ocurrencia de un periodo de sequía hidrológica, según la extensión en el tiempo, de una o más de sus características.

Las sequías se tratan de eventos inevitables, todavía poco predecibles (Kim, Valdés, & Aparicio, 2002) debido al comportamiento caótico de los procesos meteorológicos, por lo que para su caracterización se utilizan herramientas estadísticas. En particular, para caracterizar y describir estadísticamente las sequías, se tienen en cuenta sus principales variables, como la probabilidad de ocurrencia, duración e intensidad.

En ese ámbito, es necesario estudiar y analizar, para una mejor comprensión de los parámetros de la sequía, los umbrales específicos de estos procesos según la región hidroclimática (Mishra & Singh, 2010). El análisis de los periodos secos (con sequías) es requerido para realizar la planificación y el manejo de los recursos

hídricos en aquellas zonas donde gran parte de la actividad económica depende del aprovechamiento de esos recursos hídricos (Ortiz-Gómez, Barragán-Barrios, & Alvarado-Medellin, 2010). Dado el carácter agrícola-ganadero de la región central pampeana de la República Argentina y su relevancia en la economía territorial, es indispensable analizar las sequías en esa región, que provocan importantes pérdidas económicas en la agricultura y ganadería (Ravelo, 2009). En particular, los efectos de las sequías se ven reflejados en la provincia de Córdoba, donde las condiciones hídricas de los suelos del sur provincial y, por consecuencia, de los cultivos, han comenzado a deteriorarse rápidamente por la sequía (Ravelo, Planchuelo, Zanvettor, Barbeito, & Marraco, 2008).

El estudio de las sequías en áreas de llanura (como las que se incluyen en la zona de estudio) son limitados, debido en parte a las pocas estaciones pluviométricas disponibles y su escasa densidad espacial (Ovalles, Cortez, Rodríguez, Rey, & Cabrera-Bisbal, 2007). Vicario (2008) recomienda que para favorecer el desarrollo de estudios certeros sobre el tema de la sequía y debido a la escasez de registros hidrometeorológicos e hidrológicos en la zona de estudio, es necesario implementar una red hidrometeorológica que permita conformar una base de datos completa. Mientras la situación de escasez de información esté presente, se destaca la importancia de efectuar un análisis regional, como el que se desarrolla en este trabajo, de la información de estaciones de superficie disponible, para identificar zonas hidrometeorológicamente homogéneas y optimizar la información existente para minimizar las incertidumbres en los resultados.

Para el análisis de los resultados del análisis regional de sequías se debe tener en cuenta que si bien los procesos de sequías son caóticos y se analizan estadísticamente, existen procesos climáticos de diferentes escalas temporales que podrían afectar sus probabilidades de ocurrencia e intensidad. En la zona de estudio, la escasez de precipitaciones puede estar relacionada con el fenómeno climatológico denominado ENSO (El Niño-Southern Oscillation), el cual

es el resultado de un ciclo de calentamiento y enfriamiento de la superficie del océano en el Pacífico Central y Oriental. Para determinados periodos, esta región presenta un enfriamiento inusual para su ubicación cercana al Ecuador debido a los vientos del noreste, a la subida de agua fría en la costa de Perú y por una corriente oceánica fría que llega desde la costa de Chile. Cuando dicho enfriamiento es más intenso de lo normal se conoce como el fenómeno de La Niña, lo que provoca efectos climáticos extremos en distintas macro-regiones del planeta, como periodos de sequía en América del Sur y lluvias intensas asociadas con inundaciones en Australia oriental. Por el contrario, cuando el enfriamiento disminuye de forma notoria, se conoce como el fenómeno de El Niño, provocando efectos inversos a los mencionados previamente. Por esta razón, es de interés analizar la relación de los periodos de sequía en la región central de Argentina con la ocurrencia de los ciclos del fenómeno ENSO (La Niña y El Niño), lo que permitiría realizar un pronóstico inicial de la posible ocurrencia de periodos de sequía.

El objetivo general del presente trabajo es estudiar la variabilidad espacial de las precipitaciones y de las sequías en la región central de la República Argentina. En la región de estudio, la principal componente de precipitación es la lluvia, por lo tanto ambos términos se utilizarán en forma indiferente. Para cumplir con el objetivo general se desarrollaron los siguientes objetivos específicos: (1) identificar zonas hidrometeorológicamente homogéneas mediante un análisis regional; (2) caracterizar las sequías meteorológicas de las zonas identificadas; (3) analizar la relación de los periodos de sequía observados con el fenómeno climático ENSO.

Materiales y métodos

Información utilizada

Se utilizaron datos de lluvias mensuales registradas en el periodo 1980-2009, pertene-

cientes a estaciones hidrometeorológicas de superficie de la región pampeana central de la Argentina. Los datos fueron registrados por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN) de la República Argentina, y están disponibles en el Sistema Integrado de Información Agropecuaria (SIIA, sitio web: <http://www.sii.gov.ar/>). Se incluyeron aquellas estaciones con datos para el periodo de estudio y con un porcentaje máximo de datos faltantes de 5%. Los datos faltantes para cada mes se completaron con los valores promedios históricos de ese mes para la estación analizada, a fin de minimizar los efectos de esta discontinuidad sobre la media de la serie y sobre el posterior cálculo del índice de sequía. Así, se seleccionaron 15 estaciones pluviométricas (cuyas localizaciones se detallan en el cuadro 1), de las cuales siete se encuentran ubicadas en la provincia de Córdoba, Argentina (en las localidades de Córdoba, Laboulaye, Marcos Juárez, Pilar, Río Cuarto, Villa Dolores y Villa María de Río Seco); cinco en la provincia de Santa Fe (en las localidades de Ceres, El Trébol, Rosario, Sauce Viejo y Venado Tuerto), y tres en la provincia de Entre Ríos (en las localidades de Gualaguaychú, Paraná y Concordia). Dado que el periodo de estudio incluye 30 años, se trabajó en cada estación con una serie de 360 valores de lluvia, correspondientes a los 12 meses de los 30 años incluidos en el periodo de estudio.

Análisis regional: identificación de zonas hidrometeorológicamente homogéneas

Para definir subgrupos de estaciones pluviométricas que caractericen zonas homogéneas respecto a sus características hidrometeorológicas que permitan realizar un análisis regional de las sequías, se implementaron dos metodologías que fueron utilizadas de forma complementaria: a) basada en la similitud de las características físicas de las localizaciones donde están instaladas las estaciones (Pierrehumbert, 1977) y b) basada en la similitud del comportamiento de las series de datos de lluvia anual precipitada (mediante análisis esta-

Cuadro 1. Estaciones pluviométricas seleccionadas en la región central de la República Argentina.

Estación	Provincia	Latitud (°S)	Longitud (°O)	Altitud (msnm)
Córdoba (CBA)	Córdoba	31.19	64.10	474
Laboulaye (LAB)		34.08	63.20	137
Marcos Juárez (MJ)		32.42	62.10	114
Pilar (PI)		31.40	63.50	338
Río Cuarto (RC)		33.07	64.10	421
Villa Dolores (VDOL)		31.57	65.10	569
Villa María de Río Seco (VMRS)		29.54	63.40	341
Ceres (CE)	Santa Fe	29.53	61.60	88
El Trébol (TR)		32.30	61.40	96
Rosario (ROS)		32.55	60.50	25
Sauce Viejo (SV)		31.42	60.50	18
Venado Tuerto (VT)		33.40	61.60	112
Guaqueyaychú (GUAL)	Entre Ríos	33.00	58.40	21
Paraná (PAR)		31.47	60.30	78
Concordia (CON)		31.18	58.00	38

dísticos multivariados). Para la primera opción metodológica se identificaron grupos según el criterio definido por Pierrehumbert (1977), el cual establece que los datos de una estación pluviométrica se pueden suponer representativos de otros sitios si se cumplen las siguientes condiciones:

- El terreno es similar en un radio de 5 km de la localización de cada estación.
- Los sitios están ubicados en la misma vertiente hidrológica.
- La diferencia de nivel topográfico entre sitios es menor que 200 m.
- Los sitios se encuentran a una distancia no mayor a 150 km.
- La diferencia de lluvia media anual entre sitios es menor a 100 mm, si ésta es menor a 1 000 mm.
- La diferencia de lluvia media anual es menor que un 10% en zonas más húmedas.

Para implementar la segunda alternativa metodológica se construyeron series de lluvia media anual para cada estación y se realizó un análisis de componentes principales (ACP). Esta técnica permite explorar las relaciones

existentes entre las observaciones multidimensionales mediante ordenaciones de las mismas sobre planos que son óptimos para ordenar las observaciones y analizar interdependencias. En esencia, en el ACP se extraen sucesivos componentes desde una matriz de similitudes (o distancias) entre las observaciones calculadas a partir de múltiples variables. Esos componentes son usados como ejes para la representación gráfica de los objetos. En la ordenación, cada unidad de estudio se ubica sobre uno o más ejes, tal que su posición relativa refleja las similitudes y/o distancias entre ellos (Gabriel, 1971). En el presente trabajo, el ACP se realizó sobre una matriz de 15×30 , correspondiente a las 15 estaciones pluviométricas (observaciones) y a los 30 valores de lluvias anuales en el periodo de estudio (variables). La ordenación de las estaciones pluviométricas resultante del ACP se analizó mediante un gráfico de dispersión.

Además, para identificar grupos de estaciones, se realizó un análisis de conglomerados utilizando como variables los 30 valores de lluvias anuales durante el periodo de estudio. Esta técnica permite asociar las observaciones de un conjunto en un número

determinado de grupos, basada en el concepto de distancia o similitud entre las observaciones. En este trabajo se utilizó la distancia euclídea (d) debido a que es un método sencillo y recomendable para los casos en los que las variables estén medidas en las mismas unidades y sean homogéneas. Se utilizó el método de encadenamiento promedio (Sokal & Michener, 1958), ya que es uno de los métodos más simples y que ha presentado resultados eficaces en numerosos casos en los que se ha aplicado. Este método consiste en, dados dos conglomerados, promediar todas las distancias entre pares de objetos en los que cada uno de estos objetos pertenezca al otro conglomerado del de su par. Es posible representar los resultados con las distintas etapas de agrupamiento a través de un gráfico, denominado dendrograma. Ambos análisis se realizaron con el programa *Infostat* (Di Rienzo et al., 2011).

Análisis de sequías meteorológicas

Una vez identificadas las subáreas pluviométricamente homogéneas, para evaluar el comportamiento de las sequías observando la variabilidad interanual del proceso, se calculó el índice de precipitación estandarizado (SPI) (McKee, Doesken, & Kliest, 1993) de cada serie temporal y luego se promedió en el nivel de subárea. Se utilizó este índice, ya que el SPI es el índice actual que sintetiza de forma más apropiada las características de la sequía como fenómeno natural, partiendo del principio de que la precipitación pluvial (lluvia), como parte del ciclo hidrológico, define si existe

abundancia o déficit de agua en relación con las condiciones medias de la escala o periodo que se considere (Velasco & Aparicio, 2004). Este índice considera las probabilidades de ocurrencia de precipitación pluvial para un periodo dado y su cálculo consiste en ajustar una serie histórica de precipitación mensual con la función de distribución probabilística gamma, ya que es la función de distribución que mejor ajusta a la variable precipitación (Thom, 1966; Young, 1992). El índice SPI permite realizar la medición de la sequía en distintas escalas temporales, dependiendo del objetivo de estudio. En este caso, con el fin de observar y caracterizar el comportamiento plurianual de las sequías meteorológicas, a nivel mensual, a través de varias estaciones en una amplia región y en un periodo prolongado de tiempo (30 años), se considera pertinente utilizar la escala temporal de 12 meses para su estimación. Se considera sequía (situación de déficit) cuando el valor del índice es igual o menor a -1. McKee et al. (1993) definen los valores del SPI y las características de los periodos asociados con esos valores, los cuales se presentan en el cuadro 2.

Asimismo, con la finalidad de observar la variabilidad del índice de sequía SPI y representar de manera adecuada su tendencia, se calcularon los promedios móviles, con intervalos constantes de 12 periodos mensuales.

Para analizar la relación de los periodos de sequía observados con el fenómeno climatológico ENSO, previa evaluación gráfica, se utiliza el método estadístico denominado Coeficiente de Correlación entre los Valores

Cuadro 2. Valores adimensionales del índice estandarizado de precipitación y las características de los periodos asociados (SPI).

Índice	Categoría
> 2	Extremadamente húmedo
De 1.99 a 1.50	Muy húmedo
De 1.49 a 1.00	Moderadamente húmedo
De 0.99 a -0.99	Normal
De -1.00 a -1.49	Sequía moderada
De -1.50 a -1.99	Sequía severa
< -2.00	Sequía extrema

Mensuales del SPI Regional Promedio (calculado a partir de los respectivos índices SPI de todas las estaciones de la región de estudio) y los valores del Índice Histórico de Temperatura Oceánica, representativo de las distintas fases del fenómeno ENSO, dentro del periodo de tiempo del presente estudio. El coeficiente de correlación entre dos variables aleatorias X e Y es el cociente entre la covarianza de (X, Y) y el producto de las desviaciones típicas de cada una de las variables. De esta manera se mide la fuerza de la relación lineal entre dos series de datos, donde mientras mayor sea el valor absoluto de la correlación, más fuerte es la relación lineal entre las dos variables y viceversa. Los valores límite del coeficiente son los siguientes: 1, que indica una dependencia total entre las dos variables denominada relación directa; 0, no existe relación lineal; y -1 indica una dependencia total entre las dos variables, llamada relación inversa. A partir de estos umbrales se evalúan los valores intermedios de dicho coeficiente.

Resultados y discusión

Análisis regional: identificación de zonas hidrometeorológicamente homogéneas

Según el criterio de Pierrehumbert (1977), la estación de Villa Dolores no es agrupable a ninguna de las estaciones seleccionadas para este trabajo debido a que no cumple con la condición de la diferencia en nivel topográfico, ni con la condición de diferencia en la pluviometría anual. Esto es coherente, ya que dicha estación está emplazada en la zona serrana. De igual manera, se estima que la estación de Concordia no es representativa de ningún subgrupo, ya que presenta una diferencia notable en la variable de precipitación respecto de las estaciones consideradas. La evaluación del resto de las características físicas sugeridas por Pierrehumbert (1977) se realizó de manera complementaria al análisis estadístico multivariado de la variable de lluvia media anual, a fin de validar la coherencia en los agrupamientos

de estaciones realizados. La figura 1 muestra el ordenamiento de las estaciones pluviométricas de la región central de Argentina en el plano definido por las dos primeras componentes principales obtenidas del ACP realizado sobre los datos de lluvia anual entre 1980 y 2009. Los distintos colores corresponden a estaciones ubicadas en distintas provincias. Los dos primeros ejes obtenidos mediante el análisis de componentes principales explican un 75.1% de la variabilidad observada entre estaciones respecto a las medias pluviométricas anuales, siendo el primer eje (CP1) el más importante para visualizar variabilidad entre observaciones, ya que explica un 67% de la variabilidad total. Este eje está asociado con mayores valores de precipitaciones medias anuales, en particular de los años 2002 y 2009. Es decir, altos valores de CP1 indican mayores precipitaciones anuales durante el periodo de estudio, en particular en los años 2002 y 2009. En la figura 1 se observa que las estaciones de la provincia de Córdoba presentan lluvias medias anuales inferiores respecto de las estaciones de la provincia de Entre Ríos y en algunos casos se acercan al comportamiento de las estaciones de Santa Fe. En la figura 1 se observa además que las estaciones de Villa Dolores y Concordia están alejadas del resto de los casos del conjunto en relación con sus características pluviométricas, lo cual concuerda con los resultados obtenidos mediante el criterio de Pierrehumbert (1977). Por esta razón, ambas estaciones fueron descartadas en los análisis posteriores.

Dado el número de estaciones y según las características físicas y pluviométricas de las mismas, se definió que la cantidad óptima de zonas o subáreas homogéneas es tres. El análisis de conglomerados identificó los siguientes tres grupos: el grupo 1 está conformado por las estaciones de Sauce Viejo, Rosario, Paraná y Gualeguaychú; el grupo 2 por las estaciones de Villa María de Río Seco, Pilar y Córdoba, y por último, el grupo 3, conformado por las estaciones de Río Cuarto, Laboulaye, Venado Tuerto, Marco Juárez, el Trébol y Ceres. En la figura 2 se muestra el dendrograma obtenido

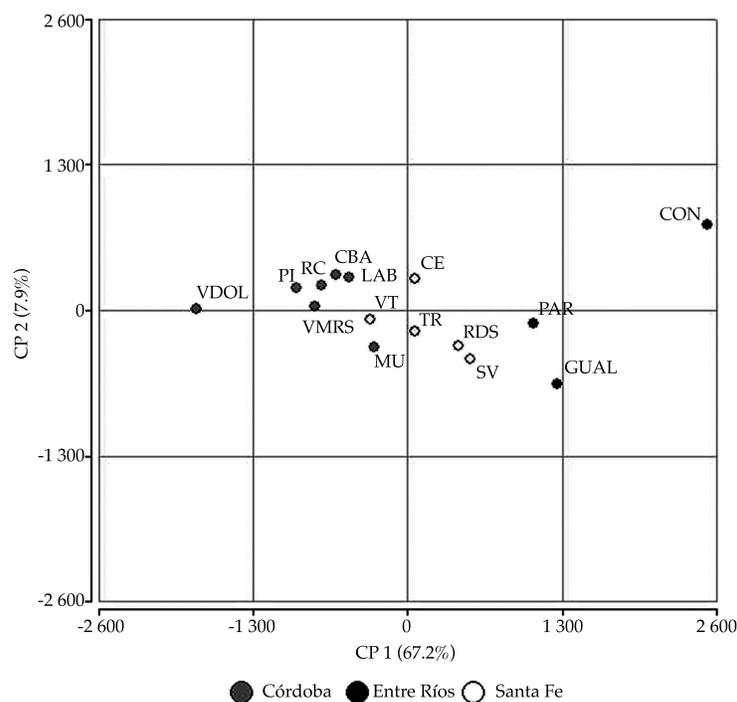


Figura 1. Ordenamiento de las estaciones pluviométricas de la región central de Argentina en el plano definido por las dos primeras componentes principales obtenidas del ACP realizado sobre los datos de lluvia anual entre 1980 y 2009. Los diferentes tonos de gris corresponden a estaciones ubicadas en distintas provincias.

