



ISSN 2007-2422

Tecnología y Ciencias del Agua



Bosque en Huitzilac, Morelos, México. Foto: Helena Rivas López.

Consejo Editorial

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

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

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

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

Editor en Tratamiento del Agua
Dr. Adalberto Noyola Robles
Universidad Nacional Autónoma de México

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

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

Editor en Gestión del Agua
Dr. Agustín Breña Naranjo
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Hidráulica
Dr. Patricio Catalán
Universidad Técnica Federico Santamaría, Chile

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

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

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

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

Coordinadora editorial
Lic. Helena Rivas López
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

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

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



Artículos (originales) *Articles (original)*

Modelación hidráulica y calibración de redes de distribución de agua potable
Walter Rodríguez-Procel
Holger Benavides-Muñoz

Una revisión de las metodologías para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas de tuberías bajo flujo turbulento
José Juan Villegas-León
Alvaro Alberto López-Lambráño
Carlos Fuentes
Darío Aranda-Pérez
Alvaro Alberto López-Ramos

Hydraulic analysis of a compound weir (triangular-rectangular) simulated with computational fluid dynamics (CFD)
Erick Dante Mattos-Villarreal
Jorge Flores-Velazquez
Waldo Ojeda-Bustamante
Mauro Iñiguez-Covarrubias
Carlos Díaz-Delgado
Humberto Salinas-Tapia

Análisis de frecuencias de crecientes con la distribución GVE para r eventos anuales
Daniel Francisco Campos-Aranda

The global climate change footprint in a Mexican desert ecosystem: The increasing frequency of extreme climatic events
Cristina Montiel-González
Felipe García-Oliva
Francisco Bautista
Oscar Sánchez-Meneses

Desarrollo de un sistema sostenible de fitorremediación y bioetanol con *E. crassipes*
Uriel Fernando Carreño-Sayago

Permeable concrete design for heavy metal absorption in sustainable roads
Juan F. Silva-Juarez
Omar Chavez-Alegria
J. Ramon Gaxiola-Camacho
Jesus R. Millan-Almaraz

Tratamiento del diclofenaco en solución acuosa mediante electro-oxidación utilizando electrodos de DDB
Evelyn A. Hernández
Montserrat Castañeda
Ivonne Linares
Perla T. Almazán
Guadalupe Vázquez
Verónica Martínez

Flood risk management contributions in localized areas. Case study: Tunja, Colombia
Carlos Andrés Caro-Camargo
Laura Gil-Alvarado

Determinación del coeficiente de avance de la tormenta según el origen y peligro de las precipitaciones en el archipiélago cubano
Yoel Martínez-González
Eduardo O. Planos-Gutiérrez



Artículos (traducción) *Articles (translation)*

Hydraulic modeling and calibration of drinking water distribution networks
Walter Rodríguez-Procel
Holger Benavides-Muñoz

A review of the methodologies for estimating the coefficient of losses in pipe curves under turbulent flow
José Juan Villegas-León
Alvaro Alberto López-Lambráño
Carlos Fuentes
Darío Aranda-Pérez
Alvaro Alberto López-Ramos

Análisis hidráulico de un vertedor compuesto (triangular-rectangular) mediante dinámica de fluidos computacional (CFD)
Erick Dante Mattos-Villarreal
Jorge Flores-Velazquez
Waldo Ojeda-Bustamante
Mauro Iñiguez-Covarrubias
Carlos Díaz-Delgado
Humberto Salinas-Tapia

Flood frequency analysis with the GEV distribution for r -annual events
Daniel Francisco Campos-Aranda

Huella de cambio climático global en un ecosistema desértico de México: aumento de frecuencia de eventos climáticos extremos
Cristina Montiel-González
Felipe García-Oliva
Francisco Bautista
Oscar Sánchez-Meneses

*Development of a sustainable system of phytoremediation and bioethanol with *E. crassipes**
Uriel Fernando Carreño-Sayago

Diseño de concreto permeable para absorción de metales pesados en carreteras sustentables
Juan F. Silva-Juarez
Omar Chavez-Alegria
J. Ramon Gaxiola-Camacho
Jesus R. Millan-Almaraz

Treatment of diclofenac in aqueous solution by electro-oxidation using BDD electrodes
Evelyn A. Hernández
Montserrat Castañeda
Ivonne Linares
Perla T. Almazán
Guadalupe Vázquez
Verónica Martínez

Contribuciones a la gestión del riesgo de inundación en zonas localizadas. Caso de estudio: Tunja, Colombia
Carlos Andrés Caro-Camargo
Laura Gil-Alvarado

Storm advancement coefficient determination according to origin and hazard rainfall in the Cuban archipelago
Yoel Martínez-González
Eduardo O. Planos-Gutiérrez

1

42

112

163

219

269

293

335

384

421

DOI: 10.24850/j-tyca-2021-04-01

Artículos

**Modelación hidráulica y calibración de redes de
distribución de agua potable**

**Hydraulic modeling and calibration of drinking water
distribution networks**

Walter Rodríguez-Procel¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9194-6066>

Holger Benavides-Muñoz², ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7075-0905>

¹Magister en Recursos Hídricos, Universidad Técnica Particular de Loja,
San Cayetano Alto, Loja, Ecuador, wirp.civil@hotmail.com

²Recursos Hídricos, Departamento de Geología, Minas e Ingeniería Civil
(DGMIC), Universidad Técnica Particular de Loja, Loja, Ecuador,
hmbenavides@utpl.edu.ec

Autor para correspondencia: Holger Benavides-Muñoz,
hmbenavides@utpl.edu.ec

Resumen

El objetivo del estudio fue modelar y analizar tres redes de distribución de agua potable; calibrarlas con el *software Epanet Calibrator*, y comparar sus resultados con *Darwin Calibrator*. Se utilizaron un caudalímetro ultrasónico y *data loggers* de presión que fueron configurados para registrar datos cada diez minutos; se obtuvo la media de los caudales en cada nudo de interés de la red. Se utilizaron los datos de presión para ajustar cada red; al variar rugosidades se pudo calibrar y ajustar el modelo entre lo simulado matemáticamente con los datos obtenidos en campo. Mediante esta información se establecieron ecuaciones y curvas de calibración para discriminar la discrepancia entre lo modelado y lo observado en campo. Las calibraciones hidráulicas se hicieron mediante las fórmulas de Darcy-Weisbach y Hazen-Williams. Los resultados muestran para cada red una variación en las calibraciones del 35, 15 y 10 %. Se concluye que estas dos aplicaciones computacionales arrojan resultados similares entre los datos de lo simulado y lo observado con la diferencia de que la calibración en *Epanet* se hace nudo por nudo, mientras que en *Darwin Calibrator* puede efectuarse mediante grupos de calibraciones en un determinado sector.

Palabras clave: redes hidráulicas, calibración, algoritmos genéticos, simulación hidráulica, análisis de red.

Abstract

The objective of the study was to model and analyze three drinking water distribution networks, calibrate them with Epanet Calibrator software and compare their results with Darwin Calibrator. An ultrasonic flowmeter and

pressure data loggers were used, which were configured to record data every ten minutes, the mean of the flows at each node of interest in the network was obtained. The pressure data was used to adjust each network and by varying the roughness, the model could be calibrated and adjusted, among those mathematically simulated with the data obtained in the field. Using this information, equations and calibration curves were established to discriminate the discrepancy between what was modeled and what was observed in the field. Hydraulic calibrations were performed using the Darcy-Weisbach and Hazen-Williams formulas. The results show for each network a variation in the calibrations of 35, 15 and 10 %. It is concluded that these two computational applications show similar results between the simulated and observed data, with the difference that calibration in Epanet is carried out node by node, while in Darwin Calibrator it can be performed by means of groups of calibrations in a given sector.

Keywords: Hydraulic networks, calibration, genetic algorithms, hydraulic simulation, network analysis.

Recibido: 31/12/2018

Aceptado: 27/08/2020

Introducción

Los modelos matemáticos, así como los computacionales aplicados a los sistemas de distribución de redes de agua han alcanzado una gran aceptación por parte de la comunidad científica, convirtiéndose en una herramienta fundamental para el diseño y la gestión de los mismos (Bosch-Fuentes & Recio-Villa, 2014) al permitir una representación veraz en el espacio y tiempo de lo que ocurre en el proceso (Pérez-Arellano, Roldán-Cañas, Moreno-Pérez, & García-Alcubierre, s.f.). La American Water Works Association (AWWA) explica que la calibración consiste en una comparación del modelo final con las mediciones obtenidas en el campo, realizando ajustes en los parámetros de la red (Martínez-Solano, Iglesias-Rey, & Molina-Arce, 2015), con la finalidad de proporcionar registros específicos de presiones en nudos, velocidades y caudales a lo largo del periodo de simulación (Bartolín-Ayala & Martínez-Alzamora, 2013). Estas calibraciones determinan características físicas y operacionales de un sistema, que al ingresar la información al modelo computacional proporcionen resultados realistas (Iglesias-Rey, Martínez-Solano, & Ribelles-Aquilar, 2017).

Saldarriaga y Jurado (2008) consideran que la calibración consiste en hallar un modelo hidráulico que precise los datos de la red existente, con el objetivo de usar el modelo de forma exitosa. Morelos y Ramírez-Hernández (2017); Walski, DeFrank, Voglino, Wood y Whitman (2006)

expresan que en una simulación hidráulica de una red de agua potable construida es necesario investigar todas las variables características de la red, como su topología, nodos de demanda, rugosidad en tuberías y presiones, para poder obtener un resultado confiable en la zona de estudio.

En muchas ocasiones, la calibración de un sistema de distribución de agua potable dificulta resolver analíticamente todos los parámetros del sistema hidráulico, pues cuenta con una gran cantidad de incógnitas, como la rugosidad y el coeficiente de emisor (Guerrero-Angulo & Arreguín-Cortés, 2002; Wu *et al.*, 2002). Los primeros métodos para calibrar modelos a menudo utilizaron un enfoque donde el número de incógnitas (rugosidad y coeficiente de emisor) coincidían con el número de observaciones para que una solución pudiese ser determinada (Ormsbee, 2006). Esto requiere de un análisis exhaustivo para determinar la forma de agrupar la cantidad de incógnitas que una red pudiese tener. Por lo tanto, se necesitaba usar de alguna manera la optimización en modelos hidráulicos para no resolver una cantidad extensa de ecuaciones igual al número de incógnitas (Walski *et al.*, 2006).

Bentley (2008), en su página, hace una comparación entre la eficiencia de estos dos programas y menciona que la metodología en la que se basan es la del cálculo denominado gradiente conjugado con base en los algoritmos genéticos, como también lo describen Datta y Sridharan (1995); Walski *et al.* (2006), y Wu *et al.* (2002). *Darwin Calibrator* tiene un *software* de sistema integrado con tres partes: un módulo de algoritmo genético, un módulo de simulación hidráulica y un módulo de calibración.

Ormsbee (2006), y Ormsbee y Lingireddy (1997) aplicaron la optimización para calibrar los modelos de sus redes hidráulicas. Por otra parte, Lansey y Basnet (1991) desarrollaron un modelo de optimización que podría coincidir con el campo de observaciones, pero señalaron que se necesitaban cantidades suficientes de datos de alta calidad para que funcionara bien. Esto coincidió con la observación de Walski (1983), y Wu, Arniella y Gianella (2004) de que se necesita una pérdida de carga suficiente en el sistema para que funcione la calibración automática, que se ilustró con éxito en un sistema de muestra (Walski *et al.*, 2006).

La modelación y calibración de redes de distribución de agua a presión y flujos de tuberías en *Epanet* se utiliza como herramienta fundamental para la mejora de la gestión, operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua (Alves, Muranho, Albuquerque, & Ferreira, 2014; Anisha, Kumar, Ashok-Kumar, & Suvama-Raju, 2016; Koppel & Vassiljev, 2012; Murray, Walsh, Kelliher, & O'Sullivan, 2014). Estas simulaciones hidráulicas permiten que sean más confiables y válidas, con datos acertados que se asemejen a la realidad para la toma de decisiones de presión en nudos de la red (Alves *et al.*, 2014; Bosch-Fuentes & Recio-Villa, 2014). *Epanet* ejecuta simulaciones en el comportamiento hidráulico en periodo extendido y de la calidad de agua en redes a presión, con una aplicación amplia de muestreo, calibración de modelos, análisis del cloro y la valoración del riesgo a que se encuentran involucrados los consumidores (Abdy-Sayyed, Gupta, & Tanyimboh, 2014; Agency, 2000; Pacchin, Alvisi, & Franchini, 2017); compara resultados de simulación hidráulica, respecto a la información de campo mediante curvas de evolución e informes de calibraciones, en los cuales

se analiza la variación de presiones en diferentes nudos de la red (Agency, 2000; Escobar, 2010; Pacchin *et al.*, 2017). Los problemas de calibración están formulados como una optimización de objetivos, donde el modelo estima parámetros de la red de distribución, minimizando la desviación cuadrada entre los datos observados y los simulados (Dunca, Piraianu, Roman, Ciuc, & Georgescu, 2017).

El objetivo principal del estudio fue modelar la red y calibrarla usando el programa computacional *Epanet Calibrator* y comparar sus resultados con *Darwin Calibrator*, que es otra aplicación informática utilizada para la modelación (Iglesias-Rey *et al.*, 2017; Murray *et al.*, 2014) de redes de distribución de agua potable, mediante la modelación estática y dinámica; analizar sus variables, y encontrar la respectiva rugosidad que con el pasar del tiempo aumenta por el deterioro de la tubería (Bartolín-Ayala & Martínez-Alzamora, 2013).

El estudio de la calibración se llevó a cabo en tres ciudades del Ecuador, dos redes en la zona norte y una red en la zona sur del país. Los datos usados en este estudio fueron de presión y caudal, que fueron tomados en diferentes puntos de cada red.

Materiales y métodos

Para la obtención de los resultados de presiones se utilizó un registrador automático del tipo data logger IP68 Lolog, con una capacidad para almacenar 16 000 lecturas, diseñado para supervisar presión. Para obtener los valores de caudal se usaron sensores de un equipo electrónico del tipo “doppler flowmeter” portátil de doble frecuencia no invasivo, con el que se registró el flujo de la red en cada sector de estudio.

El caudalímetro fue configurado para registrar datos cada 10 minutos (Muniz *et al.*, 2015); se obtuvo la media de los caudales en cada nudo de la red. Se utilizaron los datos de presión para ajustar la red, y variar las rugosidades para calibrar y obtener el valor deseado en lo simulado con lo obtenido en campo.

La aplicación informática de *Epanet Calibrator* fue creada para calibrar modelos hidráulicos (Agency, 2000; Iglesias-Rey *et al.*, 2017; Muranho, Ferreira, Sousa, Gomes, & Marques, 2014). El uso fue esencial para el procesamiento de la información obtenida en mediciones de campo. El sistema computacional permitió la estimación de rugosidades de la tubería y coeficientes del emisor nodal por grupo de tuberías que son definidas por el usuario al momento del análisis de la calibración para poder llegar al ajuste deseado. Los datos observados consisten en la presión (Abe & Cheung, 2010).

Darwin Calibrator proporciona calibraciones tentativas, apoyada en un conjunto de datos de campana múltiples, trae la velocidad y la eficacia de algoritmos genéticos a la calibración de su sistema hidráulico y presenta varias alternativas de calibraciones que considera el programa para la optimización del sistema. El calibrador de Darwin puede configurar

una serie de calibraciones que pueden tener numerosos resultados con diferentes patrones y escenarios en el estudio (Hooda & Damani, 2017).

Datos y área de estudio

El área de estudio se ubica en tres ciudades del Ecuador: Loja, Ibarra y Quito, donde se abastecen con sistemas de distribución de agua urbana, delimitadas por redes aisladas topológicamente o por válvulas de frontera operados como sectores hidrométricos, donde se facilita la medición del caudal inyectado y las presiones de servicio. Para efecto de este estudio, las zonas se identifican como sector 1, sector 2 y sector 3, respectivamente. Estas ciudades andinas se caracterizan por su zona montañosa muy irregular, lo cual es necesario tomar en consideración, para no interferir en el resultado final de la calibración (Saldarriaga & Jurado, 2008).

Sector 1

Cuenta con 111 nudos y 92 tuberías. La línea hidráulica que se conecta desde la red matriz hasta el depósito principal en su mayor trayectoria es una tubería de fundición dúctil (FD) de 100 mm de diámetro y llega al reservorio con tubería de polipropileno (PPR) de 90 mm.

La calibración en Epanet se hizo con base en la presión tomada en cada nudo de la red de abastecimiento. Este sector se abastece desde el sistema de suministro público del plan maestro de agua potable — gestionado por la Unidad Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Loja (UMAPAL)— con una línea matriz de polietileno de 300 mm de diámetro y a una profundidad promedio de 1.70 metros.

El nudo de almacenamiento principal (depósito superior) de la red de distribución de agua potable del sector en estudio está ubicado en la cota 2 156 msnm, con una capacidad de almacenamiento de 100 m³, que regula la inyección hacia la red que abastece, como se muestra en la Figura 1.

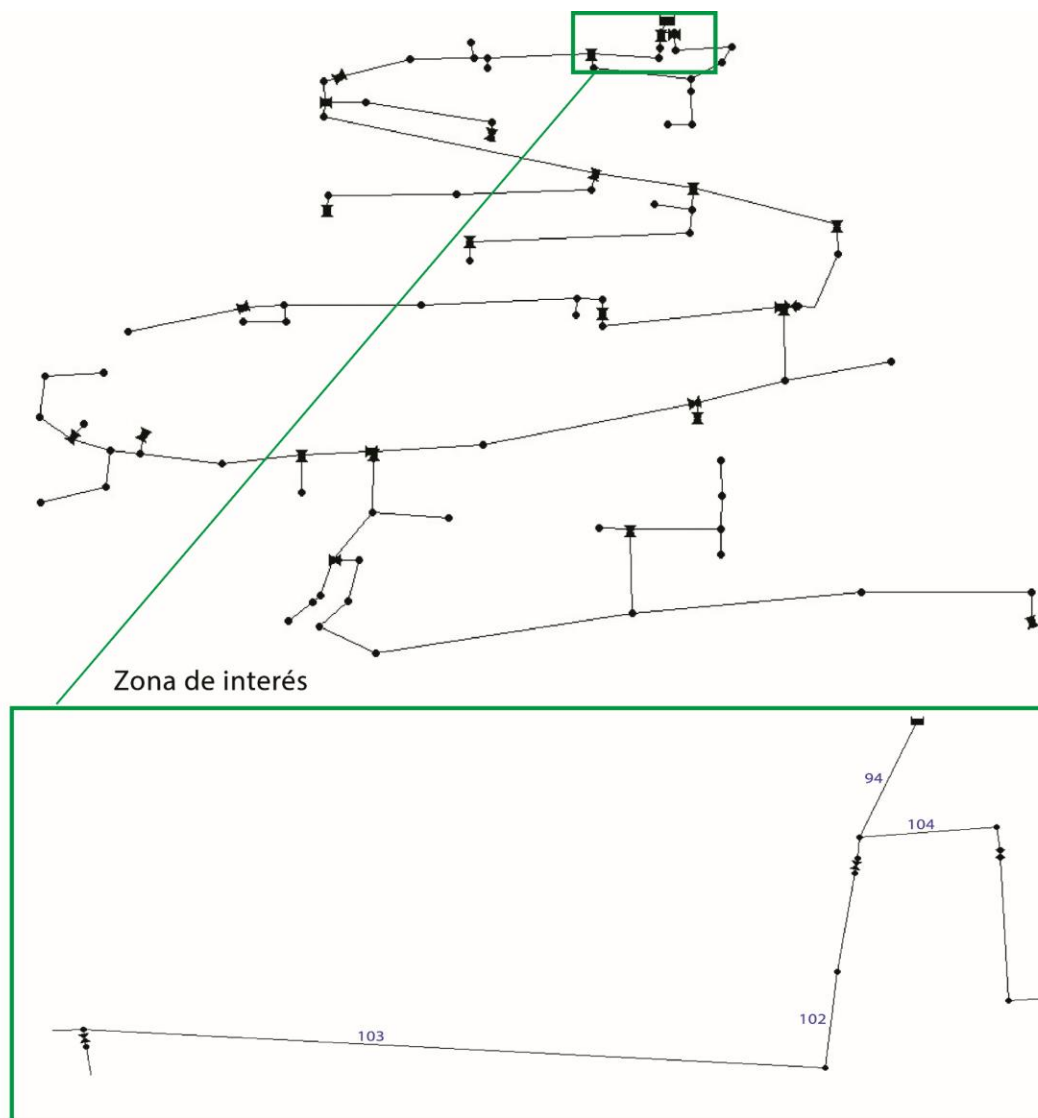


Figura 1. Gráfico de la red de distribución del sector 1.

Sector 2

El sector 2 es abastecido por un tanque de reserva, que es alimentado desde la planta de tratamiento principal mediante una tubería de derivación.

El sector 2 cuenta con 629 nudos y 811 tuberías, y comprende un área de 82 hectáreas. Esta red hidrométrica abastece a 3 651 usuarios del sector, con un caudal medio de 11.7 litros por segundo. El material de las tuberías para la distribución de agua potable es de PVC (policloruro de vinilo) y su longitud es de 8 151 m, con diámetros que varían entre mínimo 40 mm y máximo 110 mm. Los habitantes del sector utilizan el agua potable distribuida por EMAPA (Empresa de Agua Potable y Alcantarillado), que brinda servicio de agua potable durante las 24 horas del día a todo el sector. Cuenta con una presión mínima, promedio y máxima de 1.46, 28.00 y 62.65 metros de columnas de agua, respectivamente. La calibración en *Epanet* se hizo con base en la presión tomada en cada nudo de la red de abastecimiento. En la Figura 2 se muestra la red hidrométrica del sector 2.

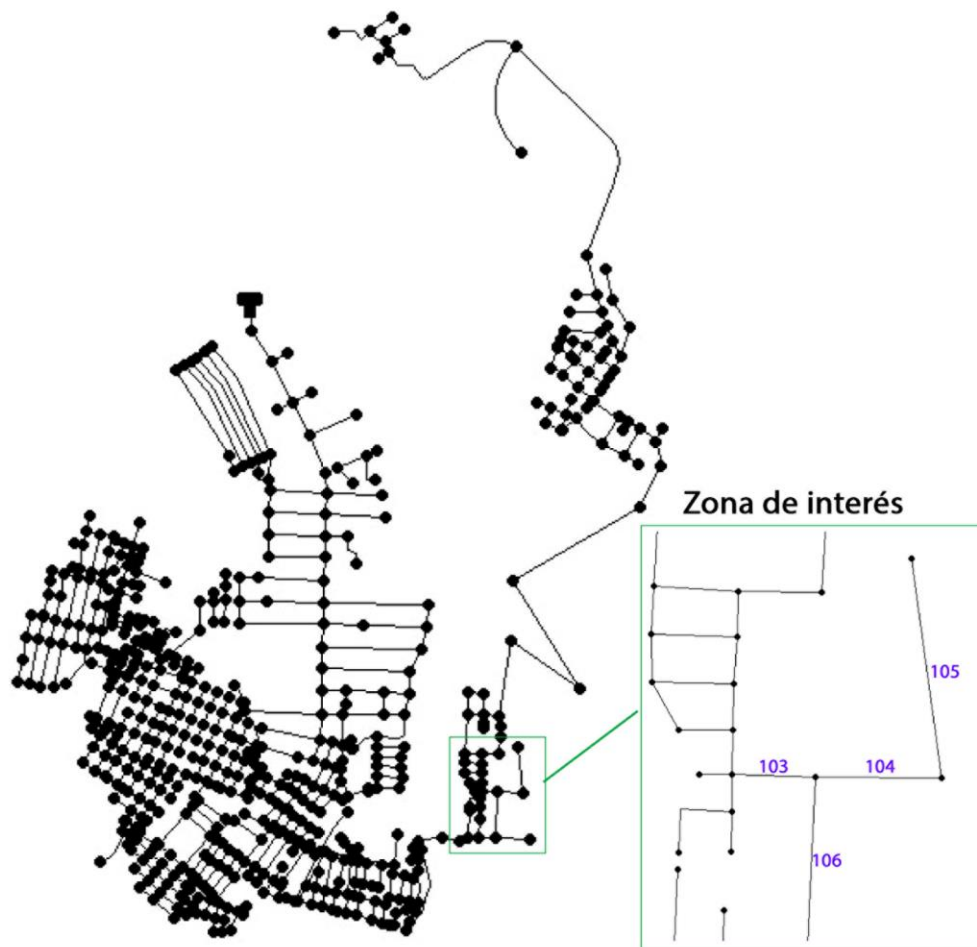


Figura 2. Gráfico de la red de distribución del sector 2.

Sector 3

Los habitantes del sector utilizan el agua de EPMAPS (Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento), que abastece una superficie de 73.6 hectáreas.

Como se observa en la Figura 3, esta red hidrométrica cuenta con 83 nudos y 94 tuberías de PVC, que van desde 7.5 mm hasta 300 mm de diámetro. El caudal máximo, medio y mínimo van desde los 13.93, 8.38 y 4.52 m³/s, respectivamente.

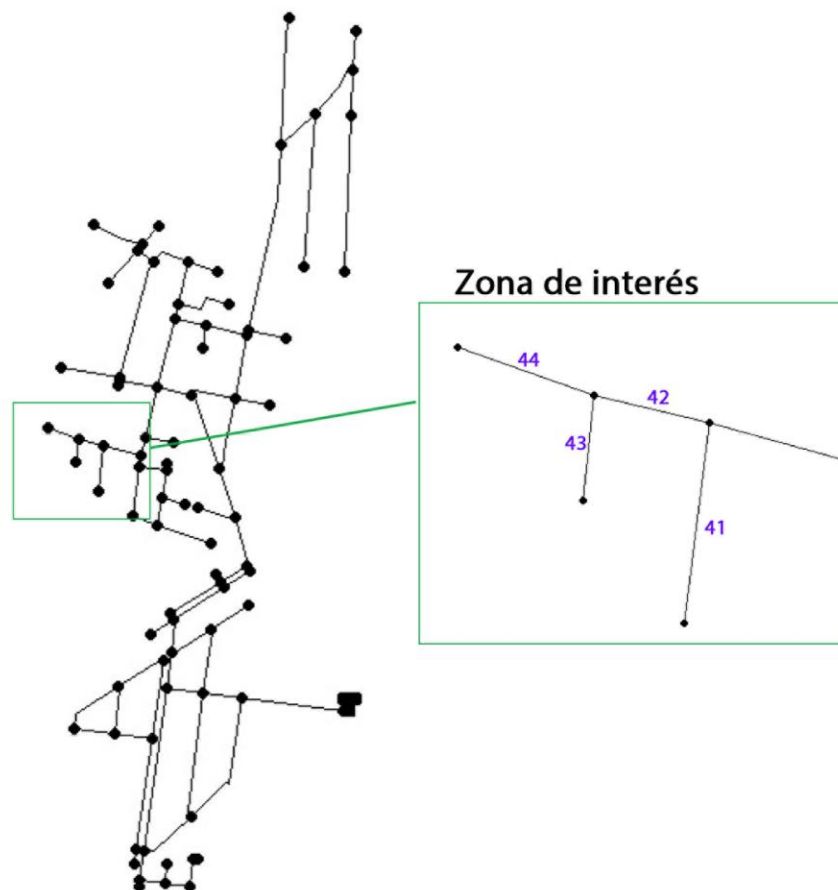


Figura 3. Gráfico de la red de distribución de agua del sector 3.

Estimación de parámetros

La estimación de los parámetros del sistema se determina por la desviación mínima entre los valores simulados y los valores observados en condiciones variables de tiempo. Esta estimación de parámetros ha sido formulada matemáticamente por la teoría estadística de regresión (Abe & Cheung, 2008; Abe & Cheung, 2010; Jorgensen, 1983):

$$y = f(\beta) + \epsilon \quad (1)$$

En la Ecuación (1), y representa los valores observados; $f(\beta)$, la estimación del modelo de y ; β , el parámetro del modelo vector, y ϵ es el vector de error de medición aleatoria. Estas ecuaciones son las que el programa *Epanet* utiliza internamente para el análisis (Martínez-Solano *et al.*, 2015). La maximización de probabilidades (Ecuación (2)) proporciona un argumento de problemas de mínimos cuadrados (Abe & Cheung, 2010; Iglesias-Rey *et al.*, 2017):

$$\text{Máx} L(\beta) = \text{mín} \frac{1}{2} (y - f(\beta))^T C d^{-1} (y - f(\beta)) \quad (2)$$

El problema de la estimación de parámetros es determinar los valores óptimos de rugosidades y coeficientes de emisor de un sinnúmero de observaciones en el campo (Abe & Cheung, 2008; Iglesias-Rey *et al.*, 2017). El enfoque de los mínimos cuadrados se usa para representar la desviación de los valores simulados con los observados, donde se le puede expresar con la Ecuación (3):

$$Min = \sum_{i=1}^N \left[\frac{\Delta P_i}{\frac{\sum_{i=1}^N P_i'}{N}} \right] + \sum_{j=1}^M \left[\frac{\Delta Q_j}{\frac{\sum_{j=1}^M Q_j'}{M}} \right] \quad (3)$$

En la Ecuación (3), P_i' (metros de columna de agua) y Q_j' (litros por segundo) representan los valores de presión y caudal, respectivamente. ΔP_i es la diferencia de presión entre los datos simulados y los registrados en campo; ΔQ_j , la diferencia del flujo entre los datos simulados y los observados; N , la cantidad de nudos, y M es el número de tuberías monitoreadas.

Los dibujos de las redes de distribución de agua sectorizadas fueron exportadas del *AutoCAD* (Autodesk, 2010) a un archivo con formato .DXF; después tales archivos digitales fueron importados desde el *Darwin Calibrator* (Alves *et al.*, 2014; WaterGEMS, 2009), aplicación informática donde se realizaron los análisis hidráulicos con sus respectivas calibraciones. Culminado con este paso, el archivo resultante de cada sector se guardó en formato de archivo digital “.INP” para poderlo

importar desde *Epanet* 2.0 y así realizar el respectivo análisis hidráulico comparativo.

Se adoptaron las dimensiones de diámetro, longitud y otros parámetros característicos que representan a cada sector investigado para someterlas al análisis respectivo en los módulos de calibración tanto de *Darwin* como de *Epanet Calibrator* (Boczar, Adamikiewicz, & Włodzimierz, 2017). Con los primeros resultados del análisis se ingresaron los datos de presiones obtenidos con sensores en los nodos de interés para la calibración respectiva. Para optimización de los tiempos de calibración se creó un archivo de texto en el que se organizaron las presiones de cada nodo de cada red para facilitar el ingreso de la información en *Epanet* (Abdy-Sayyed *et al.*, 2014; Gençoğlu & Merzi, 2017).

Validación

La modelación en *Epanet Calibrator* se llevó a cabo de la misma manera que en *Darwin Calibrator*, para así validar los resultados de la simulación del sistema hidráulico en ambas herramientas de calibración.

Darwin Calibrator es el programa de algoritmo genético que permite calibrar un modelo de distribución de agua con condiciones prácticas que

incluyen la combinación y agregación de los parámetros del modelo en múltiples condiciones de carga de demanda, con varios escenarios de límites y fronteras del sistema, ajuste manual y con análisis de sensibilidad de las soluciones de calibración (Abdy-Sayyed *et al.*, 2014; Walski *et al.*, 2006; WaterGEMS, 2009). El Calibrador de Darwin utiliza un enfoque de algoritmo desarrollado por Wu *et al.* (2002), y Wu, Walski, Naumick, Dugandzic y Rob (2005).

Una vez que se construyó el modelo de un sistema de distribución de agua, se ingresaron los datos de campo; luego se decidieron los parámetros que se pueden ajustar para lograr la calibración y cualquier condición de contorno asociado con el sistema en el momento en el que se recopilaron los datos de campo, como flujos, alturas de la línea de gradiente hidráulico (LGH), condiciones de contorno relacionadas con los niveles de agua en depósitos y el estado operacional de las válvulas (Wu *et al.*, 2004; Wu *et al.*, 2005).

Darwin Calibrator tiene un modelador para seleccionar tres tipos de combinaciones en cada modelo, con parámetros como la rugosidad de la tubería en función de las ecuaciones de pérdida de carga de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach y Chézy-Manning (Walski, Wu, & Hartell, 2012; Wu *et al.*, 2004), métodos de cálculo de las pérdidas de carga que también los dispone *Epanet Calibrator* (Abe & Cheung, 2010; Agency, 2000; Iglesias-Rey *et al.*, 2017; Waikhom & Mehta, 2015).

Las tuberías de cada sector se agruparon por el tipo de material, en tuberías de polietileno y de asbesto cemento, para así obtener un único enlace de calibración, al que se le asigna un nuevo coeficiente de

rugosidad establecido a todos los tubos en el mismo grupo. Las uniones que tienen patrones semejantes de demanda y dentro de una misma superficie topológica también se agregaron como una unión de calibración, para que se calcule con un mismo factor de demanda. Los parámetros de calibración son delimitados por las fronteras (superior e inferior) señaladas en los patrones en la red.

Valor incremental

Para este caso, un valor de Hazen William “coeficiente C” para una tubería o un grupo de tuberías se computará dentro de un rango de un mínimo de 40 y un máximo de 140, con un incremental de cinco (5). El multiplicador de demanda puede variar de 0.8 a 1.2 y aumenta en 0.1 (Wu *et al.*, 2004).

La exactitud de las soluciones obtenidas mediante algoritmos genéticos se cuantifica usando lo que se llama “aptitud” de las soluciones. La aptitud se basa en la diferencia entre los valores observados y simulados para la línea de grado hidráulico y flujo (Walski *et al.*, 2006). Normalmente hay tres métodos para calcular la aptitud: mínimos cuadrados, valor de diferencia absoluta mínima y error máximo mínimo. El método utilizado en este trabajo es el de mínimos cuadrados, donde la aptitud se determina con la Ecuación (4):

$$F = \frac{1}{W_h} \sum (H_{mod} - H_{obs})^2 + \frac{1}{W_q} \sum (Q_{mod} - Q_{obs})^2$$

(4)

Donde F es la aptitud del modelo o resultado; H_{mod} , el valor simulado de la carga hidráulica o altura piezométrica; H_{obs} , el valor observado de la carga hidráulica o altura piezométrica; Q_{mod} , el valor simulado del caudal; Q_{obs} , el valor observado del caudal; W_h , el factor ponderado de la carga hidráulica o altura piezométrica, y W_q es el factor ponderado del caudal. Esta expresión matemática de mínimos cuadrados es considerado por *Darwin Calibrator* para la calibración de redes (Walski *et al.*, 2006).

En este trabajo se realizó un conjunto de mediciones de presión distribuidas en todo el sistema y se registró el flujo de la tubería principal. Los factores de rugosidad para los tubos de la red se estiman inicialmente como un valor de las rugosidades de Darcy-Weisbach de 0.0250 mm (Wu & Clark, 2008; Wu *et al.*, 2002). Para poder calcular el estado físico de la red se utiliza la fórmula del error mínimo cuadrado y la ponderación dada de la carga de altura piezométrica (García-Alcaraz & Castillo-Elsitdié, 2006).

Tanto *Darwin Calibrator* como *Epanet Calibrator* funcionan con algoritmos genéticos (Abe & Cheung, 2008; Iglesias-Rey *et al.*, 2017; Pérez, Sanz, Cugueró, Blesa, & Cugueró, 2015). El proceso de calibración que mediante iteraciones realiza cada programa permite encontrar la solución óptima de las redes de agua estudiadas. *Darwin Calibrator* tiene

una particularidad “favorable”, pues muestra tres soluciones óptimas posibles, que se pueden adaptar en la calibración de las tuberías. Para el caso de *Epanet*, la calibración es manual, por lo que se dificulta el proceso de aproximación del valor de la rugosidad, llegando a sobreestimar o subestimar este valor para el ajuste, como lo mencionan Bentley Systems, I. (2005), WaterGEMS (2009) y Wu *et al.* (2004).

Resultados

Sector 1

La calibración hidráulica fue realizada mediante la fórmula de Darcy-Weisbach, y a partir de la presión tomada en diferentes nodos (Figura 1). El factor de rugosidad para el análisis se estimó inicialmente como 0.0250, mientras que la calibración realizada por *Darwin Calibrator* muestra dos soluciones con un aumento promedio del 35 % más, como se muestra en la Tabla 1. La resolución física de la red hidráulica se calcula utilizando la formulación de error mínimo cuadrado y la ponderación de las mediciones de la LGH (línea de gradiente hidráulico) y caudal, respectivamente

(García-Alcaraz & Castillo-Elsitdié, 2006; Molina-Arce, Iglesias-Rey, & Martínez-Solano, 2014).

Tabla 1. Resultados de ajuste de rugosidad de tuberías del sector 1.

Solución 1					
Porcentaje de ajuste de rugosidad					1.44
Darcy-Weisbach					
Grupo de ajuste	Enlace	Caudal (l/s)	Presión (mca)	Rugosidad inicial (mm)	Rugosidad ajustada (mm)
Tubería	94	5.21	1.56	0.025	0.036
Tubería	102	4.59			
Tubería	103	4.59			
Tubería	104	0.63			

Solución 2					
Porcentaje de ajuste de rugosidad					1.26
Darcy-Weisbach					
Grupo de ajuste	Enlace	Caudal (l/s)	Presión (mca)	Rugosidad inicial (mm)	Rugosidad ajustada (mm)
Tubería	94	5.21	1.56	0.025	0.032
Tubería	102	4.59			
Tubería	103	4.59			

Tubería	104	0.63
---------	-----	------

En la Figura 4 se muestra el coeficiente de correlación entre los programas *Epanet Calibrator* (Figura 4a) y *Darwin Calibrator* (Figura 4b), respectivamente. Se observa que los dos programas muestran un coeficiente de ajuste *R*-cuadrado mayor a 0.90, en especial la calibración realizada por *Darwin Calibrator* (Figura 4b), con un *R*-cuadrado de 0.97, mostrando un modelo fiable acercándose a las necesidades de la red hidráulica.

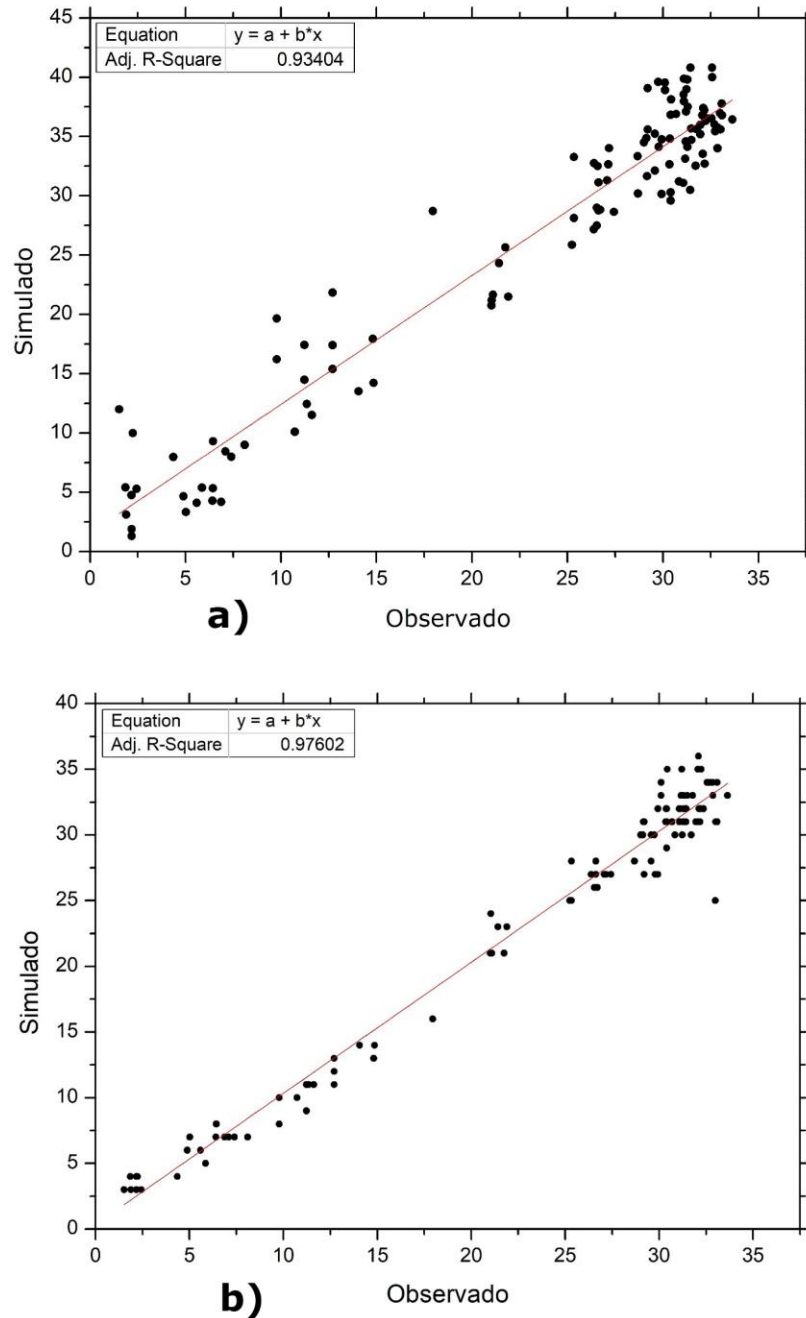


Figura 4. Representación del error de correlación para la solución calibración correcta *Epanet Calibrator* y *Darwin Calibrator* (Darcy-Weisbach; sector 1).

Sector 2

El diseño de la tubería se hizo mediante la fórmula de Hazen-Williams (Wu *et al.*, 2004; Wu & Clark, 2008) y con base en la presión tomada en diferentes nodos (Figura 2). Los factores de rugosidad de Hazen-Williams para las tuberías en este análisis se estiman inicialmente como $C = 130$, mientras que la calibración realizada por *Darwin Calibrator* muestra tres soluciones ideales, con una disminución del 10 % de la rugosidad, que se detalla en la Tabla 2. La solución física de la red hidráulica se calcula utilizando la formulación de error mínimo cuadrado y la ponderación de las mediciones de la LGH y caudal, respectivamente (García-Alcaraz & Castillo-Elsitdié, 2006; Molina-Arce *et al.*, 2014).

Tabla 2. Resultado de ajuste de rugosidad de tuberías del sector 2.

Solución 1					
Porcentaje de ajuste de rugosidad					0.90
Hazen-Williams					
Grupo de ajuste	Enlace	Caudal (l/s)	Presión (mca)	Rugosidad inicial (Valor C)	Rugosidad ajustada (valor C)

Tubería	103	6.44	9.02		
Tubería	104	3.11			
Tubería	105	4.82	9.02	130	117.26
Tubería	106	5.63	9.02		

Solución 2

Porcentaje de ajuste de rugosidad

0.90

Hazen-Williams

Grupo de ajuste	Enlace	Caudal (l/s)	Presión (mca)	Rugosidad inicial (valor C)	Rugosidad ajustada (valor C)
Tubería	103	6.44	9.02		
Tubería	104	3.11			
Tubería	105	4.82	9.02	130	117.13
Tubería	106	5.63	9.02		

Solución 3

Porcentaje de ajuste de rugosidad

0.9

Hazen-Williams

Grupo de ajuste	Enlace	Caudal (l/s)	Presión (mca)	Rugosidad inicial (valor C)	Rugosidad ajustada (valor C)
Tubería	103	6.44	9.02		
Tubería	104	3.11		130	117.39
Tubería	105	4.82	9.02	9.02	

Tubería	106	5.63
---------	-----	------

En la Figura 5 se muestra el error de correlación entre los programas *Epanet Calibrator* (Figura 5a) y *Darwin Calibrator* (Figura 5b), respectivamente. Los resultados arrojan un coeficiente de ajuste mayor a 0.90, por lo que es un resultado confiable para la permanencia en el tiempo de la red de distribución de agua potable, en especial la calibración por medio de *Darwin Calibrator* con un *R*-cuadrado de 0.99, como se observa en la Figura 4b.

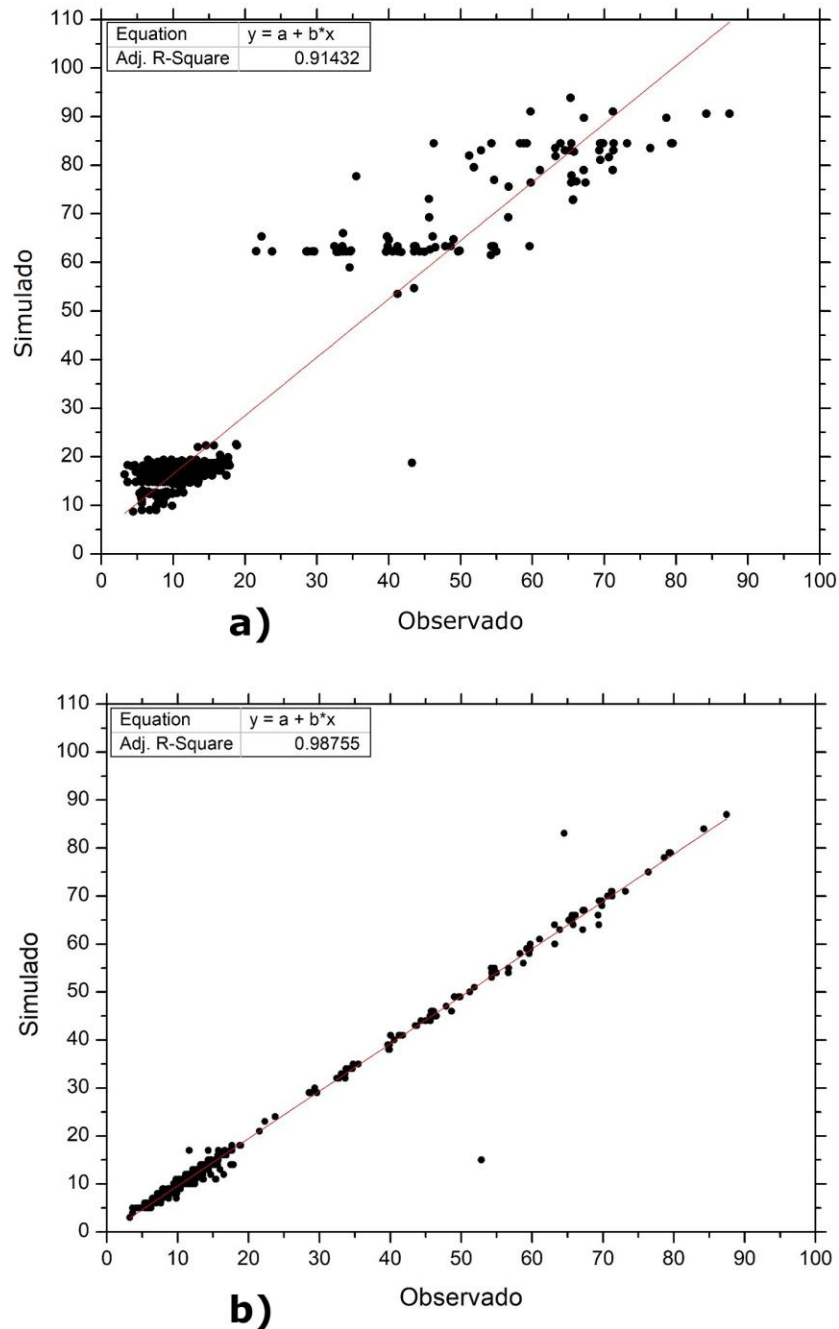


Figura 5. Representación del error de correlación para la solución calibración correcta *Epanet Calibrator* y *Darwin Calibrator* (Hazen-Williams; sector 2).

Sector 3

El análisis se efectuó mediante la fórmula de Hazen-Williams, y con base en la presión tomada en diferentes nodos (Figura 3). El coeficiente C de Hazen-Williams en este análisis se estima inicialmente con un valor de 130. La calibración realizada por *Darwin Calibrator* muestra dos soluciones ideales con una disminución del 15 % promedio de la rugosidad detallado en la Tabla 3. La solución física de la red hidráulica se calcula utilizando la formulación de error mínimo cuadrado, y la ponderación de las mediciones de la LGH y caudal, respectivamente (García-Alcaraz & Castillo-Elsitdié, 2006; Molina-Arce *et al.*, 2014).

Tabla 3. Resultado de ajuste del coeficiente de rugosidad de tuberías del sector 3.

Solución 1

Porcentaje de ajuste de rugosidad					0.90
Hazen-Williams					
Grupo de ajuste	Enlace	Caudal (l/s)	Presión (mca)	Rugosidad inicial	Rugosidad ajustada

				(valor C)	(valor C)
Tubería	41	1.22	3.65		
Tubería	42	3.46			
Tubería	43	1.21		3.60	130
Tubería	44	1.21		3.60	117

Solución 2

Porcentaje de ajuste de rugosidad

0.80

Hazen-Williams

Grupo de ajuste	Enlace	Caudal (l/s)	Presión (mca)	Rugosidad inicial (valor C)	Rugosidad ajustada (valor C)
Tubería	41	1.22	3.65		
Tubería	42	3.46			
Tubería	43	1.21	3.60	130	104
Tubería	44	1.21	3.60		

En la Figura 6 se puede observar el error de correlación entre los programas *Epanet Calibrator* (Figura 6a) y *Darwin Calibrator* (Figura 6b), respectivamente. Los resultados arrojan un coeficiente de ajuste *R*-cuadrado mayor de 0.90, lo que indica un resultado favorable para la red hidráulica.

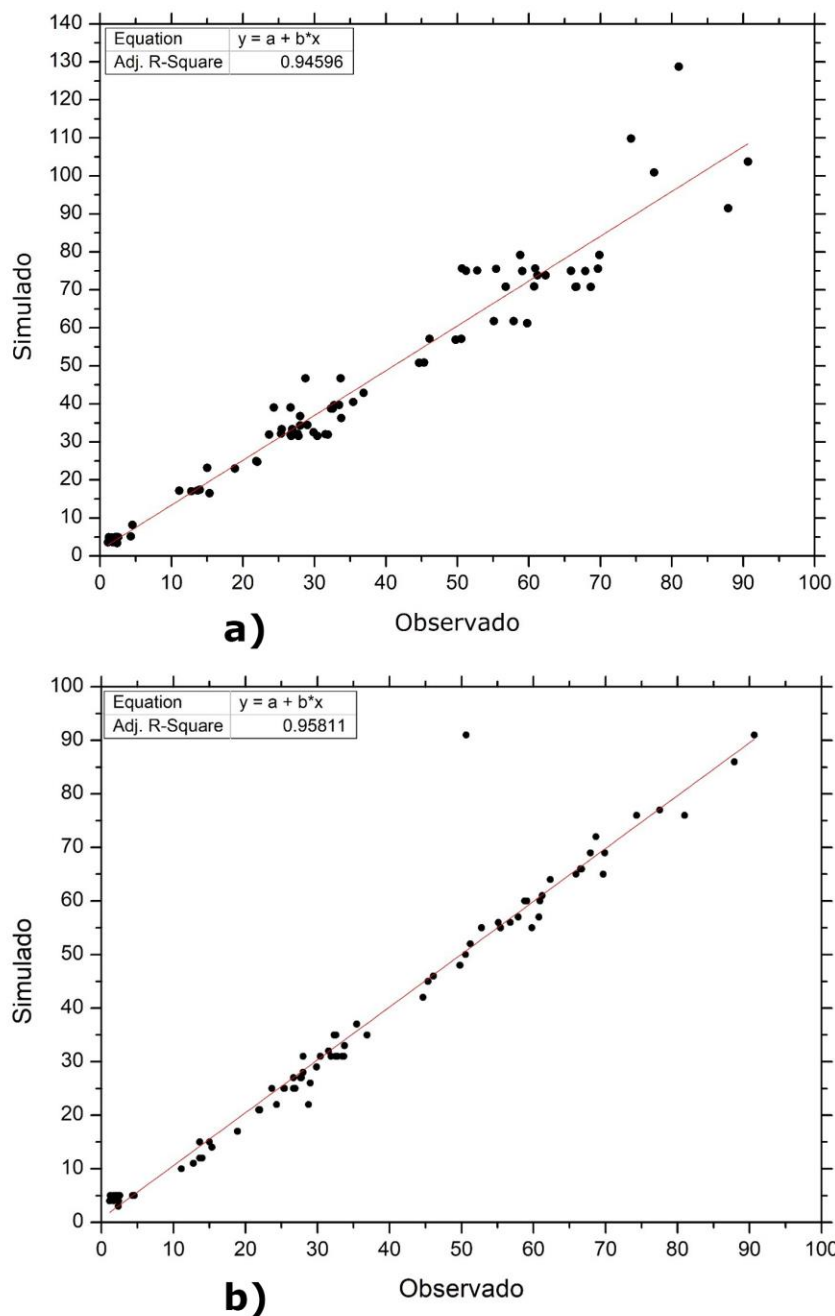


Figura 6. Representación del error de correlación para la solución calibración correcta *Epanet Calibrator* y *Darwin Calibrator* (Hazen-Williams; sector 3).

Discusión de resultados

Los resultados correspondientes a las calibraciones comparativas entre *Epanet Calibrator* y *Darwin Calibrator* muestran coeficientes de correlación superior a 0.90, lo cual señala una buena calibración, una excelente distribución y buena aplicación de parámetros aplicados en la red, como lo demostraron también Walski *et al.* (2006), Wu *et al.* (2002) y Wu *et al.* (2005). La calibración mediante *Darwin Calibrator* permitió agrupar en diferentes combinaciones de posibles rugosidades en tuberías. El proceso del análisis de los dos programas (*Epanet Calibrator* y *Darwin Calibrator*) hizo posible interactuar un proceso de búsqueda para proporcionar la solución más óptima, que incorpora el estado de la válvula, flujos y demandas. Las dos herramientas son eficaces en la calibración de redes, pero mantienen una diferencia, en que la introducción de datos, manejo y análisis se puede hacer con más detalle en *Darwin Calibrator* que en *Epanet Calibrator* (WaterGEMS, 2009). Se tomaron múltiples parámetros y las condiciones de contorno de la red hidráulica, tales como demanda y presiones (Lansey & Basnet, 1991; León-Celi, Iglesias-Rey, & Martínez-Solano, 2017), para proporcionar una representación precisa de la red.

La condición de carga de las demandas en cada uno de los sectores se pudo modificar globalmente para los sistemas hidráulicos en diferentes momentos del día simulado. Los ajustes de la válvula de control de presión también se pueden tener en cuenta en la calibración de cada red hidráulica de los distintos sectores, por tanto, la precisión se mejora al proporcionar un resultado cercano a la realidad, al operar en cada instante de tiempo de la simulación.

Estas simulaciones de cada una de las redes hidráulicas mostraron resultados un coeficiente de ajuste mayor a 0.90. El sector 1 arrojó un R -cuadrado de 0.97, muy similar al del sector 2 con un R -cuadrado de 0.98. Por otro lado, el sector 3 mostró un coeficiente de 0.95, mucho menor al sector 1 y al sector 2; esto puede ser relacionado con el tiempo de funcionamiento en las tuberías de la red (edad de la red).

El método de calibración automática de un modelo de distribución de agua proporciona una flexibilidad máxima para configurar una calibración en la práctica (Boczar *et al.*, 2017; Lansey & Basnet, 1991); por ejemplo, un modelador puede elegir los parámetros del modelo, incluido el coeficiente de rugosidad de la tubería, demanda de nodo y estado operacional de tuberías y válvulas, o cualquier combinación de estos parámetros. Dicha elección de parámetros permitió acortar el tiempo empleado en la calibración con *Darwin Calibrator*, al tener un análisis de manera grupal entre elementos de la red, mientras que la calibración por *Epanet Calibrator* aumentó el tiempo de solución en el estudio, al ser un programa de que limita las opciones que tiene *Darwin Calibrator*. Por consiguiente, es posible ingresar datos observados en el campo, como cantidades de presión y flujo de tubería, que pueden ser

ponderados en el nodo o en varios nodos para enfocar la calibración en diferentes puntos de datos.

Conclusiones

Se pudo observar que *Epanet Calibrator* y *Darwin Calibrator* son dos herramientas computacionales eficaces para la calibración de modelos de redes hidráulicas mediante la incorporación de algoritmos genéticos. Tienen la capacidad de determinar valores de rugosidad de las tuberías, demandas y presiones. *Epanet Calibrator* muestra un solo resultado mediante el cual se deben introducir valores por rugosidades, demandas o presiones, individualmente en los nudos o tuberías, mientras que *Darwin Calibrator* lo facilita, haciéndolo de forma automática y como resultado presenta tres casos factibles en donde los coeficientes de rugosidades de las tuberías pueden variar, de tal manera que se ajusten estos valores a la calibración deseada.

Finalmente, se concluye que el algoritmo genético impulsa un proceso eficiente de búsqueda y localización óptima, con un número de parámetro y modelos de varias soluciones. La calibración integrada también incluye un sistema automático que permite una tarea de calibración de una manera más rápida, mejorando la productividad en el proceso.

Referencias

- Abdy-Sayyed, M. A. H., Gupta, R., & Tanyimboh, T. T. (2014). Modelling pressure deficient water distribution networks in EPANET. *Procedia Engineering*, 89, 626-631. DOI: 10.1016/j.proeng.2014.11.487
- Abe, N., & Cheung, P. B. (2008). *Epanet Calibrator. User Guide*. Recuperado de <https://bit.ly/2TK7vvZ>
- Abe, N., & Cheung, P. B. (2010). *Epanet Calibrator – An integrated computational tool to calibrate hydraulic models*. London, UK: Taylor & Francis Group. Recuperado de <https://bit.ly/2TK7vvZ>
- Agency, E. P. (2000). *Epanet 2, Users Manual*. Recuperado de <https://bit.ly/2TK5HTK>
- Alves, Z., Muranho, J., Albuquerque, T., & Ferreira, A. (2014). Water distribution network's modeling and calibration. A Case study based on Scarce Inventory Data. *Procedia Engineering*, 70, 31-40. DOI: 10.1016/j.proeng.2014.02.005
- Anisha, G., Kumar, A., Ashok-Kumar, J., & Suvama-Raju, P. (2016). Analysis and design of water distribution network using Epanet for Chirala Municipality in Prakasam District of Andhra Pradesh. *International Journal of Engineering and Applied Sciences (IJEAS)*, 3(4). Recuperado de <https://bit.ly/2DWFBs4>
- Autodesk. (2010). *Manual de AutoCAD*. Recuperado de <http://autocad.arq.com.mx/>

- Bartolín-Ayala, H., & Martínez-Alzamora, F. (2013). *Confección de modelos de redes de distribución de agua desde un SIG y desarrollo de herramientas e apoyo a la toma de decisiones* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España.
- Bentley. (2008). *Síntesis de diferencias entre Bentley WaterCAD/GEMS V8i y Epanet*. Recuperado de <https://bit.ly/2FE4OsQ>
- Bentley Systems, I. (2005). *Manual watercad*. Recuperado de <https://bit.ly/2zIZp4c>
- Boczar, T., Adamikiewicz, N., & Włodzimierz, S. (2017). Calibration of parameters of water supply network model using genetic algorithm. *E3S Web of Conferences*, 19, 02007. DOI: 10.1051/e3sconf/20171902007.
- Bosch-Fuentes, P., & Recio-Villa, I. (2014). Calibración y simulación del sistema fuente para abasto de agua del acueducto El Gato. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 35, 101-115. Recuperado de <https://bit.ly/2PV9Q92>
- Datta, R. S. N., & Sridharan, K. (1995). Parameters estimation in water-distribution system by least squares. *Journal of Water Resources Planning and Management*. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1994)120:4(405)
- Dunca, G., Piraianu, V.-F., Roman, R., Ciuc, P.-O., & Georgescu, S.-C. (2017). Experimental versus EPANET Simulation of Variable Speed Driven Pumps Operation. *Energy Procedia*, 112, 100-107. DOI: 10.1016/j.egypro.2017.03.1070

- Escobar, C. (2010). *Análisis de sensibilidad espacial de un modelo hidrodinámico del embalse PunChiná (Antioquia)*. Recuperado de <https://bit.ly/2E0exZ0>
- García-Alcaraz, M., & Castillo-Elsitdié, L. (2006). *Modelación y simulación de redes hidráulicas a preseión mediante herramientas informáticas* (proyecto de fin de carrera). Universidad Politécnica de Cartagena, Murcia, España.
- Gençoğlu, G., & Merzi, N. (2017). Minimizing excess pressures by optimal valve location and opening determination in water distribution networks. *Procedia Engineering*, 186, 319-326. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.03.254
- Guerrero-Angulo, J., & Arreguín-Cortés, F. (2002). Modelo hidráulico para redes de agua potable con tomas domiciliarias. *Ingeniería Hidráulica en México*, 17(1), 31-48. Recuperado de <https://bit.ly/2Kvph1>
- Hooda, N., & Damani, O. (2017). A system for optimal design of pressure constrained branched piped water networks. *Procedia Engineering*, 186, 349-356. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.03.211
- Iglesias-Rey, P. L., Martínez-Solano, F. J., & Ribelles-Aquilar, J. V. (2017). Extending Epanet capabilities with Add-In Tools. *Procedia Engineering*, 186, 626-634. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.03.279
- Jorgensen, B. (1983). Maximum likelihood estimation and large-sample inference for generalized linear and nonlinear regression models. *Biometrika*, 70(1), 19-28. DOI: 10.2307/2335940

- Koppel, T., & Vassiljev, A. (2012). Use of modelling error dynamics for the calibration of water distribution systems. *Advances in Engineering Software*, 45(1), 188-196. DOI: 10.1016/j.advengsoft.2011.09.024
- Lansey, K., & Basnet, B. (1991). Parameter estimation for water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 117(1), 126-144. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1991)117:1(126)
- León-Celi, C. F., Iglesias-Rey, P. L., & Martínez-Solano, F. J. (2017). Energy optimization of supplied flows from multiple pumping stations in water distributions networks. *Procedia Engineering*, 186, 93-100. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.03.214
- Martínez-Solano, F. J., Iglesias-Rey, P. L., & Molina-Arce, S. X. (2015). *Calibración de modelos de redes de distribución de agua mediante la utilización conjunta de demandas y consumos dependientes de la presión*. Recuperado de <https://bit.ly/2BwUC1y>
- Molina-Arce, S. X., Iglesias-Rey, P. L., & Martínez-Solano, F. X. (2014). *Metodología para la calibración preliminar de modelos de redes de distribución de agua mediante la utilización conjunta de demandas y consumos dependientes de la presión* (tesis de maestría). Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España.
- Morelos, R. A., & Ramírez-Hernández, J. (2017). *Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable en una ciudad Mexicana Epanet*. Recuperado de <http://www.reibci.org/publicados/2017/abr/2200106.pdf>

- Muniz, P., Venturini, N., Martins, C. C., Munshi, A. B., García-Rodríguez, F., Brugnoli, E., Lindroth-Dauner, A. L., Caruso-Bícego, M., & García-Alonso, J. (2015). Integrated assessment of contaminants and monitoring of an urbanized temperate harbor (Montevideo, Uruguay): A 12-year comparison. *Brazilian Journal of Oceanography*, 63(3), 311-330. DOI: 10.1590/s1679-87592015088506303
- Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J., Gomes, A., & Marques, A. S. (2014). Pressure-dependent demand and leakage modelling with an EPANET Extension – WaterNetGen. *Procedia Engineering*, 89, 632-639. DOI: 10.1016/j.proeng.2014.11.488
- Murray, S. N., Walsh, B. P., Kelliher, D., & O'Sullivan, D. T. J. (2014). Multi-variable optimization of thermal energy efficiency retrofitting of buildings using static modelling and genetic algorithms – A case study. *Building and Environment*, 75, 98-107. DOI: 10.1016/j.buildenv.2014.01.011.
- Ormsbee, L. E. (2006). *The evolutions of water distribution models*. Recuperado de <https://bit.ly/2Kwf1Xa>
- Ormsbee, L. E., & Lingireddy, S. (1997). Calibration of hydraulic network models. *Journal of the American Water Works Association*, 89, 42-50.
- Pacchin, E., Alvisi, S., & Franchini, M. (2017). A New non-iterative method for pressure-driven snapshot simulations with Epanet. *Procedia Engineering*, 186, 135-142. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.03.219

- Pérez-Arellano, R., Roldán-Cañas, J., Moreno-Pérez, M., & García-Alcubierre, S. (s.f.). *Análisis del comportamiento hidráulico de la red de abastecimiento de la ciudad de Córdoba mediante Epanet*. Recuperado de <https://bit.ly/2FFQVdI>
- Pérez, R., Sanz, G., Cugueró, M.-Á., Blesa, J., & Cugueró, J. (2015). Parameter uncertainty modelling in water distribution network models. *Procedia Engineering*, 119, 583-592. DOI: 10.1016/j.proeng.2015.08.911
- Saldarriaga, J., & Jurado, C. M. (2008). *Metodología de calibración de redes de distribución de agua potable*. Recuperado de <https://bit.ly/2BxKGVk>
- Waikhom, S. I., & Mehta, D. J. (2015). Optimization of Limbayat Zone water distribution system using Epanet. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 02(04). Recuperado de <https://bit.ly/2DNclTZ>
- Walski, T. M. (1983). Technique for calibrating network models. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 109(4), 360-372. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1983)109:4(360)
- Walski, T. M., DeFrank, N., Voglino, T., Wood, R., & Whitman, B. E. (2006). *Determining the accuracy of automated calibration of pipe network models*. 1-18. DOI: 10.1061/40941(247)67
- Walski, T. M., Wu, Z. Y., & Hartell, W. (2012). Performance of automated calibration for water distributions systems. *Water and Environmental Resources Management*. DOI: 10.1061/40737(2004)228

- Wu, Z. Y., Amiella, E. F., & Gianella, E. (2004). Darwin calibrator-improving project productivity and model quality for large water systems. *American Water Works Association*, 96(10), 27-34. DOI: 10.1002/j.1551-8833.2004.tb10715.x
- Wu, Z. Y., & Clark, C. (2008). Evolving effective hydraulic model for municipal water systems. *Water Resources Management*, 23(1), 117-136. DOI: 10.1007/s11269-008-9267-3
- Wu, Z. Y., Walski, T. M., Mankowski, R., Herrin, G., Gurrieri, R., & Tryby, M. (2002). *Calibrating water distribution model via genetic algorithms*. Recuperado de <https://bit.ly/2ScSykK>
- Wu, Z. Y., Walski, T. M., Naumick, G., Dugandzic, J., & Rob, N. (2005). Optimizing water system improvement for a growing community. *International Conference of Computing and Control in the Water Industry*, 5-7. Recuperado de <https://bit.ly/2r5YccA>

Una revisión de las metodologías para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas de tuberías bajo flujo turbulento

A review of the methodologies for estimating the coefficient of losses in pipe curves under turbulent flow

José Juan Villegas-León¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-6593-1373>

Alvaro Alberto López-Lambraño², ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7899-7985>

Carlos Fuentes³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4335-6413>

Darío Aranda-Pérez⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8883-9921>

Alvaro Alberto López-Ramos⁵, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1116-4089>

¹Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada, Baja California, México, jvillegas82@uabc.edu.mx

²Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada, Baja California, México, alopezl@uabc.edu.mx/
Hidrus, S.A. de C.V., Ensenada, Baja California, México,

alopezl@hidrusmx.com/Grupo Hidrus S.A.S., Montería, Colombia,
altoti@gmail.com

³Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México,
cbfuentesr@gmail.com

⁴Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de
Baja California, Ensenada, Baja California, México,
dario.aranda@uabc.edu.mx

⁵Grupo Hidrus S.A.S., Montería, Colombia/ Hidrus, S.A. de C.V.,
Ensenada, Baja California, México/ Escuela de Ingeniería y Arquitectura,
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Pontificia Bolivariana, Montería,
Córdoba, Colombia, alvaro.lopezr@upb.edu.co

Autor para correspondencia: Alvaro Alberto López-Lambraño,
altoti@gmail.com, alopezl@hidrusmx.com

Resumen

Se presenta una revisión de las metodologías reportadas en la literatura para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas simples de tuberías e instaladas en serie con forma en L, S, U y Z. La información se expone organizada en orden cronológico y homogenizada para su comparación, proporcionando el coeficiente en función del ángulo de la curva, de la relación del radio con respecto al diámetro interno y del número de Reynolds. A partir de este análisis, se exhibe un sumario, donde se contrastan características y parámetros considerados en cada

metodología, así como la presentación de resultados y especificaciones de validez. Con ello, se ha encontrado que se dispone de metodologías diferentes para obtener el coeficiente de pérdidas, mediante las cuales se obtienen valores distintos, que pueden deberse principalmente a desigualdades en el material analizado y en los factores adoptados en las investigaciones. Las curvas simples e instaladas en serie más estudiadas son de ángulo de 90° con condición gradual y en forma-U (180°), respectivamente. Los trabajos más sugeridos para estimar el coeficiente en curvas son los de Kirchbach (1929) e Ito (1959, 1960); sin embargo, en el manual de Idel'chik (1966) se presenta la más amplia información para todos los dispositivos estudiados.

Palabras clave: curvas de tuberías, pérdida de energía, coeficiente de pérdida, flujo turbulento, flujo en tuberías, modelación hidráulica.

Abstract

A review of the methodologies reported in the literature is presented to estimate the coefficient of losses in simple pipe curves and installed in series with L-shape, S, U and Z. The information is presented organized in chronological order and homogenized for comparison, providing the coefficient according to the angle of the curve, the ratio of the radius to the internal diameter and the Reynolds number. From this analysis, a summary is displayed where characteristics and parameters considered in each methodology are contrasted, as well as the presentation of results and validity specifications. With this it has been found that different methodologies are available to obtain the loss coefficient, through which

different values are obtained, which may be due mainly to inequalities in the material analyzed and, in the factors, adopted in the investigations. The most studied simple and installed series curves are of 90° angle with gradual condition and U-shape (180°), respectively. The most suggested works to estimate the coefficient in curves are those of Kirchbach (1929) and Ito (1959, 1960); however, the Idel'chik (1966) manual presents the most extensive information for all the devices studied.

Keywords: Pipe curves, loss of energy, loss coefficient, turbulent flow, flow in pipes, hydraulic modeling.

Recibido: 30/10/2019

Aceptado: 27/08/2020

Introducción

Un desafío que siempre ha tenido el ser humano es el uso eficiente y seguro del recurso hídrico al menor costo posible. Para ello es indispensable explotar y controlar la energía hidráulica, es decir, la energía potencial y la energía cinética que adquiere el fluido (Nasir, 2014; Yuce & Muratoglu, 2015), estableciéndose una relación directa con la

segunda ley de la termodinámica (Herwig & Wenterodt, 2011), donde es esencial cuantificar la energía no aprovechable (pérdida) para conocer la energía hidráulica disponible y utilizarla en los sistemas (Schmandt, Iyer, & Herwig, 2014), tales como las conducciones en las centrales hidroeléctricas (Elbatran, Yaakob, Ahmed, & Shabara, 2015); las redes de distribución de agua en poblaciones (Yildirim & Singh, 2010); los sistemas de riego (Sesma, Molina-Martínez, Cavas-Martínez, & Fernández-Pacheco, 2015); las líneas de conducción en plantas industriales (Anaya-Durand, Cauch-Segovia, Funabazama-Bárcenas, & Gracia-Medrano-Bravo, 2014), y las redes de distribución en centrales geotérmica (Maria-Di, 2000), entre otras. Sin embargo, el mismo interés se tiene de conocer la energía disponible en las conducciones con fluidos distintos al agua, los cuales se utilizan en múltiples sistemas de tuberías de plantas industriales (Perumal & Ganesan, 2016). Dicho interés, que acontece por evaluar las pérdidas de energía en el fluido, se debe a que repercuten principalmente en la selección de la tubería y su diámetro, así como del equipo de bombeo (Yoo & Singh, 2010).

En la actualidad, el estudio de las pérdidas de energía se divide en pérdidas por fricción y pérdidas locales (Liu, Xue, & Fan, 2013), teniendo ambas distinto origen, pero igual importancia. En estas últimas se concentra la investigación, en específico en los dispositivos de cambio de dirección conocidos como “curvas”, debido a que son muy empleados en los sistemas de tuberías para ajustar el sentido de los conductos (Gontsov, Marinova, & Tananaev, 1984). No obstante, también son bastante utilizados los otros cambios de dirección llamados “codos”, pero merecen una revisión por separado (Kast, 2010; Zmrhal & Schwarzer,

2009). Por último, en efecto que las curvas de tuberías son ampliamente utilizadas en los sistemas hidráulicos, se han llevado a cabo diversas investigaciones sobre las pérdidas de energía que éstas generan, las cuales no han cesado en los últimos años, como se puede constatar en los trabajos de: Dang, Yang, Yang e Ishii, (2018); Daneshfaraz, Rezazadehjoudi y Abraham (2018); Reghunathan, Son, Suryan y Kim (2019); Friman y Levy (2019); Tripathi, Portnikov, Levy & Kalman (2019); Du *et al.* (2020); Arun, Kumaresh, Natarajan y Kulasekharan (2020); Jia y Yan, (2020). Sin embargo, estas investigaciones recientes se basan en resultados de modelos computacionales, que generalmente se validan contra resultados experimentales de modelos físicos, siendo estos últimos los que analizarán en el presente estudio.

Las investigaciones de las pérdidas de energía en las curvas de tuberías, así como en otros dispositivos, se centralizan particularmente en estimar el coeficiente de pérdidas (ξ); sin embargo, a pesar de numerosos esfuerzos en distintos escenarios, no se ha coincidido satisfactoriamente en los resultados de este coeficiente (Dutta & Nandi, 2015; Ito, 1960; Kilkovsky, Jegla, & Stehlik, 2011). Esto conlleva a una incertidumbre en la elección de los datos y metodología a utilizar, adicionando que por lo general los manuales y libros de textos no indican las consideraciones adoptadas en los estudios y para qué tipos de tuberías son aplicables. Por tal relevancia, el objetivo de este trabajo es presentar una revisión de las investigaciones y metodologías reportadas en la literatura para estimar el coeficiente ξ en curvas de tuberías bajo flujo turbulento, que permita visualizar detalles importantes de los estudios y

un contraste de sus características y alcances, a partir de información organizada y homogenizada.

Naturaleza y evaluación de las pérdidas de energía

Las curvas de tuberías se utilizan en condición brusca y gradual (Figura 1). Cuando un fluido circula por un conducto recto de sección transversal constante y cruza por estos dispositivos, se producen pérdidas de energía en el entorno donde se localizan (Bariviera, Frizzzone, & Rettore, 2014; Fuentes & Rosales, 2004). Esto es en consecuencia de la modificación del sentido del flujo que altera la distribución de velocidades y presiones, originando que el fluido se separe en la parte interna de la curva y choque sobre la parte externa, lo cual repercute en vórtices y en aumento de la presión; esto conlleva que después de la curva, el movimiento en el flujo ocurra en forma de espiral hasta longitudes aproximadas a 50 veces el diámetro del conducto (Chowdhury, Biswas, Alam, & Islam, 2016; Ito, 1960; Villegas-León *et al.*, 2016). Sin embargo, cuando la curva se presenta gradualmente (Figura 1b), el fenómeno de perturbación del flujo es similar al provocado en el cambio brusco (Figura 1a), pero éste se

produce en menor magnitud (Hager, 2010; Kast, 2010; Villegas-León *et al.*, 2016).

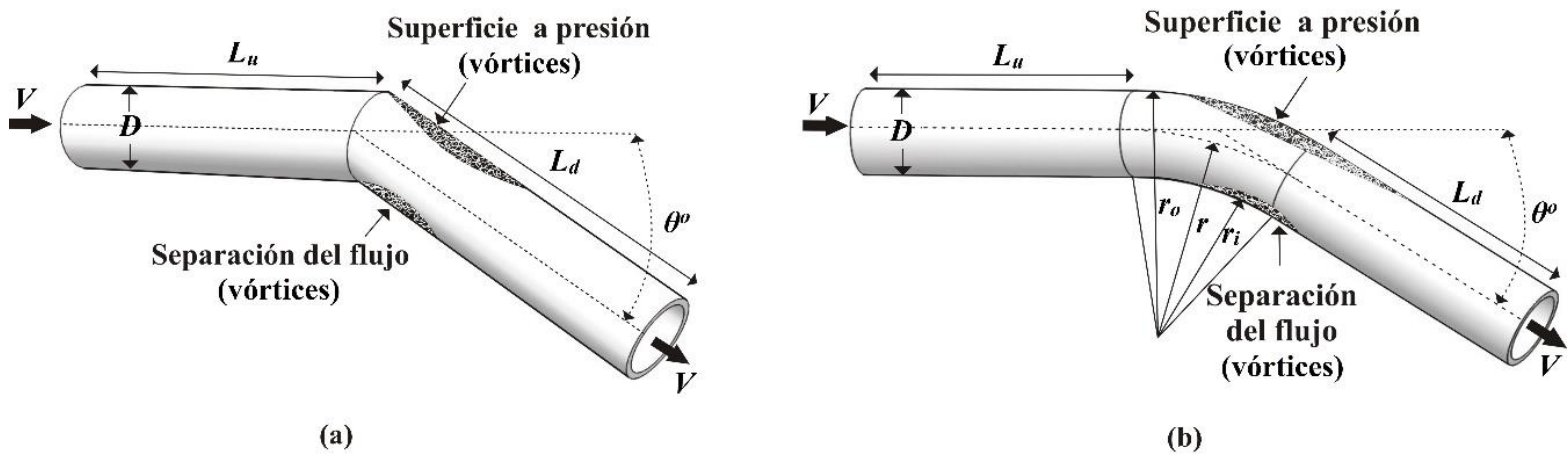


Figura 1. Comportamiento del flujo circulante en: a) Curva brusca. b) Curva gradual. θ es el ángulo de deflexión de la curva; D es el diámetro del conducto; V es la velocidad media del flujo; r es el radio de curvatura respecto al eje del dispositivo; r_i es el radio de curvatura interno; r_o es el radio de curvatura externo del dispositivo; L_u y L_d son las longitudes de las tuberías aguas arriba y aguas debajo de la curva, respectivamente.

De acuerdo con Beij (1938), Ito (1960), Idel'chik, (1966), Yildirim y Sing (2010), Sotelo (2013), Acero y Rodríguez (2008), USACE (1980) y USBR (1985), entre otros, las pérdidas de locales se determinan mediante la siguiente ecuación general:

$$h_L = \xi_c \frac{V^2}{2g} \quad (1)$$

donde h_L es la pérdida de energía hidráulica total (m), que en este trabajo se referirá a las originadas por curvas de tuberías; g es la aceleración de la gravedad (m/s^2); V es la velocidad media de circulación (m/s), que en un cambio de dirección es la que se produce aguas arriba del dispositivo; $V^2/2g$ es la carga por velocidad o energía cinética (m); y ξ_c es el coeficiente de pérdidas de la curva (adimensional), el cual es determinado experimentalmente. Para definir el valor del coeficiente de pérdidas de una curva brusca (ξ_{sc}), por lo general sólo se requiere el ángulo θ , en tanto que para el coeficiente de pérdidas de una curva gradual (ξ_{gc}), se demanda el ángulo θ y la relación del radio de la curva con respecto a diámetro del conducto (r/D); sin embargo, en ocasiones ambos coeficientes se relacionan con el número de Reynolds (R_e), el cual se puede expresar para conductos circulares como:

$$R_e = \frac{\rho V D}{\mu} \quad (2)$$

donde R_e es adimensional; ρ es la densidad del fluido (kg/m^3); V es la velocidad media del flujo (m/s); D es el diámetro del conducto (m), y μ es la viscosidad dinámica del fluido ($\text{kg/m}\cdot\text{s}$).

Ahora bien, se dice que la pérdida de energía en curvas es compuesta de la siguiente forma (Beij, 1938; Crane Co., 1982; Ito, 1960):

$$h_L = h_c + h_d + h_f \quad (3)$$

en la cual h_c es la pérdida debida a la alteración del flujo por el tipo de curva que se obtiene de la diferencia de carga de presión del inicio y final del dispositivo; h_d es la pérdida excesiva en la longitud de la tubería aguas abajo, con respecto a la pérdida normal por fricción; h_f es la pérdida por fricción en la longitud de la curva, la cual puede obtenerse mediante la ecuación de Darcy-Weisbach, que se escribe como sigue:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

donde L es la longitud de la tubería (m); f es un coeficiente de fricción que depende principalmente de D , de la rugosidad de la tubería (ε) y de Re ; sin embargo, f es ampliamente estudiado y se proporciona en documentos de la temática, tales como USACE (1980), Crane Co. (1982), CFE (1983), USBR (1985) y Saldarriaga (2016), entre otros.

Por otro lado, cabe mencionar que con frecuencia de h_L se excluye la pérdida por fricción en la longitud de la curva para tratarse como tal, junto con las pérdidas originadas por tramos rectos de tuberías de un sistema. De esta forma, la pérdida de energía total en una curva quedaría como:

$$h_L = h_c + h_d \quad (5)$$

Entonces, conociendo la pérdida de energía total, el coeficiente de pérdidas de una curva está dado por la siguiente expresión:

$$\xi_c = \frac{h_L}{v^2/2g} \quad (6)$$

Finalmente, es importante verificar si en h_L se considera o no la pérdida por fricción en el trayecto de la curva, ya que ello repercute en el valor del coeficiente de pérdidas. En el siguiente apartado se presentan resultados de investigaciones y metodologías reportadas en la literatura para estimar el coeficiente de pérdidas de curvas de tuberías.

Estimación del coeficiente de pérdidas

A continuación se expone un análisis de las investigaciones y metodologías revisadas en la literatura sobre las pérdidas de energía y el coeficiente de pérdidas de curvas de tuberías, donde se analizan cinco casos específicos: el caso de dispositivo simple (Figura 1) y otros cuatro

casos de estructuras conformadas con dispositivos simples en serie (uno seguido de otro), los cuales se clasifican como forma-L, forma-S, forma-U y forma-Z (Figura 2). En los escenarios de estudio mencionados, las longitudes de tuberías se tratarán como proporcionales a sus diámetros internos (D) o al radio de la curva (r). Algunos casos que autores solo mencionan, como el diámetro nominal de las tuberías (D_n). Los valores de D serán estimados de los valores de D_n indicados en Shames (1995), para las tuberías de acero al carbón, aleaciones de acero y acero inoxidable.

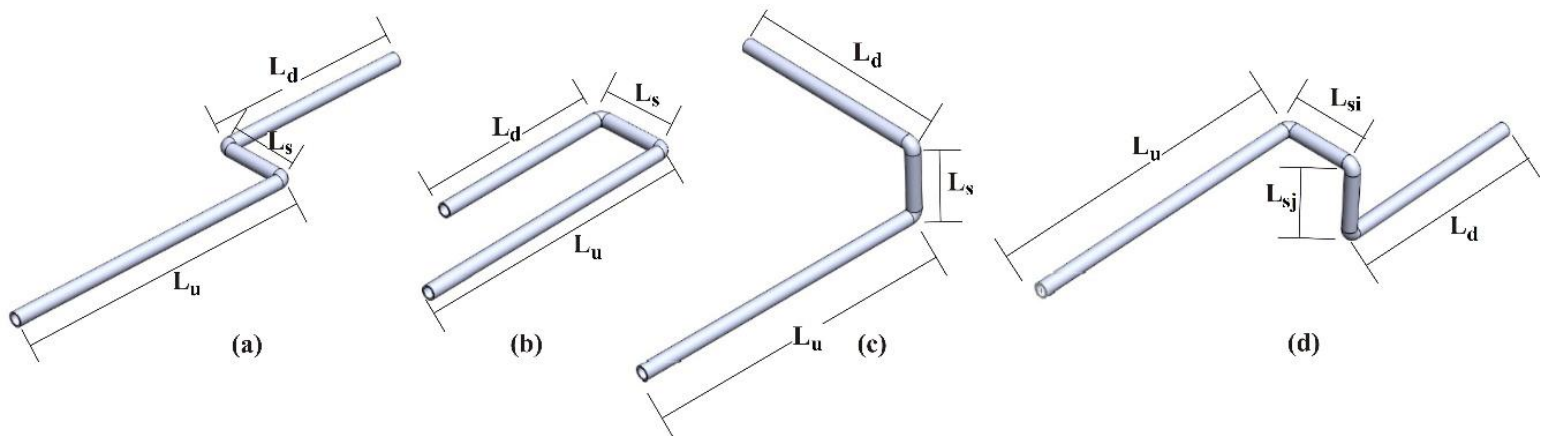


Figura 2. Casos de estudio de estructuras con curvas en serie: a) forma-Z, b) forma-U, c) forma-L y d) forma-S. L_u y L_d es la longitud de la tubería aguas arriba y aguas abajo del dispositivo, respectivamente; L_s , L_{si} y L_{sj} son longitudes de separación entre dos dispositivos colocados en serie.

