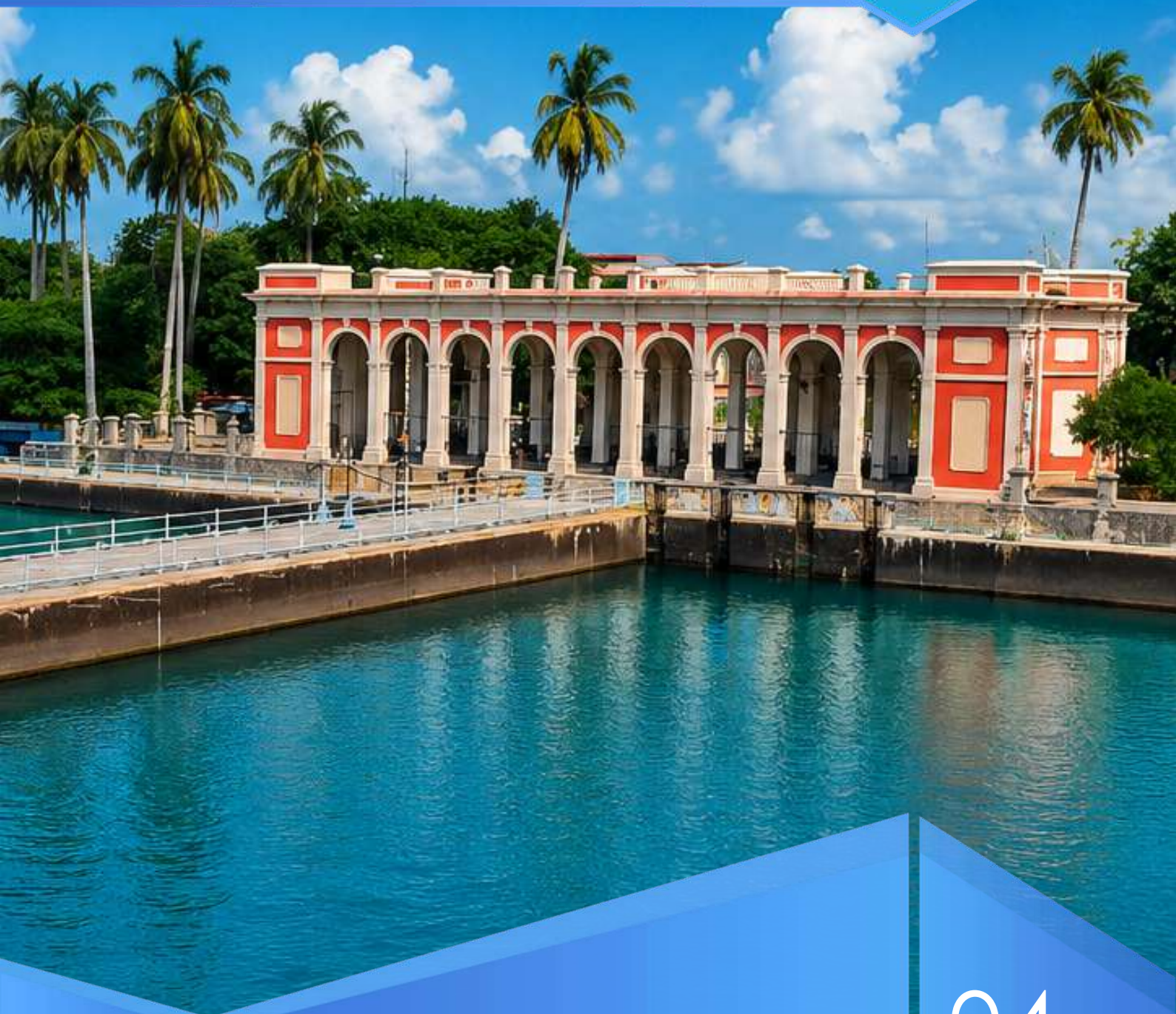




04

XLVI

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", CUJAE
Revista científica del Centro de Investigaciones Hidráulicas

ISSN 2788-6050, RNPS 2066

La revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental tiene el propósito de divulgar el conocimiento y contribuir al intercambio de experiencias y la comunicación entre los profesionales y técnicos de habla española. Los temas de interés para la revista incluyen contenidos en la solución de problemas, aplicaciones y desarrollo de la ingeniería hidráulica.

Editor-Director

Dr. C. Luis Fermín Córdova López

Consejo Editorial

Dr. C. Daniela Córdova de Horta (*Directora*)

M. Sc. Jaime Ernesto Chiang Cruz (*Secretario de la publicación*)

Dr. C. Yoermes González Haramboure

Dr. C. Rafael Pardo Gómez

Dr. C. Norberto Marrero De León

Dr. C. Alcides Juan Felipe León Méndez

Dr. C. Mailén Virgen Gutiérrez Herrera

Consejo Asesor

Damir Brjanovic, *Instituto UNESCO-IHE, Holanda*

Daniel Prats Rico, *Universidad de Alicante, España*

Joaquín Moreno Caselles, *Universidad Miguel Enrique de Elche, España*

Nahún García Villanueva, *Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México*

Raúl Lopardo, *Instituto Nacional del Agua, Argentina*

Alejandro López, *Laboratorio Nacional de Hidráulica, Santiago de Chile*

Jaime Iván Ordóñez, *Universidad Nacional de Colombia, Colombia*

Rafael Guarga Ferro, *Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay*

Abrahán López, *Universidad Francisco de Miranda, Venezuela*

Miguel A. Perozo Ynestroza, *Universidad Francisco de Miranda, Venezuela*

Cristóbal Díaz Morejón, *Ministerio de Ciencia Tecnología y Medioambiente (CITMA), Cuba*

Alina Hernández Tur, *Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH), Cuba*

Rafael Feitó Olivera, *Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de Cuba (UNAICC), Cuba*

Julián Herrera Puebla, *Instituto de Investigación de Riego, Cuba*

Lorenzo E. Camejo Barreiro, *Universidad de Ciego de Ávila, Cuba*

Alfonso Suárez Reytor, *Universidad de Oriente, Cuba*

Eric Cabrera Estupiñán, *Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, Ecuador*

Luis Córdova López, *Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), Cuba*

Yoel Martínez González, *Instituto Superior de Ciencias y Tecnologías Aplicada, Cuba*

Ronnie Torres Hugues, *Centro de Servicios Técnicos de Ingeniería y Tecnología de la Construcción, Cuba*