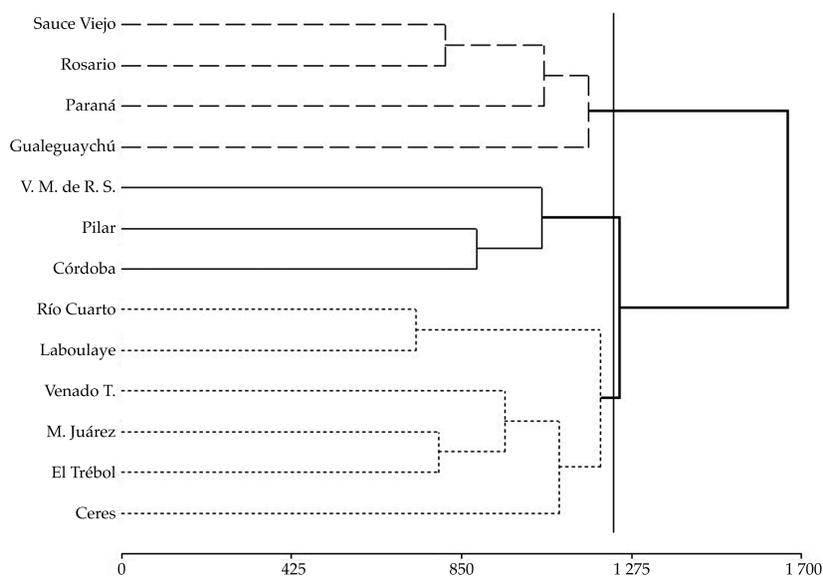


Figura 2. Dendrograma obtenido mediante el análisis de conglomerados (distancia euclídea y encadenamiento promedio) realizado sobre los datos de lluvia anual entre los años 1980 y 2009 de las 13 estaciones analizadas. La línea gris vertical indica la distancia a la cual se separan los tres grupos obtenidos. La línea discontinua (---) indica aquellas estaciones pluviométricas que conforman el grupo 1; el grupo 2 se señala mediante una línea sólida (—), y el grupo 3 mediante una línea punteada (...).

mediante el análisis de conglomerados, y en la figura 3 se ubica la región de estudio dentro de un mapa de la República Argentina y se identifican las estaciones que conforman cada una de las agrupaciones o subáreas.

Análisis de sequías meteorológicas

Una vez agrupadas las estaciones representativas en cada subárea, se analizaron las sequías meteorológicas de manera conjunta para cada uno de los tres grupos definidos. Se observa que las estaciones que conforman cada uno de los grupos detallados presentan similar comportamiento entre sí en cuanto a la ocurrencia de periodos secos.

En el caso del grupo 1 (Sauce Viejo, Rosario, Paraná y Gualeguaychú), todas presentaron periodos de sequía severas y/o extremas en los años 1989 y 2008-2009. Además se registraron dos eventos extremos de consideración para el caso de la estación de Rosario en el año 1983 y en la estación de Paraná en 1997. Dentro

del grupo 2 (Villa María de Río Seco, Pilar y Córdoba) se observaron periodos de sequía severas y/o extremas entre los años 1988-1990 y 2008-2009 para todos los casos, también en los años 1994 a 1996 y 2003-2004, con excepción de la estación de Córdoba, que presentó sequías moderadas a severas. En cuanto a las estaciones que conforman el grupo 3 (Río Cuarto, Laboulaye, Venado Tuerto, Marcos Juárez, El Trébol y Ceres), se observaron, como en el resto de la región de estudio, periodos con sequías severas y/o extremas alrededor de los años 1989 y 2008-2009 en todas las estaciones; desde 1996 hasta 2006 se registraron distintos eventos de sequías intensas en algunas de las estaciones que conforman el grupo. En la figura 4 se muestran los valores promedio del índice SPI de cada grupo de estaciones. Cabe destacar que en los tres grupos de estaciones pluviométricas dentro del área de estudio se observaron sequías severas o extremas alrededor de los años 1989, 1995/1997 y 2008, lo que indicaría un importante déficit

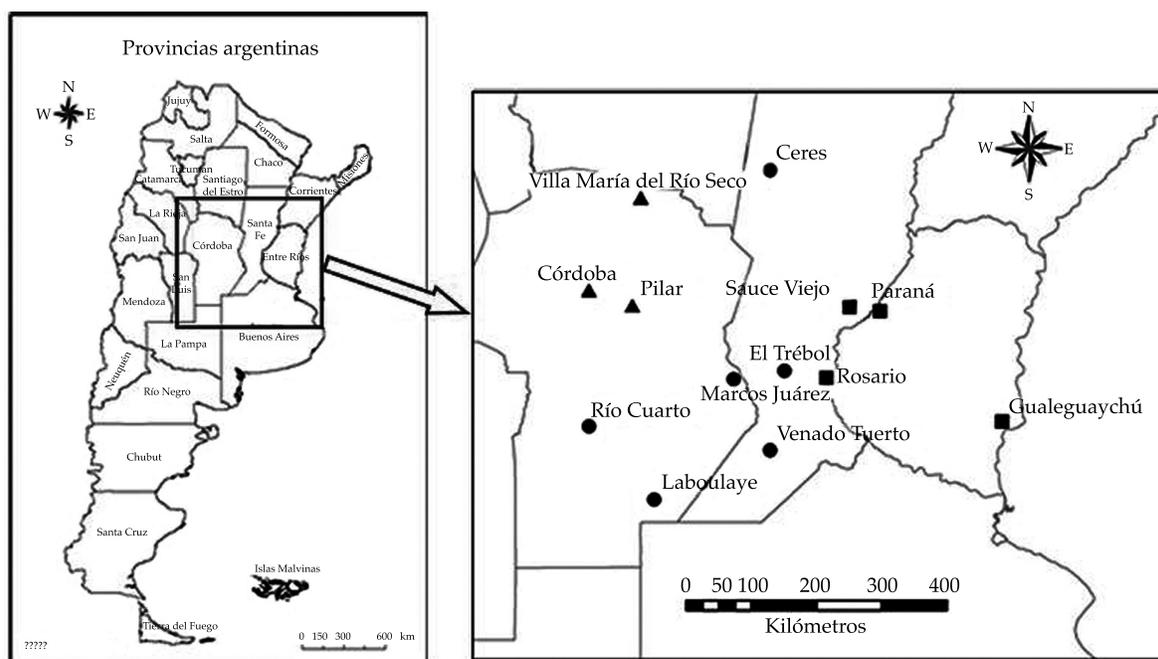


Figura 3. Ubicación de las provincias de la República Argentina que integran el área de estudio de oeste a este: Córdoba, Santa Fe y Entre Ríos; en su ampliación se indica la localización de las estaciones que conforman cada una de las agrupaciones: grupo 1: cuadrado; grupo 2: triángulo; grupo 3: círculo.

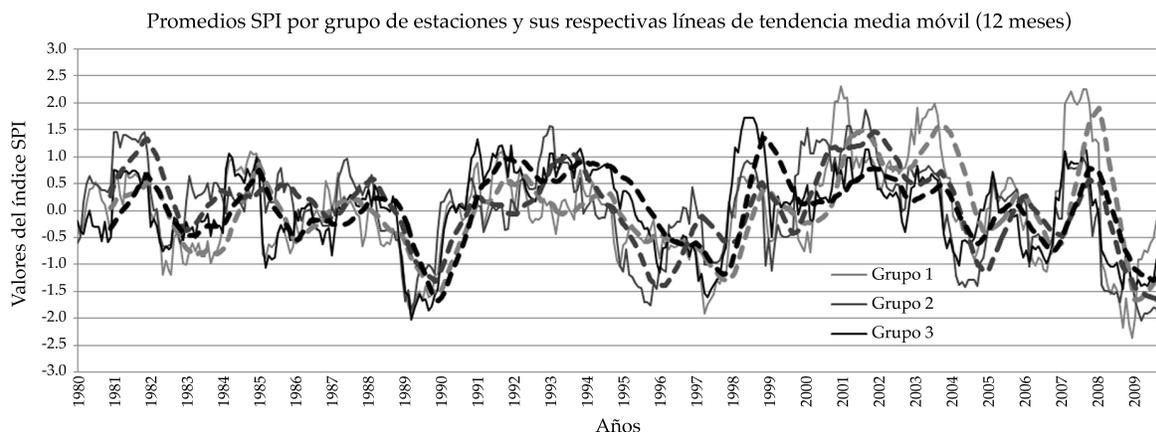


Figura 4. Gráfico de los valores promedio del índice SPI de cada uno de los grupos de estaciones y sus respectivas líneas de tendencia obtenidas a partir de la media móvil de 12 meses (líneas de puntos). Grupo 1: gris claro; grupo 2: gris, y grupo 3: negro.

hidrometeorológico (sequía) en la región en la segunda mitad de cada década.

Por otro lado, se observó, a través del análisis del Índice SPI promedio de cada grupo de estaciones, que en el ámbito regional y a partir del año 1998, aproximadamente, los ciclos húmedos son más importantes en cuanto a su intensidad. Para identificar con más claridad esta situación, se graficaron las líneas de tendencia obtenidas a partir de la media móvil de 12 meses de las series de datos de valores promedio del índice SPI de cada grupo de estaciones, también mostradas en la figura 4. Se observa que hasta el año 1997, aproximadamente, los grupo 1 y 3 se comportaban de manera similar. No obstante, a partir del año 1998 hasta el final de la serie, las tendencias de los tres grupos son compatibles entre sí en cuanto a la ocurrencia de ciclos húmedos, normales o secos; pero se

destaca que el grupo 1 presenta ciclos húmedos más intensos que el resto. A partir de este análisis de tendencias, se realiza el análisis estadístico descriptivo de los valores SPI promedios de cada grupo, en primera instancia de la serie completa y luego de la serie dividida en dos muestras: 1980-1997 y 1998-2009. Los resultados se presentan, respectivamente, en los cuadros 3 y 4.

Es posible observar que, en efecto, en el primer periodo analizado (1980-1997), el grupo 2 posee sus valores característicos por encima del resto de los valores de los grupos 1 y 3. Sin embargo, a partir del año 1998, el grupo 1 posee un valor de la media mayor y positiva respecto del primer periodo y del resto de los grupos, lo que indicaría ciclos húmedos más intensos o bien mayor cantidad de meses con registros de lluvia en las estaciones que lo conforman.

Cuadro 3. Estadística descriptiva de las series de valores promedio del índice estandarizado de precipitación SPI de cada grupo de estaciones (1980-2009)

Variable	<i>n</i>	Media	DE	Var (<i>n</i>)
Grupo 1	360	-0.02	0.90	0.80
Grupo 2	360	0.01	0.87	0.75
Grupo 3	360	-0.0004	0.77	0.59

Cuadro 4. Estadística descriptiva de las series de valores promedio del índice estandarizado de precipitación SPI de cada grupo de estaciones en los periodos 1980-1997 y 1998-2009.

Periodos	Variable	<i>n</i>	Media	DE	Var (<i>n</i>)
1980-1997	Grupo 1	204	-0.17	0.64	0.41
	Grupo 2	204	0.05	0.73	0.54
	Grupo 3	204	0.02	0.72	0.51
1998-2009	Grupo 1	156	0.17	1.12	1.24
	Grupo 2	156	-0.04	1.02	1.02
	Grupo 3	156	-0.03	0.83	0.68

Análisis de la relación entre sequías meteorológicas observadas y el fenómeno ENSO

La figura 5 muestra el Índice Histórico de Temperatura Oceánica (NOAA, 2012) para el periodo 1982-2012, el cual indica la ocurrencia de eventos El Niño (valores del índice mayor que cero) o La Niña (valores del índice menores a cero), si las diferencias de temperaturas (con respecto a su valor normal) son superiores o inferiores a cero, respectivamente. Del contraste de esta figura con la figura 4 es posible observar que dentro del periodo de estudio coinciden los años donde se suceden sequías intensas en los tres grupos de estaciones representativas del área de estudio, con la ocurrencia del fenómeno La Niña. Sin embargo, dentro del periodo que abarca el presente trabajo, ocurrieron otros periodos de La Niña, tales como en los años 1984-1986 y 1999-2001, entre otros eventos menores, que no tuvieron efectos notables en cuanto a la intensidad de las sequías. A partir de esto se aplica el Coeficiente de Correlación entre las Series Completas de los Valores Mensuales del SPI Regional Promedio y los valores del Índice Histórico de Temperatura Oceánica. En este caso se observa una falta de correlación total entre los índice analizados, ya que el valor del coeficiente es aproximado a cero. Mientras que, si sólo se correlacionan los periodos definidos por el Índice Histórico de Temperatura Oceánica, como La Niña, con los respectivos valores del SPI en el mismo periodo, el coeficiente asciende a 0.14. A pesar de esto, no se considera un valor aceptable para

definir algún tipo de relación directa entre la ocurrencia de los periodos La Niña del ENSO con la ocurrencia de sequías meteorológicas en la región. Esto denota que si bien en la región central de Argentina el fenómeno de La Niña es una causa fundamental de la escasez de lluvias, la identificación de los factores y la interacción de los mismos para la determinación de las características de los periodos de sequía es complejo. Al respecto, Cicero (2005) destaca que en la República Argentina, el fenómeno denominado ENSO afecta de manera diferenciada y sus efectos varían según la región. Tal es así, que en algunas zonas del centro del país y del litoral, los periodos de El Niño pueden provocar una disminución de las precipitaciones y, en otros casos, los ciclos de La Niña pueden generar lluvias por encima de lo normal. Por otra parte, Coronel y Sacchi (2006) observaron que en una localidad del sur santafesino, los eventos secos y húmedos pueden ocurrir tanto en situaciones de El Niño, La Niña o neutralidad, e infieren la necesidad de analizar en el ámbito local las relaciones existentes entre la precipitación y las anomalías atmosféricas de gran escala.

Conclusiones

En este trabajo se analiza la variabilidad espacial de las sequías meteorológicas en la región Central de Argentina (extensa región donde predominan los llanos). Se lograron identificar grupos de estaciones o localizaciones con comportamiento similar en cuanto a los procesos pluviométricos y, en particular, a

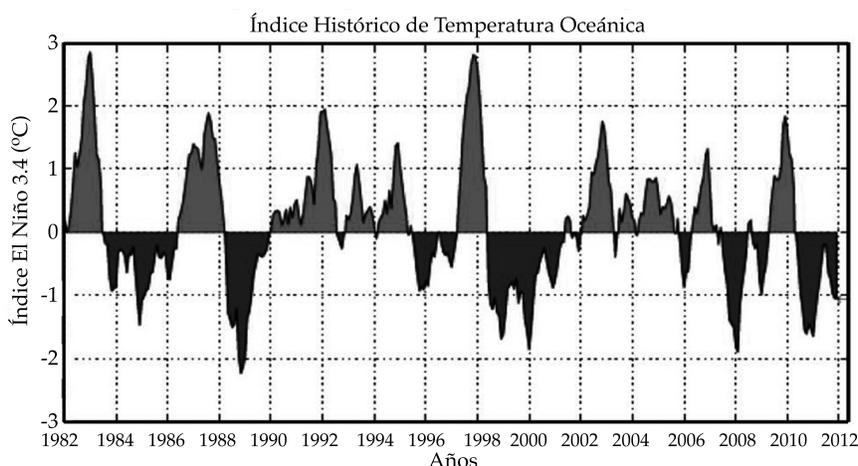


Figura 5. Índice Histórico de Temperatura Oceánica (1982-2009). Valores del índice menores y mayores a cero indican condiciones asociadas con la ocurrencia de La Niña y El Niño, respectivamente. Fuente: National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), Earth System Research Laboratory (ESRL, 2012).

aquellos relacionados con las sequías intensas, lo que permite identificar escalas espaciales o subáreas de influencia de los fenómenos de déficit hidrometeorológico.

Para agrupar las estaciones, se implementó un criterio de clasificación en el cual se complementa un análisis que tiene en cuenta las características físicas del lugar donde se localizan las estaciones pluviométricas y análisis estadísticos multivariados sobre la variable lluvia media anual en cada localización. En primera instancia se descartaron como representativas de la región de estudio las estaciones de Villa Dolores (provincia de Córdoba) y Concordia (Entre Ríos), ya que no tienen correspondencia con el resto de las estaciones de la región. Se conformaron finalmente tres subáreas homogéneas estadísticamente (grupos). Considerando su comportamiento pluviométrico y las estaciones representativas de cada una son las siguientes: grupo 1: estaciones de Sauce Viejo, Rosario, Paraná y Gualeguaychú; grupo 2: estaciones de Villa María de Río Seco, Pilar y Córdoba; grupo 3: estaciones de Río Cuarto, Laboulaye, Venado Tuerto, Marco Juárez, el Trébol y Ceres.

Tomando como referencia el índice SPI (12 meses), se corrobora que las estaciones pertenecientes a cada uno de los grupos

conformados poseen un comportamiento similar en cuanto a los periodos de sequía.

Específicamente, en los tres grupos se observaron periodos de sequía severas y/o extremas alrededor de los años 1989 y 2008-2009 en todas las estaciones, además de eventos puntuales de sequías intensas en algunas de ellas a fines de la década de 1990. Esto indicaría un posible déficit hidrometeorológico regional en la segunda mitad de cada década. Además, se observó que hacia el este del área de estudio y a partir de fines de la década de 1990, los periodos húmedos son más intensos.