Uno de los trabajos ampliamente citados es el de Beij (1938), quien realizó una investigación experimental de la pérdida de presión causada por curvas graduales de acero con $\theta = 90^\circ$, $Dn = 10.16$ cm y $D = 10.23$ cm; sin embargo, también se obtuvieron valores de h_f en los tramos de tuberías $L_u = 48.15D$ y $L_d = 168.12D$. Para ello, se realizaron ensayos con agua en nueve curvas horizontales de $9.92 \leq r \leq 204.2$ (cm). Por medio de una serie de piezómetros se evaluaron diferencias de alturas de presión en distintos puntos del sistema tanto aguas arriba como aguas abajo del dispositivo, mientras que la carga de velocidad se estimó a partir del caudal aforado y el área de la sección transversal del conducto. Con ello se obtuvieron resultados del coeficiente de las curvas graduales (ξ_{GC}) para relaciones de $0.97 \leq r/D \leq 19.96$ y valores aproximados de $0.23 \times 10^5 \leq R_e \leq 3.4 \times 10^5$. Los valores del ξ_{GC} no presentaron una tendencia definida para valores del R_e , por lo cual también se presentan valores promedio del ξ_{GC} sólo en función de r/D . Estos resultados se presentan en un gráfico, donde se muestra que el coeficiente disminuye de 0.37 a 0.16 y después incrementa de 0.16 a 0.41, cuando la relación r/D incrementa de 1 a 3.5 y de 3.5 a 20, respectivamente; por lo tanto, el valor mínimo y máximo de ξ_{GC} es 0.16 y 0.41, cuando r vale 3.5 y 40 cm, respectivamente. Estos valores fueron comparados en otro gráfico ante los datos obtenidos experimentalmente por Hofmann (1929), en curvas lisas y rugosas de $D = 4.32$ cm; Davis (1911), en curvas de $D = 5.08$ cm; Balch (1913), en curvas de $D = 7.62$ cm; Vogel (1933), en curvas de $D = 15.24$, 20.32 y 25.40 cm; y por Brightmore (1907), en curvas de $D = 7.62$ y 10.16 cm. En esta comparación de resultados, los valores del ξ_{GC} no son congruentes entre un autor y otro. No obstante, el valor máximo del $\xi_{GC} = 0.58$ y es

dado por Balch (1913) con la relación $r/D = 15$, entretanto que el valor mínimo del $\xi_{GC} = 0.08$ y se obtiene de Hofmann (1929) en tuberías lisas, con la relación $r/D = 7$.

Con la finalidad de evaluar el comportamiento de la pérdida de energía en curvas graduales de latón fundido, Ito (1960) realizó experimentos en dispositivos con aproximadamente valores de $D = 3.5$ cm y de $\theta = 45, 90$ y 180° . La curva de 180° es una estructura en forma-U, la cual se conforma por dos curvas en serie de 90° de deflexión, que producen una $L_s = 2r$. Las curvas de 45° tuvieron valores de $r = 6.42, 11.3$ y 25.54 cm; las curvas de 90° presentaron valores de $r = 3.52, 6.38$ y 11.42 cm; y las curvas de 180° fueron con valores de $r = 6.39$ y 11.32 cm. A los dispositivos estudiados se les acoplaron tuberías de cobre aguas arriba y aguas abajo, con $L_u = 153.8D$ y $L_d > 71.6D$. Para la práctica se utilizó agua a carga constante, así como un sistema de manómetros para estimar las alturas de presión en cinco puntos aguas arriba de la curva y en ocho puntos aguas debajo de ella. En cada punto se evaluaron las alturas de presión en el lado derecho e izquierdo sobre el eje de la sección transversal, así como en la parte superior e inferior de la misma, donde se evaluó $h_L = h_c + h_d$. Considerando lo anterior, se obtuvieron valores del ξ_{GC} para un rango de $0.2 \times 10^5 \leq R_e \leq 4.0 \times 10^5$, evaluando h_d en valores de $L_d = 0, 9D, 18D$ y $> 50D$; los resultados evidenciaron que el coeficiente disminuye conforme incrementa R_e . A partir de ello, el autor propuso ecuaciones para estimar el coeficiente de pérdidas, las cuales también se recomiendan en Lourenco y Xin (2017), mismas que se exponen a continuación:

Para $0.25R_e(r/D)^{-2} < 91$

$$\xi = 0.01746Kf\theta(r/D) \quad (7)$$

Para $0.25R_e(r/D)^{-2} > 91$

$$\xi = 0.004314K\theta R_e^{-0.17}(r/D)^{0.84} \quad (8)$$

donde ξ es el coeficiente de pérdidas de una curva gradual (ξ_{GC}) y una estructura en forma-U (ξ_{US}); f se especifica en Ito (1959); K es un coeficiente adimensional que depende de θ y r/D , el cual se estima mediante un gráfico o con ecuaciones sugeridas por el autor, las cuales se pueden escribir de la siguiente forma:

Si $\theta = 45^\circ$

$$K = 1 + 5.126(r/D)^{-1.47} \quad (9)$$

Si $\theta = 90^\circ$ y $2(r/D) < 19.7$

$$K = 0.95 + 4.421(r/D)^{-1.96} \quad (10)$$

Si $\theta = 90^\circ$ y $2(r/D) > 19.7$

$$K = 1.0 \quad (11)$$

Si $\theta = 180^\circ$

$$K = 1 + 5.056(r/D)^{-4.52} \quad (12)$$

Cabe destacar que en White (2008) se sugiere estimar el coeficiente de pérdidas de una curva de 90° mediante la ecuación para $0.25R_e(r/D)^{-2} > 91$. Por otro lado, en la comparación de los resultados para las curvas de 45° , 90° y en forma-U se manifestó buena correlación entre los coeficientes experimentales obtenidos y los estimados con la ecuación (3), cuando $L_d > 50D$. Sin embargo, entre diversas presentaciones gráficas de los resultados se destacan los siguientes casos:

- a) Los resultados del ξ_{GC} de las curvas de 45° son comparados con los valores estimados mediante la Ecuación (3), la ecuación de Weisbach (1855) y la ecuación de Richter (1930). Los resultados de la ecuación de Weisbach (1855) se apegaron a los obtenidos experimentalmente con $L_d = 18D$, mientras que los determinados mediante la ecuación de Richter (1930) se inclinaron a los investigados con $L_d = 0$.
- b) No obstante, los valores obtenidos para el ξ_{GC} de las curvas de 90° fueron comparados contra los valores calculados con la Ecuación (3) y las ecuaciones propuestas por Weisbach (1855), Richter (1930), Pigott

(1950) y Pigott (1957). En esta parte, los valores de ξ_{GC} estimados con la ecuación de Weisbach (1855) fueron más congruentes a los examinados con $L_d > 50D$; los determinados con la ecuación de Pigott (1957) resultaron mayores que todos; y los obtenidos con las ecuaciones de Richter (1930) y Pigott (1950), se inclinaron más a los coeficientes con bajos valores de L_d .

- c) En el caso de las curvas en forma-U se utilizó el mismo criterio de comparación que en las curvas de 45° . Aquí, los valores del ξ_{US} estimados mediante la ecuación de Weisbach (1855) fueron mayores a todos los casos, mientras que los determinados mediante la ecuación de Richter (1930) se sesgaron más sobre valores bajos de L_d .
- d) Por otro lado, en otro gráfico se exponen los resultados experimentales del coeficiente de pérdidas en curvas lisas con $R_e = 2 \times 10^5$ y ángulos de 45° , 90° y en forma-U, en función de r/D de 1 a 15; el gráfico también se indica en White (2008) para estimar el coeficiente de pérdidas en mención. Estos datos son confrontados ante los valores obtenidos mediante la Ecuación (3), la propuesta por Hofmann (1929) y la sugerida por Wasielewski (1932). Los resultados experimentales y analíticos del autor presentaron buena correlación con los dados por Wasielewski (1932), cuando $\theta = 45^\circ$, y también ante los resultados estimados por Hofmann (1929), cuando $\theta = 90^\circ$.
- e) Por último, se exponen resultados experimentales del coeficiente de pérdidas, que fueron estudiados en 10 curvas de cobre con radio largo, con $\theta = 45, 90, 135$ y 180° (forma-U), así como con r/D de 5.2 a 108; se destaca que previamente se han reportado en Ito (1956). Dichos

resultados indicaron que conforme incrementa la relación r/D para un mismo valor de θ , también aumenta h_c y decrece h_d . En un gráfico se exponen los resultados de los coeficientes ξ_{GC} y ξ_{US} para un rango de $0.1 \times 10^5 \leq R_e \leq 3.0 \times 10^5$, donde se muestra que dichos coeficientes se reducen conforme se eleva el R_e . Además, se ilustra que los valores mínimos de los coeficientes son obtenidos con $\theta = 90^\circ$ y $r/D = 7.6$; sin embargo, los valores máximos son dados con $\theta = 45^\circ$ y $r/D = 108$.

Respecto a curvas comerciales de PVC, Chen-Tzu (1969) llevó a cabo un estudio experimental sobre el comportamiento del flujo y las pérdidas de energía en curvas con $\theta = 90^\circ$ y $r/D = 1.59$. Los dispositivos utilizados fueron de dos pulgadas con $D = 5.25$ cm, los cuales se acoplaron a tuberías con las mismas características, y de longitudes $L_u = 100D$ y $L_d > 36D$. Las pruebas se hicieron en curvas de sentido horizontal y vertical, utilizando distintos flujos de agua, con temperatura aproximada a 21.1°C , que produjeron R_e de 0.282×10^5 a 1.86×10^5 . Mediante un sistema de piezómetros se evaluaron las presiones a cada 90° en la circunferencia de sección transversal, permitiendo obtener las alturas de presión en el lado izquierdo y derecho del eje de la conducción, y en la parte superior e inferior del mismo; dichas presiones se estimaron en el centro del ángulo de la curva y hasta distancias de $30D$ aguas arriba del dispositivo y $36D$ aguas abajo. Entre otros resultados, se presenta un gráfico del ξ_{GC} para el sentido horizontal y vertical, conforme a la variación de R_e . En el gráfico se muestra que, en ambos casos, el ξ_{GC} se reduce a medida que incrementa el R_e , pero con diferente comportamiento. En los rangos aproximados a $R_e < 0.57 \times 10^5$ y $R_e > 1.4 \times 10^5$, el ξ_{GC} resultó ligeramente mayor en la curva vertical, mientras que en el rango de 0.57

$\times 10^5 < R_e < 1.4 \times 10^5$, el ξ_{GC} resultó levemente superior en el caso horizontal; por ende, el ξ_{GC} resulta igual para la curva horizontal y vertical cuando $R_e \approx 0.57 \times 10^5$ y 1.4×10^5 , presentando valores de 0.24 y 1.8, respectivamente. Por último, los valores máximos de ξ_{GC} en la curva horizontal y vertical fueron de 0.35 y 0.38, en tanto que los valores mínimos fueron de 0.16 y 0.18, respectivamente, los cuales se presentaron en los valores mínimos y máximos de R_e .

Más de una década después, Turian, Hsu y Selim (1983) presentan una investigación sobre del coeficiente de pérdidas para algunos dispositivos y válvulas de tuberías de acero, donde se utilizaron flujos con sólidos en suspensión. Dicha investigación se dice que fue realizada previamente por Hsu (1981), en la cual se obtuvieron valores del coeficiente de pérdidas para curvas bruscas y graduales de acero con $D = 2.54$ y 5.08 cm, utilizando distintos concentrados de perlas de vidrio del 0 al 50 % del peso. Las curvas bruscas fueron de 90° de deflexión, mientras que las graduales tuvieron 45 , 90 y 180° (forma-U, $L_s = 0$). Las curvas de 45° y en forma-U presentaron un $r = 3.81$ cm y 5.72 cm, en el D menor y mayor, respectivamente. Sin embargo, las curvas graduales de 90° fueron de 3.81 , 11.43 , 21.59 y 31.75 cm de radio para el D menor, así como 5.72 , 22.86 , 43.18 y 63.50 cm de radio para el D mayor. Los resultados se exponen en gráficos y tablas, de donde se resalta lo siguiente:

- a) El porcentaje de concentración de sólidos no incide de modo significativo en el valor del coeficiente de pérdidas en todas las curvas estudiadas, tendiendo a promediarse en un comportamiento asintótico.

- b) El coeficiente de pérdidas para los dispositivos con $D = 2.54$ cm se presentan en función del R_e de 0.1 a 0.8×10^5 , donde el coeficiente de pérdidas tiende a ser asintótico a partir de $R_e \geq 0.25 \times 10^5$.
- c) Los resultados del coeficiente en los dispositivos con $D = 5.08$ se indicaron con R_e de 0.2 a 1.7×10^5 , en los cuales se mostró que dicho coeficiente sigue un comportamiento asintótico en $R_e \geq 0.4 \times 10^5$.
- d) En una tabla se presentan valores promedio del coeficiente de pérdidas para los dispositivos con $D = 2.54$ cm y 5.08 cm, bajo flujos con $R_e \geq 0.25 \times 10^5$ y $R_e \geq 0.4 \times 10^5$, respectivamente. Los coeficientes de los dispositivos de D menor fueron de 0.94 en la curva de 45° ; 1.63 en la curva brusca de 90° ; el mínimo de 0.80 y el máximo de 1.27 en curvas graduales de 90° con $r = 21.59$ y 3.81 cm, respectivamente; y 0.90 en curvas en forma-U. No obstante, dichos coeficientes en los dispositivos de D mayor resultaron de 0.73 en curva de 45° ; 1.91 en la curva brusca de 90° ; el mínimo de 0.60 y el máximo de 1.13 en curvas graduales de 90° con $r = 22.86$ y 43.18 cm, respectivamente, y 0.92 en curvas en forma-U.

Además de mostrar resultados experimentales, Turian *et al.* (1983) menciona que el coeficiente de pérdidas en curvas puede obtenerse mediante las ecuaciones de Ito (1959) e Ito (1960) para $0.25R_e(r/D)^{-2} < 91$ y $0.25R_e(r/D)^{-2} > 91$ (expuestas anteriormente), y también utilizando una tabla indicada en Crane Co. (1982). Se contrastan los resultados experimentales sólo contra los de Crane Co. (1982), donde se encontraron diferencias notables para los dos tipos de diámetros; siempre resultaron mayores los coeficientes obtenidos en la investigación, excepto

para los de forma-U, que resultaron menores a los dados en la literatura. En dicha comparación de los dispositivos con $D = 2.54$ cm, las diferencias mínima y máxima de los coeficientes fueron de 0.25 en la curva en forma-U y de 0.67 en la curva de 90° con $r = 11.43$ cm, respectivamente; entretanto, dichas diferencias en los dispositivos con $D = 5.08$ cm fueron de 0.03 en la curva en forma-U y de 0.77 en la curva brusca de 90° .

Por otra parte, Gontsov *et al.* (1984) realizaron una investigación en laboratorio sobre el comportamiento del flujo y de la pérdida de energía en una curva horizontal con $\theta = 90^\circ$, utilizando flujo isotérmico de aire. El modelo se construyó a base de vidrio orgánico de 0.6 cm de espesor, con $D = 20.6$ cm, $r/D = 1$, $L_u = 35D$ y $L_d = 25D$. Las presiones en el flujo y sobre las paredes se evaluaron mediante manómetros diferenciales con alcohol, considerando valores del R_e de 0.9 a 4.0×10^5 . Los resultados se indican mediante gráficos, sin embargo, también se manifiestan cuatro ecuaciones para obtener el ξ_{GC} . La primera es una ecuación que se le atribuye a D. Al'tshul, y se escribe de la forma siguiente:

$$\xi_{GC} = [0.2 + 0.001(100f)^8](r/D)^{-0.5} \quad (13)$$

La segunda ecuación expuesta es la reportada por Ito (1960) y citada previamente en la Ecuación (8). Las dos ecuaciones restantes son obtenidas por los autores para curvas graduales y lisas, a partir de sus propias investigaciones y los resultados de Ito (1960). La tercera ecuación

es sugerida para $0.2 \times 10^5 < R_e < 4.0 \times 10^5$, la cual se expone a continuación:

$$\xi_{GC} = 1.45 R_e^{-0.15} (r/D)^{-0.3} \quad (14)$$

La cuarta ecuación es recomendada para $R_e \geq 4.0 \times 10^5$, donde el ξ_{GC} es independiente del régimen del flujo. Dicha ecuación se escribe como:

$$\xi_{GC} = 0.21 (r/D)^{-0.3} \quad (15)$$

Finalmente, cabe resaltar que los valores experimentales obtenidos del coeficiente de pérdidas presentaron buena correlación con los resultados logrados en Ito (1960), cuando se tiene el rango de $1 \leq r/D \leq 3$.

Con base en el análisis de la información experimental reportada en la literatura, en Villegas-León *et al.* (2016) se proponen ecuaciones para el ξ_{SC} y ξ_{GC} , las cuales generan valores promedio a partir de los obtenidos para el coeficiente con las metodologías consideradas. En el caso de las curvas bruscas, se seleccionaron las metodologías indicadas en CFE (1983), Miller (1990), Sotelo (2013) y USACE (1980), sobre las cuales se obtuvo la siguiente expresión:

$$\xi_{SC} = \frac{0.0031960558 + 0.0030444516 (\theta)}{1 - 0.014390831 (\theta) + 0.00006719314 (\theta)^2} \quad (16)$$

Se indica que la ecuación anterior es válida para valores de $0 < \theta \leq 90^\circ$. Por otro lado, sobre curvas graduales se trabajaron las metodologías de CFE (1983), Miller (1990), Sotelo (2013), SARH (1984), USACE (1980) y USBR (1985), de cuales se obtuvo la ecuación siguiente:

$$\xi_{GC} = \frac{A+C\theta}{B} \quad (17)$$

donde A , B y C son coeficientes que dependen de la relación r/D , y se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$A = -0.0573379 + 0.00496834(r/D) - 0.00001716(r/D)^3 + \frac{0.07867083}{(r/D)^{0.5}} - \frac{0.066727}{e^{(r/D)}} \quad (18)$$

$$B = 0.20495202 + 0.05446522(r/D) - 0.08723377(r/D)^{0.5} \ln(r/D) - \frac{0.45002930 \ln(r/D)}{(r/D)} - \frac{0.25130468}{(r/D)^2} \quad (19)$$

$$C = -0.01383436 - 0.01385106(r/D) + 0.00051449(r/D)^2 + 0.04504019 \ln(r/D) + \frac{0.08991395}{e^{(r/D)}} \quad (20)$$

Se establece que estas ecuaciones para la condición gradual son válidas bajo los rangos de $1 \leq r/D \leq 10$ y $5 \leq \theta \leq 90^\circ$.

Ahora, en los párrafos restantes se presentan diversos métodos para estimar el coeficiente de pérdidas de curvas de tuberías, los cuales son sugeridos en manuales y libros de la temática, basándose en experiencias propias del autor y/o en resultados de otros investigadores, sin exponer detalles de los desarrollos experimentales.

En el documento de Gibson (1930) se dice que los primeros experimentos de pérdida de energía en curvas de tuberías fueron realizados por Weisbach (1855), utilizando tuberías de acero con $D = 3.175$ cm. A partir de dichos experimentos y otros más, propuso las siguientes ecuaciones para las curvas bruscas y graduales:

$$\xi_{SC} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2} \quad (21)$$

$$\xi_{GC} = \left[0.000222 + 0.000276 \left(r/D \right)^{-3.5} \right] \theta \quad (22)$$

La primera ecuación que es para el coeficiente de curvas bruscas también es sugerida para codos de la misma condición. Además, se presentan valores tabulados del ξ_{GC} derivados de resultados de Brightmore (1907) para curvas de hierro fundido con $D = 7.62$ y 10.16 cm, r/D de 2 a 10, y bajo velocidades de 1.52 a 3.05 m/s. Dichos resultados no mostraron un comportamiento bien definido ante la variación de r/D y la velocidad del flujo; sin embargo, para los dos diámetros estudiados, los valores mínimos y máximos se puede asumir que se presentan en $r/D = 10$ y 2, respectivamente. En las curvas con D

= 7.62 cm, el coeficiente menor y mayor fue aproximadamente de 0.22 y 0.43, mientras que para $D = 10.16$ cm resultaron de 0.23 y 0.38, respectivamente. Finalmente, también se presentan valores del coeficiente de pérdidas en curvas, estimados a partir de la investigación de Schoder (1908) sobre dispositivos de hierro forjado, que presentaron un $Dn = 6$ pulgadas, D estimado de 15.4 cm y relaciones r/D de 1.34 a 20. Los valores son expuestos en una tabla en función de r/D y de tres velocidades distintas: 1.52, 3.05 y 4.88 m/s. En este caso, el comportamiento del coeficiente resultó oscilatorio, pero tomando en cuenta el promedio de las velocidades, presentó el valor mínimo de 0.27 en $r/D = 5$ y 10, mientras que el valor máximo fue de 0.45 en $r/D = 1.34$.

Ahora, Daugherty e Ingersoll (1954) exponen que en curvas graduales con $\theta = 90^\circ$, el coeficiente de pérdidas se obtiene mediante la ecuación de Pigott (1950), la cual se escribe de la siguiente forma:

$$\xi_{GC} = 0.106\left(r/D\right)^{-2.5} + 2f^{2.5} \quad (23)$$

Debido que el valor de R_e incide en f , implica que también influya en ξ_{GC} . Por último, se indica que en curvas con $\theta \neq 90^\circ$, el valor de ξ_{GC} es aproximadamente proporcional al valor de θ . Es decir, que en una curva de 45 y 180° , el valor de ξ_{GC} es el 50 y 200%, respectivamente, sobre el valor obtenido con la ecuación anterior.

En el manual de Idel'chik (1966) se presenta amplia información sobre las pérdidas de energía en los dispositivos bajo estudio, donde se establece que la pérdida total es conformada por la pérdida local y la

pérdida por fricción a lo largo de las curvas. Sobre las pérdidas por fricción, el autor proporciona una serie de ecuaciones, tablas y gráficos para obtener el coeficiente f , sin embargo, no se abundará en ello. Respecto a las pérdidas locales (Ecuación (1)), se presenta una gama de ecuaciones, tablas y gráficos, que se obtienen a partir de resultados experimentales de diversos autores. Acorde con dicha información se clasificaron los casos siguientes para curvas simples y curvas en serie:

- a) Si las curvas son simples, graduales y con superficies lisas ($\varepsilon \approx 0$), que cumplen con $0 < \theta \leq 180^\circ$, $r/D \geq 0.5$ y $R_e \geq 2 \times 10^5$, el coeficiente de pérdidas se obtiene bajo la ecuación de Abramovich (1935):

$$\xi_{GC} = \delta \alpha \quad (24)$$

en la cual δ y α son coeficientes que dependen de θ y r/D , respectivamente, los cuales se estiman de gráficos y tablas establecidas por Nekrasov (1954), a partir de las investigaciones de Idel'chik (1953), Evdomikov (1940) y propias. Ahí, el coeficiente δ incrementa de 0 a 1.4, cuando θ aumenta de 0 a 180° , mientras que α decrece de 1.18 a 0.17, cuando r/D incrementa de 0.5 a 1.5, respectivamente. Sin embargo, también se establecen las siguientes ecuaciones para estimar los coeficientes δ y α :

Si $\theta \leq 70^\circ$:

$$\delta = 0.9 \sin \theta \quad (25)$$

Si $\theta = 90^\circ$:

$$\delta = 1.0 \quad (26)$$

Si $\theta \geq 100^\circ$:

$$\delta = 0.7 + 0.0039\theta \quad (27)$$

Si $0.5 \leq r/D \leq 1.0$:

$$\alpha = 0.21(r/D)^{-2.5} \quad (28)$$

Si $r/D > 1.0$:

$$\alpha = 0.21(r/D)^{-0.5} \quad (29)$$

b) Cuando las curvas son simples y graduales, con superficies rugosas ($\varepsilon > 0$), r corto, $0 < \theta \leq 180^\circ$ y $0.5 < r/D \leq 1.5$, para conducir flujos con $R_e \geq 0.03 \times 10^5$, el coeficiente se estima con la siguiente ecuación:

$$\xi_{GC} = \delta \alpha \lambda_1 \lambda_2 \quad (30)$$

donde los coeficientes δ y α se determinan conforme a lo indicado en a); λ_1 y λ_2 son coeficientes que se estiman mediante tablas en función de R_e , r/D y ε/D . λ_1 y λ_2 pueden incrementar de $45f$ a 1.0 y 1.0 a 2.0, respectivamente, a medida que también aumenta el valor de los parámetros que los rigen.

- c) Si las curvas son simples y graduales, con superficies rugosas ($\varepsilon > 0$), r largo, $0 < \theta \leq 180^\circ$ y $1.5 < r/D \leq 50$, donde se presentan flujos con $R_e \geq 0.03 \times 10^5$, el ξ_{GC} también se determina con la Ecuación (30), pero ahora el autor proporciona nuevas tablas y gráficos para estimarlos coeficientes δ , α , λ_1 y λ_2 . Ahí el coeficiente δ puede incrementar de 0 a 1.4, cuando θ aumenta de 0 a 180° , mientras que α decrece de 0.21 a 0.30, cuando r/D incrementa de 1 a 50, respectivamente. Sin embargo, los coeficientes λ_1 y λ_2 incrementan de $64f$ a 1.0 y 1.0 a 2.0, respectivamente, a medida que también aumenta el valor de R_e y ε/D .
- d) En el caso de curvas simples y graduales, con superficies lisas ($\varepsilon \approx 0$), r largo, $0 < \theta \leq 90^\circ$ y $r/D \gg 1.5$, para conducir flujos con $50 < R_e < 0.2 \times 10^5$, el coeficiente de pérdida local incluye el coeficiente de resistencia a la fricción total de la curva, por lo cual no debe evaluarse por separado. En este caso, el ξ_{GC} debe estimarse bajo la ecuación de Aronov (1950), que se basa en los resultados de Adler (1934), White (1929) y propios. Dicha ecuación se escribe de la siguiente manera:

$$\xi_{GC} = 0.0175f(r/D)\theta \quad (31)$$

donde f se obtiene a través de tablas y gráficos en función de r/D y Re . En dichos datos, el valor del f disminuye a medida que incrementan sus parámetros gobernantes. El valor máximo de f es de 0.34, cuando $r/D = 3.1$ y $Re = 400$, mientras que su valor mínimo es de a 0.029, cuando $r/D = 100$ y $Re = 0.2 \times 10^5$. Por otro lado, también se proporcionan tres ecuaciones para estimar f , las cuales fueron obtenidas por Aronov (1950), a partir de los resultados de las investigaciones antes mencionadas, que al sustituirlas en la ecuación anterior se produce lo siguiente:

$$\text{Si } 50 < Re(D/2r)^{0.5} \leq 600:$$

$$\xi_{GC} = 0.31\theta Re^{-0.65}(r/D)^{0.825} \quad (32)$$

$$\text{Si } 600 < Re(D/2r)^{0.5} \leq 1\,400:$$

$$\xi_{GC} = 0.1557\theta Re^{-0.55}(r/D)^{0.775} \quad (33)$$

$$\text{Si } 1\,400 < Re(D/2r)^{0.5} \leq 5\,000:$$

$$\xi_{GC} = 0.0723\theta Re^{-0.45}(r/D)^{0.725} \quad (34)$$

- e) Por otra parte, se presenta un gráfico para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas simples de condición brusca y con 90° de deflexión, el cual es aplicable tanto para curvas con $r_i = 0$ y $r_o \geq 0$ como en curvas con $r_i \geq 0$ y $r_o = 0$. En el caso que $r_o = 0$, el ξ_{sc} resulta mayor que cuando $r_i = 0$. Los valores mínimos y máximos aproximados que dicho coeficiente puede tomar con $r_o = 0$ son de 1.1 y 1.38, cuando r_i/D vale 1.1 y 2.1, respectivamente; mientras que con $r_i = 0$ puede tomar los valores de 0.18 y 1.1, cuando r_o/D vale 1.2 y 0, respectivamente.
- f) Cuando se tiene una curva o codo simple, con condición brusca ($r/D = 0$), superficies lisas ($\varepsilon \approx 0$) y $0 < \theta \leq 180^\circ$, que conduce flujos con $R_e \geq 0.4 \times 10^5$, el coeficiente de pérdidas debe determinarse mediante la ecuación de Abramovich (1935), la cual se escribe como sigue:

$$\xi_{sc} = \delta_1 \delta_2 \quad (35)$$

donde δ_1 y δ_2 son coeficientes que dependen de θ ; δ_1 se obtiene de tablas y gráficos con datos de Richter (1930), Richter (1936) y Schubart (1929), donde su valor decrece de 3.0 a 1.2, cuando θ incrementa de 10° a 90° , respectivamente, mientras que cuando $90 < \theta \leq 180^\circ$, el valor δ_1 se mantiene constante en 1.2. Sin embargo, el valor de δ_2 se obtiene de tablas y gráficos con datos de Weisbach (1855), o bien mediante una ecuación propuesta por este autor, que al sustituirla en la ecuación anterior adopta la siguiente estructura:

$$\xi_{SC} = \delta_1 \left(0.95 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2} \right) \quad (36)$$

g) Si la curva o codo son simples, con condición brusca ($r/D = 0$), de superficies rugosas ($\varepsilon > 0$) y $0 < \theta \leq 180^\circ$, que conduce flujos con $R_e \geq 300$, el coeficiente debe estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$\xi_{SC} = \delta_1 \delta_2 \eta_1 \eta_2 \quad (37)$$

en la cual δ_1 y δ_2 se determinan conforme a lo indicado en f); η_1 y η_2 son coeficientes que se determinan en tablas en función del valor de ε/D y R_e . El coeficiente η_1 puede incrementarse de 0.45 a 1.0, cuando aumenta el valor de R_e , mientras que η_2 puede incrementarse de 1.0 a 1.5, cuando incrementan los valores de ε/D y R_e .

h) Si se presentan dos curvas en serie de condición gradual, con superficies lisas ($\varepsilon \approx 0$) y $r/D \geq 0.5$, formando una estructura en forma de L, U o Z, para conducir flujos con $R_e \geq 2 \times 10^5$, el coeficiente de pérdidas se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\xi_{GC} = K \left[\delta \alpha + \left(0.2 \frac{L_s - 2r}{D} + 0.0007 \frac{r}{D} \theta \right) \right] \quad (38)$$

donde los coeficientes δ y α se determinan conforme a lo indicado en a); K es un coeficiente que depende de la relación $(L_s - 2r)/D$, el cual se estima mediante tablas obtenidas a partir de los resultados de Haase

(1953). En el caso de las formas en L y Z, el coeficiente K disminuye de 2.5 a 2.0 y 3.0 a 2.0, respectivamente, cuando la relación $(L_s - 2r)/D$ aumenta de 0 a ≥ 1.0 . Sin embargo, en el caso de la forma en U, dicho coeficiente incrementa de 1.4 a 2.0, cuando la relación $(L_s - 2r)/D$ aumenta de 0 a ≥ 1.0 .

- i) Por último, cuando se presentan dos curvas graduales en serie, con superficies rugosas ($\varepsilon > 0$) y $r/D \geq 0.5$, estableciendo una estructura en forma-L, U o Z, para conducir flujos con $R_e \geq 0.03 \times 10^5$, el coeficiente de pérdidas se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\xi_{GC} = K \left[\delta \alpha \lambda_1 \lambda_2 + \left(0.2 \frac{L_s - 2r}{D} + 0.0007 \frac{r}{D} \theta \right) \right] \quad (39)$$

en la cual los coeficientes δ , α , λ_1 y λ_2 se obtienen conforme a lo indicado en la parte b) y c) para relaciones $0.5 < r/D \leq 1.5$ y $1.5 < r/D \leq 50$, respectivamente; y el coeficiente K se estima de acuerdo con lo establecido en el apartado h).

Por otro lado, King, Wislery Woodburn (1980) recomiendan valores tabulados para estimar el ξ_{GC} , con $\theta = 90^\circ$ y $1 \leq r/D \leq 20$, los cuales son obtenidos de los resultados de Beij (1938); dichos resultados se exponen de forma gráfica en Brater, King, Lindell y Wei (1996), y también se indica que en flujo turbulento el valor de R_e no incide de modo significativo sobre el ξ_{GC} . En dichos datos, el valor de ξ_{GC} disminuye de 0.35 a 0.16, cuando r/D aumenta de 1 a 4, mientras que después incrementa de 0.16 a 0.42, cuando r/D toma valores de 4 a 20, respectivamente. Esto indica que el

valor mínimo de $\xi_{GC} = 0.16$ es originado en $r/D = 4$, mientras que el valor máximo de 0.42 es presentado en $r/D = 20$. Por último, se establece de forma muy general que, en curvas graduales con $\theta = 45$ y 180° , el valor del ξ_{GC} se puede determinar mediante el 50 % y el 125 %, respectivamente, de los valores dados para la curva con $\theta = 90^\circ$.

El manual de USACE (1980) presenta lo establecido por Anderson (1947) para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas graduales y bruscas, donde se enmarca lo siguiente:

- a) Respecto a dispositivos graduales, se argumenta que Hofmann (1929) y Wasielewski (1932) establecieron que el ξ_{GC} es independiente para $R_e > 2 \times 10^5$. Bajo este contexto, se recomienda un gráfico con resultados de Wasielewski (1932) para estimar el ξ_{GC} con superficies lisas, $R_e = 2.25 \times 10^5$, $1 \leq r/D \leq 10$ y valores de $0 < \theta \leq 90^\circ$; este gráfico también es sugerido por Sotelo (2013). Ahí, en forma general, el coeficiente incrementa a medida que aumenta el valor de θ , pero disminuye conforme incrementa la relación r/D . Sin embargo, el coeficiente incrementa constantemente y toma el mismo valor en cualquier relación r/D para los ángulos θ de 0 a 25° , mientras que si r/D toma valores de 4, 6 y 10, el coeficiente decrece a partir de $\theta = 65$, 70 y 50° , respectivamente. También se ilustra que el valor máximo de $\xi_{GC} = 0.20$ y se produce en $r/D = 1$ y $\theta = 70^\circ$, mientras que el valor mínimo es cero para cualquier valor de r/D , cuando $\theta = 0^\circ$.
- b) Además, en el mismo gráfico se presentan curvas de ajuste sobre los resultados de Wasielewski (1932), las cuales recomienda USACE (1980) para obtener el ξ_{GC} en función de $1.5 \leq r/D \leq 10$ y $0 < \theta \leq 90^\circ$. Conforme

a este criterio, el ξ_{GC} no presenta fluctuaciones y aumenta conforme incrementa el θ , mientras que disminuye al aumentar r/D . También, los valores mínimos son cero cuando $\theta = 0^\circ$, en tanto que el máximo es de 0.16 cuando $r/D = 1.5$ y $\theta = 90^\circ$.

- c) Por último, si los dispositivos son bruscos, USACE (1980) y también Sotelo (2013) recomiendan un gráfico con resultados de Kirchbach (1929) y Schubart (1929) para estimar el ξ_{SC} , en función de los rangos $0.2 \leq R_e \leq 2.5 \times 10^5$ y $0 \leq \theta \leq 90^\circ$. En dicho gráfico el coeficiente incrementa a medida que aumenta θ , mientras que disminuye cuando aumenta R_e . Los valores mínimos y máximos del ξ_{SC} coinciden en $\theta = 0^\circ$ y 90° , respectivamente, para cualquier valor de r/D ; los valores mínimos son cero, mientras que los máximos resultan de 1.12.

Otro documento que se cita en la literatura para determinar el coeficiente de pérdidas en curvas de tuberías es el manual de Crane Co. (1982), donde se recomiendan los valores de Pigott (1950) para obtener el ξ_{GC} de tuberías de acero, con $\theta = 90^\circ$, D aproximado de 2.0 a 25.4 cm y $r/D = 1, 2$ y 3 . Dichos datos revelan que el coeficiente disminuye en relación con el incremento del D , tomando valores aproximados de 3.8 a 1.8, de 3.3 a 1.1 y de 3.5 a 1.25, cuando r/D vale 1, 2 y 3, respectivamente, lo cual indica que los valores máximos se obtienen con $r/D = 1$, mientras que los mínimos con $r/D = 2$. Además, también se exponen los resultados de Beij (1938) sobre el ξ_{GC} , los cuales fueron discutidos en USACE (1980). Sin embargo, si las curvas de 90° son de acero y bridadas, o con extremos para soldar, se recomienda una tabla para estimar el ξ_{GC} , en función de la relación r/D de 1 hasta 20. En dicha tabla, el coeficiente decrece de $20f$ a $12f$ e incrementa hasta $50f$, cuando

r/D toma valores de 1, 2-3 y 20, respectivamente, presentándose los valores mínimos en r/D de 2 a 3. También se especifica que para una curva con $\theta = 180^\circ$ (forma-U, $L_s = 0$), el $\xi_{GC} = 50f$. Por último, se recomienda una tabla con resultados de Kirchbach (1929), para estimar el coeficiente en curvas bruscas de acero con θ de 0 a 90° , donde el ξ_{SC} incrementa de $2f$ a $60f$, respectivamente.

En SARH (1984) se sugiere una tabla para estimar el coeficiente de pérdidas de curvas graduales con $\theta = 90^\circ$, donde el ξ_{GC} se rige por la relación r/D en el rango de 1 a 10. En dicha tabla, el ξ_{GC} decrece de 0.52 a 0.18, cuando r/D aumenta de 1 a 6, mientras que después incrementa de 0.18 a 0.20 conforme r/D crece de 6 a 10. Sin embargo, si la curva es con $\theta \neq 90^\circ$, el valor del ξ_{GC} obtenido será proporcional a un factor, el cual se estima de una segunda tabla en función de θ ; dicho factor incrementa de 0.20 a 1.30 acorde con el aumento de θ de 10 a 180° , respectivamente. Por último, se dice ordinariamente, si la curva es brusca, el ξ_{SC} puede tomar valores de 0.7 a 1.0, según la magnitud de θ .

Por otro lado, Pashkov y Dolqachev (1985) exponen que en curvas graduales con $D \leq 3.0$ cm, el coeficiente de pérdidas puede obtenerse de una tabla sólo en función de θ , donde el valor de ξ_{GC} incrementa de 0.20 a 1.10, a medida que θ aumenta de 30 a 90° . Sin embargo, si la curva es brusca, el coeficiente se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\xi_{SC} = \xi_{90}(1 - \cos \theta) \quad (40)$$

donde ξ_{90} es el coeficiente de pérdidas de una curva brusca de 90° , que se estima de una tabla en función del D , en la cual el ξ_{90} decrece de 1.70 a 0.83, acorde con el incremento D de 2.0 a 4.9 cm, respectivamente.

En el diseño de presas pequeñas, USBR (1985) recomienda el gráfico discutido anteriormente en Beij (1938), para determinar el coeficiente de pérdidas de una curva gradual de 90° . No obstante, en dicho gráfico este autor incluye una curva de ajuste para obtener el ξ_{GC} acorde con la relación r/D . Ahí el coeficiente disminuye de 0.25 a 0.07 cuando r/D incrementa de 1 a 4, respectivamente; luego se mantiene constante en 0.07 cuando r/D va de 4 a 10. Por otro lado, si la curva presenta un $\theta \neq 90^\circ$, se corrige el valor obtenido de ξ_{GC} , en proporción a un factor que se obtiene de un gráfico en función de θ . Dicho factor incrementa de 0 hasta 1.12, cuando θ aumenta de 0 a 120° , respectivamente.

Por otra parte, en Simon (1986) se sugiere una ecuación para estimar el coeficiente de pérdidas de curvas graduales, la cual se puede escribir de la siguiente forma:

$$\xi_{GC} = \left[0.13 + \frac{0.1635}{(r/D)^{3.5}} \right] \left(\frac{\theta}{180} \right)^{0.5} \quad (41)$$

Además, si la curva se produce bruscamente, se indica que el coeficiente de pérdidas se obtiene utilizando la siguiente expresión:

$$\xi_{SC} = 67.6 \times 10^{-6} (\theta)^{2.17} \quad (42)$$

La ecuación anterior también se recomienda para estimar el coeficiente de pérdidas en codos bruscos.

Por otro lado, de acuerdo con Trueba (1986), el coeficiente de pérdidas de una curva brusca se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\xi_{SC} = 0.25 \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.5} \quad (43)$$

donde el ángulo θ debe ser de 0 a 90°.

Acorde con Miller (1990), en el caso de curvas graduales que presenten superficies lisas, relaciones $L_d/D \geq 30$ y valores de $Re = 10 \times 10^5$, el ξ_{GC} se debe obtener de un gráfico en función de $0.5 \leq r/D \leq 10$ y $10 \leq \theta \leq 180^\circ$; dicho gráfico también es sugerido en CFE (1983) y Hager (2010). Ahí se exponen diversas curvas para obtener el ξ_{GC} , donde toma un mínimo valor de 0.02 y un máximo de 1.0. También se muestra que para cualquier valor del θ el coeficiente decrece a medida que incrementa la relación r/D , originándose los valores mínimos con r/D entre 1.0 y 3.0; a partir de ahí, el valor del ξ_{GC} incrementa conforme también aumenta r/D , pero no logra alcanzar valores como cuando $r/D < 1.0$, donde se obtienen los valores máximos para cualquier valor de θ . No obstante, al no cumplirse con paredes lisas o los valores mencionados para L_d/D y Re , en Miller (1990) y CFE (1983) se establece que el coeficiente de pérdidas obtenido del gráfico mencionado debe corregirse de la siguiente forma:

$$\xi_{GC} = \xi_1 C_{Re} C_{L_d} C_\varepsilon \quad (44)$$

donde ξ_1 es el coeficiente de pérdidas obtenido del gráfico para tuberías lisas con relación $L_d/D \geq 30$ y en valores de $Re = 10 \times 10^5$; C_{Re} , C_{L_d} y C_ε son coeficientes de corrección por $Re \neq 10 \times 10^5$, $L_d/D < 30$ y rugosidad en las paredes del dispositivo, respectivamente. En el caso del coeficiente C_{Re} , cuando $r/D \geq 1.0$ o $\xi_1 < 0.4$, este coeficiente se obtiene de un gráfico en función de $r/D \geq 1$ y $0.1 \leq Re \leq 100 \times 10^5$, donde el valor de C_{Re} decrece a medida que incrementan los parámetros que lo rigen. Sin embargo, cuando $r/D < 1.0$, el valor C_{Re} debe determinarse con la siguiente ecuación:

$$C_{Re} = \frac{\xi_1}{\xi_1 - 0.2 C_{Re1} + 0.2} \quad (45)$$

donde C_{Re1} es el coeficiente de corrección por $Re \neq 10 \times 10^5$ para $r/D \geq 1.0$ o $\xi_1 < 0.4$ (discutido previamente). Por otro lado, el coeficiente C_{L_d} se determina de un gráfico en función del coeficiente ξ_1 y la relación L_d/D , donde sus valores máximos se presentan en $L_d/D = 0$, mientras que sus valores mínimos se producen en L_d/D de 1 a 4. Por último, si $r/D \geq 1.0$ y $Re \leq 10 \times 10^5$, el coeficiente C_ε se determina como sigue:

$$C_\varepsilon = \frac{f_R}{f_L} \quad (46)$$

donde f_R y f_L son coeficientes de resistencia a la fricción en la tubería rugosa y en una tubería hidráulicamente lisa, respectivamente. Sin embargo, si $r/D \geq 1.0$ y $Re > 10 \times 10^5$, el C_ε se obtiene con la ecuación anterior, pero obteniendo los coeficientes f_R y f_L con $Re = 10 \times 10^5$.

Finalmente, si la curva es brusca, Miller (1990) y CFE (1983) indican que el ξ_{SC} se determine con el mismo proceder que para la curva gradual. Para ello, se recomienda un gráfico para estimar el ξ_{SC} en función de $5 \leq \theta \leq 120^\circ$, el cual aplica en tuberías lisas con $L_d/D \geq 30$ y $Re = 10 \times 10^5$; en caso contrario, el coeficiente debe corregirse de la misma forma a la condición gradual. En dicho gráfico, el ξ_{SC} incrementa de 0.02 a 1.5, conforme aumenta el valor de θ de 5 a 120° , respectivamente.

Con base en Franzini y Finnemore (1999), se presenta un gráfico para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas graduales con $\theta = 90^\circ$, donde el ξ_{GC} se rige por r/D y ε/D ; cabe destacar que estos resultados no incluyen la pérdida por fricción en la curva. En este gráfico se muestra que el ξ_{GC} incrementa a medida que aumenta la relación ε/D para cualquier valor de r/D . No obstante, el coeficiente decrece e incrementa para cada valor de ε/D , cuando r/D toma valores de 1 a 7 y de 7 a 10, respectivamente, presentándose los valores mínimos en $r/D = 7$ y los máximos en $r/D = 1$. Por lo tanto, el valor mínimo es de 0.08 en $\varepsilon/D = 0$ y el máximo de 0.90 en $\varepsilon/D = 0.01$. Por último, se recomienda de forma general que para curvas con $\theta = 22.5$ y 45° , el ξ_{GC} es aproximadamente el 40 y 80 % del valor estimado para una curva con $\theta = 90^\circ$.

Mays (2001) recomienda una tabla para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas graduales con superficies lisas y $\theta = 45$ y 90° , en

función de r/D . En las curvas de 45° , el ξ_{GC} decrece de 0.10 a 0.09, cuando r/D aumenta de 1 a 2, luego incrementa de 0.09 a 1.20 a medida que r/D crece de 2 a 6. Sin embargo, en las curvas de 90° el ξ_{GC} decrece 0.35 a 0.16 y luego incrementa de 0.16 a 0.21, cuando ξ_{GC} aumenta de 1 a 4 y de 4 a 6, respectivamente. Por último, se indica que en curvas bruscas de 90° , el ξ_{SC} puede tomar un valor de 1.10, lo cual es bastante general.

Por su parte, Albers (2010) propone un gráfico para estimar el ξ_{GC} si $\theta = 90^\circ$, el cual también es aplicable para codos. Ahí el ξ_{GC} decrece conforme incrementa r/D , alcanzando un valor máximo y mínimo de 1.0 y 0, cuando r/D se aproxima a 0 y 8, respectivamente. Por otro lado, se indica que para una curva con $\theta = 45, 135$ y 180° , el valor obtenido del ξ_{GC} en el gráfico para $\theta = 90^\circ$ será proporcional a 0.5, 1.5 y 2.0, respectivamente.

Hager (2010), además de proponer el gráfico de Miller (1990) para $R_e = 10 \times 10^5$, también sugiere otro gráfico para estimar el ξ_{GC} con $R_e \geq 10 \times 10^5$, el cual también es sugerido en Ito (1960) y Blevins (1984). En este gráfico, el ξ_{GC} puede obtenerse para $\theta = 45, 90$ y 180° , en función de $0.5 \leq r/D \leq 10$. Aunque dicho gráfico está representado de forma diferente, el comportamiento del ξ_{GC} es similar al mencionado en Miller (1990). Los valores mínimos de ξ_{GC} para $\theta = 45, 90$ y 180° son aproximados a 0.09, 0.14 y 0.18, cuando $r/D = 1.5, 2.5$ y 2.0 , respectivamente; mientras que los valores máximos se aproximan a 0.25, 0.6 y 0.6, cuando $r/D = 0.5, 0.65$ y 0.75 , respectivamente. Por otro lado, si $R_e < 10 \times 10^5$, el ξ_{GC} obtenido en el gráfico mencionado debe multiplicarse por $(10 \times 10^5 / R_e)^{1/6}$.

A partir de Kast (2010), se recomienda un gráfico elaborado con resultados experimentales para estimar el ξ_{GC} con superficies lisas o rugosas, $1 \leq r/D \leq 10$ y $15 \leq \theta \leq 180^\circ$, que conducen flujos con $R_e \geq 1 \times 10^5$. En dicho gráfico se muestra que el ξ_{GC} para superficies lisas incrementa conforme también aumenta el θ , mientras que respecto a r/D presenta comportamientos distintos. Por ejemplo, cuando el ángulo $\theta = 15$ y 30° , el ξ_{GC} se mantiene constante cerca de 0.03 y 0.06, respectivamente, para cualquier valor de r/D . Sin embargo, cuando $\theta = 45^\circ$ el ξ_{GC} decrece a medida que incrementa r/D , tomando valores máximos y mínimos aproximados a 0.14 y 0.07 para $r/D = 1$ y 10, respectivamente. No obstante, si $\theta = 90^\circ$, el ξ_{GC} presenta un valor máximo aproximado a 0.22 en $r/D = 1$, de donde decrece hasta un valor mínimo cercano a 0.09 en $r/D = 6.5$, luego vuelve a incrementar hasta cerca de 0.11 cuando $r/D = 10$. Ahora, si $\theta = 180^\circ$, el coeficiente decrece de 0.32 a 0.13, luego incrementa a 0.15 y decrece nuevamente hasta el valor mínimo de 0.11, para finalmente incrementar hasta 0.15; dichos valores se presentan cuando r/D vale 1, 2.8, 4, 6.5 y 10, respectivamente. Por último, se muestra que para curvas rugosas con $\theta = 90^\circ$, el comportamiento del ξ_{GC} es similar, pero con mayor magnitud al de las curvas lisas con el mismo θ . Dicho coeficiente decrece desde el valor máximo de 0.50 hasta el valor mínimo de 0.18, de donde incrementa hasta 0.20; esto ocurre cuando $r/D = 1, 6.5$ y 10, respectivamente. Por otro lado, también se expone otro gráfico para obtener el ξ_{GC} con superficies lisas, $\theta = 90^\circ$, $2.26 \leq r/D \leq 11.71$ y $20 \leq R_e \leq 2 \times 10^5$. En éste se muestra que el ξ_{GC} decrece a medida que incrementa el R_e para cualquier relación r/D , presentando el valor máximo

y mínimo cercano a 100 y 0.14, cuando $R_e = 20$ y 2×10^5 , respectivamente. Sin embargo, para $250 \leq R_e \leq 900$, el valor de ξ_{GC} se mantiene constante cerca de 2.0. Finalmente, se sugiere información en tablas del coeficiente de pérdidas para curvas o codos estándar en condición brusca con $\theta = 90^\circ$ tanto de conexiones atornilladas como elaborados de hierro fundido. Para los dispositivos de conexiones atornilladas con $r_i = 0$ y $r_o \geq 0$, como en curvas con $r_i \geq 0$ y $r_o = 0$, se recomienda una tabla para D de 1.4 a 4.9 cm, donde el ξ_{SC} decrece de 1.2 a 0.51, desde el D mínimo al máximo, respectivamente. Ahora, si las curvas bruscas son de hierro fundido, se recomiendan los datos de Herning (1966) para D de 5 a 50 cm, donde el coeficiente incrementa de 1.3 a 2.2, conforme incrementa el D mínimo hasta el máximo, respectivamente.

Menon y Menon (2010) presentan una tabla para estimar el coeficiente de pérdidas de curvas bruscas estándar, en función de $0 < \theta \leq 90^\circ$ y D de 0.92 a 59.05 cm (D_n de 0.5 a 24 pulgadas $\approx$ de 1.27 a 60.96 cm), sin tomar en cuenta el valor de R_e . En dicha tabla se indica que el ξ_{SC} incrementa conforme aumenta el valor de θ , mientras que decrece cuando incrementa el valor del D . Por lo tanto, el valor mínimo del $\xi_{SC} = 0.02$, cuando $\theta \approx 0^\circ$ y $D = 60.96$ cm, mientras que el máximo es de 1.62, cuando $\theta = 90^\circ$ y $D = 1.27$ cm.

En el documento de Mataix (2010) se recomiendan valores tabulados del coeficiente de pérdidas, que son aplicables en curvas y codos graduales con $\theta = 90^\circ$. El valor de ξ_{GC} es menor a medida que incrementa la relación r/D ; el valor máximo del coeficiente es de 0.80 cuando $r/D \approx 0$, en tanto que el valor mínimo es de 0.16 con $r/D = 1.0$.

Respecto a Munson, Okiishi, Huebsch y Rothmayer (2013), se establece que el coeficiente de pérdidas de una curva o codo con $\theta = 90^\circ$, puede estimarse mediante un gráfico en función de ε/D y r/D , con rangos de 0 a 0.01 y 1 a 10, respectivamente. En este gráfico se revela que para cualquier valor de ε/D , el ξ_{GC} decrece cuando r/D va de 1 a 7, donde alcanza los valores mínimos, luego incrementa hasta que $r/D = 10$ sin superar los valores máximos que ocurren en $r/D = 1$. Por lo tanto, en este caso el valor mínimo del $\xi_{GC} \approx 0.06$, cuando $\varepsilon/D \approx 0$ y $r/D = 7$, mientras que el valor máximo es de 0.95 en $\varepsilon/D = 0.01$ y $r/D = 1$.

Acorde con Sotelo (2013), se establece que el coeficiente de pérdidas de una curva gradual con superficies rugosas, sea determinado mediante la siguiente ecuación:

$$\xi_{GC} = C_a \frac{\theta}{90} \quad (47)$$

donde θ puede ser de 0 a 90° ; C_a es un coeficiente que se estima de un gráfico con resultados de Hofmann (1929) para flujos de $Re \geq 2 \times 10^5$, donde está en función de las relaciones r/D y ε/D , de 1 a 10 y de 0 a 0.002, respectivamente. En este gráfico, el valor de C_a crece a medida que incrementa la relación ε/D para cualquier valor de r/D ; sin embargo, en todas las relaciones ε/D dicho coeficiente disminuye y luego aumenta en el momento que r/D incrementa de 1 a 7 y de 7 a 10, respectivamente. Por lo tanto, el valor mínimo de C_a se produce en $r/D = 7$ y $\varepsilon/D \approx 0$, entretanto que el máximo en $r/D = 1$ y $\varepsilon/D = 0.002$.

En Gülich (2014) se sugiere una ecuación para calcular el coeficiente de pérdidas en una curva brusca, la cual se muestra a continuación:

$$\xi_{SC} = 1.2 \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 \quad (48)$$

donde θ puede tomar valores de 0 a 90°. Por otro lado, también se sugiere una ecuación para estimar el coeficiente de pérdidas de curvas graduales, la cual se escribe de la siguiente manera:

$$\xi_{GC} = C_\varepsilon \frac{0.23}{(r/D)^x} \sqrt{\frac{\theta}{90}} \quad (49)$$

en la cual C_ε es un coeficiente de rugosidad que en superficies lisas es igual a la unidad, mientras que en superficies rugosas con $\varepsilon/D > 0.001$ y $R_e > 0.4 \times 10^5$, dicho coeficiente es igual a 2; x es un exponente cuyo valor es de 2.5 y 0.5, cuando $0.5 \leq r/D \leq 1.0$ y $r/D > 1.0$, respectivamente.

Sumario de las metodologías para ξ_c

En la Tabla 1 se expone un sumario de las metodologías tratadas en el apartado anterior para estimar el coeficiente de pérdidas en curvas simples e instaladas en serie con forma-Z, forma-U, forma-L y forma-S, donde se indican características importantes y los parámetros considerados en cada una de ellas.

Tabla 1. Características y parámetros considerados para estimar el coeficiente de pérdidas en las metodologías analizadas.

Ref. (fuente)	Fluido usado	Material	D (cm)	r/D	θ° o forma	Re ($\times 10^5$)	L_u/L_d ($\times D$)	Observaciones
Brightmore (1907)	Agua	Acero	7.62 10.16	2.5 a 10	90	I	NS	Gráficos de ξ_{GC}
Davis (1911)	Agua	Acero	5.08	5.0 a 20.5	90	I	NS	Gráficos de ξ_{GC}
Balch (1913)	Agua	Acero	7.62	7.0 a 20	90	I	NS	Gráficos de ξ_{GC}

Hofmann (1929)	Agua	Acero	4.32	1.0 a 10	90	I	NS	Gráficos de ξ_{GC} , para superficies lisas y rugosas
Gibson (1930) Weisbach (1855) Brightmore (1907) Schoder (1908)	Agua	Acero, hierro forjado y fundido	3.17 7.62 y 10.16 15.40	- 2.0 a 10 1.34 a 20	90	I	NS	Ecuaciones (21- 22) y tablas para ξ_{SC} y ξ_{GC}
Vogel (1933)	Agua	Acero	15.24 20.32 25.40	1.0 a 3.0	90	I	NS	Gráficos de ξ_{GC}
Beij (1938)	Agua	Acero	10.23	0.97 a 19.96	90	0.23 a 3.4	48.15/ 168.12	Tablas y gráficos de ξ_{GC} , $Dn = 4$ plg, Resultados comparados con: Brightmore (1907) Davis (1911) Balch

								(1913) Hofmann (1929) Vogel (1933)
Daugherty e Ingersoll (1954) Pigott (1950)	Agua	NS	NS	AV	0 a 180	If	NS	Ecuación (23) para curvas graduales que depende de f .
Ito (1956)	Agua	Latón fundido	3.5	28.4 y 108 7.6 a 29.2 5.8 y 9.05 5.2 y 7.4	45 90 135 U	0.1 a 3.0	NS	Gráficos de ξ_{GC} para curvas de radio largo y superficies lisas
Ito (1960)	Agua	Latón fundido	3.5	1.84 a 7.3 1.0 a 3.3 1.84 y 3.26	45 90 U	0.2 a 4.0	153.8/ >71.6	Gráficos y ecuaciones (7- 12) de ξ_{GC} para superficies lisas. Resultados comparados

								con: Weisbach (1855) Hofmann (1929) Richter (1930) Wasielewski (1932) Pigott (1950) Pigott (1957)
Idel'chik (1966) Abramovich, (1935) Nekrasov (1954) Idel'chik (1953) Evdomikov (1940)	NS	NS	NS	≥ 0.5 0.5 a 1.5* 1.5 a 50*	0 a 180(U)	≥ 2.0 $\geq 0.03^*$ $\geq 0.03^*$	NS	Tablas, gráficos y ecuaciones (24-30) de ξ_c , para superficies lisas y rugosas*
Idel'chik (1966) Aronov (1950) Adler (1934)	NS	NS	NS	$\gg 1.5$	0 a 90	0.0005 a 0.2	NS	Tablas, gráficos y ecuaciones (31-34) de ξ_c en superficies lisas

White (1929)								
Idel'chik (1966) Abramovich, (1935) Richter (1930) Richter (1936) Weisbach (1855) Schubart, (1926)	NS	NS	NS	0	0 a 180	≥ 0.4 $\geq 0.003^*$	NS	Tablas, gráficos y ecuaciones (35-37) de ξ_{sc} , en paredes lisas y rugosas*
Idel'chik (1966)	NS	NS	NS	≥ 0.5	L U Z	≥ 2.0 $\geq 0.03^*$	NS	Tablas, gráficos y ecuaciones (38-39) de ξ_{GC} , en paredes lisas y rugosas*
Chen-Tzu (1969)	Agua	PVC	5.25	1.59	90H* 90V**	0.28 a 1.86	30/36	Gráficos de ξ_{GC} , $T = 21.1^\circ\text{C}$, estudio de curvas horizontales (H) y verticales (V)
King <i>et al.</i> (1980);	NS	NS	NS	1 a 20	45	≥ 2.0	NS	Tablas de ξ_{GC}

Brater et al. (1996)					90			
Beij (1938)					180			
USACE (1980); Sotelo (2013) Anderson, (1947) Hofmann (1929) Wasielewski (1932) Kirchbach (1929) Schubart (1929)	Agua	NS	NS	1 a 10 0*	0 a 90	≥ 2.0 0.2 a 2.25*	NS	Gráficos de ξ_{GC} y ξ_{SC}^*
Crane Co. (1982) Pigott (1950) Beij (1938) Kirchbach, (1929)	Agua	Acero	1.27 to 60.96	1.0 a 20	90 180 0 a 90*	I	NS	Tablas y gráficos de ξ_{SC}^* y ξ_{GC} . Dispositivos de acero y con extremos bridados
Turian et al. (1983)	Agua- Solidos	Acero	2.54 5.08	1.0 a 8.33	90-S 45	0.1 a 0.8	NS	Tablas y gráficos de ξ_{SC} y

Hsu (1981)				1.0 a 11.1	90-G U	0.2 a 1.7		ξ_{GC} , Flujo de agua con perlas de vidrio. Resultados comparados con Crane Co. (1982)
Gontsov et al. (1984)	Aire	Vidrio Orgánico	20.6	1.0	90	0.9 a 4.0	35/25	Tablas y ecuaciones (13-15) de ξ_{GC} para superficies lisas. Resultados comparados con Ito (1960)
SARH (1984)	Agua	NS	NS	1.0 a 10	0 a 180	I	NS	Tablas de ξ_{GC} .
Pashkov y Dolqachev (1985)	NS	NS	≤ 3.0	I	0 a 180	I	NS	Tablas de ξ_{GC} y ecuación (40) de ξ_{SC}^*
USBR (1985) Beij (1938)	Agua	Acero	NS	1 a 10	0 a 120	I	NS	Gráficos de ξ_{GC}
Simon (1986)	NS	NS	NS	AV 0*	0 a 180	I	NS	Ecuaciones (41-42) de ξ_{SC}^* y ξ_{GC} .

Trueba (1986)	NS	NS	NS	0	0 a 90	I	NS	Ecuación (43) de ξ_{SC}
Miller (1990); CFE (1983)	NS	NS	NS	0.5 a 10 0*	10 a 180 5 a 20*	0.1 a 100	NS / ≥ 0	Gráficos y ecuaciones (44-46) de ξ_{GC} y ξ_{SC}^* para superficies lisas y rugosas. Se consideran correcciones por Re , L_d y ε
Franzini & Finnemore (1999)	NS	NS	NS	1.0 a 10	22.5, 45 y 90	I	NS	Gráfico de ξ_{GC} , donde también se rige por ε/D
Mays (2001)	NS	NS	NS	1.0 a 6.0	45 y 90 90*	I	NS	Tabla de ξ_{GC} y ξ_{SC}^* para superficies lisas
Albers (2010)	NS	NS	NS	0 a 8.0	45, 90, 135 y 180	I	NS	Gráfico de ξ_{GC} . También es aplicable para codos.
Hager (2010) Miller (1990) Ito (1960)	NS	NS	NS	0.5 a 10	45 a 180	≥ 10 , <10	NS	Gráficos de ξ_{GC} ,

Blevins (1984)								
Kast (2010)	NS	Hierro	1.4 to 50*	1.0 a 10 0*	15 a 180 0 a 90*	≥ 0.04	NS	Tablas y gráficos de ξ_{sc}^* y ξ_{GC} para superficies lisas y rugosas. También se exponen tablas de ξ_{sc}^* para r_i ≥ 0 y $r_o \geq 0$
Menon y Menon (2010)	NS	NS	0.92 a 59.05	0	0 a 90	I	NS	Tablas de ξ_{sc} en curvas estándar
Mataix (2010)	NS	NS	NS	0 a 1.0	90	I	NS	Tablas de ξ_{sc} que también son aplicables en codos
Munson et al. (2013)	NS	NS	NS	1.0 a 10	90	I	NS	Tablas de ξ_{sc} que también son aplicables en codos, donde también se rige por ε/D
Sotelo (2013)	NS	NS	NS	1.0 a 10	0 a 90	≥ 2.0	NS	Gráfico y ecuación (47) de ξ_{sc} para

Hofmann, (1929)								superficies rugosas, donde también se rige por ϵ/D
Gulich (2014)	NS	NS	NS	0* ≥ 0.5	0 a 90	I	NS	Ecuaciones (48*-49) de ξ_{sc}^* y ξ_{GC} para superficies lisas y rugosas
Villegas- León et al. (2016)	NS	NS	NS	0* 1.0 a 10	0 a 90* 5 a 90	I	NS	Ecuaciones (16- 20) de ξ_{sc}^* y ξ_{GC}

NS = no especificado; I = independiente de su valor; AV = cualquier valor es válido; If
= implícito en el valor del coeficiente f .

La Tabla 1 permite contrastar los fluidos y tipos de materiales de las curvas utilizadas en las investigaciones del coeficiente de pérdidas en curvas, los valores considerados de D , r/D , θ , Re , L_u y L_d , así como observaciones de los resultados presentados. En dichos datos se indica que el fluido más utilizado en las pruebas es el agua y que el tipo de material más analizado es el acero y el hierro. También se puede observar que las investigaciones se han realizado hasta $D \approx 60$ cm (Crane Co., 1982; Menon & Menon, 2010), pero la mayoría han sido en D pequeños cercanos de 10 cm (4 pulgadas). La relación r/D más grande investigada es de 108 cm (Ito, 1956), sin embargo, la más analizada es en el rango $r/D \leq 10$. Respecto al ángulo θ y tipo de forma se percata que las curvas

más estudiadas son de condición gradual con $\theta = 90^\circ$ y las estructuras en forma-U con $L_s = 0$; a partir de los valores obtenidos del coeficiente de pérdidas con $\theta = 90^\circ$, algunos autores como Franzini y Finnemore (1999) y Albers (2010) recomiendan inferir valores para ángulos distintos, lo cual puede conllevar a grandes errores en la estimación de las pérdidas de energía. Por otro lado, se ilustra que metodologías consideran el valor de R_e , su rango de validez y cuáles lo consideran independiente para obtener el coeficiente de las curvas; factor que es importante para estimar un coeficiente más apegado a la realidad, ya que en documentos como Turian *et al.* (1983), Kast (2010) y Hager (2010) se puede percatar que afecta su valor en forma decreciente a medida que incrementa R_e . Otro parámetro importante que se confronta es hasta que L_d se analizaron las pérdidas de energía, pues se ha demostrado que hasta aproximadamente $L_d = 50D$ (Ito, 1956; Ito, 1960) aún incide en la pérdida de energía originada por las curvas de tuberías. En la última columna se presentan observaciones importantes, donde se indica qué coeficiente se determina (ξ_{SC} , ξ_{GC}); la forma de presentación de resultados (gráficos, tablas o ecuaciones), así como para qué tipo de superficies son válidos (lisas o rugosas). Finalmente, cabe destacar que varias metodologías no hacen referencia del tipo de material y diámetro utilizados en los estudios, lo cual implica usarlos de forma general, pudiendo diferir sustancialmente en las pérdidas reales.

Conclusiones

- Se realizó una revisión de literatura sobre investigaciones experimentales y metodologías reportadas, que permite estimar el coeficiente de pérdidas en curvas de tuberías bajo flujo turbulento con condiciones buscas y graduales, las cuales pueden presentarse de forma simple e instaladas en serie, para conformar estructuras con formas tipo L, S, U y Z. A partir de ello, se presentó información organizada y homogenizada que facilita comparar los alcances de las metodologías, así como el comportamiento del coeficiente de pérdidas ante los parámetros que lo rigen.
- Mediante las investigaciones y metodologías analizadas de la literatura se obtienen valores distintos del coeficiente de pérdidas en los dispositivos estudiados, lo cual puede deberse a diferencias adoptadas en los experimentos, tales como el material de fabricación del dispositivo, la altura de rugosidad de las paredes interiores, el diámetro, el radio de curvatura, los ángulos de deflexión, la temperatura y velocidades del flujo, el tipo de fluido utilizado, tipos de conexión, la precisión de los dispositivos de medición y las longitudes de las tuberías aguas arriba y aguas abajo de los dispositivos. Sin embargo, todas estas características permiten una elección más acorde con un caso particular de la

metodología o los valores a utilizar en la estimación del coeficiente de pérdidas.

- Los coeficientes de pérdidas reportados en las curvas de tuberías pueden incluir o no la pérdida por fricción sobre la longitud de la curva (h_f), repercutiendo en el valor del coeficiente y, aún más, cuando los dispositivos son de radio de curvatura largo. Además de ello, también influye en el coeficiente la distancia considerada aguas abajo del dispositivo para la evaluación de la pérdida por perturbación del flujo (h_d), la cual se ha demostrado que puede llegar hasta $50D$.
- En las investigaciones se manifestó que el coeficiente de pérdidas tiene dependencia sobre el ángulo θ , la relación r/D , el valor de R_e y la relación ε/D . No obstante, a menudo en las metodologías de la literatura, el coeficiente solo se expone en función de θ y r/D , pero el parámetro más excluido es la rugosidad de la superficie o la relación ε/D . En general, el coeficiente de pérdidas presentó incremento conforme al aumento de θ y ε/D , pero una disminución en relación con el crecimiento de R_e . En los dispositivos de condición gradual, el coeficiente aumentó a medida que decreció la relación r/D , mientras que en las cuatro formas con curvas en serie el coeficiente creció conforme al incremento de la longitud de separación entre los dispositivos (L_s).
- Los dispositivos más estudiados y de los cuales se presenta más información del coeficiente de pérdidas son las curvas con $\theta = 45, 90$ y 180° . Sin embargo, el más investigado de ellos por su frecuente uso es el dispositivo con $\theta = 90^\circ$, sobre el cual algunos autores infieren el coeficiente de pérdidas para curvas de 45 y 180° de deflexión. Referente

al material del dispositivo, los cambios de dirección con más investigaciones son los de acero, mientras los menos analizados son los modernos (plástico, moldeados y forjados), que tienden a proporcionar menores valores del coeficiente de pérdidas por su baja rugosidad.

- Finalmente, se concluye que la información de los trabajos de Ito (1959, 1960) es la más sugerida en la literatura para estimar el coeficiente de pérdidas en los dispositivos graduales, en tanto que en los dispositivos bruscos se recomiendan con más frecuencia los datos del trabajo de Kirchbach (1929). Sin embargo, donde se proporciona amplia información sobre el coeficiente de pérdidas de todos los dispositivos estudiados con respecto a sus parámetros dependientes es en el manual de resistencia de Idel'chik (1966).

Referencias

- Abramovich, G. N. (1935). Aerodinamika mestnykh soprotivlenii (Aerodynamics of local resistances). *Sbornik Po Promyshlennoi Aerodinamike, Trudy*, 211, 65-150.
- Acero, M. F., & Rodríguez, D. (May, 2008). Determinacion experimental del coeficiente de pérdidas menores km en accesorios para agua potable de PVC. *XVIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología, Sociedad Colombiana de Ingenieros*. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/48818587/02-Determinacion-Experimental-de-km-Accesorios-PVC-P>
- Adler, M. (1934). Strömung in gekrümmten Röhren. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 14, 257-275.

- Albers, P. (2010). Motion control in offshore and dredging. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/978-90-481-8803-1>
- Anaya-Durand, A. I., Cauich-Segovia, G. I., Funabazama-Bárcenas, O., & Gracia-Medrano-Bravo, V. A. (2014). Evaluación de ecuaciones de factor de fricción explícito para tuberías. *Educación Química*, 25(2), 128-134. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0187-893X\(14\)70535-X](https://doi.org/10.1016/S0187-893X(14)70535-X)
- Anderson, A. G. (1947). Fluid flow diversion: A summary and bibliography of literature. In: *St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory* (1). Minneapolis, USA: University of Minnesota.
- Aronov, I. Z. (1950). *Teploobmen i gidravlicheskie soprotivleniya v izognutykh trubakh (Heat Exchange and Hydraulic Resistance in Bent Pipes)* (Doctorate's Thesis) Kiev, Ukraine: Kiev Polytechnic Institute.
- Arun, G., Kumares, S. P., Natarajan, S., & Kulasekharan, N. (2020). Study of flow behaviour in sharp and mitred pipe bends. *Materials Today: Proceedings*, 27(3), 2101-2108. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2019.09.076>
- Balch, L. R. (1913). Investigation of hydraulic curve resistance, experiments with three-inch pipe. *Bulletin of the University of Wisconsin*, 403(7), 253.
- Bariviera, D., Frizzone, J. A., & Rettore, O. (2014). Dimensional analysis approach to estimate local head losses in microirrigation connectors. *Irrigation Science*, 32, 169-179. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s00271-013-0424-y>
- Beij, K. H. (1938). Pressure losses for fluid flow in 90° pipe bends. *Journal*

of Research of the National Bureau of Standards, 21(1), 1-18.

Recuperado de

<https://doi.org/http://dx.doi.org/10.6028/jres.021.001>

Blevins, R. D. (1984). *Applied fluid dynamics handbook*. New York, USA: Van Nostrand Reinhold.

Brater, E. F., King, H. W., Lindell, J. E., & Wei, C. Y. (1996). *Handbook of Hydraulics* (7th ed.). New York, USA: McGraw-Hill Professional.

Brightmore, A. W. (1907). Loss of pressure in water flowing through straight and curved pipes. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 169(1907), 315-336. Recuperado de <https://doi.org/10.1680/imotp.1907.17203>

CFE, Comisión Federal de Electricidad. (1983). *Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia: Hidráulica, A.2.3 Conducciones a presión*. México, DF, México: Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Chen-Tzu, Y. (1969). *Loss of pressure in water flowing through 90° pipe bend* (Kansas State University). Recuperado de https://archive.org/stream/lossofpressurein00yuch/lossofpressurein00yuch_djvu.txt

Chowdhury, R. R., Biswas, S., Alam, M. M., & Islam, A. K. M. S. (2016). Turbulent flow analysis on bend and downstream of the bend for different curvature ratio. *AIP Conference Proceedings*, 1754, 1-6. Recuperado de <https://doi.org/10.1063/1.4958380>

Crane Co. (1982). Flow of fluids through valves, fittings and pipe. In: *Technical Paper No. 410*. New York, USA: Crane Company.

- Daneshfaraz, R., Rezazadehjoudi, A., & Abraham, J. (2018). Numerical investigation on the effect of sudden contraction on flow behavior in a 90-degree bend. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(2), 603-612. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s12205-017-1313-3>
- Dang, Z., Yang, Z., Yang, X., & Ishii, M. (2018). Experimental study of vertical and horizontal two-phase pipe flow through double 90 degree elbows. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 120, 861-869. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2017.11.089>
- Daugherty, R. L., & Ingersoll, A. C. (1954). *Fluid Mechanics, with Engineering Applications* (6th ed.). Daugherty, R. L. & Ingersoll, A. C. (eds.). New York, USA: McGraw-Hil.
- Davis, G. J. (1911). Investigation of hydraulic curve resistance. *Bulletin of the University of Wisconsin*, 403(6), 115.
- Du, X., Wei, A., Fang, Y., Yang, Z., Wei, D., Lin, C., & Jin, Z. (2020). The effect of bend angle on pressure drop and flow behavior in a corrugated duct. *Acta Mechanica*. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s00707-020-02716-5>
- Dutta, P., & Nandi, N. (2015). Study on pressure drop characteristics of single phase turbulent flow in pipe bend for high Reynolds Number. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, 10(5), 2221-2226. Recuperado de http://www.arpnjournals.com/jeas/research_papers/rp_2015/jeas_0315_1746.pdf
- Elbatran, A. H., Yaakob, O. B., Ahmed, Y. M., & Shabara, H. M. (2015).

Operation, performance and economic analysis of low head micro-hydropower turbines for rural and remote areas: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 43, 40-50. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.rser.2014.11.045>

Evdomikov, I. F. (1940). Opyty po otsasyvaniyu pogranychnogo sloya v aerodinamicheskikh trubakh bol'shikh skorostei (Experiments on the suction of the boundary layer in high-velocity wind tunnels). *Trudy TsAGI*, 506, n.p.

Franzini, J. B., & Finnemore, E. J. (1999). *Mecánica de fluidos con aplicaciones en ingeniería* (9th ed.). Madrid, España: McGraw-Hill / Interamericana de España.

Friman, M., & Levy, A. (2019). Bends pressure drop in hydraulic conveying. *Advanced Powder Technology*, 30(8), 1484-1493. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.appt.2019.04.025>

Fuentes, O. A., & Rosales, I. L. (2004). Estimación de pérdidas locales de energía en tomas domiciliarias de agua potable. *Ingeniería Hidráulica en México*, 19(1), 65-73. Recuperado de [file:///C:/Users/Jose Juan/Downloads/1009-1109-1-PB.pdf](file:///C:/Users/Jose%20Juan/Downloads/1009-1109-1-PB.pdf)

Gibson, A. H. (1930). *Hydraulics and its applications* (4th ed.). New York, USA: D. Van Nostrand Company.

Gontsov, N. G., Marinova, O. A., & Tananaev, A. V. (1984). Turbulent flow around a bend in a circular pipe. *Hydrotechnical Construction*, 18(12), 596-602. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/BF01440641>

Gulich, J. F. (2014). Fluid dynamic principles. In: *Centrifugal pumps* (3rd ed.) (pp. 1-41). Recuperado de <https://doi.org/10.1007/978-3-642->

40114-5_1

- Haase, D. (1953). *Allgemeine Wärmetechnik*. Nos(11-12), n.d.
- Hager, W. H. (2010). Waste water hydraulics, theory and practice. In: *Springer Science and Business Media* (2nd. ed.). Recuperado de <https://doi.org/10.1007/978-3-642-11383-3>
- Herning, F. (1966). *Stoffströme in Rohrleitungen* (4t ed.). Düsseldorf, Germany: VDI.
- Herwig, H., & Wenterodt, T. (2011). Second law analysis of momentum and heat transfer in unit operations. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 54, 1323-1330. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2010.11.055>
- Hofmann, A. (1929). Der Verlust in 90° Rohrkrümmern mit gleichbleibendem Kreisquerschnitt. *Mitteilungen Des Hydraulischen Instituts Der Technischen Hochschule München*, 3, 45-67.
- Hsu, B. E. (1981). *Flow of fine particle suspensions in bends, fittings and valves* (Texas Tech University). Recuperado de <https://ttu-ir.tdl.org/ttu-ir/bitstream/handle/2346/19704/31295002382256.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Idel'chik, I. E. (1966). *Handbook of hydraulic resistance, coefficients of local resistance and of friction* (No. 6630). Recuperado de <https://doi.org/AEC-tr-6630>
- Idel'chik, I. E. (1953). K voprosu o vliyanií chisla Re i sherokhovatosti na soprotivlenie izognutykh kanalov (The Influence of the Reynolds

Number and the roughness on the resistance of bent channels).
Promyshlennaya Aerodinamika, 4, 177-194.

Ito, H. (1960). Pressure losses in smooth pipe bends. *Journal of Basic Engineering*, 82(1), 131-140. Recuperado de <https://doi.org/10.1115/1.3662501>

Ito, H. (1959). Friction factors for turbulent flow in curved pipes. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, Series D, Journal of Basic Engineering*, 81, 123-134.

Ito, H. (1956). On the pressure losses for turbulent flow in smooth pipe bends. In: *Reports of The Institute of High Speed Mechanics*, 6, 55-102.

Jia, W., & Yan, J. (2020). Pressure drop characteristics and minimum pressure drop velocity for pneumatic conveying of polyacrylamide in a horizontal pipe with bends at both ends. *Powder Technology*, 372, 192-203. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2020.06.004>

Kast, W. (2010). L1 Pressure drop in single phase flow. In: e. V. VDI (Ed.), *VDI Heat Atlas* (2nd ed.) (pp. 1053-1116). Recuperado de https://doi.org/10.1007/978-3-540-77877-6_70

Kilkovsky, B., Jegla, Z., & Stehlik, P. (2011). Comparison of different methods for pressure drop calculation in 90° and 180° Elbows. *Chemical Engineering Transactions*, 25(1), 243-248. Recuperado de <https://doi.org/10.3303/CET1125041>

King, H. W., Wisler, C. O., & Woodburn, J. G. (1980). *Hidráulica*. México, DF, México: Trillas.

- Kirchbach, H. (1929). Der Energieverlust in Kniestücken (The energy loss in elbows, in German). *Mitteilungen Des Hydraulischen Instituts Der Technischen Hochschule*, 3, 43-64.
- Liu, S. H., Xue, J., & Fan, M. (2013). The calculation of mechanical energy loss for incompressible steady pipe flow of homogeneous fluid. *Journal of Hydrodynamics*, 25(6), 912-918. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S1001-6058\(13\)60440-0](https://doi.org/10.1016/S1001-6058(13)60440-0)
- Lourenco, A., & Xin, G. (2017). *Design and development of an experimental apparatus for the study of minor loss of the mini-scale fittings* (University of Macau). Recuperado de <http://oaps.umac.mo/handle/10692.1/152>
- Maria-Di, F. (2000). Design and off design pipe network geothermal power plant analysis with power pipe simulator. *Energy Conversion and Management*, 41, 1223-1235. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0196-8904\(99\)00177-6](https://doi.org/10.1016/S0196-8904(99)00177-6)
- Mataix, C. (2010). *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas* (2nd ed.). México, DF, México: Alfaomega Editorial.
- Mays, L. W. (2001). *Water Resources Engineering*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Menon, E. S., & Menon, P. S. (2010). Pressure loss through piping systems. In: Menon, E. S. & Menon, P. S. (eds.). *Working Guide to Pumps and Pumping Stations* (pp. 69-111). Recuperado de <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-1-85617-828-0.00004-4>
- Miller, D. S. (1990). *Internal Flow Systems* (2nd ed.). Cranfield-Bedford,

UK: BHRA.

Munson, B. R., Okiishi, T. H., Huebsch, W. W., & Rothmayer, A. P. (2013). Fundamentals of fluid mechanics. In: Fowley, D., Welter, J., & Holm, K. (eds.). *Biofluid Mechanics* (7th ed.). Recuperado de <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-381383-1.00002-3>

Nasir, B. A. (2014). Design considerations of micro-hydro-electric power plant. *Energy Procedia*, 50, 19-29. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2014.06.003>

Nekrasov, B. B. (1954). *Gidravlika (Hydraulics)*. Russia: VVA.

Pashkov, N. N., & Dolqachev, F. M. (1985). *Hidráulica y máquinas hidráulicas*. Moscú, Rusia: Mir Moscú.

Perumal, K., & Ganesan, R. (2016). CFD modeling for the estimation of pressure loss coefficients of pipe fittings: An undergraduate project. *Computer Applications in Engineering Education*, 24(2), 180-185. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/cae.21695>

Pigott, R. J. S. (1957). Losses in Pipe and Fittings. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, 79, 1767-1783.

Pigott, R. J. S. (1950). Pressure losses in tubing, pipe, and fittings. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, 72, 679-688.