Eduardo López Bastida, *Universidad de Cienfuegos, Cuba*

Javier Orccosupa, *Universidad Tecnológica del Perú, Perú*

Natividad Ramírez Ramírez, *Universidad de Guanajuato, México*

Carlos M. López Vázquez, *Instituto UNESCO-IHE, Holanda*

Julio Iván González Piedra, *Universidad de La Habana, Cuba*

Carlos Javier Fernández de Córdova Webster, *Universidad del Azuay, Ecuador*

Lamberto Alvarez Gil, *Universidad Central de Las Villas (UCLV), Cuba*

Felicita González, *Instituto de Investigación de Riego, Cuba*

Enrique Cisneros, *Instituto de Investigación de Riego, Cuba*

01	Juan José Martín Lozada Michael Álvarez González	VULNERABILIDAD INTRÍNSECA DEL ACUÍFERO ARENAS ALGABA COMO FUENTE DE ABASTO DE AGUA A TRINIDAD	3 21
02	Laritz de la Torre Mendoza Yakelin Rodríguez López	MAPAS DE CURVAS ISOYETAS PARA LA PROVINCIA DE MAYABEQUE	22 32
03	David Ernesto Marón Domínguez Dayana Lugones Rodríguez Tania Herrera Achón Teresita de Jesús Romero López	UN MODELO NUMÉRICO CON MATLAB PARA SIMULAR LA AUTODEPURACIÓN DE UN RÍO	33 43
04	Ana Marlen Hernández Rivera Carolina Medina Losada Dariel González Rodríguez Luis Alberto Rivero Cárdenas Luis F. Córdova López	PROPUESTA DE MODIFICACIÓN DEL FLUJO TECNOLÓGICO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO MEDIANTE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL TRATAMIENTO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES Y LODOS SÉPTICOS	44 58
05	Luis Fermín Córdova López Carolina Medina Losada Luis Alberto Rivero Cárdenas	DESARROLLO DE UNA HERRAMIENTA METODOLÓGICA PARA LA SELECCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE HUMEDALES ARTIFICIALES COMO TECNOLOGÍA SOSTENIBLE DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	59 71
06	Lisángela Espinosa Amador Roxana Aymeé Luis Winograd José Manuel Guzmán Menéndez	IMPACTO DE LA VARIABILIDAD PLUVIOMÉTRICA EN EL BALANCE HÍDRICO DE LOS ACUÍFEROS COSTEROS EN LA COSTA SUR DE ARTEMISA Y MAYABEQUE, CUBA	72 82
07	Jenifer Luis González Yakelín Rodríguez López	ESTUDIO DE LA CUENCA DEL RÍO MARTÍN PÉREZ	83 91

Vulnerabilidad intrínseca del acuífero Arenas Algaba como fuente de abasto de agua a Trinidad

Juan José Martín LozadaE-MAIL: jjosem0121@gmail.com

Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara, Cuba

Michael Álvarez GonzálezE-MAIL: michaelalvarezglez@gmail.com

Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Villa Clara, Cuba

RESUMEN

La ciudad de Trinidad y la península Ancón son importantes polos turísticos de Sancti Spíritus que enfrentan un déficit de abasto de agua por el crecimiento de su población residente y temporal. Esta situación requirió localizar nuevas fuentes como son los acuíferos aluviales o costeros. Este artículo tuvo por objetivo, determinar la vulnerabilidad intrínseca del acuífero aluvial en la zona .Arenas Algaba. ante procesos naturales que pueden degradar la calidad del agua. Para la zonificación de las áreas de riesgo, se empleó el software ArcGIS 10.2 y el método DRASTIC para proyectar una explotación segura y racional de esta fuente de agua. Los resultados obtenidos fueron presentados a partir de mapas temáticos, que posibilitaron determinar las características naturales del acuífero y el grado de vulnerabilidad a los contaminantes.

PALABRAS CLAVE: *abasto de agua, acuífero, mapas, vulnerabilidad*

Assessment of the intrinsic vulnerability of the Arenas Algaba aquifer as a source of water supply to Trinidad

ABSTRACT

The city of Trinidad and the Ancón Peninsula are important tourist destinations in Sancti Spíritus province, but they face a water supply deficit due to the growth of their resident and seasonal populations. This situation necessitated the identification of new sources, such as alluvial or coastal aquifers. This article aimed to determine the intrinsic vulnerability of the alluvial aquifer in the .Arenas Algaba. area to natural processes that can degrade water quality. ArcGIS 10.2 software and the DRASTIC method were used to zone the risk areas and project a safe and rational exploitation of this water source. The results were presented using thematic maps, which allowed for the determination of the aquifer's natural characteristics and its degree of vulnerability to contaminants.

KEYWORDS: *water supply, aquifer, maps, vulnerability*

01 INTRODUCCIÓN

Los recursos hídricos subterráneos desempeñan un papel importante para satisfacer la demanda de suministro de agua debido al cambio climático regional y a la escasez o inadecuación de las fuentes de agua superficial. La contaminación de las aguas subterráneas es un problema importante, ya que los acuíferos y las aguas subterráneas que contienen son inherentemente susceptibles a la contaminación causada por el uso del suelo y otros impactos antropogénicos o naturales.



RECIBIDO

APROBADO

Este es un artículo publicado en acceso abierto bajo una licencia [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

Según León y Gómez (2023) la isla de Cuba, se extiende sobre 109 884,01 km², en ella se distinguen tres tipos de acuíferos cuyos recursos potenciales se considera que ascienden a 6 934,35 hm³/año y que, en orden de importancia por su extensión superficial y productividad son los siguientes:

- Cársicos: Acuíferos fisurados cársicos en rocas carbonatadas de todas las edades desde el Jurásico medio-superior al reciente que morfológicamente se expresan en llanuras, montañas medias y bajas y alturas (León & Gómez, 2023).
- Fisurados no cársicos: Presentan productividad baja a media, que se expresan mayormente en llanuras, pero también en montañas medias, constituidas por metamorfitas del Cretácico fundamentalmente, concentradas en la región centro oriental y oriental del país (León & Gómez, 2023).
- Intergranulares (porosos): Circunscritos a las terrazas de los ríos y no son muy extensos por el modo en que se organiza la red fluvial en Cuba, cuya forma, larga, estrecha y mayormente llana, presenta una red fluvial corta y distorsionada por el karst, agrupada en dos vertientes (Norte y Sur) y muy pocas corrientes importantes de Oeste a Este (León & Gómez, 2023).

En Cuba, el 33 % (4 490 millones de m³) proviene de fuentes subterráneas, evidenciando la importancia de este recurso para el desarrollo socio económico del país. Por otro lado, el bajo índice de recursos hidráulicos disponibles por habitante al año para todos los usos (1 200 m³/habitante/año) ubican a Cuba en la categoría de países con elevada intensidad en la presión sobre sus recursos hídricos, con situación de escasez (Valcarce-Ortega et al., 2020).

La situación presentada necesita de investigaciones que aporten la información suficiente para implementar acertadas políticas dirigidas a la protección de las aguas subterráneas. En tal sentido, el desarrollo de métodos para evaluar la vulnerabilidad a la contaminación de los acuíferos adquiere cada vez mayor importancia a nivel mundial y nacional.

La ciudad de Trinidad en la provincia de Sancti Spíritus constituye uno de los polos turísticos más importante del país que incluye la península Ancón, ambas zonas presentan un déficit con el abasto de agua a la población residente o temporal va en constante crecimiento poblacional, por lo que obliga ubicar nuevas fuentes de abasto para esta región de acuerdo a las estrategias de desarrollo del turismo. Es por ello que se han desarrollado diferentes investigaciones hidrogeológicas en búsqueda de soluciones que permitan ampliar las fuentes de abasto, y en este sentido la tesis de maestría de San Román Pérez (2012) se centró en caracterizar la geometría del acuífero, calcular sus reservas, determinar parámetros hidrodinámicos (permeabilidad, transmisividad, caudales) y evaluar la calidad fisicoquímica y bacteriológica del agua todo ello para declarar al acuífero como apto para el abasto a Trinidad.