A través del análisis de la evolución del Índice Histórico de Temperatura Oceánica, durante estos años con déficit ocurrieron periodos del fenómeno La Niña. Sin embargo, dentro del periodo de estudio sucedieron otros ciclos de La Niña que no tuvieron efectos notables en cuanto a las sequías en la región. Aplicando el Coeficiente de Correlación, se observa que no existe relación entre los valores mensuales del SPI promedio de la región de estudio y los valores del Índice Histórico de Temperatura Oceánica. Mientras que, si sólo se correlacionan los periodos La Niña con los respectivos valores del SPI, el coeficiente se incrementa levemente, pero no se considera un valor aceptable para

definir algún tipo de relación directa entre la ocurrencia de los periodos la Niña del ENSO con la ocurrencia de sequías meteorológicas en la región. Esto muestra que si bien en la región central de Argentina el fenómeno de La Niña podría ser una causa de la escasez de lluvias, la determinación de las características de los periodos de sequía es más compleja.

Referencias

- Cicero, A. R. (2005). *Evaluación agrometeorológica de indicadores de sequía en la provincia de Mendoza*. Tesis de Magíster en Ciencias Agropecuarias. Mención Agrometeorología. Córdoba, Argentina: Escuela para Graduados, Facultad de Ciencias Agropecuarias, Universidad Nacional de Córdoba.
- Coronel, A., & Sacchi, O. (2006). Climatología de eventos secos y húmedos en el sur santafesino. *Revista de Investigaciones de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad Nacional de Rosario*, 9, 15-24.
- Di Rienzo, J. A., Casanoves, F., Balzarini, M. G., Gonzalez, L., Tablada, M., & Robledo, C. W. (2011). *InfoStat versión 2011*. Córdoba, Argentina: Grupo InfoStat, FCA, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. Recuperado de <http://www.infostat.com.ar>
- Dracup, J. A., Lee, K. S., & Paulson, E. G. Jr. (1980). On the Definitions of Drought. *WRR*, 16(2), 297-302.
- ESRL-NOAA (2012). Earth System Research Laboratory, National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA). Recuperado de <http://www.esrl.noaa.gov/>.
- Gabriel, K. R. (1971). Biplot Display of Multivariate Matrices with Application to Principal Components Analysis. *Biometrika*, 58, 453-467.
- Kim, T., Valdés, J. B., & Aparicio, J. (September, 2002). Frequency and Spatial Characteristics of Droughts in the Conchos River Basin, México. *Water International*, 27(3), 420-430.
- McKee, T. B., Doesken, N. J., & Kliest, J. (1993). The Relationship of Drought Frequency and Duration to Time Scales (pp. 179-184). In *Proceedings of the 8th Conference of Applied Climatology*, 17-22 January, Anaheim, CA. American Meteorological Society, Boston.
- Mishra, A. K., & Singh, V. P. (2010). A Review of Drought Concepts. *Journal of Hydrology*, 391, 202-216.
- Ortiz-Gómez, R., Barragán-Barrios, M. C., & Alvarado-Medellín, P. (noviembre, 2010). *Evaluación de la sequía meteorológica a escala regional en la cuenca Lerma Chapala*. XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Punta del Este, Uruguay.
- Ovalles, F., Cortez, A., Rodríguez, M., Rey, J., & Cabrera-Bisbal, E. (2007). *Variación geográfica del impacto del cambio climático en el sector agrícola en Venezuela*. I Congreso Venezolano de Agrometeorología y V Reunión Latinoamericana de Agrometeorología. Maracay, Venezuela.
- Pierrehumbert, C. L. (1977). Rainfall Intensity-Frequency-Duration Estimation. Chapter 2. In *Australian Rainfall and Runoff*. Canberra, Australy: The Institution of Engineers.
- Ravelo, A. C. (2009). *Monitoreo y evaluación de las sequías en Argentina*. Seminario Internacional sobre Sequías y Gestión del Riesgo Climático. Chile: CAZALAC.
- Ravelo, A. C., Planchuelo, A., Zanvetor, R., Barbeito, A., & Marraco, G. (2008). Monitoreo, evaluación e impacto de la sequía en la provincia de Córdoba. *Boletín Agroclimático de la Provincia de Córdoba*. Periodo septiembre, 5 pp.
- Sokal, R. R., & Michener, C. D. (1958). A Statistical Methods for Evaluating Systematic Relationships. *University of Kansas Science Bulletin*, 38, 1409-1438.
- Thom, H. (1966). *Some Methods of Climatological Analysis* (53 pp.). WMO Technical Note Number 81. Geneva, Switzerland: Secretariat of the World Meteorological Organization.
- Velasco, I., & Aparicio, J. (julio-septiembre, 2004). Evaluación de índices de sequía en las cuencas de afluentes del río Bravo/Grande. *Ingeniería Hidráulica en México*, 19(3), 37-53.
- Vicario, L. (2008). *Evaluación de las sequías hidro-meteorológicas en la cuenca del dique San Roque, Córdoba*. Tesis de maestría. Córdoba, Argentina: FCEFYN, Universidad Nacional de Córdoba.
- Wilhite, D. A., & Glantz, M. H. (1985). Understanding the Drought Phenomenon: The Role of Definitions. *Water International*, 10, 111-120.
- Young, K. C. (1992). A Three-Way Model for Interpolating for Monthly Precipitation Values. *Monthly Weather Review*, 120, 2561-2569.

Dirección institucional de los autores

M.I. Leticia Vicario

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
Centro de Estudios y Tecnología del Agua
Universidad Nacional de Córdoba
Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria
Cba., Rep. Argentina
Teléfono y fax: +54 (0351) 4334 446
lvicariotm@gmail.com

Dr. Carlos M. García

Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (Conicet)
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
Universidad Nacional de Córdoba
Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria
Cba., República Argentina
Teléfono y fax: +54 (0351) 4334 446
cgarcia2mjc@gmail.com

Dra. Ingrid Teich

Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas
(Conicet)
Estadística y Biometría
Facultad de Ciencias Agropecuarias
Universidad Nacional de Córdoba
Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria
Cba., República Argentina
Teléfono y fax: +54 (0351) 4334 103
ingridteich@gmail.com

Dr. Juan Carlos Bertoni

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
Universidad Nacional de Córdoba
Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria
Cba., República Argentina
Teléfono y fax: +54 (0351) 5353 800
jcbertoni@gmail.com

Dr. Andrés Ravelo

Facultad de Ciencias Agropecuarias
Universidad Nacional de Córdoba
Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria
Cba., República Argentina
Teléfono y fax: +54 (0351) 4334 103
ravelo1@crean.agro.uncor.edu

Dr. Andrés Rodríguez

Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas
(Conicet)
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
Universidad Nacional de Córdoba
Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria
Cba., República Argentina
Teléfono y fax: +54 (0351) 4334 446
arodrig@efn.uncor.edu



Haga clic aquí para escribir al autor



Trabajos de conservación, Pátzcuaro, Michoacán, México.

Foto: Roberto Menéndez

Uso del agua en el norte de Sinaloa: ¿a cuál consumidor asignar el recurso?

• Jesús Torres-Sombra •
Universidad Autónoma de Sinaloa, México

• José Alberto García-Salazar* •
Colegio de Postgraduados, México
Autor de correspondencia

Resumen

Torres-Sombra, J., & García-Salazar, J. A. (enero-febrero, 2015). Uso del agua en el norte de Sinaloa: ¿a cuál consumidor asignar el recurso? *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 167-173.

El crecimiento de la población y de la actividad agrícola, pecuaria, industrial y comercial en el norte de Sinaloa ha generado un aumento en la demanda de agua. Para determinar la asignación de agua entre los consumidores se validó un modelo de equilibrio espacial e intertemporal para 2010, que considera funciones de demanda y una oferta fija. Los resultados indican que ante una situación de escasez, la demanda del agua debe disminuir en el sector con menor valor de uso, como la agricultura, y no sufrir cambios en sectores con alto valor, como el sector residencial. Una reducción de 10% en la disponibilidad del recurso captado en las presas bajaría el consumo en los Distritos de Riego 075 y 076 en 271 y 54 hm³, respectivamente, respecto a los valores observados en 2010, en tanto que en los sectores pecuario, residencial, industrial y comercial, el consumo no sufriría cambios significativos. Para disminuir el consumo de agua en los distritos se requiere un aumento en el precio de 82.7 y 70.0%, respectivamente.

Palabras clave: sectores agrícola, pecuario, residencial, comercial e industrial, precio del agua, modelo de equilibrio espacial e intertemporal.

Abstract

Torres-Sombra, J., & García-Salazar, J. A. (January-February, 2015). *Water Usage in Northern Sinaloa: Allocating the Resource to Consumers*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 167-173.

Population growth and an increase in agricultural, livestock, industrial and commercial activities in northern Sinaloa have increased the demand for water. To determine the allocation of water to consumers, a spatial and intertemporal equilibrium model was validated for 2010, which includes demand functions and fixed supply. The results indicate that when water is scarce demand should decrease in the sector with the lowest value-in-use, such as agriculture, and should not change in sectors with a high value, such as the residential sector. A 10% reduction in the availability of water stored in dams would decrease consumption in Irrigation Districts 075 and 076 by 271 and 54 hm³ with respect to values from 2010, respectively, while consumption would not change significantly for livestock, residential, industrial and commercial activities. To decrease water consumption in the districts, the price needs to increase 82.7 and 70.0%, respectively.

Keywords: Agriculture sector, livestock, residential, commercial and industrial, water price, spatial equilibrium and intertemporal model.

Recibido: 19/04/13
Aceptado: 07/08/14

Introducción

La ampliación de la frontera agrícola, la introducción de cultivos con altos requerimientos de agua, el aumento de la ganadería, el crecimiento demográfico, comercial e industrial, y los efectos del cambio climático, han agudizado la compe-

tencia por el uso del agua captada en las presas del norte de Sinaloa, región integrada por los municipios de Ahome, El Fuerte y Choix.

El volumen medio anual de agua extraído de las presas de la cuenca del río Fuerte enviada a los módulos de riego de los Distritos de Riego 075 y 076 (DR076 y DR076) es insuficiente en 61

hm³ para cubrir la demanda (Conagua-DR075, 2011; Conagua-DR076, 2011).

La agricultura del estado es importante para el país, ya que anualmente proporciona ocho millones de toneladas de alimentos, y parte de esa producción proviene del norte del estado, que cuenta con 37.2% de la superficie total de riego. En 2010, el PIB primario de Sinaloa representó 6.6% del nacional (INEGI, 2011c). El mayor consumidor de agua en la región es el sector agrícola y su demanda proviene de la siembra de 233 y 80 mil ha ubicadas en los DR075 y DR076 de los Valles del El Fuerte y El Carrizo. Durante 1990-2010, la demanda de agua en este sector representó 98.4% del total. En el sector pecuario, la mayor demanda se presenta en la ganadería bovina y porcina. En el periodo 1990-2010, el inventario bovino osciló entre 195 y 200 mil cabezas, y en 2010, la población de ganado porcino fue de 204 mil cabezas (INEGI-BIE, 2011).

El consumo de agua por la población, el uso en la preparación de alimentos, aseo personal, limpieza de espacios, ropa y utensilios caracterizan la demanda en el sector residencial. En el periodo 1990-2010, la demanda en este sector se ubicó en 41 hm³ anuales, representando 1.2% del total (JAPAMA, 2010; JAPAF, 2010; JAPACH, 2010; Conagua, 2011; INEGI, 2011a; INEGI, 2011b). La demanda de agua por la industria está concentrada en Ahome, donde se localiza 98% de las 1 655 industrias de la región, que se caracterizan por un bajo consumo. En 1990-2010, la demanda de agua en la industria representó 0.029% del total (Canacindra, 2011; JAPAMA, 2010; JAPAF, 2010; JAPACH, 2010). La demanda de agua del sector comercial proviene de labores de enfriamiento y limpieza en áreas de trabajo de 6 828 establecimientos. En el periodo 1990-2010, la demanda fue de 2.21 hm³, 0.107% del total (JAPAMA, 2010).

La demanda es abastecida con agua captada en las presas: 1) Josefa Ortiz de Domínguez-El Sabino, 2) Miguel Hidalgo y Costilla-El Mahone, y 3) Luis Donald Colosio-Huites. La competencia por agua origina la necesidad de buscar alternativas para hacer más eficiente

su asignación. El crecimiento del PIB y de la población aumentará la demanda de agua entre consumidores, y una disminución en la oferta agudizará el conflicto. La situación anterior genera la siguiente interrogante: ¿cómo se debe distribuir el agua entre los consumidores? Desde el punto de vista económico, la distribución del recurso dependerá del valor de uso; en aquellos sectores con un mayor valor de uso, el consumo de agua no disminuirá tanto como en aquellos cuyo valor de uso es menor.

Dinar y Mody (2004), García, Guzmán y Fortis (2006), Guzmán *et al.* (2006), y García y Mora (2008) señalan que el precio puede ser una herramienta para alcanzar mayor eficiencia en el uso del agua. Existe evidencia de una relación negativa entre el precio y la cantidad demandada de agua; Arbués y Villanúa (2006), Guzmán *et al.* (2006) y Torres-Sombra (2012) estimaron elasticidades precio de la demanda de agua negativas en sectores consumidores de Zaragoza, España, la Comarca Lagunera y el norte de Sinaloa, México; por lo tanto, un menor consumo de agua se puede lograr aumentando el precio.

El objetivo fue analizar la distribución del agua entre los consumidores ante condiciones de escasez y determinar el aumento en el precio que permita reducir el consumo del recurso. Ante contracciones en la oferta de agua, la demanda va a disminuir más en aquellos sectores con un menor valor de uso, como la agricultura, y menos en aquellos sectores con un mayor valor de uso, como el sector residencial.

Materiales y métodos

Se usó un modelo equilibrio espacial e intertemporal, que considera el consumo de agua en la agricultura (DR075 y DR076), ganadería, industria, comercio y sector residencial del norte de Sinaloa. Asumiendo t periodos de tiempo ($t = 1, 2, 3, \dots, T = 12$); s presas ($s = 1, 2, \dots, S = 3$); m módulos de riego en el DR075 ($m = 1, 2, 3, \dots, M = 13$); n módulos de riego en el DR076 ($n = 1, 2, 3, \dots, N = 9$); g regiones pecuarias ($g = 1, 2, \dots, G$

= 3); r regiones residenciales ($r = 1, 2 \dots R = 3$); c regiones comerciales ($c = 1, 2 \dots C = 3$), y f regiones industriales ($f = 1 \dots F = 2$), el modelo es:

$$\begin{aligned} \text{Máx VSN} = & \sum_{t=1}^T \sum_{m=1}^M \left[\theta_{mt} y_{mt} + \frac{1}{2} \omega_{mt} y_{mt}^2 \right] \\ & + \sum_{t=1}^T \sum_{n=1}^N \left[\theta_{nt} y_{nt} + \frac{1}{2} \omega_{nt} y_{nt}^2 \right] + \sum_{t=1}^T \sum_{g=1}^G \left[\theta_{gt} y_{gt} + \frac{1}{2} \omega_{gt} y_{gt}^2 \right] \\ & + \sum_{t=1}^T \sum_{r=1}^R \left[\theta_{rt} y_{rt} + \frac{1}{2} \omega_{rt} y_{rt}^2 \right] + \sum_{t=1}^T \sum_{c=1}^C \left[\theta_{ct} y_{ct} + \frac{1}{2} \omega_{ct} y_{ct}^2 \right] \\ & + \sum_{t=1}^T \sum_{f=1}^F \left[\theta_{ft} y_{ft} + \frac{1}{2} \omega_{ft} y_{ft}^2 \right] - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S [p_{st} x_{st}] \\ & - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S \sum_{m=1}^M [p_{smt} x_{smt}] - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S \sum_{n=1}^N [p_{snt} x_{snt}] \\ & - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S \sum_{g=1}^G [p_{sgt} x_{sgt}] - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S \sum_{r=1}^R [p_{srt} x_{srt}] \\ & - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S \sum_{c=1}^C [p_{sct} x_{sct}] - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S \sum_{f=1}^F [p_{sft} x_{sft}] \\ & - \sum_{t=1}^T \sum_{s=1}^S [ca_{st,t+1} x_{st,t+1}] \end{aligned} \quad (1)$$

sujeto a:

$$\begin{aligned} x_{st} + x_{st-1,t} - x_{st,t+1} \geq & \left[\sum_{m=1}^M x_{smt} + \sum_{n=1}^N x_{snt} \right] \\ & + \left[\sum_{g=1}^G x_{sgt} + \sum_{r=1}^R x_{srt} + \sum_{c=1}^C x_{sct} + \sum_{f=1}^F x_{sft} \right] \end{aligned} \quad (2)$$

$$\sum_{s=1}^S x_{smt} \geq (1 + \alpha + \beta + \gamma) y_{mt} \quad (3)$$

$$\sum_{s=1}^S x_{snt} \geq (1 + \alpha + \beta + \gamma) y_{nt} \quad (4)$$

$$\sum_{s=1}^S x_{sgt} \geq (1 + \beta + \gamma) y_{gt} \quad (5)$$

$$\sum_{s=1}^S x_{srt} \geq (1 + \beta + \gamma) y_{rt} \quad (6)$$

$$\sum_{s=1}^S x_{sct} \geq (1 + \beta + \gamma) y_{ct} \quad (7)$$

$$\sum_{s=1}^S x_{sft} \geq (1 + \beta + \gamma) y_{ft} \quad (8)$$

$$\sum_{s=1}^S x_{st,t+1} \geq VCH_t \quad (9)$$

$$x_{1mt} = 0 \quad (10)$$

$$x_{2nt} = 0 \quad (11)$$

$$x_{13t} = 0 \quad (12)$$

$$y_{mt}, y_{nt}, \dots, x_{sft} \geq 0 \quad (13)$$

donde para el mes t , θ_{mt} , θ_{nt} , θ_{gt} , θ_{rt} , θ_{ct} y θ_{ft} es la ordenada de la función de demanda de agua en m, n, g, r, c y f ; y_{mt} , y_{nt} , y_{gt} , y_{rt} , y_{ct} y y_{ft} es la cantidad consumida de agua en m, n, g, r, c y f ; ω_{mt} , ω_{nt} , ω_{gt} , ω_{rt} , ω_{ct} y ω_{ft} es la pendiente de la función de demanda en m, n, g, r, c y f ; p_{st} es el precio de agua a la salida de s ; x_{smt} , x_{snt} , x_{sgt} , x_{srt} , x_{sct} y x_{sft} es el volumen de agua enviado de s a m, n, g, r, c y f ; p_{smt} , p_{snt} , p_{sgt} , p_{srt} , p_{sct} , p_{sft} es el costo de conducción desde s a los puntos de consumo m, n, g, r, c y f ; $p_{st,t+1}$ es costo de almacenamiento en s de t a $t + 1$; $x_{st,t+1}$ es el volumen almacenado de agua en s de t a $t + 1$; α es el índice de ineficiencia por uso en parcela; β es el índice por ineficiencia en la conducción; γ es el índice de ineficiencia por evaporación; VCH es el volumen requerido en conservación en presas para cubrir el consumo humano en dos años consecutivos; $s = 1 =$ presa Josefa Ortiz de Domínguez; $s = 2 =$ presa Miguel Hidalgo y Costilla; $s = 3 =$ presa Luis Donaldo Colosio; $r = 1 =$ Ahome; $r = 2 =$ El Fuerte; $r = 3 =$ Choix.