Reghunathan, R., Son, S. W., Suryan, A., & Kim, H. D. (2019). Study on reduction in pressure losses in pipe bends using guide vanes. *Journal of Visualization*, 22(4), 795-807. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s12650-019-00561-w>

- Richter, G. (1936). *Gidravlika truboprovodov (Hydraulics of Pipelines)*. Moscow, Russia: ONTI.
- Richter, H. (1930). Der Druckabfall in gekrümmten glatten Rohrleitungen. *Forschungsarbeiten Auf Dem Gebiete Des Ingenieurwesens, VDI*, 338, 30-47.
- Saldarriaga, J. G. (2016). *Hidráulica de tuberías: abastecimiento de agua, redes y riego* (3ª. ed.). Recuperado de <http://books.google.com/books?id=-76BPgAACAAJ&pgis=1>
- SARH, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1984). *Obras de toma para presas de almacenamiento*. México, DF, México: Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- Schmandt, B., Iyer, V., & Herwig, H. (2014). Determination of head change coefficients for dividing and combining junctions: A method based on the second law of thermodynamics. *Chemical Engineering Science*, 111, 191-202. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.ces.2014.02.035>
- Schoder, E. W. (1908). Loss coefficient experiments in pipe bends. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 34, 416-445.
- Schubart, W. (1929). Der Verlust in Kniestücken bei glatter und rauher Wandung (The loss in elbows with smooth and rough wall, in German). *Mitteilungen Des Hydraulischen Inst. Der Technischen Hochschule*, 3, 81-99.
- Sesma, J., Molina-Martínez, J. M., Cavas-Martínez, F., & Fernández-Pacheco, D. G. (2015). A mobile application to calculate optimum drip

- irrigation laterals. *Agricultural Water Management*, 151, 13-18.
Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.agwat.2014.09.026>
- Shames, I. H. (1995). *Mecánica de fluidos* (3a ed.). Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Book Interamericana.
- Simon, A. L. (1986). *Hidráulica práctica*. México, DF, México: Limusa.
- Sotelo, G. A. (2013). *Hidráulica general*. Recuperado de <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Tripathi, N. M., Portnikov, D., Levy, A., & Kalman, H. (2019). Bend pressure drop in horizontal and vertical dilute phase pneumatic conveying systems. *Chemical Engineering Science*, 209, 115228. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.ces.2019.115228>
- Trueba, C. S. (1986). *Hidráulica* (23a ed.). México, DF, México: Continental S. A.
- Turian, R. M., Hsu, F. L., & Selim, M. S. (1983). Friction losses for flow of slurries in pipeline bends, fittings, and valves. *Particulate Science and Technology*, 1(4), 365-392. Recuperado de <https://doi.org/10.1080/02726358308906383>
- USACE, United States Army Corps of Engineer. (1980). *Engineering and design: Hydraulic design of reservoir outlet works*. Recuperado de http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1602.pdf
- USBR, United States Bureau of Reclamation. (1985). *Diseño de presas pequeñas* (13a ed.). México, DF, México: Continental S. A.
- Villegas-León, J. J., López-Lambraño, A. A., Morales-Nava, J. G., Pliego-

- Díaz, M., Fuentes, C., & López-Ramos, A. (2016). Equations to determine energy losses in sudden and gradual change of direction. *Recent Advances in Fluid Dynamics with Environmental Applications*, 4, 465-475. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/978-3-319-27965-7>
- Vogel, H. D. (1933). *Head losses in various types of pipe bends*. Reston, USA: The U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station.
- Wasielewski, R. (1932). Verluste in glatten Rohrkrümmern mit kreisrundem Querschnitt bei weniger als 90° Ablenkung. *Mitteilungen Des Hydraulischen Instituts Der Technischen Hochschule München*, 5, 53-57.
- Weisbach, J. (1855). *Experimentelle Hydraulik*. Freiberg, Germany: n.e.
- White, C. M. (1929). Streamline flow through curved pipes. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character*, 123(792), 645-663. Recuperado de <https://doi.org/10.1098/rspa.1929.0089>
- White, F. M. (2008). *Mecánica de fluidos* (6a ed.). Madrid, España: McGraw-Hill.
- Yildirim, G., & Singh, V. P. (2010). A MathCAD procedure for commercial pipeline hydraulic design considering local energy losses. *Advances in Engineering Software*, 41, 489-496. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2009.10.007>
- Yoo, D. H., & Singh, V. P. (2010). Explicit design of commercial pipes with secondary losses. *Journal of Hydro-Environment Research*, 4(1), 37-

45. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jher.2009.12.003>

Yuce, M., & Muratoglu, A. (2015). Hydrokinetic energy conversion systems: A technology status review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 43, 72-82. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.rser.2010.06.016>

Zmrhal, V., & Schwarzer, J. (2009). Numerical simulation of local loss coefficients of ventilation duct fittings. *Eleventh International IBPSA Conference*, July 27-30, 2009, 1761-1766. Recuperado de http://www.ibpsa.org/proceedings/BS2009/BS09_1761_1766.pdf

Hydraulic analysis of a compound weir (triangular-rectangular) simulated with computational fluid dynamics (CFD)

Análisis hidráulico de un vertedor compuesto (triangular-rectangular) mediante dinámica de fluidos computacional (CFD)

Erick Dante Mattos-Villarroel¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5640-5213>

Jorge Flores-Velazquez², ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0895-4645>

Waldo Ojeda-Bustamante³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7183-9637>

Mauro Iñiguez-Covarrubias⁴

Carlos Díaz-Delgado⁵, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-6245-070X>

Humberto Salinas-Tapia⁶, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-0075-6997>

¹Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, Mexico, e_mattos_@outlook.com

²Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, Mexico,
jorgelv@colpos.mx

³Colegio Mexicano de Ingenieros en Irrigación, Morelos, Mexico,
w.ojeda@riego.mx

⁴Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, Mexico,
mic@tlaloc.imta.mx

⁵Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua, Universidad
Autónoma del Estado de México, Toluca, State of Mexico,
Mexico, cdiazd@uaemex.mx

⁶Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua, Universidad
Autónoma del Estado de México, Toluca, State of Mexico,
Mexico, hsalinast@uaemex.mx

Correspondence author: Jorge Flores-Velazquez, jorgelv@colpos.mx

Abstract

To make an efficient delivery of water to irrigation users, it is necessary to have accurate dispositive to measure flow rates. These dispositive include triangular and rectangular weirs for measured flow rates ranges between 30 and 200 l s⁻¹. However, the variation of flows in the execution of an agricultural year can be a factor of error in the volumetric delivery and a possible alternative solution is the use of a compound weir. The aim of this study was to analyze the hydraulic behavior of a triangular-rectangular weir, as a function of geometric and flow parameters and get

a new global expression of the discharge coefficient. ANSYS Fluent was used to simulate the flow rates fluid, to discretized the dynamics of flow under specific conditions. The evaluation of the model with ANSYS Fluent, and its analysis, was carried out based on experimental data and the corresponding analytical solution. The Computational Fluid Dynamics (CFD) simulations showed statistical agreement with the laboratory data, finding a maximum error of 0.74 %. An expression of the global discharge coefficient was obtained and it was possible to analytically estimate the expenditure with a maximum error of 7.8 % with respect to experimental data. Thanks to the CFD simulation, it was possible to characterize the nappe and to analyze the effects of pressure and velocity on the discharge coefficient. The results allow us to conclude that a triangular-rectangular weir widely satisfies the precision required in the delivery of water to irrigation users.

Keywords: Weir, numerical simulation, gauging, discharge coefficient.

Resumen

Para hacer una entrega eficiente de agua a usuarios de riego es necesario contar con dispositivos precisos para medir gastos. Entre estos dispositivos están los vertedores triangulares y rectangulares para rangos de flujo entre 30 y 200 l s⁻¹. Sin embargo, la variación de gastos en un año agrícola puede ser un factor de error en la entrega volumétrica, y una posible alternativa de solución es el uso de un vertedor compuesto. El objetivo de este trabajo fue analizar el comportamiento hidráulico de un vertedor triangular-rectangular en función de sus parámetros

geométricos y de flujo, así como obtener una expresión de su coeficiente global de descarga. *ANSYS Fluent* fue usado para simular los caudales del fluido, con el fin de discretizar la dinámica del flujo bajo condiciones específicas. La evaluación del modelo con *ANSYS Fluent*, y su análisis, fue efectuada con base en datos experimentales y la solución analítica correspondiente. Las simulaciones con la dinámica de fluidos computacional (CFD) mostraron concordancia estadística con los datos de laboratorio, encontrándose un error máximo de 0.74 %. Se obtuvo una expresión del coeficiente global de descarga y se logró estimar analíticamente el gasto con un error máximo de 7.8 % con respecto a datos experimentales. Gracias a la simulación con CFD fue posible caracterizar la lámina de descarga y analizar los efectos de la presión y la velocidad sobre el coeficiente de descarga. Los resultados permiten concluir que un vertedor triangular-rectangular satisface ampliamente la precisión requerida en la entrega de agua a usuarios de riego.

Palabras clave: vertedor, simulación numérica, aforo, coeficiente de descarga.

Received: 09/01/2020

Accepted: 27/02/2020

Introduction

The effect on the conservational and efficient use of water resources now has an impact on improving water management. One of the components of integrated water resources management (IWRM) is the ability to accurately measure and control water flow at specific points in a basin or in a distribution system, such as: Channel bifurcations, control structures, and water delivery points. An efficient water measuring system allows accurate accounting of water use, and the supply of water at optimal rates to areas of demand (Clemmens, Wahl, Bos, & Replogle, 2001). Several types of structures can be used for flow gauging: weirs, Parshall gauges, gates, orifices, among others (Skertchly, 1988).

Weirs are elevated barriers located perpendicular to the direction of water movement so that water rises above the obstruction through an opening on a regular basis (Bautista, Robles, Júnez, & Playán, 2013). The geometric parameters defining the hydraulic behavior of weirs are the length of the ridge and the shape of the flow control section (Emiroglu, Kaya, & Agaccioglu, 2010; USBR, 1997). Thin-walled weirs are studied using the principles of classical physics with experimental results to understand flow characteristics and determine the coefficient of discharge (C_d) under different configurations; this coefficient integrates the effects not considered in the derivation of equations used to estimate discharge, such as viscosity, capillarity, surface tension, velocity distribution and aerodynamic curvature attributable to weir contraction (Aydin, Altan-Sakarya, & Sisman, 2011; Rady, 2011).

Design Specifications and proper installation of weirs have been documented by the British Standards Institute (BSI, 1965), the International Standardization Organization (ISO, 1980), the American Society for Testing Materials (ASTM, 1993), and the United States Bureau of Reclamation (USBR, 1997). Normally, the measurement accuracy of the flow rate depends of the geometry of the weir; in areas with unevenness, triangular weirs are recommended for flow rates lower than 30 l s^{-1} for its greater precision for small discharges, and for higher flow rates rectangular weirs are used (Sotelo, 1997).

Shen (1981) described the procedure for designing sharp-crest triangular weirs supported by experimental results to determine the coefficient of discharge reported in the literature. El-Alfy (2005) experimentally evaluated the effect of the vertical flow curvature on the coefficient of discharge (C_d), in triangular weirs, indicating that it is inversely proportional to the angle of the weir notch (θ) and directly proportional to the relative load (h/P). Bagheri and Heidarpour (2009) obtained a discharge coefficient equation for thin-walled rectangular weirs at the top and bottom of the sheet profiles using the free vortex theory. Bautista *et al.* (2013) used a low-speed photographic technique to characterize the upper and lower profiles of the flow draft on a triangular weir. Chen, Fu, Chen, and Cui (2018) analyzed the effects on the discharge coefficient by the variation of the slope of the ramps implemented on the upstream and downstream faces in a rectangular short-crest weir. Fu, Cui, Dai, and Chen (2018) proposed an equation to determine the discharge coefficient in structures of the orifice-weir type. Tian, Wang, Bai, and Li (2018) investigated the flow pattern and discharge

coefficient at finite crest length combined with parallel walls with the flared entry (FGPs) on the crest of the weir.

It has been reported that the use of compound weirs combining triangular and rectangular shapes for flow measurement gives good results (Zahiri, Tang, & Azamathulla, 2014). Negm, Al-Brahim, and Alhamid (2002) proposed a structure composed of an upper rectangular weir with a lower gate to avoid the accumulation of sediments upstream of the structure. Another type of compound weir consists of a rectangular notch with a triangular notch in the center of the rectangular crest; the triangular weir could accurately measure the normal range of flows less than 30 l s^{-1} , but larger flows can also be measured by operating the rectangular weir (USBR, 1997). In irrigation channels with the variability of discharge, the use of compound weirs is recommended to avoid the use of separate structures, which can represent the variability of flow with greater precision; to meet this need, weir structures described in this document play a key role in irrigation zones.

Numerical simulation techniques have been used to solve Fluid Mechanics problems, particularly with the use of general solution tools generically called Computational Fluid Dynamics (CFD). Advances in computer storage and processing capacity allowed the process of creating and fitting a CFD model to evolve and facilitate the analysis of results, both in time and cost. In particular, CFD techniques numerically solve the governing equations of the flow, such as the Navier-Stokes equations, and offer the possibility of hydraulically evaluating a weir under different geometries and hydraulic conditions. In fact, once validated and evaluated, CFD allows the extraction of additional information, such as:

Forces, velocity fields, and pressures. Several studies have shown the advantages of CFD techniques, for example, Ho, Boyes, and Donohoo (2001), and Ho, Boyes, Donohoo, and Cooper (2003) compared numerical results from a Creager crest weir and reported results very similar to experimental studies using physical models. Rady (2011) reported a maximum deviation of $\pm 3\%$ when comparing the coefficient of discharge of a thin-walled rectangular weir obtained numerically with CFD versus, those calculated with the general weir equation. Zuhair and Zubaidy (2013) compared the CFD results, using the VOF (Volume of Fluid) model, with the experimental data of a prototype of the Mandali weir, the results indicate that the flow profile obtained with CFD adjusts to the experimental results with a Pearson correlation coefficient close to 1. Therefore, the CFD methodology constitutes an effective tool to solve fluid mechanics problems related to hydraulic weirs.

Representation of physics-free surface phenomena, in the experimental or analytical models, represent one of the most difficulties in this area. CFD simulation can be an excellent option in order to investigate modeling on weirs and simulate numerical flow and tracking in detail of the free surface. In analyzing this problem, the use of CFD has been reported, in particular, the computational platform ANSYS-FLUENT, known for its ability to accurately track the free surface using the Volume Of Fluid (VOF) method (Duró, Dios, López, Liscia, & Angulo, 2012).

The aim of this work was (1) to build and evaluate a numerical model of a compound weir using Computational Fluid Dynamics (CFD) and (2) to propose a global discharge coefficient equation for the compound weir (triangular-rectangular). The numerical simulation of compound

weirs will facilitate the understanding of its hydraulic behavior, which depends on the geometric characteristics of the weir, its hydraulics conditions, and the estimated discharge coefficient.

Materials and methods

Reference Prototype model

Experimental data and prototype models used are reported by Sotelo (1997), to using rectangular and triangular weir thin-walled, and Jan, Chang, and Lee (2006) in compound weirs. Figure 1 shows the geometric dimensions of the rectangular and triangular weirs, both weirs are independent in a channel with a hydraulic load of 0.27 m for the rectangular weir, and 0.50 m for the triangular weir. Both weirs are sharp-crest for the operation, and for the simulation standard wall value were used (Skertchly, 1988).

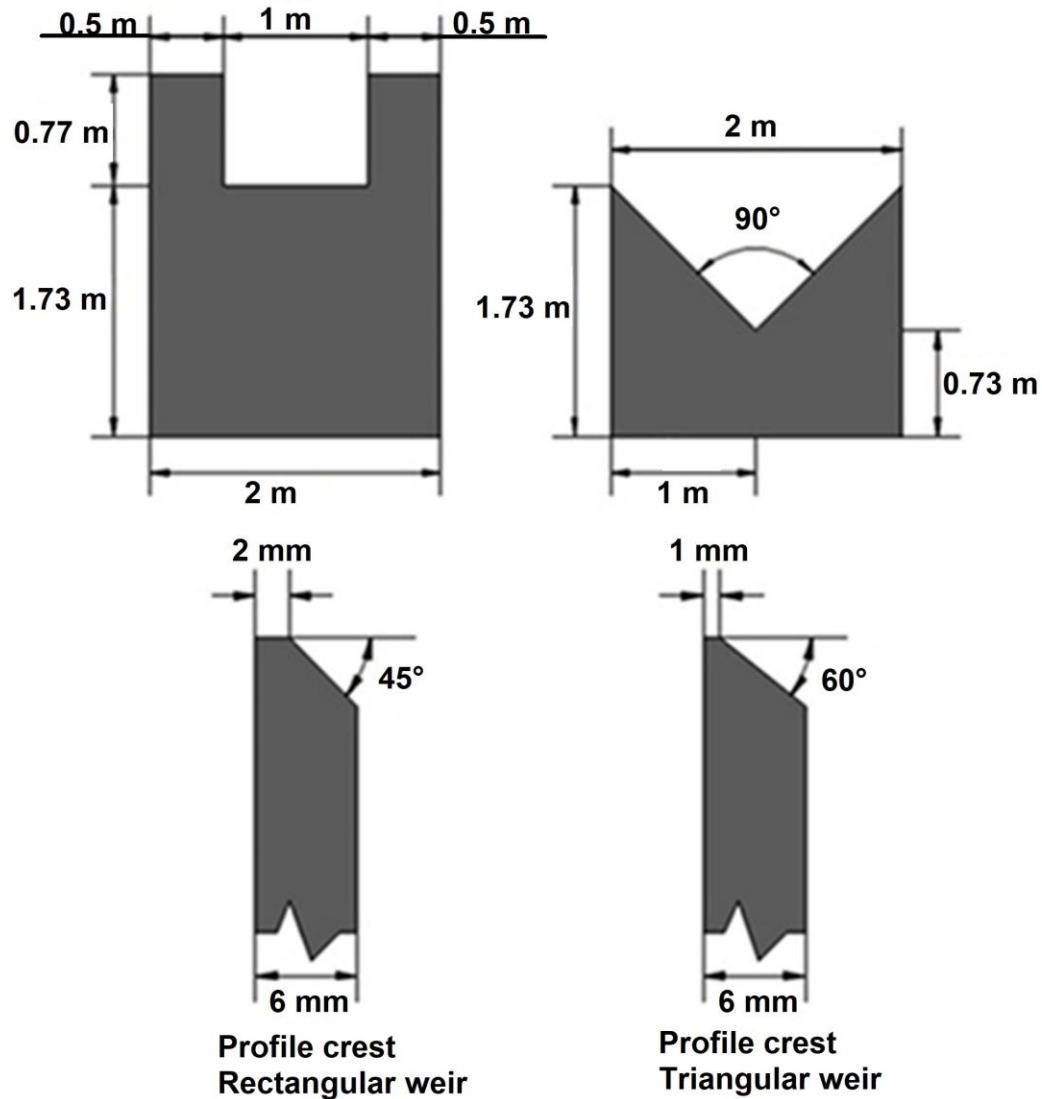


Figure 1. Dimensions of the rectangular and triangular prototypes weirs (Sotelo, 1997; Skertchly, 1988).

Analytic weir equations

Experimental and analytical studies were performance on the flow behavior upstream and downstream of the weir, for instance, upstream near the weir there is a speed varied movement and present a backwater of depression originating the transformation of potential energy into kinetic energy, there is a zone of stagnation of the water called dead water. Upstream of the weir, there is gradually varied flows; this area is up to a distance of $4h$, h being the static charge on the crest of the weir (Sotelo, 1997).

Equation (1) shows the general form that allows obtaining the fluid flow through a weir (Bos, 1989).

$$Q = k h^n \quad (1)$$

Where Q = flow ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$); k = coefficient depending on the dimensions and shape of the weir ($\text{m}^{1.5} \text{s}^{-1}$) for a rectangular weir ($\text{m}^{0.5} \text{s}^{-1}$) for a triangular weir), and n = dimensionless number depending on the shape of the weir; for a rectangular and triangular weir n is equal to 1.5 and 2.5, respectively (Bos, 1989).

For Henderson (1966) the discharge equation for a rectangular weir can be simplified as (Equation (2)):

$$Q = \frac{2}{3} C_d (2g)^{0.5} b h^{1.5} \quad (2)$$

Where C_d is the coefficient of discharge (dimensionless); b , the length of the weir crest (m); g , the acceleration of gravity (m s^{-2}), and h is the static load on the weir crest (m). The coefficient of the discharge depends on the flow characteristics and geometry of the channel and weir (Kumar, Ahmad, & Mansoor, 2011).

The triangular section weirs are recommended for the gauging of flow rates less than 30 l s^{-1} and loads from 6 cm to 60 cm; their precision is better than that of a rectangular weir for small flows. For larger discharges, a rectangular weir is recommended, because the triangular weir is more sensitive to any change in the roughness of the plate and because it requires greater accuracy in the measurement of loads. The flow equation for the triangular weir is Equation (3) (Sotelo, 1997):

$$Q = \frac{8}{15} C_d (2g)^{0.5} \tan \frac{\theta}{2} h^{2.5} \quad (3)$$

Where θ is the angle of the notch of the triangular section ($^\circ$).

The discharge coefficients are calculated with Equation (4) for the rectangular weir and Equation (5) for the case of a triangular weir whose notch angle, θ , is 90° (Sotelo, 1997).

$$C_d = \left[0.6075 - 0.045 \frac{(B-b)}{B} + \frac{0.0041}{h} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+P} \right)^2 \right] \quad (4)$$

$$C_d = \left(0.5812 + \frac{0.00375}{h}\right) \left\{ \left[1 + \left[\frac{h^3}{B(h+P)} \right]^2 \right] \right\} \quad (5)$$

Where B is channel width (m); b , the length of the rectangular weir (m); P , the height of the weir (m); h , the static load on the weir (m), and C_d is the coefficient of discharge (dimensionless).

Figure 2 shows the compound weirs with rectangular and triangular sections. The discharge equation can be derived using the linear combination method, according to Jan *et al.* (2006), and is expressed with Equation (6):

$$Q = \frac{8}{15} C_{dt} (2g)^{0.5} \tan \frac{\theta}{2} (h_2^{2.5} - h_1^{2.5}) + \frac{2}{3} C_{dr} (2g)^{0.5} (2b_1) h_1^{1.5} \quad (6)$$

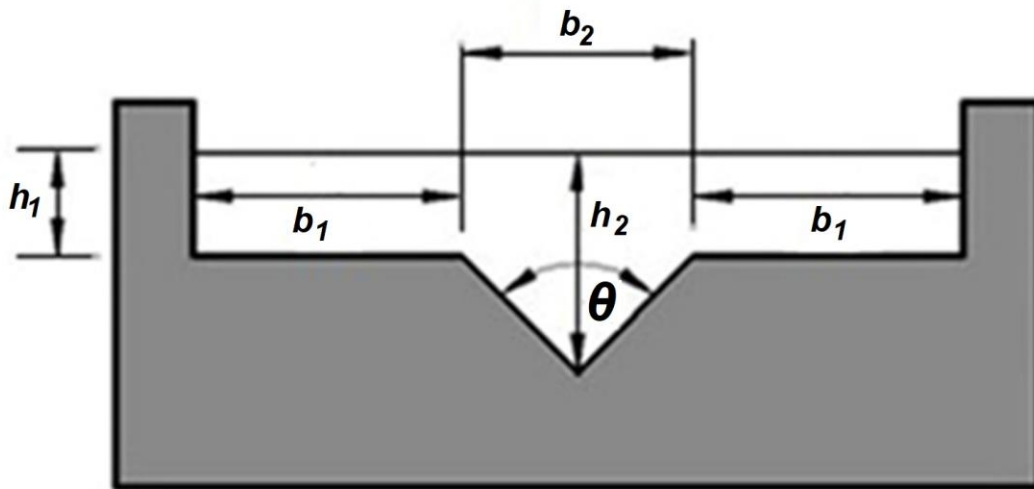


Figure 2. Triangular-rectangular compound weir.

The compound weir equation (Equation (6)) contains two basic terms: The first one is the discharge of the triangular section $\left[\frac{8}{15} C_{dt} (2g)^{0.5} \tan \theta / 2 (h_2^{2.5} - h_1^{2.5}) \right]$, and second one corresponding to the discharge of the rectangular section $\left[\frac{2}{3} C_{dr} (2g)^{0.5} (2b_1) h_1^{1.5} \right]$; C_{dt} is the coefficient of discharge of the triangular section (dimensionless); C_{dr} is the coefficient of discharge of the rectangular section (dimensionless); b_1 is the width of the rectangular weir (m); h_1 and h_2 are the static load on the rectangular and triangular section (m), respectively.

The value of C_{dt} can be estimated using the empirical relationship (Jan *et al.*, 2006) (Equation (7)):

$$C_{dt} = 0.6085 - 0.0525\theta + 0.02135\theta^2 \quad (7)$$

The value of C_{dr} depends on load h_1 (m), crest height P (m), length of rectangular section b (m), and width of channel B (m), it is described as Equation (8) (Jan *et al.*, 2006):

$$C_{dr} = \frac{0.611 + 2.23 \left(\frac{B}{2b_1} - 1 \right)^{0.7}}{1 + 3.8 \left(\frac{B}{2b_1} - 1 \right)^{0.7}} + \frac{0.075 + 0.011 \left(\frac{B}{2b_1} - 1 \right)^{1.46}}{1 + 4.8 \left(\frac{B}{2b_1} - 1 \right)^{1.46}} \frac{h_1}{P} \quad (8)$$

It should be clarified that the C_d values of Equation (4) and Equation (5) are different from C_{dr} and C_{dt} of Equation (7) and Equation (8), the

latter corresponds to a compound weir of rectangular and triangular sections. Sotelo (1997) analyzed just two cases of weirs; the first one using a triangular weir and the second one was a rectangular weir, both with different hydraulics loads, and subsequently evaluated their discharge coefficients based on the level of hydraulics loads obtained in each weir. The results and experimental data are summarized in Table 1.

Table 1. Results and experimental data of the rectangular and triangular weirs were reported by Sotelo (1997).

Weir	Hydraulic load h (m)	Coefficient of discharge C_d	Flow rates Q (l s ⁻¹)
Rectangular	0.27	0.602	249
Triangular	0.50	0.590	246

On the other hand, for the weir with combined triangular-rectangular section, Jan *et al.* (2006) reported experimental results of discharge for three cases of weirs of different width of the rectangular section (b_1) and different flow rates (Q); Table 2 show the experimental conditions and the results obtained.

Table 2. Experimental conditions and results of the compound weir reported by Jan *et al.* (2006).

θ (°)	Channel width (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	C_{dr}	C_{dt}	Analytical flow rates Q (l s ⁻¹)	Experimental flow rates Q (l s ⁻¹)
90	1.49	0.25	0.20	0.013	0.113	0.590	0.579	7.13	8.06
90	1.49	0.25	0.20	0.031	0.131	0.591	0.579	13.02	14.36
90	1.49	0.25	0.20	0.036	0.136	0.591	0.579	14.95	16.33
90	1.49	0.40	0.20	0.022	0.122	0.594	0.579	11.59	13.35
90	1.49	0.40	0.20	0.041	0.141	0.595	0.579	21.41	23.35
90	1.49	0.40	0.20	0.069	0.169	0.597	0.579	39.90	45.50
90	1.49	0.50	0.20	0.01	0.110	0.595	0.579	7.23	8.06
90	1.49	0.50	0.20	0.023	0.123	0.597	0.579	13.30	14.36
90	1.49	0.50	0.20	0.027	0.127	0.598	0.579	15.53	16.33

Computational Fluid Dynamics (CFD) modeling

ANSYS WORKBENCH V14.5 was used to perform the simulations. CFD is a numerical tool that predicts the behavior of a fluid by solving the general transport equations, also called Navier-Stokes (NS) equations. Because there is no analytical solution, CFD uses the Finite Volume Method (FVM),

which divides the domain into a finite number of cells over which discrete conservation of the variable is imposed.

General Equations and sub-models

Equation (9) is the differential form of the mass equation balance for incompressible flow (constant density), where $\nabla \cdot \mathbf{U}$ represents the velocity variation.

$$\nabla \cdot \mathbf{U} = \frac{\partial U_x}{\partial x} + \frac{\partial U_y}{\partial y} + \frac{\partial U_z}{\partial z} = 0 \quad (9)$$

Regarding the incompressible fluid, the momentum differential equation is shown as (Equation (10)):

$$\frac{\partial(\rho \mathbf{U})}{\partial t} + \nabla(\rho \mathbf{U} \mathbf{U}) = \nabla(\mu \nabla \mathbf{U}) - \nabla p + \rho \mathbf{f} \quad (10)$$

ρ (kg m^{-3}) is the density of the fluid; $\mathbf{U}$ (m s^{-1}) is the velocity field; $\mathbf{f}$ (N kg^{-1}) are the forces of the body per unit mass; p (N m^{-2}) is dynamic pressure; μ ($\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$) dynamic viscosity ($0.001 \text{ kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$ for 20°C).

The Volume of Fluid (VOF) model is a surface tracking technique by defining calculation cells that can be empty, partially filled, or full of fluid. It was reported by Hirt and Nichols (1981) and is based on a concept that the volume occupied by one material cannot be occupied by the other. For each additional phase added to the model, a new variable is introduced: the volume fraction of the phase in the computational cell. In each control volume, the volume fractions of all phases conform the unit. The volume fraction of the fluid q^{th} in the cell is denoted as α_q , then the following three conditions are possible: if $\alpha_q = 0$, the cell is empty of fluid q^{th} ; if $\alpha_q = 1$, the cell is full of fluid q^{th} , and if $0 < \alpha_q < 1$, the cell contains the interface between the fluid q^{th} and the rest of the fluids.

The follow-up of the interface between phases is carried out by the solution of the continuity equation (Equation (11), for the volume fraction of one (or more) of the phases. For the q^{th} phase this equation has the following form (Hirt & Nichols, 1981):

$$\frac{1}{\rho_q} \left[\frac{\partial}{\partial t} (\alpha_q \rho_q) + \nabla \cdot (\alpha_q \rho_q \mathbf{v}_q) \right] = S_{\alpha_q} + \sum_{p=1}^n (\dot{m}_{pq} - \dot{m}_{qp}) \quad (11)$$

Where ρ_q is the density of the phase q (kg m^{-3}); $\mathbf{v}_q$ is the velocity of the phase q (m s^{-1}); S_{α_q} is the term source of the equation ($\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-2}$); $\dot{m}_{pq}$ the mass transfer from phase p to phase q (kg s^{-1}), and $\dot{m}_{qp}$ the mass transfer from phase q to phase p (kg s^{-1}).

The turbulence model $K-\epsilon$ is a semi-empirical model based on the transport equations for turbulent energy (K) and for the dispersion of

turbulent kinetic energy (ϵ) (Launder & Spalding, 1974; Spalart & Almaraz, 1992). In obtaining this model, it is assumed that the turbulent flow is fully developed and that the effects of molecular viscosity are neglected (Jones & Launder, 1972), parameters K ($\text{m}^2 \text{s}^{-2}$) and ϵ ($\text{m}^2 \text{s}^{-3}$) are obtained from the Equation (12) and Equation (13):

Turbulent kinetic energy (K) (Equation (12)):

$$\frac{\partial(\rho K)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j K)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\partial \mu_t}{\partial \sigma_k} \right) \frac{\partial K}{\partial x_j} \right] + P_k - \rho \epsilon + P_{kb} \quad (12)$$

Dispersion of turbulent kinetic energy (ϵ) (Equation (13)):

$$\frac{\partial(\rho \epsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j \epsilon)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\partial \mu_t}{\partial \sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right] + \frac{\epsilon}{K} (C_{1\epsilon} P_k + C_{2\epsilon} \rho \epsilon + C_{1\epsilon} P_{\epsilon b}) \quad (13)$$

μ_t is the turbulent viscosity ($\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$) and it is shown as (Equation (14)):

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{K^2}{\epsilon} \quad (14)$$

P_{kb} and $P_{\epsilon b}$ represent the influence of floatability force. P_K is the turbulent generation due to the viscous force ($\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-3}$), as shown below (Equation (15)):

$$P_K = \mu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \frac{2}{3} \frac{\partial U_k}{\partial x_k} \left(\mu_t \frac{\partial U_k}{\partial x_{kk}} + \rho K \right) \quad (15)$$

The values of the coefficients C_μ , $C_{1\varepsilon}$, $C_{2\varepsilon}$, σ_k , and σ_ε were adjusted by Launder and Spalding (1974), which are shown as follows: $C_\mu = 0.09$, $C_{1\varepsilon} = 1.44$, $C_{2\varepsilon} = 1.92$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$, $\sigma_k = 1.0$.

Numerical CFD simulation

Numerical simulation and solution using CFD consider three basic steps: a) Preprocess, b) Process, and c) Post-process. This a sequential activities, quality, and results depend of each one its activities.

The first step consists of digital generation as a solid of the construction of the physical model under study (Figure 3), to hydraulically analyze weirs in CFD the computational model must be defined as a three-dimensional geometry. The geometry module was used to perform the numerical model. The characteristics of the numerical model are based in a prototype triangular, rectangular, and compound model. Jan *et al.* (2006) and Sotelo (1997) do not mention the slope of the channel on which the tests were carried out; it was assumed that the slope is totally

horizontal and the flow gradually varied so that the discharge coefficient is not affected by the slope of the channel.

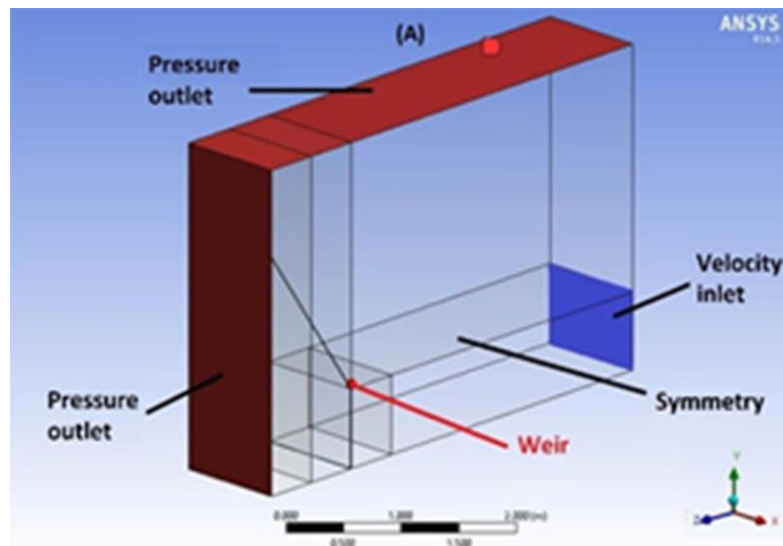


Figure 3. Boundary conditions.

After the generation of geometry, the domain is divided into a sufficient number of cells or elements that do not overlap and cover all the geometry, where general conservation equations were applied. Meshing module was used to generate mesh in the model, for spatial discretization, it was decided to employ a predominantly hexahedral mesh; among the advantages of hexahedral meshing is the reduction of the number of domain elements and the improvement of the convergence of the solution (Sánchez & Elsitidié, 2011). The most important parameter to define the viability of the computational model is the relationship between experimental and simulate data.

The boundary conditions of the computational model are established (Table 3). The flow inlet condition is located upstream of the weir at a minimum distance of two times the width of the channel (Boss, Replogle, & Clemmens, 1984) to avoid that the hydraulic load is not affected by the flow approach condition, the most common inlet condition in open channels is the mean flow velocity (inlet velocity) obtained from the flow rate and the continuity equation; the vertical plane located downstream of the spillway is defined as the free outlet of the flow to the atmosphere, the outlet condition assigned for open channels is atmospheric pressure (outlet pressure); as the computational model is symmetric in the axis of the spillway, the condition of symmetry is assigned in the lateral planes perpendicular to the axis of the spillway; the weir, the platform and the lateral walls of the channel are defined as solid stationary and non-slip with the roughness of $1.6 \times 10^{-9} \text{ m}$ (roughness of high-density polyethylene).

Table 3. Boundary conditions (Figure 3).

Boundary conditions	
Input	Velocity inlet (upstream)
	Atmospheric pressure (upper area of the channel)
Output	Atmospheric pressure (downstream)
Solid	Weir
	Side walls and channel platform

Symmetry	Side boundary and perpendicular plane to the axis of the weir
----------	---

The basis of an adjusted and adequate development to the physical conditions of a computational model is the numerical scheme that approximately solves the equations that describe the flow. Because it is a two-phase (water-air) and free surface flow, it is assigned to the multiphase *VOF* model and the turbulence *K- ϵ* (Lauder & Spalding, 1974) model because it is the most complete simple method with the lowest computational cost to simulate turbulence demonstrating its advantage in confined and internal flows (Fernández, 2012) and in free-surface flows (Chanel & Doering, 2008; Olsen, Nils, & Kjellesvig, 1998; Jiang, Diao, Sun, & Ren, 2018).

The pressure-velocity coupling of the SIMPLE algorithm was used (Semi-Implicit Method for Pressure Linked Equations), it approaches convergence through a series of intermediate fields of pressure and velocity which satisfies continuity (Fernández, 2012). The use of the "Upwind" spatial discretization system ensures stable schemes, but its first-order characteristic makes it sensitive to numerical diffusion errors. Such errors can be minimized using higher-order discretization schemes.

Several simulations were performed to evaluate the precision of the model according to the previous results reported in the bibliography. Statistical methods were used to compare simulated results with experimental and analytical results. As an indicator of the quality of measurement of numerical results, the relative percentage error was

used, which indicates how far from the experimental value is from the numerical estimation with CFD and it is defined with Equation (16):

$$\text{relative percentage error} = \frac{\text{Simulated} - \text{experimental}}{\text{experimental}} * 100 \quad (16)$$

Table 4 shows simulation scenarios according to experimental conditions.

Table 4. Simulation scenarios.

Experimental conditions						
Weir	Channel width (m)	Width of rectangular section b_1 (m)	Width of triangular section b_2 (m)	Notch angle θ (°)	Load h (m)	Flow rates Q (l s ⁻¹)
Rectangular	2.00	1.00	-	-	0.27	249.00
Triangular	2.00	-	2.00	90	0.50	246.00
Compound	1.49	0.25	0.20	90	0.113	8.06
		0.25	0.20	90	0.131	14.36
		0.25	0.20	90	0.136	16.33
		0.40	0.20	90	0.122	13.35
		0.40	0.20	90	0.141	23.35
		0.40	0.20	90	0.169	45.50

0.50	0.20	90	0.110	8.06
0.50	0.20	90	0.123	14.36
0.50	0.20	90	0.127	16.33

Results are analyzed and they are exposed in a qualitatively (maps, distributions, vectors) and quantitatively (graphs, integrals, values, averages) way.

Results analysis and discussion

Evaluation of the numerical model

Table 5 reports the simulation parameters and shows the statistical comparison of the experimental results reported by Sotelo (1997) with those simulated with CFD. The discharge coefficients of the rectangular and triangular weirs were obtained from Equation (4) and Equation (5), respectively.

Table 5. Hydraulic variables and relative percentage errors between experimental and numerical values of the rectangular and triangular weirs.

Weir	Method	Load h (m)	Notch angle θ ($^{\circ}$)	Discharge coefficient C_d	Flow rates Q (l s^{-1})
Rectangular	Experimental	0.270	-	0.6017	249
	CFD	0.271	-	0.6016	251
	Relative error (%)	0.37	-	-0.01	0.66
Triangular	Experimental	0.500	90	0.5902	246
	CFD	0.499	90	0.5902	245
	Relative error (%)	-0.2	-	0.00	-0.30

According to the results, the CFD model simulates both weirs very well. Although the CFD model predicted in the best way the discharge flow in a triangular weir than in the case of the rectangular weir, the relative error of the triangular weir is slightly less than the case of the rectangular weir. The use of the triangular weir is recommended for flow rates lower than 30 l s^{-1} , however, Sotelo (1997) also documents that its accuracy is greater than a rectangular weir even for flow rates of 30 to 300 l s^{-1} .

Once the CFD model was evaluated, nine scenarios were simulated for the combined weir, which are statistically compared with the experimental results reported by Jan *et al.* (2006). The discharge coefficients, C_{dt} and C_{dr} , of the triangular and rectangular sections of the compound weir are

calculated with Equation (7) and Equation (8). Table 6 reports the flow rates obtained numerically for the three sections of compound weirs.

Table 6. Coefficients of discharge and numerical flow rates in compound weirs obtained by means of the CFD tool.

Notch angle θ (°)	Rectangular section width b_1 (m)	Triangular section width b_2 (m)	Load on rectangular section CFD h_1 (m)	Load on triangular section CFD h_2 (m)	Discharge coefficient in rectangular section C_{dr}	Discharge coefficient in triangular section C_{dt}	CFD Flow rates Q (l s^{-1})
90	0.25	0.20	0.014	0.114	0.590	0.579	8.08
90	0.25	0.20	0.033	0.133	0.591	0.579	14.31
90	0.25	0.20	0.040	0.140	0.591	0.579	16.31
90	0.40	0.20	0.028	0.128	0.594	0.579	13.27
90	0.40	0.20	0.042	0.142	0.594	0.579	23.24
90	0.40	0.20	0.079	0.179	0.596	0.579	45.30
90	0.50	0.20	0.010	0.110	0.595	0.579	8.11
90	0.50	0.20	0.025	0.125	0.596	0.579	14.47
90	0.50	0.20	0.029	0.129	0.597	0.579	16.33

The relative errors, calculated with Equation (16), are presented in Table 7; the analytical flow rates (obtained with Equation (6)) and the numerical flow rates (obtained in CFD) are compared against the experimental flow rates.

Table 7. Relative errors of analytical and numerical flow rates versus experimental flow rates.

Rectangular section width b_1 (m)	Experimental flow rates Q (l s^{-1})	Analytical flow rates Q (l s^{-1})	CFD flow rates Q (l s^{-1})	Relative error analytical vs. experimental (%)	Relative error CFD vs. Experimental (%)
0.25	8.06	7.13	8.08	-11.49	0.21
0.25	14.36	13.02	14.31	-9.33	-0.35
0.25	16.33	14.95	16.31	-8.47	-0.14
0.40	13.35	11.59	13.27	-13.21	-0.59
0.40	23.35	21.41	23.24	-8.30	-0.46
0.40	45.50	39.90	45.30	-12.30	-0.44
0.50	8.06	7.23	8.11	-10.28	0.65
0.50	14.36	13.30	14.47	-7.41	0.74
0.50	16.33	15.53	16.33	-4.93	0.00

Estimate of discharge coefficient

The discharge equation of the compound weir (Equation (6)) can be rewritten as a function of a single discharge coefficient (Equation (17)):

$$Q = C_d(2g)^{0.5} \left[\frac{4}{3}b_1h_1^{1.5} + \frac{8}{15}\tan\theta/2(h_2^{2.5} - h_1^{2.5}) \right] \quad (17)$$

Equating Equation (7) and Equation (17) it is possible to obtain a single discharge coefficient (Equation (18)).

$$C_d = \frac{C_{dr}\frac{4}{3}b_1h_1^{1.5} + C_{dt}\frac{8}{15}\tan\theta/2(h_2^{2.5} - h_1^{2.5})}{\frac{4}{3}b_1h_1^{1.5} + \frac{8}{15}\tan\theta/2(h_2^{2.5} - h_1^{2.5})} \quad (18)$$

The discharge coefficient of the rectangular section (C_{dr}) is calculated with Equation (4) and that of the triangular section (C_{dt}) is obtained with Equation (7). Equation (4) considers the geometry of the weir and the load of the rectangular section, while Equation (7) is independent of the load and its value is constant for each angle of the notch, and the effects of surface tension and viscosity are especially negligible.

Equation (18) is only valid for loads greater than h_1 , that is, $h_2 > h_1$. The discharge coefficients in Table 8 are calculated with Equation (18) for values of $h_2 / P \leq 1$.

Table 8. Discharge coefficient calculation.

θ (°)	Channel width (m)	P (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	C_d	h_2/P
90	1.49	0.2	0.25	0.20	0.013	0.113	0.634	0.565
90	1.49	0.2	0.25	0.20	0.031	0.131	0.626	0.655
90	1.49	0.2	0.25	0.20	0.036	0.136	0.623	0.68
90	1.49	0.2	0.25	0.20	0.02	0.12	0.632	0.60
90	1.49	0.2	0.25	0.20	0.06	0.16	0.613	0.80
90	1.49	0.2	0.25	0.20	0.10	0.20	0.603	1.00
90	1.49	0.2	0.40	0.20	0.022	0.122	0.655	0.61
90	1.49	0.2	0.40	0.20	0.041	0.141	0.641	0.705
90	1.49	0.2	0.40	0.20	0.069	0.169	0.629	0.845
90	1.49	0.2	0.40	0.20	0.01	0.11	0.662	0.55
90	1.49	0.2	0.40	0.20	0.08	0.18	0.626	0.90
90	1.49	0.2	0.40	0.20	0.10	0.20	0.622	1.00
90	1.49	0.2	0.50	0.20	0.01	0.110	0.680	0.55
90	1.49	0.2	0.50	0.20	0.023	0.123	0.669	0.615
90	1.49	0.2	0.50	0.20	0.027	0.127	0.665	0.635
90	1.49	0.2	0.50	0.20	0.04	0.14	0.656	0.70
90	1.49	0.2	0.50	0.20	0.06	0.16	0.647	0.80
90	1.49	0.2	0.50	0.20	0.10	0.20	0.639	1.00

The discharge coefficients in Table 8 are presented as a function of the ratio h_2/P (Figure 4) and are adjusted to Equation (19) to facilitate the design of the weir.

$$C_d = a_1 + a_2 \cos\left(d * \frac{h_2}{P}\right) + a_3 \sin\left(d * \frac{h_2}{P}\right) + a_4 \cos\left(2d * \frac{h_2}{P}\right) + a_5 \sin\left(2d * \frac{h_2}{P}\right) \quad (19)$$

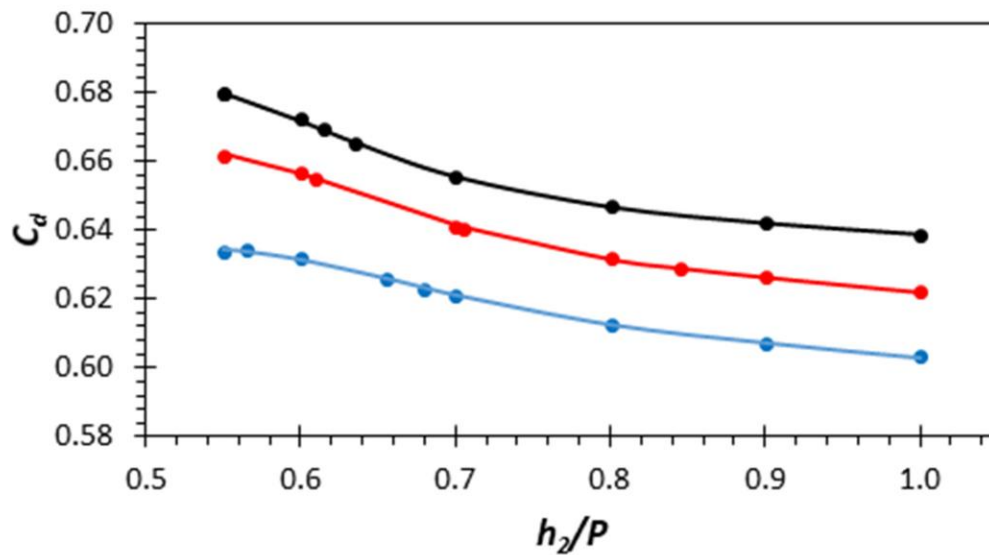


Figure 4. C_d vs. h_2 / P ; $b_1 = \text{blue circle}$, $b_2 = \text{red circle}$, $b_3 = \text{black circle}$.

The coefficients of Equation (19) are calculated with equations (20)-(25).

$$a_1 = 76.96 * 10^{-3} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right]^2 - 18.18 * 10^{-2} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right] + 69.12 * 10^{-2} \quad (20)$$

$$a_2 = 7.4 * 10^{-5} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right]^2 + 29.98 * 10^{-3} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right] - 27.86 * 10^{-3} \quad (21)$$

$$a_3 = 90.28 * 10^{-3} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right]^2 - 79.24 * 10^{-3} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right] + 63.36 * 10^{-4} \quad (22)$$

$$a_4 = -77.41 * 10^{-4} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right]^2 - 19.82 * 10^{-4} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right] + 60.47 * 10^{-4} \quad (23)$$

$$a_5 = -39.37 * 10^{-3} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right]^2 + 34.93 * 10^{-3} \left[2 \left(b_1 + \tan \frac{\theta}{2} \{h_2 - h_1\} \right) \right] - 56.38 * 10^{-4} \quad (24)$$

$$d = 6.981 \quad (25)$$

It was used as a criterion to evaluate the quality of the equations (19)-(25) the coefficient of determination (R^2), the coefficient R^2 allows to measure the agreement between two linearly related values. The

values of the coefficient R^2 of equations (19)-(25) is 0.999, which allows us to conclude that there is a high degree of concordance between the measured and calculated values. Finally, the flow rates that pass over the weir and the new discharge coefficients obtained with the equations (19)-(25) are shown in Table 9.

Table 9. Calculation of the flow rates and the discharge coefficient.

θ (°)	Channel width (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	C_d	Analytical flow rates Q (l s ⁻¹)	Experimental flow rates Q (l s ⁻¹)
90	1.49	0.25	0.20	0.013	0.113	0.634	7.79	8.06
90	1.49	0.25	0.20	0.031	0.131	0.626	14.00	14.36
90	1.49	0.25	0.20	0.036	0.136	0.623	15.99	16.33
90	1.49	0.40	0.20	0.022	0.122	0.655	13.01	13.35
90	1.49	0.40	0.20	0.041	0.141	0.641	23.40	23.35
90	1.49	0.40	0.20	0.069	0.169	0.629	42.56	45.50
90	1.49	0.50	0.20	0.01	0.110	0.680	8.45	8.06
90	1.49	0.50	0.20	0.023	0.123	0.669	15.18	14.36
90	1.49	0.50	0.20	0.027	0.127	0.665	17.61	16.33

Discussion

Results revealed that the flow rates obtained through the CFD tool better predict the discharge than the analytical flow rates. Analytically there is inaccuracy of the discharge measurement during the transition between geometric sections, that is, in the region where the discharge exceeds the boundary between the triangular and rectangular sections. Lee, Chan, Huang, and Leu (2012) mentioned that the discharge discontinuity during the transition is associated with changes in mass and momentum; these are effects of variables, of conservation equations, which are not considered in the theoretical equations for the measurement of flow rates, as are the effects of viscosity and velocity distribution in proximity to the weir.

To improve the fit of the analytical model, Jan, Chang, and Kuo (2009) proposed an adjustment factor α , which multiplies the analytically calculated flow rates to estimate the discharge flow. α is defined as the average of ratio of experimental flow rates to the analytical flow rates (α was not considered in the results of Table 8). The adjustment value was $\alpha = 1.11$, which indicates that the analytical method is undervalued concerning the experimental results.

The difficulty of describing the flow in the transition zone between the triangular and rectangular sections is well known. CFD must assume hypotheses to simulate and test sub-models to describe the flow, such as turbulence and phase change. Flow rates are very similar in several

scenarios. Under these conditions, CFD simulations will allowed to know in detail the behavior of the flow in critical sections of the weir.

Hydraulic analysis of the coefficient of discharge

The proposed equations for obtaining the discharge coefficient (equations (19)-(25)) made it possible to analytically predict the flow rates of the compound weir, these equations consider the geometry of the weir (width, height, angle, and height of the triangular notch, width of the rectangular section) and the level of static charge. Table 10 compares the analytical flow rates with the experimental flow rates, the relative errors between both flow rates vary from 0.2 % to 7.8 %, the results of the flow rates obtained analytically from the discharge coefficient are acceptable.

Table 10. Comparison between analytical and experimental flow rates.

C_d	Analytical flow rates Q (l s ⁻¹)	Experimental flow rates Q (l s ⁻¹)	Relative error (%)
0.634	7.79	8.06	-3.36
0.626	14.00	14.36	-2.50
0.623	15.99	16.33	-2.06

0.655	13.01	13.35	-2.59
0.641	23.40	23.35	0.22
0.629	42.56	45.50	-6.47
0.680	8.45	8.06	4.82
0.669	15.18	14.36	5.72
0.665	17.61	16.33	7.80

The graph in Figure 4 shows that the weirs have a higher discharge coefficient for small hydraulic loads $h_2 / P < 0.6$ and increasing the width of the rectangular section. The reduction of the discharge coefficient values in the weir $b_1 = 0.25$ m is smooth compared to the other weirs, from $h_2 \approx 0.7$ values the slope of the coefficient discharge curve of weirs $b_1 = 0.40$ m and $b_1 = 0.50$ m is softer and tends to stabilize from $h_2 / P \geq 1$. It is possible that at the $h_2 / P \approx 0.7$ inflection point where the change in the slope occurs, it is due to the presence of the pressure difference between the triangular and rectangular sections as well as the variation in the velocity of the discharge flow. Although the proposed discharge coefficient equation allows a better prediction of the flow rates, the results are not accurate to the experimental values, the charge-discharge relationship is directly affected by the discontinuity of the flow for loads above the horizontal crest of the weir (Lee *et al.*, 2012).

Nappe characteristics

In the compound weir there are two nappes (Figure 5) as a consequence of the pressure difference that exists during the discharge in the triangular and rectangular sections (Figure 6). On the other hand, the rectangular section presents subatmospheric pressures and lower discharge speed, while in the triangular section there are pressures greater than the atmosphere and higher discharge velocity together with a nappe thicker than that of the rectangular section (Figure 5). The CFD tool allows to identify the presence of depression in the surface free of the water as a consequence of the high discharge speed generated in the triangular zone of the compound weir (Figure 7).

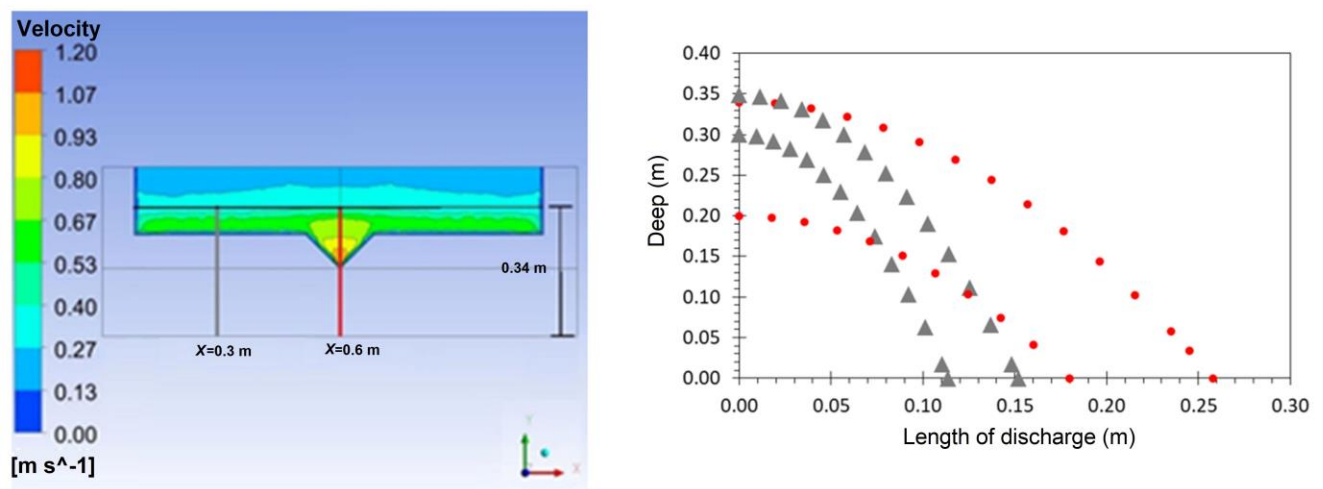


Figure 5. Particle tracking monitoring during discharge: $\blacktriangle$ $X = 0.3$ m, $\bullet$ $X = 0.6$ m; $b_1 = 0.40$ m; $Q = 23.35$ l s⁻¹

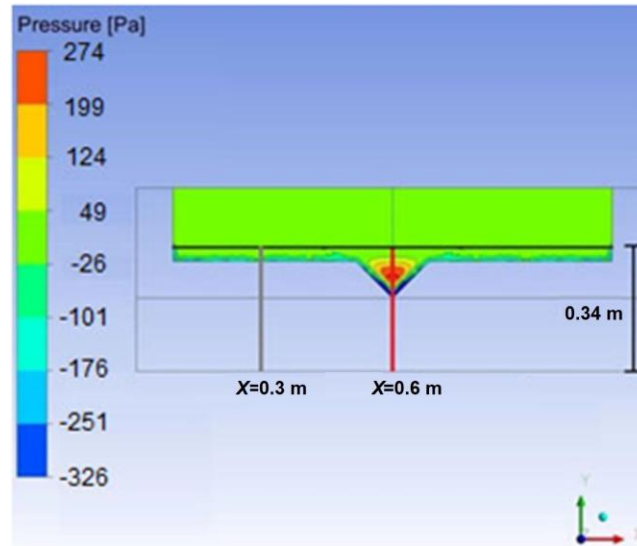


Figure 6. Relative pressures: $b_1 = 0.40$ m; $Q = 23.35$ l s⁻¹; X in meters;
— $x = 0.3$; — $x = 0.6$; — free surface.

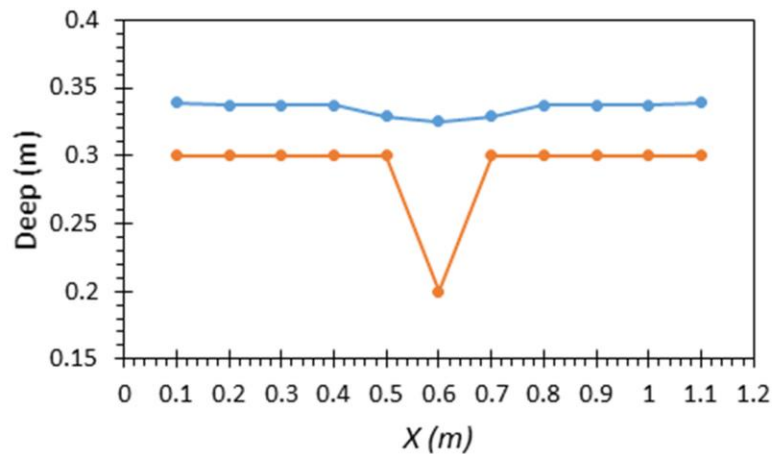


Figure 7. Profile of the free surface during discharge. Free surface —, weir edge —; $b_1 = 0.40$ m; $Q = 45.30$ l s⁻¹.

Speed measurements were made, its behavior is affected by the hydraulic load and the geometry of the compound weir. An important consequence of the distribution of the velocity field (Figure 8) is the impact on the discharge in certain sections of the weir. In general, the speed contours of the rectangular section are presented almost parallel to the crest of the weir. The velocities near the sloping regions of the crest triangular are lower than the rest of the triangular section, near the bottom of that section the velocity is relatively high, the length of the discharge flow in that area is greater relative to the other areas of the weir. The velocity profiles in Figure 8 present velocity gradients at the transition from the triangular to the rectangular section called the mixing zone (Lee *et al.*, 2012), the velocity gradients decrease, and the velocities in the mixing zone increase as increases the hydraulic load. The velocity profile along the width of the channel (Figure 8) shows a reduction in discharge speed before approaching the triangular section, this phenomenon (red circle) is more visible for small loads on the rectangular section ($Y = 0.31$ m) and it is possible that it is due to the discontinuity of the flow near the mixing zone where according to Lee *et al.* (2012) presents mass and momentum exchange, for higher loads the speed reduction is less abrupt and with a tendency to stabilize ($Y = 0.34$ m).

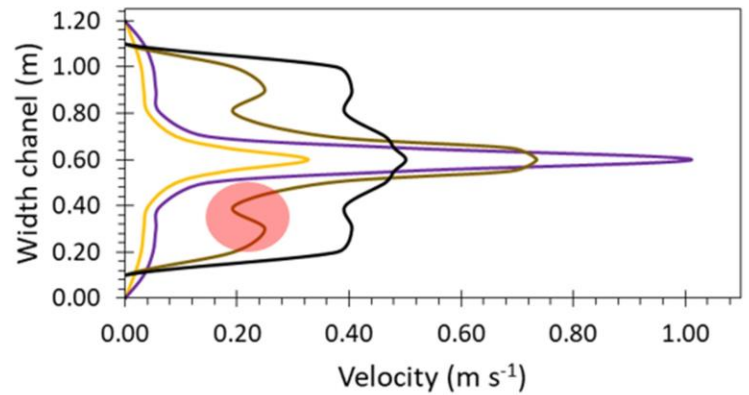
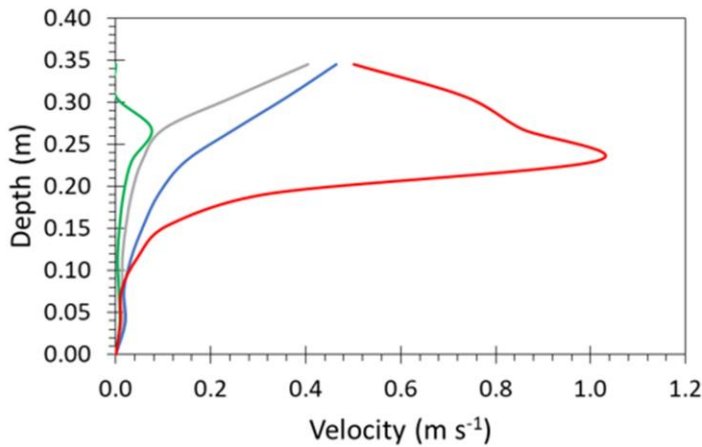
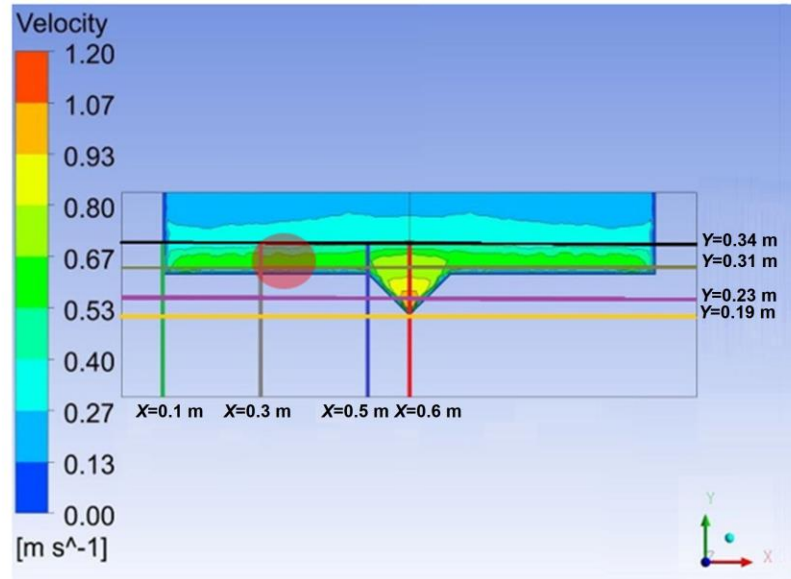


Figure 8. Velocity profiles: $b_1 = 0.40$ m; $Q = 23.35$ l s⁻¹; X in meters;
— $X = 0.1$; — $X = 0.3$; — $X = 0.5$; — $X = 0.6$; — $Y = 0.19$;
— $Y = 0.23$; — $Y = 0.31$; — $Y = 0.34$

Conclusions

The experimental and analytical studies reported in the bibliography allowed to reproduce numerically, by CFD simulations, the hydraulic behavior of compound (rectangular-triangular) sharp-crest weirs. Based on the objective of this work, as well as the results achieved, it is worth noting that the flow rates obtained numerically are statistically in agreement with their experimental values. Furthermore, it has been possible to improve the estimation of the analytically obtained flows. Therefore, the main conclusions of this study can be summarized as:

1. There is an error of up to 7.8 % in the discharge flow estimate with an analytical calculation compared to the laboratory flow measurements, and the error is reduced to 0.74 % when the estimate is made with CFD.
2. Regarding weir design, an expression of the global discharge coefficient was proposed as a function of the h_2/P ratio and the weir geometry. Furthermore, the simulation results reveal that the value and the variation of the discharge coefficient increase with the increasing width of the rectangular section (b_1). In fact, the discharge coefficient values are higher for ratios $h_2 / P < 0.6$ and from $h_2/P \geq 1$ it tends to stabilize. From $h_2 / P \approx 0.7$ the decrease in the discharge coefficient values is less drastic as a consequence of the reduction of the speed gradients that occur in the mixing zone and the pressure difference.
3. It was also possible to characterize the water nappe. CFD allowed identifying sub-atmospheric pressure in the rectangular region, while in

the triangular zone the pressure is higher than atmospheric. In addition, during discharge, a thick nappe was observed in the area dominated by the triangular section and depression in the surface free. The speed distribution was characterized, the speed contours of the rectangular section are almost parallel to the crest of the weir, in the lower area of the triangular section there are high discharge speeds than in the rest of the weir where the nappe is more thickness and depression in the free surface is originated, the speed gradients that present during the transition from the triangular to the rectangular section decrease with the increase of the hydraulic load and the speeds in the mixing zone increases. In the rectangular section, the speed reduction was observed and later the sudden increase near the area dominated by the triangular section this caused by the discontinuity of the flow and the proximity to the mixing area, the speed increases and tends to stabilize as the hydraulic load increases.

4. According to the results obtained, it is possible to assume that the analytical error in the estimation of the discharge flow is due to the variation of the discharge velocity in the transition from the triangular section to the rectangular one and discontinuity of the flow.
5. Finally, the results allow us to conclude, on the one hand, that a triangular-rectangular compound weir largely satisfies the precision required to efficiently deliver water to irrigation users considering the important variation of delivery of water volumes. On the other hand, the experimentation and modeling with CFD are complementary strategies to understand and analyze details of the hydraulic operation of compound weirs.

Acknowledges

This work is part of the Autor Ph.D. Thesis Erick Dante Mattos Villarroel, in the graduate program of Engineering and Water Sciences, from the Mexican Institute of Water Technology (IMTA)

Nomenclature

B = channel width.

B = weir width.

b_1 = width of the rectangular section of the compound weir.

b_2 = width of the triangular section of the compound weir.

C_d = coefficient of discharge.

C_{dr} = coefficient of discharge of the section rectangular the compound weir.

C_{dt} = coefficient of discharge of the section triangular the compound weir.

C_μ , $C_{1\varepsilon}$, $C_{2\varepsilon}$ = constants of turbulent model $K-\varepsilon$.

f = forces of the body per unit mass.

g = acceleration of gravity.

h = static load on the weir.

h_1 = static load on the section rectangular the compound weir.

h_2 = static load on the section triangular the compound weir.

K = turbulent kinetic energy.

k = coefficient depending on the dimensions and shape of the weir.

n = dimensionless number depending on the shape of the weir.

$\dot{m}_{pq}$ = mass transfer from phase p to phase q .

$\dot{m}_{qp}$ = the mass transfer from phase q to phase p .

P = height of the weir.

P_K = turbulent generation due to the viscous force.

$P_{kb}, P_{\epsilon b}$ = influence of floatability force.

p = dynamic pressure.

Q = discharge over weir.

q^{th} = phase q .

S_{α_q} = term source.

U = velocity field.

α_q = volume fraction of the phase q .

ξ = dispersion of turbulent kinetic energy.

θ = notch angle of the triangular weir.

μ = dynamic viscosity.

μ_t = turbulent viscosity.

ρ = density of the fluid.

ρ_q = density of the phase q .

$\sigma_k, \sigma_\epsilon$ = constants of turbulent model $K-\epsilon$.

References

- ASTM, American Society for Testing and Materials. (1993). *Standard method for open-channel flow measurement of water with thin-plate weirs* (ASTM D5242). West Conshohocken, USA: American Society for Testing and Materials. Recovered from <https://allcivilstandard.com/wp-content/uploads/2018/12/D-5242.pdf>
- Aydin, I., Altan-Sakarya, A. B., & Sisman, C. (2011). Discharge formula for rectangular Sharp-crested weirs. *Flow Measurement and Instrumentation*, 22(2), 144-151. DOI: 10.1016/j.flowmeasinst.2011.01.003
- Bagheri, S., & Heidarpour, M. (2009). Flow over rectangular sharp crested weirs. *Irrigation Science*, 28(2), 173-179. DOI: 10.1007/s00271-009-0172-1
- Bautista, C., Robles, O., Júnez, F. H., & Playán, E. (2013). Discharge coefficient analysis for triangular sharp-crested weirs using low-speed photographic technique. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(3), 06013005. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000683

- Bos, M. G. (1989). *Discharge measurement structures* (3rd revised edition). Wageningen, The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement. Recovered from <https://www.amsamwater.com/library/pub20.pdf>
- Bos, M. G., Replogle, J. A., & Clemmens, A. J. (1984). *Flow measuring flumes for open channel systems*. New York, USA: John Wiley & Sons.
- BSI, British Standards Institution. (1965). *BSI 3680-4A. Thin-plate weirs and venture flumes in methods of measurement of liquid flow in open channel. Part 4A*. London, UK. DOI: 10.3403/01558628U
- Chanel, P. G., & Doering, J. C. (2008). Assessment of spillway modelling using computational fluid dynamics. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(12), 1481-1485. DOI: 10.1139/l08-094
- Chen, Y., Fu, Z., Chen, Q., & Cui, Z. (2018). Discharge coefficient of rectangular short-crested weir with varying slope coefficients. *Water*, 10(2), 204. DOI: 10.3390/w10020204
- Clemmens, A. J., Wahl, T. L., Bos, M. G., & Replogle, J. A. (2001). *Water measurement with flumes and weirs* (Publication 58). Wageningen, The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI. Recovered from <https://library.wur.nl/WebQuery/wurpubs/fulltext/82325>
- Duró, G., Dios, M. D., López, A., Liscia, S. O., & Angulo, M. A. (September, 2012). Comparación de simulaciones en CFD y modelación física de una central hidrocombinada. In: *XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. San José de Costa Rica, Costa Rica. DOI: 10.13140/RG.2.1.3880.8406

- El-Alfy, K. S. (2005). Effect of vertical curvature of flow at weir crest on discharge coefficient. In: *The 9th International Water Technology Conference*. Sharm El-Sheikh, Egypt. Recovered from https://pdfs.semanticscholar.org/83f8/4250668c383dd5121cf56e343f41d42902e3.pdf?_ga=2.137244208.1604846566.1576367520-1959585653.1576367520
- Emiroglu, M. E., Kaya, N., & Agaccioglu, H. (2010). Discharge capacity of labyrinth side weir located on a straight channel. *Journal of Irrigation Drainage Engineering*, 136(1), 37-46. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000112
- Fernández, J. M. (2012). *Técnicas numéricas en ingeniería de fluidos: introducción a la dinámica de fluidos computacional (CFD) por el método de volumen finito*. Barcelona, España: Reverté.
- Fu, Z. F., Cui, Z., Dai, W. H., & Chen, Y. J. (2018). Discharge coefficient of combined orifice-weir flow. *Water*, 10(6), 699. DOI: 10.3390/w10060699
- Henderson, F. M. (1966). *Open channel flow*. New York, USA: MacMillan Publishing Co., Inc. Recovered from <https://heidarpour.iut.ac.ir/sites/heidarpour.iut.ac.ir/files//u32/open-henderson.pdf>
- Hirt, C. W., & Nichols, B. D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics*, 39(1), 201-225. DOI: 10.1016/0021-9991(81)90145-5
- Ho, D. K., Boyes, K. M., & Donohoo, S. M. (December, 2001). Investigation of spillway behavior under increased maximum flood by computational fluid dynamics technique. *Procedures*. 14th

Australasian Fluid Mechanics Conference. Adelaide University, Adelaide, Australia.

Recovered from <https://people.eng.unimelb.edu.au/imarusic/proceedings/14/fm010091.pdf>

Ho, D. K., Boyes, K. M., Donohoo, S. M., & Cooper, B. (October, 2003). Numerical flow analysis for spillways. *Procedures. 43rd ANCOLD Conference*. Hobart, Tasmania. Recovered from <https://www.flow3d.com/wp-content/uploads/2014/08/Numerical-Flow-Analysis-for-Spillways.pdf>

ISO, International Organization for Standardization. (1980). ISO 1438/1-1980(E), *Water flow measurement in open channels using weirs and venturi flumes. Part 1: Thin plate weirs*. International Organization for Standardization Geneva, Switzerland.

Jan, C. D., Chang, C. J., & Kuo, F. H. (2009). Experiments on discharge equations of compound broad-crested weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 135(4), 511-515. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000019

Jan, C. D., Chang, C. J., & Lee, M. H. (2006). Discussion of "Design and calibration of a compound sharp-crested weir" by Martinez, J., Reza, J., Morillas, M. T., & López, J. G. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(8), 868-871. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:8(868)

Jiang, L., Diao, M., Sun, H., & Ren, Y. (2018). Numerical modeling of flow over a rectangular broad-crested weir with a sloped upstream face. *Water*, 10(11), 1663. DOI: 10.3390/w10111663

- Jones, W. P., & Launder, B. E. (1972). The prediction of laminarization with a two-equation model of turbulence. *International Journal of Heat Mass Transfer*, 15(2), 301-314. DOI: 10.1016/0017-9310(72)90076-2
- Kumar, S., Ahmad, Z., & Mansoor, T. (2011). A new approach to improve the discharging capacity of sharp-crested triangular plan form weirs. *Flow Measurement and Instrumentation*, 22(3), 175-180. DOI: 10.1016/j.flowmeasinst.2011.01.006
- Launder, B. E., & Spalding, D. B. (1974). The numerical computation of turbulence flows. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 3(2), 269-289. DOI: 10.1016/0045-7825(74)90029-2
- Lee, J. T., Chan, H. C., Huang, C. K., & Leu, J. M. (2012). Experiments on hydraulic relations for flow over a compound sharp-crested weir. *International Journal of Physical Sciences*, 7(14), 2229-2237. DOI: 10.5897/IJPS11.1695
- Negm, A. A., Al-Brahim, A. M., & Alhamid, A. A. (2002). Combined-free flow over weirs and below gates. *Journal of Hydraulic Research*, 40(3), 359-365. DOI: 10.1080/00221680209499950
- Olsen, N. R., Nils, R. B., & Kjellesvig, H. M. (1998). Three-dimensional numerical flow modeling for estimation of spillway capacity. *Journal of Hydraulic Research*, 36(5), 775-784. DOI: 10.1080/00221689809498602
- Rady, R. M. A. (2011). 2D-3D modeling of flow over sharp-crested weirs. *Journal of Applied Sciences Research*, 7(12), 2495-2505. Recovered

from <https://www.flow3d.com/wp-content/uploads/2014/08/2D-3D-Modeling-of-Flow-Over-Sharp-Crested-Weirs.pdf>

Sánchez, J. M. C., & Elsitdié, L. G. C. (mayo, 2011). Consideraciones del mallado aplicadas al cálculo de flujos bifásicos con las técnicas de dinámica de fluidos computacional. *Jornada de Introducción a la Investigación de la UPCT*. Universidad Politécnica de Cartagena, Fuente Álamo, España. Recovered from https://www.researchgate.net/profile/Luis_Castillo26/publication/277210544_Consideraciones_del_mallado_aplicadas_al_calculo_de_flujos_bifasicoscon_las_tecnicas_de_dinamica_de_fluidos_computacional/links/55a7f20808ae815a042129f3/Consideraciones-del-mallado-aplicadas-al-calculo-de-flujos-bifasicoscon-las-tecnicas-de-dinamica-de-fluidos-computacional.pdf

Shen, J. (1981). *Discharge characteristics of triangular-notch thin-plate weirs. Studies of flow of water over weirs and dams*. Geological Survey Water-Supply Paper 1617-B. Washington, DC, USA: United States Department of the Interior. DOI: 10.3133/wsp1617B

Skertchly, M. L. (1988). *Manual de diseño de estructuras de aforo*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Recovered from <https://www.scribd.com/document/342624769/MANUAL-DISENO-ESTRUCTURAS-DE-AFORO-pdf>

Sotelo, G. (1997). *Hidráulica general* (Vol. 1). México, DF, México: Editorial Limusa-Noriega. Recovered from https://www.academia.edu/38544755/Hidraulica_General_Vol_1_Fundamentos_Gilberto_Sotelo

- Spalart, P.R. and Allmaras, S.R., "A One-Equation Turbulence Model for Aerodynamics Flows", Boeing Commercial Airplane Group, Seattle, Washington, 1992.
- Tian, Z., Wang, W., Bai, R., & Li, N. (2018). Effect of flaring gate piers on discharge coefficient for finite crest-length weirs. *Water*, 10(10), 1349. DOI: 10.3390/w10101349
- USBR, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation. (1997). *Water measurement manual* (3rd ed.). Denver, USA: U.S. Government Printing Office. Recovered from https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/wmm/WMM_3rd_2001.pdf
- Zahiri, A., Tang, X., & Azamathulla, H. Md. (2014). Mathematical modeling of flow discharge over compound sharp-crested weirs. *Journal of Hydro-Environment Research*, 8(3), 194-193. DOI: 10.1016/J.JHER.2014.01.001
- Zuhair, A., & Zubaidy, R. (2013). Numerical simulation of two-phase flow. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 2(3). Recovered from <http://www.ijscer.com/uploadfile/2015/0429/20150429074507182.pdf>

DOI: 10.24850/j-tyca-2021-04-04

Artículos

**Análisis de frecuencias de crecientes con la
distribución GVE para r eventos anuales**
**Flood frequency analysis with the GEV distribution for
 r -annual events**

Daniel Francisco Campos-Aranda¹

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

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

Resumen

Las *crecientes* son los gastos máximos anuales de un río y su *análisis de frecuencias* son técnicas estadísticas que permiten estimar valores asociados con bajas probabilidades de ser excedidos. Tales *predicciones* permiten el diseño y la revisión hidrológica de las obras hidráulicas. La etapa fundamental del análisis de frecuencias consiste en seleccionar y ajustar, a los datos o muestra disponible, una función de distribución de probabilidades para realizar las predicciones. La distribución general de valores extremos (GVE) tiene bases teóricas que la convierten en un modelo probabilístico adecuado a crecientes, niveles máximos del mar, velocidades extremas de viento, etcétera.

Debido a su génesis, la GVE procesa un dato por año, el máximo. Esta desventaja fue superada con el método de los r eventos máximos anuales. Tal procedimiento se describe y aplica al ajuste de la función GVE, a través del método de máxima verosimilitud, utilizando al algoritmo Complex de múltiples variables restringidas, para la maximización numérica. Se integraron cinco registros de crecientes con cinco eventos por año, en estaciones hidrométricas de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México. Además, se procesaron dos registros de niveles máximos del mar con $r = 5$, tomados de la literatura especializada; uno de ellos es no estacionario al presentar tendencia. Se analizaron los resultados y se contrastaron las predicciones del ajuste de la GVE con r eventos anuales contra las de los métodos clásicos de momentos L y LH. Por último, se formulan las conclusiones, las cuales destacan la conveniencia del método descrito y señalan las ventajas del uso del algoritmo Complex como técnica numérica; debido a lo anterior, se recomienda la aplicación sistemática del procedimiento descrito.

Palabras clave: distribución GVE, método de máxima verosimilitud, algoritmo Complex, variables de decisión y dependientes, test de Wald-Wolfowitz, error estándar de ajuste, covariables, predicciones.

Abstract

Floods are the maximum annual flows of a river and their frequency analysis are statistical techniques that allow estimating values associated with low probabilities of being exceeded. Such *predictions* allow the hydrological design and review of hydraulic works. The fundamental stage of frequency analysis is the selection and fit, to the available data or sample, of a probability distribution function to make

predictions. The generalized extreme value (GEV) distribution has theoretical bases that make it a probabilistic model suitable for floods, maximum sea levels, extreme wind speeds, etc. Due to its genesis, the GEV processes one data per year, the maximum. This disadvantage has been overcome with the method of the r annual maximum events. Such procedure is described and applied to the adjustment of the GEV function, through the maximum likelihood method, using the Complex algorithm of multiple restricted variables, for numerical maximization. Five records of floods with five events per year were integrated from hydrometric stations of the Hydrological Region No. 10 (Sinaloa), Mexico. Also, two records of maximum sea levels with $r = 5$ were processed, taken from specialized literature; one of them is non-stationary since it shows a trend. Results were analyzed and the predictions of the GEV adjustment with r annual events, were compared against those of the classical methods of moments L and LH. Finally, conclusions are formulated, which highlight the convenience of the described method and point out the advantages of using the Complex algorithm as a numerical technique; due to the above, the systematic application of the described procedure is recommended.

Keywords: GEV distribution, maximum likelihood method, complex algorithm, decision and dependent variables, Wald-Wolfowitz test, standard error of fit, covariates, predictions.

Recibido: 18/06/2020

Aceptado: 03/09/2020

Introducción

En términos simples, el *análisis de frecuencias* es una técnica estadística que permite ajustar un modelo probabilístico o función de distribución de probabilidades (FDP) a una muestra de n datos. Su propósito se centra en realizar *predicciones*, más allá del intervalo de los datos empleados para estimar los parámetros de ajuste de la FDP seleccionada. Por lo general, las predicciones buscadas son mayores al más grande de los eventos observados y, por ello, el análisis de frecuencias consiste en el estudio de los eventos pasados con la finalidad de establecer probabilidades para ocurrencias futuras. Por ejemplo, se estudian los gastos máximos anuales de un río para obtener las *crecientes de diseño*, que son gastos máximos asociados con bajas probabilidades de ser excedidos. En resumen, los métodos del análisis de frecuencias no predicen el futuro con certeza, pero generan modelos probabilísticos que explican y hacen uso eficiente de los eventos extremos ocurridos en el pasado (Khaliq, Ouarda, Ondo, Gachon, & Bobée, 2006).

El análisis de frecuencias consta de cuatro pasos: (1) verificación de la calidad estadística de los datos o muestra disponible. En realidad, la validez y exactitud de las predicciones requieren que los datos sean independientes y muestren *estacionariedad*, lo cual implica que hayan sido generados por un proceso aleatorio estable en el tiempo; (2) selección de una FDP; (3) selección de un método de estimación de los parámetros de ajuste de la FDP, y (4) adopción de los resultados o predicciones. Comúnmente, se aplica el error estándar de ajuste, que

es una medida cuantitativa entre datos observados y estimados con la FDP ajustada (Rao & Hamed, 2000; Stedinger, 2017).

En relación con el tópico de la selección de una FDP, la teoría de valores extremos es una disciplina estadística que desarrolla modelos que describen lo inusual de los datos. Siendo los valores extremos escasos por naturaleza, sus predicciones implican fuertes extrapolaciones y la teoría de valores extremos proporciona modelos que las permiten con base en un fundamento asintótico (Coles, 2001).

La distribución general de valores extremos (GVE) tiene una base teórica que la vuelve imprescindible en el análisis de frecuencias de eventos extremos, como crecientes de un río, niveles máximos del mar, velocidades extremas de viento, etcétera (Guedes, Soares, & Scotto, 2004; Khaliq *et al.*, 2006; An & Pandey, 2007). Sin embargo, implícita en su propia formulación de máximo de un lapso o bloque, que se expone posteriormente, la distribución GVE emplea un solo valor extremo por año y por ello han surgido dos enfoques que buscan incorporar más eventos de cada año (Coles, 2001; Khaliq *et al.*, 2006).

El primero se denomina de *excedencias arriba de un umbral* o análisis POT (*peaks over threshold*); utiliza todos los eventos que exceden a un valor umbral, por ejemplo, el valor más bajo de los máximos anuales observados. Lógicamente, habrá que cumplir con la condición de independencia entre los eventos seleccionados. El segundo enfoque de uso de más datos se conoce como modelo de *r* estadísticas de orden más grandes (*r largest order statistics*) y consiste en incluir más información de eventos máximos en cada año o bloque que cumplan con la condición de independencia entre ellos. Para cumplir lo anterior, en la práctica se ha encontrado que $r \leq 5$ (Ramesh & Davison, 2002). La ventaja fundamental de ambos enfoques consiste en utilizar otros valores máximos de la muestra, en el extremo derecho

de la función GVE, para estimar predicciones más *precisas o robustas*, ya que se tienen más datos para cuantificar sus parámetros de ajuste (Tawn, 1988; Coles, 2001; Khaliq *et al.*, 2006).

Los *objetivos* de este estudio se centran en los cuatro siguientes: (1) exponer la teoría en que se basa la aplicación de la distribución GVE, con r eventos máximos anuales independientes; (2) describir el método de máxima verosimilitud para estimar los tres parámetros de ajuste (μ , σ , κ) de la distribución GVE; (3) integrar cinco registros de crecientes con $r = 5$, dentro de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, para realizar un contraste de predicciones de la distribución GVE, entre las obtenidas con el método de r eventos anuales y las de los métodos de sextiles, momentos L y momentos LH, estos contrastes se realizan con base en el error estándar de ajuste, y (4) procesar con el método de los r eventos anuales el registro de niveles máximos del mar en Venecia, Italia, que es no estacionario, pues presenta tendencia lineal ascendente.

Teoría operativa

La distribución GVE

En el análisis de frecuencias de datos hidrológicos extremos, como crecientes o gastos anuales, niveles del mar, velocidades de viento y lluvias máximas, las *distribuciones de valores extremos* tienen un papel preponderante. Su origen se establece a partir de una muestra de variables aleatorias $(X_1, X_2, \dots, X_n)$, *independientes e idénticamente distribuidas (iid)*, que tienen una función de distribución de probabilidades $F(x)$. En la práctica, X_i son valores del proceso observado que se mide cada hora como los niveles del mar o diariamente como los gastos de un río.