El presente artículo introduce el análisis de la vulnerabilidad intrínseca del acuífero mediante el método DRAS-TIC. Esto permite no solo conocer la cantidad y calidad del agua subterránea, sino también que zonas del acuífero son más susceptibles a degradarse ante procesos naturales, lo cual es crucial para la planificación territorial y el abasto a las poblaciones.

El método DRASTIC se aplicó de manera estándar, con los siete parámetros y ponderaciones clásicas, aunque se realizó una calibración local en la asignación de rangos como en el caso de la recarga neta, calculada mediante balance hídrico específico para el área de estudio.

Por tanto, a partir de estos antecedentes se plantea como objetivo de esta investigación, determinar la vulnerabilidad por contaminación del acuífero que se encuentra en la zona de "Arenas Algaba", elaborando mapas de vulnerabilidad que permitan conocer el mayor o menor grado de vulnerabilidad que presenta el acuífero debido a la acción de contaminantes que pueden infiltrarse desde la superficie, para lo cual se emplean herramientas de análisis geoespacial como ArcGIS 10.2 y el método DRASTIC.

El aporte científico no se limita a la creación de mapas temáticos, sino que ofrece un modelo metodológico que puede ser aplicado a otros acuíferos aluviales de Cuba que enfrentan condiciones naturales similares, brindando a las empresas implicadas en este tema, una herramienta para la planificación y explotación segura de los pozos previstos y actuales, contando para ello con softwares de análisis geoespacial como ArcGIS 10.2 y fuentes de información local, que permite priorizar los pozos más idóneos en cantidad y calidad para el consumo humano y turístico.

02 METODOLOGÍA APLICADA A LA VULNERABILIDAD INTRÍNSECA DEL ACUÍFERO

El término “vulnerabilidad del acuífero a la contaminación” pretende representar el nivel variable de protección natural que ofrece la capacidad de atenuación de contaminantes de la zona no saturada o de los estratos semiconfinantes por encima de un acuífero, como resultado de procesos fisicoquímicos (filtración, biodegradación, hidrólisis, adsorción, neutralización, volatilización y dispersión), todos los cuales varían con su textura, estructura, contenido de arcilla, materia orgánica, pH, equilibrio redox y de carbonatos (Foster et al., 2013).

A partir de esta definición se han desarrollado y aplicado diferentes métodos para evaluar la vulnerabilidad intrínseca a la contaminación de los acuíferos. En este sentido, la mayoría de las estrategias de evaluación de la vulnerabilidad están basadas en Métodos Paramétricos de Rangos Ponderados, debido a restricciones en la calidad y disponibilidad de datos necesarios para desarrollar métodos determinísticos y estadísticos que permitan formular matemáticamente el proceso.

Los Métodos Paramétricos de Rangos Ponderados se basan en la selección de parámetros representativos para evaluar la vulnerabilidad del agua subterránea en cada celda o polígono en que se subdivide el área de estudio. Cada uno de estos parámetros tiene un rango de variación que se divide en intervalos jerárquicos discretos y a cada intervalo se asigna un valor que refleja el grado de sensibilidad del acuífero a la contaminación. A cada parámetro se asigna también un factor de peso que expresa su importancia en el análisis. Para obtener el valor numérico final que refleja la vulnerabilidad de cada celda o polígono en el área de estudio, se suman los rangos de cada parámetro multiplicados por el peso asignado (Valcarce-Ortega et al., 2020).

Algunos de los Métodos Paramétricos de Rangos Ponderados más empleados a nivel internacional ya que poseen mayor flexibilidad, en cuanto al conocimiento básico de la zona, los que permiten ciertas estimaciones en caso de no contar con la información necesaria, ellos son:

- **GOD:** Es el método más sencillo y de fácil aplicación. Es un método que brinda un enfoque cualitativo que analiza la vulnerabilidad con un valor entre 0 y 1, obtenido al multiplicar tres factores, los cuales son el tipo de acuífero o grado de confinamiento del agua, la litología de la zona no saturada y la profundidad del nivel freático. Por su simplicidad y bajos requerimientos de datos, es ideal para una evaluación preliminar o regional del acuífero cuando hay poca información disponible.
- **DRASTIC:** Es el método paramétrico más difundido a nivel mundial. Evalúa la vulnerabilidad intrínseca de un acuífero mediante el análisis ponderado de siete parámetros hidrogeológicos. Su versatilidad y detalle lo hacen aplicable a una amplia gama de contextos hidrogeológicos, especialmente a nivel regional, siempre que se cuente con los datos necesarios del acuífero.
- **SINTACS:** Se trata de un método paramétrico de origen italiano que constituye una adaptación y mejora del método DRASTIC. Al igual que DRASTIC, valora la vulnerabilidad a partir de siete parámetros. Su principal ventaja es la flexibilidad, ya que permite asignar diferentes pesos a los parámetros en función de las condiciones hidrogeológicas específicas del terreno (como en medios porosos, fisurados o cársticos).
- **AVI:** Se basa en la resistencia hidráulica de los estratos geológicos subyacentes al acuífero ante un flujo vertical de contaminantes. Su cálculo se define como la relación entre el espesor de las capas sobre el acuífero (D) y su conductividad hidráulica (K). Básicamente, determina con la rapidez de un contaminante para llegar al agua subterránea desde la superficie. Su enfoque en la resistencia del sustrato lo hace adecuado para acuíferos donde la zona no saturada juega un papel clave.

El método DRASTIC desarrollado por Aller et al. (1987) y patrocinado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, por sus siglas en inglés) es un método empírico, que clasifica y pondera parámetros intrínsecos, que reflejan las condiciones naturales del medio y es el más difundido para determinar la vulnerabilidad de acuíferos a nivel internacional.