La función objetivo del modelo (ecuación (1)) maximiza el Valor Social Neto (VSN), que es igual al área bajo la curva de demanda

menos los costos de agua a la salida de la presa, los costos de conducción y los costos de almacenamiento en presas. La función objetivo está sujeta a 12 restricciones. La restricción 2 indica cómo se distribuye el agua de cada presa a los consumidores. Las restricciones 3 a 8 indican cómo se abastece el consumo de agua en los seis sectores consumidoras. La restricción 9 indica que la cantidad de agua almacenada (en las tres presas) de t a $t + 1$ debe ser igual o mayor al volumen requerido en conservación en presas, para cubrir el consumo humano durante dos años consecutivos. Se considera este periodo en atención a la norma que rige a la Conagua, la cual sugiere la conservación en presas de un volumen de agua capaz de cubrir las necesidades de ingesta humana por lo menos dos años consecutivos (Conagua-DR075, 2011; Conagua-DR076, 2011). Las restricciones 10 y 11 indican que no se puede enviar agua de las presas Josefa Ortiz y Miguel Hidalgo a los módulos de los DR075 y DR076. La restricción 12 indica que no se puede enviar agua de la presa Josefa Ortiz de Domínguez al sector residencial de Choix. La restricción 13 indica las condiciones de no negatividad.

Basados en Francois y Reinert (1997), la calibración del modelo consistió en calcular parámetros, interceptos y pendientes de las funciones de demanda de agua, de tal forma que el modelo replique el valor observado en el año base de las variables cantidad demandada y precio del agua. Con base en Kawaguchi, Suzuki y Kaiser (1997), los interceptos y las pendientes de las funciones de demanda se obtuvieron en cada sector usando la cantidad consumida y precio del agua observados en 2010, así como las elasticidades precio de la demanda de agua estimadas por Torres-Sombra (2012) para el norte de Sinaloa. La validación del modelo se realizó calculando la diferencia en porcentaje entre los valores observados de la cantidad demandada y el precio del agua en 2010 (usados para calcular los interceptos y las pendientes de las funciones de demanda), con los valores de estas mismas variables estimados con el modelo base. Para analizar la

distribución bajo escasez de agua se consideró una reducción de 10 y 20% en la oferta.

El consumo mensual de agua en cada módulo se obtuvo de los reportes de avance de programas de riego enviados a cada distrito. El precio de agua en cada módulo se obtuvo dividiendo los costos totales de operación del DR entre el volumen de agua entregado en el punto de control. La información sobre precio del agua, consumo mensual por módulo, volumen almacenado, costo de conservación, longitud de canales e índices de eficiencia se obtuvieron de Conagua-DR075 (2011) y Conagua-DR076 (2011).

Basados en Guzmán *et al.* (2006), el consumo de agua en el sector pecuario se obtuvo multiplicando el número de cabezas de ganado por el consumo per cápita medio anual. Como precio fue usado el valor medio de las cuotas aplicadas por las asociaciones ganaderas al transporte de agua a los abrevaderos durante la etapa de siembra. Los datos para calcular las funciones de demanda en los sectores residencial, comercial e industrial se obtuvieron de los reportes de operación y estados financieros de los organismos operadores (JAPAMA, 2010; JAPAF, 2010; JAPACH, 2010). El consumo mensual en cada sector se obtuvo dividiendo el ingreso por concepto de venta mensual de agua entre la cuota oficial aprobada por el congreso de Sinaloa y publicada en el *Diario Oficial del Estado* (Gobierno del Estado de Sinaloa, 2011).

Los costos de distribución se calcularon con la diferencia entre precio que pagan los consumidores finales y los costos de extracción. Se consideró que dicha diferencia refleja todos los costos que involucran el abastecimiento. Para todos los sectores, los precios se diferencian espacialmente, siendo menores los más cercanos a la presa y mayores los de los puntos más alejados; la información provino de JAPAMA (2010), JAPAF (2010), JAPACH (2010), Conagua-DR075 (2011) y Conagua-DR076 (2011).

El costo mensual de almacenamiento se determinó dividiendo entre 12 el costo de conservación en el que incurren los DR075 y DR076.

Los datos se obtuvieron de los presupuestos anuales de los distritos de riego y de las tarifas anuales para el agua para riego en cada módulo.

La solución del modelo se obtuvo usando el procedimiento MINOS, escrito en lenguaje de programación GAMS (*General Algebraic Modeling System*).

Resultados y discusión

En el cuadro 1 se presentan los valores observados y estimados de la cantidad demandada y el precio del agua. Los valores estimados son muy cercanos a los observados, con una diferencia de -0.5% en el precio de agua en el DR075, lo cual indica una subestimación; en el resto, la diferencia es cero. La diferencia entre el consumo observado y estimado es mayor; el modelo subestima el consumo en el DR076 en -2.2%; en cambio, sobrestima esta variable en el resto de los sectores. En el sector agrícola (DR075), la diferencia es de +0.1%; en el sector pecuario de +2.1%; en el sector residencial de +6.9%; en la industria de +7.7%, y en el sector comercial de +0.8% (cuadro 1). Considerando que el modelo replica de manera satisfactoria el consumo y el precio del agua, éste fue usado para realizar escenarios.

Ante una disminución de 10% en la oferta, la demanda de agua bajaría en 324 hm³, y la mayor disminución se presentaría en los DR075

y DR076 en 10.5 y 8.7%, respectivamente. La contracción en el sector residencial sería de -0.2%, y en el resto de los sectores no habría cambios. Con una reducción de 20% en la disponibilidad, la demanda de agua se reduciría en 21.0 y 17.5% en los DR075 y DR076, respectivamente. Los resultados indican que el consumo de agua disminuye más en los sectores con el menor valor de uso como la agricultura, y menos en aquellos sectores con mayor valor de uso, como el sector residencial. La disminución es posible haciendo un uso más eficiente en el agua; por ejemplo, a través de un cambio tecnológico que disminuya la lámina de riego.

Con base en datos de Conagua-DR075 (2011) y Conagua-DR076 (2011), la mayor pérdida de agua ocurre en el sector agrícola, en el que se observa una ineficiencia en el uso medio anual de 30%, en un patrón de cultivos compuesto principalmente por maíz blanco, sorgo, frijol, trigo y tomate. Estos cultivos ocuparon 87% de la superficie total en 2010, con predominio del maíz blanco. Los esfuerzos para disminuir la ineficiencia se han centrado en inversión de tecnología para riego y políticas de siembra.

Para disminuir la demanda en el sector agrícola se requiere un aumento en el precio del agua de 82.7% en el DR075, y de 70.0% en el DR076. Dado que el volumen de agua extraída con destino a los sectores pecuario, residencial, industrial y comercial es casi constante, el

Cuadro 1. Validación del modelo de agua en el norte de Sinaloa, 2010.

Sector	Consumo			%	Precio			%
	Observado	Estimado	Diferencia		Observado	Estimado	Diferencia	
	hm ³				\$/m ³			
DR 075	2 577 148	2 580 850	3 702	0.1	0.111	0.110	0.00	-0.5
DR 076	629 696	616 303	-13 393	-2.2	0.130	0.130	0.00	0.0
Pecuario	5 514	5 631	117	2.1	12.000	12.005	0.01	0.0
Residencial	36 995	39 738	2 743	6.9	3.607	3.608	0.00	0.0
Industrial	619	671	52	7.7	15.86	15.860	0.00	0.0
Comercial	2 422	2 440	19	0.8	12.000	12.000	0.00	0.0
Total	3 252 395	3 245 634	-6 761	-0.2				

efecto de la reducción en las extracciones sobre las tarifas es casi nulo. Una reducción de 20% en las extracciones de agua dirigidas al sector agrícola requeriría un aumento en el precio en 165.5 y 139.2 pesos por m³ en los DR075 y DR076 (cuadro 2).

El aumento del precio a 0.201 y 0.221 pesos por m³ de agua con destino a los DR075 y DR076 cubriría los costos de operación de los organismos que administran el recurso y tendría efecto sobre la eficiencia en su uso. Por el bajo nivel del precio del agua que existe actualmente, un aumento no tendría efecto significativo sobre el costo de producción de maíz. Una política de ahorro de agua necesita sistemas eficientes de conducción y medición de volúmenes consumidos en parcelas, algo que no existe. Es recomendable el aumento en el precio del agua para apoyar la inversión en tecnología, ya que el uso de ésta puede llevar a un ahorro del recurso entre 10 y 50% (He, Wallace, & Doukkali, 2005), aunque el aumento del precio como control de la demanda debe

considerar incrementos que no afecten la rentabilidad de los cultivos.

Conclusiones

Una contracción en la demanda de agua en la región norte de Sinaloa requiere que la demanda disminuya en los sectores donde el valor de uso del recurso es menor, como en la agricultura. Una disminución en el consumo de agua podría lograrse bajando la demanda en el sector agrícola, por ser el sector que más consume y por ser sensible a cambios en el precio. Aumentos en el precio del agua podría ser un estímulo para que el productor realice un uso más eficiente del recurso; por lo tanto, se recomienda la eliminación de cualquier distorsión en las cuotas cobradas por el uso del agua. Un uso más eficiente del recurso permitiría ampliar la frontera agrícola, ya que la disminución en los requerimientos por unidad de superficie haría posible sembrar más hectáreas con la misma cantidad de agua.

Cuadro 2. Asignación del agua entre consumidores y aumentos en el precio ante escasez del recurso.

Sector	Consumo			%	Precio			%
	Modelo base	Escenario	Diferencia		Modelo base	Escenario	Diferencia	
	hm ³				\$/m ³			
La disponibilidad disminuye en 10%								
DR 075	2 580 850	2 310 215	-270 635	-10.5	0.110	0.201	0.091	82.7
DR 076	616 303	562 464	-53 839	-8.7	0.130	0.221	0.091	70.0
Pecuario	5 631	5 629	-3	0.0	12.005	12.095	0.090	0.6
Residencial	39 738	39 651	-87	-0.2	3.608	3.696	0.088	2.4
Industrial	671	671.1	0	0.0	15.860	15.951	0.091	0.8
Comercial	2 440.37	2 440	-0.099	0.0	12.000	12.091	0.091	0.8
Total	3 245 634	2 921 070	-324 563	-10.0				
La disponibilidad disminuye en 20%								
DR 075	2 580 850	2 039 581	-541 269	-21.0	0.110	0.292	0.182	165.5
DR 076	616 303	508 625	-107 678	-17.5	0.130	0.311	0.181	139.2
Pecuario	5 631	5 626	-6	-0.1	12.005	12.186	0.181	1.5
Residencial	39 738	39 564	-173	-0.4	3.608	3.789	0.181	5.0
Industrial	671	671	-1	-0.1	15.860	16.041	0.181	1.1
Comercial	2 440	2 440	-0.199	-0.008	12.000	12.181	0.181	1.5
Total	3 245 634	2 596 507	-649 127	-20.0				

Referencias

- Arbués, F., & Villanúa I. (December, 2006). Potential for Pricing Policies in Water Resource Management: Estimation of Urban Residential Water Demand in Zaragoza, Spain. *Urban Studies*, 43(1), 2421-2442.
- Canacintra (2011). *Número de industrias instaladas en el municipio de Ahome, Sinaloa*. Los Mochis, México: Gerencia Regional de Canacintra.
- Conagua (2011). *Consumo anual de agua por sector y municipios de Sinaloa durante el periodo 1990-2010*. Culiacán, México: Organismo de Cuenca Pacífico Norte.
- Conagua-DR075 (2011). *Estadísticas de riego y agrícolas*. Los Mochis, México: Gerencias de Operación, Conservación y Estadística del Distrito de Riego 075, Cuencas Pacífico Norte.
- Conagua-DR076 (2011). *Estadísticas de riego y agrícolas*. Villa Gustavo Ordaz, Sinaloa, Gerencia de Operación, Conservación y Estadística del Distrito de Riego 076, Cuencas Pacífico Norte.
- Dinar, A., & Mody, J. (2004). Irrigation Water Management Policies: Allocation and Pricing Principles and Implementation Experience. *Natural Resources Forum* 28. Agadir, Marruecos: United Nations.
- Francois, J. F., & Reinert, K. A. (1997). *Applied Methods for Trade Policy Analysis* (560 pp.). Cambridge: Cambridge University Press.
- García, J. A., & Mora, J. S. (mayo-agosto, 2008). Tarifas y consumo de agua en el sector residencial de la Comarca Lagunera, México. *Región y Sociedad*, 20(42), 119-132.
- García, J. A., Guzmán, E., & Fortis, M. (marzo-abril, 2006). Demanda y distribución del agua en la Comarca Lagunera, México. *Agrociencia*, 40(2), 269-276.
- Gobierno del Estado de Sinaloa (varias fechas, 2011). Publicaciones de tarifas para consumo de agua por parte de las juntas de agua potable y alcantarillado municipales para el periodo 1990-2010. *Diario Oficial del Estado de Sinaloa*.
- Guzmán, E., García, J. A., Mora, J. S. Fortis, M., Valdivia, R., & Portillo, M. (noviembre-diciembre, 2006). La demanda de agua en la Comarca Lagunera, México. *Agrociencia*, 40(2), 793-803.
- He, L., Wallace, T., Doukkali, R., & Siam, G. (July, 2005). *Strategic Policy Option to Improve Irrigation Water Allocation Efficiency: Analysis on Egypt and Morocco* (pp. 24-27). American Agricultural Economics Association Annual Meeting, Providence, Rhode Island.
- INEGI (2011a). *Censo General de Población y Vivienda 2010* [en línea]. Aguascalientes, México. Citado el 4 febrero. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/Proyectos/ccpv>.
- INEGI (2011b). *Conteo de Población y Vivienda 2005* [en línea]. Aguascalientes, México. Citado el 4 de febrero. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/Proyectos/ccpv>.
- INEGI (2011c). *Valores del PIB nacional y entidad federativa* [en línea]. Aguascalientes, México. Citado el 4 de febrero. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/Proyectos/ccpv>.
- INEGI-BIE (2011). *Número de cabezas de ganado en el norte de Sinaloa, número de personas empleadas y económicamente activas, nivel de empleo en Sinaloa, producto interno bruto nacional y estatal en el periodo 1990-2010* [en línea]. Aguascalientes, México. Citado el 3 de febrero. Recuperado de <http://dgcnesyp.inegi.org.mx/cgi-win/bdieinti.exe/SER208477>
- JAPACH (2010). *Estados financieros y reportes de operación*. Choix, México: Gerencia de Operación, Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Choix.
- JAPAF (2010). *Estados financieros y reportes de operación*. El Fuerte, México: Gerencia de Operación, Junta de Agua Potable y Alcantarillado de El Fuerte.
- JAPAMA (2010). *Estados financieros y reportes de operación*. Los Mochis, México: Gerencia de Informática, Contabilidad y Operación, Junta de Agua Potable y Alcantarillado del Municipio de Ahome.
- Kawaguchi, T., Suzuki, N., & Kaiser, H. M. (August, 1997). A Spatial Equilibrium Model for Imperfectly Competitive Milk Markets. *American Journal of Agricultural Economics*, 79(3), 851-859.
- Torres-Sombra, J. (2012). *Demanda y distribución de agua en el norte de Sinaloa* (139 pp.). Tesis doctoral. Posgrado en Socioeconomía, Estadística e Informática-Economía. Montecillo, México: Colegio de Postgraduados.

Dirección institucional de los autores

Dr. Jesús Torres-Sombra

Universidad Autónoma de Sinaloa
Calle Universidad s/n, Ciudad Universitaria
82017 Mazatlán, Sinaloa, MÉXICO
Teléfono: +52 (669) 9812 100, extensión 113
jesussombra@uas.edu.mx

Dr. José Alberto García-Salazar

Colegio de Postgraduados
Km 36.5 Carretera México-Texcoco
56230. Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9520 200, extensión 1836
jsalazar@colpos.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Río Santa María, San Luis Potosí, México.

Foto: David Vinicio Carrera Villacrés.

Aplicación del modelo de datos *ArcHydro* en el cálculo de disponibilidad de agua superficial

• María de los Ángeles Suárez-Medina* •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

*Autor de correspondencia

• Carlos Patiño-Gómez •
Universidad de Las Américas, Puebla, México

• Jaime Velázquez-Álvarez • Jaime Rivera-Benites • Ernesto Aguilar-Garduño •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

• Guillermo Bautista •
Comisión Nacional del Agua, México

• Citlalli Astudillo-Enríquez •
Instituto Tecnológico de Zacatepec, México

Resumen

Suárez-Medina, M. A., Patiño-Gómez, C., Velázquez-Álvarez, J., Rivera-Benites, J., Aguilar-Garduño, E., Bautista, G., & Astudillo-Enríquez, C. (enero-febrero, 2015). Aplicación del modelo de datos *ArcHydro* en el cálculo de disponibilidad de agua superficial. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 175-181.