El estadístico definido en la Ecuación (1) es el máximo del proceso durante n unidades de tiempo de observación (*block máxima*) y en su comportamiento probabilístico se centra el desarrollo de la teoría de valores extremos:

$$M_n = \max[X_1, X_2, \dots, X_n] \quad (1)$$

La distribución de probabilidades acumuladas M_n está definida por la condición *iid* y es (Smith, 1986; Tawn, 1988; Dupuis, 1997; Coles, 2001; An & Pandey, 2007):

$$P(M_n \leq x) = P[X_1 \leq x, \dots, X_n \leq x] ; P(M_n \leq x) = P(X_1 \leq x) \cdots P(X_n \leq x) ; P(M_n \leq x) = [F(x)]^n \quad (2)$$

Para obtener el comportamiento de la Ecuación (2) conforme n tienda a infinito y se eviten soluciones triviales o degenerativas, se hace una normalización lineal de la variable M_n , con base en las constantes $a_n > 0$ y b_n , la cual es:

$$M_n^* = \frac{M_n - b_n}{a_n} \quad (3)$$

Ahora la distribución de los extremos converge a un resultado no trivial, definido así:

$$P(M_n^* \leq x) = [F(a_n \cdot x + b_n)]^n \rightarrow G(x) \text{ cuando } n \rightarrow \infty \quad (4)$$

La distribución asintótica $G(x)$ debe converger en alguna de las tres familias llamadas Gumbel, Fréchet y Weibull. Estas tres distribuciones se incluyen en la general de valores extremos (GVE), cuya expresión es:

$$G(x) = \exp \left\{ - \left[1 + \kappa \frac{(x-\mu)}{\sigma} \right]^{-1/\kappa} \right\} \quad (5)$$

en la cual, μ , σ y κ son los parámetros de ubicación, escala y forma; con $-\infty < \mu < \infty$, $\sigma > 0$ y $-\infty < \kappa < \infty$. Además, está definida por el conjunto $\{x: [1 + \kappa(x-\mu)/\sigma] > 0\}$. Si $\kappa > 0$, la GVE tiene tipo II o Fréchet, sin límite superior ($\mu - \sigma / \kappa < x < \infty$). Cuando $\kappa < 0$, se define la tipo III o Weibull, con límite superior ($\infty < x < \mu - \sigma / \kappa$). Finalmente, cuando $\kappa = 0$, se llega, en un sentido asintótico, a la distribución tipo I o de Gumbel ($-\infty < x < \infty$), también denominada doble exponencial, cuya ecuación es:

$$G(x) = \exp \left\{ - \exp \left[- \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right) \right] \right\} \quad (6)$$

Seleccionado los máximos (Ecuación (1)) en cada año, las *predicciones* buscadas (X_{Tr}) para una probabilidad de excedencia q o un periodo de retorno Tr en años ($Tr = 1/q$), se obtienen con base en la Ecuación (5), ya que $G(x) = 1 - q$ (Coles, 2001):

$$X_{Tr} = \mu - \frac{\sigma}{\kappa} \{1 - [-\ln(1 - q)]^{-\kappa}\} \text{ para } \kappa \neq 0 \quad (7)$$

$$X_{Tr} = \mu - \sigma \cdot \ln[-\ln(1 - q)] \text{ para } \kappa = 0 \quad (8)$$

Conviene aclarar que en el siglo pasado la ecuación de la distribución GVE (Smith, 1986; Tawn, 1988; Dupuis, 1997; Hosking & Wallis, 1997; Rao & Hamed, 2000) era:

$$G(x) = \exp \left\{ - \left[1 - \kappa \frac{(x - \mu)}{\sigma} \right]^{1/\kappa} \right\} \quad (9)$$

para la cual, el modelo Fréchet se obtiene con $\kappa < 0$. Este cambio de κ por $-\kappa$ en la Ecuación (9) ha sido iniciado, lógicamente por Coles (2001), y aceptado por Ramesh y Davison (2002), Katz, Parlange y Naveau (2002), y por Khaliq *et al.* (2006). Tiene una leve conveniencia de signos al manejar la función de verosimilitud y sus restricciones de positividad en las ecuaciones (13) a (15) siguientes, y por ello se conserva en este estudio.

Método de máxima verosimilitud

De acuerdo con textos consultados (Kite, 1977; Rao & Hamed, 2000; Coles, 2001; Kottegodda & Rosso, 2008; Meylan, Favre, & Musy, 2012) el *principio de máxima verosimilitud* se explica con diferentes niveles de detalle. Pero, en general, implica lo siguiente: dada una muestra $(X_1, X_2, \dots, X_n)$ de observaciones *iid*, que siguen una distribución F_θ con parámetros de ajuste $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_q$. Entonces, por definición, la probabilidad de obtener un valor X_i será:

$$P(x_i \leq X \leq x_i + dx_i) = f_\theta(x_i) \cdot dx_i \quad (10)$$

siendo $f_\theta(x_i)$ la función de densidad de probabilidad. Como los datos son *iid*, la probabilidad de obtener n valores X_i será la probabilidad conjunta o función de verosimilitud, designada L del inglés *likelihood* y expresada como:

$$L(\theta) = f_\theta(x_1) \cdot f_\theta(x_2) \cdots f_\theta(x_n) = \prod_{i=1}^n f_\theta(x_i) \quad (11)$$

El método de máxima verosimilitud consiste en encontrar un vector $\hat{\theta}$ de parámetros que hagan máxima a $L(\theta)$ y por lo tanto a la probabilidad de obtener la muestra $(X_1, X_2, \dots, X_n)$. Con frecuencia, resulta más conveniente tomar logaritmos y trabajar con la *función logarítmica de verosimilitud* (Coles, 2001), es decir:

$$l(\theta) = \log L(\theta) = \sum_{i=1}^n \log f_{\theta}(x_i) \quad (12)$$

lo anterior es aceptable debido a que la función logarítmica es monótonica y entonces la función $l(\theta)$ alcanza su máximo en el mismo punto que la función $L(\theta)$.

Función $l(\theta)$ de la distribución GVE

La función de densidad de probabilidad de la distribución GVE es la siguiente (Coles, 2001; Ramesh & Davison, 2002):

$$f(x; \mu, \sigma, \kappa) = \frac{1}{\sigma} \left[1 + \kappa \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]_+^{-1-1/\kappa} \cdot \exp \left\{ - \left[1 + \kappa \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]_+^{-1/\kappa} \right\} \quad (13)$$

donde $\sigma > 0$, $-\infty < \mu$, $\kappa < \infty$ y el intervalo de x es tal que $[1 + \kappa(x - \mu) / \sigma] > 0$, lo cual se indica con el signo $+$ afuera de los paréntesis rectangulares. Cualquier combinación de parámetros de ajuste que viola la condición anterior de *positividad* implica que al menos uno de los puntos observados (x) está más allá de los puntos finales de la distribución, y entonces la función de verosimilitud es cero y la función logarítmica de verosimilitud es igual a $-\infty$ (Coles, 2001). Si se tiene una muestra de máximos anuales $X_1, X_2, \dots, X_n$, que son independientes, la función logarítmica de verosimilitud es:

$$l(\mu, \sigma, \kappa) = -n \ln \sigma - \left(1 + \frac{1}{\kappa}\right) \sum_{i=1}^n \ln \left[1 + \kappa \left(\frac{x_i - \mu}{\sigma}\right)\right]_+ - \sum_{i=1}^n \left[1 + \kappa \left(\frac{x_i - \mu}{\sigma}\right)\right]_+^{-\frac{1}{\kappa}} \quad (14)$$

Función $l(\theta)$ de la GVE para r eventos anuales

Cuando se incluyen otros valores máximos anuales en el ajuste de la distribución GVE para buscar una inferencia de predicciones más precisa, entonces en cada año se tienen r eventos definidos como: $x^1 \geq x^2 \geq \dots \geq x^r$, y la función de densidad de probabilidad *conjunta* permite definir la función logarítmica de verosimilitud para n años de r valores anuales máximos independientes cada uno (Coles, 2001; Ramesh & Davison, 2002), que es: $l(\mu, \sigma, \kappa) = -n \cdot r \cdot \ln \sigma - \left(1 + \frac{1}{\kappa}\right) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^r \ln \left[1 + \kappa \left(\frac{x_i^j - \mu}{\sigma}\right)\right]_+$

$$- \sum_{i=1}^n \left[1 + \kappa \left(\frac{x_i^r - \mu}{\sigma}\right)\right]_+^{-1/\kappa} \quad (15)$$

Las restricciones definidas en la Ecuación (13) para los parámetros de ajuste se aplican a la expresión anterior y además $[1 + \kappa(x^j - \mu)/\sigma]$ debe ser positivo para cada $j = 1, \dots, r$. La Ecuación (14) es un caso especial de la Ecuación (15), que se obtiene cuando $r = 1$. Tawn (1988) presenta una ecuación similar a la (15), que considera variable cada año el número de eventos r .

Función $I(\theta)$ de la GVE para series no estacionarias

Los procesos no estacionarios tienen características que cambian sistemáticamente a través del tiempo. En los procesos climatológicos e hidrológicos, la no estacionariedad se observa por épocas debido a los efectos de los patrones climáticos diferentes en varios meses. También está presente como tendencia, originada principalmente por el cambio climático regional o global (Coles, 2001).

No existe una teoría general de valores extremos para los procesos no estacionarios y, por ello, se sigue un enfoque pragmático consistente en utilizar la distribución GVE ajustada por máxima verosimilitud, cambiando con el tiempo, o con alguna otra *covariable* y sus parámetros de ajuste (Katz *et al.*, 2002). Para el caso específico de una tendencia lineal, se hace variar el parámetro de ubicación con el tiempo (Coles, 2001):

$$\mu(t) = \beta_0 + \beta_1 \cdot t \quad (16)$$

La expresión anterior se sustituye en la Ecuación (15) para maximizar tal función y obtener los cuatro parámetros de ajuste $((\beta_0, \beta_1, \sigma, \kappa))$. Otros modelos basados en la GVE para series no estacionarias con el enfoque de *covariables* las describe Coles (2001) en su capítulo 6.

El algoritmo Complex

La maximización de la Ecuación (15) para obtener los parámetros óptimos de ajuste (μ , σ , κ) de la GVE buscada debe ser abordada de manera *numérica*, y para ello se seleccionó el algoritmo Complex de múltiples variables (z) restringidas o acotadas. Su planteamiento teórico es el siguiente (Box, 1965):

$$\text{Minimizar } F(z_1, z_2, \dots, z_s) \quad (17)$$

Sujeta a m variables dependientes (y), función de las variables de decisión (z):

$$y_1 = F(z_1, z_2, \dots, z_s) \quad ; \quad y_m = F(z_1, z_2, \dots, z_s) \quad (18)$$

Ambas variables tienen límites inferiores y superiores del tipo $\leq$, es decir, $z_{inf} \leq z_i \leq z_{sup}$ y $y_{inf} \leq y_i \leq y_{sup}$. El *algoritmo Complex* es una técnica de exploración local, que se guía exclusivamente por lo que encuentra a su paso; sus antecedentes, una descripción breve de su proceso operativo y su código OPTIM se pueden consultar en Campos-Aranda (2003). En Bunday (1985) se tiene otra descripción y código de este método de búsqueda.

Las designaciones principales en el código OPTIM son NX y NY, que definen el número de variables de decisión y dependientes; para el caso analizado tres (μ , σ , κ) y n (número de años del registro), debido a que las variables dependientes son restricciones de positividad, con $j = 1, \dots, r$ valores por año $[1 + \kappa(x^j - \mu)/\sigma]$. MI = 500 es el número máximo de evaluaciones de la función objetivo y NQ = 25 el número de tales cálculos entre impresión de resultados. Estas variables se accesan en la subrutina de lectura de datos.

Una ventaja importante del código OPTIM radica en permitir un fácil acceso de los límites ($L = lower$, $U = upper$), nombres y valores iniciales de las variables, en la subrutina citada, por medio de las designaciones siguientes: XL(I), XU(I), XN\$(I), X(I), YL(J), YU(J), YN\$(J) y Y(J). Para el caso estudiado, I varía de 1 a 3, y J de 1 a n (número de años del registro). Después, se incluyen los criterios de convergencia FA y FR para las desviaciones absoluta y relativa de la F. Se utilizaron los valores siguientes: 0.0002 y 0.00001, respectivamente.

La función objetivo se denomina F en el código OPTIM y se accesa al final del programa; corresponde lógicamente a la Ecuación (15), con nombre FO\$="FLMV" de función logarítmica de máxima verosimilitud. Se asigna con signo negativo a F debido a que el algoritmo Complex minimiza a la función (Ecuación (17)) y se desea maximizar a la FLMV.

Por último, se aclara que por la naturaleza del problema numérico planteado, se tiene otra variable, que es NR = 1, ..., 5, la cual equivale a cada muestra anual de niveles o gastos. La captura de datos se hace con dos ciclos anidados: uno para i , variando de 1 a n o número de años del registro procesados; y el otro para j , que va de 1 a 5, es decir, r de la Ecuación (15).

Test de Wald-Wolfowitz

Esta prueba no paramétrica ha sido utilizada por Bobée y Ashkar (1991), Rao y Hamed (2000), y Meylan, Favre y Musy (2012) para probar *independencia* y *estacionariedad* en registros de gastos máximos anuales (x_i). Para el caso estudiado, se propuso aplicar la prueba al registro de gastos máximos anuales ($r = 1$), que debe ser una muestra de valores aleatorios. Wald y Wolfowitz, basándose en el trabajo de Anderson sobre el coeficiente de correlación serial, desarrollaron tal prueba, cuyo estadístico es:

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} x_i \cdot x_{i+1} + x_n \cdot x_1 \quad (19)$$

Cuando el tamaño (n) de la serie o muestra (x_i) no es pequeño y sus datos son independientes, R procede de una distribución normal con media y varianza, dadas por las expresiones siguientes:

$$E[R] = \bar{R} = \frac{s_1^2 - s_2}{n-1} \quad (20)$$

$$Var[R] = \frac{S_2^2 - S_4}{n-1} + \frac{S_1^4 - 4 \cdot S_1^2 \cdot S_2 + 4 \cdot S_1 \cdot S_3 + S_2^2 - 2 \cdot S_4}{(n-1)(n-2)} - \bar{R}^2 \quad (21)$$

en las cuales:

$$S_k = \sum_{i=1}^n x_i^k \quad (22)$$

Finalmente, se calcula U , con la ecuación:

$$U = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{Var[R]}} \quad (23)$$

El valor de U sigue una distribución normal con media cero y varianza unitaria, y se puede usar para probar la independencia de los datos de la serie con un nivel de significancia α , por lo común del 5 %. En una prueba de dos colas, la variable normal estandarizada es $Z_{\alpha/2} \cong 1.96$; entonces, cuando $|U| < 1.96$, la serie estará integrada por valores independientes (muestra aleatoria).

Error estándar de ajuste

Es el indicador más común (Chai & Draxler, 2014) para el contraste de una distribución de probabilidades a datos reales; se estableció a mediados de la década de 1970 (Kite, 1977) y se ha aplicado en México haciendo uso de la fórmula empírica de Weibull (Benson, 1962). Ahora se aplicará utilizando la fórmula de Cunnane (Ecuación (25)), que de acuerdo con Stedinger (2017) conduce a probabilidades de no excedencia (p) aproximadamente insesgadas con las distribuciones utilizadas en hidrología. La expresión del error estándar de ajuste (EEA) es:

$$EEA = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \hat{X}_i)^2}{(n - np)} \right]^{1/2} \quad (24)$$

X_i son los niveles y gastos máximos anuales ($r = 1$) ordenados de menor a mayor, cuyo número es n y $\hat{X}_i$ los gastos máximos estimados con la Ecuación (7) y la probabilidad evaluada con la Ecuación (25); $np = 3$ es el número de parámetros de ajuste de la GVE:

$$p = \frac{i - 0.40}{n + 0.20} \quad (25)$$

Búsqueda de la solución óptima y robusta

Conforme se avanza de $r = 1$ a $r = 5$, al aplicar la Ecuación (15) y buscar su máximo con el algoritmo Complex, se van procesando cada vez más datos, primero n y por último $5n$. Esto modifica los valores óptimos de los parámetros de ajuste (μ, σ, κ) y también hace cambiar al *EEA*, que se calcula *exclusivamente* con la serie anual de niveles o gastos máximos anuales ($r = 1$).

Lo anterior, para poder establecer una *comparación objetiva* en el uso de más información de cada año procesado (solución robusta) y buscar una combinación de μ, σ y κ (solución óptima) que conduzcan a un *EEA* menor o similar al mínimo obtenido con los métodos de ajuste por sextiles (Clarke, 1973; Campos-Aranda, 2001); momentos L (Hosking & Wallis, 1997; Stedinger, 2017), y momentos LH (Wang, 1997a; Wang, 1997b; Campos-Aranda, 2016).

Datos procesados

Registro de niveles en el Mar del Norte

Guedes Soares y Scotto (2004) presentan una gráfica de cinco niveles máximos anuales (metros) en el Mar del Norte, en el periodo 1976-1999; por lo cual, $n = 24$. Sus valores aproximados se muestran en la Tabla 1. Estos autores, para asegurarse de utilizar r valores anuales

independientes, usan el concepto de duración o longitud estándar de tormenta (Tawn, 1988), definida en 480 horas (20 días), al muestrear un registro de niveles máximos tomado cada tres horas.

Tabla 1. Cinco niveles máximos anuales independientes (metros) en el Mar del Norte (Guedes Soares & Scotto, 2004).

Año	<i>r</i> valores anuales				
	1	2	3	4	5
1976	10.38	9.39	9.21	8.59	8.45
1977	10.60	9.57	9.03	7.80	7.69
1978	11.34	9.06	7.82	7.57	6.78
1979	10.33	10.22	9.42	8.37	7.53
1980	10.54	9.43	9.30	8.50	7.90
1981	11.22	10.13	9.44	9.24	9.17
1982	8.85	8.67	8.34	7.96	7.85
1983	10.53	10.16	9.14	8.78	7.27
1984	9.20	8.97	8.43	8.11	7.14
1985	10.68	9.40	8.89	8.44	7.60
1986	9.92	9.49	8.60	8.47	8.14
1987	9.36	8.22	7.96	7.92	7.18
1988	12.95	10.17	9.08	8.67	8.34
1989	10.32	10.03	9.80	9.14	8.66
1990	10.46	10.00	9.60	9.00	8.47
1991	9.98	9.48	8.98	8.47	8.00

1992	11.47	9.80	8.46	7.98	7.48
1993	12.00	10.98	10.40	9.48	8.98
1994	9.00	8.46	7.98	7.50	7.20
1995	11.48	10.98	10.47	9.98	7.98
1996	10.97	10.00	9.00	8.00	7.50
1997	12.00	9.33	8.47	7.66	7.48
1998	8.52	8.40	8.18	8.04	7.88
1999	8.40	7.86	7.44	7.00	6.87

Integración de los registros de crecientes

Se procesaron cinco registros que fueron integrados con base en la información disponible en el sistema *BANDAS* (IMTA, 2002), en el CD 1, la cual se denomina "Gastos máximos mensuales", e incluye día, hora y lectura de escala de cada uno de los 12 gastos máximos del año analizado. Los cinco registros por procesar de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, se exponen de mayor a menor área de cuenca. El parteaguas y colector principal de las estaciones hidrométricas: Huites, Santa Cruz, Jaina, Guamúchil y El Bledal, se muestran en la figura 1 de Campos-Aranda (2014), junto con otras 17 cuencas de tal región.

Para su integración, se aceptó que un lapso de 15 días asegura condiciones meteorológicas diferentes en la formación de cada

creciente dentro de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México (Schulz, 1976; Campos-Aranda, 2000).

No se realizó una verificación de eventos extremos debido a que se acepta que la información hidrométrica que contiene el sistema *BANDAS* (IMTA, 2002) ha sido contrastada y depurada contra los datos o mediciones de campo.

Para buscar que los registros se integren con gastos *independientes*, se siguió el siguiente proceso, en cada año (a) se selecciona el gasto máximo anual (x_i^1), y se revisa hacia adelante y hacia atrás de tal valor si el gasto mensual adyacente tiene un mínimo de 15 días de diferencia con la fecha de este primer máximo; el gasto mensual que no cumpla con tal plazo se elimina; después se busca el siguiente gasto en magnitud (x_i^2) entre los gastos máximos mensuales disponibles (11, 10 o 9 restantes) y se sigue el proceso descrito; así se avanza hasta integrar los cinco gastos máximos anuales independientes (x_i^5).

Registro de crecientes en la hidrométrica Huites

La estación de aforos Huites en el río Fuerte de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, con clave 10037 y área de cuenca de 26057 km², comenzó a operar en septiembre de 1941 y concluyó en diciembre de 1992 ($n = 51$), cuando inició la construcción de la Presa Luis Donaldo Colosio. Con el proceso descrito se integró su registro de cinco gastos máximos anuales independientes, que se expone en la Tabla 2.

Tabla 2. Cinco gastos máximos anuales independientes (m^3/s) en la estación hidrométrica Huites, de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México.

Año	<i>r</i> valores anuales				
	1	2	3	4	5
1942	2 531.0	2 037.6	1 868.8	780.3	427.6
1943	14 376.0	3 283.0	1 085.0	416.4	414.2
1944	2 580.0	1 262.5	1 024.8	768.0	474.6
1945	1 499.2	1 250.0	268.4	197.4	24.3
1946	1 164.8	445.0	427.5	151.0	62.2
1947	1 127.3	754.8	718.8	634.0	205.0
1948	3 215.0	799.0	623.2	493.5	118.8
1949	10 000.0	2 297.5	895.3	942.4	826.4
1950	3 229.3	1 384.0	961.0	439.0	438.9
1951	677.0	587.5	322.2	37.6	37.4
1952	1 266.0	895.0	355.8	238.3	223.5
1953	1 025.0	885.0	68.3	57.3	39.0
1954	954.8	540.1	481.2	406.6	171.4
1955	4780.3	1 069.9	662.0	561.8	35.8
1956	695.7	531.7	493.2	278.6	204.8
1957	593.0	489.0	380.0	362.0	156.2
1958	3 010.0	1 045.2	894.0	608.5	307.1

1959	1 908.0	1 831.0	1 345.5	652.0	544.3
1960	15 000.0	1 046.0	985.2	721.4	140.5
1961	1 396.3	905.9	831.6	771.2	682.0
1962	1 620.0	912.0	892.8	501.0	374.5
1963	2 702.0	1 054.0	980.1	969.2	323.0
1964	1 319.1	938.5	216.0	145.2	105.0
1965	1 944.0	1 787.6	491.2	360.0	147.6
1966	2 420.0	892.2	738.0	688.9	340.0
1967	2 505.8	1 310.5	1 192.8	462.5	272.6
1968	1 534.3	1 118.0	1 019.6	703.8	401.6
1969	1 508.0	736.0	504.0	417.6	300.0
1970	1 558.0	1 330.0	970.0	328.7	206.0
1971	2 200.0	1 176.0	592.0	591.2	576.3
1972	2 225.0	2 040.0	1 142.0	1 109.0	732.1
1973	7 960.0	2 256.5	1 546.1	1 380.0	372.5
1974	3 790.0	3 315.0	1 120.0	886.7	587.5
1975	1 095.0	965.5	532.9	213.2	59.2
1976	2 677.0	1 350.2	1 211.0	69.6	50.4
1977	1 135.0	622.0	266.9	153.5	120.0
1978	4 790.0	1 750.0	1 119.2	756.0	475.4
1979	6 860.0	1 001.0	820.0	480.0	302.0
1980	1 496.0	1 475.0	1 197.8	660.2	452.0
1981	4 828.1	2 448.0	2 280.0	2 052.0	1 000.3

1982	2 450.0	1 571.6	1 085.2	624.0	412.8
1983	8 275.0	1 439.0	1 400.0	1 006.7	893.0
1984	5 580.0	1 623.0	1 132.0	624.5	369.2
1985	3 585.0	1 250.0	1 121.4	925.0	307.6
1986	1 348.8	1 329.3	436.8	434.0	193.7
1987	1 429.2	679.2	310.4	78.7	62.9
1988	1 866.3	1 494.3	132.6	82.7	47.2
1989	1 868.5	1 413.9	1 230.3	1 164.7	249.9
1990	11 558.6	3 544.2	970.1	815.6	376.9
1991	2 563.1	2 370.0	1 721.5	1 517.6	1 266.7
1992	2 025.3	1 564.8	1 348.9	787.3	528.5

Registro de crecientes en la hidrométrica Santa Cruz

La estación de aforos Santa Cruz en el río San Lorenzo de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, con clave 10040 y área de cuenca de 8919 km², comenzó a operar en mayo de 1943 y concluyó su registro continuo en diciembre de 1980 ($n = 38$). Con el proceso descrito se integró su registro de cinco gastos máximos anuales independientes, lo cual se muestra en la Tabla 3 y Figura 1.

Tabla 3. Cinco gastos máximos anuales independientes (m^3/s) en la estación hidrométrica Santa Cruz, de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México.

Año	<i>r</i> valores anuales				
	1	2	3	4	5
1943	2 102.9	2 067.3	1 166.0	485.0	266.2
1944	2 142.0	1 210.0	173.3	257.0	125.4
1945	1 023.4	623.8	427.4	267.7	66.8
1946	837.6	374.0	265.4	141.1	133.0
1947	1 161.2	734.0	672.8	211.5	134.6
1948	1 062.0	787.8	618.6	606.0	562.6
1949	784.2	503.6	270.4	233.8	207.7
1950	1 086.3	836.7	309.0	302.0	51.4
1951	487.8	421.0	333.4	272.0	146.0
1952	677.0	244.2	161.9	110.0	75.3
1953	807.0	480.6	385.0	122.0	92.0
1954	553.0	424.0	276.8	126.0	14.2
1955	1 252.0	895.6	768.4	426.0	26.8
1956	369.5	329.7	334.1	129.0	38.6
1957	293.0	279.0	190.6	154.0	11.6
1958	1 157.2	576.7	455.0	438.3	337.8
1959	762.2	232.1	48.0	40.4	28.0
1960	1 074.0	679.0	591.5	536.7	364.2

1961	1 280.0	765.0	587.6	521.0	112.5
1962	1 002.0	574.0	284.4	44.5	43.7
1963	3 680.0	707.4	615.1	566.7	277.0
1964	861.0	728.5	400.0	322.3	151.6
1965	888.8	346.0	187.4	175.0	55.9
1966	1 166.4	692.6	103.4	99.6	75.0
1967	950.0	651.2	603.6	252.6	225.8
1968	7 000.0	766.8	458.6	442.0	421.6
1969	484.0	438.0	365.0	323.0	192.0
1970	920.6	780.0	512.0	161.5	49.5
1971	812.0	747.0	443.3	280.6	126.0
1972	3 332.4	1 748.5	610.0	543.0	267.4
1973	898.0	890.0	800.0	90.5	73.3
1974	2 790.0	1 748.0	580.0	256.6	8.7
1975	620.0	410.0	392.5	182.0	23.8
1976	1 495.0	410.0	359.6	330.0	290.0
1977	836.0	696.0	512.9	114.6	78.0
1978	940.0	420.0	315.5	265.6	46.0
1979	3 080.0	523.3	484.0	67.9	22.0
1980	1 550.0	682.9	422.7	411.2	252.5

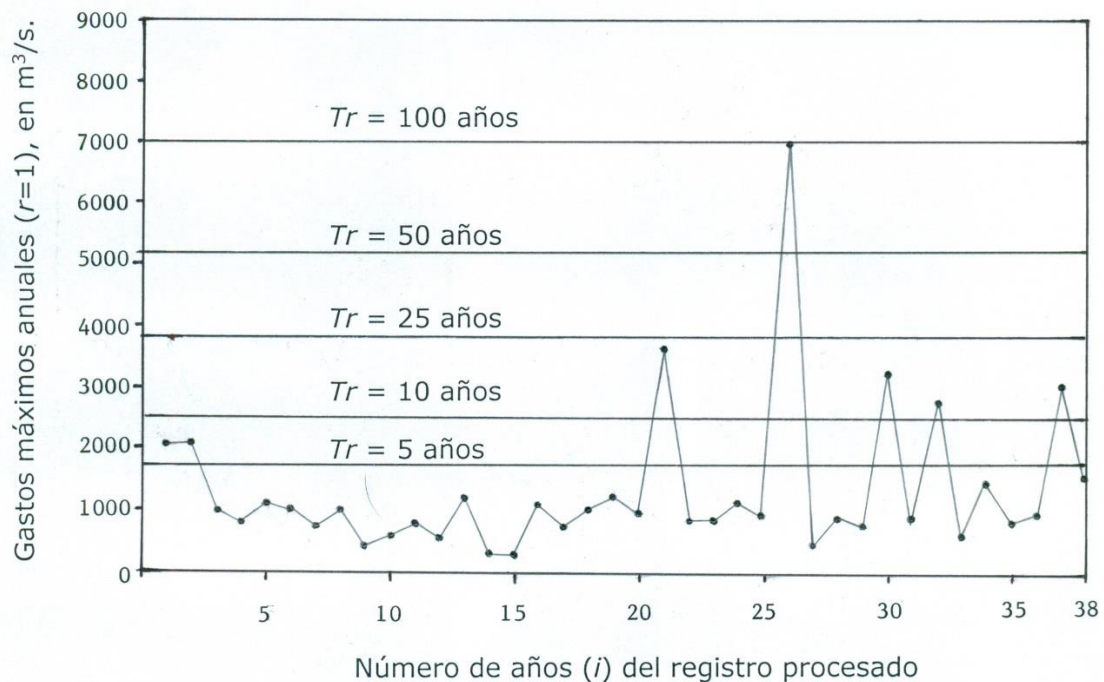


Figura 1. Serie de gastos máximos anuales ($r = 1$) y rectas de predicciones estacionarias en la estación hidrométrica Santa Cruz, de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México.

Registro de crecientes en la hidrométrica Jaina

La estación de aforos Jaina en el río Sinaloa de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, con clave 10036 y área de cuenca de 8179 km², comenzó a operar en enero de 1942 y concluyó su registro continuo en diciembre de 1997 ($n = 56$). Con el proceso descrito se integró su registro de cinco gastos máximos anuales independientes, lo cual se expone en la Tabla 4.

Tabla 4. Cinco gastos máximos anuales independientes (m^3/s) en la estación hidrométrica Jaina, de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México.

Año	<i>r</i> valores anuales				
	1	2	3	4	5
1942	2 065.2	707.0	219.5	217.0	114.4
1943	6 991.3	1 715.0	1091.4	501.9	427.0
1944	580.0	514.0	404.9	366.0	253.8
1945	714.2	501.6	312.2	208.2	83.5
1946	746.5	280.0	217.0	81.9	70.3
1947	771.2	452.3	291.5	279.0	175.8
1948	692.5	622.8	438.6	311.0	192.7
1949	2 614.0	914.0	463.0	379.4	283.5
1950	2 336.0	438.3	287.2	135.5	110.9
1951	437.0	369.8	328.2	261.2	31.1
1952	594.2	304.0	163.0	40.6	26.9
1953	545.5	346.3	173.4	19.7	12.3
1954	516.4	327.8	213.1	81.8	58.0
1955	1 600.0	1 143.0	835.0	310.0	19.0
1956	639.0	514.0	212.0	25.1	23.0
1957	362.0	314.0	180.5	42.8	15.3
1958	2 232.0	594.0	389.0	305.6	230.6

1959	615.5	586.0	370.4	359.0	176.5
1960	2 003.0	545.6	394.4	316.1	302.0
1961	795.0	719.0	439.0	351.5	307.8
1962	1 137.0	514.8	297.6	295.2	59.7
1963	1 226.0	718.1	506.8	264.9	100.5
1964	453.7	433.2	233.0	129.8	36.7
1965	649.8	325.2	144.5	42.0	35.6
1966	958.0	381.6	274.8	143.6	109.0
1967	900.0	368.8	327.6	201.9	106.0
1968	1 338.0	734.9	522.0	250.6	215.5
1969	340.0	205.0	193.0	67.1	44.3
1970	356.6	287.8	208.0	107.0	19.0
1971	1 109.0	831.9	467.0	282.0	198.0
1972	932.0	551.0	468.2	412.0	403.1
1973	1 349.0	520.0	411.6	395.0	364.5
1974	680.0	675.0	545.8	418.8	220.0
1975	488.0	164.8	164.3	35.7	17.8
1976	900.0	390.2	313.3	290.5	216.5
1977	790.7	229.4	195.2	188.0	74.4
1978	988.0	521.0	315.2	26.9	26.0
1979	1 620.0	309.0	300.5	239.8	115.6
1980	400.3	321.2	132.5	121.2	103.5
1981	2 831.7	452.1	342.0	233.4	316.9

1982	4 440.4	325.0	105.0	66.5	51.6
1983	178.9	152.8	108.5	89.3	80.2
1984	693.7	586.4	451.2	315.6	220.5
1985	493.9	468.9	152.4	127.2	123.0
1986	416.2	276.7	114.4	88.9	78.7
1987	518.2	86.4	64.2	62.5	61.7
1988	105.0	63.7	36.7	35.8	26.7
1989	227.4	140.1	85.9	75.7	68.4
1990	638.2	412.2	286.9	181.8	86.9
1991	308.9	292.0	138.6	129.1	108.6
1992	371.8	143.7	125.3	114.9	92.1
1993	216.2	90.6	80.6	78.6	77.1
1994	199.0	119.0	91.9	85.2	80.5
1995	173.6	117.4	98.8	85.5	75.5
1996	343.6	336.8	89.9	77.1	57.6
1997	169.1	116.2	86.5	74.1	66.4

Registro de crecientes en la hidrométrica Guamúchil

La estación de aforos Guamúchil en el río Mocorito de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, con clave 10031 y área de cuenca

de 1645 km², comenzó a operar en octubre de 1938 y concluyó en diciembre de 1971 ($n = 33$), cuando inició la construcción de la presa Eustaquio Buelna. Con el proceso descrito se integró su registro de cinco gastos máximos anuales independientes (Tabla 5).

Tabla 5. Cinco gastos máximos anuales independientes (m³/s) en la estación hidrométrica Guamúchil, de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México.

Año	<i>r</i> valores anuales				
	1	2	3	4	5
1939	299.0	299.0	164.4	78.0	12.2
1940	254.5	37.2	34.1	31.9	3.2
1941	65.3	36.1	13.5	3.0	2.1
1942	445.0	298.0	161.0	83.0	4.9
1943	1 550.0	1 236.4	298.0	92.3	71.5
1944	391.8	71.4	22.1	7.9	2.7
1945	916.0	336.0	276.0	228.7	1.7
1946	241.0	48.4	12.7	0.3	0.3
1947	530.0	133.0	26.0	15.5	0.9
1948	648.0	548.0	195.9	40.4	2.8
1949	375.0	145.4	89.2	72.8	34.0
1950	272.3	74.2	69.3	1.4	0.2
1951	422.3	409.7	82.8	13.8	2.3
1952	376.8	26.8	16.7	0.2	0.1

1953	1 173.0	261.3	213.0	3.0	1.1
1954	219.0	115.4	101.2	24.9	0.4
1955	3 507.0	189.0	11.4	2.3	1.1
1956	165.0	148.2	76.4	0.4	0.2
1957	526.0	342.0	57.4	8.2	0.4
1958	1 014.0	534.0	221.0	168.0	2.3
1959	1610.0	374.0	372.8	22.4	2.7
1960	137.0	130.0	94.5	69.3	49.4
1961	524.5	302.0	134.1	28.5	5.4
1962	985.0	524.0	168.0	112.5	4.9
1963	459.5	311.2	211.5	90.7	22.7
1964	390.0	202.1	123.2	4.4	1.1
1965	449.0	382.5	3.1	1.4	0.1
1966	793.9	687.8	3.4	3.2	0.6
1967	719.5	325.0	105.7	10.6	6.8
1968	200.0	146.2	132.5	24.8	9.3
1969	312.0	126.6	84.7	30.3	5.3
1970	520.0	295.0	256.0	2.7	0.3
1971	1 045.0	790.0	175.0	52.8	25.0

Registro de crecientes en la hidrométrica El Bledal

La estación de aforos El Bledal, en el arroyo del mismo nombre de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, con clave 10027 y área de cuenca de 371 km², comenzó a operar en septiembre de 1937 y concluyó en diciembre de 1994 ($n = 57$). Con el proceso descrito se integró su registro de cinco gastos máximos anuales independientes, como se expone en la Tabla 6.

Tabla 6. Cinco gastos máximos anuales independientes (m³/s) en la estación hidrométrica El Bledal, de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México.

Año	<i>r</i> valores anuales				
	1	2	3	4	5
1938	766.1	120.8	89.8	77.7	2.9
1939	597.3	204.0	16.5	13.0	11.9
1940	170.0	28.0	19.0	8.4	1.3
1941	118.6	17.1	10.1	4.8	3.6
1942	64.6	33.8	6.4	0.3	0.2
1943	157.2	150.5	40.9	32.3	12.3
1944	197.0	46.2	1.0	0.8	0.5
1945	414.0	253.2	144.0	21.4	0.9
1946	291.0	95.3	14.0	7.1	0.3
1947	174.0	8.4	0.9	0.5	0.5
1948	233.0	141.2	106.0	3.5	0.8

1949	155.2	25.1	15.8	1.4	1.0
1950	44.1	40.4	22.8	1.8	0.2
1951	227.4	68.0	29.6	26.7	2.5
1952	169.0	15.4	15.4	0.8	0.2
1953	668.9	334.0	155.0	12.5	0.5
1954	30.7	15.4	8.1	1.9	0.5
1955	152.0	79.8	3.9	3.7	0.3
1956	91.4	51.3	48.1	1.0	0.3
1957	283.0	30.5	28.3	0.3	0.2
1958	433.0	121.0	95.4	30.3	3.0
1959	132.4	59.3	2.4	1.1	0.3
1960	529.0	161.6	20.0	18.6	10.3
1961	122.0	92.3	3.8	1.3	0.5
1962	1 000.0	108.5	56.5	34.7	0.6
1963	335.0	123.0	61.3	0.4	0.2
1964	258.0	189.8	59.0	12.8	0.6
1965	91.5	56.8	52.2	1.3	0.4
1966	121.8	98.6	95.9	1.5	0.2
1967	325.6	115.4	92.7	46.5	8.6
1968	1 576.0	190.4	70.6	6.1	2.9
1969	228.0	42.0	24.4	0.7	0.3
1970	82.0	37.0	0.6	0.2	0.1
1971	276.0	260.0	191.0	4.3	3.1

1972	380.0	112.0	68.6	20.6	0.5
1973	296.0	2.2	0.6	0.4	0.2
1974	256.1	98.0	64.2	46.9	25.0
1975	490.0	73.4	30.6	1.1	0.4
1976	59.6	25.0	25.0	18.4	6.1
1977	123.0	61.3	4.0	0.2	0.1
1978	255.0	21.7	5.6	0.1	0.1
1979	283.0	52.3	10.8	0.2	0.1
1980	226.0	211.1	42.6	1.3	0.2
1981	210.0	118.0	79.8	1.4	0.3
1982	67.0	62.5	18.0	11.2	4.5
1983	50.7	47.6	32.5	13.4	10.8
1984	160.0	153.1	105.2	90.5	70.5
1985	278.0	240.0	95.5	86.5	3.2
1986	723.5	25.6	15.1	13.5	1.9
1987	107.2	92.4	11.2	2.4	0.3
1988	234.3	102.5	80.6	2.8	1.6
1989	424.9	197.0	36.0	31.7	1.1
1990	459.3	332.4	86.2	18.1	2.2
1991	73.8	58.2	35.2	10.3	4.6
1992	181.1	161.9	77.6	12.7	0.9
1993	334.0	127.9	70.4	10.2	0.2
1994	278.2	143.3	101.0	3.3	0.9

Registro de niveles con tendencia en Venecia

En la Tabla 7 y Figura 2 se tienen los primeros cinco niveles máximos anuales del mar de los 10 que expuso Smith (1986), para Venecia, Italia.

Tabla 7. Registro de cinco niveles máximos anuales (metros) durante 51 años en Venecia, Italia (Smith, 1986).

Año	<i>r</i> valores anuales					Año	<i>r</i> valores anuales				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
1931	103	99	98	96	94	1957	119	107	100	98	98
1932	78	78	74	73	73	1958	124	114	113	110	108
1933	121	113	106	105	102	1959	118	117	108	107	105
1934	116	113	91	91	91	1960	145	126	123	116	114
1935	115	107	105	101	93	1961	122	108	104	100	100
1936	147	106	93	90	87	1962	114	110	108	107	106
1937	119	107	107	106	105	1963	118	116	114	112	110
1938	114	97	85	83	82	1964	107	104	104	103	102
1939	89	86	82	81	80	1965	110	108	106	102	101
1940	102	101	98	97	96	1966	194	127	126	104	103
1941	99	98	96	95	94	1967	138	118	118	107	100

1942	91	91	87	83	83	1968	144	132	123	114	112
1943	97	88	82	79	78	1969	138	120	116	114	108
1944	106	96	94	90	89	1970	123	122	119	110	105
1945	105	102	98	88	86	1971	122	116	116	109	104
1946	136	104	103	101	100	1972	120	118	113	111	96
1947	126	108	101	99	98	1973	114	111	99	98	97
1948	132	126	119	107	101	1974	96	95	95	93	92
1949	104	102	102	101	93	1975	125	110	109	103	102
1950	117	96	91	89	88	1976	124	122	114	109	108
1951	151	117	114	109	106	1977	120	102	100	98	96
1952	116	104	103	98	91	1978	132	114	110	107	105
1953	107	102	98	98	92	1979	166	140	131	130	122
1954	112	100	95	94	94	1980	134	114	111	109	107
1955	97	96	96	95	94	1981	138	136	130	128	119
1956	95	91	90	85	85	-	-	-	-	-	-

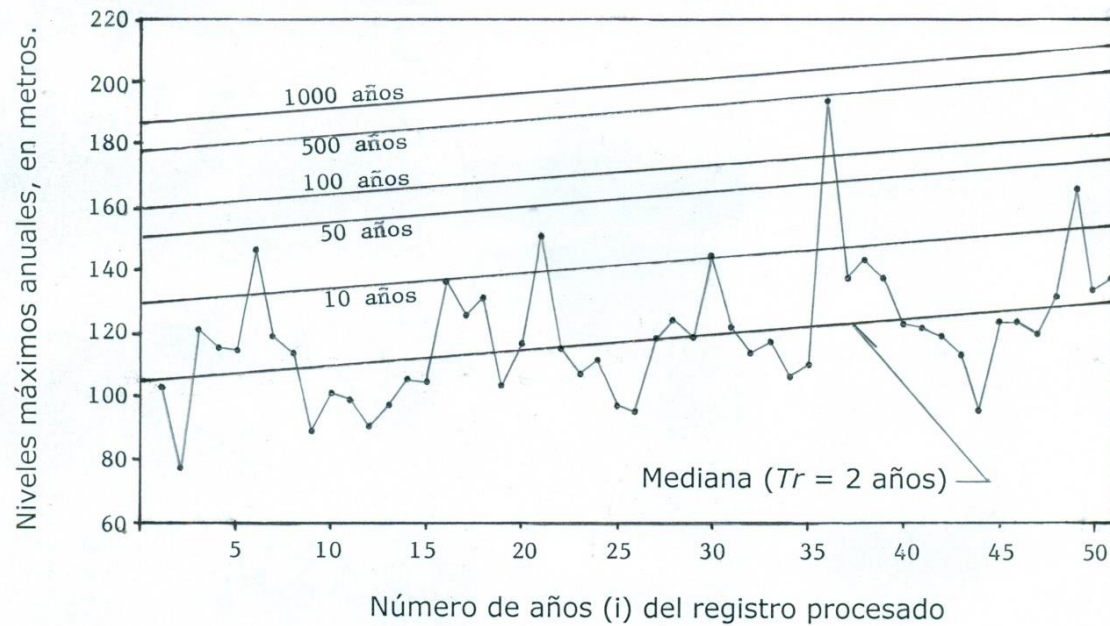


Figura 2. Serie de niveles máximos anuales ($r = 1$) y rectas de predicciones con tendencia lineal y covariable el tiempo (t), en Venecia, Italia.

Resultados

Prueba de aleatoriedad

Los resultados del test de Wald-Wolfowitz, definido en las ecuaciones (19) a (23), para cada uno de seis registros procesados (Tabla 1, Tabla

2, Tabla 3, Tabla 4, Tabla 5 y Tabla 6, columnas 2), son los siguientes: Mar del Norte $U = -0.518$; Huities $U = -0.113$; Santa Cruz $U = -0.827$; Jaina $U = 1.510$; Guamúchil $U = -1.414$; El Bledal $U = 0.224$, y Venecia $U = 2.641$. Por lo anterior, los primeros seis registros de valores máximos anuales ($r = 1$) son aleatorios y el de Venecia no lo es.

Ajustes a las series anuales ($r = 1$)

En la Tabla 8 se han concentrado los resultados de los ajustes de la distribución GVE a cada una de las series anuales de valores máximos ($r = 1$), por medio de los métodos de sextiles, momentos L y momentos LH. Tales resultados son los parámetros de ajuste (μ , σ , κ) y el error estándar de ajuste (EEA), cuyo valor mínimo alcanzado en cada serie se indica entre paréntesis.

Tabla 8. Error estándar de ajuste (EEA) y parámetros óptimos de las series anuales ($r = 1$), en los seis registros indicados con los tres métodos citados.

Registro	EEA	Sextiles		
		μ	σ	κ
Mar del Norte	0.189	10.048	1.139	-0.3075
Huities	991.2	1 724.345	1 099.256	0.4778
Santa Cruz	305.3	814.822	507.620	0.3495

Jaina	208.5	514.672	390.172	0.4192
Guamúchil	177.2	373.026	260.903	0.3363
El Bledal	36.3	169.232	118.795	0.3062
Venecia	3.984	111.438	16.966	-0.1102
Registro	EEA	Momentos L		
		μ	σ	κ
Mar del Norte	(0.184)	10.034	1.187	-0.3040
Huites	930.0	1 755.541	1 178.274	0.4459
Santa Cruz	282.2	826.631	402.385	0.4544
Jaina	(190.8)	516.752	381.623	0.4353
Guamúchil	153.4	362.642	250.526	0.3803
El Bledal	33.4	168.181	123.130	0.2982
Venecia	3.636	110.994	16.854	-0.0764
Registro	EEA	Momentos LH		
		μ	σ	κ
Mar del Norte (L1)	0.186	10.038	1.106	-0.2391
Huites (L2)	(830.3)	1 509.511	1 598.497	0.3264
Santa Cruz (L3)	(275.3)	743.090	473.732	0.4044
Jaina (L1)	191.6	514.368	387.161	0.4296
Guamúchil (L3)	(152.7)	361.325	249.637	0.3827
El Bledal (L4)	(32.0)	171.392	116.514	0.3222

Venecia (L1)	(3.587)	111.690	14.241	0.0405
--------------	---------	---------	--------	--------

Guías para la aplicación del algoritmo Complex

De inicio se buscó definir límites y valores iniciales de las variables de ajuste (μ , σ , κ), y de las dependientes o restricciones de positividad que funcionaran para las cinco series por procesar ($r = 1, \dots, 5$) de cada registro.

Durante las primeras aplicaciones del código OPTIM surgieron varias dificultades, una de ellas estuvo asociada con los límites de las variables, que son del tipo $\leq$. Entonces, para los límites inferiores no se debe poner cero sino 0.10 para los parámetros de ubicación (μ) y escala (σ), y 0.01 para las variables dependientes.

Respecto a los límites superiores, se encontró conveniente usar como mínimo el doble de los valores calculados para los parámetros μ y σ de la GVE de las series de gastos máximos anuales ($r = 1$) por medio del método que condujo al *EEA* mínimo (Tabla 8). Nunca fue necesario cambiar los límites superiores para que el código OPTIM funcionara. Para las variables dependientes se adoptó un valor superior de 100.

En relación con los límites del parámetro de forma (κ), por lo general se usaron como inferior -0.50 y como superior 0.50, o bien -1 y 1. En pocas ocasiones se tuvo que restringir su límite para obtener

resultados en el orden de magnitud del *EEA* del primer registro procesado ($r = 1$).

Finalmente, respecto a los valores iniciales de los parámetros de ajuste (μ , σ , κ), en general funcionaron bien los valores cercanos al mejor ajuste de la GVE (Tabla 8) entre sextiles, momentos L y momentos LH con la serie de gastos máximos anuales ($r = 1$). En la Tabla 9 se exponen los límites y valores iniciales utilizados para procesar las 30 series de valores máximos anuales.

Tabla 9. Límites y valores iniciales adoptados para los parámetros de ajuste (μ , σ , κ) en la aplicación del algoritmo Complex.

Registro	μ			σ			κ		
	inf	sup	inic	inf	sup	inic	inf	Sup	inic
Mar del Norte	0.10	100	15	0.10	100	5	-0.50	0.50	- 0.25
Huites	0.10	4 000	1 500	0.10	3 000	1 000	-1.00	1.00	0.45
Santa Cruz	0.10	2 000	900	0.10	1 000	500	-0.50	0.50	0.35
Jaina	0.10	1 000	500	0.10	800	400	-0.50	0.50	0.45
Guamúchil	0.10	800	300	0.10	500	200	-0.50	0.50	0.30
El Bledal	0.10	300	150	0.10	200	100	-0.40	0.40	0.35

El registro de Venecia se procesó sustituyendo a la Ecuación (16) en la Ecuación (15), ahora con cuatro parámetros de ajuste. Los límites inferior y superior, y el valor inicial fueron los siguientes: $\beta_0(0.10, 200, 100)$, $\beta_1(0.10, 2, 0.75)$, $\sigma(0.10, 30, 15)$ y $\kappa(-0.50, 0.50, -0.05)$.

Al procesar algunas series de ciertos registros se tuvo que cambiar un dato inicial para que el algoritmo Complex llegara a una solución cercana a la óptima y no a un mínimo local. Por ejemplo, en el registro de Mar del Norte, para la serie de $r = 3$ se usó -0.05 para el κ inicial. Para el registro de El Bledal se limitó a 0.40 el valor de parámetro de forma κ .

Resultados del algoritmo Complex

En la Tabla 10 se muestran los principales indicadores de la aplicación del algoritmo Complex (aC), como son: la función logarítmica de máxima verosimilitud (FLMV), calculada con la Ecuación (15); el error estándar de ajuste (EEA), evaluado con la Ecuación (23), y los valores óptimos de los parámetros de ajuste (μ , σ , κ).

Tabla 10. Resultados del algoritmo Complex con cada serie anual de r gastos máximos en los registros indicados.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Registro:	r	FLMV	FLMV	No. Eval.	EEA aC	Parámetros de ajuste		
		Inicial	final			μ	σ	κ
Mar del Norte $EEA_{\min} = 0.184$	1	79.2	36.9	307	0.184	10.037	1.124	-0.2712
	2	108.8	50.7	176	0.225	10.024	0.995	-0.2001
	3	123.4	60.5	154	0.211	10.007	1.029	-0.2164
	4	158.4	66.7	164	0.196	9.993	1.071	-0.2300

	5	181.3	75.2	198	0.190	10.000	1.118	-0.2753
Huities $EEA_{\min} = 830.3$	1	455.1	453.3	96	1363.0	1690.25	1081.08	0.5713
	2	829.5	825.9	96	1186.1	1666.73	1054.85	0.5490
	3	1185.8	1182.5	98	971.5	1759.61	1193.36	0.3971
	4	1515.7	1508.9	93	1040.4	1781.62	1196.44	0.3687
	5	1839.9	1825.6	94	900.3	1746.67	1267.03	0.4372
Santa Cruz $EEA_{\min} = 275.3$	1	300.9	300.6	111	349.5	856.806	457.724	0.3632
	2	552.8	552.1	132	267.3	819.749	463.835	0.4040
	3	793.5	787.3	122	408.0	830.896	496.459	0.3006
	4	1033.3	1009.9	116	364.9	815.842	518.103	0.3090
	5	1295.4	1226.4	128	470.6	860.041	539.006	0.2255
Jaina $EEA_{\min} = 190.8$	1	436.1	435.6	127	100.4	505.486	372.456	0.4894
	2	788.2	784.3	85	230.9	550.876	377.100	0.4194
	3	1106.2	1098.4	120	216.9	550.285	376.230	0.4266
	4	1403.2	1394.7	115	238.3	547.134	380.289	0.4131
	5	1676.0	1663.4	117	134.9	527.104	381.679	0.4593
Guamúchil $EEA_{\min} = 152.7$	1	243.6	241.9	118	153.7	370.294	254.203	0.3724
	2	448.2	444.9	145	138.0	375.509	281.706	0.3518
	3	630.5	625.2	103	152.6	338.938	267.647	0.3607
	4	802.1	787.2	213	119.3	292.374	259.547	0.4991
	5	935.1	917.7	158	181.7	240.682	211.943	0.4994
El Bledal $EEA_{\min} = 32.0$	1	374.3	373.5	99	16.6	163.134	118.291	0.3673
	2	684.1	676.5	110	33.8	144.617	116.827	0.3473
	3	951.4	931.5	167	42.0	131.231	108.428	0.3998
	4	1202.2	1159.1	167	71.2	115.991	99.014	0.4000
	5	1367.1	1326.9	144	140.1	93.270	76.361	0.3999

También se cita en la columna 1 de la Tabla 10 el *EEA* mínimo obtenido (Tabla 8) con la serie anual de máximos anuales ($r = 1$), con alguno de los tres métodos aplicados: sextiles, momentos L y momentos LH. Contra tal valor habrá que comparar los alcanzados por el algoritmo Complex, mostrados en la columna 6 (solución robusta). Los valores del *EEA* adoptados se muestran sombreados en la Tabla 10: son los mínimos alcanzados por el algoritmo Complex.

Los resultados relativos a las cinco series del registro de Venecia, Italia, se han concentrado en la Tabla 11, en la cual se observa que el mejor ajuste se logró con $r = 2$ y un valor de *EEA* cercano al mínimo del método de los momentos LH de 3.587 metros (Tabla 8).

Tabla 11. Resultados del algoritmo Complex con cada serie anual de r niveles máximos en el registro de Venecia, Italia, considerando tendencia lineal.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
r	FLMV inicial	FLMV final	No. eval.	<i>EEA</i> aC	Parámetros de ajuste			
					β_0	β_1	σ	κ
1	224.6	216.1	205	7.444	96.902	0.562	14.490	-0.0276
2	376.0	367.3	188	5.381	101.175	0.476	12.960	-0.0117
3	501.1	494.5	164	6.207	101.419	0.535	12.758	-0.0467
4	616.3	605.6	261	5.983	103.712	0.478	12.539	-0.0459
5	722.2	705.6	244	5.761	104.281	0.456	12.327	-0.0337

Discusión

Contrastes del *EEA*

Con base en los resultados de la Tabla 10 se deduce: (1) para el registro de Mar del Norte, que el método de máxima verosimilitud con $r = 1$ iguala al *EEA* mínimo, alcanzado con el método de momentos L; (2) en los registros de las estaciones Huites y Santa Cruz se obtiene la mejor opción con $r = 5$ en la primera y con $r = 2$ en la segunda; en Santa Cruz se obtiene un *EEA* menor que el mínimo (L3) del método de momentos LH; (3) en los registros de las estaciones Jaina, Guamúchil y El Bledal se definen como mejores opciones las siguientes: $r = 1$, $r = 4$ y $r = 1$, que conducen a un *EEA* menor que el mínimo obtenido con los métodos de momentos L en Jaina y de momentos LH en las otras dos estaciones.

Predicciones del algoritmo Complex

Seleccionadas, en cada uno de los seis registros procesados, las series de r que condujeron a los *EEA* menores, se contrastan las predicciones obtenidas y expuestas en la Tabla 12 contra las del método que condujo al menor *EEA* en la Tabla 8, para establecer las que serán

adoptadas, por ser más severas o críticas, las cuales se muestran sombreadas.

Tabla 12. Predicciones para los periodos de retorno indicados, con cada serie anual de r gastos máximos independientes en los registros indicados.

Registro	Met. R	Periodos de retorno (Tr) en años						
		5	10	25	50	100	500	1 000
Mar del Norte (metros)	ml	11.46	11.97	12.46	12.75	12.97	13.35	13.46
	1	11.42	11.93	12.44	12.74	12.99	13.41	13.54
	2	11.31	11.83	12.38	12.72	13.02	13.56	13.75
	3	11.33	11.84	12.38	12.72	13.01	13.52	13.70
	4	11.35	11.87	12.42	12.75	13.03	13.53	13.70
	5	11.37	11.88	12.35	12.67	12.92	13.33	13.46
Huities (m ³ /s)	L2	4 603	6 821	10 523	14 113	18 593	33 829	43 286
	1	4 256	6 642	11 562	17 380	25 997	65 651	97 674
	2	4 123	6 355	10 869	16 112	23 758	57 976	84 967
	3	4 206	6 099	9 457	12 906	17 428	34 194	45 434
	4	4 178	5 976	9 089	12 213	16 228	30 607	39 953
	5	4 432	6 600	10 581	14 805	20 501	42 685	58 214
Santa Cruz (m ³ /s)	L3	1 720	2 482	3 842	5 247	7 098	14 024	18 704
	1	1 770	2 450	3 624	4 796	6 297	11 637	15 087
	2	1 776	2 521	3 851	5 225	7 035	13 801	18 370
	3	1 772	2 428	3 499	4 516	5 762	9 870	12 349
	4	1 804	2 500	3 644	4 738	6 086	10 575	13 308

	5	1 822	2 440	3 387	4 232	5 214	8 174	9 817
Jaina (m ³ /s)	ml	1 324	1 975	3 168	4 431	6 133	12 745	17 364
	1	1 330	2 034	3 386	4 882	6 975	15 670	22 108
	2	1 338	1 962	3 091	4 271	5 843	11 832	15 945
	3	1 341	1 972	3 120	4 328	5 945	12 162	16 465
	4	1 337	1 959	3 077	4 240	5 783	11 615	15 593
	5	1 351	2 032	3 307	4 684	6 569	14 116	19 526
Guamúchil (m ³ /s)	L3	867	1 252	1 928	2 613	3 503	6 744	8 883
	1	881	1 266	1 934	2 607	3 474	6 592	8 628
	2	932	1 342	2 042	2 735	3 615	6 702	8 672
	3	872	1 268	1 949	2 628	3 497	6 576	8560
	4	872	1 371	2 339	3 418	4 938	11 329	16 109
	5	714	1 122	1 913	2 795	4 037	9 264	13 175
El Bledal (m ³ /s)	L4	396	557	823	1 081	1 402	2 487	3 158
	1	400	577	884	1 191	1 586	2 997	3 912
	2	375	543	830	1 112	1 470	2 719	3 512
	3	354	527	834	1 151	1 566	3 112	4 151
	4	320	477	758	1 047	1 427	2 840	3 790
	5	250	372	589	811	1 104	2 194	2 927
Venecia (metros)	L1	133.7	145.2	160.3	171.9	183.7	212.3	225.2
	1	146.9	157.2	169.9	179.2	188.2	208.3	216.7
	2	144.7	154.2	166.1	174.9	183.5	203.1	211.5
	3	147.2	156.0	166.6	174.2	181.5	197.5	204.0
	4	146.2	154.9	165.4	172.9	180.1	195.9	202.3
	5	145.5	154.2	164.9	172.6	180.0	196.6	203.5

Se aclara que las predicciones mostradas para las cinco series de Venecia, Italia, corresponden al final del periodo histórico, es decir, utilizando la covariable t con un valor de 51, en la Ecuación (16), al aplicarla en la Ecuación (7).

Asimismo, debido a la amplitud que muestran ($33 \leq n \leq 57$) los cinco registros de crecientes procesados de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México, sus predicciones confiables pueden abarcar hasta el periodo de retorno (Tr) de 100 años; sin embargo, se presentan las de $Tr = 500$ y 1 000 años para observar el grado de dispersión que tales predicciones robustas muestran en ambos intervalos de recurrencia extremos.

Para el registro de Santa Cruz, en los periodos de retorno (Tr) mayores de 50 años se observan en la Tabla 12 predicciones ligeramente más grandes con el método de los momentos LH, que con las soluciones robustas del método de los r eventos máximos anuales. Lo mismo ocurre en el registro de Venecia, pero exclusivamente en los periodos de retorno (Tr) de 500 y 1 000 años.

Por otra parte, para los registros de Huites ($r = 5$), Santa Cruz ($r=2$) y Guamúchil ($r = 4$) se obtuvieron predicciones más severas o críticas con el ajuste de la GVE y el método de r eventos anuales, que las alcanzadas con los métodos clásicos, que utilizan un valor máximo anual. Lo anterior es notable en el registro de Guamúchil.

Finalmente, en los registros restantes (Mar del Norte, Jaina y El Bledal) con $r = 1$, el método de máxima verosimilitud iguala o reduce el *EEA* alcanzado por los métodos clásicos de momentos L y LH. En la estación Jaina es factible adoptar los resultados de la serie con $r = 5$ si se desea una solución robusta con un *EEA* ligeramente mayor.

Conclusiones

El ajuste de la distribución GVE, con el método de máxima verosimilitud y utilizando r eventos máximos anuales, es un procedimiento que permite utilizar más información de los valores extremos observados y, por lo tanto, realiza *predicciones* más confiables, ya que se están estimando sus parámetros de ajuste con más precisión. En resumen, conduce a una solución robusta desde un punto de vista estadístico.

Las siete aplicaciones numéricas descritas mostraron que la maximización de la función logarítmica de verosimilitud mediante el algoritmo Complex no presentó dificultades computacionales. Además, encuentra soluciones óptimas que mejoran el ajuste logrado con los métodos clásicos de momentos L y LH, que utilizan únicamente el valor máximo anual. Este fue el caso en cuatro de los cinco registros de crecientes procesados (Tabla 10).

Con base en la última aplicación numérica, relativa a los cinco niveles máximos del mar en Venecia, Italia, se observa la simplicidad para procesar registros no estacionarios que presentan tendencia lineal. Lo anterior, debido a la facilidad para incrementar variables de decisión, cambiar sus límites y/o valores iniciales, y modificar la función objetivo en el algoritmo Complex.

Con respecto a las predicciones, las cuales variaron de un periodo de retorno de 5 a 1 000 años, las soluciones alcanzadas con el

algoritmo Complex reportaron en general valores más grandes o críticos. Lo anterior fue notable en los registros de Guamúchil, Jaina y El Bledal. La excepción fue el registro de la estación Santa Cruz en los altos periodos de retorno, donde se obtuvieron predicciones ligeramente menores (Tabla 12).

Tomando en cuenta que no implica gran dificultad integrar registros de crecientes independientes con cinco valores máximos por año y que la implementación del algoritmo Complex es simple, se recomienda aplicar sistemáticamente el ajuste de la distribución GVE con r eventos anuales en el análisis de frecuencias de crecientes.

Agradecimientos

Se agradecen los comentarios constructivos de los árbitros anónimos A y B, los cuales permitieron corregir varios errores ortográficos e incluir dos explicaciones relativas a los datos procesados y predicciones realizadas.

Referencias

- An, Y., & Pandey, M. D. (2007). The r largest order statistics model for extreme wind speed estimation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 95(3), 165-182.
- Benson, M. A. (1962). Plotting positions and economics of engineering planning. *Journal of Hydraulics Division*, 88(6), 57-71.
- Bobée, B., & Ashkar, F. (1991). Chapter 1: Data requirements for hydrologic frequency analysis. In: *The Gamma Family and derived distributions applied in Hydrology* (pp. 1-12). Littleton, USA: Water Resources Publications.

- Box, M. J. (1965). A new method of constrained optimization and a comparison with other methods. *Computer Journal*, 8(1), 42-52.
- Bunday, B. D. (1985). Theme 6.2: The Complex method. In: *Basic Optimisation Methods* (pp. 98-106). London, UK: Edward Arnold publishers, Ltd.
- Campos-Aranda, D. F. (2000). Descripción y aplicación del modelo Poisson-Pareto para el análisis de frecuencia de crecientes con series de duración parcial. *Ingeniería. Investigación y Tecnología*, 1(5), 199-207.
- Campos-Aranda, D. F. (2001). Contraste de cinco métodos de ajuste de la distribución GVE en 31 registros históricos de eventos máximos anuales. *Ingeniería Hidráulica en México*, 16(2), 77-92.
- Campos-Aranda, D. F. (2003). Capítulo 9: Optimización Numérica. En: *Introducción a los métodos numéricos: software en Basic y aplicaciones en hidrología superficial* (pp. 172-211). San Luis Potosí, México: Editorial Universitaria Potosina.
- Campos-Aranda (2014). Análisis regional de frecuencia de crecientes en la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México. 1: índices de estacionalidad y regiones de influencia. *Agrociencia*, 48(2), 147-158.
- Campos-Aranda, D. F. (2016). Ajuste de las distribuciones GVE, LOG y PAG con momentos L de orden mayor. *Ingeniería. Investigación y Tecnología*, 17(1), 131-142.
- Chai, T., & Draxler, R. R. (2014). Root mean square error (RMSE) or mean absolute error (MAE)? - Arguments against avoiding RMSE in the literature. *Geoscientific Model Development*, 7, 1247-1250.

- Clarke, R. T. (1973). Chapter 5: The estimation of floods with given return period. In: *Mathematical Models in Hydrology* (pp. 130-146) (Irrigation and Drainage Paper 19). Rome, Italy: Food and Agriculture Organization.
- Coles, S. (2001). Chapter 2: Basics of Statistical Modeling, chapter 3: Classical Extreme Value Theory and Models, and chapter 6: Extremes of Non-stationary Sequences In: *An introduction to Statistical Modeling of Extreme Values* (pp. 18-44, 45-73, 105-123). London, UK: Springer-Verlag.
- Dupuis, D. J. (1997). Extreme value theory based on the r largest annual events: a robust approach. *Journal of Hydrology*, 200(1-4), 295-306.
- Guedes-Soares, C., & Scotto, M. G. (2004). Application of the r largest-order statistics for long-term predictions of significant wave height. *Coastal Engineering*, 51(5-6), 387-394.
- Hosking, J. R., & Wallis, J. R. (1997). Appendix: L -moments for some specific distributions. In: *Regional Frequency Analysis. An approach based on L-moments* (pp. 191-209). Cambridge, UK: Cambridge University Press.
- IMTA, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (2002). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)*. 8 CD's. Jiutepec, México: Comisión Nacional del Agua-Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales-Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Katz, R. W., Parlange, M. B., & Naveau, P. (2002). Statistics of extremes in hydrology. *Advances in Water Resources*, 25(8-12), 1287-1304.

- Khaliq, M. N., Ouarda, T. B. M. J., Ondo, J. C., Gachon, P., & Bobée, B. (2006). Frequency analysis of a sequence of dependent and/or non-stationary hydro-meteorological observations: A review. *Journal of Hydrology*, 329(3-4), 534-552.
- Kite, G. W. (1977). Chapter 3: Frequency distributions and chapter 12: Comparison of frequency distributions. In: *Frequency and Risk Analyses in Hydrology* (pp. 27-39, 156-168). Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- Kottegoda, N. T., & Rosso, R. (2008). Chapter 3: Random variables and their properties. In: *Applied Statistics for Civil and Environmental Engineers* (pp. 83-164). Oxford, UK: Blackwell Publishing Ltd.
- Meylan, P., Favre, A. C., & Musy, A. (2012). Chapter 3: Selecting and checking data series and chapter 5: Estimation of model parameters. In: *Predictive Hydrology. A Frequency Analysis Approach* (pp. 29-70, 91-102). Boca Raton, USA: CRC Press.
- Ramesh, N. I., & Davison, A. C. (2002). Local models for exploratory analysis of hydrological extremes. *Journal of Hydrology*, 256(1-2), 106-119.
- Rao, A. R., & Hamed, K. H. (2000). Theme 1.8: Tests on hydrologic data and chapter 4: Parameter and quantile estimation. In: *Flood Frequency Analysis*. (pp. 12-21, 73-82). Boca Raton, USA: CRC Press.
- Schulz, E. F. (1976). Section 9: Probability Analysis. In: *Problems in Applied Hydrology* (pp. 411-457). Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- Smith, R. L. (1986). Extreme value theory based on the r largest annual events. *Journal of Hydrology*, 86(1-2), 27-43.

- Stedinger, J. R. (2017). Flood frequency analysis. In: Singh, V. P. (ed.). *Handbook of Applied Hydrology*, 2nd ed. (pp. 76.1-76.8). New York, USA: McGraw-Hill Education.
- Tawn, J. A. (1988). An extreme-value theory model for dependent observations. *Journal of Hydrology*, 101(1-4), 227-250.
- Wang, Q. J. (1997a). Using higher probability weighted moments for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 194(1-4), 95-106.
- Wang, Q. J. (1997b). LH moments for statistical analysis of extreme events. *Water Resources Research*, 33(12), 2841-2848.

DOI: 10.24850/j-tyca-2021-04-05

Articles

The global climate change footprint in a Mexican desert ecosystem: The increasing frequency of extreme climatic events

Huella de cambio climático global en un ecosistema desértico de México: aumento de frecuencia de eventos climáticos extremos

Cristina Montiel-González¹, ORCID: 0000-0002-5832-8215

Felipe García-Oliva², ORCID: 0000-0003-4138-1850

Francisco Bautista³, ORCID: 0000-0001-9128-5803

Oscar Sánchez-Meneses⁴

¹Posgrado en Ciencias Biológicas, Universidad Nacional Autónoma de México, Unidad de Posgrado, Ciudad de México, México, cmontiel@cieco.unam.mx

²Instituto de Investigaciones en Ecosistemas y Sustentabilidad, Universidad Nacional Autónoma de México, Morelia, Michoacán, México, fgarcia@cieco.unam.mx

³Centro de Investigaciones en Geografía Ambiental, Universidad Nacional Autónoma de México, Morelia, México, leptosol@ciga.unam.mx

⁴Centro de Ciencias de la Atmósfera, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México, oscmir_sm@hotmail.com

Corresponding author: Felipe García-Oliva, fgarcia@cieco.unam.mx

Abstract

While the accuracy of scenarios of Global Climate Change has been improved, the lack of climatic data from several regions of the world means that some predictions remain misleading. The local climate studies are critical for the calibration of global climate scenarios. Our objective was to evaluate the climate trends within the Cuatro Ciénegas Basin (CCB). Specifically, we aimed to: 1) identify potential trends in the behavior of temperature and precipitation; 2) assess the nature and direction of changes in the frequency of extreme climate events (ECE); and 3) detect changes in inter-annual precipitation variability. To achieve these aims, we analyzed a 70-year database of climatic variables from the CCB weather station. Data were subjected to trend analyses using two different software packages; ECE frequency was evaluated by Chi-square analysis and precipitation data was analyzed by the standardized pluviometric drought index. Minimum temperature ($T_{\min}$) increased in almost 2 °C every month, while mean temperature (T_{mean}) increased 2 °C but only in the summer months. Lower $T_{\min}$ frequency increased two times or higher in the winter months, while the frequency of upper event extremes increased at least three times during the summer months, as did the extreme events of maximum temperature ($T_{\max}$). Winters have

therefore become colder while summers have become warmer, increasing the frequency of heat waves over the last 36 years. However, monthly precipitation patterns presented high variability that obscured any trend in the ECE of precipitation events. Over the last 36 years, frequencies of events of both intense precipitations associated with tropical cyclones and intense drought associated with the ENSO were higher than before.

Keywords: Climate trends, Chihuahuan desert, extreme climate events, precipitation, temperature.

Resumen

Si bien se ha mejorado la precisión de los escenarios del cambio climático global, la falta de datos climáticos de varias regiones del mundo significa que algunas predicciones presentan gran incertidumbre. Los estudios climáticos locales son críticos para la calibración de escenarios climáticos globales. El objetivo fue evaluar tendencias climáticas dentro de la cuenca de Cuatro Ciénegas (CCB). Específicamente: 1) identificar tendencias potenciales en el comportamiento de la temperatura y la precipitación; 2) evaluar la naturaleza y dirección de los cambios en la frecuencia de eventos climáticos extremos (ECE), y 3) detectar cambios en la variabilidad interanual de la lluvia. Para lograr estos objetivos se analizó una base de datos de 70 años de variables climáticas de la estación meteorológica CCB. Los datos se sometieron a análisis de tendencias utilizando dos paquetes de *software* diferentes; la frecuencia ECE se evaluó mediante análisis de Chi-cuadrado y los datos de lluvia se analizaron usando el índice pluviométrico estandarizado de sequía. La

temperatura mínima ($T_{\min}$) aumentó al menos 2 °C en casi todos los meses y la temperatura media (T_{mean}) subió 2 °C, pero sólo en meses de verano. En los ECE los inviernos se han vuelto más fríos, mientras que los veranos se han vuelto más cálidos; se incrementó la frecuencia de las olas de calor en los últimos 36 años. Sin embargo, los patrones mensuales de lluvia presentaron una gran variabilidad que oscureció cualquier tendencia en la frecuencia de ECE de lluvia. En los últimos 36 años, las frecuencias de eventos de lluvias intensas asociadas con ciclones tropicales y sequías intensas han aumentado.

Palabras clave: tendencias climáticas, desierto chihuahuense, eventos climáticos extremos, precipitación, temperatura.

Accepted: 18/03/2020

Received: 03/09/2020

Introduction

Global Climate Change (GCC) affects both the components and functioning of ecosystems (IPCC, 2013; Rustad, 2008). According to the IPCC, the globally averaged combined land and ocean surface

temperature data as calculated by a linear trend, shows a warming of 0.85 °C, over the period from 1880 to 2012, but global changes in precipitation show no clear trend (IPCC, 2013). Similarly, heat waves have increased in intensity since the mid-20th century in the majority of world regions, but the temporal pattern of torrential rains and drought remains unclear at global level (IPCC, 2013). This lack of a clear pattern in the trends of precipitation events is explained by the absence of long-term precipitation data for several regions of the planet and also because precipitation patterns depend mainly on regional phenomena, which are not reflected in global models (Archer & Predick, 2008; Easterling *et al.*, 2000; Grimes & Pardo-Igúzquiza, 2010). Precipitation variability complicates the accurate assessment of contemporary precipitation distribution trends and the potential impacts of GCC (Batisani & Yarnal, 2010). This lack of data is particularly critical in arid and semiarid regions, especially in Latin American desert ecosystems (IPCC, 2013).

According to the World Atlas of Desertification (UNEP, 1992), drylands have a ratio of average annual precipitation (P) to potential evapotranspiration (PET) of less than 0.65, which produces a water deficit stress for plants and animals. The quantity of precipitation and ambient temperature are both important factors in determining the amount of water available for primary productivity and for the biological activity of organisms (Holmgren *et al.*, 2006; Williams, 2014). Inter-annual climatic variability in these ecosystems determines the occurrence, duration and intensity of flood and drought conditions (D'Odorico, Bhattachan, Davis, Ravi, & Runyan, 2013; Jun, Dunxian, Yongyong, & Hong, 2012). However, variability in annual levels of precipitation could be increased by GCC over

the 21st century (Jain & Kumar, 2012). This variability is a consequence the increasing frequency and intensity of extreme climate events (ECE) (D'Odorico & Bhattachan, 2012; IPCC, 2012). An ECE is defined as the occurrence of a value of climate variable with very low probability of occurrence (IPCC, 2012). These events are completely stochastic and can alter, sometimes irreversibly, the structure and functioning of ecosystems (Jentsch & Beierkuhnlein, 2008). Some predicted scenarios for the inter-annual variability in desert precipitation include: decreased variability in Africa (Namib desert) and Australia (Tanami, Simpson and Stzelecki deserts), and increased variability in India (Thar desert), as well as an increase then decrease in the USA (Mojave desert) and Botswana (Kalahari desert) (Archer & Predick, 2008; D'Odorico & Bhattachan, 2012).

Desert ecosystem vulnerability is defined as its susceptibility to disturbances such as those produced by GCC or ECE (D'Odorico *et al.*, 2013; IPCC, 2013). In this ecosystem, vulnerability is governed by: 1) the character, magnitude and rate of a disturbance to which an ecosystem is exposed, and 2) the sensitivity and adaptability of the ecosystem to that disturbance (IPCC, 2012). Desert ecosystems are considered extremely vulnerable to GCC, particularly ECE, because the plants and animals in these systems live near to their physiological limits in terms of water and temperature requirements, and can therefore be very sensitive to even moderate changes in climate (Archer & Predick, 2008; Lioubimtseva & Henebry, 2009). For this reason, it has been proposed that failure to mitigate the GCC will lead to an increased frequency and severity of ECE in the future, which could have negative and irreversible

impacts on the functioning of desert ecosystems (Jentsch & Beierkuhnlein, 2008; Reichstein *et al.*, 2013).

The scenarios for the Sonoran and the Chihuahuan deserts in Mexico include decreased annual precipitation and, an increased number and intensity of individual precipitation events, accompanied by rising mean annual temperatures (Archer & Predick, 2008; Bell *et al.*, 2014; Loarie *et al.*, 2009). In addition, the ECE projections imply lower frost frequencies and higher frequencies of heat waves, droughts, storms and floods (IPCC, 2013). The Chihuahuan desert has been classified as one of Earth's most biologically outstanding habitats by the World Wildlife Fund (Archer & Predick, 2008). The Cuatro Ciénegas Basin (CCB), which is the study site of the present paper, is located in the Chihuahuan desert and is considered the most important wetland of Mexico because of its high levels of endemism and biodiversity (Souza, Siefert, Escalante, Elser, & Eguiarte, 2011). However, the alfalfa fields that represent the main agricultural crop within the CCB demand great quantities of water and the practice of irrigation is mainly done by flood irrigation, which promotes soil degradation and biodiversity loss (Hernández-Becerra *et al.*, 2016).

Climate change scenarios are commonly constructed based on Atmosphere Ocean Global Climate Models (AOGCMs) (IPCC, 2013); however, these models do not take local climate dynamics into account, and their use therefore increases the uncertainty of projected scenarios at this scale. The integration of other analytical tools is therefore required for climatic trends at regional and local scales (Jun *et al.*, 2012; Tabari & Hosseinzadeh-Talaei, 2011). Among these tools, trend analyses of time series (Bautista, Bautista-Hernández, Álvarez, Anaya-Romero, & De-la-

Rosa, 2013; Jain & Kumar, 2012) and analyses of ECE frequency can be of particular value (Easterling *et al.*, 2000).

The objective of the present study was therefore to evaluate the effect of GCC in the CCB over the last 70 years (1941 to 2013). Specifically, we aimed to: 1) identify trends in the behavior of climatic variables (temperature and precipitation); 2) assess the nature and direction of changes in the frequency of ECE; and 3) detect changes in inter-annual variability of precipitation throughout the year over the last 70 years. We hypothesize increases in atmospheric temperature, frequency of ECE and precipitation variability. To test these hypotheses, we analyzed a 70-year database of climate variables from the CCB weather station.

Materials and methods

Study site

The study was carried out in the Cuatro Ciénegas Basin (CCB; 26° 45'- 27° 00' N and 101° 48'- 102° 17' W) in central-northern Mexico, which is

part of the Chihuahuan Desert (Figure 1). The CCB has an area of 150,000 km², the study area had an elevation of 740 masl and it is completely surrounded by mountains. These geographical barriers are favored that the climate dynamic differentiated from the rest of the Chihuahuan Desert (Archer & Predick, 2008). The climate is seasonally arid with two contrasting seasons and an average annual temperature of 21.2 °C with 252.5 mm of annual precipitation (SMN-Conagua, 2018). The first season, from November to April, is cold and dry with minimum and maximum temperatures of 4.8 and 29.8 °C, respectively, and 65.9 mm of precipitation. The second season, from May to October, is hot (with minimum and maximum temperatures of 15.7 and 33.4 °C, respectively) and around 60 % (186.6 mm) of the total annual precipitation is concentrated within this season (SMN-Conagua, 2018). Jurassic-era gypsum is the dominant parent material at the western side of the basin, while Jurassic-era limestones dominate the eastern side (McKee, Jones, & Long, 1990). According to the World Reference Base for soil resources (WRB, 2015) the predominant soils are *Gypsisol* and *Calcisol* at the western and eastern sides of the basin, respectively. The main vegetation types are: 1) grassland (G), dominated by *Sporobolus airoides* (Torr.) Torr., and *Allenrolfea occidentalis* (S. Watson) Kuntze; 2) microphyll scrub, dominated by *Jatropha dioica* Cerv., *Larrea tridentata* (DC) Cov., and *Fouqueria sp* Kunth (Perroni, García-Oliva, & Souza, 2014); and 3) rosetophyllous scrub (RS) dominated by *Dhacylirium cedrosanum* Trel., and *Yucca treculeana* Carrière (González, 2012).

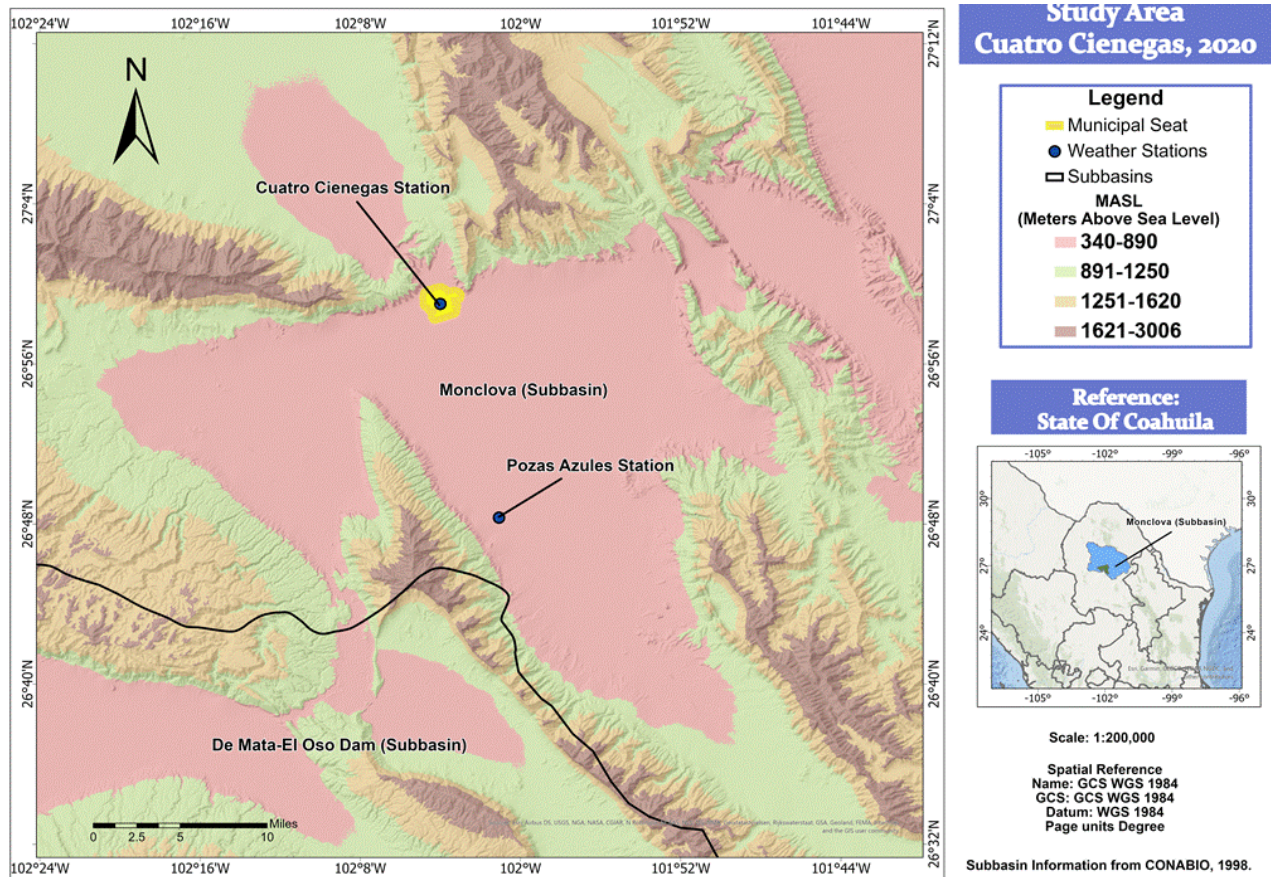


Figure 1. Location of the Cuatro Ciénegas Basin (CCB) in Coahuila, Mexico.

Climate data set

For the present study, a data set covering a 70-year period (1941 to 2013) was analyzed. The data came from two weather stations within CCB (Cuatro Ciénegas station of the Mexican National Water Commission (<http://smn.cna.gob.mx/>, data from 1941 to 2013) and the “Rancho Pozas Azules” station of INIFAP (<http://clima.inifap.gob.mx/redinifap/>, data from 2005 to 2013; Figure 1). Daily and monthly data were used to evaluate the following parameters: precipitation (pp), mean temperature (T_{mean}), maximum temperature (T_{max}) and minimum temperature (T_{min}). The pp, T_{max} and T_{min} databases were subjected to quality control in order to identify possible errors (i.e., $pp > 0$ or $T_{\text{min}} > T_{\text{max}}$; (Moberg & Jones, 2005). The monthly thermal oscillation was calculated from the difference between T_{max} and T_{min} (Tabari & Hosseinzadeh-Talaei, 2011).

Trend analysis: temperature and precipitation

EViews version 7.0 (Quantitative Micro Software) for parametric statistics (López-Díaz, Conde, & Sánchez, 2013) and Clic-MD version 2 for nonparametric statistics (Bautista *et al.*, 2013) were used for analyzing temporal trends in temperature and precipitation. For the EViews model, the following assumptions were tested before performing the trend analysis: normality, functional form, no autocorrelation, correct specification, structural permanence, multicollinearity and no

homoscedasticity. To test if the slope of the relationship between the climate variable and time differed from zero, EViews adjusted this relationship to a least squares linear regression model (López-Díaz *et al.*, 2013):

$$y = C a_j x_j + e \quad \text{for } j = 1 \dots n \quad (1)$$

Where “y” is the climate variable (temperature or precipitation), x_j the time, C a constant coefficient, a_j the regression parameter (slope), and e the residual error. An increase or decrease of the trend for the climate variable under analysis was indicated by a positive or negative “a” value, respectively. Slope intensity was analyzed by Pearson correlation analysis (López-Díaz *et al.*, 2013).

The Clic-MD software (Bautista, Pacheco, & Bautista-Hernández, 2014) included two statistical analyses: 1) a Spearman simple linear correlation was used to evaluate changes in climate variable intensities, and 2) a non-parametric Mann-Kendall test (MK-T) was used for analysis of the temporal trends of climatic variables (Jain & Kumar, 2012). The MK-T tests the null hypothesis of no temporal trend (where the slope is equal to zero; (Tabari & Hosseinzadeh-Talaei, 2011). The null hypothesis is rejected when $Z > 1.96$. Positive or negative values of Z indicate increments or decrements of the climate variable in the time series, respectively (Bautista *et al.*, 2013; Jun *et al.*, 2012). The autocorrelation of the residuals was analyzed by the Breusch-Godfrey test (Breusch,

1979). Additionally, the homoscedasticity was analyzed by the White test (Bautista *et al.*, 2014).