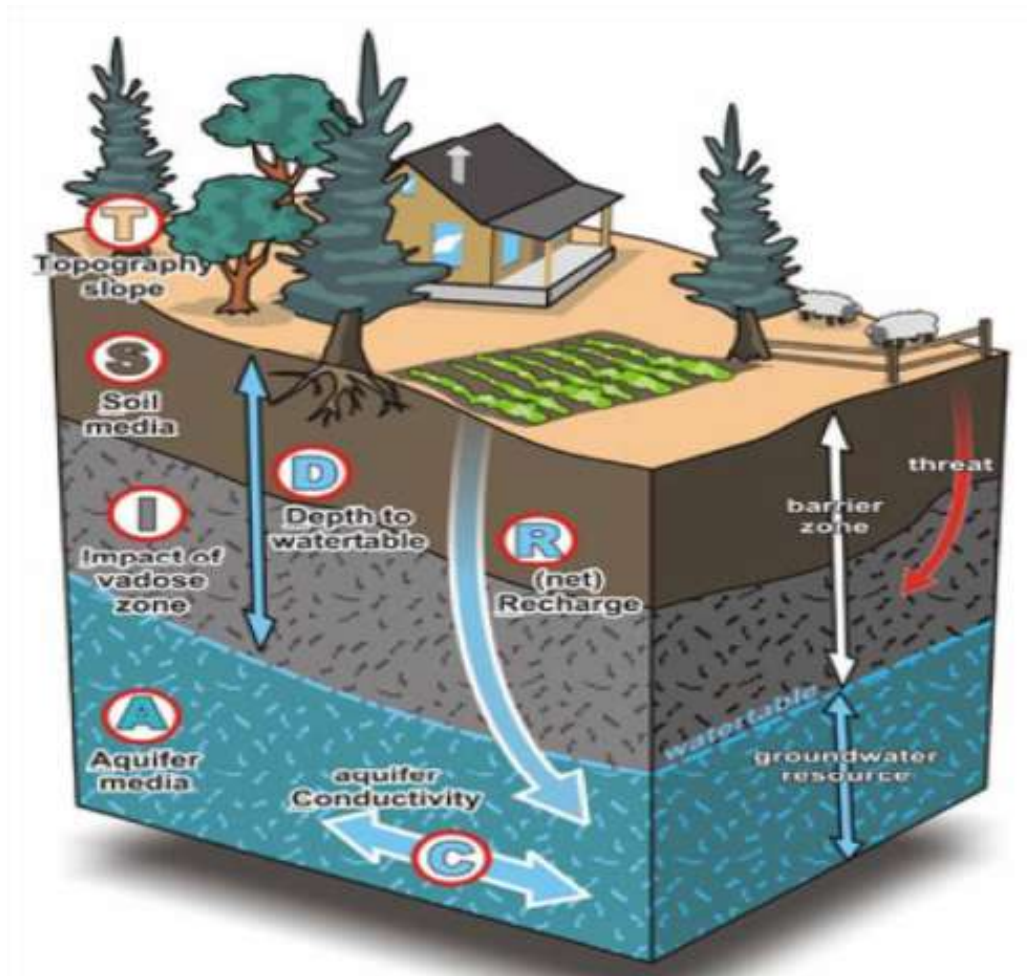


Figura 2.1. Esquema general del método DRASTIC (Patel et al., 2022).

$$CP = D_w \cdot D_r + R_w \cdot R_r + A_w \cdot A_r + S_w \cdot S_r + T_w \cdot T_r + I_w \cdot I_r + C_w \cdot C_r \quad (2.1)$$

Donde:

CP : Contaminación potencial. D_w , R_w , A_w , S_w , T_w , I_w y C_w corresponden a la ponderación de cada uno de parámetros o factores señalados anteriormente. D_r , R_r , A_r , S_r , T_r , I_r y C_r corresponden a la reclasificación o valoración interna de cada parámetro de acuerdo a la variabilidad de la propiedad.

Para el caso de determinación de la vulnerabilidad intrínseca de acuíferos, los factores de ponderación son los consignados en la siguiente Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Factores de ponderación

Tipo	D_w	R_w	A_w	S_w	T_w	I_w	C_w
Intrínseca	5	4	3	2	1	5	3

Fuente: Aller et al. (1987)

El método DRASTIC identifica los valores de vulnerabilidad desde el valor 23 al 230, según se muestra en la siguiente Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Rangos de variación del índice de vulnerabilidad intrínseca

Grado de vulnerabilidad	Valor DRASTIC	Clasificación
Muy bajo	23–64	1
Bajo	64–105	2
Moderado	105–146	3
Alto	146–187	4
Muy Alto	187–230	5

Fuente: Aller et al. (1987)

2.1. Definición de los parámetros del método DRASTIC

Los factores de ponderación toman valores de 1 a 10, se utilizan para reclasificar la variación de las propiedades de cada uno de los parámetros utilizados.

Profundidad del nivel de agua (D)

Su valor se obtiene como la diferencia entre el nivel topográfico y el nivel al que se encuentra el material saturado, que coincide con el nivel piezométrico. Para la obtención de este parámetro se realizó una interpolación de tipo IDW (Gravitacional o Inverso de la Distancia), no es la que generaba el menor error cuadrático, sin embargo, la interpolación de los datos es menos brusca con este método de interpolación.

Recarga neta (R)

Para la obtención de este parámetro se calculó la recarga a través de un balance hídrico, siendo este la relación de los procesos de precipitación, escurrimiento, infiltración y recarga, que permite determinar la disponibilidad de agua a partir de la siguiente ecuación (Castillo Zamora & Sequeira Gómez, 2023):

$$R = P - ET - R_0 \tag{2.2}$$

Donde: R = recarga neta del acuífero (mm/año); P = precipitación media anual (mm/año); ET = Evapotranspiración real media del cultivo (mm/año); $R_0 = h_o$ = lámina de escurrimiento total (mm/año).

En el municipio de Trinidad existe una amplia red de medición de la lluvia, como parte de la red pluviométrica nacional operada por la Empresa de Aprovechamiento Hidráulico de la provincia de Sancti Spíritus. Para este estudio se ubicaron aquellos equipos que por su ubicación se determinó que tenían influencia directa en el área estudiada (figura 2.2), cuyos datos se muestran a continuación en la Tabla 2.3 y su localización espacial.

Tabla 2.3. Red pluviométrica asociada a la cuenca de estudio

NC	Municipio	Nombre	X	Y
360	Trinidad	Algaba	621 600	227 900
853		TC Condado	661 980	228 300
925		TC Meyer	623 000	233 600
926		Estación de Aforo Sopimpa	623 700	242 600
359		Meyer	623 300	233 200