Actualmente, el concepto de base de datos geográfica está siendo utilizado para integrar datos espaciales y series de tiempo de los recursos hídricos de una región. Los sistemas de información geográfica (SIG) basados en este concepto permiten no sólo integrar ambos tipos de información en una base de datos sino que establecen relaciones entre la misma información. Aquí se presenta una herramienta dentro de un SIG para estimar la disponibilidad de agua superficial expresada con base en la ecuación de continuidad, conforme lo establece la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000 "Conservación del recurso agua – Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales", publicada en el *Diario Oficial de la Federación* el 17 de abril de 2002. Para ello es necesario implementar una base de datos geográfica del modelo de datos *ArcHydro*, que aplique los modelos matemáticos y almacene la información asociada con los recursos hídricos en cuencas hidrológicas, puntos de monitoreo y sus correspondientes datos históricos. Las ventajas es que centraliza la información y se reducen los inconvenientes que se presentan al utilizar diversos formatos.

Palabras clave: disponibilidad, *ArcHydro*, geodatabase, SIG, cuenca, región hidrológica.

Abstract

Suárez-Medina, M. A., Patiño-Gómez, C., Velázquez-Álvarez, J., Rivera-Benites, J., Aguilar-Garduño, E., Bautista, G., & Astudillo-Enríquez, C. (January-February, 2015). Application of the *ArcHydro* Data Model to Calculate Surface Water Availability. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 175-181.

The concept of geographic databases is currently being used to integrate spatial data and time series corresponding to water resources in a region. Geographic information systems (GIS), which are based on this concept, not only integrate both types of information into one database but also determine relationships among the information. The present study presents a GIS tool to estimate surface water availability based on the continuity equation, as established by Official Mexican Norm 011-CNA-2000 "Conservation of Water Resources – Establishment of Specifications and the Method to Determine National Annual Mean Availability of Water," published in the *Official Journal of the Federation*, April 17, 2002. Therefore, a geographic database of the *ArcHydro* data model needs to be generated, which applies mathematic models and stores information about the water resources, monitoring points and historical data in a hydrological basin. The advantages are the centralization of information and reducing the inconveniences involved in using different formats.

Keywords: availability, *Arc Hydro*, geodatabase, GIS, watershed, hydrological región.

Recibido: 20/06/11
 Aceptado: 30/06/14

Introducción

Conocer la calidad y cantidad de agua en una zona es prioritario para la toma de decisiones en la distribución del vital líquido, tarea nada fácil cuando la información es escasa o nula. México se compone de 37 regiones hidrológicas que, a su vez, se dividen en 731 cuencas. La disponibilidad del agua superficial se calcula con base en la ecuación de continuidad. Las series históricas y datos adicionales requeridos para el cálculo de la disponibilidad del agua superficial son extensos, por lo que resulta complejo almacenar, organizar y manejar esa información dentro de una estructura lógica y flexible. El modelo de datos *ArcHydro* constituye una solución adecuada a este problema, porque permite integrar en una base de datos geográfica los datos asociados con los recursos hídricos de una región. Aquí se presenta una herramienta dentro de una aplicación GIS que realiza el cálculo de la disponibilidad del agua superficial de una cuenca dentro de la Región Hidrológica 18 Balsas, tomando los valores de las variables de una base de datos con estructura *ArcHydro*.

Objetivo

El objetivo del presente trabajo es desarrollar una herramienta computacional para el cálculo de la disponibilidad de agua superficial conectada a una base de datos geográfica con la estructura del modelo *ArcHydro*, para una región hidrológica de México.

Metodología

En esta sección se describe 1) la metodología descrita en la NOM-011-CNA-2000, desarrollada por la Conagua (Conagua, 2005), para el cálculo de la disponibilidad de agua superficial en una cuenca; 2) la forma general, el modelo de datos *ArcHydro* y la implementación de la base de datos geográfica utilizando este modelo, y 3) la herramienta de cómputo que se desarrolló para el cálculo automático de la disponibilidad de agua superficial.

Disponibilidad de agua superficial

De acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000, "Conservación del recurso agua", para calcular la disponibilidad de agua superficial en un sistema de cuencas interconectadas, se recomienda seguir los siguientes tres pasos: a) estimación del escurrimiento aguas abajo, b) distribución de las demandas aguas arriba y c) estimación de la disponibilidad.

a) Estimación del escurrimiento aguas abajo

En el cálculo del escurrimiento de aguas abajo se usa la ecuación de continuidad que se expresa mediante la siguiente expresión:

$$\frac{dV}{dt} = E - S \quad (1)$$

La variación de volumen es igual a las entradas menos las salidas, para un intervalo de tiempo t específico. El intervalo de tiempo es anual y las unidades se expresan en hectómetros cúbicos.

Al tomar como plano de referencia la superficie, la ecuación (1) se transforma en:

$$Ab = (Cp + Ar + Im + R) - (Ev + Ex + Uc + \Delta V) \quad (2)$$

Donde Ab es el escurrimiento aguas abajo; ΔV , el cambio de almacenamiento en la superficie; Cp , el escurrimiento natural o "virgen" por cuenca propia; Ar , escurrimiento aguas arriba; Im , importaciones de cuencas externas; R , retornos; Ev , evaporación en cuerpos de agua y en áreas sin vegetación; Ex , exportaciones a cuencas externas, y Uc son usos de consumo y no consuntivos.

Las variables que se miden in situ son las siguientes: la variación de volumen (ΔV), usos consuntivos y no consuntivos (Uc), importaciones (Im) y exportaciones (Ex). Otras se miden de forma indirecta, como la evaporación (Ev), aguas arriba (Ar) y retornos (R). En caso de no contar con mediciones en los puntos de control

(Ab), Cp se calcula por métodos indirectos conforme se establece en la norma.

La ecuación (2) se aplica sucesivamente a las cuencas parciales del sistema analizado, en dirección de aguas arriba hacia aguas abajo. Cabe aclarar que al estimar la disponibilidad, se toma en cuenta la condición de oferta media, representada por el escurrimiento virgen anual promedio. Para el resto de las variables, se toma el año correspondiente al análisis de disponibilidad.

b) Distribución de las demandas aguas arriba y determinación de los volúmenes reservados y disponibles

Aparentemente todo el escurrimiento que sale hacia aguas abajo de una cuenca podría aprovecharse totalmente dentro de ella; sin embargo, existen aprovechamientos aguas abajo en los que una fracción de este escurrimiento se utiliza para satisfacerse de manera parcial. Esto se debe a que los volúmenes extraídos en el cauce principal de una cuenca intermedia se satisfacen con los volúmenes aportados por los escurrimientos provenientes de aguas arriba; el escurrimiento por cuenca propia; y los retornos de los diferentes usos ubicados en la cuenca y con las importaciones, si es que existen. De esta manera, con excepción de la cuenca más alta, las cuencas dependen en mayor o menor grado de los volúmenes que reciben de las cuencas ubicadas aguas arriba. Para conocer lo anterior, es necesario hacer el análisis tradicional de aguas arriba hacia aguas abajo y el correspondiente análisis de aguas abajo hacia aguas arriba. En este último se procederá a distribuir los requerimientos de agua en forma proporcional a los componentes de la oferta de agua en cada cuenca, para obtener los volúmenes reservados de cada uno de los componentes.

Al respecto, es conveniente definir el escurrimiento reservado aguas abajo de una cuenca x , R_{xy} , como la fracción del escurrimiento superficial que sale de la misma, y contribuye

a satisfacer las extracciones realizadas en la cuenca de aguas abajo y .

De forma similar, el escurrimiento reservado por cuenca propia de una cuenca x , R_{xx} , es la fracción del escurrimiento por cuenca propia que contribuye a satisfacer las extracciones dentro de la misma cuenca x . Cabe mencionar que el volumen reservado hacia aguas abajo R_{xy} , se reserva a la salida de la cuenca x y puede ser utilizado ya sea en la cuenca y o en otras localizadas más aguas abajo. En este sentido, R_{xy} puede leerse también como "volumen reservado en la salida de la cuenca x ".

c) Estimación de la disponibilidad

El volumen disponible a la salida de cada una de las cuencas, D_{xy} , se calcula al restar al escurrimiento aguas abajo el volumen reservado correspondiente:

$$D_{xy} = Ab_x - R_{xy}$$

Donde D_{xy} es el volumen disponible a la salida de la cuenca x ; Ab_x , el escurrimiento aguas abajo, y R_{xy} es el escurrimiento reservado a la salida de la cuenca x . De modo similar, el volumen disponible por cuenca propia, D_{xx} , se calcula substrayendo al escurrimiento virgen por cuenca propia el volumen reservado por cuenca propia, es decir:

$$D_{xx} = Cp_x - R_{xx}$$

en donde D_{xx} es el volumen disponible por cuenca propia correspondiente a la cuenca x ; Cp_x , el escurrimiento por cuenca propia, y R_{xx} es el volumen reservado por cuenca propia.

Los volúmenes reservados son utilizados ya sea en la cuenca y o en alguna cuenca aguas abajo. Al respecto hay dos consideraciones: 1) cuando la cuenca y está en el extremo aguas abajo, las salidas totales no tienen volúmenes comprometidos para reservarse hacia aguas abajo; 2) cuando la cuenca y está en el extremo aguas arriba, las entradas totales se generan en la misma cuenca, siempre que no tengan

importaciones que representan un volumen de reserva considerado como hacia aguas abajo de la cuenca que exporta dicho volumen.

Por otra parte, los retornos (R) dentro de la cuenca e importaciones de otras cuencas (Im), si es que se tienen, deberán ser considerados dentro de la oferta para satisfacer los volúmenes comprometidos de la misma cuenca x , y parte de las cuencas aguas abajo y .

Base de datos con la estructura ArcHydro

El *ArcHydro* es un modelo de datos que propone una estructura estándar para almacenar en una base de datos geográfica la información asociada con los recursos hídricos de un área determinada (Maidment, 2002). El *ArcHydro* usa el modelo vectorial y otros modelos de datos geográficos para almacenar la información de objetos de la superficie terrestre relacionados con el agua. La información asociada con los recursos hídricos se compone principalmente de dos partes:

1. Información geoespacial. Se refiere a los rasgos de la superficie terrestre relacionados con el recurso; se almacena en forma vectorial o matricial.
2. Series de tiempo. Son datos históricos resultantes de la medición de variables o parámetros asociados con el recurso, en un lugar y periodo de tiempo específicos.

Este modelo busca solucionar problemas y mejorar la calidad de los datos usados. La base de datos geográfica (*geodatabase* en inglés) es la columna vertebral de un sistema de información hidrológica, que se puede definir como un sistema de cómputo. Las capas que se incluyeron en la base de datos con estructura *ArcHydro* fueron cuerpos de agua, estaciones hidrométricas, climatológicas y de calidad del agua, presas, y aprovechamientos superficiales y descargas del Registro Público de Derechos de Agua (Repda). La descripción de las estaciones climatológicas, hidrométricas y de calidad del agua, así como los aprovechamientos

Repda fueron proporcionadas por la Conagua (2005). La base de datos fue implementada para la Región Hidrológica 18 Balsas, la cual se compone de 12 cuencas exorreicas y tres cuencas endorreicas. La escala considerada para la información vectorial fue 1:50 000 y fue generada por el INEGI. El sistema coordinado que se utilizó fue la proyección Lambert, con los parámetros propuestos por INEGI para México y el *datum* ITRF92. Como primer paso se revisaron y editaron las líneas de corriente, para verificar que éstas estuvieran totalmente conectadas, sin ciclos y con dirección de flujo asignada (figura 1). Posteriormente se delimitaron los parteaguas de cada una de las cuencas usando el MDE a escala 1:50 000. Para ello se definieron puntos de control a la salida de cada cuenca abierta y puntos virtuales en cada cuenca cerrada. Los puntos de control fueron estaciones hidrométricas y puntos a la salida de presas; a dichos puntos se les determinaron sus coordenadas geográficas con GPS para tener una mejor precisión. Cada cuenca se procesó por separado y al final se unieron los resultados de cada una para tener la región hidrológica completa, aplicando el proceso de regionalización (Patiño, McKinney, & Maidment, 2007). Por otro lado, se integraron en una sola tabla los datos de estaciones hidrométricas, climatológicas y de calidad del agua del área de estudio; estos datos se almacenan en la *Feature Class Monitoring Point* dentro de la *geodatabase*. Se agregaron campos para almacenar características relacionadas con las coordenadas y campos adicionales para dar una mayor descripción a las estaciones. Se hicieron también procedimientos para transformar las series de tiempo de hidrometría, climatología y datos de almacenamientos al formato de cuatro columnas que define *ArcHydro*, y se agregó una dimensión más para indicar el origen de los datos. Los datos de climatología e hidrometría fueron tomados de los sistemas *Clicom* y *Bandas*, respectivamente (Bandas, 2002). Se consideraron gastos medios diarios y valores diarios de precipitación, evaporación, y temperaturas.

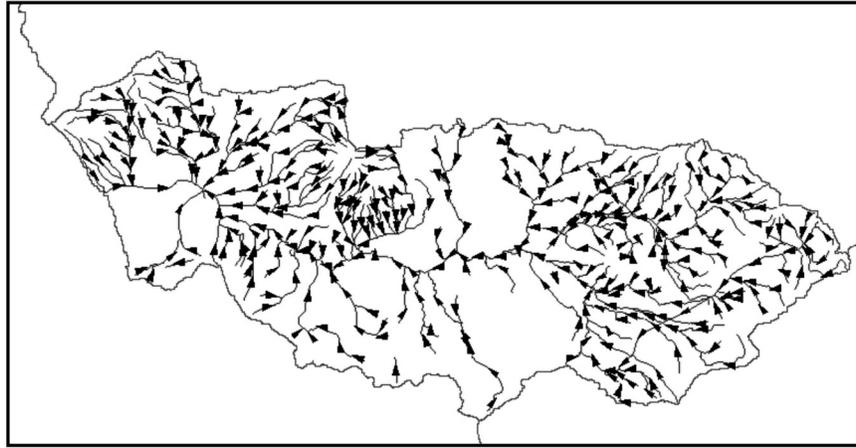


Figura 1. Red hidrográfica modelada como red geométrica.

Interfaz de usuario para cálculo de la disponibilidad de agua superficial

En esta componente del trabajo se elaboró una herramienta computacional, consistente de una interfaz de usuario y las rutinas que se conectan a la base de datos *ArcHydro*, para realizar el cálculo de disponibilidad y mostrar los resultados en forma gráfica. El programa fue desarrollado en lenguaje *Visual Basic for Applications* con el software *ArcGIS*, en versión 9.2; el modelo de datos *ArcHydro* requiere el nivel *ArcEditor* o *ArcInfo*.

La herramienta computacional permite hacer el cálculo del escurrimiento hacia aguas abajo, partiendo de las cuencas altas y posteriormente en sentido inverso. Esta herramienta está incluida dentro de un proyecto de la aplicación *ArcMap* de *ArcGIS* (archivo con extensión *mxd*).

El proyecto contiene las capas geográficas necesarias para realizar el cálculo y la consulta de la disponibilidad e información de contexto, como estados, municipios, hidrografía y estaciones climatológicas; si se requiere, se agregan las capas necesarias. Las opciones para el cálculo están disponibles al usuario en una barra de herramientas dentro del proyecto mencionado (figura 2).

El sistema interactúa con la aplicación de *ArcGIS* a través del mapa, así como con *VBA* a través de interfaces amigables, obteniendo y almacenando los datos en la base de datos. El programa muestra al usuario, a través de una interfaz gráfica, las opciones para el cálculo de disponibilidad, permitiéndole seleccionar la subcuenca y el año deseado. Posteriormente, obtiene, a través de una consulta en *SQL* a la tabla *VARIABLEANUAL* contenida en la base de datos *ArcHydro*, los datos correspondientes al año seleccionado de Aguas abajo (*Ab*), Exportación (*Ex*), Importación (*Im*), Retornos (*Re*), Usos consuntivos (*Uc*) del año indicado por el usuario, los cuales serán almacenados en la tabla general *DATOANUAL*, que almacena las variables necesarias para realizar el cálculo de disponibilidad de agua. Además, los valores promedio de las variables Cuenca propia (*Cp*), Desviación estándar (*Dv*) y Evaporación (*Ev*), considerando un periodo que terminará hasta el año indicado por el usuario, serán almacenados en la tabla *DATOANUAL* de la base de datos *ArcHydro*. Se calculan entonces las variables faltantes utilizando la información existente, almacenando los resultados en la tabla de *DATOANUAL*.

Los datos almacenados en la base de datos *ArcHydro* son diarios, pero las consultas

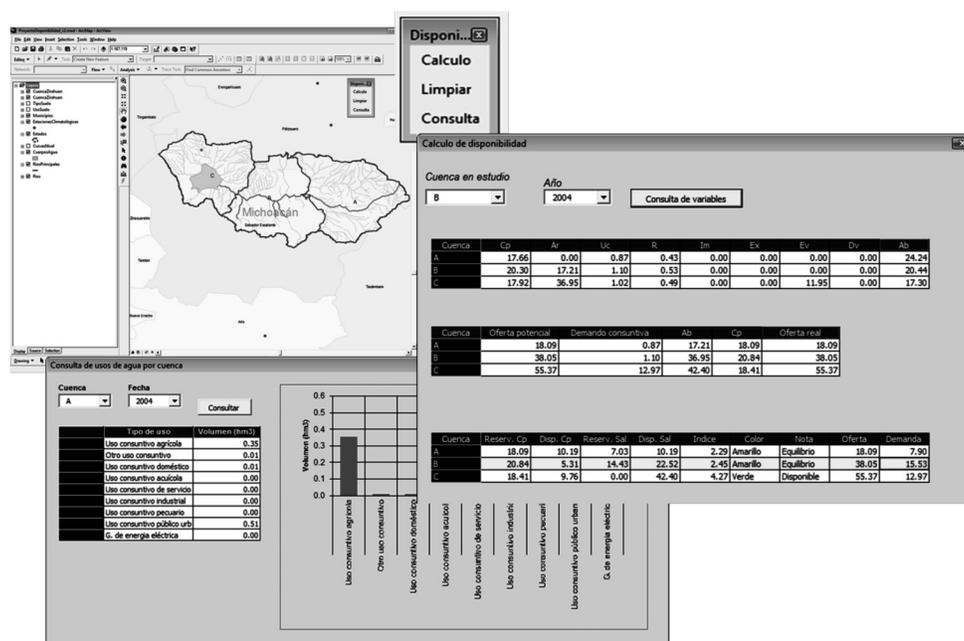


Figura 2. Resultados del cálculo de disponibilidad.

son anuales para cada uso. El sistema utilizará los datos de la tabla DATOANUAL para determinar, a través de las fórmulas correspondientes, la disponibilidad de agua de la zona seleccionada.