Analyses of Extreme Climate Events (ECE)

The ECEs were identified as those values below the 10th (lower extremes) or above the 90th (upper extremes) percentile distribution values in any climate parameter (Ben-Gai, Bitan, Manes, Alpert, & Rubin, 1999; Easterling *et al.*, 2000; IPCC, 2012). For this analysis, we used daily temperature data and monthly precipitation data. In order to analyze whether the frequency of temperature ($T_{\max}$ and $T_{\min}$) and precipitation ECEs had changed over the last 36 years, the 70-year CCB dataset was divided into two time periods: a) from 1941 to 1976 and b) from 1977 to 2013. The series of 70 years was split in two to ensure that each period had at least 30 years of data according to the number of years needed to define a climate (WMO, 2018). A chi-square test was used to identify changes in the frequency of lower and upper extreme events of $T_{\max}$, $T_{\min}$ and for upper extreme events of precipitation between the two time periods. To identify monthly changes between the two time periods, we applied a residual analysis to the lower and upper extreme events of $T_{\max}$, $T_{\min}$ and precipitation. Where the residual value was > 1.96 or < -1.96 ,

the change in frequency was considered to be significant (Ben-Gai *et al.*, 1999; Everitt, 1992).

Precipitation analyses

We used a data set of 70 years (1941 to 2013) for calculated an index based on rainfall data: the standardized pluviometric drought index or SPDI (Pita, 2001; Thielen *et al.*, 2020). The SPDI is an index based on cumulative monthly precipitation anomalies and is used to identify the duration and the severity of both, drought (Alexander *et al.*, 2006; Thielen *et al.*, 2020) and humidity (Thielen *et al.*, 2020). For the SPDI calculation, the equation used was:

$$SPDI = (APA_i - \overline{APA}) / \sigma APA \quad (2)$$

Where the APA_i is the accumulated rainfall anomaly for month i . The $\overline{APA}$ is the average value of the accumulated precipitation anomalies of all the months in the data series. The σAPA is the standard deviation of the accumulated precipitation anomalies of all the months in the series (Thielen *et al.*, 2020).

The indexes for the 70 years were calculated and graphed with the software CLIC-MD version 2 (Bautista *et al.*, 2013). The indexes values obtained from each month were classified into a category according to proposed by Thielen *et al.* (2020) for the SPDI. The index is bounded by $SPDI \leq -2.0$ and $SPDI \geq 2.0$. The positive values indicate humid conditions and the negative values indicates dry conditions (Table 1).

Table 1. Categories to qualify a month according to the values obtained of standardized pluviometric drought index (SPDI) (Thielen *et al.*, 2020).

SPDI values	Category of the month
≥ 2	Extremely humid
1.5 to 1.99	Very humid
1.0 to 1.49	Moderately humid
-0.99 to 0.99	Near normal
-1.0 to -1.49	Moderate drought
-1.5 to -1.99	Severe drought
≤ -2	Extreme drought

We also calculated the following parameters: the amount of rain in a typical rainy month (r), the rainfall concentration or the number of rainy months (P) and the equitability, which is a relative measurement of rainfall concentration (E). We calculated these parameters using the

equations proposed by Ezcurra and Rodrigues (1986) for the total period (1941 to 2013) and the two defined periods, where “x” is the amount of precipitation in one month per year and “n” is the number of months (12):

$$P = \frac{(\sum x)^2}{\sum x^2} \quad (3)$$

$$r = \frac{\sum x^2}{\sum x} \quad (4)$$

$$E = \frac{P}{n} \quad (5)$$

Climate type classification

For classification of climate type, analysis of data records for a period of at least 30 years is required (WMO, 2018). To detect changes in the climate type within the last 36 years, the 70-year CCB database was divided into two periods: a) from 1941 to 1976 and b) from 1977 to 2013. For each period, climate type was characterized using the Köppen classification method modified for Mexico by García (1981).

Results

Trends analysis: Temperature, thermal oscillation and precipitation

$T_{\min}$ (Table 2 and Figure 2) and T_{mean} (Table 3 and Figure 3) presented a significant increase of approximately 2 °C from 1941 to 2013 in January to March, and in May. $T_{\min}$ also increased 2 °C in the summer months (from June to August) and approximately 1 °C in winter months (November to December; Table 2). Additionally, the T_{mean} increased of approximately 1 °C in June and 2 °C in November. We found no significant trend in the $T_{\max}$ from 1941 to 2013 with either of the software packages used (Figure 4). For thermal oscillation, we observed a negative trend by a decrease of *ca.* 2 °C in March, July, August and September (Table 4).

Table 2. Trend analysis of monthly minimum temperatures from 1941 to 2013 in the CCB. The correlation coefficient is shown. Asterisk denotes statistical significance ($P < 0.05$ and $Z < 1.96$).

Month	Linear Regression		Mann-Kendall		Trend
	<i>R</i>	<i>P</i>	<i>R</i>	<i>Z</i>	
January	0.03	0.0001*	0.43	3.83*	↑ 2 °C
February	0.02	0.0089*	0.3	3.04*	↑ 2 °C
March	0.03	0.0005*	0.4	3.43*	↑ 2 °C
April	0.01	0.09	0.24	1.79	
May	0.03	0.0001*	0.46	4.00*	↑ 2 °C
June	0.02	0.0000*	0.46	3.86*	↑ 2 °C
July	0.02	0.0046*	0.32	2.59*	↑ 2 °C
August	0.02	0.0002*	0.48	4.09*	↑ 2 °C
September	0.02	0.0303*	0.3	2.00*	↑ 2 °C
October	0.02	0.0949	0.23	1.9	
November	0.03	0.0029*	0.38	3.06*	↑ 1 °C
December	0.02	0.0558	0.22	1.96*	↑ 1 °C

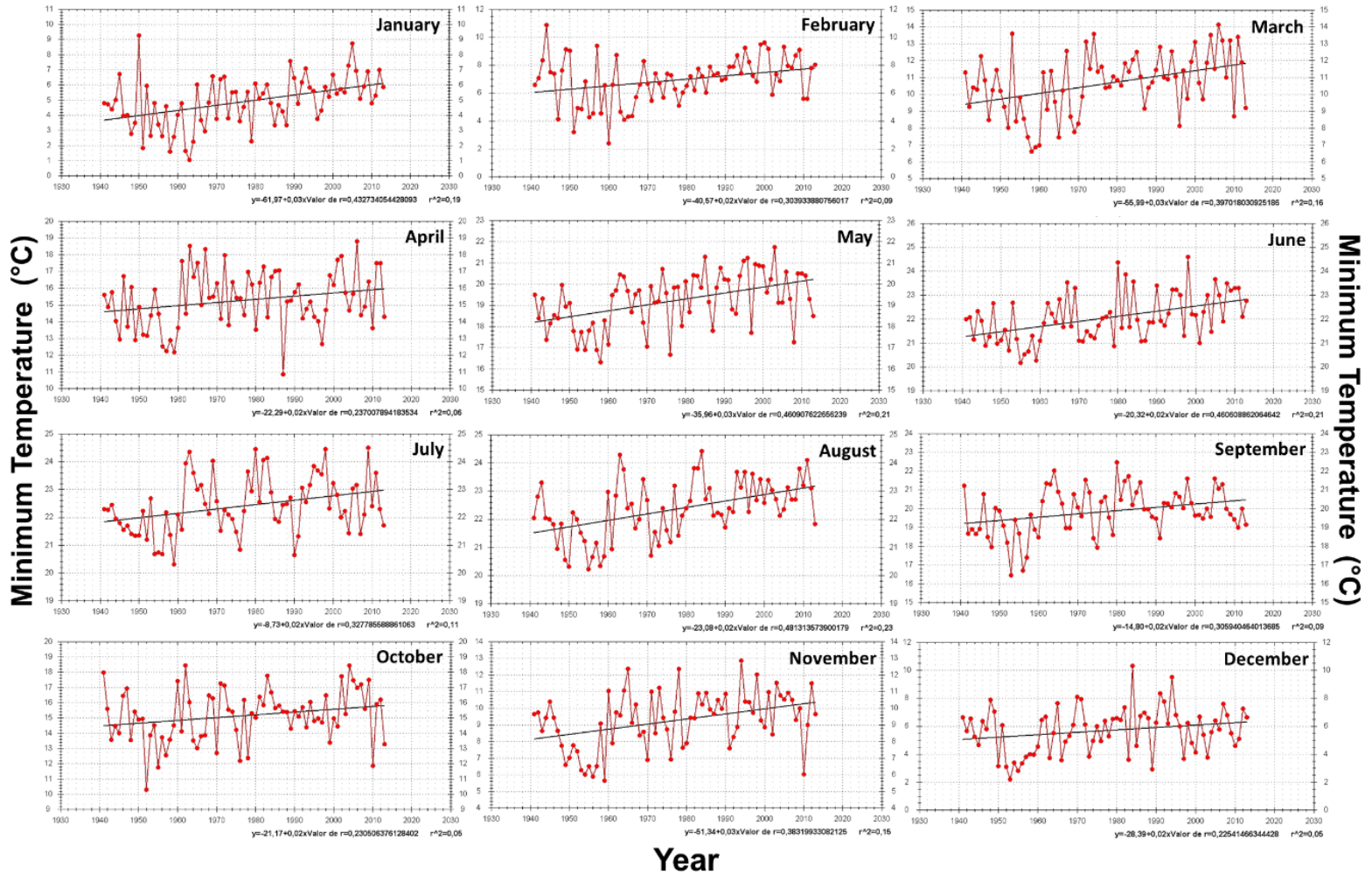


Figure 2. Trend analysis of monthly minimum temperatures from 1941 to 2013 in the CCB. The correlation coefficient is shown.

Table 3. Trend analysis of monthly means temperatures from 1941 to 2013 in the CCB. The correlation coefficient is shown. Asterisk denotes statistical significance ($P < 0.05$ and $Z < 1.96$).

Month	Linear Regression	Mann-Kendall	Trend
-------	-------------------	--------------	-------

	R	P	R	Z	
January	0.028	0.0088*	0.43	2.36*	↑ 2 °C
February	0.011	0.081	0.3	2.01*	↑ 2 °C
March	0.026	0.007*	0.39	2.43*	↑ 2 °C
April	0.003	0.826	0.23	1.69	
May	0.024	0.0008*	0.46	3.21*	↑ 2 °C
June	0.015	0.0185*	0.46	1.8	↑ 1 °C
July	-0.0003	0.964	0.32	-0.08	
August	0.005	0.4731	0.48	0.69	
September	0.008	0.3042	0.3	0.41	
October	0.015	0.1119	0.23	0.87	
November	0.023	0.0115*	0.38	2.35*	↑ 2 °C
December	0.014	0.1381	0.22	1.12	

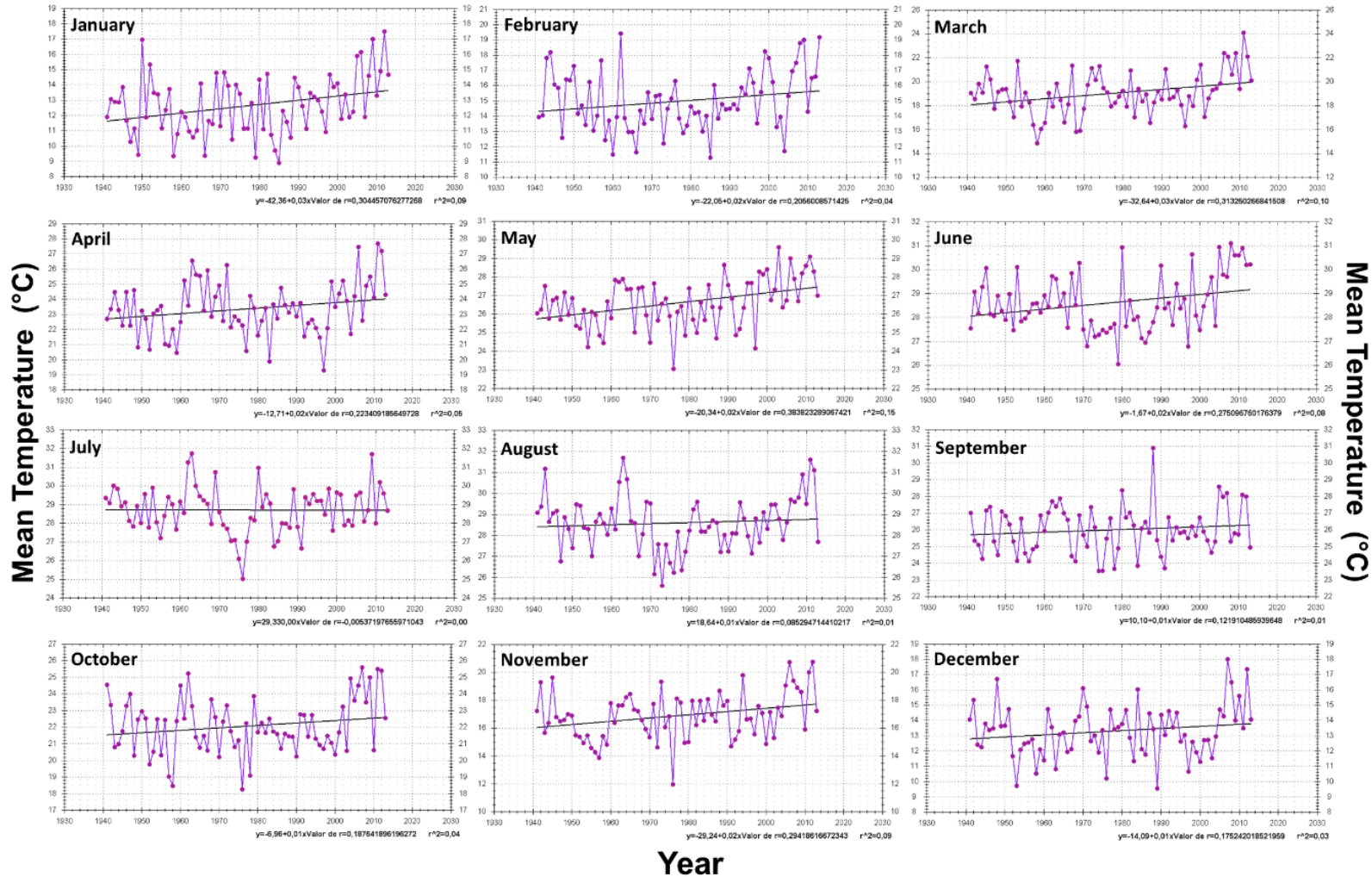


Figure 3. Trend analysis of monthly mean temperatures from 1941 to 2013 in the CCB. The correlation coefficient is shown.

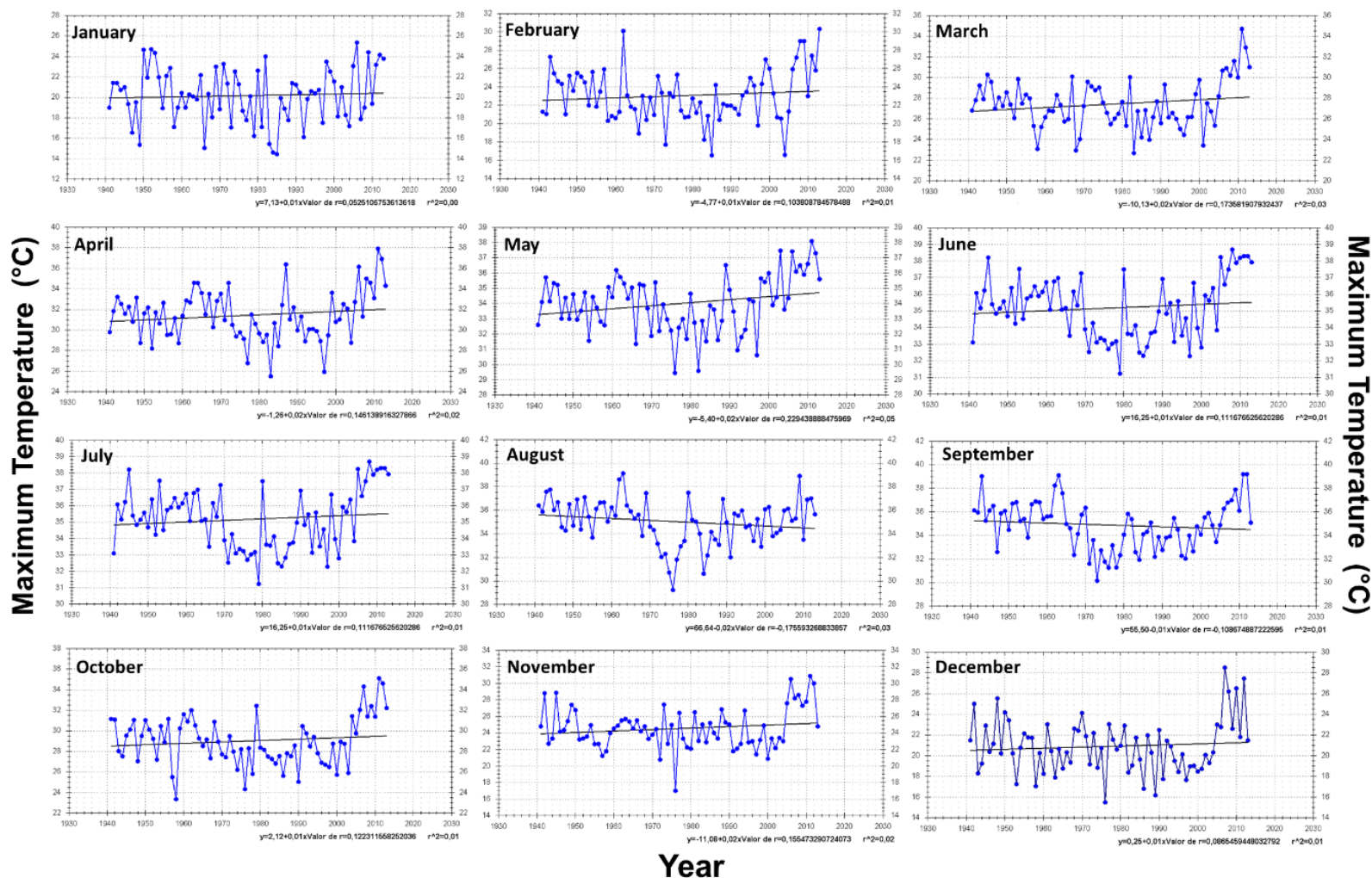


Figure 4. Trend analysis of monthly maximum temperatures from 1941 to 2013 in the CCB. The correlation coefficient is shown.

Table 4. Trend analysis of monthly thermal oscillation from 1941 to 2013 in the CCB. The correlation coefficient is shown. Asterisk denotes statistical significance ($P < 0.05$ and $Z < 1.96$).

Month	Linear Regression	Mann-Kendall	Trend
-------	-------------------	--------------	-------

	<i>R</i>	<i>P</i>	<i>R</i>	<i>Z</i>	
January	-0.01	0.53	-0.113	-1.74	
February	-0.03	0.09	0.007	-0.89	
March	-0.02	0.22	-0.01	-1.98*	↓ 2 °C
April	-0.02	0.11	0.06	-1.14	
May	-0.01	0.34	0.028	-0.95	
June	-0.02	0.06	-0.094	-1.32	
July	-0.04	0.0003 *	-0.281	-2.79*	↓ 2 °C
August	-0.04	0.0003 *	-0.305	-2.66*	↓ 2 °C
September	-0.03	0.012 *	-0.174	-2.23*	↓ 2 °C
October	-0.01	0.46	0.018	-1.06	
November	-0.01	0.50	-0.017	-1.7	
December	0.00	0.88	0.032	-0.61	

For precipitation, we observed an increasing trend in July only. However, it is likely that the lack of observable trends in the other months was due to the wide variability of the data (Table 5).

Table 5. Trend analysis of monthly precipitation from 1941 to 2013 in the CCB. The correlation coefficient is shown. Asterisk denotes statistical significance ($P < 0.05$ and $Z < 1.96$).

Month	Linear Regression	Mann-Kendall	Trend
-------	-------------------	--------------	-------

	R	P	R	Z	
January	0.00	0.96	0.00	0.07	
February	-0.02	0.78	-0.03	-0.32	
March	0.02	0.70	0.04	0.93	
April	-0.04	0.58	-0.06	-0.71	
May	0.15	0.32	0.11	0.68	
June	0.13	0.42	0.09	0.73	
July	0.37	0.04 *	0.20	2.25 *	↑
August	0.12	0.51	0.07	1.01	
September	0.03	0.89	0.01	-0.06	
October	-0.03	0.81	-0.02	0.01	
November	-0.02	0.85	-0.02	0.3	
December	0.05	0.57	0.06	-0.14	

Analyses of Extreme Climate Events (ECE)

The Chi-square analysis was significant ($p < 0.005$) in all the cases of temperature but was not significant for monthly precipitation (Table 6). For the $T_{\min}$ of January, February and May, we observed an increase in the frequency of lower temperature (months increasingly colder) from the

first (1941-1976) to the second time period (1977-2013; Figure 5a and Figure 6). Likewise, in April, June, July, November and December, we observed a decrease in the lower extremes of $T_{\min}$ (months increasingly less cold) from the first to the second period (Figure 5a and Figure 6).

Table 6. Chi-square of frequency of Extreme Climate Events (ECE), in terms of temperature, for two periods in the CCB: 1)1941-1976 and 2)1977-2013, Chi2 value 11.34.

	Chi ² Value	df.	P
T min lower extreme	102.56	12	<0.005
T min upper extreme	134.81	12	<0.005
T max lower extreme	158.83	12	<0.005
T max upper extreme	212.61	12	<0.005
Precipitation upper extreme	2.97	12	NS

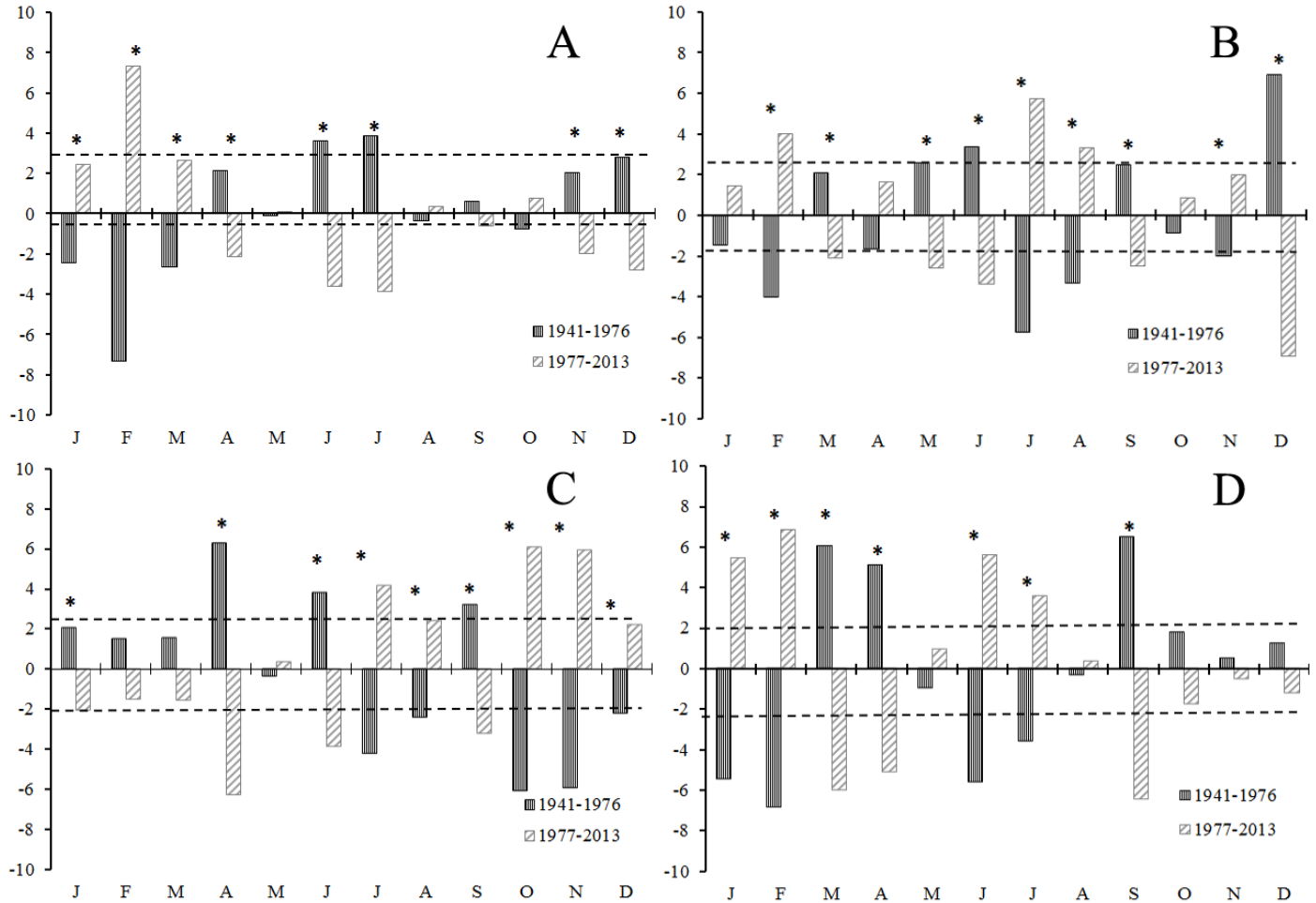


Figure 5. Analysis of residuals from January to December of the frequencies of Extreme Climate Events (ECE) over two periods: 1) 1941-1976 and 2) 1977-2013 in the CCB; A) $T_{\min}$ lower extremes, B) $T_{\min}$ upper extremes, C) $T_{\max}$ lower extremes, and D) $T_{\max}$ upper extremes. The asterisk (*) indicates the values above dashed lines that are significantly different to the expected value ($p < 0.05$).

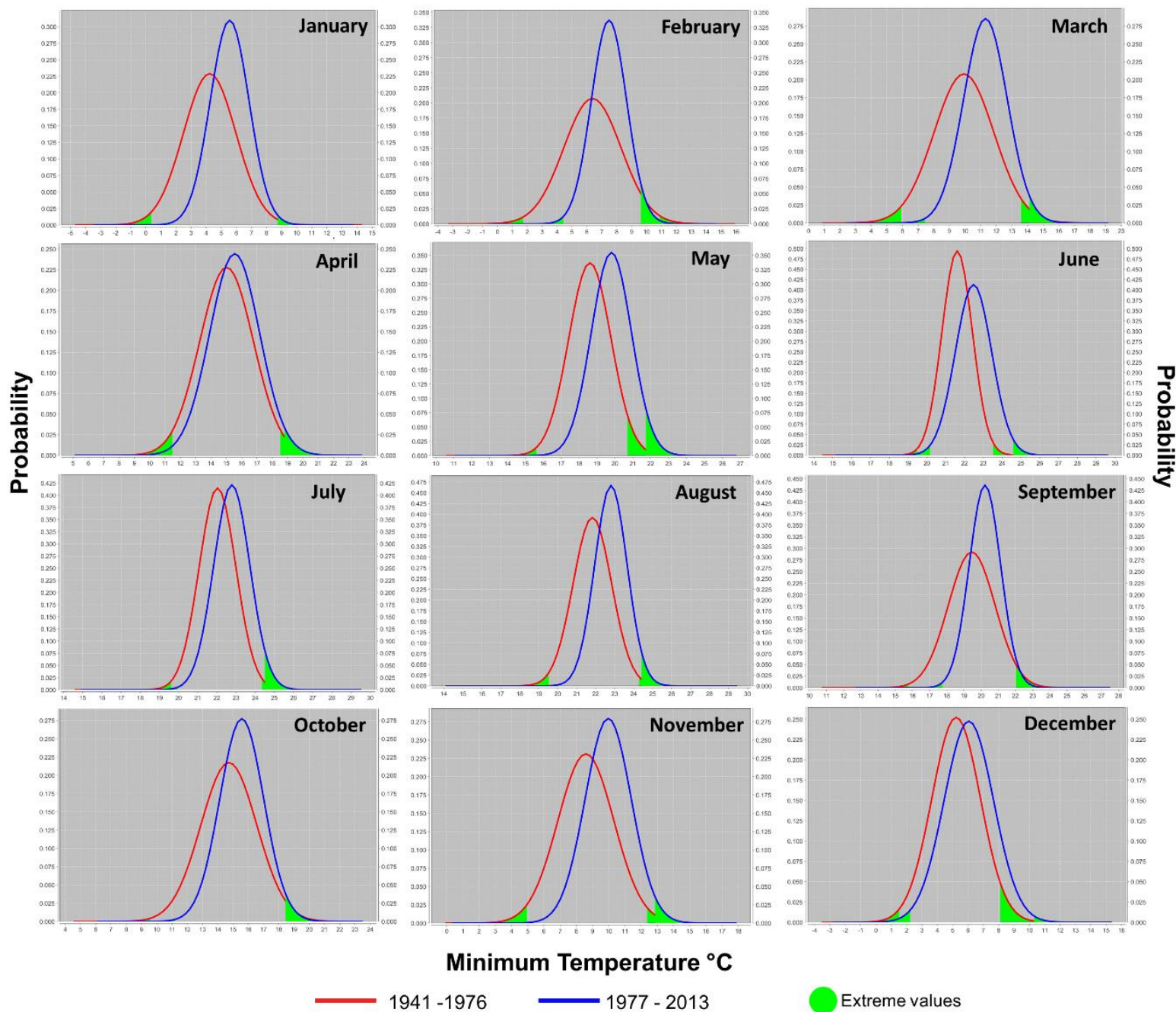


Figure 6. Frequency distribution analysis of minimum temperature from 1941 to 1976 (red line) and from 1977 to 2013 (blue line) in the CCB.

The green color shows the 10th and 90th percentile of distribution in the data series.

For the upper extremes of $T_{\min}$ in February, July, August and November, we observed an increase of frequencies (increasingly warmer $T_{\min}$) from the first to the second period (Figure 5b and Figure 6). For the months of March, May, June, September and December, the frequencies of upper extremes (colder $T_{\min}$) of $T_{\min}$ decreased from the first to the second period (Figure 5b and Figure 6).

In January, April, June and September, we observed a decrease of the frequencies of the lower extremes (increasingly warmer months) of $T_{\max}$ from the first to the second period. In the months of July, August, October, November and December, we observed an increase in the frequencies of lower extremes (fewer warm months) of $T_{\max}$ from the first to the second period (Figure 5c and Figure 7).

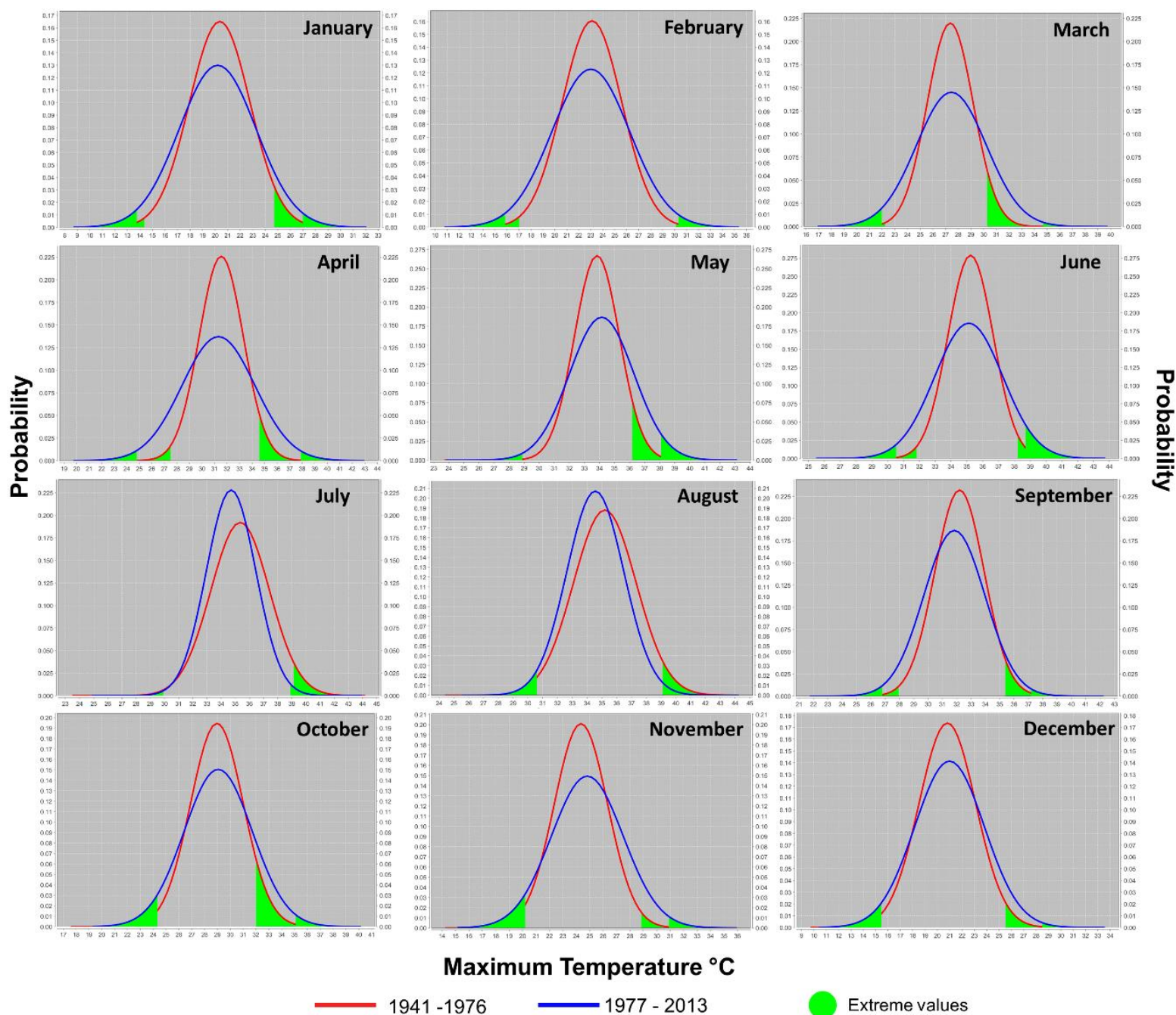


Figure 7. Frequency distribution analysis of maximum temperature from 1941 to 1976 (red line) and from 1977 to 2013 (blue line) in the

CCB. The green color shows the 10th and 90th percentile of distribution in the data series.

In the upper extremes of $T_{\max}$, we observed in January, February, June and July an increase of frequencies (increasingly warmer months) from the first to the second period. In March, April and September, we observed a decrease of frequencies of upper extreme events (fewer warm months) of $T_{\max}$ from the first to the second period (Figure 5d and Figure 7).

We did not find significant differences in the frequencies of extreme monthly precipitation between the first and second periods (Table 5).

Analysis of Precipitation

We identified a trend of increasing precipitation in the month of June using the Mann Kendall test (Table 5). Before the year 1985, the SPDI values don't show years classified with severe drought or whit extreme drought (Figure 8). After the year 1985, two years (2013 and 2012) were classified with severe drought and three years with extreme drought (1988, 1989 and 1990). Finally, 13 years classified as extremely humid (1949, 1958, 1971, 1976, 1977, 1978, 1979, 1986, 1992, 1997, 2003, 2008, 2010).

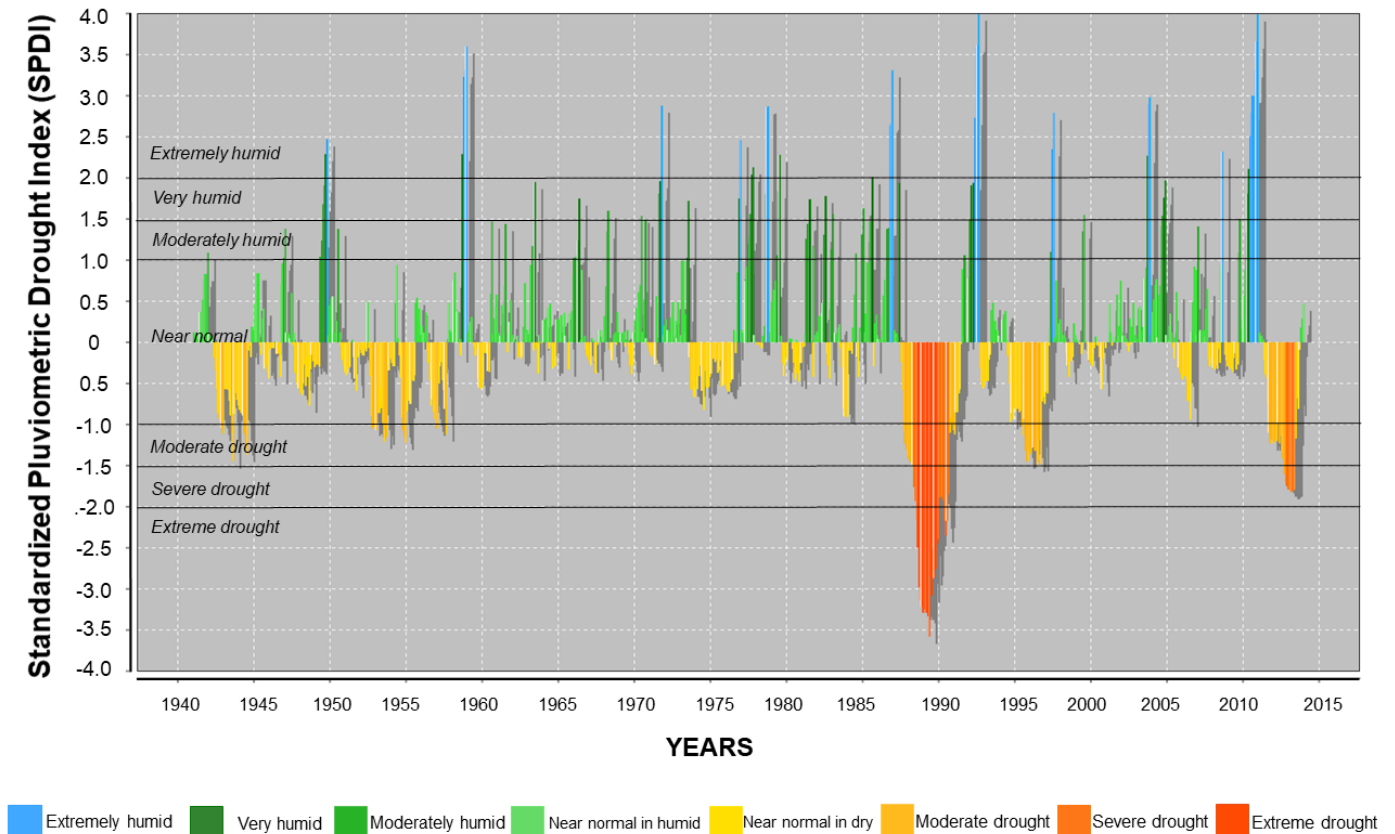


Figure 8. Standardized pluviometric drought index (SPDI), calculated from 1941 to 2013 in the CCB.

The calculated “r”, “P” and “E” values, respectively, for the complete period (1941-2013) were 54 mm, 277 and 0.32 mm; for the first period, these values (1941-1976) were 51, 137 and 0.32 mm and for the second period (1977-2013), they were 57, 142 and 0.32 mm.

Climate type classification for two periods

For the two defined time periods, we found a change of climate type. For the first period from 1941 to 1976, the climate classification according to Köppen was BWhw(x')(e'). This climate is defined as very dry, semi-warm, and had an annual average temperature of 21.4 °C; the temperature of the coldest month (January) was 12.3 °C, while that of the hottest month (July) was 28.4 °C. Rains were markedly seasonal (summer), the percentage of rains that fell in winter was 10.7 %. Thermal oscillation was extreme (Figure 9a).

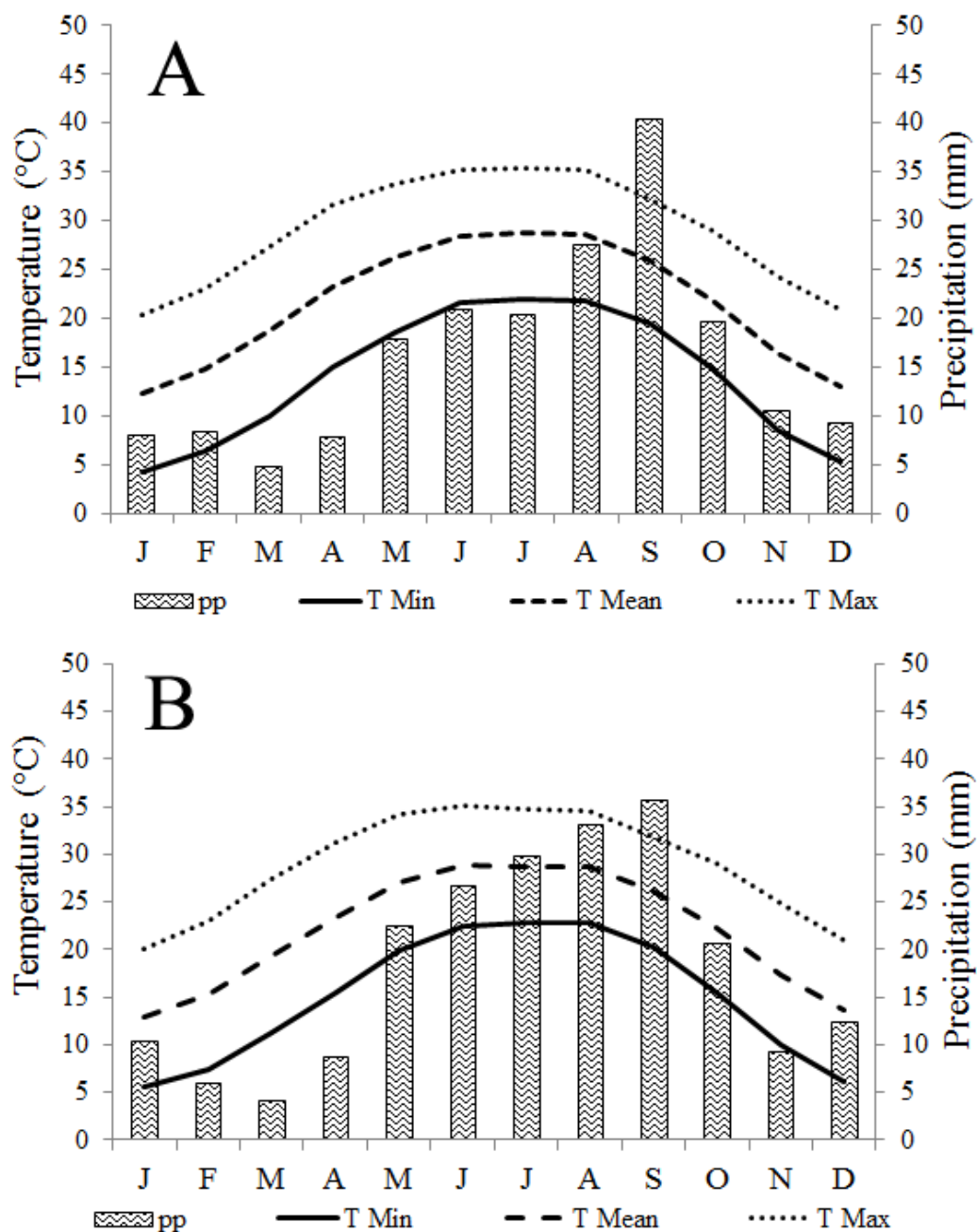


Figure 9. Monthly minimum, average and maximum values for temperature and precipitation recorded over two periods: a) From 1941 to 1976 and b) From 1977 to 2013.

In the second period, from 1977 to 2013, the climate classification was BWhwx'(w)(e'). This climate is defined as very dry, semi-warm, and presented an annual average temperature of 21.9 °C. The temperature of the coldest month (January) was 12.9 °C, while that of the hottest month (July) was 28.8 °C. Summer rains concentrated around 90 % of the annual precipitation and the percentage of winter rain was 9.3 %. Thermal oscillation was very extreme (Figure 9b).

The change in the climate type classification from first to the second period was therefore mainly caused by a decrease in the temperature of the coldest month (January), an increase in the temperature of the warmest month (July), higher annual thermal oscillation and a reduction in the percentage of winter rain.

Discussion

Temperature

Our working hypotheses were increases in atmospheric temperature and the frequency of temperature ECEs, as proposed for the Chihuahuan desert by Loarie *et al.* (2009) and by the IPCC scenarios (IPCC, 2012). For our study site, $T_{\min}$ increased in almost all the months but T_{mean} increased only in the summer months. Moreover, the frequency of lower $T_{\min}$ increased in the winter months, while the frequency of upper event extremes increased during the summer months, as well as the extreme events of $T_{\max}$. This means that the winters were colder, and the summer months were warmer with higher $T_{\min}$ and $T_{\max}$ extreme events, increasing the frequency of heat waves over the last 36 years. The heat wave is defined by the increment of frequencies in the upper extremes (90th percentile of distribution) of $T_{\max}$ of June and July (the warmer months in the CCB) as proposed by several authors (Meehl & Tebaldi, 2004; Peng *et al.*, 2011). Additionally, the increment of frequencies in the upper extremes (90th percentile of distribution) of $T_{\min}$ on July and August in the second period, suggests an increase in warm nights, suggesting an heat wave as reported by previous authors (Meehl & Tebaldi, 2004; Peng *et al.*, 2011).

Positive trends of T_{mean} in the summer months have also been found in other desert ecosystems, such as the Sahara desert in Libya (Mamtimin, Et-Tantawi, Schaefer, Meixner, & Domroes, 2011) and Almeria in Spain (Del-Río, Herrero, Pinto-Gomes, & Penas, 2011); while other studies have reported T_{mean} increments throughout the year in other desert sites such as Jerusalem, Tripoli (Hasanean, 2001) and Iran (Tabari & Hosseinzadeh-Talaei, 2011; Tabari, Somee, & Zadeh, 2011).

As expected, we detected a positive trend in $T_{\min}$, implying that $T_{\min}$ has become warmer in recent years for most months of the year. This was found in other desert ecosystems in Iran (Ben-Gai *et al.*, 1999; Tabari *et al.*, 2011), Jordan (Hamdi, Abu-Allaban, Elshaieb, Jaber, & Momani, 2009) and North Carolina in the USA (Boyles & Raman, 2003) and was also observed in other regions of the world, such as Italy (Brunetti, Buffoni, Maugeri, & Nanni, 2000), Turkey (Türkes, Sümer, & Kiliç, 1996). It was also observed at global level by Easterling *et al.* (1997), and Vose, Easterling and Gleason (2005). Several studies in other ecosystems (Boyles & Raman, 2003; Brunetti *et al.*, 2000; Easterling *et al.*, 1997; Boyles & Raman, 2003; Brunetti *et al.*, 2000; Easterling *et al.*, 1997; Vose *et al.*, 2005) have attributed the summer increase of the $T_{\min}$ in specific years to abnormalities in the ENSO combined with an increase of the positive phase of NAO and is probable that in our study site the increase in $T_{\min}$ may be related with this phenomena. However, there was an increased frequency of lower extreme events for $T_{\min}$ during the winter months, a finding also reported for Israel (Ben-Gai *et al.*, 1999), Utah in the USA (Santos, 2011) and Tlaxcala in Mexico (López-Díaz *et al.*, 2013). This result indicates that winters with colder nocturnal events in the CCB have been more frequent during the last 36 years. The increase in $T_{\min}$ of winter months was explained by the negative phase of NAO during the winter months in other ecosystems (Boyles & Raman, 2003; Brunetti *et al.*, 2000; Easterling *et al.*, 1997; Vose *et al.*, 2005) we propose that this phenomenon could also cause colder winters in specific years in our study site.

In contrast, the frequency of the upper extremes for $T_{\min}$ and $T_{\max}$ during the summer increased over the last 36 years, promoting higher summer nocturnal and diurnal temperatures. Other studies in North America (Hasanean, 2001; López-Díaz *et al.*, 2013; Peterson *et al.*, 2013) observed that in the summer months the increase in extreme temperature was produced by El Niño events in combination with the positive phase of the Pacific Decadal Oscillation (PDO), and we proposed that these phenomena could also generate the changes in the upper extremes for $T_{\min}$ and $T_{\max}$ during the summer in our study site. These results have also been reported in other studies, Alexander *et al.* (2006) observed a marked increase of warm nocturnal temperatures at global level throughout the year, while several authors have found a higher frequency of upper extreme temperature events of $T_{\max}$ during the summer months (Ben-Gai *et al.*, 1999; López-Díaz *et al.*, 2013; Santos, 2011).

Precipitation

In the case of precipitation, our working hypothesis had been an increase in precipitation variability, but we found that the precipitation did not show any temporal trend, due to the large variability of monthly precipitation. This variability obscured any trend in the frequency of extreme precipitation events. In desert ecosystems, precipitation events

are scarce and very erratic, producing a skewed temporal distribution of the data (Ezcurra & Rodrigues, 1986), as was the case in our study site. It is possible that this behavior differed from the expected trend in the CCG and ECE scenarios for the Chihuahuan Desert, explained mainly by the effect of geographical barriers on climatic dynamics within CCB. This lack of a trend in precipitation throughout the year was also observed in other desert ecosystems in Israel (Modarres & Silva, 2007), Jordan (Hamdi *et al.*, 2009) and India (Jain, Kumar, & Saharia, 2013).

Jain and Kumar (2012) expected that the inter-annual variability of annual precipitation could be increased by GCC during the 21st century, mainly as a result of the increasing frequency and intensity of ECE (D'Odorico & Bhattachan, 2012; IPCC, 2012). However, while we did not observe a significant change in the precipitation frequency of precipitation ECE, the records of annual precipitation for the second period show a higher incidence of years with annual precipitation higher than 300 mm distributed throughout the year (nine years: 1978, 1981, 1984, 1986, 1991, 1992, 1997, 2003 and 2010), in contrast to the first period where the precipitation was concentrated in the tropical cyclone seasons (5 years: 1949, 1958, 1963, 1971 and 1976). The calculated precipitation value for a typical rainy month for CCB (1941-2013) was 54 mm, and it increases from 51 mm to 57 mm from the first to the second analyzed period. We also observed a higher incidence of years with precipitation below 100 mm in the second period (6 years: 1983, 1988, 1994, 1995, 2011 and 2012) compared to the first period (4 years: 1942, 1952, 1956 and 1959). These results are according to the SPDI values, we observed an apparently increased in frequency and intensity of extreme drought

and extreme precipitation events after the year 1985. The increased frequency of heavy precipitation events has been attributed to years with strong cyclones from the Gulf of Mexico, produced by a combination of La Niña and either the NAO or the PDO (Boyles & Raman, 2003; Brunetti *et al.*, 2000; Vose *et al.*, 2013), while drought events have been associated in other ecosystems with warm subtropical anticyclones attributed to the coincidence of El Niño with either the NAO or the PDO (Boyles & Raman, 2003; Brunetti *et al.*, 2000; Peterson *et al.*, 2013). Unfortunately, the incidences of intensive ENSO or NAO abnormalities have increased in recent decades (IPCC, 2013), promoting precipitation variability.

In arid and semi-arid regions such as the CCB, changes in temperature and precipitation will affect environmental water balances, increasing the water stress experienced by organisms and leading to a significant reduction in ecosystem productivity. Unfortunately, our results suggest that winters will become colder and summers will become warmer with a high variability in the availability of water in CCB, increasing the environmental stress for organisms. For this reason, is very important to fully understand how climate is changing in order to design appropriate management strategies for adapting to such climate variability in the near future. Moreover, local climate studies, such as the present study, are critical for the calibration and development of global scenarios under GCC (Tabari & Hosseinzadeh-Talaei, 2011).

Conclusions

We observed a higher climate variability in the recent years in the desert of Cuatro Ciénegas Basin Mexico. At CCB, $T_{\min}$ increased in almost all the months of the study period, but T_{mean} increased only in the summer months. The frequency of lower $T_{\min}$ increased for the winter months, while the frequency of upper event extremes increased during the summer months, as did the extreme events of $T_{\max}$. This implies that the winters have become colder and the summer months warmer, increasing the frequency of heat waves over the last 36 years. Monthly precipitation showed high variability, which obscured any potential trend in the frequency of extreme precipitation events; nevertheless, over the last 36 years, frequencies of events of both intensive precipitations associated with tropical cyclones and intense drought probably associated with ENSO were higher than before. As a consequence, the organisms are expected to face higher levels of environmental stress.

Acknowledgements

The authors wish to thank the “Servicio Meteorológico Nacional of México (SMN)” and “Instituto Nacional de Investigaciones Forestales Agrícolas y Pecuarias (INIFAP)” for providing meteorological data. The authors thank Skiu (Scientific Knowledge In Use) for granting the license for the Clic-MD software for data analysis, Alberto Valencia for his assistance in data analyses, and Angel Bravo-Monzón for his helpful comments on earlier

versions of this manuscript. We also thanks to two anonymous reviewers for their suggestions. This study was financed by the Universidad Nacional Autónoma de México (PAPIITDGAPA-UNAM grant: El papel de la disponibilidad del Carbono sobre la dinámica del Nitrógeno y Fósforo edáfico en ecosistemas contrastantes de México, IN201718). This paper is presented by C. Montiel-González as partial fulfillment of a doctoral degree at the "Programa de Posgrado en Ciencias Biológicas, UNAM". C. Montiel-González thanks the "Posgrado en Ciencias Biológicas" and the "Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología" for the scholarship provided during her doctoral studies (CONACyT294295).

References

- Alexander, L. V., Zhang, X., Peterson, T. C., Caesar, J., Gleason, B., Klein-Tank, A. M. G., & Vazquez-Aguirre, J. L. (2006). Global observed changes in daily climate extremes of temperature and precipitation. *Journal of Geophysical Research-Atmospheres*, 111(D5), D05109. DOI: 10.1029/2005JD006290
- Archer, S. R., & Predick, K. I. (2008). Climate change and ecosystems of the Southwestern United States. *Rangelands*, 30(3), 23-28. doi:doi:10.2111/1551-501X(2008)30[23:CCAEOT]2.0.CO;2
- Batisani, N., & Yarnal, B. (2010). Rainfall variability and trends in semi-arid Botswana: Implications for climate change adaptation policy. *Applied Geography*, 30(4), 483-489. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.apgeog.2009.10.007>

- Bautista, F., Bautista-Hernández, D., A. , Álvarez, O., Anaya-Romero, M., & De-la-Rosa, D. (2013). Software para identificar las tendencias de cambio climático a nivel local: un estudio de caso en Yucatán, México. *Revista Chapingo Serie Ciencias Forestales y del Ambiente*, 19. DOI: 10.5154/r.rchscfa.2011.09.073
- Bautista, F., Pacheco, A., & Bautista-Hernández, D., A. (2014). *Climate change analysis with monthly data (Clic-MD) Skiu*. México.
- Bell, C. W., Tissue, D. T., Loik, M. E., Wallenstein, M. D., Acosta-Martinez, V., Erickson, R. A., & Zak, J. C. (2014). Soil microbial and nutrient responses to 7 years of seasonally altered precipitation in a Chihuahuan Desert grassland. *Global Change Biology*, 20(5), 1657-1673. DOI: 10.1111/gcb.12418
- Ben-Gai, T., Bitan, A., Manes, A., Alpert, P., & Rubin, S. (1999). Temporal and spatial trends of temperature patterns in Israel. *Theoretical and Applied Climatology*, 64(3-4), 163-177. DOI: 10.1007/s007040050120
- Boyles, R. P., & Raman, S. (2003). Analysis of climate trends in North Carolina (1949-1998). *Environment International*, 29(2-3), 263-275. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0160-4120\(02\)00185-X](http://dx.doi.org/10.1016/S0160-4120(02)00185-X)
- Breusch, T. S. (1979). Testing for autocorrelation in dynamic linear models. *Australian Economic Papers*, 17, 334-355. DOI: 10.1111/j.1467-8454.1978.tb00635.x
- Brunetti, M., Buffoni, L., Maugeri, M., & Nanni, T. (2000). Trends of minimum and maximum daily temperatures in Italy from 1865 to

1996. *Theoretical and Applied Climatology*, 66(1-2), 49-60. DOI: 10.1007/s007040070032

D'Odorico, P., & Bhattachan, A. (2012). Hydrologic variability in dryland regions: Impacts on ecosystem dynamics and food security. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series B*, 367(1606), 3145-3157. DOI: 10.1098/rstb.2012.0016

D'Odorico, P., Bhattachan, A., Davis, K. F., Ravi, S., & Runyan, C. W. (2013). Global desertification: Drivers and feedbacks. *Advances in Water Resources*, 51(0), 326-344. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2012.01.013>

Del-Río, S., Herrero, L., Pinto-Gomes, C., & Penas, A. (2011). Spatial analysis of mean temperature trends in Spain over the period 1961-2006. *Global and Planetary Change*, 78(1-2), 65-75. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.gloplacha.2011.05.012>

Easterling, D. R., Horton, B., Jones, P. D., Peterson, T. C., Karl, T. R., Parker, D. E., Folland, C. K. (1997). Maximum and minimum temperature trends for the globe. *Science*, 277(5324), 364-367. DOI: 10.1126/science.277.5324.364

Easterling, D. R., Meehl, G. A., Parmesan, C., Changnon, S. A., Karl, T. R., & Mearns, L. O. (2000). Climate extremes: Observations, modeling, and impacts. *Science*, 289(5487), 2068-2074. DOI: 10.1126/science.289.5487.2068

Everitt, B. S. (1992). *The analysis of contingency tables* (2nd ed.). New York, USA: Chapman & Hall/CRC Monographs on Statistics & Applied Probability.

- Ezcurra, E., & Rodrigues, V. (1986). Rainfall patterns in the Gran Desierto, Sonora, México. *Journal of Arid Environments*, 10, 13-28.
- García, E. (1981). *Modificación al sistema de clasificación climática de Köppen* (3ª ed.). México, DF, México: Instituto de Geografía, Universidad Nacional Autónoma de México.
- González, M. F. (2012). *Las zonas áridas y semiáridas de México y su vegetación*. México, DF, México: Instituto Nacional de Ecología-Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Grimes, D. I. F., & Pardo-Igúzquiza, E. (2010). Geostatistical analysis of rainfall. *Geographical Analysis*, 42(2), 136-160. DOI: 10.1111/j.1538-4632.2010.00787.x
- Hamdi, M. R., Abu-Allaban, M., Elshaieb, A., Jaber, M., & Momani, N. M. (2009). Climate change in Jordan: A comprehensive examination approach. *American Journal of Environmental Sciences*, 5(1), 740-750.
- Hasanean, H. M. (2001). Fluctuations of surface air temperature in the Eastern Mediterranean. *Theoretical and Applied Climatology*, 68(1-2), 75-87. DOI: 10.1007/s007040170055
- Hernández-Becerra, N., Tapia-Torres, Y., Beltrán, O., Blaz-Sánchez, J., Souza, V., & García-Oliva, F. (2016). Agricultural land-use change in a Mexican oligotrophic desert depletes ecosystem stability. *Peer J* 4:e2365. DOI: 10.7717/peerj.2365
- Holmgren, M., Stapp, P., Dickman, C. R., Gracia, C., Graham, S., Gutiérrez, J. R., & Squeo, F. A. (2006). Extreme climatic events shape arid and semiarid ecosystems. *Frontiers in Ecology and the*

Environment, 4(2), 87-95. DOI: 10.1890/1540-9295(2006)004[0087:ECESAA]2.0.CO;2

IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change. (2012). Summary for policymakers. In: Field, C. B., Barros, V., Stocker, T. F., Qin, D., Dokken, D. J., Ebi, K. L., Mastrandrea, M. D., Mach, K. J., Plattner, G. K., Allen, S. K., Tignor, M., & Midgley, P. M. (eds.). *Managing the risks of extreme events and disasters to advance climate change adaptation. A Special Report of Working Groups I and II of the Intergovernmental Panel on Climate Change* (pp. 1-19). Cambridge, UK, New York, USA: Cambridge University Press.

IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change. (2013). *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Stocker, T. F., Qin, D., Plattner, G. K., Tignor, M., Allen, S. K., Boschung, J., Nauels, A., Xia, Y., Bex, V., & Midgley, P. M. (eds.). Cambridge, UK, New York, USA: Cambridge University Press.

Jain, S. K., & Kumar, V. (2012). Trend analysis of rainfall and temperature data for India. *Current Science*, 102(1), 37-49.

Jain, S. K., Kumar, V., & Saharia, M. (2013). Analysis of rainfall and temperature trends in northeast India. *International Journal of Climatology*, 33(4), 968-978. DOI: 10.1002/joc.3483

Jentsch, A., & Beierkuhnlein, C. (2008). Research frontiers in climate change: Effects of extreme meteorological events on ecosystems.

Comptes Rendus Geoscience, 340(9-10), 621-628. DOI:
<http://dx.doi.org/10.1016/j.crte.2008.07.002>

Jun, X., Dunxian, S., Yongyong, Z., & Hong, D. (2012). Spatio-temporal trend and statistical distribution of extreme precipitation events in Huaihe River Basin during 1960-2009. *Journal of Geographical Sciences*, 22(2), 195-208. DOI: 10.1007/s11442-012-0921-6

Lioubimtseva, E., & Henebry, G. M. (2009). Climate and environmental change in arid Central Asia: Impacts, vulnerability, and adaptations. *Journal of Arid Environments*, 73(11), 963-977. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jaridenv.2009.04.022>

Loarie, S. R., Duffy, P. B., Hamilton, H., Asner, G. P., Field, C. B., & Ackerly, D. D. (2009). The velocity of climate change. *Nature*, 462(7276), 1052-1055. DOI: http://www.nature.com/nature/journal/v462/n7276/supinfo/nature08649_S1.html

López-Díaz, F., Conde, C., & Sánchez, O. (2013). Analysis of indices of extreme temperature events at Apizaco, Tlaxcala México: 1952-2003. *Atmosfera*, 26(3), 349-358.

Mamtimin, B., Et-Tantawi, A. M. M., Schaefer, D., Meixner, F. X., & Domroes, M. (2011). Recent trends of temperature change under hot and cold desert climates: Comparing the Sahara (Libya) and Central Asia (Xinjiang, China). *Journal of Arid Environments*, 75(11), 1105-1113. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jaridenv.2011.06.007>

- McKee, J. W., Jones, N. W., & Long, L. E. (1990). Stratigraphy and provenance of strata along the San Marcos fault, central Coahuila, Mexico. *Geological Society of America Bulletin*, 102(5), 593-614. DOI: 10.1130/0016-7606(1990)102<0593:saposa>2.3.co;2
- Meehl, G. A., & Tebaldi, C. (2004). More intense, more frequent, and longer lasting heat waves in the 21st century. *Science*, 305(5686), 994-997. DOI: 10.1126/science.1098704
- Moberg, A., & Jones, P. D. (2005). Trends in indices for extremes in daily temperature and precipitation in central and western Europe, 1901-99. *International Journal of Climatology*, 25(9), 1149-1171. DOI: 10.1002/joc.1163
- Modarres, R., & Silva, V. D. P. R. (2007). Rainfall trends in arid and semi-arid regions of Iran. *Journal of Arid Environments*, 70(2), 344-355. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jaridenv.2006.12.024>
- Peng, R. D., Bobb, J. F., Tebaldi, C., McDaniel, L., Bell, M. L., & Dominici, F. (2011). Toward a quantitative estimate of future heat wave mortality under global climate change. *Environmental Health Perspectives*, 119(5), 701-706. DOI: doi:10.1289/ehp.1002430
- Pita, L. M. F. (2001). Un nouvel indice de sécheresse pour les domaines méditerranéens. Application au bassin du Guadalquivir (sudouest de l'Espagne). *L'Association Internationale de Climatologie*, 13, 225-223.
- Perroni, Y., García-Oliva, F., & Souza, V. (2014). Plant species identity and soil P forms in an oligotrophic grassland-desert scrub system.

Journal of Arid Environments, 108(0), 29-37. DOI:
<http://dx.doi.org/10.1016/j.jaridenv.2014.04.009>

Peterson, T. C., Heim, R. R., Hirsch, R., Kaiser, D. P., Brooks, H., Diffenbaugh, N. S., & Wuebbles, D. (2013). Monitoring and understanding changes in heat waves, cold waves, floods, and droughts in the United States: State of knowledge. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 94(6), 821-834. DOI: 10.1175/BAMS-D-12-00066.1

Reichstein, M., Bahn, M., Ciais, P., Frank, D., Mahecha, M., Seneviratne, S., & Wattenbach, M. (2013). Climate extremes and the carbon cycle. *Nature*, 500(7462), 287-295. DOI: 10.1038/nature12350

Rustad, L. E. (2008). The response of terrestrial ecosystems to global climate change: Towards an integrated approach. *Science of the Total Environment*, 404(2-3), 222-235. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.scitotenv.2008.04.050>

Santos, C. A. C. D. (2011). Trends in indices for extremes in daily air temperature over Utah, USA. *Revista Brasileira de Meteorologia*, 26, 19-28.

SMN-Conagua, Sistema Meteorológico Nacional-Comisión Nacional del Agua. (2018). *Información climatológica. Normales climáticas*. Ciudad de México, México: Sistema Meteorológico Nacional-Comisión Nacional del Agua.

Souza, V., Siefert, J. L., Escalante, A. E., Elser, J. J., & Eguiarte, L. E. (2011). The Cuatro Ciénegas Basin in Coahuila, Mexico: An

astrobiological Precambrian park. *Astrobiology*, 12(7), 641-647.
DOI: 10.1089/ast.2011.0675

Tabari, H., & Hosseinzadeh-Talaei, P. (2011). Analysis of trends in temperature data in arid and semi-arid regions of Iran. *Global and Planetary Change*, 79(1-2), 1-10. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.gloplacha.2011.07.008>

Tabari, H., Somee, B. S., & Zadeh, M. R. (2011). Testing for long-term trends in climatic variables in Iran. *Atmospheric Research*, 100(1), 132-140. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.atmosres.2011.01.005>

Türkes, M., Sümer, U. M., & Kiliç, G. (1996). Observed changes in maximum and minimum temperatures in Turkey. *International Journal of Climatology*, 16(4), 463-477. DOI: 10.1002/(SICI)1097-0088(199604)16:4<463::AID-JOC13>3.0.CO;2-G.

Thielen, D., Schuchmann, K. L., Ramoni-Perazzi, P., Marquez, M., Rojas, W., Quintero, J. I., & Marques, M. I. (2020). *Quo vadis Pantanal?* Expected precipitation extremes and drought dynamics from changing sea surface temperature. *PLOS ONE*, 15(1), e0227437. DOI: 10.1371/journal.pone.0227437

UNEP. (1992) *World atlas of desertification*. Middleton N. & Thomas, D. S. G. (eds.). London, UK: Edward Arnold.

Vose, R. S., Applequist, S., Bourassa, M. A., Pryor, S. C., Barthelmie, R. J., Blanton, B., & Young, R. S. (2013). Monitoring and understanding changes in extremes: Extratropical storms, winds, and waves. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 95(3), 377-386. DOI: 10.1175/BAMS-D-12-00162.1

- Vose, R. S., Easterling, D. R., & Gleason, B. (2005). Maximum and minimum temperature trends for the globe: An update through 2004. *Geophysical Research Letters*, 32(23), n/a-n/a. DOI: 10.1029/2005GL024379
- Williams, M. (2014). *Climate change in deserts: Past, present and future*. New York, USA: Cambridge University Press.
- WMO, World Meteorological Organization. (2018). *World Meteorological Organization. What is the climate?* Geneva, Switzerland: World Meteorological Organization.
- WRB, World Reference Base. (2015). *World Reference Base for Soil Resources 2014, update 2015 International soil classification system for naming soils and creating legends for soil maps* (Reports No. 106). Rome, Italy: World Reference Base.

DOI: 10.24850/j-tyca-2021-04-06

Artículos

Desarrollo de un sistema sostenible de fitorremediación y bioetanol con *E. crassipes*

Development of a sustainable system of phytoremediation and bioethanol with *E. crassipes*

Uriel Fernando Carreño-Sayago¹

¹Facultad de Ingeniería y Ciencias Básicas de la Fundación Universitaria los Libertadores, Bogotá, Colombia, ufcarrenos@libertadores.edu.co

Autor para correspondencia: Uriel Fernando Carreño-Sayago, ufcarrenos@libertadores.edu.co

Resumen

Eichhornia crassipes es una planta acuática, presente en climas tropicales. Debido al mal manejo de aguas residuales domésticas en ecosistemas acuáticos su reproducción es prominente, por lo tanto, en cuerpos de aguas contaminados, la biomasa de esta planta es muy abundante y por ende su disposición final conlleva grandes gastos económicos. Además, toda esta biomasa en la actualidad no se aprovecha de manera sostenible. Esta planta podría utilizarse para diferentes usos de tipo ambiental,

269

debido a su comprobado uso en la recuperación de aguas contaminadas con metales pesados y también se podría utilizar en la producción de biocombustibles debido a su alto contenido de celulosa en su biomasa. El objetivo de esta investigación es desarrollar un proceso sostenible entre fitorremediación y producción de bioetanol con la biomasa de *Eichhornia crassipes*, evaluando la incidencia de plomo (II) adherido a la biomasa de esta planta en la producción de bioetanol. Materiales y métodos: se instaló un sistema para evaluar la fitorremediación con *E. crassipes* con agua cargada con plomo (II) y la determinación de la eficacia de esta planta para eliminar este metal pesado incluso si está viva en un cuerpo de agua. Después de este proceso se procedió a tomar la biomasa cargada con plomo (II); se llevó a los biorreactores para evaluar la producción de bioetanol, así como para la evaluación de tres tipos de biomasa: una sin plomo (II) adherido y los otros dos con plomo (II) adherido a la estructura de su planta. Hubo una disminución del 30 % en la producción de etanol de *Eichhornia crassipes* debido a la presencia de plomo (II). Se concluye que la biomasa de *E. crassipes* podría utilizarse totalmente para los procesos de fitorremediación de aguas contaminadas con metales pesados.

Palabras clave: *Eichhornia crassipes*, biomasa, fitorremediación, bioetanol.

Abstract

Eichhornia crassipes is an aquatic plant, present in tropical climates and due to poor management of domestic wastewater in aquatic ecosystems,

its reproduction is prominent, therefore, in contaminated water bodies, the biomass of this plant is very abundant and hence its final disposal entails great economic costs. Moreover, all this biomass is currently not used in a sustainable way. This plant could use for different process of type environmental, due to its proven use in the recuperations of waters contaminated with heavy metals and also it is could use in the productions of biofuels, due to high content of cellulose in your biomass. The objective of this research is to develop a sustainable process between phytoremediation and bioethanol production with the biomass of *Eichhornia crassipes*, evaluating the incidence of lead (II) adhered to the biomass of this plant in the production of bioethanol. Materials and methods: a system was installed to evaluate phytoremediation with *E. crassipes* with water loaded with Lead (II), determining the effectiveness of this plant to remove this heavy metal even if it is alive in a water body. After this process, we proceeded to take the lead (II) loaded biomass to the bioreactors to evaluate the bioethanol production, evaluating three types of biomass, one without lead (II) attached and the other two with lead (II) attached to the structure of its plant. There was a 30 % decrease in ethanol production from *Eichhornia crassipes* due to the presence of lead (II). Concluding that *E. crassipes* biomass could be fully used for phytoremediation processes of heavy metal contaminated water.

Keywords: *Eichhornia crassipes*, biomass, phytoremediation, bioethanol.

Recibido: 29/08/2018

Aceptado: 10/09/2020

Introducción

La macrófita *Eichhornia crassipes* se considera una especie invasiva debido a su adaptabilidad a un amplio tipo de ecosistemas, que afecta de forma considerable el equilibrio natural de lagunas, lagos, etcétera (Vankar & Bajpai, 2008; Vásquez 2012). Una sola planta de *E. crassipes* que alcance un humedal contaminado por aguas residuales domésticas con exceso de nutrientes está eutrificada, por lo tanto la planta tiene las mejores condiciones nutricionales para crecer y multiplicarse; en promedio, cada tres días se reproduce por estolones, llegando a que esa sola planta posea en seis meses un total de más de 100 000 ejemplares en el mismo humedal. La mejor manera de controlar el crecimiento de la planta *E. crassipes* es no contaminar los humedales (Carreño-Sayago & Rodríguez-Parra, 2019; Sayago, Castro, Rivera, & Mariaca, 2020). Es una planta que ha sido fuente de muchas investigaciones en el mundo, como en fitorremediación de aguas contaminadas y la producción de bioenergía. En los últimos años se ha demostrado que esta especie se puede maniobrar de manera sustentable y diseñar soluciones sencillas, pero interesantes, en diferentes industrias que contaminan el agua con metales pesados y además como un aporte a la problemática energética que

enfrenta el mundo (Zimmels, Kirzhner, & Malkovskaja, 2006); Atehortua & Gartner, 2003); Carreño-Sayago, 2020).

La descontaminación de aguas provenientes de industrias que vierten metales pesados y contaminan el recurso hídrico es una opción eficiente y económica con el aprovechamiento de la biomasa de *E. crassipes* (Eid *et al.*, 2019; Victor, Ladji, Adjiri, Cyrille, & Sanogo, 2016). La presencia en la celulosa de *E. crassipes* de grupos hidroxilo (OH), amino (NH₂) y carboxilos (C=O) facilita la adsorción de diferentes metales pesados a través de intercambio catiónico (Lin, Yang, Na, & Lin, 2018; Eyley & Thielemans, 2014; Han, Zhou, French, Han, & Wu, 2013; Man *et al.*, 2011; Sayago *et al.*, 2020; Carreño-Sayago, 2021).

El diseño y desarrollo de sistemas de tratamiento con la biomasa de *E. crassipes* ha tenido resultados significativos en la adsorción de zinc (Atehortua & Gartner, 2003); cobre (Ibrahim, Ammar, Soylak, & Ibrahi, 2012); cromo (Atehortua & Gartner, 2003); arsénico (Sarkar, Rahman, & Bhounik, 2017; Lin *et al.*, 2018); y plomo (Borker, Mane, Saratale, & Pathade, 2013; Zhou *et al.*, 2011; Ammar, Elhaes, Ibrahim, & Ibrahim, 2014; Deng *et al.*, 2012; (Sayago, 2021).

La biomasa generada en estos tratamientos conlleva una serie de disposiciones finales costosas debido al tipo de residuo; una alternativa es continuar el proceso sostenible, ya que esta biomasa contiene aun los polisacáridos principales para la producción de bioetanol.

E. crassipes contiene grandes contenidos de celulosa y hemicelulosa, lo que la hacen una planta significativa como biomasa para la producción a gran escala de etanol e hidrógeno (Cuervo, Folch, &

Quiroz, 2009; Porous, Siregar, & Salem, 2012; Pizarro *et al.*, 2016; Lee, Park, Cho, & Kim, 2018; Zabed, Sahu, Boyce, & Faruq, 2016; Kouwanou *et al.*, 2018).

En la presente investigación se desarrolló un sistema sostenible con la biomasa de *E. crassipes*, donde se construyó un sistema de fitorremediación para la descontaminación de plomo (II) en un agua sintética; la biomasa producto de este proceso se llevó a un proceso de producción de bioetanol, con el fin de evaluar la capacidad de producción de bioetanol de esta biomasa con plomo adherido utilizada en dicho proceso.

Materiales y métodos

E. crassipes fue tomada en el municipio de Mosquera, cerca de la ciudad de Bogotá; después se lavó con agua para eliminar las trazas de barro, pues en ese humedal hay un alto grado de contaminación. Dos procesos importantes se llevaron a cabo en esta investigación: un proceso de fitorremediación donde se utilizaron *E. crassipes* para tratar el agua contaminada con plomo (II), y después de esta experimentación, el empleo de la biomasa que se usa para tratar el agua para crear un sistema compuesto por dos biorreactores para la producción de bioetanol.

Desarrollo de la experimental de la fitorremediación

Las dimensiones del modelo experimental de la fitorremediación son de 45 cm de largo, 10 cm de alto y 12 cm de ancho, en donde cada uno tenía 10 l de agua. Este diseño es a escala piloto y tenía 200 gramos de *E. crassipes* (aproximadamente dos plantas). Se realizaron experimentos por duplicado. En la Figura 1 se pueden apreciar los experimentos.

- **(2) 500 (mg/l) de plomo.**
- (2) 750 (mg/l) de plomo

Donde se obtuvieron la media, las desviaciones estándar y los coeficientes de correlación.



Figura 1. Biomasa proceso de fitorremediación de plomo.

Estas soluciones de plomo están estandarizadas para las pruebas y se asemejan a efluentes industriales, donde se prepararon soluciones de plomo (II) disolviendo sal anhidra de nitrato de plomo en agua desionizada. La evaluación propuesta de tal sistema de tratamiento duró aproximadamente 15 días. Para las evaluaciones de este sistema de tratamiento, las concentraciones en el agua de plomo en (mg/l) se midieron al principio y después cada dos días.

Desarrollo del modelo experimental de producción de bioetanol

La biomasa utilizada en el proceso de fitorremediación anterior se usó en este proceso de la producción de biocombustibles. En la Figura 2 se muestra plomo (II) adherido a la estructura de la planta.



Figura 2. Biomasa utilizada en la producción de bioetanol.

Tres experimentos se llevaron a cabo con tres diferentes tipos de biomasa:

- x1 es la biomasa del tratamiento de 500 (mg/l).
- x2 es la biomasa de 750 (mg/l).
- x0 es la biomasa sin el proceso de la fitorremediación.

Evaluando plomo (II), afecta la producción de bioetanol a partir de este tipo de biomasa. Se representa en la Tabla 1.

Tabla 1. Diferentes tipos de biomasa.

Experimental	Representación
1. Biomasa de tratamiento de 500 (mg/l) de plomo (II)	E1
2. Biomasa de 700 (mg/l) de plomo (II)	E2
3. Biomasa sin el proceso de fitorremediación	E0

El diseño del proceso de generación de bioetanol consiste, para cada experimento, de la construcción de dos biorreactores: un biorreactor para hacer el hidrolizado y un biorreactor para la fermentación. Para todos los experimentos, se contó con 50 gramos de biomasa seca utilizada en el proceso fitorremediación.

Biorreactor hidrólisis. Es de un litro en vidrio, tiene una tapa para la evaporación gases y para algunas muestras de pH y temperatura, también posee un calentador de agitación magnética a 120 rpm a una temperatura de 60 °C; esta operación se lleva a cabo de manera continua.

Se llevaron 100 g de *E. crassipes* seco a dicho reactor, donde se mezcló con agua destilada. Se hicieron reaccionar las muestras en 1 % (peso/volumen) de sosa cáustica (NaOH) a una temperatura de 60 °C, durante 12 h; las muestras se lavaron con agua del grifo hasta alcanzar el valor de pH del agua.

Posteriormente, se añadió ácido sulfúrico (H₂SO₄) 3% (volumen/volumen) a una temperatura de 60 °C durante 12 h; las muestras se lavaron con agua del grifo hasta que alcanzaron el valor de pH del agua. El contenido de azúcares reductores se determinó mediante el método dinitro ácido salicílico (DNS) (Cuervo *et al.*, 2009), que cuantifica indirectamente el consumo de sustrato. Se obtuvieron dos litros de solución de hidrolizado de *E. crassipes* para la continuación de la producción de bioetanol.

Biorreactor de la fermentación. Se tuvieron 2.5 litros en vidrio, con las mismas características del biorreactor para el hidrolizado. Se utilizó *Sacharomices sereciciae* como inóculo del fermentador del hidrolizado de *E. crassipes*. De acuerdo con los estudios de Cuervo *et al.* (2009), y Ganguly, Chatterjee y Dey (2012), se determinó que *Sacharomyces cerevisiae* es adecuada para la producción de etanol con biomasa vegetal.

Se llevaron 40 g del hidrolizado al biorreactor de la fermentación, donde se mezcló con agua destilada y se añadieron 50 gramos del inóculo; el pH inicial se ajustó a 5.5. Los biorreactores se sellaron herméticamente con septos de goma y tapones de aluminio. Durante la fermentación de la hidrólisis de la biomasa de cada tipo de biomasa, las pruebas de los porcentajes de etanol se hicieron por cromatografía de gases a diferentes intervalos de tiempo.

Resultados de la fitorremediación

Las pruebas se llevaron a cabo durante 15 días. En la Tabla 2 y Tabla 3 se muestran los resultados de las dos pruebas de cada experimento, los promedios y desviación estándar de cada experimento.

Tabla 2. Los resultados de experimento con 500 (mg/l) de plomo (II).

	Experimento 1 (mg/l)	Experimento 2 (mg/l)	Media (mg/l)	desviación estándar (mg/l)	Porcentaje (%) de remoción de plomo (II)
Día (0)	500	500	500	-	0

Día (1)	405	433	419	14	16
Día (3)	305	298	302	3,5	40
Día (5)	182	179	181	1,5	64
Día (7)	151	121	136	15	73
Día (11)	121	111	116	5	77
Día (13)	120	105	113	7,5	77
Día (15)	93	95	94	1,5	81

Tabla 3. Los resultados de experimento con 750 (mg/l) de plomo (II).

	Experimento 1 (mg/l)	Experimento 2 (mg/l)	Media (mg/l)	Desviación estándar (mg/l)	Porcentaje (%) de remoción de plomo (II)
Día (0)	750	750	-	-	0
Día 1)	599	622	611	12	19
Día 3)	480	514	497	17	34
Día 5)	388	366	377	11	50
Día (7)	288	255	272	16	64
Día (11)	179	155	167	12	78
Día (13)	155	145	150	5	80
Día (15)	145	159	152	7	80

Los resultados de la Tabla 2 y Tabla 3 indican una homogeneidad de los datos; los tres experimentos muestran un promedio significativo

debido a la baja desviación estándar, los promedios suficientemente representados en los experimentos, porque a mayor coeficiente de variación mayor es la heterogeneidad de los valores. Desde el coeficiente medio e inferior de variación, mayor homogeneidad en los valores medios (Lin *et al.*, 2018).

Las eliminaciones del proceso de la fitorremediación, con 500 (mg/l) de plomo (II) iniciales, muestran una disminución continua en este metal; se puede observar la estabilización después de 15 días de tratamiento. Las dos pruebas mostraron un comportamiento similar durante todo el proceso y las remociones estuvieron por encima del 80 %; estos resultados podrían ser comparados con Borker *et al.* (2013), donde obtuvieron remociones de Pb (II) en un 72 %. En la Tabla 3 se presenta un resumen de los datos del experimento con concentraciones iniciales de plomo de 750 (mg/l).

Al igual que el experimento inicial de 500 (mg/l), donde la planta fue capaz de adsorber 100 (mg/l) de plomo (II), en este experimento también se alcanzaron resultados representativos al primer día de tratamiento y en general en todo el proceso de tratamiento en remociones de plomo (II) por parte de *E. crassipes*, donde alcanzaron concentraciones finales de 152 (mg/l) de este metal pesado, alcanzando una remoción del 80 %.

La celulosa de las raíces atrae el plomo presente en el agua, es el mecanismo por el cual *E. crassipes* es capaz de retener de forma amplia metales pesados, especialmente plomo (II) (Pizarro *et al.*, 2016; Ibrahim *et al.*, 2012).

Resultados de la producción de bioetanol

La producción de azúcar a través de la hidrólisis de los tres experimentos fue significativa. En la Tabla 4 se muestran los resultados de la producción de cada tipo de biomasa.

Tabla 4. La productividad de azúcares reductores con tres tipos de biomasa.

	(g/l) de azúcares primarios	Rendimiento después de 25 horas
Biomasa 500 (mg/l) (E1)	8	110
Biomasa 750 (mg/l) (E2)	6	75
Biomasa de <i>E. crassipes</i> (E0)	14	150

Hubo una producción constante en el proceso de hidrólisis. Se puede observar que las concentraciones de plomo (II) adheridas a la estructura de la planta sí afecta a la producción de azúcares reductores en este proceso. Este hidrolizado se pasa al siguiente biorreactor de producción de etanol.

La Figura 3 muestra una producción de etanol más alta para la muestra de *E. crassipes* sin fitorremediación (E0), en comparación con muestras de biomasa de 500 (E1) y 750 (E2), en un tiempo de 24 horas.