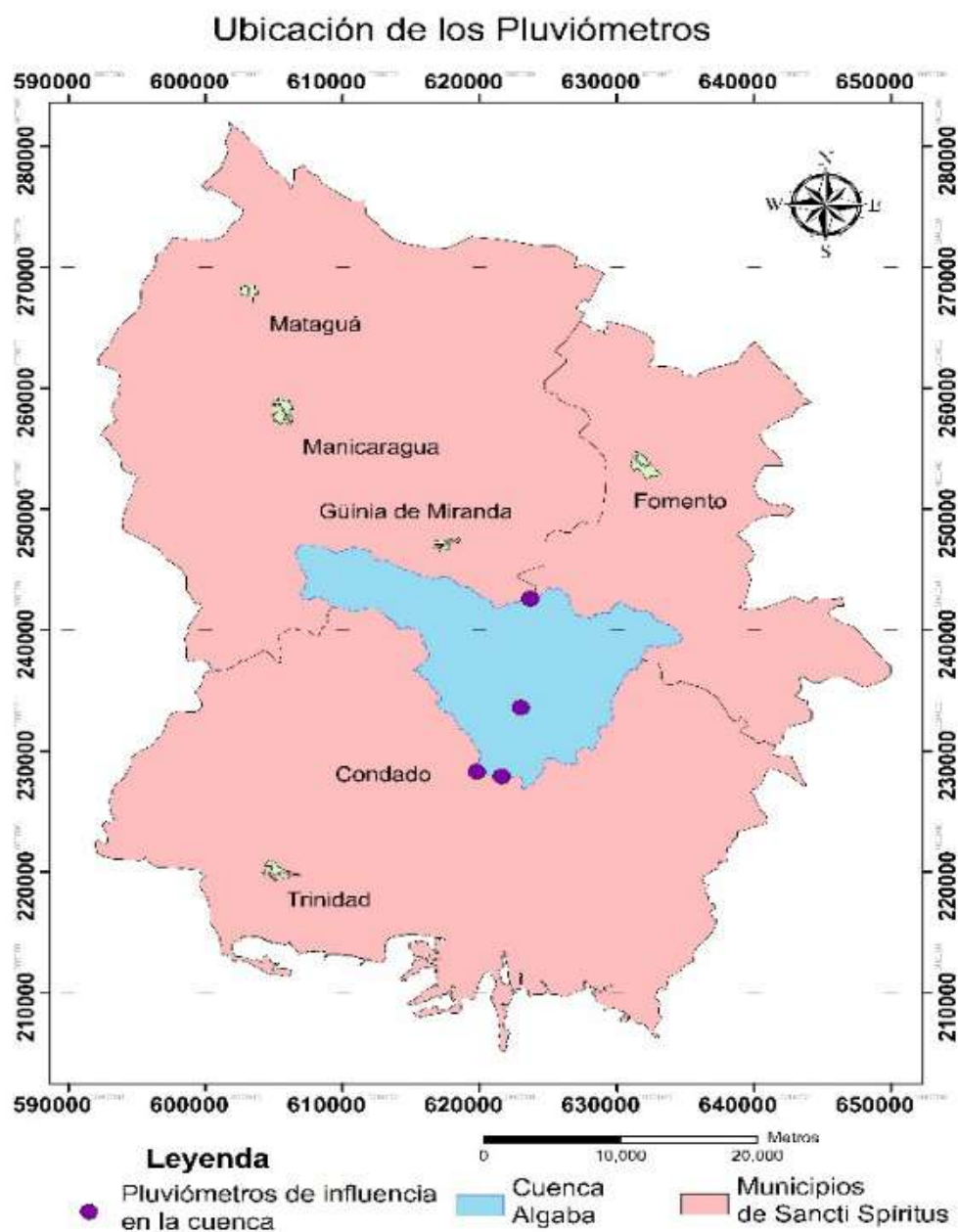


Figura 2.2. Ubicación de la red pluviométrica asociada a la cuenca.

Los datos de la precipitación media anual fueron tomados del pluviómetro 360 de la red pluviométrica existente en el país y que pertenece al poblado de Algaba ya que constituye el pluviómetro más próximo al área de estudio y cuenta con 70 años de registro de lluvia, por tanto, la precipitación media anual fue de 1615,30 mm.

El cálculo de la evapotranspiración real de los cultivos más frecuentes que se siembran en el área de estudio como son: maíz, tomate, boniato, calabaza y una porción de pastos, se realizó teniendo en cuenta la ubicación de la estación agrometeorológica y los datos de temperatura y evapotranspiración potencial que aparece en el boletín agrometeorológico nacional que se expide cada 10 días por el Instituto de Meteorología (INSMET), a través de su Centro de Meteorología Agrícola.

La determinación de la evapotranspiración real se realiza con la ecuación siguiente:

$$ETR = ETo \cdot K_{cp} \quad (2.3)$$

Donde: ETR = Evapotranspiración real del cultivo (mm/año); Kcp = coeficiente del cultivo ponderado; ETo = Evapotranspiración potencial media anual (mm/año).

Los datos de la evapotranspiración potencial por año fueron obtenidos del boletín agrometeorológico nacional y la determinación del coeficiente (Kcp) se realizó por la siguiente ecuación:

$$Kcp = \frac{\sum K_{ci} \cdot A_{cli}}{\sum A_{cl}} \quad (2.4)$$

Donde: A_{cli} = Área del cultivo (ha); A_{cl} = Área total cultivada (ha).

A partir del análisis de los datos de evapotranspiración potencial de los últimos 15 años de registro, se determinó que este es de 37,20 mm/año.

El R_0 (escurrimiento medio de la cuenca) o lámina de escurrimiento media (h_0) se calculó a partir de los datos de caudales de escurrimientos medios anuales en la cuenca asociada al pluviómetro 360 perteneciente a la zona de "Arenas Algaba", donde con los datos obtenidos del boletín agrometeorológico para el municipio de Trinidad, se determinó la temperatura media anual que fue de 26,61 °C, luego, el módulo de escurrimiento medio anual en la cuenca que resultó de 11,08 l/s-km², para una lámina de escurrimiento media anual de 349,50 mm/año.

Formación geológica (A)

El método DRASTIC valora la litología que constituye el acuífero, considerándose que a mayor granulometría y fracturamiento, mayor permeabilidad y por tanto un grado de vulnerabilidad más alto. Su importancia radica por el grado de influencia en la atenuación de un contaminante, a través de los procesos de absorción, dispersión y dilución.

Cubierta edáfica (S)

Para determinar dicho parámetro se cuenta con la información sobre espesor, estructura, textura, mineralogía, propiedades físicas y químicas, porosidad, permeabilidad, humedad, capacidad de infiltración y compactación del material que constituye la zona en estudio.

Pendiente del terreno (T)

Para este parámetro es necesario conocer las elevaciones, pendientes variables de la superficie del terreno, trayecto de curso de las aguas superficiales entre otros elementos.

Impacto de la zona no saturada (I)

Para la obtención de este parámetro se recurrió a la información de pozos construidos en la actualidad y las calas perforadas y afloramientos observados en la zona de estudio; los estudios hidrogeológicos previos brindaron toda esta información o complementaron los estudios de campo.

Conductividad Hidráulica (C)

Este parámetro se mide en metros sobre día, y la información es obtenida de informes de los estudios hidrogeológicos previos en la zona de estudio. El tipo de interpolación utilizado en este parámetro fue IDW debido a que mostraba homogeneidad y las transiciones son menos marcadas, cuando el distanciamiento entre los puntos de control es muy grande, los variogramas no son posibles de obtener, entonces comparativamente el IDW se adopta como el mejor entre los demás métodos de interpolación.

03 CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio (figuras 3.1 y 3.2) se encuentra en las cercanías del poblado Algaba a 2,0 km al este de Condado, está ubicada en ambas márgenes del río Agabama a una distancia de 28 km al noreste de la ciudad Trinidad entre las coordenadas conforme de Lambert: E: 621 005,94 N 228 018,16 y E: 623 369,51 N 229 230,65. El acuífero aluvial de "Arenas Algaba" se encuentra ubicado, en la vertiente sur del macizo montañoso Guamuhaya, en el sitio de transición de la morfoestructura del sistema montañoso, al sistema de llanuras aluviales, con una distribución de canales de flujo de corrientes.

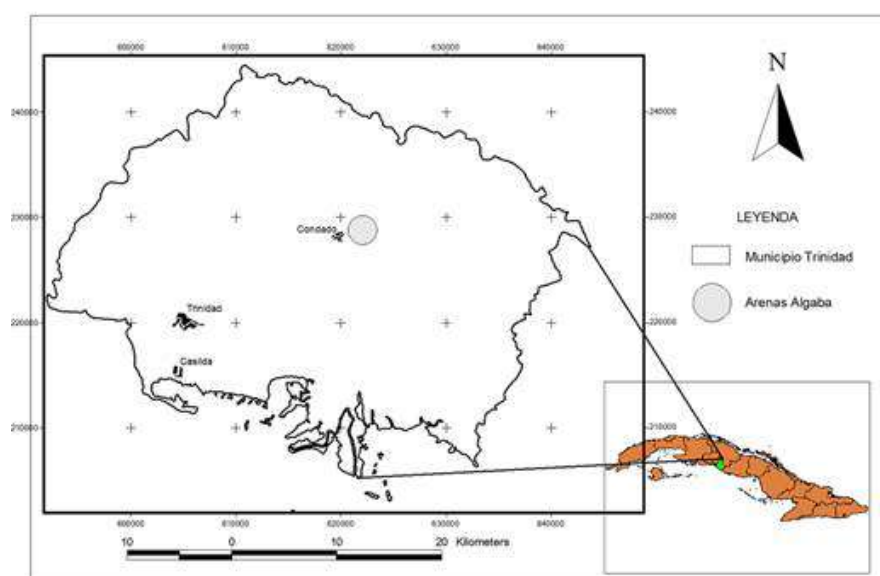


Figura 3.1. Ubicación del área de estudio (Valcarce-Ortega et al., 2020).