Finalmente, el sistema muestra los resultados de forma tabular a través de una interfaz gráfica, dichos resultados son almacenados en la base de datos *ArcHydro* para futuras consultas (figura 2).

Conclusiones

El modelo de datos *ArcHydro* permitió integrar en un solo depósito de datos (base de datos geográfica) toda la información requerida para el cálculo de disponibilidad, así como los resultados del mismo. La estructura es estándar, flexible y adaptable a los requerimientos del cálculo. La base de datos almacena los metadatos de cada capa incluida ahí, de manera que el usuario conoce las características de la información y con ello la calidad de la misma. Por otro lado, la interfaz de usuario permitió automatizar y facilitar el cálculo, y constituye

una herramienta útil en la toma de decisiones relacionada en la gestión del recurso hídrico. Aun cuando el proyecto ya está finalizado, el modelo permite hacer los ajustes necesarios para contar con la información que el usuario desee; de igual manera, se podrá agregar información adicional. Los resultados de la disponibilidad de agua superficial para el Balsas están publicados en la página de la Conagua.

Referencias

- Bandas (2002). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Conagua (2005). *Estimación de la disponibilidad de agua superficial en cuencas*. México, DF: Comisión Nacional del Agua.
- Maidment, D. R. (2002). *ArcHydro GIS for Water Resources*. Redlands, USA: ESRI Press.
- Patiño, C., McKinney, D., & Maidment, D. (September/October, 2007). Sharing Water Resources Data in the Bi-National Rio Grande/Bravo basin. *Journal of Water Resources Planning and Management*. American Society of Civil Engineers, 133(5), 416-426.

Dirección institucional de los autores

M.I. María de los Ángeles Suárez-Medina
M.C. Jaime Velázquez-Álvarez
M.I. Jaime Rivera-Benites
M.I. Ernesto Aguilar-Garduño

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Coordinación de Hidrología
Subcoordinación de Planeación Hídrica
Paseo Cuauhnáhuac 8532, colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, México
Teléfono: + 52(777) 3293 600, extensiones 257, 531, 374, 478
Fax: + 52 (777) 3293 685
msuarez@tlaloc.imta.mx
jaimevel@tlaloc.imta.mx
jrivera@tlaloc.imta.mx
eaguilar@tlaloc.imta.mx

Dr. Carlos Patiño-Gómez

Universidad de Las Américas, Puebla, México
Sta. Catarina Mártir
72810 Cholula, Puebla, México
Teléfono: +52 (222) 229 2000
carlos.patino@udlap.mx

Ing. José Guillermo Bautista Bárcenas

Comisión Nacional del Agua, México
Insurgentes Sur número 2416, noveno piso, ala sur, Colonia
Copilco El Bajo, Delegación Coyoacán
04340 México, D.F., MÉXICO
Teléfono: +(52) (55) 5174 4000, extensión 1317
Guillermo.bautista@conagua.gob.mx

M.T.I. Citlalli Astudillo-Enríquez

Consortio Empresarial ADPER, S.A. de C.V.
Manuel Ávila Camacho 1903 int 600 A
Ciudad Satélite
53100 Naucalpan de Juárez, MÉXICO
Teléfono: +52 (777) 2199 545
xitlae@gmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Cañón del Sumidero, Chiapas, México.

Foto: Ricardo Espinosa Reza.

Contraste de los índices DPP, SPI y RDI para clasificación de sequías, en la estación climatológica Zacatecas, México

• Daniel Francisco Campos-Aranda •

Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Campos-Aranda, D. F. (enero-febrero, 2015). Contraste de los índices DPP, SPI y RDI para clasificación de sequías, en la estación climatológica Zacatecas, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(1), 183-193.

Las sequías meteorológicas son eventos comunes y recurrentes del sistema climático, que pueden acontecer en cualquier zona, pero con características diferentes en severidad, duración y extensión en cada región. Su característica fundamental es una disminución en la lluvia en relación con sus valores normales o promedio. Debido a ello, los variados procedimientos disponibles para su detección y seguimiento se basan, por lo general, en los registros disponibles de precipitación mensual. En este trabajo se exponen los procedimientos operativos de tres métodos que permiten clasificar las sequías según su severidad en ligeras, moderadas, severas y extremas. Tales métodos son los siguientes: el déficit probabilístico de precipitación (DPP), el índice estandarizado de precipitación (SPI) y el índice de reconocimiento de sequías (RDI), el cual, además, utiliza la evapotranspiración potencial mensual. Se aplican tales índices al registro disponible de lluvia mensual en la estación climatológica Zacatecas, ubicada en la capital del estado del mismo nombre, en México, con 83 años, de enero de 1930 a diciembre de 2012. Se describen los resultados y se formulan las conclusiones, las cuales sugieren la aplicación conjunta de tales índices, para complementar y/o ratificar la clasificación de sequías obtenida.

Palabras clave: distribución Gamma Mixta, evapotranspiración potencial mensual, pruebas estadísticas de homogeneidad, modelos probabilísticos LP3, GVE y LOG, error estándar de ajuste, severidad y duración de sequías.

Abstract

Campos-Aranda, D. F. (January-February, 2015). Comparison of PPD, SPI and RDI Indices to Classify Droughts: Zacatecas Weather Station, Mexico. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 6(1), 183-193.

Meteorological droughts are common and recurring events in a climate system and can occur in any region with varying degrees of severity, duration and geographic coverage. Its principal characteristic is a decrease in rainfall from normal or average levels. Therefore, the various procedures available to detect and monitor droughts are generally based on available monthly precipitation records. The present work presents the operating procedures for three methods used to classify droughts by severity (light, moderate, severe and extreme). These methods include the probabilistic precipitation deficit (PPD), standardized precipitation index (SPI) and the reconnaissance of drought index (RDI), which also includes monthly potential evapotranspiration. These indices are applied to the available monthly rainfall registry from the Zacatecas weather station located in the capital of the state of Zacatecas, Mexico. It contains 83 years of records from January 1930 to December 2012. The results are described and conclusions are presented, which suggest the joint application of these indices to complement and/or verify the classification of droughts obtained.

Keywords: Mixed Gamma distribution, monthly potential evapotranspiration, statistical tests of homogeneity, probabilistic models LP3, GEV and GLO, standard error of fit, severity and duration of droughts.

Recibido: 02/12/13

Aceptado: 04/05/14

Introducción

Las *sequías* son fenómenos naturales recurrentes que se asocian con el déficit de lluvia que ocurre en una gran área geográfica, el cual se prolonga durante un lapso importante de meses

o años. Esta definición general implica que las sequías son regionales y se caracterizan por tres dimensiones: severidad o intensidad, duración y extensión. Para una cierta localidad, el aspecto más importante de sus sequías será establecer las intensidades que han mostrado, es decir,

qué tanto se ha apartado de sus condiciones normales la disminución de la lluvia (Tsakiris & Vangelis, 2005). Por otra parte, de manera reciente se ha establecido que para aminorar los efectos perjudiciales de las sequías, se debe seguir un enfoque preventivo de medidas o acciones, el cual requiere de un sistema efectivo de detección y seguimiento de éstas (Cacciamani, Morgillo, Marchesi, & Pavan, 2007; Campos-Aranda, 2013).

El *objetivo* de este trabajo consiste en exponer con detalle los procedimientos operativos de tres índices que permiten definir la severidad de las sequías, de una duración específica en meses, que han ocurrido en un cierto lugar, con base en el registro de precipitación mensual disponible. El déficit probabilístico de precipitación (DPP) y el índice estandarizado de precipitación (SPI) procesan probabilísticamente los datos de lluvia mensual, pero de manera diferente. En cambio, el índice de reconocimiento de sequías (RDI) relaciona la precipitación ocurrida con la evapotranspiración potencial. Los tres índices se aplican al registro disponible de precipitación mensual de la estación climatológica Zacatecas, ubicada en la capital del estado del mismo nombre en México, el cual abarca 83 años, de enero de 1930 a diciembre de 2012. Se concluye que los resultados de los tres índices se complementan y ratifican mutuamente.

Descripción de procedimientos operativos

Campos-Aranda (2014) ha expuesto con detalle los procedimientos operativos de cada uno de los índices DPP, SPI y RDI; debido a ello,

en los incisos siguientes sólo se bosqueja su planteamiento y se exponen sus ecuaciones.

Índice del Déficit Probabilístico de Precipitación (DPP)

Propuesto hacia mediados de los años noventa en Inglaterra, ha sido aplicado de manera reciente en México y consiste en un procesamiento probabilístico de las sumas anuales integradas en exclusivo por las diferencias negativas entre la precipitación mensual y la media respectiva. Lógicamente, en las sumas anuales (DA^i) de cada año i se toma en cuenta la duración y época en meses de la sequía analizada. Con base en las predicciones obtenidas se clasifican las sequías según el cuadro 1.

Como las predicciones buscadas corresponden a periodos de retorno bajos (< 50 años) son bastante consistentes, entonces para la obtención de tales *límites* que definen la magnitud de la sequía se ha recomendado ajustar sólo los tres modelos probabilísticos que han sido establecidos bajo precepto y que son las distribuciones Log-Pearson tipo III (LP3), la General de Valores Extremos (GVE) y la Logística Generalizada (LOG). Se obtienen sus parámetros de ajuste con los métodos que han probado universalidad y se adoptan los que condujeron al menor error estándar de ajuste (Kite, 1977).

Índice de Precipitación Estandarizada (SPI)

Sus siglas proceden de su designación en inglés, que es *Standardized Precipitation Index*.

Cuadro 1. Clasificación de las sequías según criterio ampliado de Mawdsley, Petts y Walker, 1994.

Clasificación de las sequías	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de no excedencia $P(X < x)$
Ligera (SL)	De 2 a 5	De 0.50 a 0.80
Moderada (SM)	De 5 a 20	De 0.80 a 0.95
Severa (SS)	De 20 a 50	De 0.95 a 0.98
Extrema (SE)	> 50	> 0.98

Fue propuesto hacia comienzos de los años noventa (McKee, Doesken, & Kleist, 1993) y es quizás el índice más universal empleado para detectar y dar seguimiento a las sequías meteorológicas. Al igual que el índice DPP, sólo utiliza la precipitación mensual, pero con un procesamiento bastante diferente. Definida la *duración de la sequía en meses (DSM)*, se comienza por obtener todas las secuencias posibles de tal duración en el registro, las cuales se obtienen como sumas móviles. Por ejemplo, para la sequía estacional con $DSM = 4$, la primera secuencia será la suma del mes uno al cuarto, la segunda secuencia será la suma del mes dos al quinto y así de forma sucesiva. El número de secuencias o datos (ND) por procesar será:

$$ND = 12 \cdot NA - DSM + 1 \quad (1)$$

siendo NA el número de años del registro disponible, los cuales, por lo común, inician en un enero y terminan en un diciembre. En seguida se ajusta la distribución Gamma de dos parámetros a la serie de ND definida, cuya función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$g(x) = \frac{1}{\beta^\lambda \cdot \Gamma(\lambda)} x^{\lambda-1} \cdot e^{-x/\beta} \quad \text{para } x > 0 \quad (2)$$

en la cual $\lambda > 0$ es el parámetro de forma, $\beta > 0$ el de escala, $x > 0$ la precipitación acumulada en la DSM y $\Gamma(\cdot)$ la función matemática *factorial* o función Gamma que da nombre a tal distribución, originalmente conocida como Pearson tipo III. Para estimar sus dos parámetros de ajuste se emplea el método de máxima verosimilitud, que es bastante exacto; sus expresiones son (Thom, 1971; Haan, 1977):

$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + 4A/3}}{4A} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{\bar{x}}{\lambda} \quad (4)$$

siendo A una variable auxiliar definida como:

$$A = \ln(\bar{x}) - \frac{\sum_{i=1}^{n'} \ln(x_i)}{n'} \quad (5)$$

en la cual n' es el número de datos no nulos (x_i), cuya media aritmética es \bar{x} . La estimación del parámetro de forma con la ecuación (3) requiere una corrección que consiste en restarle el término $\Delta\lambda$ cuando resultó menor de 5.60, ésta es:

$$\Delta\lambda = a_0 + a_1 \cdot \lambda + a_2 \cdot \lambda^2 + a_3 \cdot \lambda^3 + a_4 \cdot \lambda^4 + a_5 \cdot \lambda^5 \quad (6)$$

$$\begin{aligned} a_0 &= 0.04701236 & a_1 &= -0.0742802 \\ a_2 &= 0.05139812 & a_3 &= -0.0177746 \\ a_4 &= 0.002974521 & a_5 &= -0.0001899932 \end{aligned}$$

La distribución Gamma Mixta toma en cuenta la probabilidad de tener valores nulos (q) en la serie de ND formada y de no tenerlos en $p = 1 - q$ cuando se evalúa la probabilidad de no excedencia de un valor x ; su expresión es:

$$H(x) = q + p \cdot G(x) \quad (7)$$

Entonces, cuando $x = 0$, $H(0) = q$. Si m es el número de ceros de la serie que se procesa, el valor de q será estimado por m/ND y por lo tanto, $n' = ND - m$. Cuando la serie no tiene valores nulos, q será cero, p será la unidad y $H(x) = G(x)$.

Para estimar la probabilidad de no excedencia $G(x)$ relativa a un valor x , se empleará la conversión del modelo Pearson tipo III a la distribución *ji* cuadrada (χ^2) con ν grados de libertad, cuya equivalencia de variables es (Haan, 1977; Bobée & Ashkar, 1991; Rao & Hammed, 2000):

$$\chi^2 = 2 \cdot x / \beta \quad (8)$$

$$\nu = 2 \cdot \lambda \quad (9)$$

Se aplica la aproximación por expansión en serie para evaluar la probabilidad de no excedencia en la distribución χ^2 para un valor de v ; ésta es (Zelen & Severo, 1965):

$$G(x) = P(\chi^2 | v) = \left(\frac{\chi^2}{2}\right)^{v/2} \frac{e^{-\chi^2/2}}{\Gamma\left(\frac{v+2}{2}\right)} \left[1 + \sum_{r=1}^{\infty} \frac{\chi^{2r}}{(v+2) \cdot (v+4) \cdot \dots \cdot (v+2r)}\right] \quad (10)$$

La función factorial Gamma se estima con la fórmula de Stirling (Davis, 1965), que es la siguiente:

$$\Gamma(\alpha) \cong e^{-\alpha} \cdot \alpha^{\alpha-1/2} \cdot \sqrt{2\pi} \cdot \left(1 + \frac{1}{12 \cdot \alpha} + \frac{1}{288 \cdot \alpha^2} - \frac{139}{51840 \cdot \alpha^3} - \frac{571}{2488320 \cdot \alpha^4} + \dots\right) \quad (11)$$

Por último, de acuerdo con Edwards y McKee (1997), se emplea una aproximación numérica racional, expuesta en Zelen y Severo (1965), para convertir la probabilidad acumulada $H(x)$ en la variable normal estandarizada Z de media cero y varianza unitaria, la cual define el índice SPI; sus ecuaciones son:

$$Z = SPI = -\left(t - \frac{b_0 + b_1 \cdot t + b_2 \cdot t^2}{1 + c_1 \cdot t + c_2 \cdot t^2 + c_3 \cdot t^3}\right) \quad \text{para } 0 < H(x) < 0.50 \quad (12)$$

$$Z = SPI = +\left(t - \frac{b_0 + b_1 \cdot t + b_2 \cdot t^2}{1 + c_1 \cdot t + c_2 \cdot t^2 + c_3 \cdot t^3}\right) \quad \text{para } 0.50 < H(x) < 1 \quad (13)$$

donde:

$$t = \sqrt{\ln\left[\frac{1}{(H(x))^2}\right]} \quad \text{para } 0 < H(x) < 0.50 \quad (14)$$

$$t = \sqrt{\ln\left[\frac{1}{(1-H(x))^2}\right]} \quad \text{para } 0.50 < H(x) < 1 \quad (15)$$

$$b_0 = 2.515517 \quad b_1 = 0.802853 \quad b_2 = 0.010328 \\ c_1 = 1.432788 \quad c_2 = 0.189269 \quad c_3 = 0.001308$$

Los niveles de humedad o sequía se definen en el cuadro 2 (Cacciamani *et al.*, 2007; Tsakiris, Tigkas, Vangelis, & Pangalou, 2007). Detalles conceptuales del procedimiento expuesto se pueden consultar en Velasco (2002).

Índice de reconocimiento de sequías (RDI)

Sus siglas corresponden a su designación en inglés, que es *Reconnaissance Drought Index*. Ha sido propuesto recientemente y sus antecedentes teóricos y la descripción detallada de sus ventajas se tienen en Tsakiris y Vangelis (2005). Su expresión general es (Tsakiris *et al.*, 2007):

$$\delta_k^i = \frac{\sum_{j=1}^k P_j^i}{\sum_{j=1}^k ETP_j^i} \quad (16)$$

en la cual i es el año variando de 1 a NA ; k , el número de meses en que se calcula el índice RDI; P_j^i y ETP_j^i la precipitación y la evapotranspiración potencial del mes j del año i . Este índice intenta tomar en cuenta que durante los episodios de sequía ocurren temperaturas más altas, lo cual conduce a una mayor demanda de evaporación y, por ello, el índice RDI es probable que sea más

Cuadro 2. Clasificación de los periodos húmedos y de sequía de acuerdo con el valor del índice SPI.