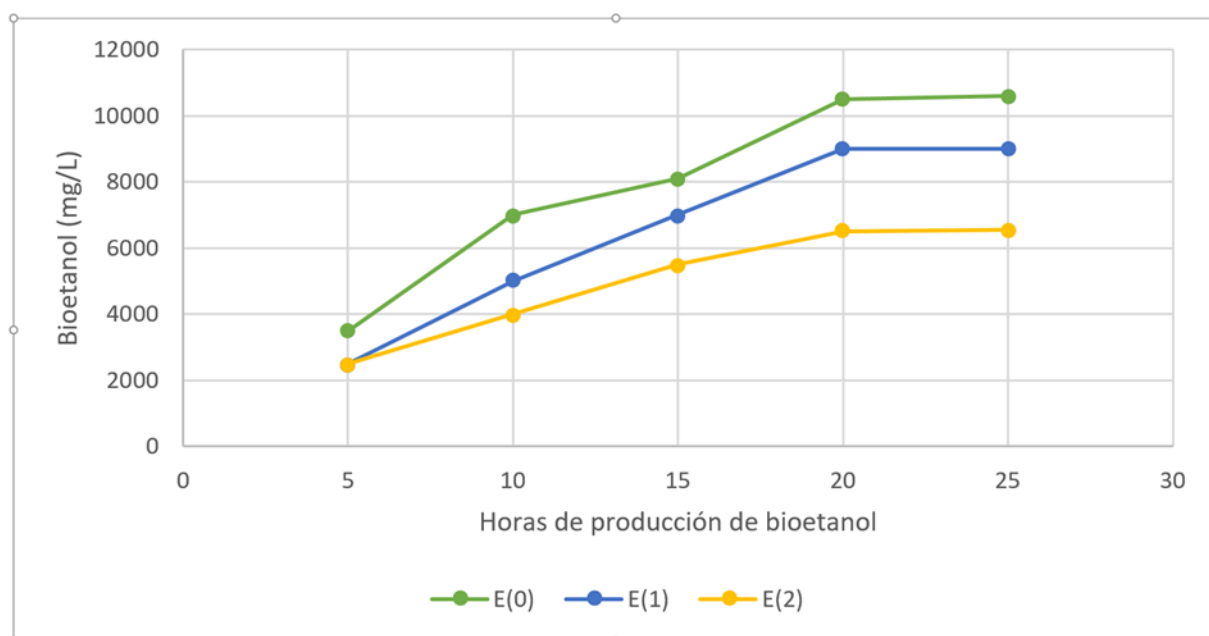


Figura 3. Productividad de etanol con diferentes cantidades de biomasa hidrolizada.

Los tratamientos con la biomasa de *E. crassipes* con plomo (II) adherido comenzaron en las primeras cinco horas para producir etanol en

cantidad menor que la biomasa sin plomo (II). En la Figura 3 se observan las curvas de crecimiento y la estabilización de cada cantidad de biomasa.

Al llevar a cabo el balance de masas se estableció que la producción de etanol a partir de biomasa hidrolizada de *E. crassipes* (E0) es rentable sin plomo adherido, con una cantidad de 10 000 (mg/l) en 25 horas. Estos diferentes resultados son similares a los estudios hechos por Lee *et al.* (2018), Zabed *et al.* (2016) y Kouwanou *et al.* (2018), donde la producción de bioetanol a partir de la biomasa de *E. crassipes* se produce con diferentes tipos de hidrólisis y con un agente de fermentación diferente. Estas investigaciones reportaron resultados eficaces, pero ninguno con biomasa cargados de metales pesados.

La biomasa del experimento de 750 (mg/l) (E2) de plomo (II) produjo una cantidad de 4 000 (mg/l) en 10 horas, menos que las otras dos muestras; posteriormente, en la hora 15, se estabilizó al llegar a 6 000 (mg/l) de bioetanol. Mientras que la biomasa del experimento de 500 (mg/l) (E1) alcanza los valores más altos al producir 7 000 (mg/l) de bioetanol a la hora 15. Esta biomasa fue menos afectada que (E2); ambos experimentos demostraron algún grado de afectación, pero produjeron bioetanol a pesar de tener grandes cantidades de plomo (II) adherido.

Discusión

En diferentes investigaciones, las capacidades de *E. crassipes* para bioadsorber metales pesados han sido comprobadas, pero no se discute cuál es la disposición final de esta biomasa con material contaminante adherido a ella. También diferentes investigaciones han concluido que con la biomasa de esta planta se puede extraer biocombustibles debido a su gran cantidad de celulosa y hemicelulosa.

Se desarrolló un proceso sustentable debido al mal uso que se le da a la planta *E. crassipes* que abunda en las zonas húmedas de diferentes ciudades de Latinoamérica. El proyecto demostró que la fitorremediación con dicha planta es eficiente y también la biomasa utilizada en este tratamiento podría ser utilizado en procesos de hidrólisis y la posterior producción de biocombustibles.

La experimentación con dos tipos de biomasa *E. crassipes* cargado con diferentes concentraciones de plomo (II) mostró que podían usarse para producir bioetanol u otros biocombustibles, pues su afectación no es significativa. Toda la biomasa de *E. crassipes* puede emplearse para la fitorremediación, y más tarde para la producción de bioetanol u otros biocombustibles como el biohidrógeno.

Debe promoverse el uso de la planta *E. crassipes* para los procesos de fitorremediación y el posterior uso de esta biomasa para la producción de biocombustibles en gran escala; es necesario determinar los costos de este macroproyecto y el mercado de su uso en la fitorremediación y bioetanol.

Conclusiones

La biomasa sin carga de plomo (II) obtuvo resultados interesantes en la producción de bioetanol, con una cantidad de 10 000 (mg/l) en 25 horas. Para las muestras con 500 (mg/L) plomo (II) adherido (E1), se produjo un 10 % menos de etanol, siendo aproximadamente 9 000 (mg/l) en las mismas 25 horas. Mientras que el experimento de biomasa de *E. crassipes* utilizada en las remociones iniciales de plomo (II) de 750 (mg/l) alcanzó un rendimiento de 40 % menos de producción de bioetanol; esta biomasa se vio afectada por la cantidad de plomo (II) adherida. Toda la biomasa de *E. crassipes* se puede usar tanto para la fitorremediación como para la producción de bioetanol.

La gran presencia de esta planta en los humedales se debe utilizar para proyectos grandes de fitorremediación y producción de biocombustibles. Se recomienda formular un macroproyecto sostenible de fitorremediación y bioenergía utilizando el potencial de la planta de *E. crassipes*.

Referencias

- Ammar, N. S., Elhaes, H., Ibrahim, H. S., & Ibrahim, M. A. (2014). A novel structure for removal of pollutants from wastewater. *Spectrochimica Acta Part A: Molecular and Biomolecular Spectroscopy*, 121, 216-223.
- Atehortua, E. & C.Gartner. (2003). Preliminary studies of *Eichhornia crassipes* dry biomass for lead and chromium removal from waters. *Revista Colombiana de Materiales*, 5, 42-51.
- Borker, A. R., Mane, A. V., Saratale, G. D., & Pathade, G. R. (2013). Phytoremediation potential of *Eichhornia crassipes* for the treatment of cadmium in relation with biochemical and water parameters. *Emirates Journal of Food and Agriculture*, 25(6), 443-456.
- Carreño-Sayago, U. F. (2020). "*Buchón de agua*" (*Eichhornia Crassipes*): *impulsor de la fitorremediación*. Bogotá, Colombia: Editorial Fundación Universitaria los Libertadores. Recuperado de <http://hdl.handle.net/11371/3807>.
- Carreño-Sayago, U. F. (2021). Development of microspheres using water hyacinth (*Eichhornia crassipes*) for treatment of contaminated water with Cr (VI). *Environment, Development and Sustainability*, 23, 4735-4746.
- Carreño-Sayago, U. F., & Rodríguez-Parra, C. (2019). *Eichhornia crassipes* (Mart.) Solms: un sistema integrado de fitorremediación y bioenergía. *Revista Chapingo Serie Ciencias Forestales*, 25(3), 399-411.

- Cuervo, L., Folch, J. L., & Quiroz, R. E. (2009). Lignocelulosa como fuente de azúcares para la producción de etanol. *BioTecnología*, 13(3), 11-25.
- Deng, L., Geng, M., Zhu, D., Zhou, W., Langdon, A., Wu, H., ... & Wang, Y. (2012). Effect of chemical and biological degumming on the adsorption of heavy metal by cellulose xanthogenates prepared from *Eichhornia crassipes*. *Bioresource Technology*, 107, 41-45.
- Eid, E. M., Shaltout, K. H., Moghanm, F. S., Youssef, M. S., El-Mohsnawy, E., & Haroun, S. A. (2019). Bioaccumulation and translocation of nine heavy metals by *Eichhornia crassipes* in Nile Delta, Egypt: Perspectives for phytoremediation. *International Journal of Phytoremediation*, 21(8), 821-830.
- Eyley, S., & Thielemans, W. (2014). Surface modification of cellulose nanocrystals. *Nanoscale*, 6(14), 7764-7779.
- Ganguly, A., Chatterjee, P. K., & Dey, A. (2012). Studies on ethanol production from water hyacinth—A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 16(1), 966-972.
- Han, J., Zhou, C., French, A. D., Han, G., & Wu, Q. (2013). Characterization of cellulose II nanoparticles regenerated from 1-butyl-3-methylimidazolium chloride. *Carbohydrate Polymers*, 94(2), 773-781.
- Ibrahim, H. S., Ammar, N. S., Soylak, M., & Ibrahim, M. (2012). Removal of Cd (II) and Pb (II) from aqueous solution using dried water hyacinth as a biosorbent. *Spectrochimica Acta Part A: Molecular and Biomolecular Spectroscopy*, 96, 413-420.

- Kouwanou, C. S., Dossa, C. P. A., Adjou, E. S., Tchobo, F. P., Bonou, C., Soumanou, M. M., & Sohounhloué, D. C. (2018). Physicochemical and Enzymatic Hydrolysis of *Eichhornia crassipes* for the production of second-generation bioethanol. *American Journal of Chemistry*, 8(2), 41-44.
- Lee, J., Park, K. Y., Cho, J., & Kim, J. Y. (2018). Releasing characteristics and fate of heavy metals from phytoremediation crop residues during anaerobic digestion. *Chemosphere*, 191, 520-526.
- Lin, S., Yang, H., Na, Z., & Lin, K. (2018). A novel biodegradable arsenic adsorbent by immobilization of iron oxyhydroxide (FeOOH) on the root powder of long-root *Eichhornia crassipes*. *Chemosphere*, 192, 258-266.
- Man, Z., Muhammad, N., Sarwono, A., Bustam, M. A., Kumar, M. V., & Rafiq, S. (2011). Preparation of cellulose nanocrystals using an ionic liquid. *Journal of Polymers and the Environment*, 19(3), 726-731.
- Pizarro, R., Flores, J. P., Tapia, J., Valdés-Pineda, R., González, D., Morales, C., ... & León, L. (2016). Especies forestales para la recuperación de suelos contaminados con cobre debido a actividades mineras. *Revista Chapingo Serie Ciencias Forestales y del Ambiente*, 22(1), 29-43.
- Porous, D., Siregar, H., & Salem, F. (2012). Studies on the uses of water hyacinth as biogas energy resource in the dam of curag (west java). In: Proceedings of the international conference on water hyacinth, Hyderabad. Chemical composition of the plant and water from different habitats. *Indian Veterinary Journal*, 68, 833-837.

- Sarkar, M., Rahman, A. K. M. L., & Bhounik, N. C. (2017). Remediation of chromium and copper on water hyacinth (*E. crassipes*) shoot powder. *Water Resources and Industry*, 17, 1-6.
- Sayago, U. F. C., Castro, Y. P., Rivera, L. R. C., & Mariaca, A. G. (2020). Estimation of equilibrium times and maximum capacity of adsorption of heavy metals by *E. crassipes*. *Environmental Monitoring and Assessment*, 192(2), 141.
- Sayago, U. F. C. (2021). Design and development of a biotreatment of *E. crassipes* for the decontamination of water with Chromium (VI). *Scientific Reports*, 11(1), 1-16.
- Vankar, P. S., & Bajpai, D. (2008). Phyto-remediation of chrome-VI of tannery effluent by *Trichoderma* species. *Desalination*, 222(1-3), 255-262.
- Vásquez, B. (2012). El tratamiento de los desechos líquidos de la zona de tintura en las flores para la exportación con *Eichhornia crassipes* (Buchón de Agua). *Revista Lasallista de Investigación*; Vol.1, No. 2.
- Victor, K. K., Ladji, M., Adjiri, A. O., Cyrille, Y. D. A., & Sanogo, T. A. (2016). Bioaccumulation of heavy metals from wastewaters (Pb, Zn, Cd, Cu and Cr) in water hyacinth (*Eichhornia crassipes*) and water lettuce (*Pistia stratiotes*). *International Journal of ChemTech Research*, 9(2), 189-195.
- Zabed, H., Sahu, J. N., Boyce, A. N., & Faruq, G. (2016). Fuel ethanol production from lignocellulosic biomass: an overview on feedstocks and technological approaches. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 66, 751-774.

- Zhou, W., Ge, X., Zhu, D., Langdon, A., Deng, L., Hua, Y., & Zhao, J. (2011). Metal adsorption by quasi cellulose xanthogenates derived from aquatic and terrestrial plant materials. *Bioresource Technology*, 102(3), 3629-3631.
- Zimmels, Y., Kirzhner, F., & Malkovskaja, A. (2006). Application of *Eichhornia crassipes* and *Pistia stratiotes* for treatment of urban sewage in Israel. *Journal of Environmental Management*, 81(4), 420-428.

DOI: 10.24850/j-tyca-2021-04-07

Articles

Permeable concrete design for heavy metal absorption in sustainable roads

Diseño de concreto permeable para absorción de metales pesados en carreteras sustentables

Juan F. Silva-Juarez¹, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5668-681X>

Omar Chavez-Alegria², ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4474-0206>

J. Ramon Gaxiola-Camacho³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9230-8111>

Jesus R. Millan-Almaraz⁴, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-3800-3712>

¹Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, Mexico, franciscosiju@gmail.com

²Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, Mexico, omar.chavez@uaq.mx

³Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Sinaloa, Mexico, jrgaxiola@uas.edu.mx

⁴Facultad de Ciencias Físico Matemáticas, Universidad Autónoma de Sinaloa, Sinaloa, Mexico, jmillan@uas.edu.mx

Corresponding author: Jesus R. Millan-Almaraz, jrmillan@uas.edu.mx

Abstract

Nowadays, there is a great amount of heavy metals on highways and parking lots. For example, some of such heavy metals are generated mainly by factors as fuel and lubricants leakages, vehicles rust, and carbon emissions. Because of this and some other factors, water pollution occurs due to superficial slurring. In this paper, the application of natural basaltic rocks as an additive for permeable concrete mixtures is presented. During this process, the batch adsorption method is used to determine the effectiveness of the proposed material in removing arsenic (As), zinc (Zn), and cadmium (Cd) concentrations that are typically found in low transit highways and other hydraulic infrastructure. The adsorption test was carried out by immersing 50 mm x 100 mm permeable concrete cylinders in 1-L beakers for 96 h using standard As, Zn, and Cd reagents with 10, 30, 50, and 90 mg/l concentrations, respectively. Results demonstrated that the retention efficiencies were decreased when As and Zn concentrations were increased. However, Cd presented better elimination levels at 90 mg/l concentration where results determined a Cd elimination up to 89 %, 98 % for As, and 75 % for Zn. Finally, based on the results, it is proposed a new methodology for the classification and characterization of basaltic rocks, such a methodology represents a novel process to design permeable concrete material using X-ray fluorescence spectrometry as the base to determine heavy metal absorption on concrete materials. The presented approach will contribute to the

improvement of environmental conditions before water treatment processes.

Keywords: Adsorption test, environmental engineering, permeable concrete, heavy metal adsorption.

Resumen

Actualmente existe una gran cantidad de metales pesados en carreteras y estacionamientos. Por ejemplo, algunos de estos metales pesados son generados principalmente por factores como fugas de combustibles y lubricantes, oxidación de vehículos y emisiones de carbono. Debido a lo anterior y otros factores ocurre contaminación de aguas debido al escurrimiento superficial. En este artículo se presenta la aplicación de rocas basálticas naturales como aditivo para mezclas de concretos permeables. Durante este proceso, el método de adsorción por lotes se utilizó para determinar la efectividad del material propuesto, a fin de eliminar arsénico (As), zinc (Zn) y cadmio (Cd) típicamente encontrados en carreteras de bajo tráfico e infraestructura hidráulica. La prueba de adsorción se llevó a cabo sumergiendo cilindros de concreto permeable de 50 mm x 100 mm en vasos de precipitado de un litro por un periodo de 96 horas usando reactivos estándares de As, Zn y Cd en concentraciones de 10, 30 50 y 90 mg/l, respectivamente. Los resultados demostraron que las eficiencias de retención disminuyeron cuando las concentraciones de As y Zn se incrementaron. Sin embargo, se presentó una mejor eliminación de Cd a un nivel de 90 mg/l, donde los resultados determinaron una eliminación de Cd de hasta 89 %, 98 % para As y 75 % para Zn. Finalmente, con base en los resultados, se propone una nueva

metodología para clasificación y caracterización de rocas basálticas para diseñar materiales de concreto permeable usando espectrometría de fluorescencia de rayos X como base para determinar adsorción de metales pesados en concretos permeables. El presente proyecto contribuirá a la mejora de condiciones ambientales previas al proceso de tratamiento de aguas.

Palabras clave: prueba de adsorción, ingeniería ambiental, concreto permeable, adsorción de metales pesados.

Received: 15/06/2020

Accepted: 10/09/2020

Introduction

The literature (Li, Zhang, Liu, & Peng, 2017) documented that environmental problems, such as floods, water pollution, climate, and urban phenomena as urban heat islands, are due to the lack of sustainable drainage systems capable of mitigating these problems. In this sense, Uma-Maguesvari *et al.* (2013) and Starke, Wallmeyer, Rölver, Göbel, and Coldewey (2011) reported that the sections of permeable pavements can purify the rain beforehand, and such pavements can be categorized as

tunnels for the exchange of heat between the humidity of the environment and the pavement. This will yield positive environmental effects as maintaining the aquifer equilibrium, and the relief of heat island phenomena.

In addition to the above, impermeable infrastructure may transport pollutants to the water channels and aquifers (Javadi, Abdollahian, Zhao, Ghavami, & Rockaway, 2016). Furthermore, some other scholars as Sandahl, Baldwin, Jenkins and Scholz (2007), and Haselbach, Poor, and Tilson (2014) reported that surface runoff contains high levels of heavy metals such as Zn and Cu, such metals represent a threat if they are discharged directly to water channels, rivers or water storage systems. The presence of these contaminants in surface waters has become a serious environmental problem, mainly because these metals are not biodegradable and can be incorporated into the food chain and, therefore, they represent serious problems to human health (Ammar, Ismail, & El-Shafey, 2016). Along with the above-mentioned problem, in roads and parking lots, the contribution of heavy metals is mainly caused by leaks of fuel and lubricants, body rust, tire wear, brakes, and carbon dioxide emissions (Turer, 2005; Mangani, Berloni, Bellucci, Tatàno, & Maione, 2005). In this sense, Birch and Scollen (2003) found that the highest concentrations of heavy metals in gutters are due to the high wind speed generated by vehicles near the road.

In recent investigations (Sounthararajah, Loganathan, Kandasamy, & Vigneswaran, 2017), the use of permeable pavements has been studied, principally related to water treatment. In the above investigation, it was observed that the combination of a treatment based on a mixture of zeolite and basalt, in different concentrations, generated a good quality

of the water according to the marine environment water standards, eliminating heavy metals, which are produced by different sources of pollutants and currently transported to the oceans by surface runoff and aquifers due to their infiltration. Another important aspect in the use of permeable concrete design is the type of stone aggregate used in the composition of the mixture (Weiss, Kayhanian, Gulliver, & Khazanovich, 2017). Parallel to the above investigations, to determine which material has better properties for the absorption of heavy metals such as Pb and Zn from surface runoff, Zhao and Zhao (2014) used a porous asphalt with 3 pavement models, the first one with the implementation of basalt, the second with limestone, and the third one using a combination of basalt-limestone, total lead, and zinc concentrations were remarkably reduced throughout the initial flush, showing, on average, reductions of 90 and 80.5 %, respectively. Basalts and zeolites are important low-cost materials for water treatment of both surface runoff and wastewater. Therefore, they have a high cation exchange capacity, which is favorable since they present a high performance in the absorption of metal contaminants that can be found in the infiltration of water in permeable pavements (Wang & Pang, 2010).

As mentioned before, permeable concrete is a structure with the ability to reduce the volume of surface rainwater through its network of pores. In addition, permeable concrete improves water quality and helps mitigate the effects of the heat island due to the growth of the urban place (Haselbach, Boyer, Kevern, & Schaefer, 2011). In recent research (ACI, 2010; Delatte, Mrkajic, Miller, 2009) it has been demonstrated that the use of permeable concrete allows the retention of heavy metals from surface runoff, these investigations focused on fully permeable pavement

systems that mainly consist of common Portland cement as the binder material, coarse aggregates, aggregates fine or not fine and water (ACI, 2010; Delatte *et al.*, 2009).

Features such as the distribution, size, and tortuousness of stone aggregates in permeable concrete can be modified. So, there is a filtration of contaminants and provide enough time for the water to interact with the pH [high > 12.00 standard units (S/U)] of a permeable concrete mixture (Komastka, Kerkhoff, & Panarese, 2003). Many techniques such as adsorption, chemical oxidation, precipitation, solvent extraction, ion exchange, membrane processes, and reverse osmosis have been developed for the removal of metal ions from aqueous solutions (Eloussaief & Benzina, 2010). Among them, adsorption technology is the most promising process involved in the removal of toxic metals from industrial waste streams and natural waters with the selection of a suitable adsorbent (Potgieter, Potgieter-Vermaak, & Kalibantonga, 2006; Aydin, Bulut, & Yerlikaya, 2008). According to the afore-mentioned researchers, permeable concrete can have high absorption capacities of heavy metals, which may contribute to improving the quality, and thus prevent water contamination due to possible leakages that the vehicle fleet spills on the roads.

In summary, the contribution of this research is justified by the development of a detailed methodology on the implementation of a natural basalt of 9.5 mm maximum size as aggregate in permeable concrete mixtures. The batch adsorption method is used for determining the efficiency to eliminate typical concentrations of As, Cd, and Zn simulating the heavy metals found by different authors in the

accumulated sediments on the hydraulic infrastructure in low traffic roads of the highways.

Materials and methods

Basaltic rock characterization

The characterization of basaltic rocks is widely documented in the literature. For example, Borazjani, Ghiasi-Freeez, and Hatampour (2016) reported that the use of petrographic thin sections is the first step to understand the characteristics of a rock. In this sense, Paulsen *et al.* (2013) established that thin sheets are principally used for the identification of minerals and aspects such as fractures, mineral zoning, and rock textures, as well as to concisely identify the formation of rocks and their classification. Samples of basaltic rock pieces reduced to a thickness of 30 microns (μm), with their polished surfaces, were used to determine that the aggregate used in permeable concrete is a basalt. The thin sheets were observed through a petrographic microscope model MOTIC BA310, such samples are analyzed using transmitted light for the determination of mineral content, rock texture, and mineral alteration. It

was observed that basalt is mainly composed of pyroxenes and plagioclase rich in Ca, its texture is aphanitic and its structure is vesicular as illustrated in Figure 1.

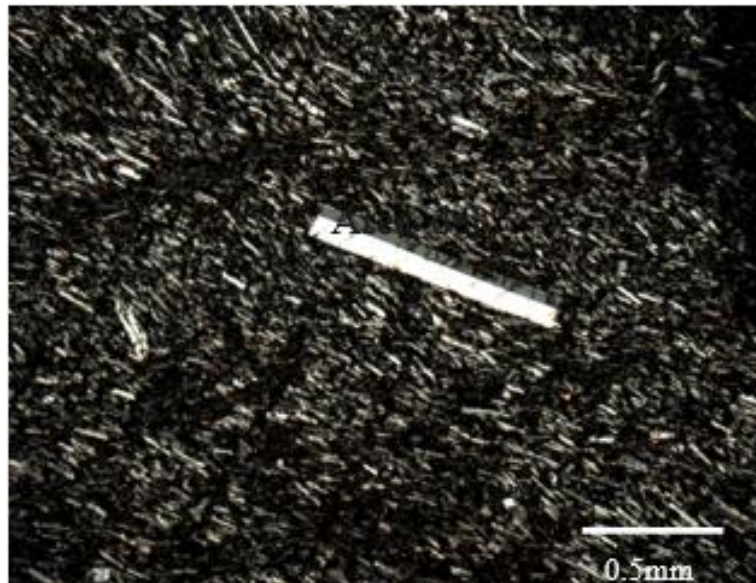


Figure 1. Microscopy of thin sections of basaltic rock at a scale of 0.5 mm.

Specimens of Permeable Concrete

The dosage method was based on the volume of the paste required to join the aggregates and maintain the design void content according to the American Concrete Institute recommendation (ACI, 2010). Permeable

concrete cylinders were prepared using a mixture of CEMEX CP30 compound composite Portland cement, the maximum nominal aggregate size of 9.5 mm (obtained from the *La Cañada* material bank located in the city of Querétaro, Mexico), and water. Table 1 summarizes the proportions of the above-mentioned materials used in 1 m³ of the mixture. Such materials were combined in a concrete mixer and sneaked into cylindrical molds.

Table 1. Proportion of the permeable concrete mixture.

Material	Quantity	Units
Cement	320.57	kg/m ³
Thick Aggregate	1679.153	kg/m ³
Effective water	128.08	kg/m ³

Once mixed, the cylinders were covered and cured for 7 days in a controlled environmental chamber with 50 % humidity at 23 °C, before testing the absorption batches. The dimensions of the cylinders were 50x100 mm. Tests were conducted to determine the compressive strength of cylindrical specimens of permeable concrete according to ASTM C39 as shown in Figure 2 and shown in the lines below in Table 5 (ASTM, 2015). To decrease the experimental variability, every cylinder was prepared in the same batch of concrete using similar sources of cement and aggregates. The process of the test was designed to determine if the permeable concrete may be able to eliminate heavy

metals and measure the level of retention that concrete may have at different initial concentrations of As, Cd and Zn.



Figure 2. Simple compression Permeable concrete cylinders.

Batch absorption method

Three solutions were prepared with standard reagents of As, Cd, and Zn (ASTM, 2015). The standard solutions had a concentration of 1000 mg l⁻¹. From each standard solution, dilutions were made to obtain uniform concentrations of Cd and Zn of 10, 30, 50, and 90 mg/l, respectively for each contaminant. This batch test was performed by immersing the concrete cylinders in a 1-L beaker containing the solutions of As, Cd and Zn for 96 h. All beakers were washed with acid in a 5 % nitric acid solution for 12 h and rinsed with distilled water before the test (see Figure 3).



Figure 3. Deposition of heavy metal precipitates in concrete in a batch reactor.

After 96 h, the concrete cylinders were removed from the solution, drip-dried, lightly covered by a cellulose-based plastic wrap, and finally dried inside the environmental chamber at 50 % humidity at 23 °C. To avoid cracking and preserve surface reactions, the analysis was subsequently performed on the total reflection X-ray fluorescence spectrometer (TXRF).

Total Reflection X-Ray Fluorescence (TXRF)

In this investigation, a TRFX spectrometer (S2 PICOFOX, “Buker” AXS Microanalysis GmbH) was used. The instrument calibration was improved with a standard of chemical elements concentration used in this research such as As, Cr, Cd, and Zn of 1 mg/l. The time for data acquisition for each sample during the calibration process was 1 000 s. Each spectrum was analyzed. This device has a low-power X-ray ceramic metal tube cooled with a molybdenum lens, working at a maximum power of 50 W, and a silicon drift detector (SDD) without liquid nitrogen with the compact S2 PICOFOX TXRF instrument (Bruker, 2007). The technical specifications according to the Bruker manufacturer of the S2 PICOFOX TXRF instrument are summarized in Table 2.

Table 2. S2 PICOFOX technical specifications.

Technical specification	Unit
X-ray tube	50 W (50 kV, 1 mA), Mo objective
Optics	Multilayer monochromator, 17.5 KeV
Detector area	10 mm ² , ~ 140 eV @ K α -Mn
Carrier Quartz	30 mm diameter
Size, weight	590 × 450 × 300 mm, 37 kg

Sample Preparation for Total Reflection X-Ray Fluorescence Analysis

Polished spectroil (synthetic) quartz discs have 30 mm in diameter and 3.0 mm of thickness. They were used for sample preparation. Before starting the test, a cleaning protocol was followed, comprising several stages. First, a cleaning solution RBS 50TM (SigmaTM, Germany) 5:50 to ultrapure water (18 M Ω cm, Milli-Q, Millipore) was used. Then, nitric acid solution at 10 % under heating, rinsing with ultrapure water, drying in an oven at 80 °C was applied. Finally, the siliconization of the surface was performed with a solution of silicon in isopropanol (ServaTM, Germany) so that the surface becomes hydrophobic and causes a small evaporation point. The successful removal of the previous sample was verified by

carrying out blank test measurements, the absence of element peaks, apart from silicon (Si), quartz, and molybdenum (Mo) from the source was observed. Figure 4 illustrates the process of preparation for TXRF analysis samples, where Figure 4(a) shows the addition of silicone in isopropanol and Figure 4(b) illustrates the preparation of the sample including 10 μL solution of the concrete sample exposed to Arsenic, Zinc and Cadmium metals for TXRF analysis.

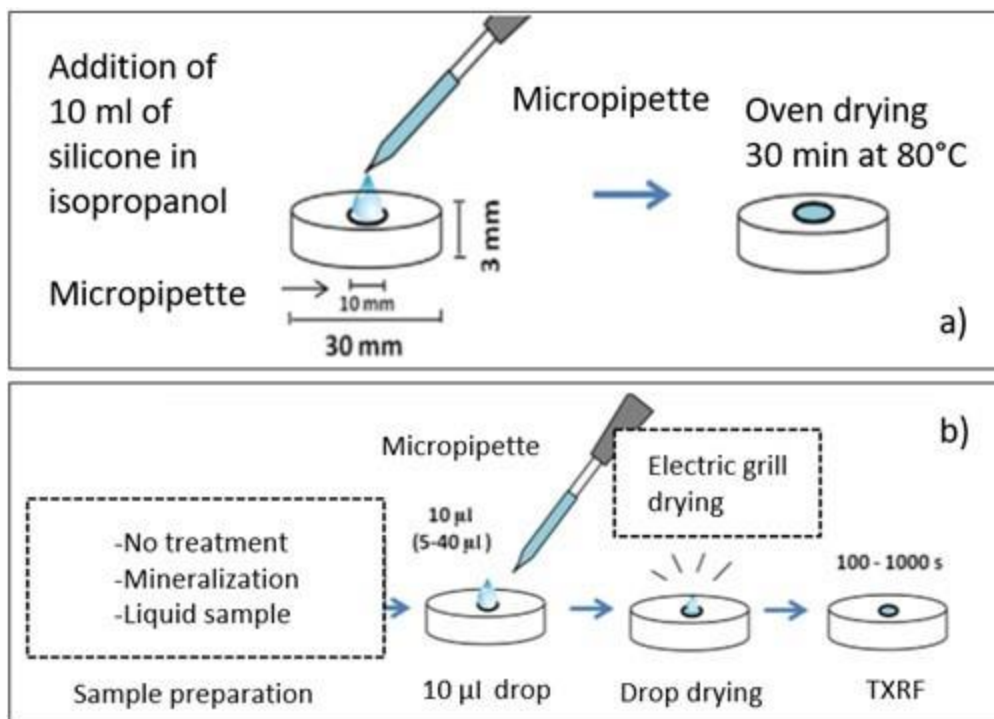


Figure 4. Preparation of the samples for analysis with S2 PICOFOX: (a) Addition of silicone in isopropanol Y; (b) sample preparation for TXRF analysis (De-La-Calle, Cabaleiro, Romero, Lavilla, & Bendicho, 2013).

Finally, the quantitative analysis was performed by internal standardization of the analysis samples. Gallium was chosen as the internal standard due to its low abundance in the type of samples studied and good sensitivity in the determination of TXRF.

Total Reflection X-Ray Fluorescence Measurements

The instrument calibration test was performed with a multi-element standard containing a certified concentration of Ar, Cr, Cd, Zn, and Mr of 1 mg/l (Bruker, 2011). The data acquisition time for each sample measurement was 1000 s (live time). The spectra were processed with the S2 Picofox™ software (Bruker, 2011). Subsequently, the lines of the elements to be found in the response spectrum are identified to verify which elements are in the sample to be analyzed. Finally, the concentration of the elements was calculated from Eq. (1) using the intensities and relative sensitivities of the elements to be analyzed, which are dimensionless values that indicate the maximum intensities of the respective elements about the quantity of sample (Bruker, 2011).

$$C_i = \frac{C_{IS} * N_i * S_{IS}}{N_{IS} * S_i} \quad (1)$$

Where C_i is the concentration of the element to be analyzed; C_{IS} is the concentration of the internal standard; N_i is the number of the net pulse within the measurement spectrum of the element to be analyzed; N_{IS} the number of the net pulse within the measurement spectrum of the internal standard; S_i the relative sensitivity of element i ; S_{IS} is the relative sensitivity of the internal standard element.

Energy-dispersive X-ray Fluoresce (EDXRF)

A commercially available benchtop EDXRF spectrometer (S2 PUMA Carousel, Bruker AXS, MbH, Germany) was used in the present study. This instrument is equipped with a Pd target X-ray tube (max. Power 50 W) and a XFLASH LE Silicon Drift Detector (SDD), ultra-thin beryllium window (0.3 μm thickness) with a resolution lower than 129 eV at Mn-K α line for a count rate of 100,000 counts-per-second. In this LE configuration of SDD detectors, the intensities for Na K- α and Mg K- α are, respectively close to 8 and 4 times higher than the intensity recorded by conventional SDD detectors. The instrument is also equipped with nine primary filters that can be used in front of the tube before the X-ray beam impinges the sample surface to improve measuring conditions for the elements of interest and it can operate under vacuum conditions. The technical specifications according to the Bruker manufacturer of the S2 PUMA EDXRF instrument are summarized in Table 3.

Table 3. S2 PUMA technical specifications.

Technical specification	Unit
Range of elements	Sodium to Uranium (Na-U)
Range of concentration	From mg l ⁻¹ to 100 %
Anode X-ray tube	Pd; power max 50; voltage max. 50 kV
Primary filter	10 mm ² , ~ 140 eV @ K α -Mn
Sample Size	Samples of 32.40 or 51.5 mm Ø (1.26, 1.56 or 2.03 inch). Large Samples: max width 457 mm (18.00 inch).
Sample Loader	EasyLoad™ Carousel sample tray, 12 positions, removable
Size	66 x 70 x 56 cm; 127 kg 26 x 27.6 x 22.0 inch; 278 lbs
Kind of samples	Loose powders, granules, solids, pressed pellets, molten pearls, and liquids up to 50 ml

The software used to control the equipment, build the calibrations, and perform the data treatment was SPECTRA EDX (Bruker AXS, GmbH, Germany). Such software can perform the full line profile fitting,

deconvolutions when lines overlap, intensity corrections for inter-element effects, and full-quantitative routines.

Arsenic absorption lots with permeable concrete and concentration measurement with spectrometry (EDXRF)

The preparation of concrete and basalt specimens followed a methodology similar to that of thin sheets for petrography. First, the manufacture of concrete cubes was carried out with the proportion of the mix design for permeable concrete, except that, without the added basalt stone, this was to be able to perform the analysis separately for concrete and basalt. A cutter of MK-500 material was used to give the samples a regular shape. Once the solution was prepared at a concentration of 90 mg l⁻¹ of As in water, the suspension of concrete samples of 5 cm x 5 cm sideways with a thickness of 5 mm and basalt with measurements of 3 cm x 2 cm was taken, in Falcon centrifuge tubes up to a height of 10 ml of As solution. The test time was 8 days at a constant temperature of 25 ° C in an oven. After 8 days, the samples were removed from the solution, to subsequently perform the analysis on the S2 PUMA spectrometer with the EDXRF technique. Sampling was performed at 2, 4, 6, and 8 days, respectively for both liquid basalt and concrete samples. The solid samples were dried in the oven at a temperature of 25 ° C for 24 h before

taking their measurement. For the liquid samples, the process was different, since for its preparation plastic cups were used to store 7.0 g of liquid sample already contaminated with As, at the bottom of this glass a transparent Mylar membrane was used. After 8 days of taking and preparing the samples, all samples were measured. For this, a Bruker S2 PUMA brand device was used to measure up to 11 samples. Plastic cups containing liquid samples were placed in the equipment carousel. Once all the samples were mounted on the S2 PUMA, the type of sample (solid or liquid) and the characteristics of the sample are selected. The sample ID was introduced, then the diameter of 3.5 cm of the plastic cup, with a Mylar membrane with a thickness of 3.60 microns (μm), to then perform the quantification with the equipment with a duration of 5 minutes per sample. The response spectrum of the equipment is shown in Figure 5.

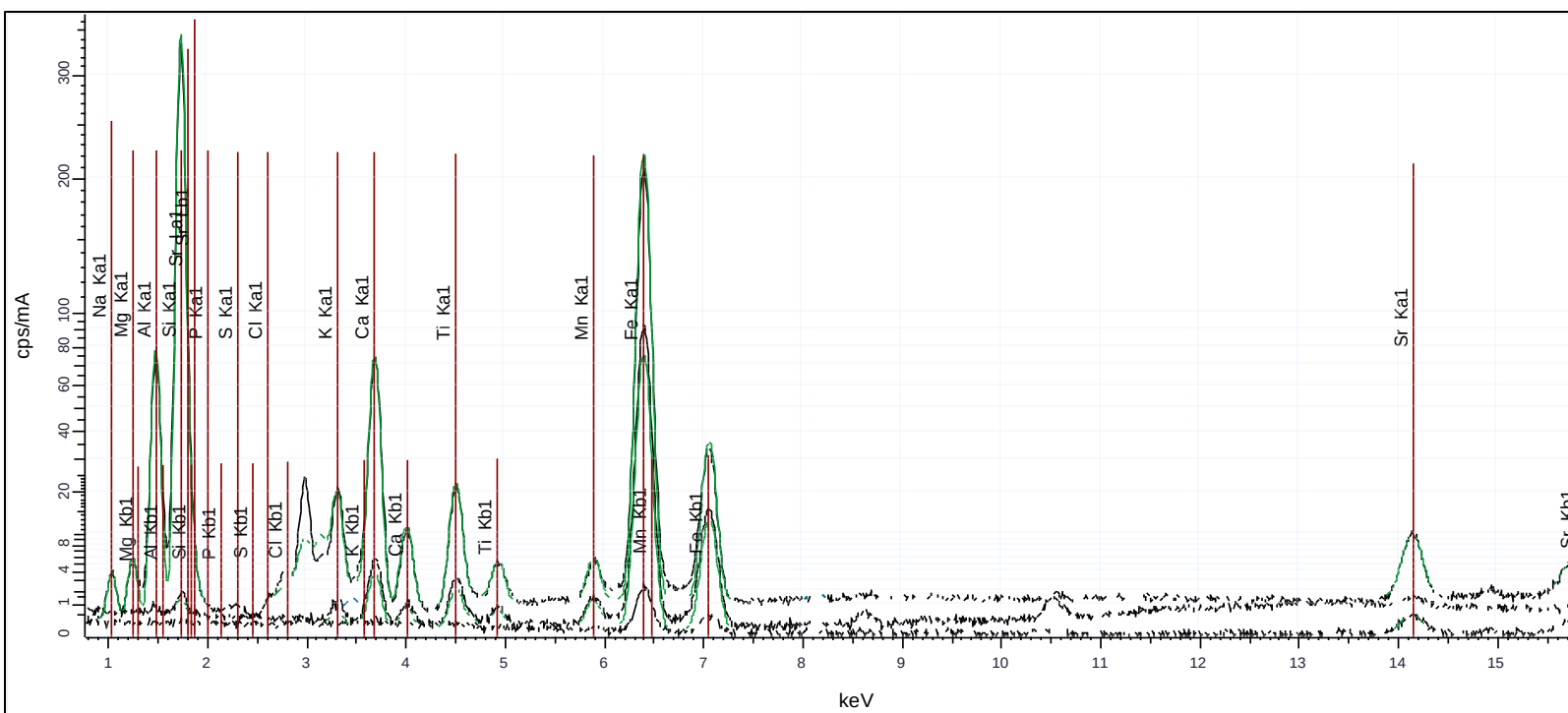


Figure 5. Response spectrum for As 90 mg l-1 solution.

Results and discussion

Permeable Concrete Mix Design for Contaminant Absorption Tests

A mixture of simple permeable concrete containing a coarse aggregate of basaltic stone, composite Portland cement, and water was used for the experiment. The maximum nominal size of the aggregate was 9.5mm (3/8"). The specific gravity of the aggregate was 2.90, and the absorption was 1.5 % (ASTM, 2015). All mixtures were designed for empty spaces of 20% and were produced with a water-cement ratio of 0.40. Table 4 summarizes the mechanical properties of basalt used in the permeable concrete mixture.

Table 4. Basalt mechanical properties.

Basalt mechanical properties (kg/m ³)	Quantity
---	----------

Compact dry volumetric mass	1.44
Loose-dry volumetric mass	1.53
Apparent specific weight	2.81
Apparent specific weight (S.S.S)	2.85
Nominal specific weight	2.94
% absorption	1.58

Additional information about the resistance of the samples of concrete used in this research is presented in Table 5.

Table 5. Simple compression values of permeable concrete cylinders.

Age (days)	Cylinder 1 resistance (kg)	Cylinder 2 resistance (kg)	Cylinder 3 resistance (kg)	Average resistance (kg/cm ²)
7	108.68	107.52	109.68	108.63
14	126.89	125.68	127.63	126.73
21	153.48	151.36	154.87	153.24
28	177.69	178.69	181.65	179.34

The results obtained are within the expected range of 140 kg/cm² to 180 kg/cm² after 28 days of setting (ACI-522R.6, 2006), which are appropriate for the use of this permeable concrete as drainage infrastructure on a land route, or streets or roads with little traffic.

Heavy metal retention with permeable concrete

This study has been carried out to determine the efficiency of As, Zn, and Cd removal from the synthetic aqueous solution using permeable concrete with basaltic rocks. For batch tests with permeable concrete, the removal efficiencies were as follows: As 55-81 %, Zn 75 % -96 %, and Cd 50-89 %. As the concentration of metals increased, retention efficiencies decreased, except for Cd, which had better disposal levels at a higher concentration. The percentage of removal of individual heavy metals for each solution is shown in Figure 6. On the other hand, Figure 7 and Figure 8 are grouped by initial concentration, final concentration, and efficiency percentage. In general, all samples showed high levels of metal removal. For concentrations less than 10 mg/l of As and Zn, it is observed a higher absorption efficiency, and for concentrations greater than 10 mg/l Cd, higher levels of heavy metal retention are noted.

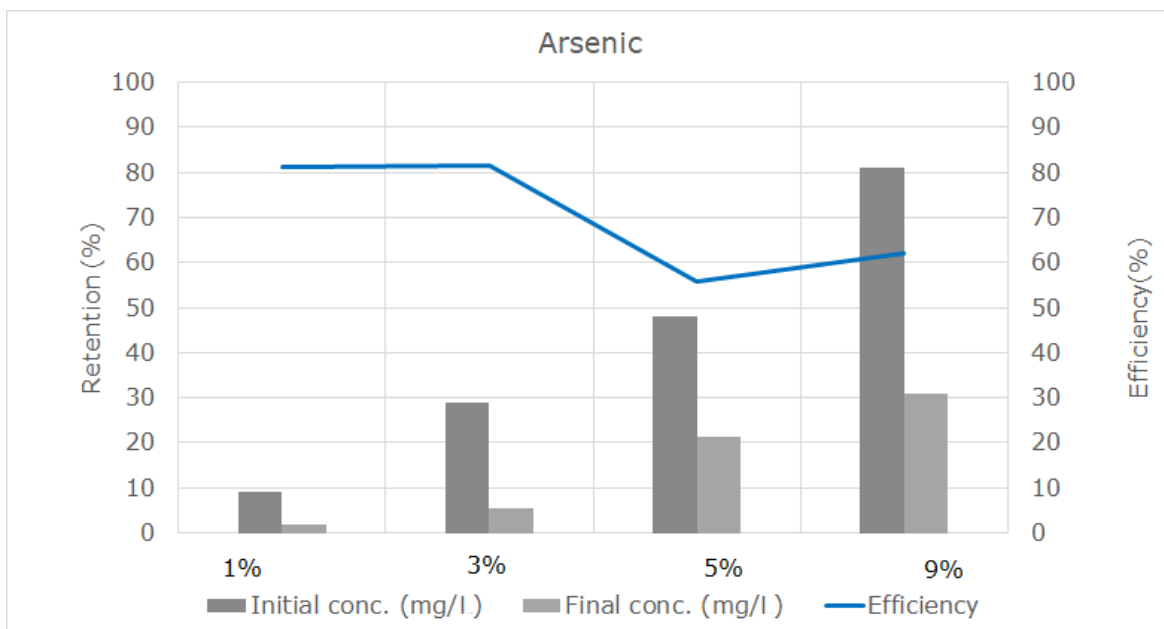


Figure 6. Arsenic retention efficiency with the use of permeable concrete.

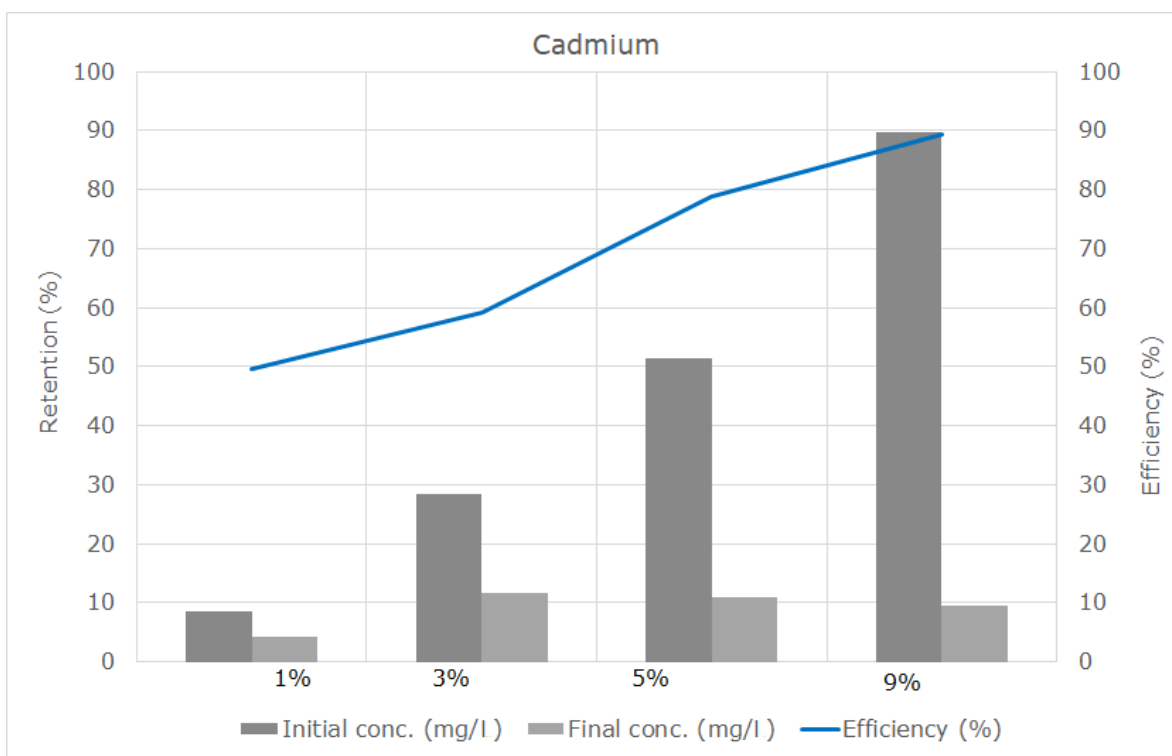


Figure 7. Cadmium retention efficiency with the use of permeable concrete.

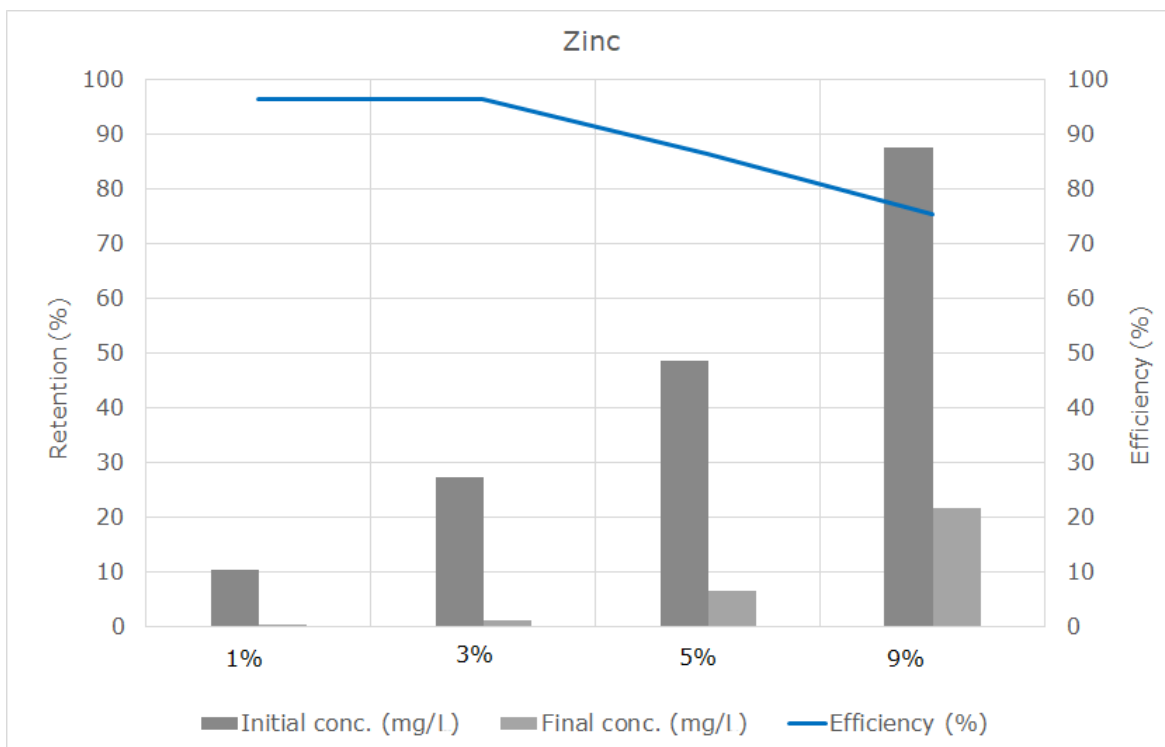


Figure 8. Zinc retention efficiency with the use of permeable concrete.

Other elements that were found in the measurement of the solutions with the total reflection X-ray fluorescence method and the S2 PICOFOX equipment are presented in Table 6.

Table 6. The initial and final concentration of other elements found in the solutions.

Element		Concentration S2PICOFOX (mg/l)							
		Initial (1 %)	Final (1 %)	Initial (3 %)	Final (3 %)	Initial (5 %)	Final (5 %)	Initial (9 %)	Final (9 %)
Arsenic	Phosphorus (P)	58.75	72.20	76.17	135.93	84.38	94.13	79.76	90.96

	Potassium (K)	11.34	38.25	12.97	22.99	12.79	45.00	11.56	35.38
	Calcium (Ca)	50.90	120.05	57.17	189.59	58.32	599.20	51.50	1020.80
Zinc	Chlorine (Cl)	72.77	25.350	70.54	64.31	103.12	165.28	327.80	409.82
	Potassium (K)	52.45	12.817	9.15	51.78	11.04	37.63	18.95	30.48
	Calcium (Ca)	60.64	56.710	62.01	83.66	53.25	147.18	90.35	303.41
Cadmium	Phosphorus (P)	46.55	67.450	61.32	60.02	46.53	62.63	46.53	72.59
	Potassium (K)	9.74	58.290	10.82	41.34	10.95	34.80	10.95	32.89
	Calcium (Ca)	46.38	199.590	55.06	93.72	52.16	228.60	52.16	348.46

Based on the previously presented results, Zn, As, and Cd are attracted by potassium, calcium, and phosphorus, which causes ionic exchange between these elements. It was also observed that there was a process of decalcification of the permeable concrete caused by the presence of As, Zn, and Cd in the solution, leaving basalt exposed in some areas of the cylinder. In this sense, Figure 9 illustrates this phenomenon after exposing the concrete cylinder for 96 h with heavy metals.

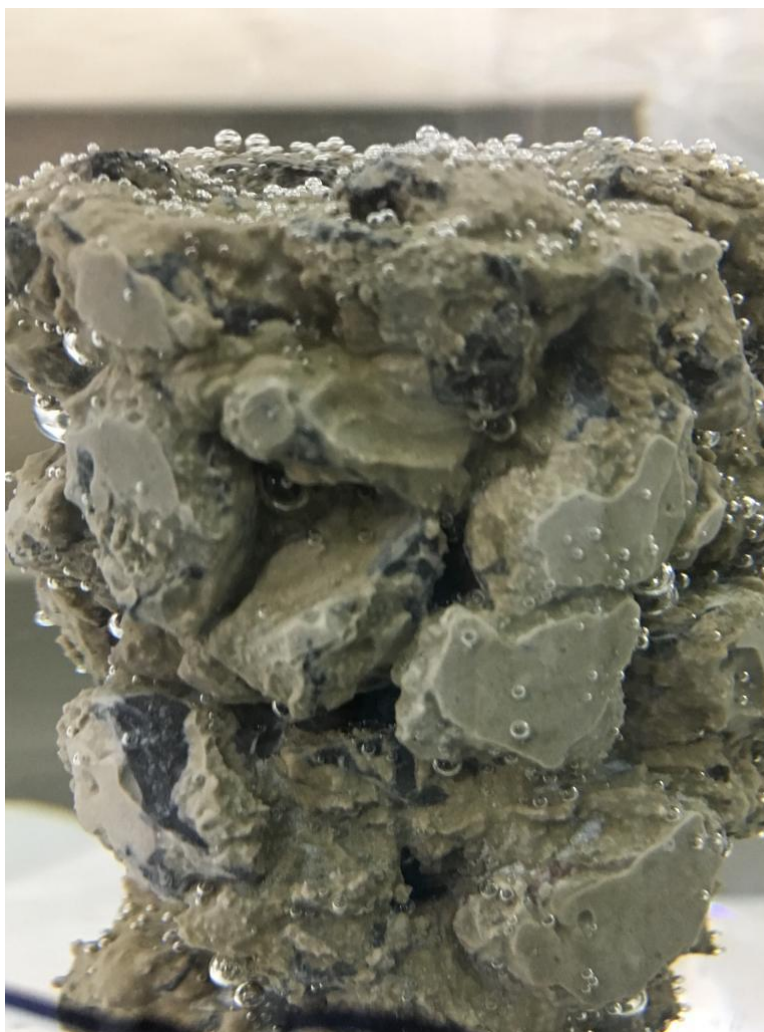


Figure 9. Decalcification of permeable concrete exposed to As, Cd, and Zn.

Subsequently, when analyzing each contaminant separately, a general mixture was made with Cd, As, and Zn in the percentages where the highest retention efficiency was obtained for each of them. Next, Table 7 shows the initial and final concentrations of the elements found in the complete mixture of all contaminants.

Table 7. Initial and final concentrations of Cd, Zn and As in the As absorption batches.

Chemical element	Initial	Final
K	9.16	373.90
Ca	47.19	3439.92
Zn	8.41	4.19
Ga (IS)	10.00	10.00
As	23.25	5.98
Cd	79.20	33.34

As well as what was mentioned by Zhao and Zhao (2014), where the analysis is performed for the efficiency of lead and zinc removal of basalt materials, Limestone and limestone with basalt, it is determined that basalt can retain up to 80.50 % Zinc, which for analysis performed for this research was up to 96 %, thus increasing the retention for Zinc by 15.50 %.

Arsenic absorption lots with concrete and basalt with concentration measurement with spectrometry (EDXRF)

After the eight days of proof of exposure of the material to the solution with As for concrete and basalt and after performing the measurements with the S2 PUMA equipment, it was verified that the calculation of the solution for 90 mg l⁻¹ of As was correct and thus to obtain the initial concentration with which reference was made to know the efficiency of each of the materials. The measured concentrations for each of the test days are shown in next Figure 10.

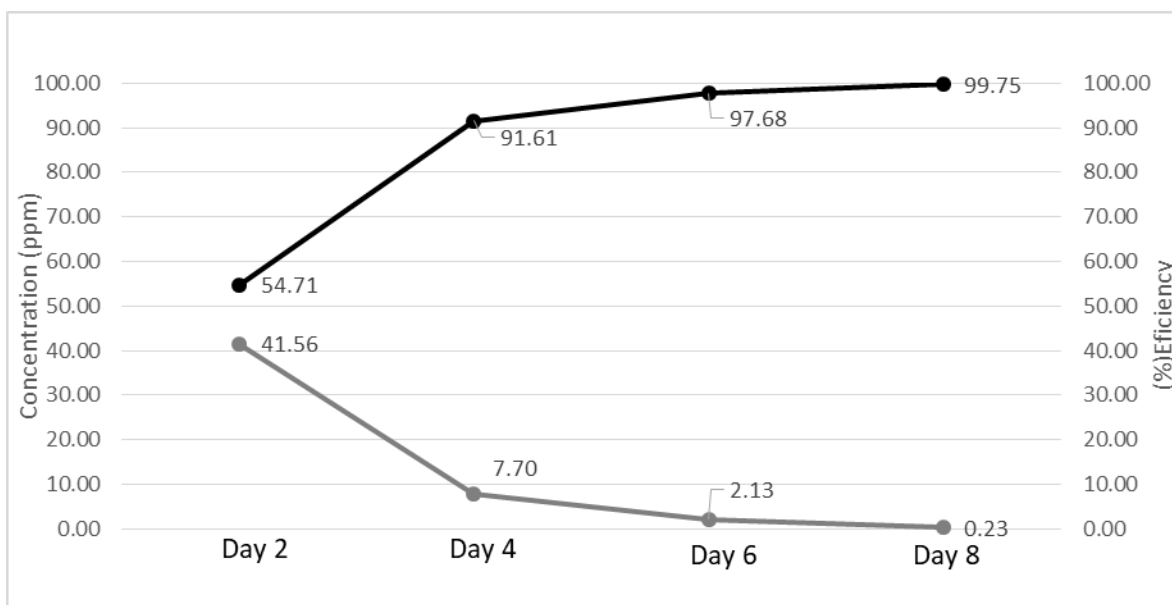


Figure 10. Measurement of arsenic concentration (lower line) and retention efficiency (upper line) with concrete.

As illustrated in Figure 10, the concrete after having been exposed to the solution with As for 8 days was able to achieve 99.75 % retention, which proves that this material has excellent characteristics for the

retention of As dissolved in water. The measurements of concentrations for basalt are shown in Figure 11.

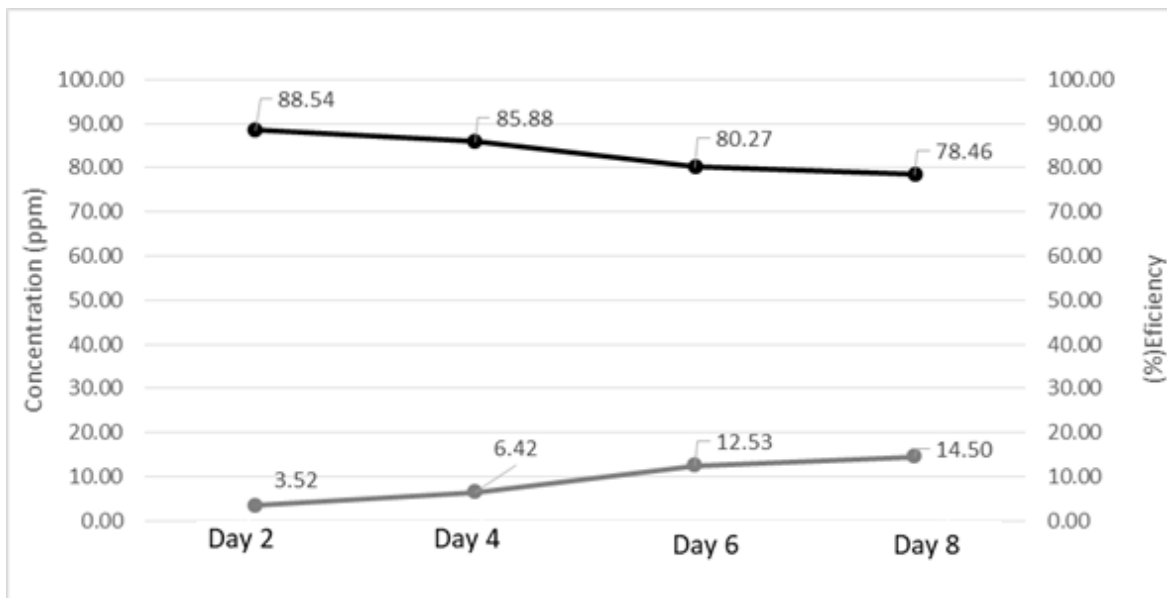


Figure 11. Measurement of arsenic concentration (lower line) and retention efficiency (upper line) with basalt.

It can be observed in Figure 10 and Figure 11 that basalt has a lower percentage of As retention concerning concrete of up to 14.50 % versus 99.75 % of concrete, so it can be verified that the material has higher qualities for retention is concrete.

Concrete and basalt as an ion exchanger

According to the Cemex building guidelines (Cemex, 2015), the composition for the manufacture of cement consists mainly of limestone, clay, and plaster in different proportions. With the results obtained from the analysis with the EDXRF technique, it was possible to extract the chemical composition of the cement and basalt reference before being exposed to As for 8 days. Table 8 shows the chemical composition of cement and basalt, these data were obtained with the S2 PUMA Bruker equipment.

Table 8. Chemical composition of the cement and basalt materials used.

Composition	Concrete	Basalt
Na ₂ O	0.17 %	2.94 %
MgO	0.85 %	2.68 %
Al ₂ O ₃	2.66 %	19.77 %
SiO ₂	15.55 %	53.18 %
SO ₄	1.18 %	0.16 %
Cl	17.2002 mg l-1	90.9707 mg l-1
K	1.54 %	1.08 %
CaO	73.66 %	7.16 %
MnO	0.16 %	0.18 %
Fe ₂ O ₃	3.92 %	10.64 %

Specific gravity	3.15	2.81
------------------	------	------

As summarized in Table 8, concrete and basalt contain some similar chemical elements. However, some chemical compounds such as calcium oxide, which was the most released in the TXRF tests, present a higher percentage compared to basalt. In addition to this, these materials are very similar to the chemical composition that contains the Zeolites and has been more studied for use in water purification filters because of their high ion exchange capacity.

In some other investigations as the one documented by Ponce-Lira *et al.* (2017) it has been shown that materials containing aluminum oxide (Al_2O_3), ferric oxide (Fe_2O_3), manganese oxide (MnO), and silicon oxide (SiO_2), as well as phosphates and silicates, have ion-exchange properties, these constituent elements of concrete and basalt are involved in the removal of As, Cd and Zn used in this investigation

The presence of calcium oxide (CaO) in the cement, interferes with the removal of metal ions, this element directly influenced the removal of As in the concentrations used in the batch absorption test performed in this paper. In Table 9 and Table 10, the percentages obtained from the chemical composition for solid specimens of concrete and basalt are presented.

Table 9. Chemical composition of concrete when exposed to 8 days with arsenic in water.

	Reference	Day 2	Day 4	Day 6	Day 8
--	-----------	-------	-------	-------	-------

Chemical Composition	Concentration (%)				
Na ₂ O	0.17 %	0.85 %	0.78 %	0.54 %	0.47 %
MgO	0.85 %	3.65 %	3.42 %	2.55 %	2.32 %
Al ₂ O ₃	2.66 %	6.27 %	5.31 %	4.66 %	5.01 %
SiO ₂	15.55 %	26.59 %	25.61 %	23.60 %	22.71 %
SO ₄	1.18 %	0.70 %	0.88 %	0.96 %	1.78 %
Cl	17.2002 mg l-1	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1
K	1.54 %	1.33 %	1.33 %	0.93 %	1.00 %
CaO	73.66 %	55.47 %	57.61 %	61.43 %	61.68 %
MnO	0.16 %	0.14 %	0.14 %	0.14 %	0.15 %
Fe ₂ O ₃	3.92 %	4.06 %	3.88 %	3.97 %	3.96 %
ZnO	0.16 %	0.17 %	0.18 %	0.21 %	0.17 %
As	-	0.66 %	0.74 %	0.88 %	0.63 %

Table 10. Chemical composition of basalt when exposed to 8 days with arsenic in water.

Chemical composition	Reference	Day 2	Day 4	Day 6	Day 8
	Concentration (%)				
Na ₂ O	2.94 %	2.87 %	2.74 %	2.82 %	2.99 %
MgO	2.68 %	2.36 %	2.64 %	2.43 %	2.75 %

Al ₂ O ₃	19.77 %	19.91 %	20.06 %	20.28 %	19.90 %
SiO ₂	53.18 %	54.13 %	54.51 %	53.62 %	53.79 %
P ₂ O ₅	0.28 %	66.8332 mg l-1	0.02 %	0.05 %	0.06 %
SO ₄	0.001590 4	0.000466 69	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1
Cl	90.9707 mg l-1	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1	0.0000 mg l-1
K	1.08 %	1.14 %	1.06 %	0.011581	1.05 %
CaO	7.16 %	6.27 %	6.33 %	6.66 %	6.43 %
TiO ₂	1.81 %	1.96 %	1.89 %	1.94 %	1.88 %
MnO	0.18 %	0.18 %	0.21 %	0.24 %	0.24 %
As	-	-	-	10.69 %	10.78 %
Fe ₂ O ₃	10.64 %	11.02 %	10.44 %	0.03 %	0.04 %

The measurements of the chemical compositions obtained before and after the contamination of As for basalt and concrete with the EDXRF technique reveal that this heavy metal is retained in the solid part, due to the ionic exchange that exists through the elements that are related to As. This result could not be obtained with the TXRF technique.

Conclusions

Based on the results obtained in this research, the authors reached the following conclusions.

Heavy metal pollution of urban and industrial stormwater is an issue that has provoked several problems. The research presented in this paper documented the development of permeable concrete using basalt as a stone aggregate for the retention of heavy metals from aqueous systems. The results demonstrated that the retention of cadmium, zinc, and arsenic is comparable or better than conventional systems. At low concentrations, adsorption was the main mechanism of removal. However, precipitation predominates at high concentrations. In addition, the migration of metals to the carbonate aggregate further increases the elimination capacity. The exposure of the permeable concrete to zinc, cadmium, and arsenic causes a decrease in the concrete paste that surrounds the basalt in the permeable concrete, this directly influences the diminution of the resistance of concrete when exposed to these contaminants. Exposure of permeable concrete with natural basaltic aggregate to solutions with concentrations of 1%, 3%, 5%, and 9% Zn, Cd, and As, causes a decrease in a concrete paste that envelops basalt in permeable concrete. This directly influences the decrease in concrete strength when exposed to these pollutants. Aluminum oxide (Al_2O_3), ferric oxide (Fe_2O_3), magnesium oxide (MnO), and silicon oxide (SiO_2) containing basalt and

cement contribute to the retention of As, Cd, and Zn, with As being the more related to these elements, so it has a higher retention efficiency.

Total Reflection X-Ray Fluorescence (TXRF) and Energy-dispersive X-ray Fluorescence (EDXRF) exhibits several advantages over the usually employed techniques for this type of analysis, focusing on operational cost and purchase, ease of sample and device handling, speed of analysis, and recovery of analyzed samples because the use of these techniques allows keeping the analyzed samples intact for future analysis.

The implementation of permeable concrete as a filter to purify water containing heavy metals may be of lower cost with respect to zeolite since cementitious materials and aggregate (basalt) make an efficient and low-cost product.

In summary, this paper presents broader results and more specific analyzes on the retention and treatment of heavy metals by permeable pavements, as well as the application and processes to determine the useful life of the system and its impacts in a natural environment by exposing residual chemical agents present after the process. Also, in order to explain the mechanism responsible for removal of heavy metals by basalt with specific concentrations in a complement information of the data obtained by Zhao and Zhao (2014), and Sounthararajah *et al.* (2017).

Acknowledgments

In addition, the work is also supported by the Universidad Autónoma de Queretaro (UAQ) and Universidad Autónoma de Sinaloa (UAS).

References

- ACI, American Concrete Institute. (2010). *Report on pervious concrete*. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute.
- ACI-522R.6. (2006). *Pervious concrete*. Washington, DC, USA: American Concrete Institute.
- Ammar, N. S., Ismail, A. I., & El-Shafey, O. I. (2016). Engineering behavior influence of basaltic rocks on the adsorption of heavy metal ions. *Desalination and Water Treatment*, 57(11), 5089-5099. Recovered from <https://doi.org/10.1080/19443994.2014.1003101>
- ASTM, American Society for Testing and Materials. (2015). *Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of coarse aggregate (ASTM C127-15)*. West Conshohocken, USA: American Society for Testing and Materials.
- Aydın, H., Bulut, Y., & Yerlikaya, Ç. (2008). Removal of copper (II) from aqueous solution by adsorption onto low-cost adsorbents. *Journal of Environmental Management*, 87(1), 37-45. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2007.01.005>
- Birch, G., & Scollen, A. (2003). Heavy metals in road dust, gully pots and parkland soils in a highly urbanized subcatchment of Port Jackson, Australia, *Australian Journal of Soil Research*, 41, 1329-1342.
- Borazjani, O., Ghiasi-Freez, J., & Hatampour, A. (2016). Two intelligent pattern recognition models for automatic identification of textural and pore space characteristics of the carbonate reservoir rocks using thin section images. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 35, 944-955.

- Bruker. (2011). *S2 PICOFOX™, TXRF Spectrometer for element analysis, User Manual*. Berlin, Germany: Bruker Nano GmbH.
- Bruker. (2007). *S2 PICOFOX Total Reflection X-ray Fluorescence Spectroscopy—Working Principles. Lab Report. Bruker AXS Microanalysis GmbH, Berlin, Germany (ReportNo. XRF 426)*. Billerica, USA: Bruker.
- Delatte, N., Mrkajic, A., & Miller, D. I. (2009). Field and laboratory evaluation of pervious concrete pavements. *Transportation Research Record*, 2113(1), 132-139. Recovered from <https://doi.org/10.3141/2113-16>
- De-La-Calle, I., Cabaleiro, N., Romero, V., Lavilla, I., & Bendicho, C. (2013). Sample pretreatment strategies for total reflection X-ray fluorescence analysis: A tutorial review. *Spectrochimica Acta Part B: Atomic Spectroscopy*, 90, 23-54. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.sab.2013.10.001>
- Eloussaief, M., & Benzina, M. (2010). Efficiency of natural and acid-activated clays in the removal of Pb (II) from aqueous solutions. *Journal of Hazardous Materials*, 178(1-3), 753-757. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2010.02.004>
- Haselbach, L., Poor, C., & Tilson, J. (2014). Dissolved zinc and copper retention from stormwater runoff in ordinary portland cement pervious concrete. *Construction and Building Materials*, 53, 652-657. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.013>
- Haselbach, L., Boyer, M., Kevern, J. T., & Schaefer, V. R. (2011). Cyclic heat island impacts on traditional *versus* pervious concrete

- pavement systems. *Transportation Research Record*, 2240, 107-115.
- Javadi, S., Abdollahian, S., Zhao, Q., Ghavami, M., & Rockaway, T. (2016). Effectiveness of heavy metal removal in urban permeable pavement systems. In: *Geo-Chicago 2016* (pp. 22-31). Recovered from <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784480168.003>
- Komastka, S. H., Kerkhoff, B., & Panarese, W. C. (2003). *Design and control of concrete mixtures*. Skokie, USA: Portland Cement Association.
- Li, J., Zhang, Y., Liu, G., & Peng, X. (2017). Preparation and performance evaluation of an innovative pervious concrete pavement. *Construction and Building Materials*, 138, 479-485.
- Mangani, G., Berloni, A., Bellucci, F., Tatàno, F., & Maione, M. (2005). Evaluation of the pollutant content in road runoff first flush waters. *Water, Air, and Soil Pollution*, 160(1-4), 213-228. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s11270-005-2887-9>
- Paulsen, G. Zacny, K., Dreyer, C. B., Szucsc, A., Szczesiak, M., Santoro, C., Craft, J., Hedlund, M., & Skok, J. (2013). Robotic instrument for grinding rocks into thin sections (GRITS). *Advances in Space Research*, 51(11), 2181-2193.
- Ponce-Lira, B., Otazo-Sánchez, E. M., Reguera, E., Acevedo-Sandoval, O. A., Prieto-García, F., & González-Ramírez, C. A. (2017). Lead removal from aqueous solution by basaltic scoria: Adsorption equilibrium and kinetics. *International Journal of Environmental Science and Technology*, 14, 1181-1196. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s13762-016-1234-6>.

- Potgieter, J. H., Potgieter-Vermaak, S. S., & Kalibantonga, P. D. (2006). Heavy metals removal from solution by palygorskite clay. *Minerals Engineering*, 19(5), 463-470. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2005.07.004>
- Sandahl, J. F., Baldwin, D. H., Jenkins, J. J., & Scholz, N. L. (2007). A sensory system at the interface between urban storm-water runoff and salmon survival. *Environmental Science & Technology*, 41(8), 2998-3004. Recovered from <https://doi.org/10.1021/es062287r>
- Sounthararajah, D. P., Loganathan, P., Kandasamy, J., & Vigneswaran, S. (2017). Removing heavy metals using permeable pavement system with a titanate nano-fibrous adsorbent column as a post treatment. *Chemosphere*, 168, 467-473. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2016.11.045>
- Starke, P., Wallmeyer, C., Röhrer, S., Göbel, P., & Coldewey, W. G., (2011). Development of a new laboratory evaporation measurement device as decision support for evaporation optimized building, *Building and Environment*, 46, 2552-2561.
- Turer, D. (2005). Effect of non-vehicular sources on heavy metal concentrations of roadside soils. *Water, Air, and Soil Pollution*, 166(1-4), 251-264. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s11270-005-7378-5>
- Uma-Maguesvari, M., & Narasimha V. L. (2013). Studies on characterization of pervious concrete for pavement applications. *Social and Behavioral Sciences*, 104, 198-207.

- Wang, S., & Pang, Y. (2010). Natural zeolites as effective adsorbents in water and wastewater treatment. *Chemical Engineering Journal*, 156, 11-24.
- Weiss, P. T., Kayhanian, M., Gulliver, J. S., & Khazanovich, L. (2017). Permeable pavement in northern North American urban areas: research review and knowledge gaps, *International Journal of Pavement Engineering*, 234, 345-354.
- Zhao, Y., & Zhao, C. (2014). Lead and zinc removal with storage period in porous asphalt pavement. *Water SA*, 40(1), 65-72. Recovered from <http://dx.doi.org/10.4314/wsa.v40i1.8>

Tratamiento del diclofenaco en solución acuosa mediante electro-oxidación utilizando electrodos de DDB

Treatment of diclofenac in aqueous solution by electro- oxidation using BDD electrodes

Evelyn A. Hernández¹ ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0785-9558>

Montserrat Castañeda² ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4585-1285>

Ivonne Linares³, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7302-8491>

Perla T. Almazán⁴ ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7136-1212>

Guadalupe Vázquez⁵ ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7718-769X>

Verónica Martínez⁶ ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4977-9249>

¹Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua (IITCA),
Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, Estado de México,
México, ehernandezr224@alumno.uaemex.mx

²Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua (IITCA),
Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, Estado de México,
México, mcastanedaj042@alumno.uaemex.mx

³Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua (IITCA),
Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, Estado de México,
México, ilinaresh@uaemex.mx

⁴Conacyt-Instituto Nacional de Investigaciones Nucleares, Departamento
de Química, Ocoyoacac, Estado de México, México,
perla.almazan@conacyt.mx

⁵Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua (IITCA),
Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, Estado de México,
México, gvazquezm@uaemex.mx

⁶Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua (IITCA),
Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, Estado de México,
México, mmirandav@uaemex.mx

Autora para correspondencia: Ivonne Linares, ilinaresh@uaemex.mx

Resumen

El consumo de productos farmacéuticos como los antiinflamatorios no esteroideos, entre ellos el ácido 2-[2-(2,6-dicloroanilino)fenil]acético, mejor conocido como diclofenaco, se ha incrementado debido a su fácil adquisición; como consecuencia existen repercusiones al ambiente, pues es excretado a través de la orina, ocasionando un riesgo potencial al ser

descargados en cuerpos de agua, y creando persistencia en el ambiente y en los procesos de tratamiento de aguas residuales. Por tal razón es necesario utilizar procesos alternativos de oxidación avanzada, debido a que han demostrado ser eficientes en la degradación de compuestos xenobióticos. El objetivo de esta investigación fue aplicar un sistema de electro-oxidación y fotoelectro-oxidación utilizando electrodos de diamante dopados con boro (DDB) mediante una configuración DDB-DDB, con la finalidad de determinar las variables de operación para la oxidación de diclofenaco en solución acuosa. Las condiciones óptimas del estudio fueron las siguientes: intensidad de corriente de 1 A (densidad de corriente (J) = 25.29 A/m^2); el valor de pH de la muestra (5-6); NaCl como electrolito soporte, en ausencia de luz UV, y tiempo de tratamiento de 360 minutos. La eficiencia de remoción de diclofenaco fue 97.8 %, el carbono orgánico total (COT) y la demanda química de oxígeno (DQO) presentaron eficiencias del 64.4 % y 89.3 %, respectivamente, mientras que la demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5) disminuyó después del tratamiento. La cinética de degradación del diclofenaco se ajustó a un modelo de pseudo primer orden, con un tiempo de vida media de 63.89 minutos y una $k = 1.08 \times 10^{-2} \text{ min}^{-1}$. Los porcentajes de remoción de diclofenaco empleando cromatografía de líquidos (HPLC) fueron 99.64 %, 98.76 % y 95.15 % para las concentraciones de 150, 50 y 10 mg/l, respectivamente.

Palabras clave: oxidación electroquímica, diclofenaco, luz UV, ánodo de DDB, POA.

Abstract

The consumption of pharmaceutical products such as non-steroidal anti-inflammatories, including 2- [2- (2,6-dichloroanilino) phenyl] acetic acid, better known as diclofenac, has been increasing due to its easy acquisition, as a consequence the environment has had repercussions since it is excreted through the urine, causing a potential risk to be discharged into water bodies and creating persistence in the environment and in the processes of wastewater treatment. Therefore, it is necessary to use alternative processes of advanced oxidation because they have proven to be efficient in the degradation of xenobiotic compounds. The objective of this research was to apply an electro-oxidation system and photoelectro-oxidation by boron-doped diamond (BDD) electrodes using a BDD-BDD configuration to determine the operation variables for the oxidation of diclofenac in aqueous solution. The optimal conditions of the study were: current intensity of 1 A (current density (J) = 25.29 A / m²), the pH of the sample (5-6); NaCl as supporting electrolyte, in the absence of UV light, and treatment time of 360 minutes. The removal efficiency of diclofenac was 97.8 %, the TOC, COD showed efficiencies of 64.4 % and 89.3 %, respectively, whereas the biochemical oxygen demand (BOD₅) decrease after of treatment. The degradation kinetic of diclofenac was adjusted to a pseudo first order model, with a half-life time of 63.89 minutes and a $k = 1.08 \times 10^{-2} \text{ min}^{-1}$. The removal percentages of diclofenac using liquid chromatography (HPLC) were 99.64 %, 98.76 % and 95.15 % for the concentrations of 150, 50 and 10 mg/l, respectively.

Keywords: Electrochemical oxidation, diclofenac, UV light, BDD anode, AOP.

Recibido: 30/01/2019

Aceptado: 11/09/2020

Introducción

El uso de antiinflamatorios no esteroideos como el ácido 2-[2-(2,6 dicloroanilino)fenil]acético, conocido comúnmente como diclofenaco (DCF), se ha incrementado en los últimos años en el mundo. En México, este fármaco se encuentra en el cuadro básico del sector salud, y es utilizado para aliviar dolor e inflamación, así como dolores asociados con afecciones reumáticas (McGettigan & Henry, 2013). El diclofenaco comercial es la sal de un ácido débil con coeficiente de partición de 13.4 y pKa de 4.15, tiene una baja solubilidad y débil capacidad de ionización; sin embargo, la presencia de átomos de nitrógeno, oxígeno, cloro y sodio promueven polaridad en la molécula, propiciando su solubilidad en el agua (Žilnik, Jazbinšek, Hvala, Vrečer, & Klamt, 2007); además, presenta propiedades ácido-base, ya que actúa como aceptor o donador de

protones por la presencia del grupo amino (NH) (Žilnik et al., 2007). Es un compuesto emergente, pues su presencia en medio acuoso ocasiona daños a la salud humana y al ambiente en bajas concentraciones (Liu & Wong, 2013; Archer, Petrie, Kasprzyk-Hordemb, & Wolfaardt, 2017), además de que los sistemas de tratamiento convencionales son poco eficientes para removerlos del agua. De acuerdo con el Consejo Consultivo del Agua, hasta el año 2015 un 70 % de los cuerpos de agua en México estaba contaminado, al recibir descargas de aguas residuales sin tratamiento, ya fueran de tipo municipal o industrial. Dentro de los contaminantes detectados se encuentran los compuestos emergentes, los cuales no están regulados y tienen actividad tóxica o mutagénica (Barceló, & López-de-Alda, 2008). Las concentraciones de compuestos farmacéuticos en aguas residuales urbanas e incluso en agua potable han sido reportadas en escala de $\mu\text{g/l}$ y mg/l ; su toxicidad en organismos acuáticos se ha evaluado en diversos estudios, los cuales muestran efectos citotóxicos en células hepáticas y renales incluso a bajas concentraciones (Bolong, Ismail, Salim, & Matsuura, 2009; Daughton & Brooks, 2011), promoviendo que se implementen nuevas tecnologías para su degradación y eliminación debido a que por su mineralización incompleta pueden conducir a la formación de sustancias químicas tóxicas (Rodríguez, Márquez, León, & Alvarez, 2013). Se han aplicado diferentes tecnologías para la remoción y/o degradación del diclofenaco: tratamientos biológicos (Fatehifar, Borghei, & Ekhlasi-Nia, 2018; Falås, Wick, Joss, & Ternes, 2016); fisicoquímicos (Lonappan, Rouissi, Yuxue, Kaur-Brar, & Surampalli, 2019); y tratamientos terciarios, como la hidrodechloración catalítica (Nieto-Sandoval, Munoz, De-Pedro, & Casas,

2018) y la irradiación con electrones (Tominaga, Dos-Santos-Batista, Silva-Costa-Teixeira, & Borrelly, 2018); la desventaja de estas tecnologías es que forman subproductos, y en el caso de los procesos biológicos es necesario la adaptación de los microorganismos y aumentar el tiempo de retención (Vieno & Sillanpää, 2014). Dentro de los procesos fisicoquímicos se han aplicado precipitación química, filtración por membrana, adsorción y desinfección; no obstante, los porcentajes de remoción son bajos y la desventaja es que el contaminante sólo cambia de fase (Bolong *et al.*, 2009; De-Franco, De-Carvalho, Bonetto, De-Pelegrini-Soares, & Féris, 2018). Los tratamientos más satisfactorios para la remoción de compuestos persistentes son los procesos de oxidación avanzada (POA), capaces de producir cambios sustanciales en la estructura química de los contaminantes, por la generación y el uso de especies transitorias con un alto poder oxidante, como el radical hidroxilo ($\bullet\text{OH}$) (Pourzamani, Hajizadeh and & Mengelizadeh, 2018). Entre los POA más utilizados para la degradación del diclofenaco están la fotocatálisis heterogénea (Casillas *et al.*, 2017; Lu *et al.*, 2017; Martínez, Canle, Fernández, Santaballa, & Faria, 2011), foto-Fenton y variantes Fenton (Pérez-Estrada *et al.*, 2005; Araujo *et al.*, 2011; Bae, Kim, & Lee, 2013; Venegas, 2013; Lu *et al.*, 2017). Dentro de los POA se encuentra la oxidación electroquímica o electro-oxidación (EO) utilizada para el tratamiento de aguas residuales con contaminantes orgánicos persistentes (Cao, Wang, & Zhao, 2017; Tominaga *et al.*, 2018). La EO degrada los contaminantes hasta su mineralización total. En este proceso, la capacidad de oxidación del ánodo utilizado depende de su naturaleza junto con variables operacionales como pH, concentración del contaminante, temperatura y agitación. El

proceso de electro-oxidación se realiza en una celda electroquímica, compuesta por un electrodo de trabajo (ánodo) y un contraelectrodo que completa el circuito (cátodo), los cuales se sumergen en una solución (electrolito) capaz de permitir la transferencia de electrones; si esto no ocurre, se agregan iones conocidos como “electrolito soporte” (Barrera, 2014). Los electrodos de diamante dopados con boro (DDB) poseen una alta estabilidad anódica, amplia ventana de potencial, alta conductividad; son inertes y son electrodos no activos, pues tienen débiles propiedades de adsorción; promueven la oxidación de compuestos orgánicos por vía radicalaria, a partir de la formación de radicales hidroxilo (García-Montoya *et al.*, 2015).