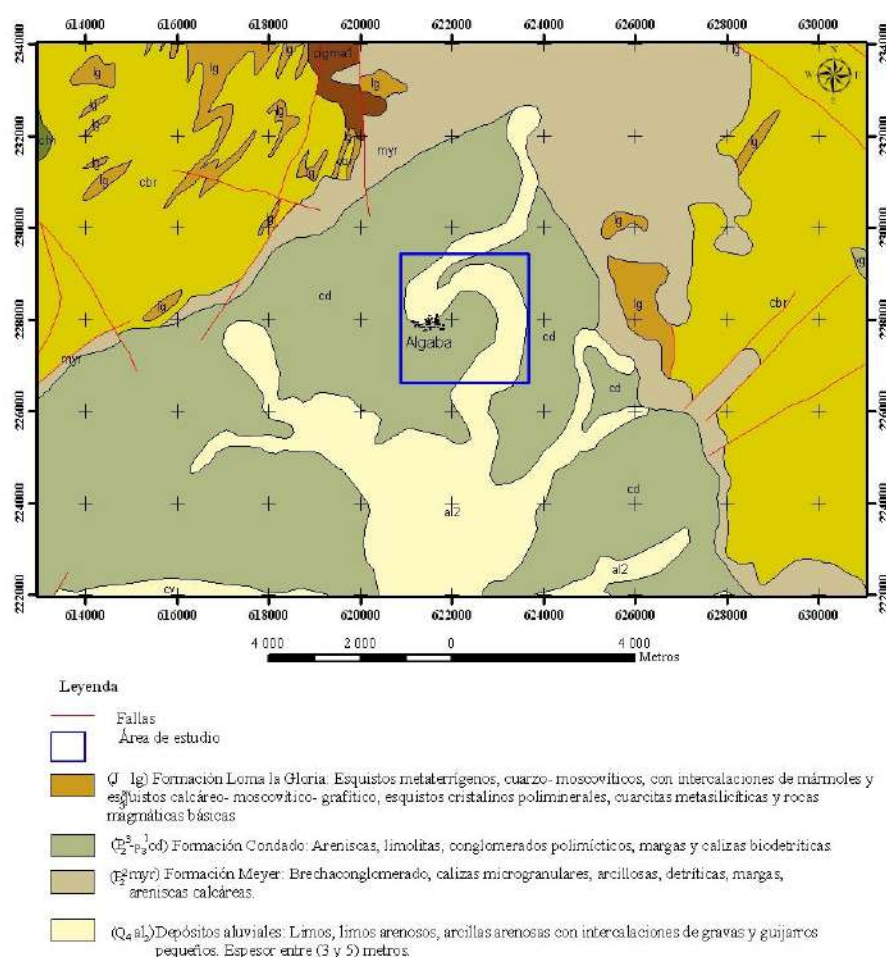


Figura 3.2. Mapa geológico del área de estudio (San Román Pérez, 2012).

Tabla 3.1. Ubicación de los pozos a construir en la Primera Etapa

No.	Pozos de la I Etapa	Coordenadas	
		x	y
1	PE 1	621 990,52	228 350,19
2	PE 7	622 137,83	228 127,69
3	PE 2	622 206,00	228 711,00
4	PE 3	622 229,95	228 329,09
5	PE 6	622 335,01	228 591,67
6	PE 9	622 356,26	228 107,35
7	PE 11	622 574,95	227 804,45
8	PE 13	622 796,92	227 889,81
9	PE 14	622 704,93	227 677,73
10	PE 15	622 764,82	227 006,82

Tabla 3.2. Ubicación de los pozos a construir en la Segunda Etapa

No.	Pozos de la II Etapa	Coordenadas	
		x	y
1	PE 16	622 767,39	228 041,62
2	PE 17	622 322,00	228 236,00
3	PE 18	622 493,70	228 015,10
4	PE 20	622 746,14	227 451,12
5	PE 21	622 663,31	228 321,24
6	PE 22	622 880,75	227 711,80

Tabla 3.3. Ubicación de los pozos existentes

No.	Pozos existentes	Coordenadas	
		x	y
1	PP 1	622 410,15	228 152,23
2	PP 4	622 826,54	227 319,66
3	Algaba	621 939,17	228 315,36

Las investigaciones hidrogeológicas de este acuífero aluvial comenzaron a partir del año 2007 por la Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara con estudios con un enfoque integral. Entre 2007–2011 se realizaron topografías de precisión (estación total, GPS), geofísica de superficie (tomografía eléctrica, SEV), perforación rotaria, resistividad con salinización para estimar parámetros hidrodinámicos, observaciones sistemáticas de niveles freáticos, ensayos hidroquímicos y bacteriológicos, y análisis hidrológico probabilístico del río Agabama. En 2011 se ejecutaron dos pozos de exploración a percusión (PP1 y PP4). Los caudales obtenidos fueron 36,5 L/s (PP1) y 65,7 L/s (PP4), confirmando la viabilidad para el abasto a Trinidad.

Entre 2019–2020 se continuó la investigación detallada, definiendo la geometría del acuífero (área 2,26 km²), el volumen almacenado aproximado es de 53,5 millones de m³. Se proyectaron 17 pozos de explotación con tecnología de perforación por circulación inversa.

Reyes y Cruz (2013) definen que el acuífero aluvial de “Arenas Algaba”, califica como un acuífero libre de acuerdo

a los siguientes aspectos:

- No existe una capa impermeable superior que someta el agua a presión mayor que la atmosférica.
- La ausencia de una capa confinante superior, lo que permite que el agua se recargue directamente por infiltración de lluvias o del río, y que su nivel fluctúe libremente.
- Relación hidráulica directa con el río Agabama debido a el agua del río puede infiltrarse a través del lecho poroso para recargar el acuífero, y viceversa, el acuífero puede descargar al río cuando el nivel freático supera la cota del cauce.
- Presencia de una zona no saturada deducida a partir de los perfiles geoelectricos y de las tomografías, que muestran resistividades elevadas en los primeros metros (materiales secos o húmedos no saturados) y un descenso brusco de resistividad al alcanzar el nivel freático.

04 OBTENCIÓN Y ANÁLISIS DE LOS MAPAS TEMÁTICOS PARA EL ACUÍFERO

A continuación se describe cada uno de los resultados obtenidos durante el proceso de análisis y elaboración de los mapas de vulnerabilidad de cada parámetro que interviene en la metodología descrita por Aller et al. (1987) del método DRASTIC.