Valor de SPI	Designación
> 2.00	Húmedo extremo
De 1.50 a 1.999	Húmedo severo
De 1.00 a 1.499	Húmedo moderado
De 0 a 0.999	Húmedo ligero
De 0 a -0.999	Sequía ligera (SL)
De -1.00 a -1.499	Sequía moderada (SM)
De -1.50 a -1.999	Sequía severa (SS)
De -2.00 o menor	Sequía extrema (SE)

sensitivo que los dos anteriores, que se basan exclusivamente en la precipitación mensual. El RDI por lo general se calcula para la estación de crecimiento de un cultivo (3 o 6 meses) y para cada año ($k = 12$). Las presentaciones normalizada y estandarizada del índice RDI son (Tsakiris *et al.*, 2007):

$$RDI_N^i = \frac{\delta_k^i}{\bar{\delta}_k} - 1 \quad (17)$$

$$RDI_{ST}^i = \frac{y_i - \bar{y}}{S_y} \quad (18)$$

en las cuales $\bar{\delta}_k$ es la media aritmética de los NA valores anuales y y_i son los logaritmos naturales de δ_k^i , cuya media y desviación estándar son \bar{y} y S_y . La estandarización anterior está considerando que δ_k^i sigue la distribución Log-Normal. Como el RDI_{ST}^i se comporta igual al índice SPI, el cuadro 2 también permite su designación específica como año húmedo o de sequía.

Para la estimación de la *ETP mensual* se utilizó la primera fórmula empírica de Hargreaves-Samani, propuesta a inicios de la década de 1980, la cual permite la estimación de la *ETP* media diaria en milímetros, a partir exclusivamente de la temperatura media (Tt), expresada en grados Fahrenheit y de la radiación solar incidente media diaria expresada en milímetros de lámina de agua evaporada (Ri'); su ecuación es (Hargreaves & Samani, 1982):

$$ETP = 0.0075 \cdot Ri' \cdot Tt \quad (19)$$

La radiación solar incidente (Ri) se puede estimar con la fórmula de Angström cuando se tienen datos de insolación o soleamiento real (Campos-Aranda, 2005), o bien con los mapas disponibles para la república mexicana (Almanza & López, 1975; Hernández, Tejeda, & Reyes, 1991), que la reportan en Langleys/día (ly/d), esto es, $cal/cm^2/día$. Para la

transformación a lámina de agua evaporada se emplea la siguiente fórmula:

$$Ri' = 10 \cdot Ri / Hv \quad (20)$$

en la cual Hv es el llamado calor latente de evaporación o energía necesaria para evaporar 1 g o un cm^3 de agua; se estima con la expresión siguiente, estando la temperatura media (Tt) mensual en $^{\circ}C$:

$$Hv = 595.9 - 0.55 \cdot Tt \quad (21)$$

La ecuación (19) y otras dos fórmulas empíricas han sido comparadas en México con el método de Penman modificado, encontrado que ésta reproduce mejor las estimaciones mensuales de la *ETP* (Campos-Aranda, 2005).

Descripción de la aplicación numérica

Registro pluviométrico mensual procesado

La estación climatológica Zacatecas, localizada en la capital del estado del mismo nombre, en México, tiene como coordenadas geográficas las siguientes: latitud $22^{\circ} 45' N$, longitud $102^{\circ} 34' WG$ y altitud de 2 485 msnm. Su registro disponible de lluvia mensual (mm) en archivos en Excel en la Dirección Local Zacatecas de la Comisión Nacional del Agua (Conagua) inicia en enero de 1953 y está disponible hasta diciembre de 2012, con datos faltantes en abril de 1986 y varios meses de los años 2010 a 2012. El primer dato faltante se adoptó igual a la media mensual y los restantes se consideraron igual a la lluvia medida en tales meses en la estación climatológica Guadalupe, que dista aproximadamente 6 km en línea recta y se ubica dentro de la misma subregión geográfica. Lo anterior se consideró aceptable debido a la similitud que muestran a nivel anual ambos registros. De acuerdo con información histórica de la Conagua, la estación climatológica Zacatecas ha operado de forma continua y no ha sufrido cambios de ubicación, por lo cual su registro puede ser considerado confiable.

Cuadro 3. Estimaciones anuales asociadas con los índices DPP, SPI y RDI y sus sequías identificadas en la estación climatológica Zacatecas, México.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Año	Precipitación anual (mm)	DA ⁱ	TS _{DPP}	H(x)	SPI ₁₂	TS _{SPI}	ETP ⁱ	RDI ₁₂	RDI _{ST}	TS _{RDI}
1930	630.9	137.5	SL	0.869	1.123	-	1 379.7	0.457	1.094	-
1931	429.9	147.4	SL	0.415	-0.215	SL	1 366.0	0.315	-0.077	SL
1932	350.7	161.8	SL	0.197	-0.851	SL	1 408.4	0.249	-0.811	SL
1933	598.8	73.7	-	0.823	0.927	-	1 410.9	0.424	0.861	-
1934	769.3	34.5	-	0.974	1.950	-	1 382.1	0.557	1.711	-
1935	893.4	69.4	-	0.993	2.449	-	1 380.6	0.647	2.183	-
1936	441.2	117.0	-	0.448	-0.130	SL	1 408.7	0.313	-0.092	SL
1937	400.4	131.5	-	0.329	-0.442	SL	1 428.1	0.280	-0.439	SL
1938	475.6	136.7	SL	0.547	0.118	-	1 413.0	0.337	0.134	-
1939	587.8	42.7	-	0.805	0.859	-	1 400.2	0.420	0.826	-
1940	516.4	75.2	-	0.655	0.398	-	1 404.6	0.368	0.410	-
1941	672.4	33.3	-	0.915	1.371	-	1 403.9	0.479	1.240	-
1942	540.0	76.9	-	0.710	0.554	-	1 401.9	0.385	0.557	-
1943	371.9	184.7	SL	0.251	-0.672	SL	1 402.8	0.265	-0.615	SL
1944	483.5	126.8	-	0.569	0.173	-	1 397.5	0.346	0.220	-
1945	375.8	155.6	SL	0.261	-0.640	SL	1 443.0	0.260	-0.671	SL
1946	350.9	136.9	SL	0.198	-0.850	SL	1 430.9	0.245	-0.859	SL
1947	387.5	203.1	SM	0.293	-0.545	SL	1 417.6	0.273	-0.519	SL
1948	485.7	69.9	-	0.575	0.188	-	1 433.1	0.339	0.155	-
1949	347.7	189.4	SL	0.190	-0.877	SL	1 428.4	0.243	-0.883	SL
1950	396.7	119.6	-	0.319	-0.471	SL	1 437.8	0.276	-0.490	SL
1951	437.6	151.7	SL	0.438	-0.157	SL	1 425.4	0.307	-0.155	SL
1952	364.8	188.5	SL	0.232	-0.731	SL	1 406.6	0.259	-0.684	SL
1953	441.7	122.2	-	0.450	-0.127	SL	1 398.5	0.316	-0.066	SL
1954	284.2	190.9	SM	0.071	-1.467	SM	1 422.2	0.200	-1.501	SS
1955	584.7	101.2	-	0.799	0.839	-	1 406.9	0.416	0.795	-
1956	389.7	183.1	SL	0.299	-0.527	SL	1 411.5	0.276	-0.488	SL
1957	252.1	264.6	SS	0.036	-1.800	SS	1 435.2	0.176	-1.906	SS
1958	682.7	63.9	-	0.924	1.432	-	1 403.1	0.487	1.289	-
1959	481.5	135.7	SL	0.563	0.159	-	1 403.7	0.343	0.193	-
1960	321.8	240.4	SM	0.134	-1.108	SM	1 430.1	0.225	-1.129	SM
1961	334.7	155.9	SL	0.161	-0.992	SL	1 436.2	0.233	-1.019	SM
1962	309.4	215.1	SM	0.111	-1.223	SM	1 446.0	0.214	-1.287	SM
1963	326.3	184.9	SL	0.143	-1.067	SM	1 439.6	0.227	-1.106	SM
1964	447.7	125.4	-	0.467	-0.082	SL	1 403.5	0.319	-0.035	SL
1965	510.9	153.6	SL	0.641	0.361	-	1 397.4	0.366	0.393	-
1966	514.3	85.6	-	0.650	0.384	-	1 386.0	0.371	0.439	-
1967	590.9	101.8	-	0.810	0.878	-	1 393.7	0.424	0.857	-
1968	635.1	111.6	-	0.875	1.148	-	1 356.4	0.468	1.169	-
1969	169.3	313.7	SE	0.002	-2.825	SE	1 378.5	0.123	-3.028	SE
1970	549.4	107.1	-	0.731	0.615	-	1 379.9	0.398	0.660	-
1971	764.3	134.1	SL	0.972	1.919	-	1 390.9	0.550	1.670	-
1972	414.4	102.5	-	0.370	-0.333	SL	1 411.1	0.294	-0.294	SL
1973	521.7	157.7	SL	0.668	0.433	-	1 392.1	0.375	0.470	-
1974	415.9	133.1	-	0.374	-0.321	L	1 396.9	0.298	-0.251	SL

Cuadro 3. (continuación) Estimaciones anuales asociadas con los índices DPP, SPI y RDI y sus sequías identificadas en la estación climatológica Zacatecas, México.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Año	Precipitación anual (mm)	DA^i	TS_{DPP}	$H(x)$	SPI_{12}	TS_{SPI}	ETP^i	RDI_{12}	RDI_{ST}	TS_{RDI}
1975	367.6	164.6	SL	0.239	-0.708	SL	1 397.6	0.263	-0.640	SL
1976	570.0	150.7	SL	0.773	0.747	-	1 365.9	0.417	0.808	-
1977	405.7	142.9	SL	0.344	-0.400	SL	1 386.5	0.293	-0.305	SL
1978	278.3	194.7	SM	0.064	-1.526	SS	1 388.2	0.200	-1.491	SM
1979	300.1	237.5	SM	0.095	-1.311	SM	1 399.2	0.214	-1.279	SM
1980	377.0	178.4	SL	0.264	-0.630	SL	1 400.4	0.269	-0.567	SL
1981	588.5	41.8	-	0.806	0.863	-	1 385.8	0.425	0.862	-
1982	299.6	254.8	SS	0.094	-1.316	SM	1 430.7	0.209	-1.354	SM
1983	533.0	92.6	-	0.694	0.508	-	1 366.3	0.390	0.596	-
1984	560.1	52.8	-	0.753	0.684	-	1 383.7	0.405	0.712	-
1985	542.0	126.2	-	0.715	0.567	-	1 334.9	0.406	0.722	-
1986	511.3	119.6	-	0.642	0.364	-	1 359.3	0.376	0.482	-
1987	632.6	115.3	-	0.871	1.133	-	1 346.6	0.470	1.179	-
1988	489.7	86.2	-	0.586	0.216	-	1 358.1	0.361	0.349	-
1989	412.8	148.9	SL	0.365	-0.345	SL	1 383.5	0.298	-0.244	SL
1990	721.4	54.4	-	0.952	1.660	-	1 370.2	0.526	1.536	-
1991	669.6	149.2	SL	0.912	1.354	-	1 384.4	0.484	1.270	-
1992	537.1	183.3	SL	0.704	0.535	-	1 363.9	0.394	0.626	-
1993	468.3	54.6	-	0.526	0.066	-	1 386.8	0.338	0.144	-
1994	554.1	81.4	-	0.741	0.645	-	1 416.3	0.391	0.605	-
1995	342.8	173.7	SL	0.179	-0.920	SL	1 410.1	0.243	-0.887	SL
1996	568.8	84.6	-	0.770	0.739	-	1 396.2	0.407	0.732	-
1997	354.0	195.3	SM	0.205	-0.823	SL	1 364.4	0.259	-0.683	SL
1998	473.0	147.9	SL	0.540	0.099	-	1 427.8	0.331	0.084	-
1999	343.5	181.8	SL	0.180	-0.914	SL	1 417.3	0.242	-0.896	SL
2000	339.0	220.4	SM	0.170	-0.954	SL	1 419.0	0.239	-0.941	SL
2001	481.9	142.4	SL	0.564	0.162	-	1 394.6	0.346	0.216	-
2002	693.3	19.0	-	0.932	1.494	-	1 403.9	0.494	1.336	-
2003	559.9	77.2	-	0.753	0.683	-	1 404.9	0.399	0.663	-
2004	718.3	62.7	-	0.950	1.642	-	1 407.9	0.510	1.438	-
2005	358.7	206.3	SM	0.217	-0.783	SL	1 441.0	0.249	-0.812	SL
2006	520.3	66.0	-	0.664	0.424	-	1 453.9	0.358	0.326	-
2007	408.8	167.7	SL	0.353	-0.376	SL	1 419.3	0.288	-0.355	SL
2008	591.3	132.6	-	0.811	0.881	-	1 401.7	0.422	0.842	-
2009	502.9	67.4	-	0.621	0.307	-	1 430.7	0.352	0.270	-
2010	493.0	213.0	SM	0.595	0.239	-	1 390.2	0.355	0.297	-
2011	179.5	293.4	SE	0.004	-2.682	SE	1 384.1	0.130	-2.857	SE
2012	255.0	229.8	SM	0.039	-1.768	SS	1 361.2	0.187	-1.704	SS

Simbología:

- DA^i suma de deficiencias anuales de la lluvia en el año i .
 TS_{DPP} tipo de sequía según el déficit probabilístico de precipitación.
 $H(x)$ probabilidad de no excedencia de un valor x (ecuación (7)).
 SPI_{12} índice de precipitación estandarizada de 12 meses de duración.
 TS_{SPI} tipo de sequía según el índice de precipitación estandarizada.
 ETP^i evapotranspiración potencial del año i .
 RDI_{12} índice de reconocimiento de sequías de 12 meses de duración.
 RDI_{ST} índice de reconocimiento de sequías estandarizado.
 TS_{RDI} tipo de sequías según el índice de reconocimiento de sequías.

En el *Boletín Climatológico* número 3 (SARH, 1980) de la Región Hidrológica núm. 37 (El Salado), el registro disponible de la estación Zacatecas de precipitación mensual inicia en enero de 1930 y llega hasta diciembre de 1978. Entonces, el lapso de enero de 1930 a diciembre de 1952, sin datos faltantes, se tomó de tal Boletín y por ello se integró un registro de 83 años. Los doce valores promedio mensuales del registro integrado son 15.8, 9.3, 4.4, 7.4, 17.3, 78.5, 100.6, 98.5, 83.1, 34.5, 12.6, y 10.9, cuya suma es de 472.9 mm, magnitud que corresponde a la precipitación media anual. En la segunda columna del cuadro 3 se muestran los valores anuales de precipitación en el periodo de 1930 a 2012; se observa que éstos varían de 169.3 mm en el año de 1969 a 893.4 mm en el año de 1935.

Verificación de la homogeneidad del registro anual

Con base en el registro anual de precipitación se realizó un análisis de calidad estadística, buscando componentes determinísticas con dos pruebas generales (Secuencias y test de Helmert) y seis específicas: de persistencia (Anderson & Sneyers), de tendencia (Kendall y Spearman), de variabilidad (Bartlett) y de cambios en la media (Cramer). La mayoría de estas pruebas se pueden consultar en WMO (1971), o en Machiwal y Jha (2012). El registro mostró únicamente persistencia en la prueba de Anderson, cuyo coeficiente de correlación serial de orden uno es de 0.181 y el crítico de 0.168. Sin embargo, las pruebas generales no detectan falta de homogeneidad. Por lo anterior, el registro mensual integrado

se consideró susceptible de procesamiento estadístico y probabilístico.

Resultados del índice DPP

Haciendo uso de los promedios mensuales de lluvia citados para el registro integrado, se obtuvieron las sumas anuales de déficits de precipitación para una $DSM = 12$, los cuales se enlistan en la columna 3 del cuadro 3, sin el signo menos. El procesamiento probabilístico de tal serie de 83 valores de DA^i condujo a las predicciones que se indican en el cuadro 4, las cuales corresponden a las distribuciones LP3 (Bobée & Ashkar, 1991), GVE (Stedinger, Vogel, & Foufoula-Georgiou, 1993) y LOG (Hosking & Wallis, 1997) de menor error estándar de ajuste (EEA).

Se adoptan los límites encontrados con la distribución GVE y con ello se definen las designaciones que se indican en la cuarta columna del cuadro 3, para cada año con sequía ($DA^i > 133.9$ mm).

Resultados del índice SPI

Para una $DSM = 12$ se obtuvo un $ND = 985$, cuyo ajuste de la distribución Gamma Mixta definió un parámetro de forma (λ) de 11.11265 y uno de escala (β) de 42.6922, con $q = 0$. Las estimaciones de la probabilidad de no excedencia $H(x)$ para cada valor anual de lluvia x se muestran en la quinta columna del cuadro 3 y en la sexta columna se citan los índices SPI respectivos. En la figura 1 se muestran los valores del índice SPI con barras. Por último, en la séptima columna se tiene la designación de sequía cuando $SPI < 0$, según el cuadro 2.

Cuadro 4. Límites en milímetros para los valores de DA^i que definen el tipo de sequía.

Designación de la sequía	LP3 EEA = 6.5 mm	GVE EEA = 5.6 mm	LOG EEA = 6.3 mm
Ligera (SL)	De 133.7 a 192.3	De 133.9 a 190.1	De 134.6 a 185.2
Moderada (SM)	De 192.3 a 246.5	De 190.1 a 247.8	De 185.2 a 247.3
Severa (SS)	De 246.5 a 270.7	De 247.8 a 277.2	De 247.3 a 287.9
Extrema (SE)	> 270.7	> 277.2	> 287.9

Estos cálculos se efectuaron con base en las ecuaciones (3) a (15). Para la aplicación de la ecuación (10) se desarrolló un algoritmo que evalúa la expansión de la serie hasta que su último término es menor que 10^{-7} .