Por otro lado, en la fotoelectro-oxidación (FEO), la presencia de radiación UV provoca un efecto sinérgico que promueve una alta tasa de oxidación debido a una mayor generación de radicales $\bullet\text{OH}$ en comparación con los procesos individuales, obteniendo así mejores eficiencias. Con base en lo anterior, en el presente trabajo de investigación se propuso un proceso de electro-oxidación y fotoelectro-oxidación para el tratamiento de soluciones acuosas de diclofenaco ($C_0 = 150, 50$ y 10 mg/l) utilizando una configuración electródica DDB-DDB. El proceso se realizó durante 6 h a temperatura ambiente, pH (5-6), estudiando el efecto de la intensidad de corriente 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) y 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$), del electrolito soporte (NaCl y Na_2SO_4), y la presencia o ausencia de radiación UV ($\lambda = 254 \text{ nm}$). Este sistema permitió incrementar el potencial de oxidación, haciendo uso de la reducción electroquímica del oxígeno para la generación de peróxido de hidrógeno.

Metodología

Preparación de las soluciones acuosas

Se prepararon soluciones acuosas empleando la sal de diclofenaco (DCF) de sodio (Sigma Aldrich México, CAS: 15307-79-6) en agua desionizada. Las concentraciones iniciales de las soluciones fueron 150, 50 y 10 mg/l.

Métodos de caracterización

Espectroscopia UV-Vis

Se realizó el barrido de la solución acuosa de DFC a 150 mg/l en un espectrofotómetro UV-Vis Cary Varian, de 400 a 200 nm para determinar la absorbancia máxima ($\lambda_{\text{máx}}$). El $\lambda_{\text{máx}}$ se observó a 276 nm, la cual es similar a la reportada por Casillas-García, Tzompantzi-Morales, Carbajal-Arizaga, López-Ganoa y Barrera-Rodríguez (2017) (275 nm). Posteriormente se procedió a realizar una curva de calibración para analizar el comportamiento del DCF durante los tratamientos.

Espectroscopia infrarroja

Las soluciones acuosas se caracterizaron por espectroscopía de infrarrojo utilizando el equipo Shimadzu Fourier Affinity15, con un rango de longitud de onda de 4 000-400 cm^{-1} y con 45 barridos utilizando una celda ATR para identificar los grupos funcionales característicos.

Fluorescencia

Todos los espectros de fluorescencia se efectuaron en un espectrofluorómetro (Modelo LS-55, Perkin Elmer, EUA) equipado con una lámpara de xenón de 150 watts como fuente de excitación. El espectrofluorómetro fue controlado con el *software WINLAB* (Perkin Elmer, EUA, 2000) operado desde una computadora de escritorio. Las matrices de excitación/emisión en 3D (EEM-3D, por sus siglas en inglés) se construyeron colectando 45 espectros de emisión con longitudes de emisión (λ_{em}) entre 250 y 600 nm, mientras que la longitud de excitación (λ_{exc}) se varió entre 200 y 420 nm cada 5 nm. Para evitar las perturbaciones Rayleigh y Raman del agua se utilizó un filtro a 290 nm y se sustrajo un blanco de agua desionizada.

Análisis fisicoquímicos

Las muestras se caracterizaron evaluando los siguientes parámetros: demanda química de oxígeno (DQO), demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) y carbono orgánico total (COT), la DQO y DBO₅ se realizaron de acuerdo con lo establecido en las Normas Mexicanas NMX-AA-030/1-SCFI-2012 y NMX-AA-028-SCFI-2001, respectivamente. El COT se determinó empleando el equipo Total Organic Carbon Analyzer O. I. Analytical 1020A.

Cromatografía de líquidos (HPLC)

Las muestras del proceso con las mejores condiciones de oxidación se analizaron en un equipo Agilent 1260 Infinity LC con un detector de diodos (DAD); se utilizó una columna C₁₈ Zorbax SB (5 µm, 150 mm × 4.6 mm). La fase móvil usada fue de ácido acético 0.2 % (v/v) y acetonitrilo; el flujo fue de 1 ml/min, la temperatura de columna de 30 °C y el detector a 275 nm.

Tratamiento de electro-oxidación

Se utilizó una celda electrolítica (Figura 1) asistida con electrodos de DDB de la marca Condias® (3 ánodos / 2 cátodos). Las dimensiones de cada electrodo de DDB fueron de 3.0 x 20.5 x 0.2 cm, con una superficie de contacto real de 0.011 m² (115.32 cm²), la distancia entre los electrodos fue de 0.3 cm y la relación área/volumen fue de 28.83 m²/m³. Se trataron 0.4 l de la solución de DCF a 150 mg/l durante seis horas a temperatura ambiente, con agitación continua (400 rpm), y pH entre 5 y 6; se usó

como electrolito soporte NaCl (2.5 g/l) y Na₂SO₄ (1.25 g/l). Se analizaron dos intensidades de corriente: 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) y 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$) en presencia o ausencia de luz UV, utilizando una lámpara de onda corta ($\lambda = 254 \text{ nm}$). La corriente directa se suministró con una fuente de poder EXTECH 382213.



Figura 1. Celda electroquímica usada para el proceso de electro-oxidación.

Los experimentos se llevaron a cabo con base en un diseño experimental 2³, y los resultados se analizaron mediante el Algoritmo de Yates y ANOVA (Material suplementario I y II), con el fin de obtener las mejores condiciones experimentales. Las variables de estudio fueron

intensidad de corriente (0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) y 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$)) electrolito soporte (NaCl y Na_2SO_4) y presencia o ausencia de luz UV.

Una vez obtenidas las mejores condiciones evaluando una concentración de DFC, las soluciones acuosas de diclofenaco a 10 y 50 mg/l se trataron a intensidad de corriente de 1 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$), en ausencia de luz UV y utilizando NaCl como electrolito soporte.

Los electrodos de DDB se limpiaron con una solución de Na_2SO_4 (5 g/L; $\text{pH} = 2$), y se le suministró corriente eléctrica durante 20 minutos, a la intensidad de corriente de trabajo; posteriormente se enjuagaron con agua deionizada. Este proceso de limpieza se realizó al finalizar cada experimento de electro-oxidación.

Durante el proceso de electro-oxidación se tomaron alícuotas a diferentes tiempos para analizar la concentración de la DQO y de DCF por UV-Vis a 275 nm; y a las mejores condiciones de operación se determinó COT, fluorescencia, IR y la concentración de DCF por HPLC.

Resultados

Caracterización de soluciones acuosas

Espectroscopia infrarroja

Como parte de la caracterización inicial del DCF se obtuvo el espectro de IR del DCF sódico en forma sólida y acuosa (Figura 2), en los cuales se pudieron localizar las bandas características para ambas fases, entre las cuales se encuentran N-H alargamiento ($3\,385.07$ y $3\,259.69\text{ cm}^{-1}$ (sólido) y $3\,354.16\text{ cm}^{-1}$ (solución acuosa)); C-H aromático ($3\,076.46\text{ cm}^{-1}$ y $3\,069.76\text{ cm}^{-1}$ para el sólido y la solución acuosa, respectivamente); C=C aromático ($1\,597.05$ y $1\,589.40\text{ cm}^{-1}$ (sólido) y $1\,507.16\text{ cm}^{-1}$ (solución acuosa)); C-H alifático ($1\,460.11$ y $1\,448.54\text{ cm}^{-1}$ (sólido) y $1\,414.78\text{ cm}^{-1}$ (solución acuosa)); Ar-N alargamiento ($1\,280.73$, $1\,236.37$ y $1\,232.51\text{ cm}^{-1}$ (sólido) y $1\,239.28\text{ cm}^{-1}$ (solución acuosa)); C=O grupo carboxílico ($1\,286.52\text{ cm}^{-1}$ (sólido) y $1\,241.07\text{ cm}^{-1}$ (solución acuosa)); C-Cl (634.58 y 607.57 cm^{-1} (sólido), 631.69 y 635.55 cm^{-1} (solución acuosa)). Asimismo, se puede apreciar la señal característica de la sal en el espectro del compuesto sólido correspondiente a $\text{COO}^- \text{Na}^+$ con un valor de $1\,354.93\text{ cm}^{-1}$ (Krajišnik *et al.*, 2013; Bhadra, Seo, & Jhung, 2016).

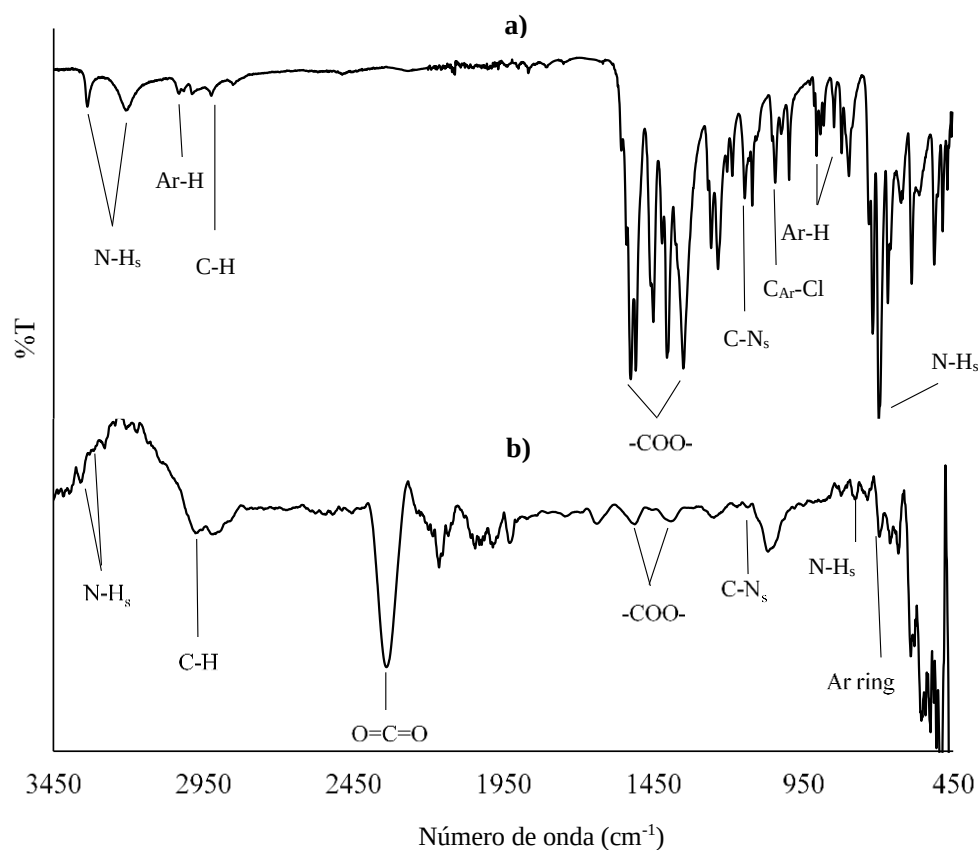


Figura 2. Espectro de infrarrojo del diclofenaco de sodio (Sigma Aldrich, CAS: 15307-79-6): a) sólido, b) solución acuosa.

Además, se realizó el análisis del COT, carbono total (CT), DBO₅, DQO y se calculó el índice de biodegradabilidad (IBD) como se muestra en la Tabla 1. De acuerdo con Fajardo y Córdoba (2005), si el IBD (DBO₅/DQO) es < 0.2, la materia orgánica presente en el agua es muy poco biodegradable, mientras que si los valores son > 0.6 es biodegradable. De acuerdo con lo anterior, en la Tabla 1 se observa que

las tres concentraciones analizadas tienen un $IBD \leq 0.2$; a medida que la concentración de DCF aumenta, el índice de biodegradabilidad disminuye.

Tabla 1. Caracterización inicial de las soluciones acuosas de diclofenaco.

Concentración (mg/l)	COT (mg/l)	CT (mg/l)	DQO (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	IBD
10	4.87	6.02	15.25	4.34	0.21
50	26.55	31.94	60.43	2.59	0.04
150	70.70	93.50	180.36	1.96	0.01

Fluorescencia

La Figura 3 muestra la matriz de excitación-emisión (EEM) del análisis de la solución de DCF, donde se observan dos picos de fluorescencia mayores (Pico A y B) y tres picos menores. El pico A tuvo una $\lambda_{exc}/\lambda_{em}$ de 240/362.5 nm y una intensidad de fluorescencia (IF) de 299.64 Unidades Arbitrarias de Fluorescencia (UAF). El pico B tuvo una $\lambda_{exc}/\lambda_{em}$ de 285/364.5 nm y una IF de 355.54 UAF. Los tres picos menores se localizaron a una $\lambda_{exc}/\lambda_{em}$ de 245/420, 250/440 y 320/365 nm, respectivamente.

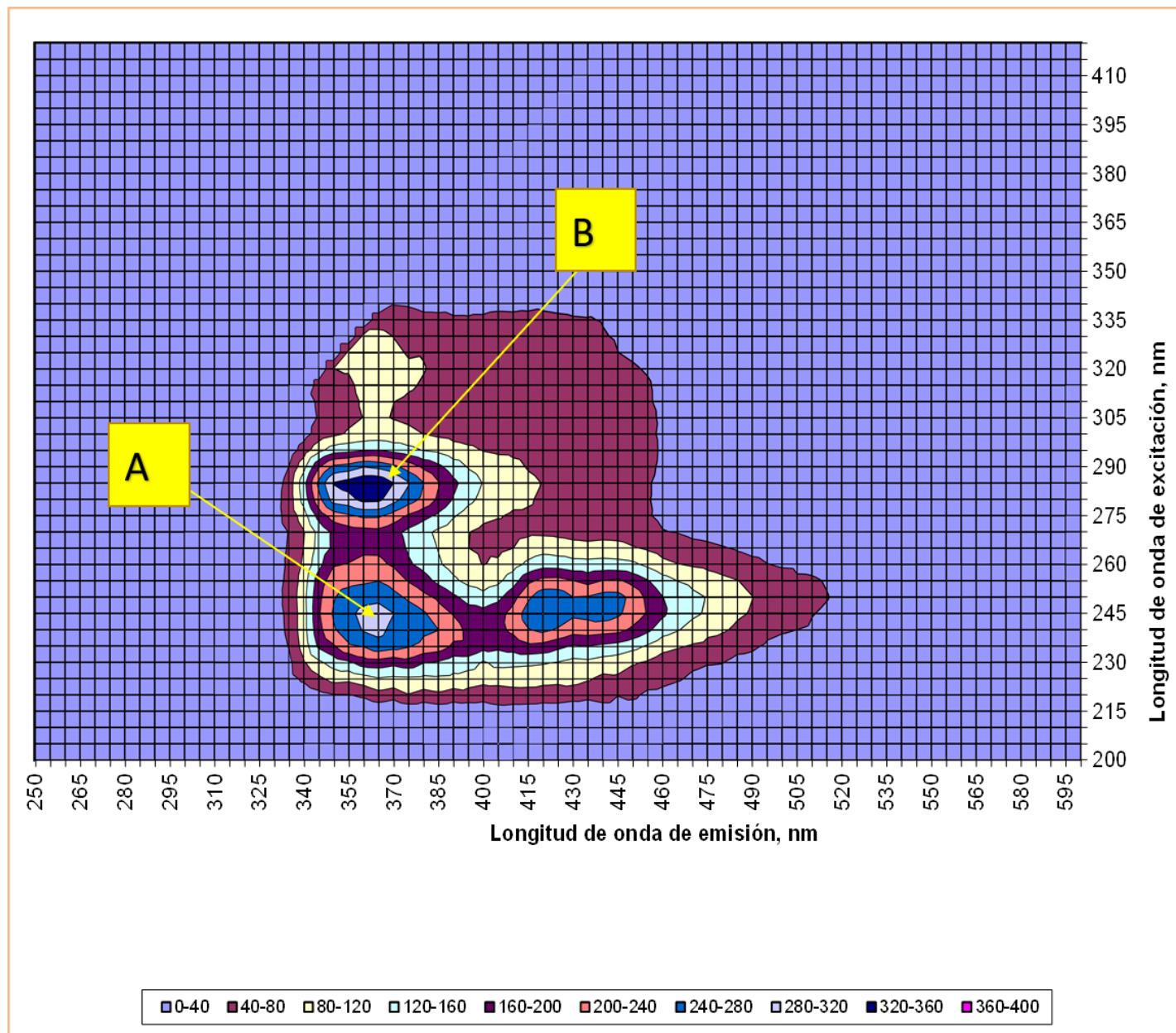


Figura 3. EEM de DCF a 150 mg/l.

Proceso de electro-oxidación (EO)

Los resultados del proceso de EO se muestran en la Tabla 2, aplicando diferentes combinaciones de las variables de estudio en los ocho experimentos realizados por triplicado a 150 mg/l de DCF y 360 min de tratamiento.

Tabla 2. Resultados del proceso de electro-oxidación de diclofenaco.

	A	B	C	Y	pH ₀	pH _f	Tiempo min	% de degradación	F ₀	Probabilidad
1	0.5	No	Na ₂ SO ₄	13.2	6.36	4.18	360	90.5	5.25	0
2	1.0	No	Na ₂ SO ₄	28.9	5.70	3.15	360	81	0.59	0.452
3	0.5	Si	Na ₂ SO ₄	3.0	5.90	3.83	360	98	0.25	0.627
4	1.0	Si	Na ₂ SO ₄	19.6	6.30	2.31	360	87.2	3.88	0.067
5	0.5	No	NaCl	32.8	5.29	6.71	360	77.7	1.99	0.178
6	1.0	No	NaCl	3.3	6.10	6.31	360	97.8	7.89	0.013
7	0.5	Si	NaCl	33.6	5.94	6.41	360	77.1	18.38	0.001
8	1.0	Si	NaCl	28.4	6.38	7.06	360	80.3	3.77	0.07

A = intensidad de corriente; B = luz UV; C = electrolito soporte; Y = concentración de DCF medida por UV-Vis a 276 nm.

De acuerdo con los resultados obtenidos en la Tabla 2, se observa que las mejores condiciones se tuvieron al aplicar una intensidad de

corriente de 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) en presencia de luz UV y usando Na_2SO_4 como electrolito soporte, obteniendo un 98 % de mineralización. Por otro lado, en el experimento 6, donde el proceso se llevó a cabo a 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$), NaCl y ausencia de luz UV, se obtuvo un porcentaje de mineralización similar de 97.8 %. Para el análisis de los resultados se evaluó el efecto de cada una de las variables implicadas en el proceso.

Efecto del electrolito soporte

Los experimentos se efectuaron con pH inicial de 5.29-6.38. Se observó que al utilizar Na_2SO_4 como electrolito soporte, el pH disminuyó hasta 2.31 (Tabla 2). De acuerdo con Brillas, Garcia-Segura, Skoumal y Arias (2010), a un pH = 2-3, es posible que se produzca un proceso de precipitación-redisolución-degradación del fármaco debido a que el pKa del DCF es 4.15, por lo que al llevar a cabo los experimentos a un pH mayor al pKa se favorece la ionización del mismo; a un pH menor al pKa, el DCF se encuentra en su forma molecular (Brillas et al., 2010). La forma ionizada del DCF es soluble y es la especie electroactiva susceptible a ser oxidada (Brillas et al., 2010; Pérez-Estrada et al., 2005).

La disminución del pH al utilizar Na_2SO_4 como electrolito soporte se explica por la formación del ion persulfato ($\text{S}_2\text{O}_8^{2-}$) (Ecuación (1)), el cual puede hidrolizarse para formar el ion peroxomonosulfato (HSO_5^-) y el ion

bisulfato (HSO_4^-), como se muestra en la Ecuación (2) (Ross & Neta, 1982).



Los iones HSO_5^- y HSO_4^- son anfolitos que en equilibrio entre sí mismos forman sus ácidos conjugados (H_2SO_5 y H_2SO_4) a través de la reacción de dismutación (ecuaciones (3) y (4)):



El ácido peroximonosulfúrico (H_2SO_5) en pequeñas concentraciones se descompone generando ácido sulfúrico y oxígeno, lo que ocasiona la disminución del pH a valores de 2-3 por ser un ácido fuerte, $\text{pK}_a = -3.0$ (Ecuación (5)):



Esta disminución de pH puede provocar interferencia en la cuantificación, mostrando la aparente degradación del mismo; sin embargo, sólo se encuentra precipitado, razón por la cual es necesaria una buena elección del electrolito soporte o bien tener un control del pH mediante un buffer. Al utilizar Na_2SO_4 , el mejor porcentaje de remoción fue de 98 % a 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) y en presencia de luz UV (Figura 4); este resultado podría atribuirse a la formación de oxidantes como el persulfato ($\text{S}_2\text{O}_8^{2-}$) sin embargo, las especies que forma este radical al estaren solución acuosa propicia un medio ácido (H_2SO_4), lo cual ocasiona el fenómeno de precipitación-redisolución-degradación del DCF antes mencionado.

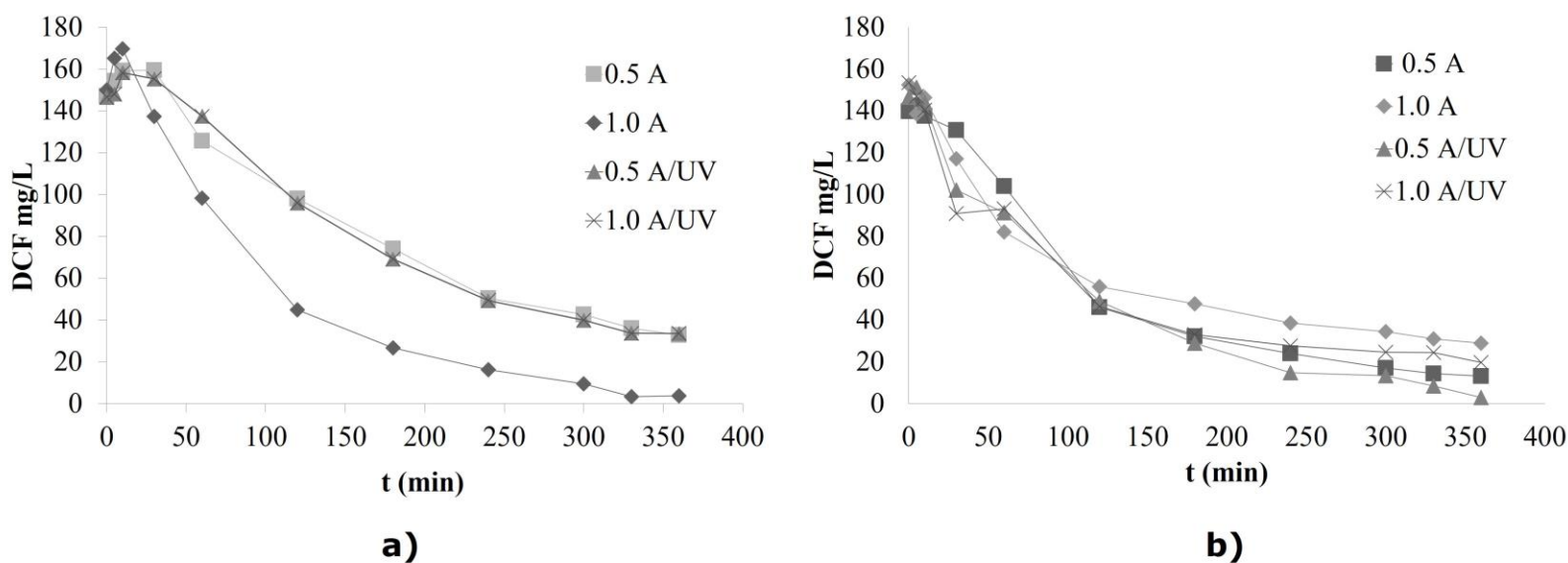


Figura 4. Efecto del electrolito soporte: a) NaCl y b) Na_2SO_4 .

Por otra parte, al utilizar NaCl se mantiene el valor de pH y se genera el ion Cl^- , oxidándose a $\text{Cl}_{2(g)}$ (Ecuación (6)), favoreciendo la oxidación indirecta (Brillas & Sirés, 2015). Los experimentos subsecuentes se realizaron de acuerdo con las condiciones de operación establecidas en el experimento 6, para evitar interferencias en la cuantificación del mismo:



Cabe mencionar que de acuerdo con las investigaciones realizadas por Brillas y Sirés (2015), la oxidación mediada con cloro activo se vuelve más rápida en medios ácidos que en alcalinos debido al potencial estándar del Cl_2 ($E^\circ = 1.36 \text{ V/SHE}$). Sin embargo, el mayor inconveniente de este procedimiento es que es susceptible de generar cloroderivados tóxicos, trihalometanos y cloraminas, que pueden aumentar la toxicidad del efluente. Al utilizar NaCl como electrolito soporte y una intensidad de corriente de 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$) se obtiene una eficiencia de remoción de 97.8 %.

Efecto de la intensidad de corriente

La intensidad de corriente aplicada es uno de los parámetros con mayor importancia en la electroquímica, ya que controla la transferencia de electrones y la generación de reactivos oxidantes lo cual influye directamente en las eficiencias de remoción de los contaminantes (Gurung, Chaker-Ncibi, Shestakova, & Sillanpää, 2018). En la Figura 5 se observa que al aplicar una intensidad de corriente de 1 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$), NaCl y en ausencia de luz UV se obtiene el 97.8 % de remoción de DCF; mientras que a 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) se obtiene un porcentaje de degradación de 77.7 %, mostrando que a mayor intensidad de corriente, mayor porcentaje de remoción. Esto se debe a que al aumentar la corriente aplicada se presenta una mayor generación de H_2O_2 , lo que induce una mayor producción de radicales hidroxilo (Jaafarzadeh, Ghanbari, & Moradi, 2015). Por otro lado, cuando se aplicaron 0.5 A se observó una notable diferencia entre el uso de cada uno de los electrolitos soporte; ya que con Na_2SO_4 se obtuvieron mejores resultados (90.5 y 98% en ausencia y presencia de luz UV, respectivamente), esto se relaciona con la producción de radicales persulfato que ayudan a la oxidación del DCF a intensidades de corriente más bajas que con NaCl; no obstante, al aumentar la intensidad a 1 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$), la eficiencia del proceso disminuye, alcanzando solamente un 81 % para los experimentos en ausencia de luz UV y 87.2 % en presencia de radiación UV. Dicho fenómeno se debe a que al aumentar la intensidad de corriente se produce la descomposición del peróxido de hidrógeno en el ánodo, lo cual ocasiona la aparición de reacciones parásitas entre los radicales $\bullet\text{OH}$, generando O_2 gas o la dimerización de dichos radicales, lo cual afecta

negativamente a las propiedades oxidativas del radical $\bullet\text{OH}$ (Jaafarzadeh *et al.*, 2015; Yang *et al.*, 2018).

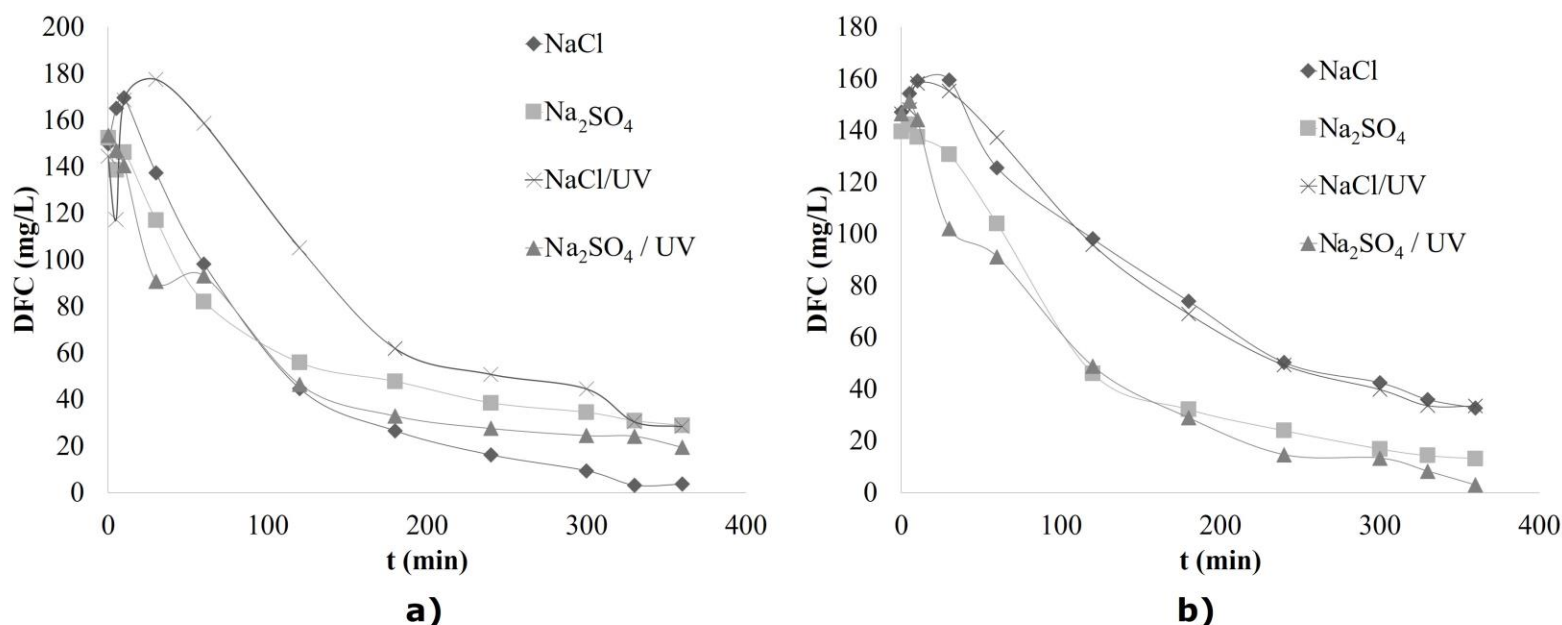


Figura 5. Efecto de la intensidad de corriente: a) 1.0 A y b) 0.5 A.

De acuerdo con el análisis de ANOVA se puede observar que el valor de F_0 (0.25) para la variable de intensidad de corriente se encuentra dentro del valor de aceptación (5.25), lo cual indica que genera un efecto importante en el proceso de electro-oxidación.

Además se calculó el consumo energético del sistema durante la electro-oxidación (Tabla 3). De acuerdo con la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para la ciudad de Toluca, el costo de cada kWh es de \$0.58, por lo tanto los experimentos realizados a 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$)

tienen un costo de \$31.8 por m³, mientras que a 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) de \$12.0 por m³; estos valores se calcularon a 180 min.

Tabla 3. Costo energético.

Intensidad de corriente (A)	Voltaje (V)	Tiempo de experimento (min)	Consumo energético (kW/m ³)	Costo energético (MXN/m ³)
0.5	5.5	180	20.63	12.0
1.0	7.3	180	54.75	31.8

Efecto de la luz UV

La irradiación UV tiene como principal función romper los enlaces químicos cuando la energía fotónica absorbida excede la energía de enlace. Cuando se lleva a cabo la ruptura del enlace, un electrón desapareado permanece en cada fragmento teniendo como resultado la formación de radicales. En los compuestos clorados, como el diclofenaco, bajo radiación UV pueden romper un enlace de C-Cl relativamente débil (energía de disociación de enlace = 330 kJ/mol), que da como resultado la formación de un radical de cloro (Cl•) y un electrón desapareado en el carbono de la molécula orgánica, MO-C• (Keen, Thurman, Ferrer, Dotson, & Lindena, 2013).

El porcentaje de degradación al usar NaCl en los experimentos realizados a 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) en ausencia y presencia de luz UV son similares (77.7 y 77.1 %, respectivamente). Por otra parte, en los experimentos a 1 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$) en presencia de luz UV, se obtuvo el 80.3 % de mineralización y en ausencia de luz el 97.8 % (Figura 6). Este fenómeno se atribuye a que en procesos de EO con electrolitos como el NaCl y electrodos de DDB se producen altos niveles de cloro activo electro generado, especie que posee propiedades oxidativas, sin embargo este fenómeno disminuye cuando se presenta una incidencia de luz UV (Hurwitz, Pornwongthong, Mahendra, & Hoek, 2014; Sánchez-Montes *et al.*, 2020).

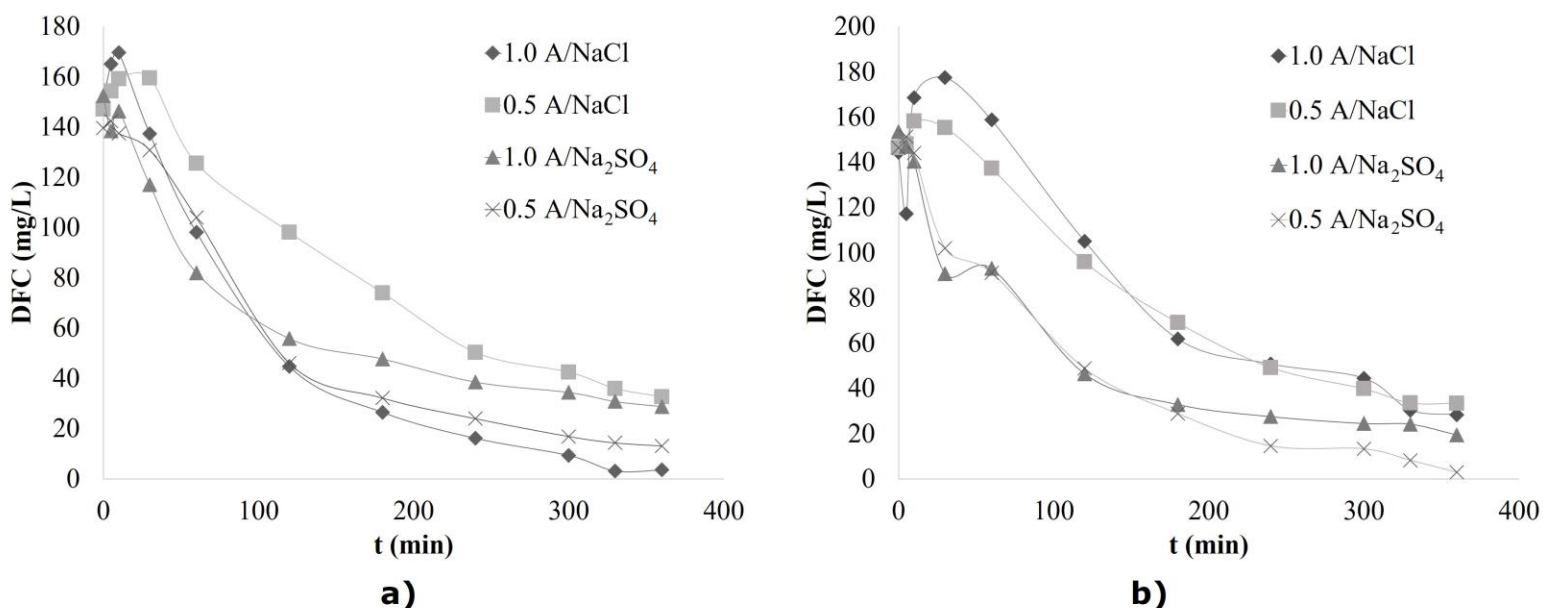


Figura 6. Efecto de la luz UV en la electro-oxidación de diclofenaco: a) ausencia de luz y b) presencia de luz UV.

De acuerdo con Sánchez-Montes *et al.* (2020), el proceso de EO en presencia de luz UV —electrodos con una amplia ventana electroquímica anódica, como el DDB y electrolitos soporte clorados— permite la formación de especies de ClO_3^- y ClO_4^- , en donde la concentración de ClO_3^- es ligeramente mayor en presencia de luz UV que en su ausencia; si bien el ClO_3^- es una especie oxidante, su bajo potencial redox ($E^\circ = 0.35 \text{ V}$) en soluciones con un pH de entre 6 y 7 provoca una disminución en la eficiencia del proceso (Hurwitz *et al.*, 2014; Sánchez-Montes *et al.*, 2020).

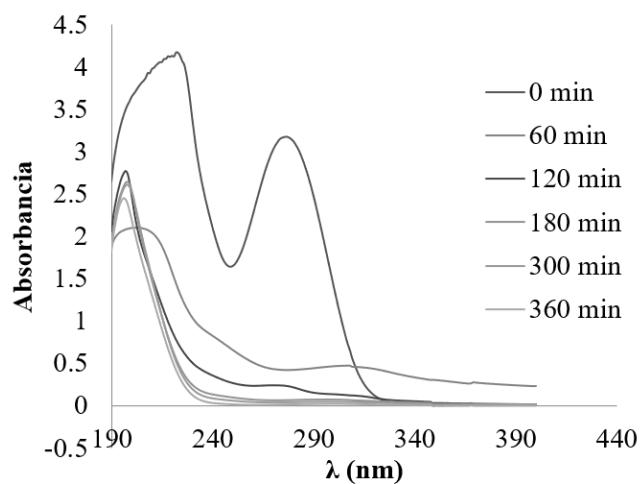
Por otro lado, con Na_2SO_4 se presenta un mayor porcentaje de degradación en presencia de luz UV debido a que la radiación propicia la generación del radical sulfato a partir del ion persulfato formado en el proceso de oxidación (Ecuación (7)), el cual tiene un alto potencial redox ($E^\circ = 2.5\text{-}3.1 \text{ V}$). Dichos radicales sulfato tienden a ser más selectivos que $\bullet\text{OH}$ para la oxidación de contaminantes orgánicos (Lu *et al.*, 2017):



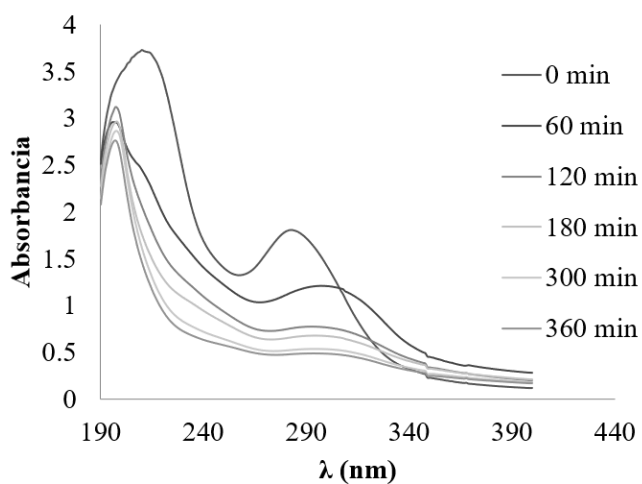
Con base en los resultados obtenidos en el ANOVA, se observa que los experimentos realizados tuvieron un valor $p = 0.001$, lo cual nos indica que existe una diferencia estadísticamente significativa entre éstos.

Efecto de la concentración inicial

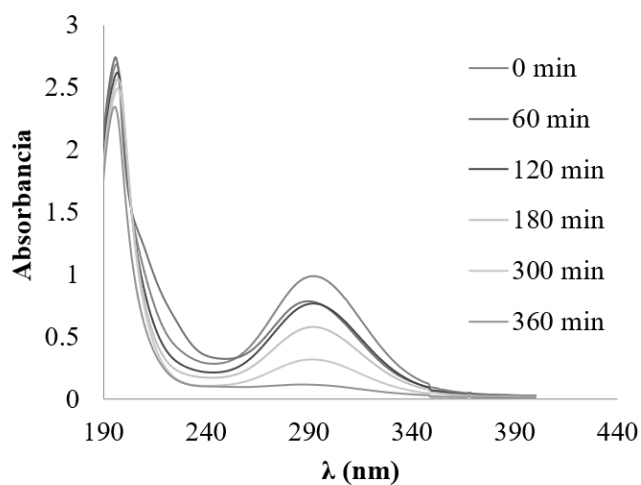
En la Figura 7 se muestran los barridos de UV-Vis que se obtuvieron durante los experimentos realizados a diferentes concentraciones (150, 50 y 10 mg/l). Se observa una disminución gradual en el experimento a 10 mg/l, teniendo así una eficiencia del 100 % a 330 min; mientras que a 150 mg/l se observa que la primera hora de tratamiento es la más eficiente obteniendo más del 50 % de mineralización. De acuerdo con lo anterior, al incrementar la concentración del fármaco, el tiempo de tratamiento es mayor y la eficiencia disminuye.



a)



b)



c)

Figura 7. Barrido UV-Vis de diclofenaco a 1.0 A: a) 150 mg/l, b) 50 mg/l y c) 10 mg/l.

Con base en los resultados, las mejores condiciones de oxidación de diclofenaco fueron NaCl como electrolito soporte, 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$) y ausencia de luz UV, las cuales se utilizaron en concentraciones de 10 y 50 mg/l de DCF. En la Tabla 4 se muestran los valores de COT, DQO, DBO₅ y HPLC obtenidos antes y después del tratamiento, en donde se puede observar que en términos de DQO y DBO₅ se presenta una eficiencia del 100 %, con excepción de la concentración de 150 mg/l en donde en términos de DQO se obtiene una eficiencia del 89.3 %, indicando que aún hay subproductos susceptibles de ser oxidados por medios químicos.

Tabla 4. Caracterización inicial y final del diclofenaco.

Muestra (mg/l)		UV-Vis (mg/l)	COT (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	DQO (mg/l)	HPLC (mg/l)	% DFC UV-Vis	% DFC HPLC	% COT
10	Inicial	10.7	4.34	4.87	15.25	10.7	99.98	99.64	63.7
	Final	0.108	0.00	1.77	0.00	0.48			
50	Inicial	50.3	26.55	2.59	60.43	50.3	99.08	98.76	43.4
	Final	0.46	0.00	15.03	0.00	0.62			
150	Inicial	150.7	70.70	1.96	180.36	150.7	99.99	95.15	64.4
	Final	0.010	0.00	12.15	13.13	0.54			

Por otro lado, en términos de COT se obtuvieron las siguientes eficiencias: a una concentración inicial de 150 mg/l, la eficiencia alcanzada fue de 64.4 %, mientras que para una concentración inicial de

50 mg/l se observó el 43.4 % y para la concentración más baja de 10 mg/l se obtuvo el 63.7 %.

Los resultados obtenidos por HPLC (Figura 8) mostraron una eficiencia de remoción de 99.64, 98.76 y 95.15 % para las concentraciones de 10, 50 y 150 mg/l, respetivamente, a 330 minutos de tratamiento. Estos resultados indican que a mayor concentración de DCF, menor es el porcentaje de remoción. Mientras que en UV-Vis los porcentajes de remoción fueron 99.98, 99.08 y 99.99 % para las mismas concentraciones, respectivamente.

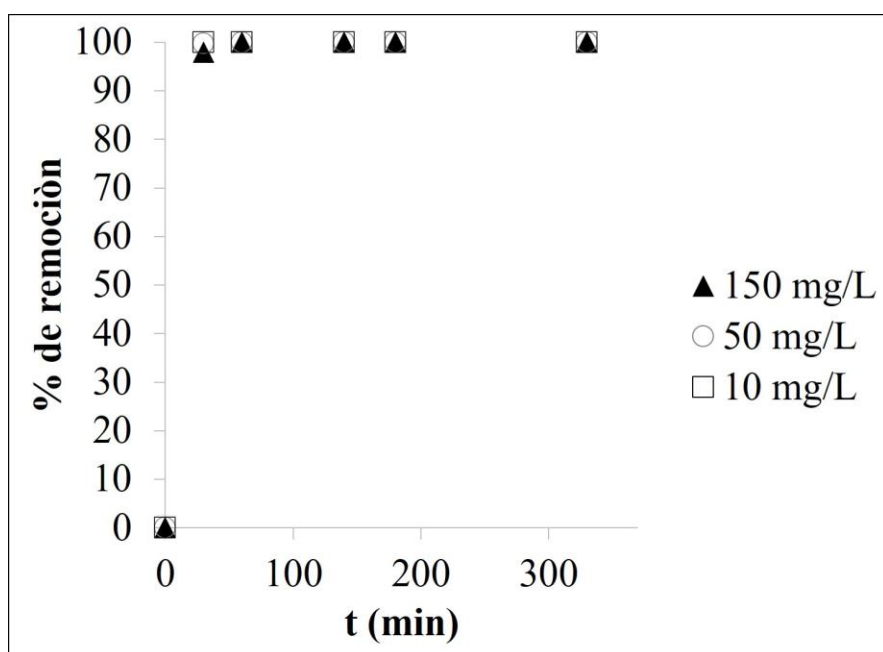


Figura 8. Cinética de electro-oxidación de diclofenaco a diferentes concentraciones (técnica de análisis: HPLC).

Después del tratamiento el índice de biodegradabilidad aumentó de 0.01 a 0.92 para la concentración de 150 mg/l, lo cual indica que el tratamiento mejora la calidad del efluente.

Después del tratamiento de electro-oxidación se realizaron análisis de IR a las soluciones de DCF de 10, 50 y 150 mg/l al final del tratamiento (Figura 9). Las bandas después de los $3\ 000\text{ cm}^{-1}$ desaparecen; las señales correspondientes a C=O ácido carboxílico (1242.07 cm^{-1}), C-H alifático (2968 cm^{-1}), C-Cl (631.69 cm^{-1}) y Ar-Cl (1064.72 cm^{-1}) no se observan, lo cual indica la degradación del diclofenaco. También puede observarse la presencia de metabolitos más simples que presentan señales intensas atribuidas a: CH₂ (3079.40 cm^{-1} alargamiento y 674.13 cm^{-1} deformación); C-Cl alargamiento (806.25 , 811.08 y 794.68 cm^{-1}), y la presencia del isómero trans (1640.48 y 1652.05 cm^{-1}), lo cual indica la presencia de un compuesto alifático halogenado.

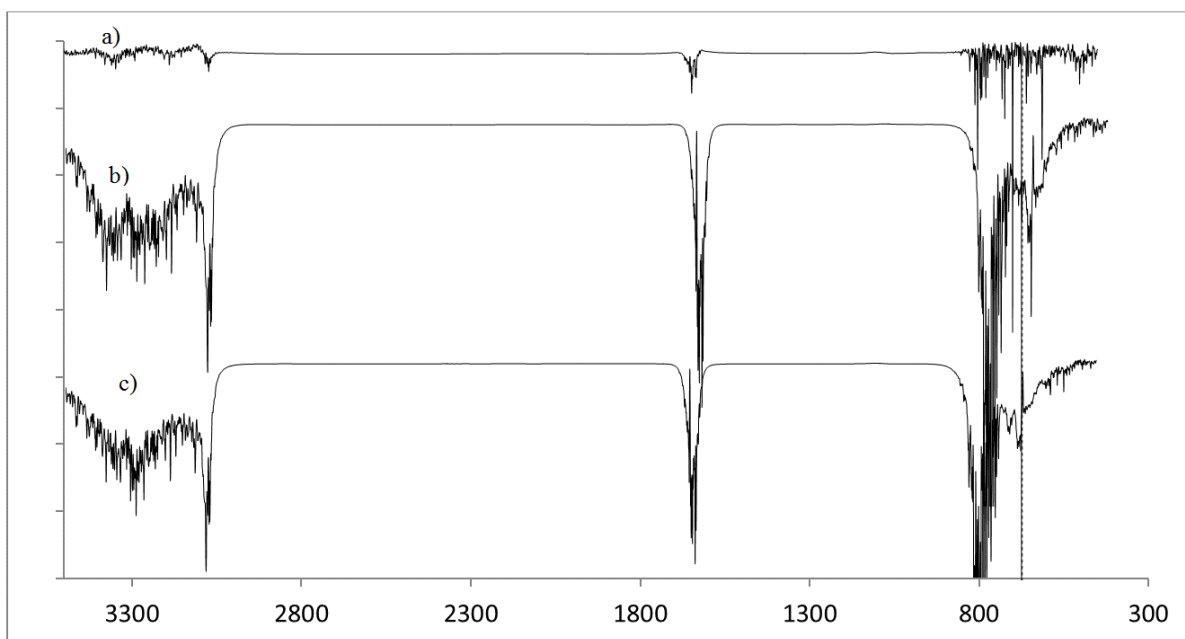
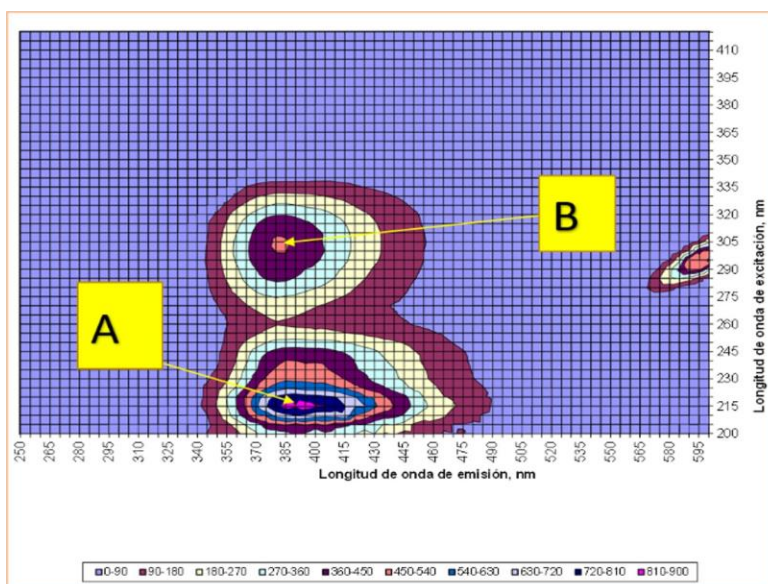
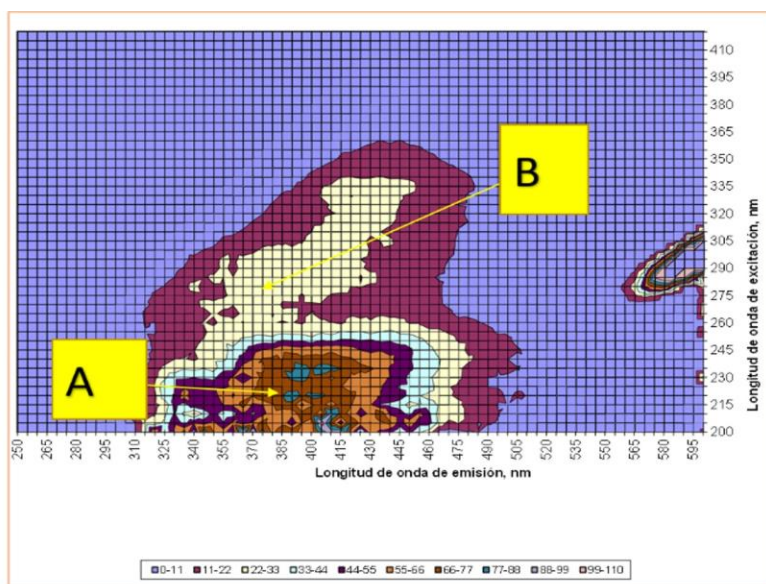


Figura 9. Espectro infrarrojo de las soluciones de diclofenaco después del tratamiento de electro-oxidación: a) 10 mg/l, b) 50 mg/l, c) 150 mg/l.

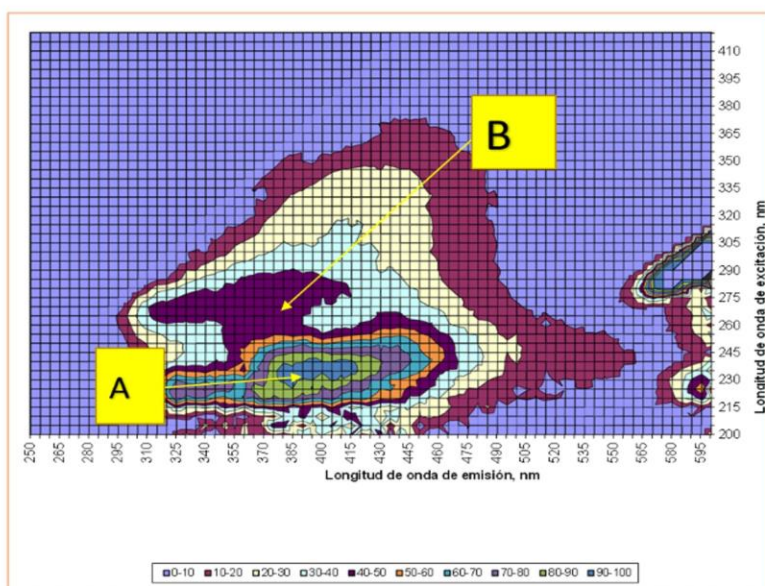
El análisis de fluorescencia realizado después del tratamiento de electro-oxidación muestra una disminución en los valores de las longitudes de onda. La λ_{em} de los picos A y B se desplazó a longitudes de onda más larga después del tratamiento (de 362.5-364.5 nm a 396.5-381.5 nm). Por otro lado, la λ_{ex} se desplazó a longitudes de onda más corta después del tratamiento. El movimiento de los picos A y B podría haber sido causado por la degradación del diclofenaco durante la electro-oxidación. Sin embargo, cuando la concentración inicial fue de 150 mg/l se observó un incremento en la IF de la muestra; esto se debe a que la muestra final no se oxida por completo (Figura 10).



a)



b)



c)

Figura 10. EEM de DFC después del tratamiento de electro-oxidación:
a) 10 mg/l, b) 50 mg/l y c) 150 mg/l.

Cinética de degradación del diclofenaco

De acuerdo con la literatura, el diclofenaco presenta una cinética de degradación de primer orden (Brillas *et al.*, 2010; Rivas, Gimeno, Borralho, & Beltrán, 2010; Lu *et al.*, 2017). La constante de velocidad es una constante de proporcionalidad directa entre la velocidad de reacción y la concentración de los reactivos; es decir, cuanto mayor es la concentración, mayor es la velocidad. El tiempo de vida media es el tiempo necesario para consumir la mitad de la concentración de un compuesto.

Se obtuvieron las constantes cinéticas y el tiempo de vida media del diclofenaco en cada uno de los experimentos, las cuales se muestran en la Tabla 5, observándose que en el experimento realizado con NaCl, 1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$) y en ausencia de luz UV se presentó la constante de velocidad más alta ($1.08 \times 10^{-2} \text{ min}^{-1}$) y un tiempo de vida media de 63.89 min, la cual es similar a la obtenida por Brillas *et al.* (2010) de 1.02×10^{-2} y 1.32×10^{-2} a una intensidad de corriente de 300 y 450 mA, respectivamente. Mientras que al aplicar una intensidad de corriente de 0.5 A ($J = 12.64 \text{ A/m}^2$) se obtuvo una constante de velocidad más baja ($4.5 \times 10^{-3} \text{ min}^{-1}$) y mayor tiempo de vida media del fármaco (153.3 min).

Tabla 5. Modelo cinético de la degradación del diclofenaco.

Muestra		Ecuación	K (min ⁻¹)	R ²	t _{1/2} (min)
NaCl	0.5 A	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.0045t + 0.104$	4.5×10^{-3}	0.99	153.30
	1.0 A	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.0108t + 0.1738$	1.08×10^{-2}	0.99	63.89
	0.5 A/UV	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.0046t + 0.1034$	4.6×10^{-3}	0.99	150.00
	1.0 A/UV	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.0048t + 0.1446$	4.8×10^{-3}	0.94	143.75
Na ₂ SO ₄	0.5 A	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.007t + 0.0087$	7×10^{-3}	0.98	98.57
	1.0 A	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.0046t - 0.163$	4.6×10^{-3}	0.94	150.00
	0.5 A/UV	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.0095t + 0.0523$	9.5×10^{-3}	0.97	72.63
	1.0 A/UV	$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -0.0056t - 0.1961$	5.6×10^{-3}	0.93	123.21

Análisis estadístico

Para conocer el efecto que tiene cada una de las variables de estudio se realizó el algoritmo de Yates (Material Suplementario I) y el análisis de varianza. De acuerdo con los resultados, el efecto con mayor significancia es el electrolito soporte, ya que cuenta con un valor de P muy pequeño. La interacción AB (intensidad de corriente-luz UV) es significativa, teniendo un nivel aproximado de 19 %; por lo tanto, existe una ligera interacción entre la intensidad de corriente y la luz UV. La interacción entre los tres efectos también cuenta con un valor significativo de 10 %, lo cual indica de nueva cuenta que existe interacción entre la intensidad de corriente, radiación UV y electrolito soporte.

Eficiencia de corriente instantánea

La eficiencia de corriente es la relación de la corriente consumida por la degradación de un contaminante orgánico, mientras que la eficiencia de corriente instantánea (ECI) es la eficiencia actual en el momento dado de la electro-oxidación (Linares-Hernández *et al.*, 2017). La ECI se calculó con la siguiente ecuación:

$$ECI = \frac{(C_i - C_f)}{8I\Delta t} FV \quad (8)$$

En donde C_i y C_f son la concentración inicial y final de DFC a un Δt , ambas en g/l; F , la constante de Faraday (96487 C/mol); V , el volumen en litros; I , la intensidad de corriente aplicada (1.0 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$)), Δt , la diferencia de tiempo en segundos.

De acuerdo con la Figura 11 se observa que la mejor eficiencia de corriente instantánea para los experimentos de 150 y 50 mg/l ocurre de 120 a 180 minutos de reacción, mientras que a 10 mg/l sucede a 10 minutos. Lo anterior se debe a que en ese momento es donde se encuentra la mayor presencia de radicales $\bullet\text{OH}$. Por otra parte, la disminución de la ECI puede explicarse debido al agotamiento de los radicales libres en las proximidades de la superficie del electrodo y a la disminución de la concentración del fármaco.

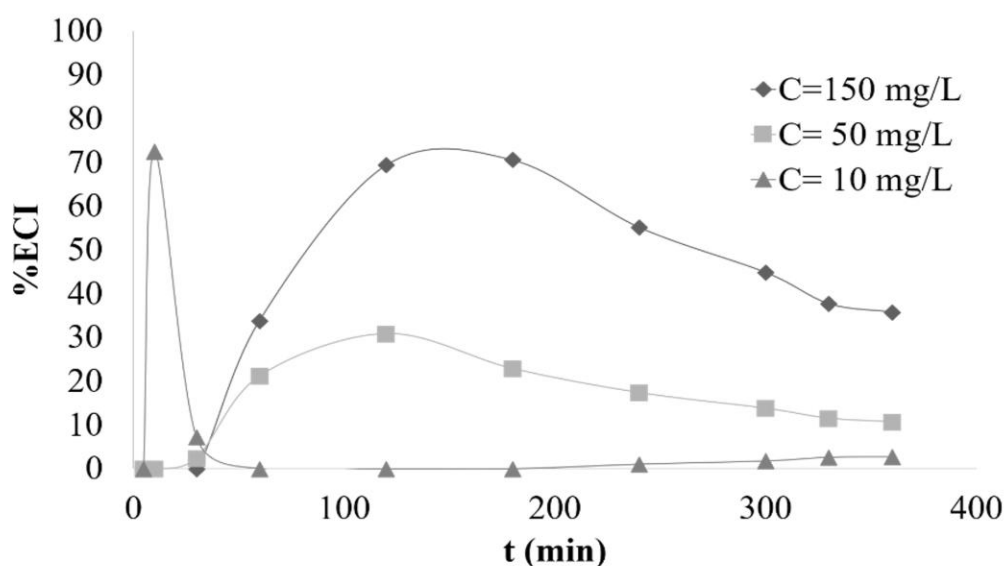


Figura 11. Porcentaje (%) de ECI durante la reacción de electro-oxidación de DCF.

Conclusiones

El proceso de electro-oxidación con una configuración DDB-DDB resultó ser eficiente para la mineralización del diclofenaco; la degradación se logró debido a la generación de radicales hidroxilo, los cuales son unos de los oxidantes más fuertes.

El electrolito soporte es la variable que tiene más efecto dentro del proceso de oxidación, con un valor de P de 0.067, y se determinó que el proceso se favorece al adicionar NaCl como electrolito soporte.

Las condiciones óptimas para una mejor eficiencia en la mineralización del diclofenaco fueron una intensidad de corriente de 1 A ($J = 25.29 \text{ A/m}^2$); el valor de pH de la muestra (5-6.4); NaCl como electrolito soporte, en ausencia de luz UV, en un tiempo de 360 minutos, con una eficiencia de remoción de 97.8 %, mientras que COT, DQO Y DBO_5 mostraron eficiencias de 64.4, 89.3 y 100 %, respectivamente.

La cinética de degradación del diclofenaco fue de pseudo primer orden, con un tiempo de vida media de 63.89 minutos.

Agradecimientos

Los autores agradecen el financiamiento otorgado por la UAEMEX, a través del proyecto No. 4482/2018/CI.

Referencias

- Araujo, F. V. F., Yokoyama, L., Teixeira, L. A. C., Campos, J. C., Blanco, M., Martinez, A., Marcaide, A., Aranzabe, E., Aranzabe, A., Bonnineau, C., Moeller, A., Barata, C., Bonet, B., Proia, L., Sans-Piche, F., Guasch, H., Segner, H., Cherik, D., Benali, M., Louhab, K., Islam, M. S., Rouf, M. a, Kamaruddin, M. A., Yusoff, M. S., Ahmad, M. A., Le Thi Kim Phun and Le Anh Kien, ... Summary, E. (2011). Degradation Kinetics of Diclofenac in Water by Fenton ' s Oxidation. *2013*, 16(4), 1–26. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.apcatb.2010.07.006>
- Archer, E., Petrie, B., Kasprzyk-hordern, B., & Wolfaardt, G. M. (2017). Chemosphere The fate of pharmaceuticals and personal care products (PPCPs), endocrine disrupting contaminants (EDCs), metabolites and illicit drugs in a WWTW and environmental waters. *Chemosphere*, 174, 437-446. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2017.01.101>
- Bae, S., Kim, D., & Lee, W. (2013). Degradation of diclofenac by pyrite catalyzed Fenton oxidation. *Applied Catalysis B: Environmental*, 134-135, 93-102. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.apcatb.2012.12.031>
- Barceló, L. D., & López-de-Alda, M. J. (2008). Contaminación y calidad química del agua: el problema de los contaminantes emergentes. *Fundación Nueva Cultura del Agua*, 4(2), 125-128. Recuperado de

<https://doi.org/10.1097/ICB.0b013e3181ad3957>

- Barrera, C. (2014). *Aplicaciones electroquímicas al tratamiento de aguas residuales*. Barcelona, España: Reverté.
- Bhadra, B. N., Seo, P. W., & Jhung, S. H. (2016). Adsorption of diclofenac sodium from water using oxidized activated carbon. *Chemical Engineering Journal*, 301(April), 27-34. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.cej.2016.04.143>
- Bolong, N., Ismail, A. F., Salim, M. R., & Matsuura, T. (2009). A review of the effects of emerging contaminants in wastewater and options for their removal. *Desalination*, 238(1-3), 229-246. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.desal.2008.03.020>
- Brillas, E., Garcia-Segura, S., Skoumal, M., & Arias, C. (2010). Electrochemical incineration of diclofenac in neutral aqueous medium by anodic oxidation using Pt and boron-doped diamond anodes. *Chemosphere*, 79(6), 605-612. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2010.03.004>
- Brillas, E., & Sirkes, I. (2015). Electrochemical removal of pharmaceuticals from water streams: Reactivity elucidation by mass spectrometry. *TrAC - Trends in Analytical Chemistry*, 70, 112-121. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.trac.2015.01.013>
- Cao, D., Wang, Y., & Zhao, X. (2017). Combination of photocatalytic and electrochemical degradation of organic pollutants from water. *Current Opinion in Green and Sustainable Chemistry*, 6, 78-84. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.cogsc.2017.05.007>

- Casillas-García, J. E., Tzompantzi-Morales, F., Carbajal-Arizaga, G. G., López-Ganoa, A., & Barrera-Rodríguez, A. (2017). Evaluación fotocatalítica de óxidos mixtos de $\text{Al}_2\text{O}_3\text{-Ga}_2\text{O}_3$ dopados con óxidos metálicos en la degradación de diclofenaco. *Número Especial de La Revista Aristas: Investigación Básica y Aplicada*, 6(11), 246-252. Recuperado de <https://doi.org/ISSN 2007-9478>
- Casillas, J. E., Campa-Molina, J., Tzompantzi, F., Carbajal Arízaga, G. G., López-Gaona, A., Ulloa-Godinez, S., Cano, M. E., & Barrera, A. (2017). Photocatalytic degradation of diclofenac using $\text{Al}_2\text{O}_3\text{-Nd}_2\text{O}_3$ binary oxides prepared by the sol-gel method. *Materials*, 13(6). Recuperado de <https://doi.org/10.3390/ma13061345>
- Daughton, C. G., & Brooks, B. W. (2011). Active pharmaceutical ingredients and aquatic organisms. *Environmental Contaminants in Biota: Interpreting Tissue Concentrations*, 286-347.
- De-Franco, M. A. E., De Carvalho, C. B., Bonetto, M. M., De Pelegrini Soares, R., & Féris, L. A. (2018). Diclofenac removal from water by adsorption using activated carbon in batch mode and fixed-bed column: Isotherms, thermodynamic study and breakthrough curves modeling. *Journal of Cleaner Production*, 181, 145-154. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.01.138>
- Fajardo, D., & Córdoba, R. (2005). Plan de monitoreo para la planta de tratamiento de aguas residuales en el sur de Ahuachapán. *UICN-Unión Mundial Para La Naturaleza*, 1, 1-24. Recuperado de <https://cidoc.marn.gob.sv/documentos/plan-de-monitoreo-para-la-planta-de-tratamiento-de-aguas-residuales-en-el-sur-de->

ahuachapan-el-salvador-c-a-caserio-puente-arce-municipio-de-san-francisco-menendez-departamento-de-ahuachapan/

- Fatehifar, M., Borghei, S. M., & Ekhlasi Nia, A. (2018). Application of moving bed biofilm reactor in the removal of pharmaceutical compounds (diclofenac and ibuprofen). *Journal of Environmental Chemical Engineering*, 6(4), 5530-5535. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jece.2018.08.029>
- García-Montoya, M. F., Gutiérrez-Granados, S., Alatorre-Ordaz, A., Galindo, R., Ornelas, R., & Peralta-Hernández, J. M. (2015). Application of electrochemical/BDD process for the treatment wastewater effluents containing pharmaceutical compounds. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry*, 31, 238-243. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jiec.2015.06.030>
- Gurung, K., Chaker, M., Shestakova, M., & Sillanpää, M. (2018). Removal of carbamazepine from MBR effluent by electrochemical oxidation (EO) using a Ti / Ta₂O₅-SnO₂ electrode Applied Catalysis B: Environmental Removal of carbamazepine from MBR effluent by electrochemical oxidation (EO) using a Ti / Ta₂O₅ -Sn. *Applied Catalysis B: Environmental*, 221(February), 329-338. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.apcatb.2017.09.017>
- Hurwitz, G., Pornwongthong, P., Mahendra, S., & Hoek, E. M. V. (2014). Degradation of phenol by synergistic chlorine-enhanced photo-assisted electrochemical oxidation. *Chemical Engineering Journal*, 240, 235-243. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.cej.2013.11.087>

- Jaafarzadeh, N., Ghanbari, F., & Moradi, M. (2015). Photo-electro-oxidation assisted peroxymonosulfate for decolorization of acid brown 14 from aqueous solution, *Korean Journal of Chemical Engineering*, 32(3), 458-459. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s11814-014-0263-4>
- Jewell, K. S., Falås, P., Wick, A., Joss, A., & Ternes, T. A. (2016). Transformation of diclofenac in hybrid biofilm-activated sludge processes. *Water Research*, 105, 559-567. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.watres.2016.08.002>
- Keen, O. S., Thurman, E. M., Ferrer, I., Dotson, A. D., & Linden, K. G. (2013). Dimer formation during UV photolysis of diclofenac. *Chemosphere*, 93(9), 1948-1956. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2013.06.079>
- Krajišnik, D., Daković, A., Malenović, A., Milojević-Rakić, M., Dondur, V., Radulović, Ž., & Milić, J. (2013). Investigation of adsorption and release of diclofenac sodium by modified zeolites composites. *Applied Clay Science*, 83-84, 322-326. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.clay.2013.08.011>
- Linares Hernández, I., Barrera Díaz, C., Valdés Cerecero, M., Almazán Sánchez, P. T., Castañeda Juárez, M., & Lugo Lugo, V. (2017). Soft drink wastewater treatment by electrocoagulation-electrooxidation processes. *Environmental Technology (United Kingdom)*, 38(4), 433-442. Recuperado de <https://doi.org/10.1080/09593330.2016.1196740>
- Liu, J., & Wong, M. (2013). Pharmaceuticals and personal care products

(PPCPs): A review on environmental contamination in China. *Environment International*, 59, 208-224. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.envint.2013.06.012>

Lonappan, L., Rouissi, T., Liu, Y., Brar, S. K., & Surampalli, R. Y. (2019). Removal of diclofenac using microbiocchar fixed-bed column bioreactor. *Journal of Environmental Chemical Engineering*, 7(1), 102894. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jece.2019.102894>

Lu, X., Shao, Y., Gao, N., Chen, J., Zhang, Y., Xiang, H., & Guo, Y. (2017). Degradation of diclofenac by UV-activated persulfate process: Kinetic studies, degradation pathways and toxicity assessments. *Ecotoxicology and Environmental Safety*, 141(March), 139-147. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.ecoenv.2017.03.022>

Martínez, C., Canle L., M., Fernández, M. I., Santaballa, J. A., & Faria, J. (2011). Aqueous degradation of diclofenac by heterogeneous photocatalysis using nanostructured materials. *Applied Catalysis B: Environmental*, 107(1-2), 110-118. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.apcatb.2011.07.003>

McGettigan, P., & Henry, D. (2013). Use of Non-Steroidal Anti-Inflammatory Drugs That Elevate Cardiovascular Risk: An Examination of Sales and Essential Medicines Lists in Low-, Middle-, and High-Income Countries. *PLoS Medicine*. Recuperado de <https://doi.org/10.1371/journal.pmed.1001388>

Nieto-Sandoval, J., Munoz, M., de Pedro, Z. M., & Casas, J. A. (2018). Fast degradation of diclofenac by catalytic hydrodechlorination. *Chemosphere*, 213, 141-148. Recuperado de

<https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2018.09.024>

- Pérez-Estrada, L. A., Malato, S., Gernjak, W., Agüera, A., Thurman, E. M., Ferrer, I., & Fernández-Alba, A. R. (2005). Photo-fenton degradation of diclofenac: Identification of main intermediates and degradation pathway. *Environmental Science and Technology*, 39(21), 8300–8306. Recuperado de <https://doi.org/10.1021/es050794n>
- Pourzamani, H., Hajizadeh, Y., & Mengelizadeh, N. (2018). Application of three-dimensional electrofenton process using MWCNTs-Fe₃O₄nanocomposite for removal of diclofenac. *Process Safety and Environmental Protection*, 119, 271-284. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.psep.2018.08.014>
- Rivas, J., Gimeno, O., Borralho, T., & Beltrán, F. (2010). Influence of oxygen and free radicals promoters on the UV-254nm photolysis of diclofenac. *Chemical Engineering Journal*, 163(1-2), 35-40. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.cej.2010.07.027>
- Rodríguez, E. M., Márquez, G., León, E. A., Álvarez, P. M., Amat, A. M., & Beltrán, F. J. (2013). Mechanism considerations for photocatalytic oxidation, ozonation and photocatalytic ozonation of some pharmaceutical compounds in water. *Journal of Environmental Management*, 127, 114–124. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2013.04.024>
- Ross, A. B., & Neta, P. (1982). Rate Constants for Reactions of Aliphatic Carbon-Centered Radicals in Aqueous Solution. *National Bureau of Standards, National Standard Reference Data Series*, 17(3). Recuperado de <https://doi.org/10.1063/1.555978>

- Sánchez-Montes, I., Pérez, J. F., Sáez, C., Rodrigo, M. A., Cañizares, P., & Aquino, J. M. (2020). Assessing the performance of electrochemical oxidation using DSA® and BDD anodes in the presence of UVC light. *Chemosphere*, 238. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2019.124575>
- Tominaga, F. K., Dos Santos Batista, A. P., Silva Costa Teixeira, A. C., & Borrelly, S. I. (2018). Degradation of diclofenac by electron beam irradiation: Toxicity removal, by-products identification and effect of another pharmaceutical compound. *Journal of Environmental Chemical Engineering*, 6(4), 4605-4611. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jece.2018.06.065>
- Venegas-Orozco, M. J. (2013). *Oxidación de anti-inflamatorios no esteroideos presentes en agua aplicando peróxido de Hidrógeno luz solar y nanopartículas de Hierro soportadas en zeolitas* (tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Vieno, N., & Sillanpää, M. (2014). Fate of diclofenac in municipal wastewater treatment plant - A review. *Environment International*, 69, 28-39. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.envint.2014.03.021>
- Yang, B., Wei, T., Xiao, K., Deng, J., Yu, G., Deng, S., Li, J., Zhu, C., Duan, H., & Zhuo, Q. (2018). Effective mineralization of anti-epilepsy drug carbamazepine in aqueous solution by simultaneously electro-generated H₂O₂/O₃ process. *Electrochimica Acta*. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2018.09.067>
- Žilnik, L. F., Jazbinšek, A., Hvala, A., Vrečer, F., & Klamt, A. (2007).

Solubility of sodium diclofenac in different solvents. *Fluid Phase Equilibria*, 261(1-2), 140-145. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.fluid.2007.07.020>

Flood risk management contributions in localized areas.

Case study: Tunja, Colombia

Contribuciones a la gestión del riesgo de inundación en zonas localizadas. Caso de estudio: Tunja, Colombia

Carlos Andrés Caro-Camargo¹, ORCID: <http://orcid.org/0000-0001-5568-1219>

Laura Gil-Alvarado²

¹Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Santo Tomás, Tunja, Colombia,
carlos.caroc@usantoto.edu.co

²Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Santo Tomás, Tunja, Colombia,
lau.yga@gmail.com

Corresponding author: Carlos Andrés Caro-Camargo,
carlos.caroc@usantoto.edu.co, carlosandrescaro@gmail.com

Abstract

In an increasingly urbanized world, local governments have greater responsibility to implement practical measures against climate change. Measures that help prevent, mitigate, and efficiently overcome events

such as floods, focusing on sustainable urban development. The present project is developed for the city of Tunja, Colombia. In this, sectors with high flood threat are evaluated, according to the main bodies of water that cross the urban area, Jordán River and La Vega River. The research purpose is to provide strategies that promote the correct flood risk management in the municipality. There are three priority topics, (1) importance of urban planning and management, (2) study of vulnerability from the social perception of the exposed inhabitants, and, finally, (3) a proposal of strategic alternatives according to the analyzed risk. It is aimed at the timely prevention promotion and affectations reduction, a product of precipitation events due to climatic variability.

Keywords: Floods, risk management, social perception, sustainable urban development, vulnerability.

Resumen

En un mundo cada vez más urbanizado, los gobiernos locales tienen mayor responsabilidad de implementar medidas prácticas frente al cambio climático. Medidas que ayuden a prevenir, mitigar y superar eficientemente eventos como las inundaciones, centrándose en el desarrollo urbano sostenible. El presente proyecto se enfoca en la ciudad de Tunja, Colombia. Se evalúan sectores con alta amenaza de inundación, según los principales cuerpos de agua que atraviesan el área urbana: los ríos Jordán y La Vega. El propósito de la investigación es proporcionar estrategias que promuevan la correcta gestión del riesgo de inundación en el municipio. Se cuenta con tres temáticas prioritarias: (1) la importancia de la planificación y gestión urbana; (2) el estudio de la

vulnerabilidad desde la percepción social de los habitantes expuestos y, finalmente, (3) una propuesta de alternativas estratégicas según el riesgo analizado. Está dirigido a la promoción oportuna de la prevención y la reducción de afectaciones, producto de eventos de precipitación por variabilidad climática.

Palabras clave: desarrollo urbano sostenible, gestión de riesgos, inundaciones, percepción social, vulnerabilidad.

Received: 01/07/2019

Accepted: 15/09/2020

Introduction

In the global context, people are choosing to settle in urban areas. Cities are currently considered as the engines of economic growth. People who migrate from rural to urban centers, pursue a higher standard of living. However, it must not be ignored the need to address climate change with risk management help and promotion. Cities that tend to grow significantly over years may bring increases in the regional economy, but they can also generate dangers if they are not planned and developed properly, in accordance with the environment that surrounds them.

The need is emphasized in establishing better-planned cities and, above all, dignified and safe for their inhabitants. While the World Meteorological Organization reveals that nine out of ten disasters in the world are related to climate or water, natural disasters continue to have greater repercussions in the economies of developing countries. In Colombia, the precipitation events consequences due to the "La Niña" phenomenon, which has been one of the strongest in history (Hurtado & Euscátegui, 2012), show the existing national flaws in terms of territorial organization. For this reason, it is of great importance that continuous monitoring of water bodies be generated and natural disasters that affect lives, infrastructure, and goods are prevented.

In Tunja, some risks may affect the population, assets, and infrastructure existing in the territory. Among which, it can be mentioned floods, landslides, seismic events, public agglomerations, technological risks, and of course, those derived from the effects of climate change, etc. These risks, of different origins and different forms in their manifestation, represent challenges for public policy, which must be coherent with the institutional transformations that have taken place in the country in recent years. With the Law 1523 of 2012 issuance, the conceptualization that up to that point had been made regarding disaster prevention was transformed, thus conceiving risk management as a social process.

It is for the needs previously exposed that this study is developed. Several processes framed in research, action, and participation are highlighted. Processes as a collection of data to analyze, review of documentary information provided by official entities, the study of priority

areas to be evaluated, the use of techniques such as interviews, field visits, the recognition of selected sectors and finally, this project evaluate Flood Risk Management in the study area, providing a proposal of strategic guidelines for its application in the municipality of Tunja. This study is also analyzed local risk management, from the risk identification and perception, risk reduction, disaster management, and governance. All this, being very useful for the decision-making entities and for the same community that may be affected by disaster situations.

The document will have an analytical and descriptive character, focusing on the generation of theoretical and practical contributions in the scope of Flood Risk Management in Tunja's areas with the high threat. The most important periods of analysis for this research, are mainly those that occurred in 2010-2011 when the "La Niña" phenomenon was presented in Colombia and the subsequent legal advances that emerged. It is hoped that with this project results, improvements will be made in prevention and mitigation of damages activities resulting from future natural phenomena that may generate disasters in sites with high flooding threat.

Literature review

Flood risk reduction methodologies

Risk management Departmental plans

Within the Methodological Guide for the elaboration of Risk Management Departmental Plans, the state bets to the correct management of every risk, to the service of territory. The National Disaster Risk Management Policy is adopted and promoted in Colombia, by Law 1523 of 2012. These plans provide guidelines for the threats study, vulnerabilities, and risk, to establish actions to be carried out in each territory. This guide highlights the need for regional administrations to initiate and maintain the continuity of risk management processes in each sector, as well as integration in development planning, priority actions in this area, and other instruments of planning (PNUD, 2012).

Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS)

Green growth and adaptation to climate change become a fundamental objective within the strategy of improving rainwater harvesting and retention systems. Since one of the risks associated with climate change

is the one caused by the floods, which have their origin in the inadequate management of surface run-off, in recent years it has been forced to raise in-depth discussion, wherefrom public policies and technical solutions, it provides the necessary tools to deal with these types of situations in a correct way.

One of the most influential factors in which surface runoff due to rain becomes a determining factor in the cities' flooding processes, has to do with the rapid urban growth, which due to the high number of buildings exceeds the networks of sewerage capacity. The lack of citizen culture, which generates sinks blockages due to pollution and the increase of impervious surface in public space, which do not contribute to retaining water but, on the contrary, evacuate it directly and more quickly to the city sewer networks. The need is to implement solutions according to the environment with low negative impact.

Through the Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) implementation, it is intended that the hydrological response of an urbanized area be as similar as possible to that in its hydrological original state (Ramos, Pérez-Sánchez, Franco, & López-Jiménez, 2017). With the SUDS, two objectives are strengthened regarding the management of rainwater. On one hand, there is the redistribution of urban runoff through measures such as control at the source, the attenuation of flood peaks, the delivery of controlled/regulated discharges, the recharge of the aquifer, and the use of the flow transport. A second objective is the reduction of the contamination of water bodies receiving urban runoff.

Hydrodynamic modeling

Thanks to computational advances, hydrological modelling has presented notable advances in the characterization of physical processes, as an extension of the application of concepts that enclose the behavior of water in its various phases of the hydrological cycle on the planet. There are works focused on the study of models that closely approximate the general hydrological processes taking into account surface areas, underground in hydraulic bases based on finite volume schemes, applying the complete Saint-Venant equations or simplifications (Caro-Camargo, & Velandia-Tarazona, 2019). It has been observed that by applying the vertical transfer hydrological module into Iber software, the behavior of a basin has been approximated, resulting in accurate hydrological responses, showing special interest in the mesh type of the digital elevation model. It influences the results, the performance of the simulation, and the choice of type of hydrological or hydraulic modelling (Caro-Camargo, Pacheco-Merchán, & Sánchez-Tueros, 2019).

Models that have been used in nations with excessive urban growth, allow confronting parameters of surface runoff and normal routing of the flow-through natural water channels that cross cities. Models that evaluate the main data that influence the behavior of flood risk warning systems have been proposed to prevent loss of human lives and deterioration of people's material goods (Chen, Zhou, Zhang, Du, & Zhou, 2015).

Flood Early Warning Systems (FEWS)

The devastating results that have been caused by floods have managed to generate an impact on both environment and society. In various parts of the world, tools for early warning have been studied since the frequent flood events. The need is observed in the timely response capacity that the affected localities can have. Some studies propose a flood index based on satellite data that identify areas that give rise to runoff and that contribute greatly to the production of flooding of the basin. The preliminary conclusions of the studies indicate that spatial distribution of areas that probably cause runoff, show the most prone flooding sites (Koriche & Rientjes, 2016).

Public management and Flood Risk Management

To achieve a vulnerability reduction of flood's socio-natural phenomenon, it is necessary that strategies that are proposed and used have the maximum possible effectiveness. Regulatory instruments are needed that

focus on risk management and territorial ordering variables, maximizing the impact of population activity as priority criteria related to public, urban, and risk management.

Materials and methods

The methodology developed for this research was focused on 4 stages designed to meet the specific objectives established for the project. Below is shown a diagram in Figure 1 that summarizes the activities that will be described in the course of the article.

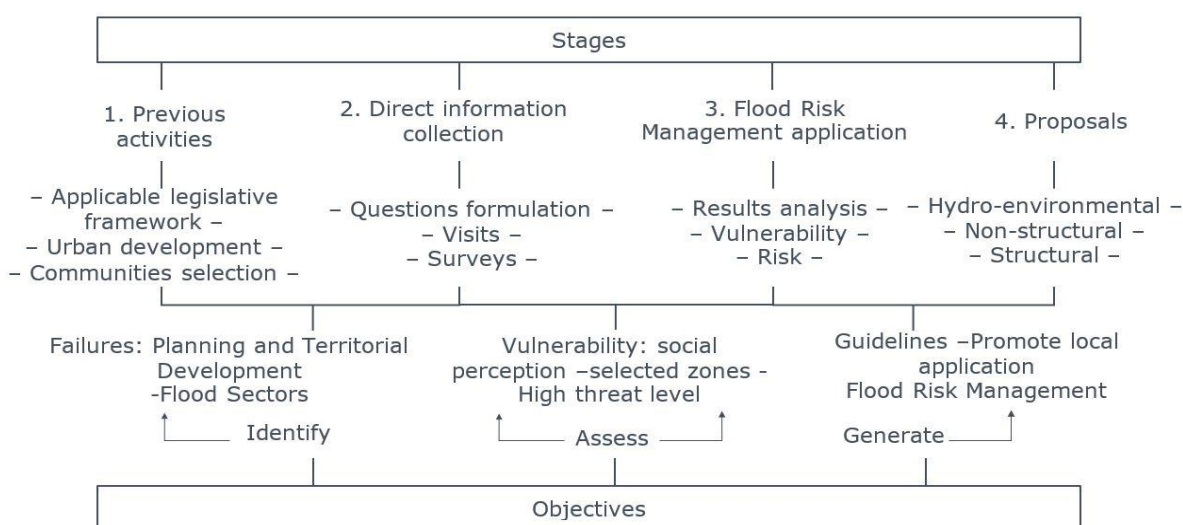


Figure 1. Research Methodology, Stages, and Objectives. Source: Own.

It is clarified that the results obtained from each stage will be named here, but they remain in the development of the definitive book of this investigation. In this article, the most relevant approaches obtained will be highlighted.