Profundidad del nivel del agua (D)

Las profundidades mayores entre la superficie del terreno y el nivel estático del acuífero estudiado (figura 4.1), se encuentran en los rangos de (0-3 m) localizadas en la margen del río lo que significa que estas son las más propensas a la contaminación debido al intercambio de sustancias y el arrastre del río durante las avenidas, la zona mayoritaria del área de estudio que se encuentra con profundidades entre (5-14 m) es la zona menos vulnerable a la contaminación por agentes externos y corresponde con 90 % de los pozos previstos a explotar para el abasto a Trinidad y solo 2 pozos se encuentran en el rango de vulnerabilidad moderado por lo que sería necesario medidas de control ante la presencia de posibles focos de contaminación.

Recarga neta (R)

El mapa de vulnerabilidad de la recarga neta (figura 4.2) del acuífero establece que el 55 % de los pozos propuestos a explotar en las dos etapas previstas se encuentran en zonas de alta y muy alta recarga de agua superficial, lo cual es beneficio ya que el acuífero se alimenta de manera significativa desde la superficie, estos valores también declaran el nivel de vulnerabilidad que pueden presentar todos los pozos en el área de estudio si no se toman medidas como el control de los posibles contaminantes.

Mapa de Vulnerabilidad de Profundidad del nivel de Agua(D)

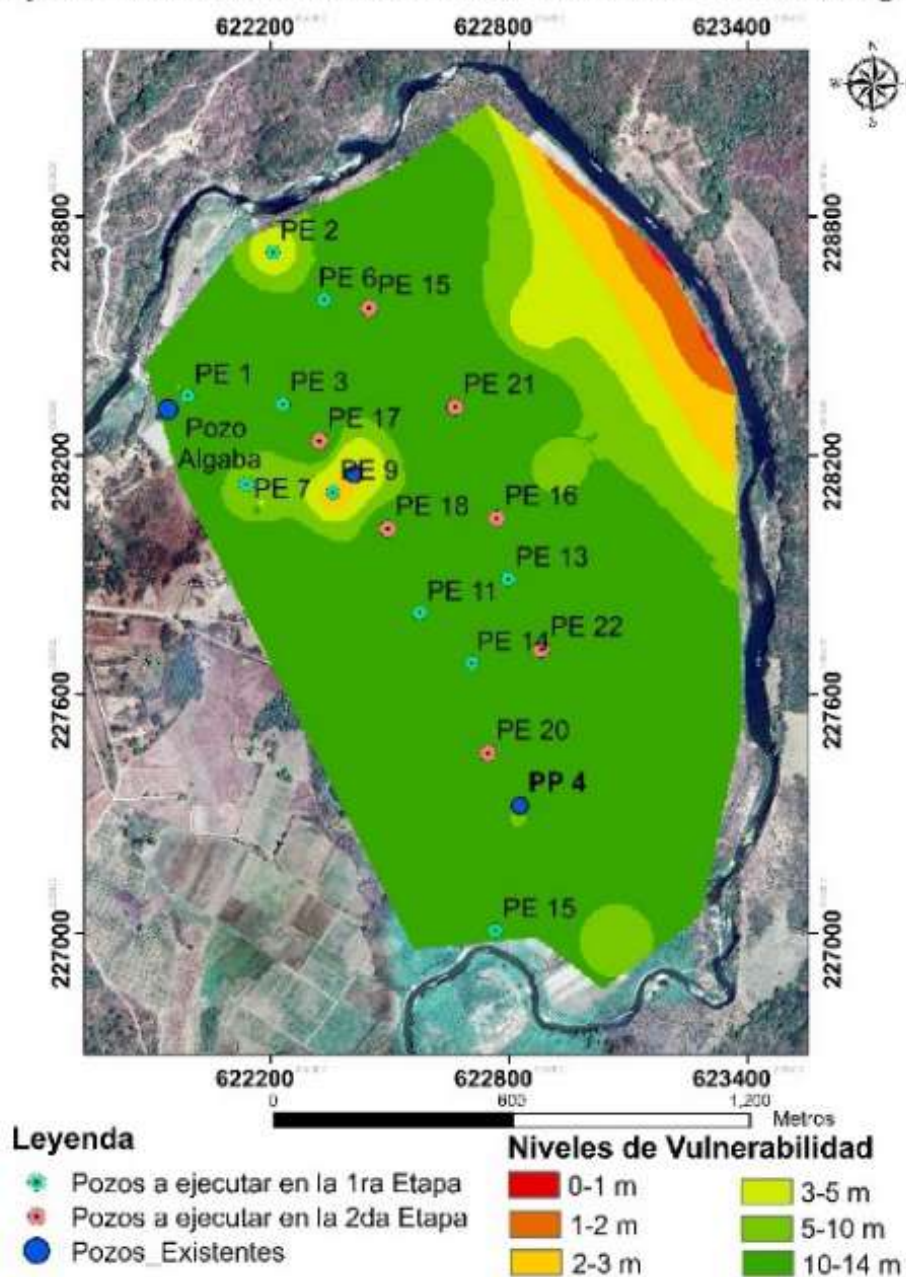


Figura 4.1. Mapa de profundidad del nivel de agua.