Estimación de la ETP mensual y anual

Primero se integró el registro mensual de temperatura media (Tt) de manera idéntica a como se formó el de precipitación; sus valores faltantes fueron muy pocos y por ello se consideraron igual a los promedios mensuales. En seguida se obtuvieron los doce valores siguientes de Ri de los mapas de Almanza y López (1975), correspondientes a la ciudad capital de Zacatecas, éstos fueron: 411, 477, 565, 645, 661, 528, 521, 498, 447, 412, 405 y 353 ly/d. Los valores anteriores se contrastaron con las magnitudes que se obtienen de los mapas de irradiación solar global (media diaria) de Hernández *et al.* (1991), encontrado que son coincidentes en orden de magnitud y en comportamiento a través del año.

Para estimar cada valor mensual de ETP , primero se obtiene con la Tt respectiva el Hv (ecuación (21)), después se aplica la ecuación (20) con el valor mensual correspondiente de Ri para obtener Ri' . En seguida se multiplica por 1.8 la Tt y se le suma 32. Estas dos últimas cantidades se llevan a la ecuación (19) y por último se multiplica el resultado por número de días del mes. Se suman los doce valores mensuales y se obtiene la ETP^i , la cual se muestra en la octava columna del cuadro 3.

Resultados del índice RDI

Los resultados de la aplicación de la ecuación (16) por años, se tienen en la novena columna del cuadro 3. Los logaritmos naturales de los valores anteriores definen estos dos parámetros estadísticos: $\bar{y} = -1.131497$ y $S_y = 0.318919$, con base en los cuales se obtiene los valores de RDI estandarizados, mismos que se muestran en la columna 10 del cuadro 3, en cuya última columna se tiene la designación de sequías

según valor del índice RDI_{ST} y el cuadro 2. En la figura 1 se muestran los valores del índice RDI_{ST} con puntos.

Análisis global de los resultados

De acuerdo con los resultados del cuadro 3, el índice DPP detecta 43 años con sequía, y los índices SPI y RDI 39 años. No existe una correspondencia total o plena entre los resultados de los tres índices, pero concuerdan mucho más las clasificaciones de los índices SPI y RDI. En realidad sólo no coinciden en los años 1954, 1961 y 1978; en los dos primeros, el índice RDI detecta mayor severidad en la sequía y lo contrario ocurre en el año 1978. La similitud en los resultados de los índices SPI y RDI se muestra gráficamente en la figura 1, observándose que las mayores diferencias entre ambos índices ocurren en los años húmedos.

La anomalías que muestra el índice DPP en años como 1930, 1965, 1971 y 1991, que son años de lluvia abundante y sin embargo los clasifica con sequía ligera, se debe a que este índice sí está detectando su comportamiento anómalo durante el año; por ejemplo, el año 1930 tiene precipitaciones en agosto y septiembre de 53.0 y 21.8 mm, cuyos valores medios son 98.5 y 83.1 mm, originando un déficit sólo en esos dos meses de 106.8 mm. El año 1971 no presenta lluvia en los cuatro primeros meses y en julio ocurrió en valor de 16.0 mm, que origina un déficit de 84.6 mm; sin embargo, tal año es húmedo severo según los índices SPI y RDI. En agosto de 1991 sólo llovió 37.4 mm y tal año inicia con lluvia nula y termina con magnitudes escasas. Lógicamente, cuando se estudien o detecten sequías con duraciones de 3 y 6 meses es probable que los resultados del índice DPP coincidan con los de los índices SPI y RDI.

Respecto a los lapsos con sequía, se identifica el periodo de 1943 a 1953 con sequías ligeras, y de 1954 a 1964 con sequías severas o moderadas. El año de 1969 fue de sequía extrema, pero aislada. En 1972 comenzó otro periodo de sequías ligeras y moderadas intercaladas, que concluyó en 1982. Un último

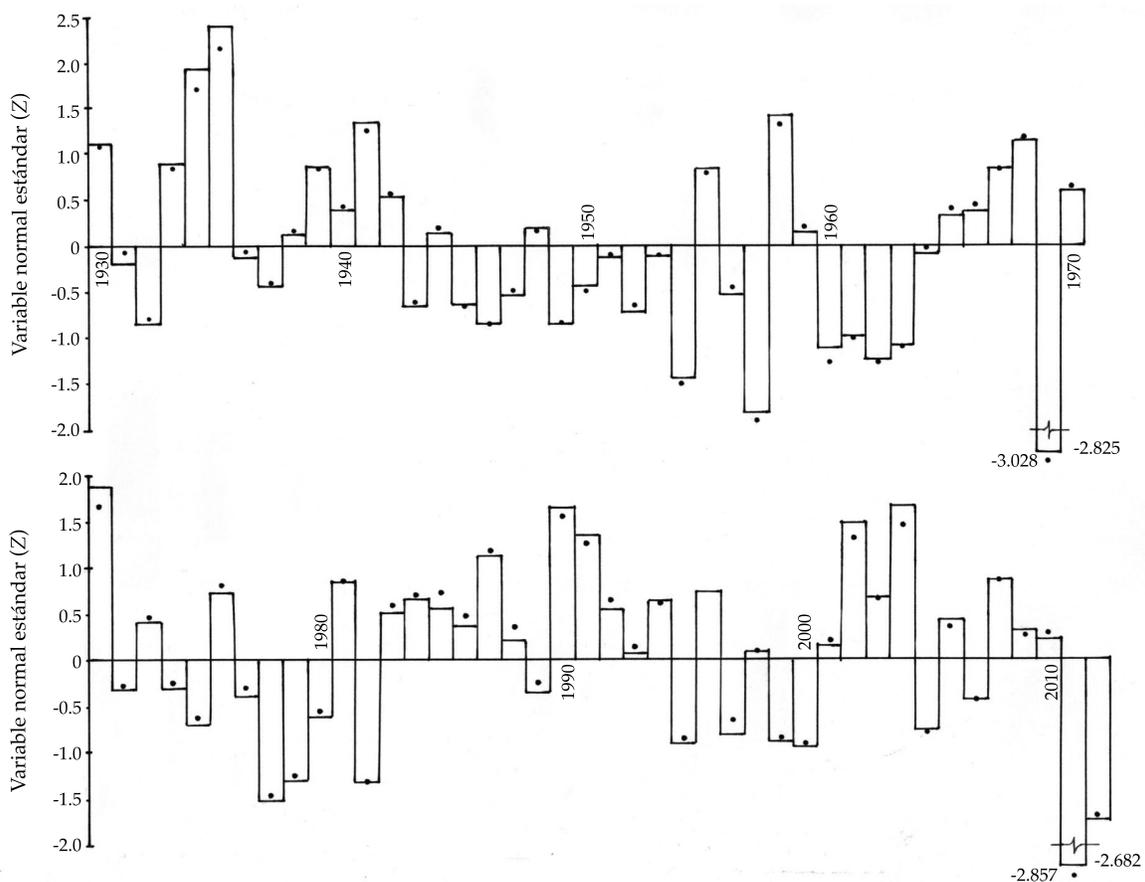


Figura 1. Comparación de los resultados de los índices anuales SPI (en barras) y RDI_{5T} (en puntos) en la estación climatológica Zacatecas, México.

lapso con sequías ligeras no continuas inició en 1995 y posiblemente terminó en 2012, con dos sequías extraordinarias, una extrema y otra severa (ver cuadro 3).

Conclusiones

De manera global, los resultados de los tres índices contrastados muestran una excelente concordancia en la mayoría de los años detectados con sequía, así como en su severidad. La similitud en la clasificación de las sequías es contundente en los índices SPI y RDI, que detectan 39 años con sequía, con únicamente tres años con diferencias sutiles (1954, 1961 y 1978).

Los resultados del cuadro 3 muestran que el índice DPP detecta un mayor número de años

con sequía (43) debido a que toma en cuenta las anomalías en su distribución dentro de cada año. Por lo anterior, años con lluvia abundante, como 1930, 1971 y 1991, presentaron sequías ligeras.

Tomando en cuenta tal coincidencia de resultados de los tres índices expuestos, se recomienda su aplicación conjunta, ya que se puede decir que su clasificación de años con sequía se complementa y/o ratifica.

Referencias

Almanza, R., & López, S. (1975). *Radiación solar global en la república mexicana mediante datos de insolación* (20 pp.). Series del Instituto de Ingeniería, núm. 357. México, DF: Universidad Nacional Autónoma de México.

Bobée, B., & Ashkar, F. (1991). Log-Pearson Type 3 Distribution LP (α, λ, m). Chapter 7. (pp. 76-120). In

- The Gamma Family and Derived Distributions Applied in Hydrology*. Littleton, USA: Water Resources Publications.
- Campos-Aranda, D. F. (2005). Estimación empírica de la ETP en la república mexicana. *Ingeniería Hidráulica en México*, 20(3), 99-110.
- Campos-Aranda, D. F. (julio-septiembre, 2013). Consideraciones generales relativas a la aplicación de acciones para mitigación de Sequías. *Revista digital Tláloc*, 60.
- Campos-Aranda, D. F. (2014). Comparación de tres métodos estadísticos para detección y monitoreo de Sequías meteorológicas. *Agrociencia*, 48(5), 463-476.
- Cacciamani, C., Morgillo, A., Marchesi, S., & Pavan, V. (2007). Monitoring and Forecasting Drought on a Regional Scale: Emilia-Romagna Region. Chapter 2. (pp. 29-48). In G. Rossi, T. Vega, & B. Bonaccorso (Eds.). *Methods and Tools for Drought Analysis and Management*. Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Davis, P. J. (1965). Gamma Function and Related Functions. Chapter 6. (pp. 253-293). In M. Abramowitz, & I. Stegun (Eds.). *Handbook of Mathematical Functions*. New York: Dover Publications.
- Edwards, D. C., & McKee, T. B. (1997). *Characteristic of 20th Century Drought in the United States at Multiple Timescales* (155 pp.). Climatology Report No. 97-2. Fort Collins, USA: Colorado State University.
- Haan, C. T. (1977). Some Continuous Probability Distributions. Chapter 6. (pp. 97-127). In *Statistical Methods in Hydrology*. Ames, USA: The Iowa State University Press.
- Hargreaves, G. H., & Samani, Z. A. (1982). Estimating Potential Evapotranspiration. *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, 108(IR3), 225-230.
- Hernández H., E., Tejeda M., A., & Reyes T., S. (1991). *Atlas solar de la república mexicana* (155 pp.). Textos Universitarios. Xalapa, México: Universidad Veracruzana y Universidad de Colima.
- Hosking, J. R. M., & Wallis, J. R. (1997). L-Moments for Some Specific Distributions. Appendix (pp. 191-209). In *Regional Frequency Analysis. An Approach Based on L-Moments*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Kite, G. W. (1977). Comparison of Frequency Distributions. Chapter 12 (pp. 156-168). In *Frequency and Risk Analysis in Hydrology*. Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- Machiwal, D., & Jha, M. K. (2012). *Hydrologic Time Series Analysis: Theory and Practice* (303 pp.). Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Mawdsley, J., Petts, G., & Walker, S. (1994). *Assessment of Drought Severity* (41 pp.). Occasional Paper No. 3. London: British Hydrological Society.
- McKee, T. B., Doesken, N. J., & Kleist, J. (1993). The Relationship of Drought Frequency and Duration to Times Scales (pp. 179-184). 8th. Conference on Applied Climatology, Anaheim, California, USA.
- Rao, A. R., & Hamed, K. H. (2000). The Gamma Family. Chapter 6 (pp. 127-206). In *Flood Frequency Analysis*. Boca Raton, USA: CRC Press.
- SARH (1980). *Boletín Climatológico No. 3. Región Hidrológica No. 37. El Salado*. México, DF: Subsecretaría de Planeación, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- Stedinger, J. R., Vogel, R. M., & Foufoula-Georgiou, E. (1993). Frequency Analysis of Extreme Events. Chapter 18. (pp. 18.1-18.66). In D. R. Maidment (Ed.). *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill, Inc.
- Thom, H. C. S. (1971). *Some Methods of Climatological Analysis* (53 pp.). Technical Note No. 81. Geneva: World Meteorological Organization.
- Tsakiris, G., & Vangelis, H. (2005). Establishing a Drought Index Incorporating Evapotranspiration. *European Water*, 9, 3-11.
- Tsakiris, G., Tigkas, D., Vangelis, H., & Pangalou, D. (2007). Regional Drought Identification and Assessment. Case Study in Crete. Chapter 9 (pp. 169-191). In G. Rossi, T. Vega, & B. Bonaccorso (Eds.). *Methods and Tools for Drought Analysis and Management*. Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Velasco, I. (2002). Detalle teórico metodológico del SPI. Anexo 26 (pp. 188-195). En *Plan de preparación para afrontar sequías en un distrito de riego*. Tesis doctoral. Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Campus Morelos.
- WMO (1971). Annexed III: Standard Tests of Significance to be Recommended in Routine Analysis of Climatic Fluctuations (pp. 58-71). In *Climatic Change*. Technical Note No. 79, WMO-No. 195. Geneva: World Meteorological Organization, Secretariat of the WMO.
- Zelen, M., & Severo, N. C. (1965). Probability Functions. Chapter 26 (pp. 925-995). In M. Abramowitz, & I. Stegun (Eds.). *Handbook of Mathematical Functions*. New York: Dover Publications.

Dirección 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



Laguna de la Media Luna, San Luis Potosí, México.

Foto: David Vinicio Carrera Villacrés.

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.



Vista del amanecer desde la carretera Mazatlán-Tepic, México.

Foto: Ricardo Espinosa Reza.

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, hrivas@tlaloc.imta.mx o a la licenciada Elizabeth Peña Montiel, elipena@tlaloc.imta.mx.

Política Editorial

Misión

Difundir 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

Flujo inducido por el rompimiento de una presa: análisis mediante modelación numérica

Ignacio Sabat
Oscar Link
Bernd Ettmer

Análisis forense de inundaciones: una guía metodológica

Aldo I. Ramírez
L. Alejandra Herrera-Lozano

Cinéticas de crecimiento y consumo de nutrientes de microalgas en aguas residuales urbanas con diferentes niveles de tratamiento

César Carlos García-Gozalbes
Zouhayr Arbib
José Antonio Perales-Vargas-Machuca

Mejoras de eficiencia hidráulica en vertedores con canal de descarga libre en presas: propuesta metodológica

Mauro Iñiguez-Covarrubias
Waldo Ojeda-Bustamante
Carlos Díaz-Delgado

Desarrollo de la región hidrológica del Balsas mediante la modificación de su veda

Juan Carlos Valencia-Vargas

Priorización de necesidades de reemplazo de tuberías usando SIG y evaluación multicriterio

Vivian Verduzco
Jaime Garatuza
Salvador Díaz

Priorización de áreas de intervención mediante análisis morfométrico e índice de vegetación

Adolfo López-Pérez
Mario R. Martínez-Menes
Demetrio S. Fernández-Reynoso

Modelación numérica hidrodinámico-hidrológica en zonas de inundación con presencia de infraestructura

Israel E. Herrera-Díaz
Clemente Rodríguez-Cuevas
Carlos Couder-Castañeda
José R. Gasca-Tirado

Notas técnicas

Caracterización de las sequías meteorológicas en la región central de la Argentina

Leticia Vicario
Carlos M. García
Ingrid Teich
Juan Carlos Bertoni
Andrés Ravelo
Andrés Rodríguez

Uso del agua en el norte de Sinaloa: ¿a cuál consumidor asignar el recurso?

Jesús Torres-Sombra
José Alberto García-Salazar

Aplicación del modelo de datos ArcHydro en el cálculo de disponibilidad de agua superficial

María de los Ángeles Suárez-Medina
Carlos Patiño-Gómez
Jaime Velázquez-Álvarez
Jaime Rivera-Benites
Ernesto Aguilar-Garduño
Guillermo Bautista
Citlalli Astudillo-Enríquez

Contraste de los índices DPP, SPI y RDI para clasificación de sequías, en la estación climatológica Zacatecas, México

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discusión

Guía para colaboradores

Technical articles

Flow Caused by Dam Breaks: Numerical Modeling Analysis

Ignacio Sabat
Oscar Link
Bernd Ettmer

Forensic Analysis of Floods: A Methodological Guide

Aldo I. Ramírez
L. Alejandra Herrera-Lozano

Growth Kinetics and Nutrient Uptake of Microalgae in Urban Wastewaters with Different Treatment Levels

César Carlos García-Gozalbes
Zouhayr Arbib
José Antonio Perales-Vargas-Machuca

Improvements in the Hydraulic Efficiency of Weirs with Free Outfalls in Dams

Mauro Iñiguez-Covarrubias
Waldo Ojeda-Bustamante
Carlos Díaz-Delgado

Development of the Balsas Hydrological Region by Modifying Prohibitions

Juan Carlos Valencia-Vargas

Prioritization of Needs to Replace Piping Using GIS and Multicriteria Evaluation

Vivian Verduzco
Jaime Garatuza
Salvador Díaz

Prioritization of Intervention Areas using a Morphometric Analysis and Vegetation Index

Adolfo López-Pérez
Mario R. Martínez-Menes
Demetrio S. Fernández-Reynoso

Numerical Hydrodynamic-Hydrological Modeling in Flood Zones Containing Infrastructure

Israel E. Herrera-Díaz
Clemente Rodríguez-Cuevas
Carlos Couder-Castañeda
José R. Gasca-Tirado

Technical notes

Characterization of Meteorological Droughts in the Central Argentina

Leticia Vicario
Carlos M. García
Ingrid Teich
Juan Carlos Bertoni
Andrés Ravelo
Andrés Rodríguez

Water Usage in Northern Sinaloa: Allocating the Resource to Consumers

Jesús Torres-Sombra
José Alberto García-Salazar

Application of the ArcHydro Data Model to Calculate Surface Water Availability

María de los Ángeles Suárez-Medina
Carlos Patiño-Gómez
Jaime Velázquez-Álvarez
Jaime Rivera-Benites
Ernesto Aguilar-Garduño
Guillermo Bautista
Citlalli Astudillo-Enríquez

Comparison of PPD, SPI and RDI Indices to Classify Droughts: Zacatecas Weather Station, Mexico

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussion

Contributor's guide