Location

Tunja is the capital of the Boyacá department, located two hours from Bogotá, Colombia. The quality of urban space produced to the north of Tunja does not reach great levels, because despite locating in areas of high strata, studies focused on the lines of urban' design and transformations, reach to show that configuration of these sectors do not guarantee the adequate appearance of public spaces, nor their articulation with the system of facilities, nor their transition between built and natural means, nor with adequate access and communication routes with the rest of urban sectors. Normally, it is shown that the city configuration process, is under the regulation that focuses on determining occupancy rates of each property and does not show a consistent image with the needs of Urban Development that are currently indicated in studies at national and international levels (Chocontá-Martínez, 2017). In Figure 2 it is shown the city location.

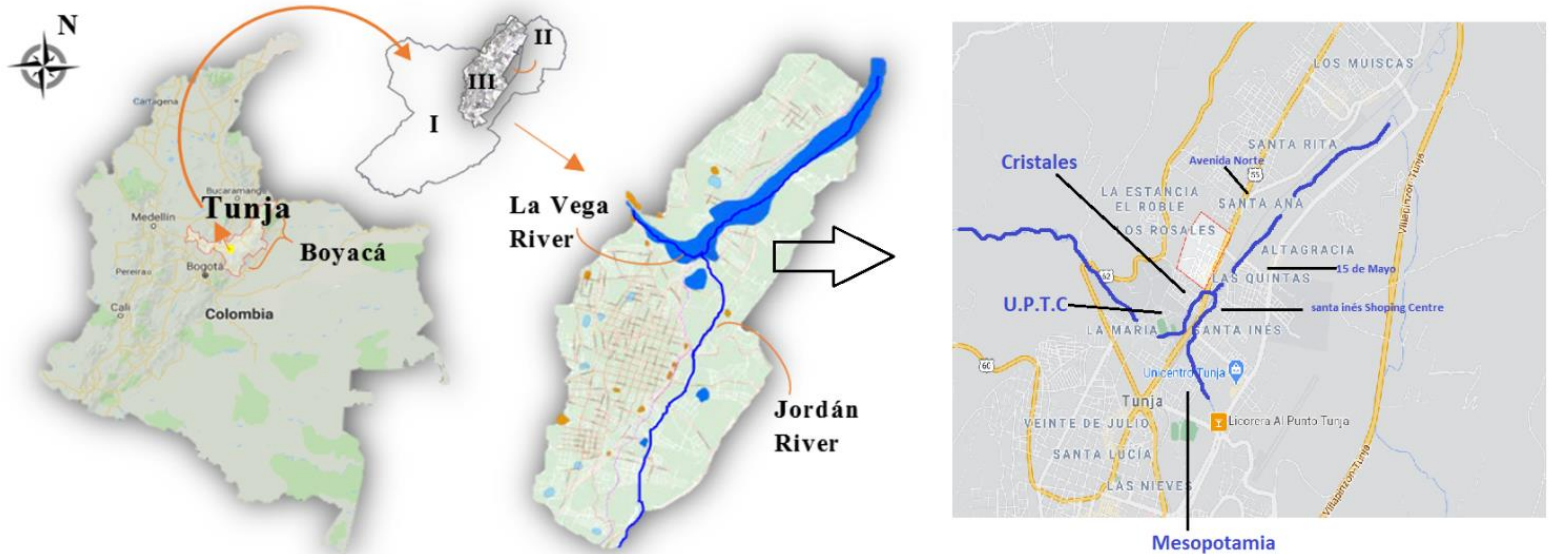


Figure 2. Case study location, Tunja, Colombia. Source: Own using Google Maps, TuSIG platform, Tunja POT.

Three main areas are shown, (I) Rural area, (II) Urban Expansion area, and (III) Urban area. The flood footprint during the "La Niña" phenomenon is also shown at the right of Figure 2 which corresponds to the prioritized urban area to study for its continuous growth and current development. Bearing in mind that the main neighborhoods affected by floods have been located, five of them were selected to study vulnerability from a social perspective (Las Quintas + José de Las Flores, 15 de Mayo, Santa Inés, Pozo Donato and Mesopotamia).

Points of interest for possible overflow

There are specific stretches on riverbanks that have lower elevations on certain hillsides and may affect neighborhoods when rainfall events occur, with high return periods. These specific points have been approached under hydrodynamic modelling and those found in this case study were selected. Below in Figure 3 are some of the most vulnerable points to overflow at a Return Period $T = 50$ years, according to the IBER modelling carried out in previous studies (Caro-Camargo & Bayona-Romero, 2018).

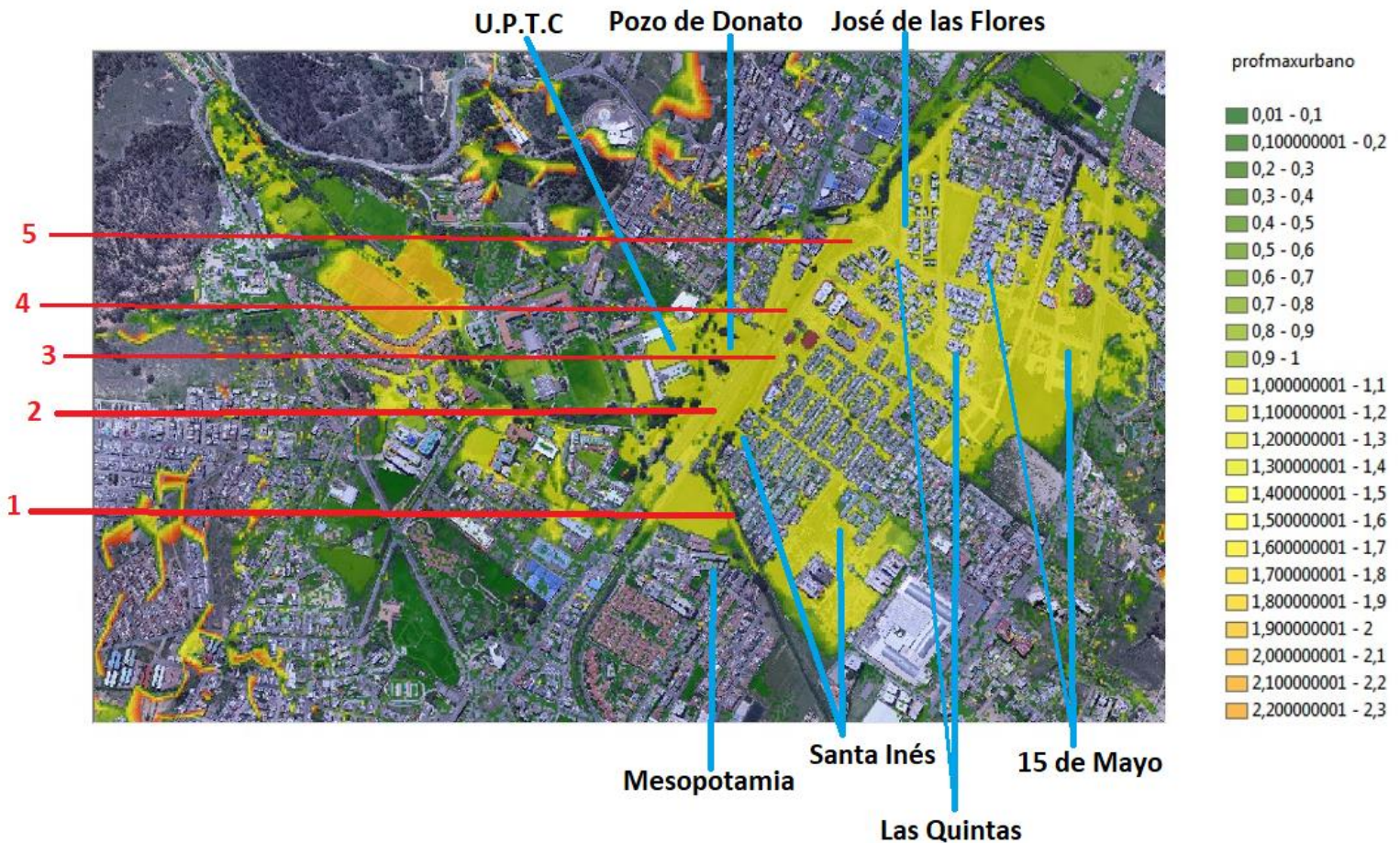


Figure 3. Points of interest. Possible overflows. Source: Own, according to the IBER modelling.

- The first point is located on the Jordán Alto River stretch, which crosses between the Mesopotamia neighborhood and the Santa Inés neighborhood. According to the transversal profile, it is observed that the level of Mesopotamia is much lower than that adjacent to the area of Remansos de Santa Inés, which generates flood threats to the first neighborhood with water drafts up to 1.3 m and speeds of 0.8 m/s.

- The second point of interest for this study is located between the Avenida Norte and Santa Inés neighborhood, which has a lower height towards the slope of the avenue, in front of the Pedagogical and Technological University of Colombia (UPTC), what can be affected with dimensions of 0.5 m and speeds of 0.5 m/s.

- The third point observed in the study was the one that generates a 90° turn in the Jordán River, at the height of Santa Inés Shopping Centre. This may affect the area of Santa Inés and Quince de Mayo, with flood levels and speeds similar to those mentioned in the previous point.

- For the fourth revised point, there is a great contextualization due to flood events in the past, which have affected neighborhoods such as Los Rosales, Los Cristales, Pozo Donato, and Avenida Norte. It is located on the La Vega River and generates a reduction in the river section, due to the location of a Box Culvert structure. According to the results of the model, speeds of 0.8 m/s and drafts of up to 1.5 m are given, which makes it a high hazard zone.

- Finally, the fifth point refers to the sector of the Jordán Bajo River (after its union with the La Vega River), at the height of Las Quintas, where an overflow to the east can occur, with water sheet elevations up to 1.5 m above the ground. This flood of the area would have the ability to reach University Avenue and the areas that are currently in process of urban development.

This study was reviewed and corroborated, to present later, suggestions for structural measures to be taken.

Sample

Through the development of this section, constant use was made of the Generic Statistical Business Process Model (GSBPM v 5.1), where suggestions are presented to apply statistical models in various case studies. The structure presented by this model is defined by eight stages of development that are shown in Figure 4. The model is designed to be used in describing and evaluating the quality of processes based on surveys, censuses, administrative records, and other non-statistical or mixed sources (UNECE, 2019) Due to its extensive applicability, updating and wide adaptation condition according to each case study, this model was selected to be used in this investigation.

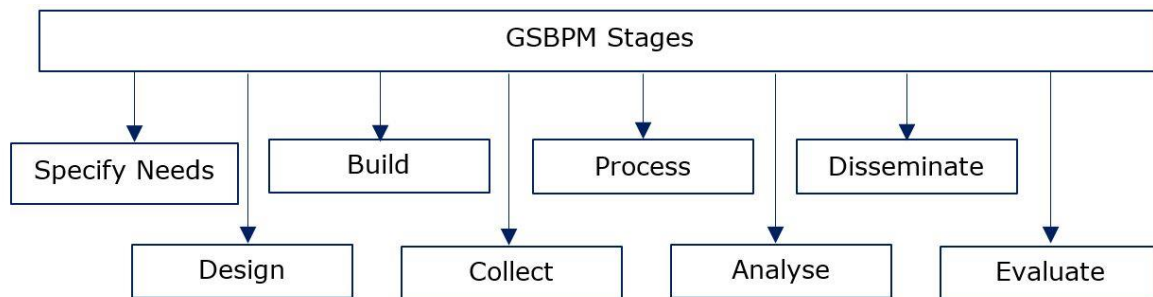


Figure 4. Level 1GSBPM Stages. Source: Own, according to the Model.

Sixteen questions were selected to apply during the inhabitant's interviews. About 15 more were directed to agent entities of Municipal Risk Management.

As the first section of the survey format, the characterization of households was taken, followed by the dwelling and its surroundings, the threat' perception and memory, to end with a section of the spatial location of the sector inhabitants, generated through a visual activity of the municipality, the neighborhood and its housing. The first three sections were assembled in a template created using Google Forms and they were applied with the university institutional mail so that the information was recorded and updated at the time on the Internet.

After having the number of built properties, was proceeded to randomly select the sample, according to the amount that was given by the calculation of the sample size, shown in Table 1. This sample was made for the sum of the built properties that were counted (Sectors 1 and 2).

Table 1. Surveys number per Sector.

Neighborhoods	Households number	Percentage	Surveys number	Surveys taken
Sector 1	621	100 %	65	
Las Quintas + José de las Flores	571	92 %	60	65
Pozo Donato	50	8 %	5	10
Sector 2	1 303	100 %	69	

Santa Inés + 15 Mayo	739	57 %	39	43
Santa Inés + Mesopotamia	564	43 %	30	32
Total			134	150

Source: Own, according to the sample.

Results

Analysis of the carried out surveys

It was observed that the 150 surveys carried out, represent 519 people living in dwellings of sectors under study. On average there are 4 inhabitants per household and women represent a greater number. The sectors mostly have people over 45 years, followed by young people between 18 and 25 who are mostly university students. The inhabitants of studied sectors have jobs —whether independent or employees— and most have reached the development of university studies.

For emergencies, it is observed that none of the sectors recognizes a clear and structured evacuation route. About 20 % of them say they know one, but they do not have a clear meeting point with home inhabitants of the neighborhood. There were very few homes that had established points, in some cases not very convenient, to meet with the family members.

Regarding one of the questions about flood threat memory, it was observed that 72 % of Sector 1 inhabitants say they do not remember suffering from flood events. This is because a large number of the population of the Las Quintas neighborhood has not lived there for more than 5 years. However 70 % of the respondents in the Pozo Donato neighborhood, along with 21 % of Las Quintas neighborhood who answered affirmatively to this question, remember the events that occurred during the winter season-"La Niña" phenomenon, which occurred in 2010-2012.

Threat assessment

The threat is a risk factor associated with a physical event of natural origin, caused or induced by human action. This can occur with sufficient severity to cause loss of life, property, or health impacts. Threats can be associated with their natural origin (inherent in planet natural dynamics),

anthropic (directly human actions, both intentional and unintentional), technological (associated with industrial activities and transportation of hazardous substances), or socio-natural (similar to natural, but induced).

According to values obtained through surveys, the analysis of frequency, intensity, and affected territory was carried out, to find the threat value in the studied sectors, prioritizing events that occurred in 2011. During this stage, was used the methodological guide (PNUD, 2012), where 1 means Low assessment, 2 means Medium, and three means High. In Table 2 can be seen the threat global results:

Table 2. Threat assessment.

Frequency	Intensity	Affected Territory	Threat
3 - High	2 - Medium	3 - High	8 - High
The event that occurs more than once in a year or at least once in a period of one to three years	Moderate affectation of territory, natural resources, affectation in public services networks, temporary suspension of economic activities, moderate affectation in infrastructure, damaged houses	More than 80 % of the studied territory has been affected	Frequency + Intensity + Affected Territory (1-3 Low, 4-6 Medium, 7-9 High)

Source: Own, according to the guide.

It was obtained that the threat in which they are found is high. This corroborates the studies carried out on the municipality of Tunja, in which the maps show these communities with a high flood threat. Likewise, the faults that are generated in the sewage system can be added to it, which causes overflows to be recurrent in rainy periods.

Vulnerability assessment

After generating an analysis of the physical, environmental, economic, and social vulnerability, according to information collected about sectors under study in Tunja, Table 3 shows the obtained total vulnerability for both sectors.

Table 3. Vulnerability assessment – Sum of vulnerabilities.

Physical Vulnerability	Environmental Vulnerability	Economic Vulnerability	Social Vulnerability	Total Vulnerability
Sector 1: 9 Sector 2: 10	Both sectors: 10	Sector 1: 6 Sector 2: 5	Both sectors: 9	Both sectors: 34 - Medium
- Age of the building - Construction materials and	- Atmospheric conditions - Air quality and composition	- Income level - Poverty and food security situation	- Organization level - Participation	

state of preservation - Compliance with current regulations - Characteristics of the type of soil - Location of buildings concerning water source zones and identified risk zones	- Water quality and composition - Conditions of environmental resources	- Access to public services - Access to the labour market	- Relationship between community, organizations, and institutions - Community risk knowledge	
--	--	--	---	--

Source: Own, according to the guide.

Risk assessment

To make the risk calculation presented in the chosen sectors, the double-entry matrix is used, of Threat and Vulnerability as shown in Table 4. Both results obtained previously are interrelated. The intersection of both estimates the expected risk level. This information is very important to adopt measures that can facilitate risk reduction and disaster management processes.

Table 4. Risk assessment.

Risk assessment matrix			
Threat	Risk		
High	Medium	High	High
Medium	Low	Medium	High
Low	Low	Low	Medium
	Low	Medium	High
	Vulnerability		

Source: Own, according to the guide.

According to the threat results (high) and vulnerability (medium), obtained for the studied sectors, it can be seen that the risk estimation for these areas is high. Population, as well as corresponding institutions, must become aware and spread knowledge about the existing risk. It is necessary to take measures to mitigate possible future emergency events and apply them in conjunction with the sector's community and threatened by flood. When society increases its resilience, the conditions of vulnerability and its levels of risk will reduce.

Proposals

Some action proposals that when promoted, can reduce the existing vulnerabilities in flood threat sectors are presented. Taking into account that the characteristics of the study area correspond to sectors of rapid urbanization, low slope, and high risk of flooding, due to its proximity to water bodies and aquifer recharge areas, a series of strategies were proposed for proper planning and flood risk control. Below are the most relevant structural measures to be taken into account in these cases.

The structural measures that can be adopted for these sectors consider the construction of protection works on the banks. In the case study, it was possible to highlight the points of importance due to the overflow of the river, presented in Figure 3, in which the construction of walls, gabions, and/or pitchers on the riversides is proposed and recommended, 0.5 to 0.8 m above the current ground level.

SUDS

SUDS seek to work in different scenarios of the public space that by their vocation, can intervene efficiently. Although it is true that SUDS implementation strategies have been developed in some Colombian cities, as it is not a public policy, progress in their implementation is still little studied (Martínez-Candelo, 2014). Among the most used, it can be highlighted roofs, facades, and green ditches, which are based on the city

natural systems, not designed for that purpose but efficient, such as parks, sardine, separators, among others. However, in many cases, the percentage of the impermeable surface area is still much higher, compared to the desirable filtering surface for cities with these problems (Hoang & Fenner, 2016).

These unconventional alternatives arise in response to similar problems to those associated with the Tunja municipality, where the impermeable city growth is increasingly greater soil percentages and there are limitations in the existing drainage systems.

In Tunja, the objective would be to adopt alternatives based on SUDS methodology, to control and regulate the runoff generated by rains by effectively integrating a detention pond, which temporarily stores the excess rainfall volume and delivers a comfortable flow to the sewer network. For all this, it must be known by the institutions responsible for its implementation, and the local community for proper care and maintenance.

When selecting and designing the proposed alternatives, having identified the project area, the urban information, topography, type of soils, and roads should be identified, proceeding to delimit the respective areas that will drain its runoff to the detention zone, determining each of its parameters, with which the hydrographs and flows generated by them can be calculated. In this way, the volume and type of regulation that best suits the local conditions are determined. All this can be simulated in software like EPA SWMM (free access), which has a SUDS extension to be modelling in urban environments (Jimenez, 2015).

In Sector 1 it is recommended the implementation of flood plain park, since it is, by far, the system with the highest flow eliminates from the drainage network with high water retention capacities, taking advantage of this way, the large available surface area that is effectively available for a recreational area. Additionally, it is important to mention that it is the point of arrival of the flow with high speeds coming from the city downtown (by topography), so a temporary retention reservoir, or in this case a flood park, fulfills the function of reducing speeds for sectors down thus also reducing the associated vulnerabilities.

FEWS

It is of great importance that Flood Early Warning Systems (FEWS) implementation, be promoted for the benefit of populated areas at risk of flooding (González-Cao, García-Feal, Fernández-Nóvoa, Domínguez-Alonso, & Gómez-Gesteira, 2019). During the development of this investigation, it was observed that Tunja has a high risk of flooding in certain zones. Most of its floods in urban areas are due to overflows of sewers, but the most impacting events for the community have been in conjunction with the overflow of water bodies that cross it. This increases the need to have a timely and adequate information system on river levels at strategic points, where possible affectation downstream is

demonstrated. All this, to be forewarned and be able to make the best on-time decisions.

This measure can increase the security level for the Tunja's urban area inhabitants, who are located on riverbanks, and efficiently plan their action steps. For the FEWS implementation project, this proposed methodology can be followed:

- Collect topographic and hydro-climatological information of the study area.
- Determine environmental and hydrodynamic variables for an early warning system in the case study.
- Modelling the hydrodynamic and environmental study area, using hydrodynamic models (e.g. IBER), to analyze the water bodies behavior.
- Establish significant points to implement early warning systems.

Based on exhaustive FEWS research, it is proposed to consider the following two phases, predesign and design, for flood studies in localized areas.

Pre-design: It is proposed to select the object of the alert, considering the frequency, the type, and the arrival times of floods. Drainage areas (basins and sub-basins) must be delimited. Information is collected (Cartographic, meteorological and hydro-climatological). Then, the hydrological characterization of the basin and the field survey are carried out, for the preparation of a complete report.

Design: During the design phase, it establishes the type of FEWS and its components, with the preparation of instrumentation such as rain gauges. A hydrodynamic analysis of the sites of interest is carried out,

with hydrological and hydraulic modeling topographies, the selection of flood thresholds is made and an operating protocol is made. This, to finally develop a feedback process in the FEWS implementation process.

Within the research carried out, on the FEWS implementation methodologies, can be a highlight this summary, which may be complementary to the revision at the time of implementation of a system for the municipality of Tunja.

FEWS operation can be divided into three components, monitoring, communications, and alert activation, to make way for the response preparations. For monitoring, FEWS have transmission and data collection equipment that includes the rain gauges and the level sensors, linked to the hydro-meteorological network of the city where they are installed. This allows the realization of hydro-meteorological behavior and favoring the forecast models of the basin.

It is important to adequately zoning the rainfall registered in the municipality of Tunja. Risk Management entities, keep track of the rains, however, according to information processed with the municipal entity, there have been months without data, being the most rainy. Generate reliability about rainfall measurements, benefits the knowledge of events occurring in the territory and its timely management.

The way of monitoring that Tunja currently has to face possible overflows, is by means of revision the river levels in certain points, which are watched in rain periods by the municipal aid agents.

Discussion

During the development of this research work, the idea that risk is socially constructed due to multi-causal phenomena was maintained. This implies that several factors that take place in the same territory, make the disaster materialize. In this final section, the fulfillment of the established objectives, the initial research questions raised will be reviewed and some final comments will be pointed out.

According to the obtained results from this project, the main processes were taken throughout its development and the specific objectives were analyzed to review its derivations:

- Within the identification of existing shortcomings in the territorial development of Tunja and its current situation in Flood Risk Management, it was possible to choose 5 priority neighborhoods to be analyzed, due to being under a high threat of flooding and to have sufficient information on the buildings developed in this study area. Finally, a recognition of the sector was generated, making a summary of their current situation.

- Regarding the evaluation by means of surveys of the existing vulnerability, from the social perception, in the chosen areas for their flood high threat level events in Tunja, it was possible to carry out a direct information collection, which determined the needs and established the flood vulnerability from social perception. With all this, an accurate number of surveys was obtained, with a sample of 150, representing 519 people, and a summary of the results obtained was made, as well as the

evaluation of the Flood Risk, based on various variables. The flood threat turned out to be high for these sectors, which in combination with their Medium vulnerability, generated a High risk.

During the answers analyze, one question decided to be highlighted. It was observed that most communities do not consider that the municipality is prepared to deal with emergency situations that may arise, as results shown in Figure 5. This perception is very important to take community approach measures by the in-charge institutions.

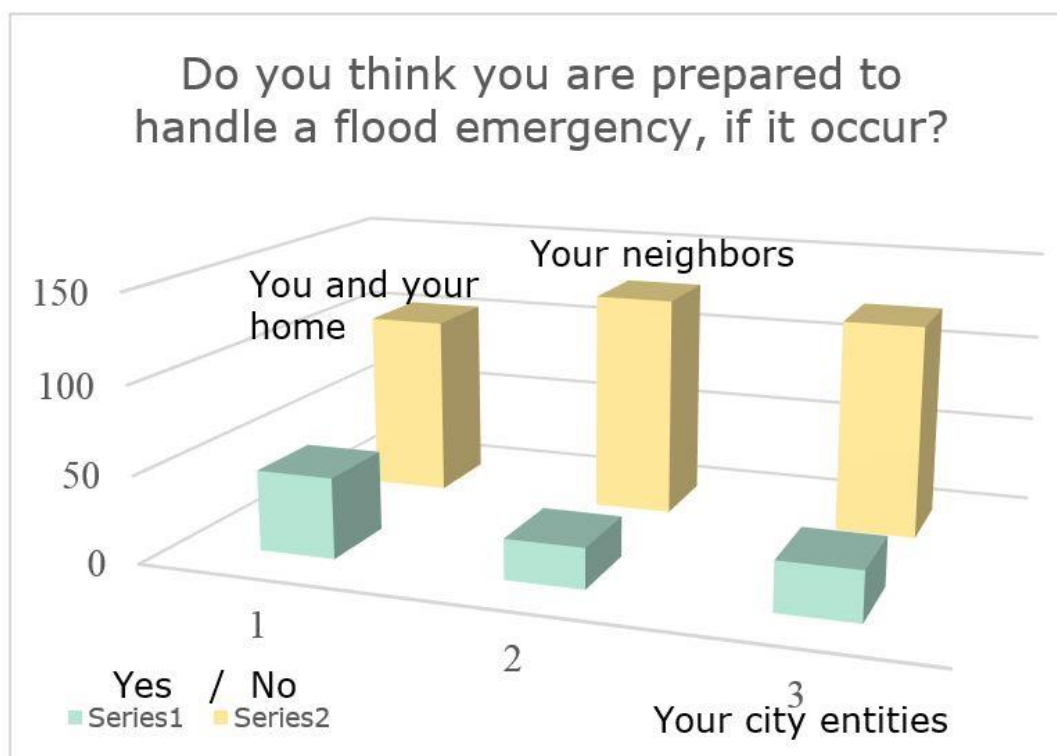


Figure 5. Social perceptions about municipality preparation against flood risk. Source: Own, according to the survey.

- Regarding the generation of theoretical and practical knowledge that promotes the local application of Flood Risk Management in Tunja, according to the developed analyses, relevant content was presented as alternatives to be applied in high threat sectors. The need to install Flood Early Warning Systems was raised, promoting a methodology from its design. The implementation of methodologies studied and successfully applied in localized areas of this type is promoted (Robleto-Molina, 2010). At the same time of all the above, knowledge acquired through research was shared, around different methodologies and actions are taken that also promote the mitigation of flood events, through the implementation of Urban Systems of Sustainable Drainage, which can reach to be deepened and applied at the local level, promoting adequate management of rainwater, its retention, cleaning, and use. The proposal for a floodable park means that there is no flooding immediately downstream of Sector 1 which has also been verified in similar studies (Trapote-Jaume & Fernández-Rodríguez, 2016).

Although these systems may not be the definitive solution to the city flood problems, they would generate great benefits for the sewerage systems, which currently generate problems when it comes to heavy rainfall events.

The complementation of the information presented is recommended, in future studies, with the 50 guidelines for the design of SUDS (Departamento Nacional de Planeación, 2018) and the specific technical guides by Los Andes University, the EAAB, and the Secretaría de Ambiente de Bogotá (Universidad de Los Andes, 2017), since they are ideal technical documents for the development of these research and

application works, being able to obtain great benefits for the inhabitants of the threatened sectors and their governments.

With this project, the aim is for official entities to take as a basis the information presented, to project socializations, workshops, and other strategies to create a preventable and resilient community in the face of existing local threats; increase knowledge of risk management issues in Tunja city, according to their threats. In addition, it was ensured that inhabitants who were interviewed during the development of this project, could become more aware about their flood vulnerability and the need to expand their knowledge on the subject, bearing in mind that they will generate their own benefit.

Conclusions

Through the present study, it was possible to determine high risk for the studied areas, where the implementation of unstructured proposals is required, such as education and taking legal and governmental measures against risk, as well as the construction of structural solutions, such as gabions, SUDS and FEWS. This, taking into account that the inhabitants exposed downstream of the water bodies would benefit.

SUDS restore in the city the natural hydrological cycle to maintain the hydrology prior to the urbanization process, minimizing runoff and impacts of urban planning, improving the landscape integration of the city and its infrastructures, improving services to the citizen in a respectful way with the environment.

In the case of Tunja, the company providing water and sewage services, together with the municipal planning secretary, should join efforts to define and establish unified criteria applicable to new urban constructions that allow the adoption of this type of project, SUDS alternatives, including structural and non-structural measures. This work requires at the same time a complete diagnosis of the real state of the city sewer system.

It is expected that communities achieve great progress in reaching the general objectives of risk management plans, including an increase in flood risk perception and self-protection strategies. To improve administrative coordination between involved actors, flood predictive capacity, and reduction of the danger as far as possible to the health of population, environment, and economic activities in flood zones.

Effective implementation of Disaster Risk Reduction and Disaster Risk Management systems depends on the strength of institutional capacities and key actors at different levels of government, private sector, and civil society and effective coordination between these. The promotion of good social practices at local levels is required, particularly in environmental management, appropriate use of land and natural resources, urban management, and comprehensive risk management, which are the product of historical processes of relationship and

adaptation with the environment of local knowledge, scientific development at a specific level and public administration activity at the municipal level.

It is expected that this work will motivate the realization of future research for urban areas, where powerful analysis tools will be provided and, with interdisciplinary teams and greater resources, spatial monitoring of vulnerabilities to natural threats can be made, in order to have better-planned cities, but above all, more "dignified and safe", with populations more aware of their role, both in the generation and in the prevention and reduction of vulnerability conditions.

It is worth mentioning that there are no infallible proposals that guarantee success by defining and involving society in general, with its assets and the need to protect the public. Less in this scenario that is dominated by uncertainty. However, by generating joint efforts for the incorporation and dissemination of the idea that the problem of floods is not in isolated scenarios, but is part of our territorial system, it would be understood that local scale is the basis for developing disaster reduction comprehensive strategies. Following coordination, cooperation, and flexibility principles in the strategies adoption, it will be possible to define an efficiently route oriented towards the achievement of a common good, within a sustainable context.

Will is required, accompanied by a paradigm shift that involves the management of public infrastructure in cities sustainable development. Promotion to the knowledge of existent risks for those that can get to be mostly affected and a development perspective extension, aimed for the population needs. Within this study, it can be pointed out main results for

its treatment in conjunction with various entities, from social awareness, work in the community, as a prospective vision of urban design responsible.

References

- Caro-Camargo, C. A., Pacheco-Merchán, O. F., & Sánchez-Tueros, H. P. (2019). Calibration of Manning's roughness in non-instrumented rural basins using a distributed hydrological model. *DYNA*, 86(210), 164-173. DOI: <https://doi.org/10.15446/dyna.v86n210.72506>
- Caro-Camargo, C. A., & Velandia-Tarazona, J. E. (2019). The effect of changes in vegetation cover on the hydrological response of the sub-basin Los Pozos. *DYNA*, 86(208), 182-191. Recovered from <https://doi.org/10.15446/dyna.v86n208.74115>
- Caro-Camargo, C. A., & Bayona-Romero, J. A. (2028). Hydro-dynamic modeling for identification of flooding zones in the city of Tunja. *Revista Facultad de Ingeniería*, 88, 40-55. DOI: <https://doi.org/10.17533/udea.redin.n88a05>
- Chen, Y., Zhou, H., Zhang, H., Du, G., & Zhou, J. (2015). Urban flood risk warming under rapid urbanization. *Environmental Research*, 193, 3-10. DOI: 10.1016/j.envres.2015.02.028
- Chocontá-Martínez, M. J. (2017). *Morfología urbana. Acercamiento de la teoría a la práctica. Configuración de las zonas de expansión en el norte de Tunja*. Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

- Departamento Nacional de Planeación. (2018). *50 Lineamientos para el Diseño de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible SUDS*. Bogotá: DNP, Departamento Nacional de Planeación.
- González-Cao, J., García-Feal, O., Fernández-Nóvoa, D., Domínguez-Alonso, J. M., & Gómez-Gesteira, M. (2019). Towards an automatic early warning system of flood hazards on precipitation forecast: The case of the Miño River (NW Spain). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 19(11), 2583-2595. DOI: 10.5194/nhess-19-2583-2019
- Hoang, L., & Fenner, R. A. (2016). System interactions of stormwater management using sustainable urban drainage systems and green infrastructure. *Urban Water Journal*, 13(7), 739-758. Recovered from <https://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1036083>
- Hurtado, G., & Euscátegui, C. (2012). Análisis del impacto del fenómeno "La Niña" 2010-2011 en la hidroclimatología del país. Recovered from <http://www.ideam.gov.co/documents/21021/418818/An%C3%A1lisis+Impacto+La+Ni%C3%B1a.pdf/640a4a18-4a2a-4a25-b7d5-b3768e0a768a>
- Jimenez, A. F. (2015). *Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) como gestión integral en la regulación y control de aguas lluvias; caso de estudio sector en la ciudad de Bogotá*. Bogotá, Colombia: Universidad Católica de Colombia.
- Koriche, S. A., & Rientjes, T. H. M. (2016). Application of satellite products and hydrological modelling for flood. *Physics and Chemistry of the Earth*, 93, 12-23.

- Martínez-Candelo, G. (2014). *Sistemas urbanos de drenaje sostenible "SUDS" como alternativa de control y regulación de las aguas lluvias en la ciudad de Palmira*. Bogotá, Colombia: Universidad Militar Nueva Granada.
- PNUD, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo. (2012). *Guía metodológica para la elaboración de planes departamentales para la Gestión del Riesgo*. Bogotá, Colombia: Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo- Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres, Unión Europea.
- Ramos, H. M., Pérez-Sánchez, M., Franco, A. B., & López-Jiménez, P. A. (November, 7, 2017). Urban Floods Adaptation and Sustainable Drainage Measures. *Fluids*, 2, 61. DOI: 10.3390/fluids2040061
- Robleto-Molina, J. A. (2010). *Metodología para el diseño e implementación de sistemas de alerta temprana ante inundaciones con aplicación hidrológica e hidráulica*. Guatemala, Guatemala: Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos.
- Trapote-Jaume, A., & Fernández-Rodríguez, H. (2016). *Técnicas de drenaje urbano sostenible*. Alicante, España: Instituto Universitario del Agua y de las Ciencias Ambientales.
- UNECE, United Nations Economic Commission for Europe. (2019). *Generic Statistical Business Process Model - GSBPM v 5.1*. Geneva, Switzerland: United Nations Economic Commission for Europe, International Statistical Community.
- Universidad de Los Andes. (2017). *Guía técnica de diseño y construcción de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS)*. Bogotá, Colombia: Universidad de Los Andes.

DOI: 10.24850/j-tyca-2021-04-10

Artículos

Determinación del coeficiente de avance de la tormenta según el origen y peligro de las precipitaciones en el archipiélago cubano

Storm advancement coefficient determination according to origin and hazard rainfall in the Cuban archipelago

Yoel Martínez-González¹, ORCID: <https://www.orcid.org/0000-0002-8023-7897>

Eduardo O. Planos-Gutiérrez², ORCID: <https://www.orcid.org/0000-0002-1794-7327>

¹Instituto Superior de Tecnología y Ciencias Aplicadas, Universidad de La Habana, La Habana, Cuba, ymg@instec.cu

²Centro del Clima, Instituto de Meteorología, La Habana, Cuba, eduardo.planos@insmet.cu

Autor para correspondencia: Yoel Martínez-González, ymg@instec.cu

Resumen

En este trabajo se presenta una generalización de la metodología de Martínez, Planos y Perdigón (2020), y se determina el coeficiente de avance de las tormentas y su relación con el hietograma de precipitación de tormentas de tipo específico. El coeficiente de avance de la tormenta es un parámetro hidrológico utilizado por muchos autores para determinar el instante donde tiene lugar la intensidad máxima de la precipitación. Esto facilita la selección del modelo de distribución temporal de precipitaciones, criterio de gran utilidad para el diseño de obras de ingeniería y la predicción hidrológica. En este artículo se aborda el tema definiendo el coeficiente de avance según el origen y peligrosidad de la precipitación, fundamentalmente para las precipitaciones causadas por los eventos meteorológicos propios de la interacción trópico-latitudes medias, tropicales no ciclónicos y ciclónicos. Entre los resultados figura la obtención de los hietogramas de precipitación para diferentes sistemas meteorológicos, así como diversos tipos de peligrosidad, lo cual le otorga carácter climático y regional. El área de estudio abarca todo el territorio cubano.

Palabras clave: precipitaciones, coeficiente de avance de la tormenta, peligro, curvas IDF.

Abstract

In this paper, a generalization methodology of Martínez, Planos and Perdigón (2020) is presented. The storm advancement coefficient and its relationship with the specific type of storm precipitation hyetograph is determined. The storm advancement coefficient is a hydrological

parameter used to determine the instant where the maximum rainfall intensity occurs for specific storms. This issue the selection of the rainfall temporal distribution model, which is very useful for hydraulic engineering design and hydrological prediction. The proposed approach, define the coefficient according to rainfall origin and its hazard; mainly for the meteorological events typical of the tropic interaction-middle latitudes, non-cyclonic tropical, and cyclonic. Finally, rainfall hyetographs for different hydrometeorological systems were obtained, as well as several types of hazards, which gives it a climatic and regional character. This paper is for the entire Cuban territory.

Keywords: Rainfalls, storm advancement coefficient, hazard, IDF curves.

Recibido: 27/01/2020

Aceptado: 03/09/2020

Introducción

Los patrones conductuales de las grandes precipitaciones y las precipitaciones intensas en el archipiélago cubano han sido estudiados por Planos, Limia, Vega, Boudet y Hernández (2011), y Planos (2013), con un

enfoque hidrometeorológico e hidrológico, basado en el origen de los eventos pluviales. Para este trabajo se asume la agrupación general de los sistemas meteorológicos utilizada por Planos en cuanto a: a) sistemas de interacción trópico-latitudes medias-SITLM, y b) sistemas de tipo tropical (no ciclónicos-STNC y ciclónicos-STC).

Bajo la denominación de SITLM se agrupan las situaciones sinópticas que fundamentalmente se desarrollan en el periodo poco lluvioso (noviembre-abril), como baja extratropical, débil gradiente barométrico, zonas frontales y anticiclón típico continental. En sentido general, se puede afirmar que las precipitaciones de este origen no suelen producir con frecuencia fenómenos hidrometeorológicos relevantes, e incluso en el caso en que éstas sean significativas, la humedad antecedente en el suelo no favorece la generación de crecidas y, mucho menos, la simultaneidad de ellas en una región.

De forma análoga se definen STNC y STC para situaciones típicas de la temporada lluviosa, aunque la actividad ciclónica y de otros tipos de fenómenos meteorológicos tropicales se extiende hasta mediados de noviembre, mes comprendido entre los poco lluviosos. Los sistemas que prevalecen en esta época del año son ondas tropicales y ciclones (en este último se incluyen las depresiones tropicales), fenómenos que de manera frecuente producen copiosas e intensas precipitaciones (INSMET, 2019). Esta división (STNC y STC) fue propuesta por Planos *et al.* (2011) teniendo en cuenta las diferencias en la potencialidad pluvial de estos fenómenos, en términos de magnitud e intensidad, así como de la extensión del área que afectan.

Otro enfoque relacionado con los patrones de las precipitaciones es el análisis del peligro asociado con ellas tanto en magnitud como en intensidad, por los desastres que provocan en prácticamente todos los ecosistemas naturales y humanos (Planos *et al.*, 2011; Planos, 2013). Además de las inundaciones, existen otras consecuencias, como la pérdida de suelo por la erosión, el incremento de la sedimentación en los embalses, y la influencia en la disponibilidad de agua y en las políticas de manejo de este recurso.

Planos, Limia y Vega (2005), y Planos *et al.* (2011) elaboraron un mapa de peligro (Figura 1) basado en los indicadores siguientes: lámina máxima absoluta (mm); frecuencia de láminas máximas superiores a 100 mm; lámina con periodo de retorno de 100 años (mm), y probabilidad de una lámina de lluvia ≥ 100 mm en dos años. En este mapa se regionaliza el comportamiento de las precipitaciones en tres zonas de peligro (alto-extremo, significativo y moderado), incluyendo un conjunto de relaciones típicas que caracterizan el comportamiento de la precipitación y su intensidad, y tablas que caracterizan las zonas determinadas. El mapa y el material complementario que le acompaña tienen un elevado valor práctico, ya que permite utilizarlo con propósitos medioambientales e ingenieriles, con particular uso en cualquiera de las aplicaciones donde el impacto de las grandes precipitaciones y las precipitaciones intensas sea nocivo, así como criterio de analogía para trabajar en zonas donde no existan datos.

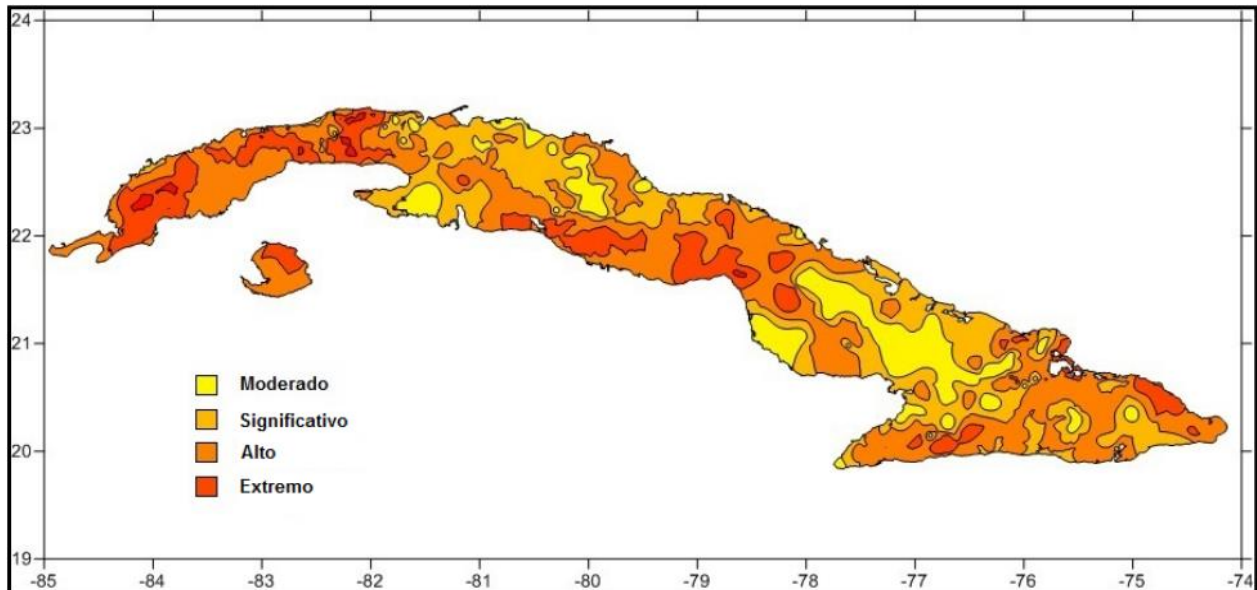


Figura 1. Mapa de peligro de precipitaciones intensas y gran magnitud. Fuente: Planos *et al.* (2011), Planos (2013).

Los patrones conductuales de las precipitaciones, ya sea clasificados por su origen o por el peligro asociado con su magnitud e intensidad, pueden ser representados por las curvas IDF (Martínez *et al.*, 2020). Estas curvas, entre múltiples aplicaciones, facilitan que los diseños ingenieriles de obras civiles, y en particular las hidráulicas, sean más confiables (Gutiérrez, Pérez, Angulo, Chiriboga, & Valdés, 2015; Balbastre, 2018), y constituye una herramienta de análisis y planificación en el corto, mediano y largo plazos, que tiene un peso significativo en las decisiones de las inversiones y su protección. En la Tabla 1 se muestra un grupo genérico de ecuaciones utilizadas en la práctica hidrológica para estimar la intensidad de la precipitación (Minh-Nhat, Tachikawa, & Takara, 2006). Según estas ecuaciones, la intensidad de la precipitación decrece con la

duración del evento lluvioso, lo cual se puede asociar con cierta probabilidad de ocurrencia.

Tabla 1. Ecuaciones empíricas para curvas IDF. Fuente: Martínez *et al.* (2020).

Autor	Formulación
Sherman (1931)	$I = \frac{a}{(t+b)^n}$ (1a)
Bernard (1932)	$I = \frac{a}{t^n}$ (1b)
Linsley, Kohler y Paulhus (1949)	$I = \frac{a}{t+b}$ (1c)
Wenzel (1982)	$I = \frac{a}{t^n+b}$ (1d)
<i>a, b y n</i> = parámetros de ajuste relacionados con los datos, en sentido general varían con la probabilidad de ocurrencia	

No obstante la contribución de Planos *et al.* (2011), Planos (2013) y el reciente trabajo de Martínez *et al.* (2020) relacionado con STC, todavía persiste un vacío en el estudio del comportamiento de otros tipos de sistemas hidrometeorológicos (SITLM y STNC), y el peligro asociado con éstos. Planos *et al.* (2011) hacen una detallada caracterización de las grandes precipitaciones y las precipitaciones intensas, según su origen; mientras que Martínez *et al.* (2020) emplean el modelo de Wenzel para obtener los parámetros de las curvas IDF para los STC, construyen los hietogramas adimensionales de precipitación y estiman el coeficiente de avance para este tipo de sistemas.

Teniendo en cuenta lo anterior, el objetivo de este trabajo es determinar el instante de tiempo donde tiene lugar la intensidad máxima de la precipitación —caracterizada por el coeficiente de avance de la tormenta en los sistemas meteorológicos responsables de situaciones de peligro en Cuba— y obtener los hietogramas de precipitación correspondientes.

Materiales y métodos

Al realizar una inspección en las ecuaciones (1a) a (1d) es posible extender la estructura de las mismas, considerando que cada parámetro de ajuste varía con la probabilidad de ocurrencia, utilizando el siguiente modelo:

$$I = \frac{a}{(t^n + b)^c} \quad (2)$$

En la Tabla 2 se muestran los valores que deben adoptar los parámetros de la Ecuación (2), para describir los modelos de curvas IDF de Linsley, Kohler y Paulhus (1949), Bernard (1932), Sherman (1931) y Wenzel (1982), presentados con anterioridad en la Tabla 1.

Tabla 2. Valores de los parámetros de la Ecuación (2) para casos particulares.

Autor	Parámetros
Sherman (1931)	$n = 1$ c : reemplaza a n en (1a)
Bernard (1932)	$b = 0, c = 1$
Linsley, Kohler y Paulhus (1949)	$n = 1, c = 1$
Wenzel (1982)	$c = 1$

El empleo de curvas adimensionales es un recurso técnico de excelencia para lo siguiente: hacer comparables los registros en localidades físico-geográficamente homogéneas; dar mayor certidumbre a otras técnicas, como la transposición de valores, y tratar los valores anómalos (Martínez *et al.*, 2020). Para hacer esto, primero se normalizan los tiempos e intensidades. En este caso, se considera la duración $T_d = 1440$ min y la intensidad media I_m para cada probabilidad de ocurrencia como $I_m (prob) = \frac{P_{acum}(prob)}{T_d}$, siendo P_{acum} la precipitación acumulada en T_d . De esta manera se establecen las siguientes relaciones adimensionales $\tau = \frac{t}{T_d}$ e $i = \frac{I}{I_m}$, para tiempo e intensidad, respectivamente, y entonces la Ecuación (2) se puede reescribir como:

$$i = \frac{a}{(\tau^n + b)^c} \quad (3)$$

Planos *et al.* (2011) demuestran que existe un patrón identificable en las relaciones temporales y espaciales de las precipitaciones en el archipiélago cubano, lo que permitió a dichos autores determinar relaciones tipo en localidades homogéneas. Dentro de éstas se presentan relaciones tipos que son de extendido uso ingenieril, teniendo especial relevancia las curvas IDF, así como el coeficiente de avance de la tormenta r . Las curvas IDF se obtienen a partir de las características de las precipitaciones según su origen, peligro y probabilidad de ocurrencia. El conocimiento de las precipitaciones asociadas con diversos sistemas hidrometeorológicos y tipos de peligro puede establecer criterios de diseño para diversas obras de ingeniería.

En esta contribución, de forma análoga a lo desarrollado por Martínez *et al.* (2020), se determinaron los parámetros de las curvas IDF, correspondientes al modelo de Wenzel (Ecuación (1d)), sin restarle generalidad al procedimiento aquí presentado, el cual se sustenta sobre el modelo general de curvas IDF dado por la Ecuación (3). En la Tabla 3 y Tabla 4 se muestran los valores de a , b y n a partir de los resultados de Planos *et al.* (2011), según el origen y peligro de las precipitaciones, caracterizados por las altas correlaciones obtenidas al aplicar el método de Levenberg-Marquardt, descrito en detalle por Gill, Murray y Wright (1981) para minimizar la suma de los errores cuadráticos.

Tabla 3. Parámetros de curvas IDF del modelo de Wenzel según el origen y probabilidad de ocurrencia de las precipitaciones.

Parámetros	Sistemas de interacción trópico- latitudes medias (SITLM)				
	prob = 0.999	prob = 0.99	prob = 0.94	prob = 0.8	prob = 0.5
<i>a</i>	1.0055459	1.00318185	0.99964234	0.9956794	0.99411433
<i>b</i>	0.04493726	0.04177178	0.03626707	0.031846	0.02408982
<i>n</i>	0.8202653	0.82030316	0.82711352	0.81811769	0.83950346
R^2	0.99601815	0.99630588	0.99689359	0.99689332	0.99735852
Parámetros	Sistemas tropicales no ciclónicos (STNC)				
	prob = 0.999	prob = 0.99	prob = 0.94	prob = 0.8	prob = 0.5
<i>a</i>	1.0255523	1.0264221	1.0259757	1.02858103	1.03104293
<i>b</i>	0.0587669	0.0573078	0.05519624	0.05247556	0.0451634
<i>n</i>	0.7820167	0.7827663	0.78093098	0.78114111	0.81388196
R^2	0.998627	0.9996138	0.99976852	0.99985955	0.99999486
Parámetros	Sistemas tropicales ciclónicos (STC)				
	prob = 0.999	prob = 0.99	prob = 0.94	prob = 0.8	prob = 0.5
<i>a</i>	1.081156	1.0691529	1.07666973	1.04339008	0.99610462
<i>b</i>	0.070814	0.0688126	0.05684803	0.05877438	0.05241834
<i>n</i>	0.651096	0.6037224	0.74003492	0.59413043	0.72812478
R^2	0.997321	0.9979585	0.99833002	0.99837534	0.99867582

Tabla 4. Parámetros de curvas IDF del modelo de Wenzel según el peligro y probabilidad de ocurrencia de las precipitaciones.

Parámetros	Peligro moderado			
	prob = 0.2	prob = 0.1	prob = 0.02	prob = 0.01
a	1.01836241	1.00646802	1.01176135	1.0161458
b	0.01716559	0.02224011	0.02633496	0.02652005
n	1.02622485	0.96645452	0.95334331	0.9875706
R^2	0.99979561	0.99985808	0.99980559	0.99990775
Parámetros	Peligro significativo			
	prob = 0.2	prob = 0.1	prob = 0.02	prob = 0.01
a	1.00558929	1.00974856	1.03131025	1.04442169
b	0.01787631	0.02183508	0.02725466	0.03495176
n	1.07872786	0.95976548	0.97317074	0.88854247
R^2	0.99856711	0.99996518	0.99942973	0.99863044
Parámetros	Peligros alto y extremo			
	prob = 0.2	prob = 0.1	prob = 0.02	prob = 0.01
a	1.00971041	1.00974856	1.03131025	1.04442169
b	0.01557916	0.02183508	0.02725466	0.03495176
n	0.97415468	0.95976548	0.97317074	0.88854247
R^2	0.99890429	0.99996518	0.99942973	0.99863044

Formulación general para la determinación del coeficiente de avance de la tormenta

Keifer y Chu (1957) desarrollaron un modelo de intensidad instantánea basado en las curvas IDF, descritas en detalle por Chow, Maidment y Mays (1994). Este modelo fue aplicado por Na y Yoo (2018) para evaluar la distribución temporal de precipitaciones con eventos máximos anuales en Seúl, Corea, así como por Martínez *et al.* (2020) para los STC. Al aplicar este modelo a la Ecuación (3) puede demostrarse que la intensidad instantánea i vendrá dada, de forma general, por:

$$i = \frac{a [b + (1 - c) \zeta^n]}{(b + \zeta^n)^{c+1}} \quad (4)$$

En la expresión anterior se introduce la variable ζ , la cual representa una escala temporal relativa al coeficiente de avance de la tormenta r , y que se define como:

$$\zeta = \begin{cases} \frac{r - \tau}{r} & 0 \leq \tau \leq r \\ \frac{\tau - r}{1 - r} & r \leq \tau \leq 1 \end{cases} \quad (5)$$

El coeficiente de avance de la tormenta, r , se define como la proporción del tiempo al pico de la tormenta respecto a su duración total. Este coeficiente precisa una asimetría en la forma de la tormenta en el intervalo $0 < r < 1$. De igual forma, r delimita el punto en el que la

tormenta con duración T_d alcanza la máxima intensidad de lluvia (Chow *et al.*, 1994).

El procedimiento tradicional para determinar el parámetro r es calcular la relación entre el tiempo de intensidad máxima y la duración total de la tormenta para una serie de tormentas ($j = 1, 2, \dots, m$) de diferentes duraciones T_{dj} . La media de estas relaciones, ponderada de acuerdo con la duración de cada evento, es el valor representativo de r (Chow *et al.*, 1994):

$$\bar{r} = \frac{\sum_{j=1}^m r_j T_{dj}}{\sum_{j=1}^m T_{dj}} \quad (6)$$

Wenzel (1982), citado además por Chow *et al.* (1994), reporta valores del coeficiente de avance de la tormenta para varios lugares de EUA y la India. Watt, Chow, Hogg y Lathem (1986), citados por Balbastre (2018), sugieren para distintas ubicaciones en Canadá valores entre 0.22 y 0.52. Guevara y Carballo (2008) reportan para Venezuela un valor de $r = 0.41$, con una desviación estándar de 0.075.

En Cuba se registran escasas investigaciones en la determinación de r . Cruz (2001) reporta un valor de $r = 0.327$ tras analizar 1 543 tormentas que afectaron a los territorios de Mayabeque, Artemisa y La Habana. Planos *et al.* (2011), a partir de registros de 10 tormentas de origen ciclónico que afectaron al archipiélago cubano, determinaron $r =$

0.77, evidenciando que la intensidad máxima de dichos sistemas hidrometeorológicos ocurre en el cuartil horario final de los mismos.

Martínez *et al.* (2020) proponen un procedimiento analítico para estimar dicho parámetro, partiendo del hietograma obtenido por el método de la intensidad instantánea. De forma análoga, dicho procedimiento será extendido y generalizado a los sistemas abordados en esta contribución, relacionado además con el peligro de las precipitaciones, utilizando el modelo general de intensidad, definido por la Ecuación (4). La intensidad máxima se obtiene evaluando para $\tau = r$ (equivalente a $\zeta = 0$), o sea:

$$i(0) = \frac{a}{b^c} \quad (7)$$

El hietograma descrito por la Ecuación (4) es una función por tramos, es continua en $\zeta = 0$, pero no es derivable, ya que $\left. \frac{di}{d\zeta} \right|_{\zeta=0} = \infty$. Por esta razón, Martínez *et al.* (2020) proponen establecer una vecindad en torno a $\zeta = 0$, es decir, $\zeta = \frac{\varepsilon}{r}$ y para el modelo en discusión resulta:

$$i\left(\frac{\varepsilon}{r}\right) = k \frac{a}{b^c} \quad (8)$$

siendo k un coeficiente muy próximo a 1, por lo que la Ecuación (4) puede describirse como:

$$k \frac{a}{b^c} = \frac{a \left[b + (1 - c)n \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]}{\left[b + \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]^{c+1}} \quad (9)$$

Para a, b, c, n conocidos se impone un valor de k suficientemente próximo a la unidad (p. ej., $k = 0.95 \div 0.99$) y la Ecuación (9) puede resolverse por algún método numérico de separación de raíces conocido, en términos de la variable ε/r . La dependencia de a, b, c, n con la probabilidad de ocurrencia de las precipitaciones según su origen condiciona a la vecindad ε/r funcionalmente dependiente de la probabilidad de ocurrencia de dicha variable hidrometeorológica. Para el caso particular de $c = 1$ (modelo de curvas IDF propuesto por Wenzel), se puede demostrar fácilmente que la Ecuación (9) se reduce a la forma:

$$(1 - k)b^2 + (1 - n - 2k)b \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n - k \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^{2n} = 0 \quad (10)$$

En la Ecuación (10) se introduce la sustitución $z = \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n$ y ésta queda reducida a un polinomio de segundo grado, cuyas raíces z_1 y z_2 quedan determinadas por:

$$z_{1,2} = \left\{ \frac{b}{2k} \left[2k - (1 - n) \pm \sqrt{(1 - n - 2k)^2 + 4k(1 - k)} \right] \right\}^{1/n} \quad (11)$$

Martínez *et al.* (2020) destacan que el valor de r tiene carácter regional y, a la vez, probabilístico, pues depende de parámetros asociados con las curvas IDF. También está determinado por los niveles de aproximación preestablecidos por los coeficientes ε y k . Esto dificulta la determinación de r a través de las ecuaciones (9) u (11), porque los parámetros ε y k están correlacionados. Por tal razón, en la vecindad de r se diferencia la Ecuación (4) respecto a τ y se evalúa para $\tau = r - \varepsilon$, es decir:

$$\left. \frac{di}{d\tau} \right|_{\tau=r-\varepsilon} = \frac{(c+1)an \left[b - (cn-1) \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right] \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^{n-1}}{r \left[b + \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]^{c+2}} + \frac{an(cn-1) \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^{n-1}}{r \left[b + \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]^{c+1}} \quad (12)$$

En la vecindad considerada, la Ecuación (12) puede aproximarse por:

$$\left. \frac{di}{d\tau} \right|_{\tau=r-\varepsilon} \cong \frac{(1-k) \frac{a}{b^c}}{\frac{\varepsilon}{r}} \quad (13)$$

Igualando las ecuaciones (12) y (13) es posible obtener la ecuación general para el coeficiente de avance de la tormenta, aplicable a cualquier origen y peligro de las precipitaciones:

$$r = \frac{b^c}{(1-k) \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)} \left\{ \frac{(c+1)n \left[b - (cn-1) \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right] \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^{n-1}}{\left[b + \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]^{c+2}} + \frac{n(cn-1) \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^{n-1}}{\left[b + \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]^{c+1}} \right\} \quad (14)$$

Siendo ε/r solución numérica de la Ecuación (9), tal que $\varepsilon/r > 0$. Para $c = 1$, la Ecuación (14) se reduce a la obtenida por Martínez *et al.* (2020) para determinar el coeficiente de avance de la tormenta r , esto es:

$$r = \frac{b}{(1-k)} \left(\frac{\varepsilon}{r} \right) \left\{ \frac{2n \left[b - (n-1) \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right] \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^{n-1}}{\left[b + \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]^3} + \frac{n(n-1) \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^{n-1}}{\left[b + \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^n \right]^2} \right\} \quad (15)$$

En este caso, ε/r es la raíz positiva de la Ecuación (11), es decir:

$$\frac{\varepsilon}{r} = \left\{ \frac{b}{2k} \left[2k - (1-n) + \sqrt{(1-n-2k)^2 + 4k(1-k)} \right] \right\}^{1/n} \quad (16)$$

En las ecuaciones (14) y (15), $r = r(k, \text{prob})$, pues los parámetros b , c y n varían con la probabilidad de ocurrencia, según sea el origen de las precipitaciones. En la Figura 2 se muestra gráficamente la interpretación geométrica del procedimiento propuesto, considerando $\frac{I}{I_m} = f(\zeta)$.

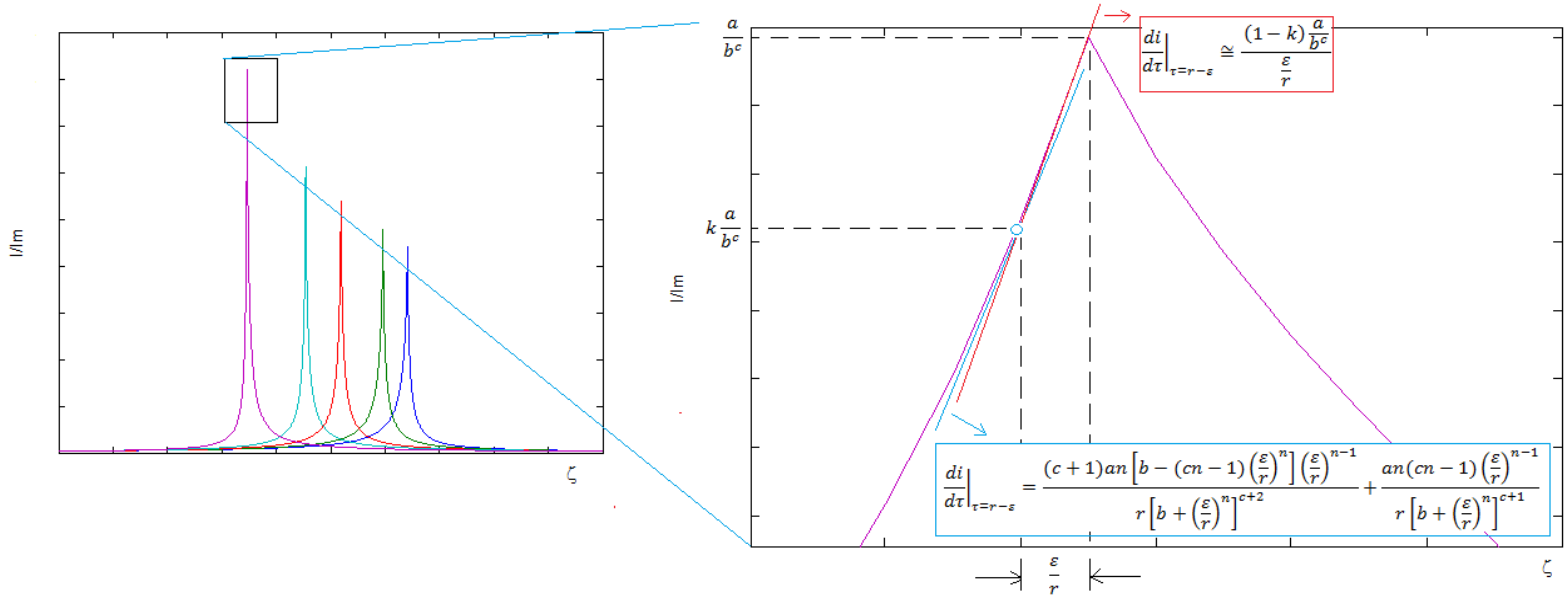


Figura 2. Interpretación geométrica del procedimiento propuesto.

Resultados y discusión

Una vez conocidos los parámetros a , b , n para determinar el coeficiente de avance de la tormenta r (Tabla 5) pueden aplicarse las ecuaciones (14) o (15), haciendo $k = 0.99$. En este caso, para ser consecuente al proceso de estimación de parámetros del modelo de curvas IDF de Wenzel, se aplicará la Ecuación (15), y de acuerdo con el origen y peligro de las precipitaciones se obtienen los resultados que se muestran en la Figura 3, Figura 4, Figura 5 y Figura 6.

Tabla 5. Valores de r según el origen y probabilidad de las precipitaciones.

Prob.	Coeficiente de avance de la tormenta r		
	SITLM	STNC	STC
0.999	0.6413	0.8243	0.9091
0.99	0.5961	0.8042	0.8445
0.94	0.5190	0.7738	0.7792
0.8	0.4541	0.7358	0.7141
0.5	0.3463	0.6428	0.7131

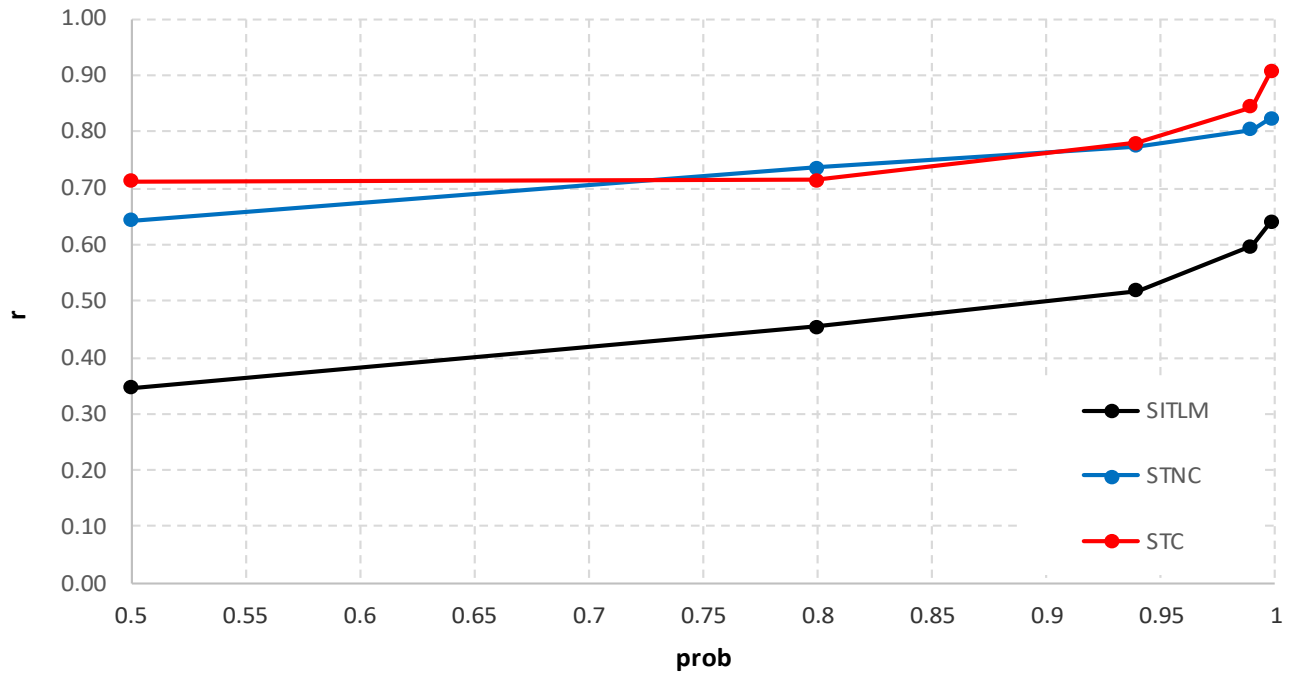


Figura 3. Tendencia del coeficiente de avance de la tormenta según el origen y la probabilidad de ocurrencia de las precipitaciones.

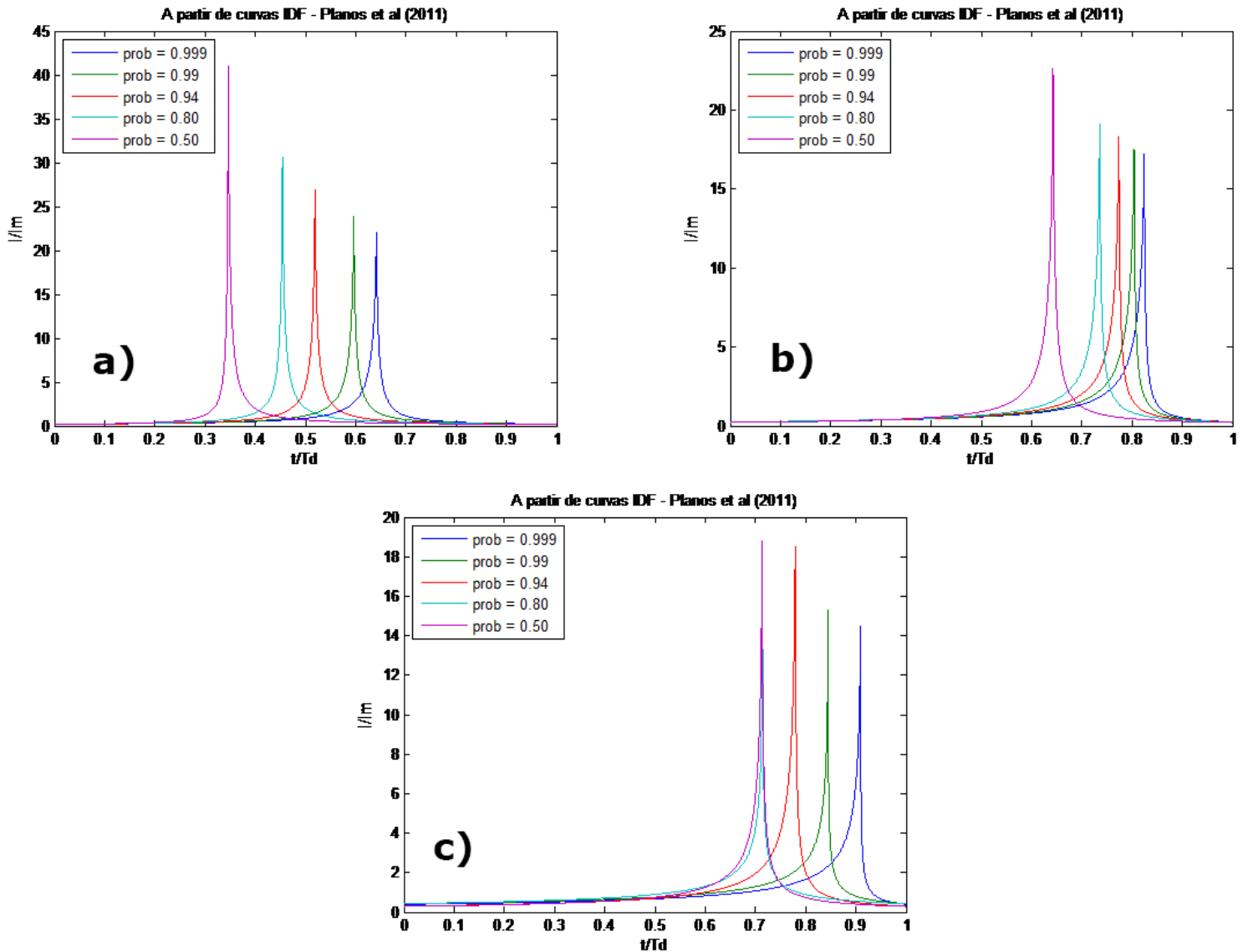


Figura 4. Hietogramas adimensionales para las probabilidades de ocurrencia de: a) SITLM; b) STNC; c) STC.

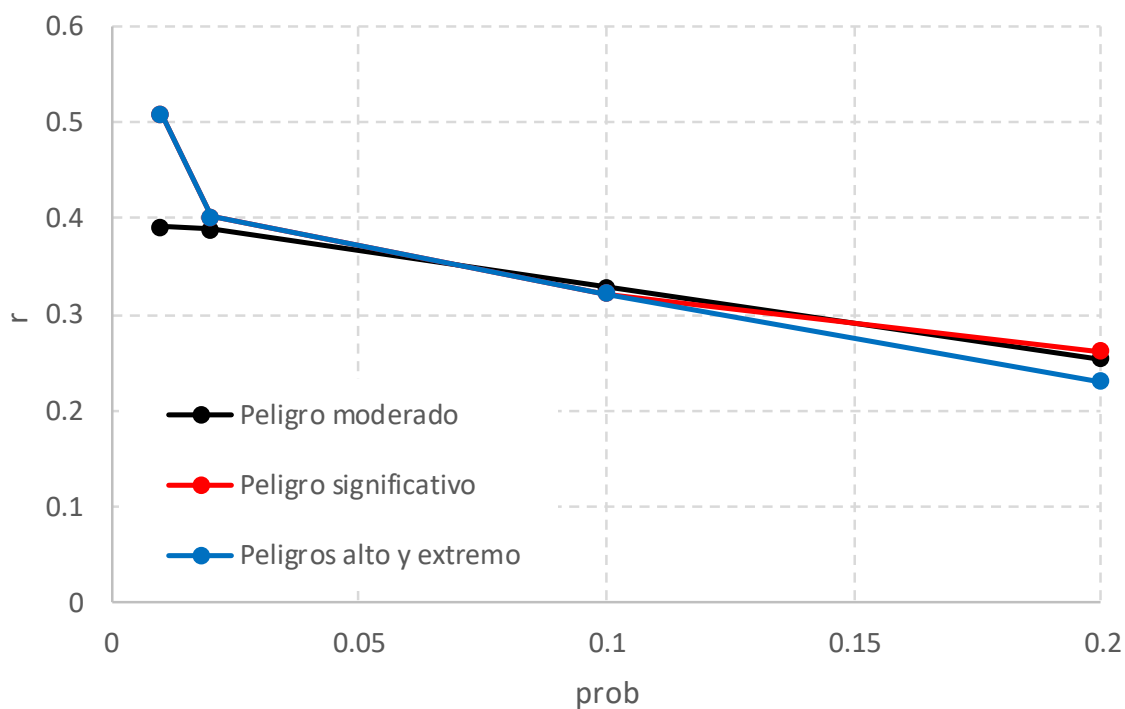


Figura 5. Tendencia del coeficiente de avance de la tormenta según el peligro y probabilidad de ocurrencia de las precipitaciones.

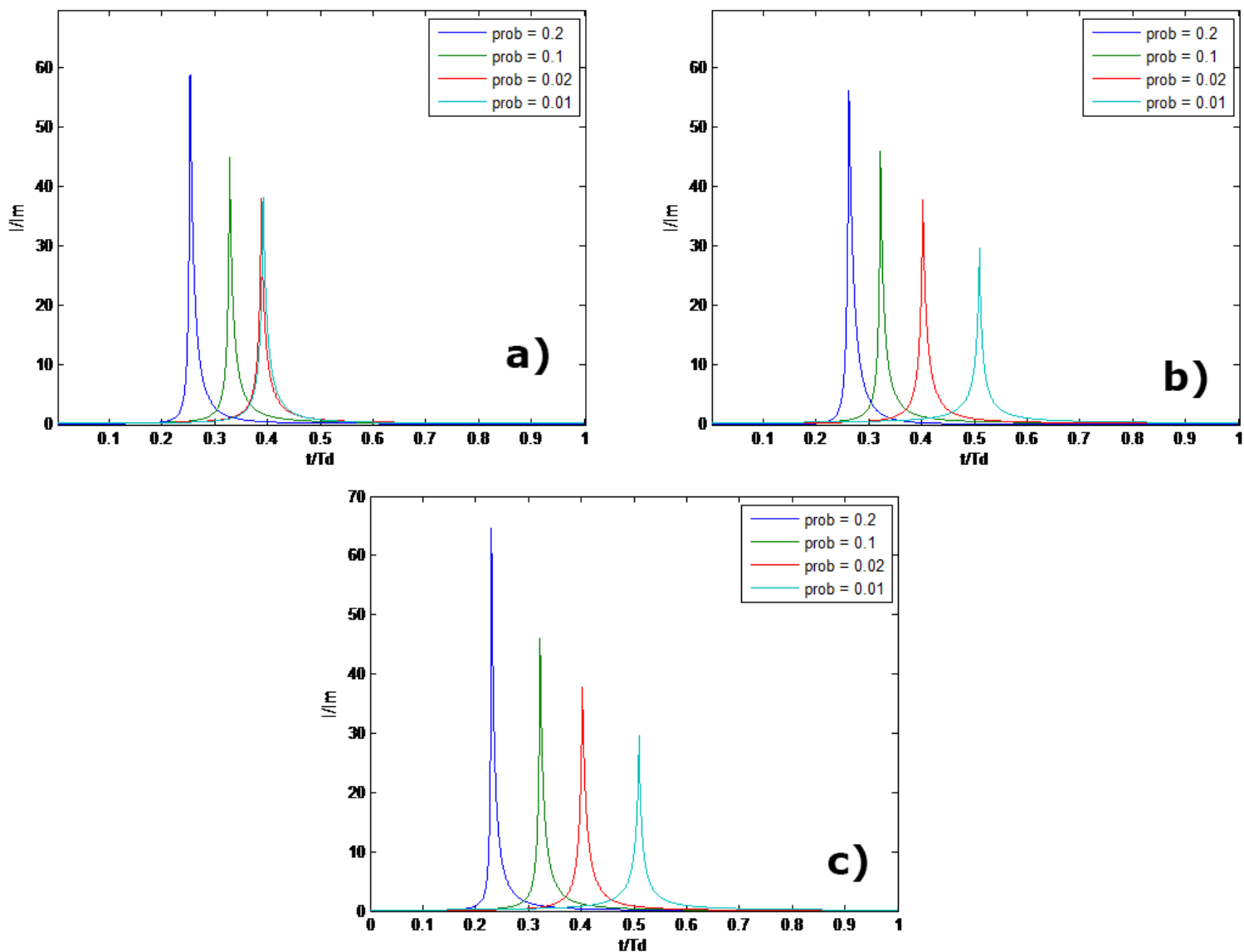


Figura 6. Hietogramas adimensionales para las probabilidades de ocurrencia asociadas con precipitaciones de: a) peligro moderado; b) peligro significativo; c) peligros alto y extremo.

Como se aprecia en las Figura 4 (a-c), de acuerdo con Chow *et al.* (1994), para $prob < 0.94$, los SITLM tienden a ser de tipo avanzado, ya que $r < 0.5$, lo cual significa que la intensidad máxima ocurre antes del punto medio de duración total de la tormenta. En el resto de las probabilidades y tipos de sistemas (STNC y STC), debido a que $r > 0.5$, la intensidad máxima ocurre después de la mitad de duración de la tormenta y por tanto los sistemas son de tipo retardado (Figura 4). Otro aspecto de interés es que en el rango de probabilidades analizado el coeficiente de avance de la tormenta para los sistemas tropicales ciclónicos y no ciclónicos es muy similar. Además, en términos adimensionales, las intensidades máximas son del mismo orden. Estos sistemas, como ya se explicó, se diferencian fundamentalmente en su potencial pluvial, así como la extensión del área que afectan.

El enfoque relacionado con la peligrosidad de las precipitaciones aporta nuevos elementos, pues considera el efecto regional de áreas de igual peligro. El patrón conductual de precipitaciones intensas y de gran magnitud, en sentido general, arroja hietogramas de tipo avanzado para los distintos tipos de peligro establecidos (moderado, significativo, alto y extremo), en el rango de probabilidades de 0.01 a 0.2. Es válido destacar que, con el incremento de la peligrosidad y la disminución de la probabilidad, existe una tendencia a la simetría en los hietogramas. Los valores comprendidos entre 0.01 a 0.2 reflejan la probabilidad de sobrepasar cierto valor de precipitación (acorde con Planos *et al.*, 2011, 100 mm), ya que marca la tendencia del coeficiente de avance de la tormenta en el rango analizado (Figura 5).

Los valores de r obtenidos (Tabla 6), así como los hietogramas adimensionales de la Figura 6 (a-c) pueden ser aplicados a las áreas de peligro del mapa de la Figura 1, según sea el caso, lo cual permitirá establecer estudios de inundaciones en cuencas hidrográficas del archipiélago cubano.

Tabla 6. Valores de r según el peligro y la probabilidad de las precipitaciones.

Prob.	Coeficiente de avance de la tormenta r		
	Peligro moderado	Peligro significativo	Peligros alto y extremo
0.20	0.2534	0.2623	0.2301
0.10	0.3283	0.3222	0.3222
0.02	0.3883	0.4025	0.4025
0.01	0.3919	0.5098	0.5098

Conclusiones

Como resultado de la aplicación del procedimiento analítico desarrollado para la determinación del coeficiente de avance de la tormenta y construir los hietogramas de precipitaciones se logró determinar el instante de tiempo donde tiene lugar la intensidad máxima de la precipitación en cada uno de los sistemas meteorológicos analizados en este trabajo, lo cual facilita la selección del modelo de distribución temporal de precipitaciones, de manera que:

- Para $prob < 0.94$, los SITLM tienden a ser de tipo avanzado (Chow *et al.*, 1994), En este caso $r < 0.5$, lo que significa que la intensidad máxima ocurre antes del punto medio de duración total de la tormenta.
- En el resto de las probabilidades y tipos de sistemas (STNC y STC), la intensidad máxima ocurre después de la mitad de duración de la tormenta y por tanto los sistemas son de tipo retardado debido a que $r > 0.5$.

El análisis de los hietogramas de las precipitaciones intensas y de gran magnitud demuestran que:

- Son de tipo avanzado para los distintos tipos de peligro establecidos (moderado, significativo, alto y extremo), en el rango de probabilidades de 0.01 a 0.2.
- Con el incremento de la peligrosidad y la disminución de la probabilidad existe una tendencia a la simetría en los hietogramas.
- Los valores comprendidos entre 0.01 y 0.2 reflejan la probabilidad de sobrepasar cierto valor de precipitación (acorde con Planos *et al.*, 2011, 100 mm), pues marca la tendencia del coeficiente de avance de la tormenta en el rango analizado.

Referencias

- Balbastre, R. (2018). *Análisis comparativo de metodologías de cálculo de tormentas de diseño para su aplicación en hidrología urbana* (tesis de maestría). Universidad Politécnica de Valencia, España. Recuperado de <https://riunet.upv.es/handle>
- Bernard, M. (1932). Formulas for rainfall intensities of long durations. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 96, 592-624.
- Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Cruz, M. (2001). Determinación de la tormenta de diseño. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 22(2), 27-30.
- Gill, P.E., Murray, W., & Wright, M. H. (1981). *Practical optimization*. London, UK: Academic Press.
- Guevara, E., & Carballo, N. (2008). Modelo IDF regional para el estado Cojedes, Venezuela. *Revista Ingeniería UC*, 15(3), 53-63, Recuperado de <https://www.redalyc.org/pdf/707/70712293007.pdf>
- Gutiérrez, J., Pérez, F., Angulo, G., Chiriboga, G., & Valdés, L. (2015). *Determinación de las Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) para la ciudad Cartagena de Indias en Colombia durante el periodo comprendido entre los años 1970 y 2015*. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/318574137_Determinacion_de_las_Curvas_de_Intensidad_Duracion_Frecuencia_IDF_para_la_ciudad_Cartagena_de_Indias_en_Colombia_durante_el_periodo_comprendido_entre_los_anos_1970_y_2015

- INSMET, Instituto de Meteorología. (2019). *Generalidades de los ciclones tropicales*. Recuperado de <http://www.insmet.cu/asp/genesis.asp?TB0=PLANTILLAS&TB1=OPCION&TB2=/contenidos/ciclones%20tropicales/generalidades/generalidades.htm>
- Keifer, C. J., & Chu, H. H. (1957). Synthetic storm pattern for drainage design. *Journal of the Hydraulics Division*, 83, 1-25.
- Linsley, R., Kohler, M., & Paulhus, J. (1949). *Applied hydrology*. New York, USA: McGraw-Hill.
- Martínez, Y., Planos, E., & Perdigón, D. (2020). Hietogramas adimensionales para ciclones tropicales que afectan al archipiélago cubano. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 41(2), Recuperado de http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-03382020000200048
- Minh-Nhat, L., Tachikawa, Y., & Takara, K. (2006). Establishment of intensity-duration-frequency curves for precipitation in the Monsoon Area of Vietnam. In: *Annual Report of Disaster Prevention Research Institute* (No. 49 B) (pp. 93-103). Kyoto, Japan: Kyoto University.
- Na, W., & Yoo, C. (2018). Evaluation of rainfall temporal distribution models with annual maximum rainfall events in Seoul, Korea. *Water* 10, 1468. DOI: 10.3390/w10101468
- Planos, E., Limia, M., & Vega, R. (2005). *Intensidad de las precipitaciones en Cuba. Informe científico del Instituto de Meteorología*. La Habana, Cuba: Instituto de Meteorología.

- Planos, E., Limia, M., Vega, R., Boudet, D., & Hernández, M. (2011). *Las grandes precipitaciones y las precipitaciones intensas en Cuba: causas y características. Informe científico del Proyecto 0801*. La Habana, Cuba: Instituto de Meteorología.
- Planos, E. (marzo, 2013). Enfoque integrado de los estudios de peligro por grandes precipitaciones y precipitaciones intensas. *Aqua-LAC*, 5(1), 88-96.
- Sherman, C. (1931). Frequency and intensity of excessive rainfall at Boston, Mass. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 95(1), 951-960.
- Watt, W. E., Chow, K. C. A., Hogg, W. D., & Lathem, K. W. (1986). A 1-h urban design storm for Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 13(3), 293-300.
- Wenzel, H. (1982). Rainfall for urban stormwater design. In: *Urban storm water hydrology*. Water Resources Monograph 7. Washington DC, USA: American Geophysical Union.