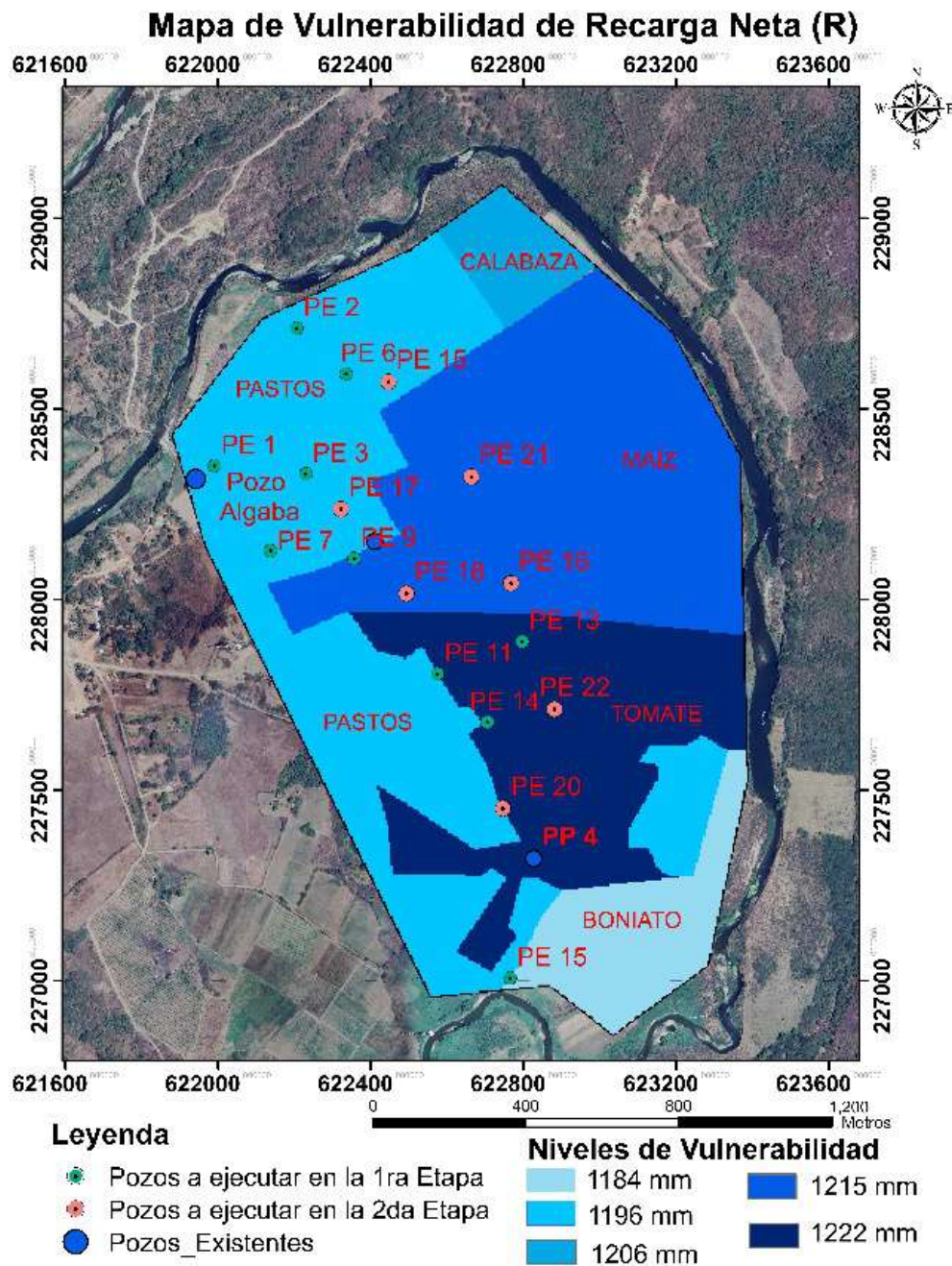


Figura 4.2. Mapa de recarga neta.

Medio acuífero (A)

La estratificación del medio del acuífero en la zona de estudio está constituida principalmente por las formaciones Condado (areniscas, limolitas, polimícticos, margas y calizas biodetríticas) y la formación de depósitos aluviales (Limos, limos arenosos, arcillas arenosas). La figura 4.3 muestra las formaciones Condado y aluviales fundamentales en la zona de estudio y a las que se le otorgaron sus valores correspondientes de 6 y 8 respectivamente de acuerdo al método DRASTIC.

Tipo de suelo (S)

En el área de estudio (figura 4.4) predominan las texturas arenosas, las cuales se encuentran en el 60 % de los pozos previstos a construir y construidos, el 35 % los pozos a explotar tienen un material limoso y solo el 2,5 %

de los pozos presentan gravas y arcillas, por lo que se afirma que, en el área existe un buen intercambio ya que son texturas permeables en su mayoría, sus valores asignados corresponden con los establecidos en el método DRASTIC.

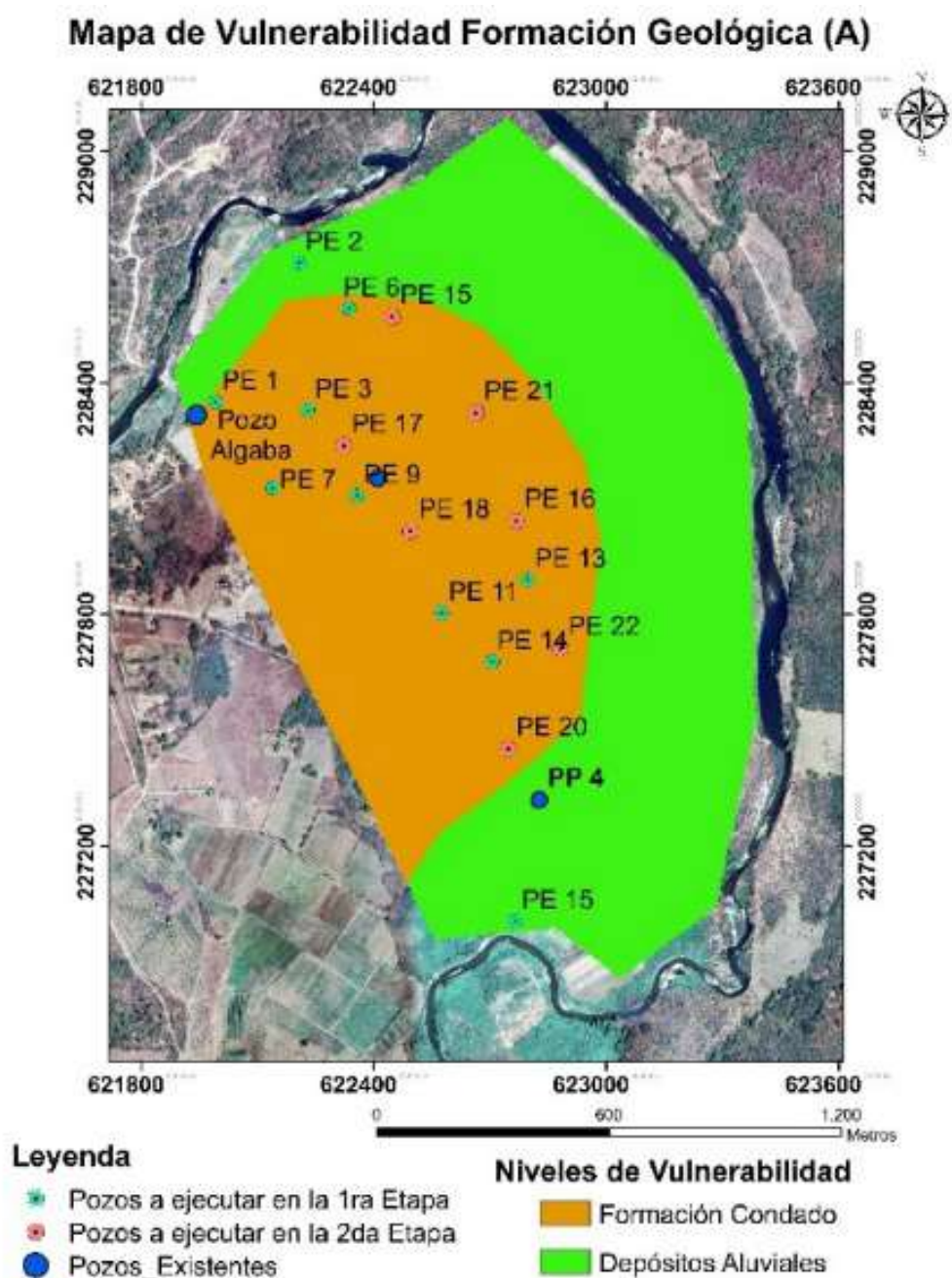


Figura 4.3. Mapa de formación geológica.

Pendiente del terreno (T)

En el acuífero (figura 4.5) las cotas más abruptas varían de 6 % a 18 %, específicamente el área de estudio y los pozos a explotar se ubican en una zona de llanura aluvial del río Agabama con pendientes menores al 2 % excepto el posible pozo (PE2). Esta zona de pequeñas pendientes predominantes en la región, indica una mayor oportunidad para que los contaminantes se infiltren, ya que el agua se mueva más lentamente y, por lo tanto, mayores probabilidades de llegar los contaminantes al acuífero.

Mapa de Vulnerabilidad Cubierta Edáfica (S)

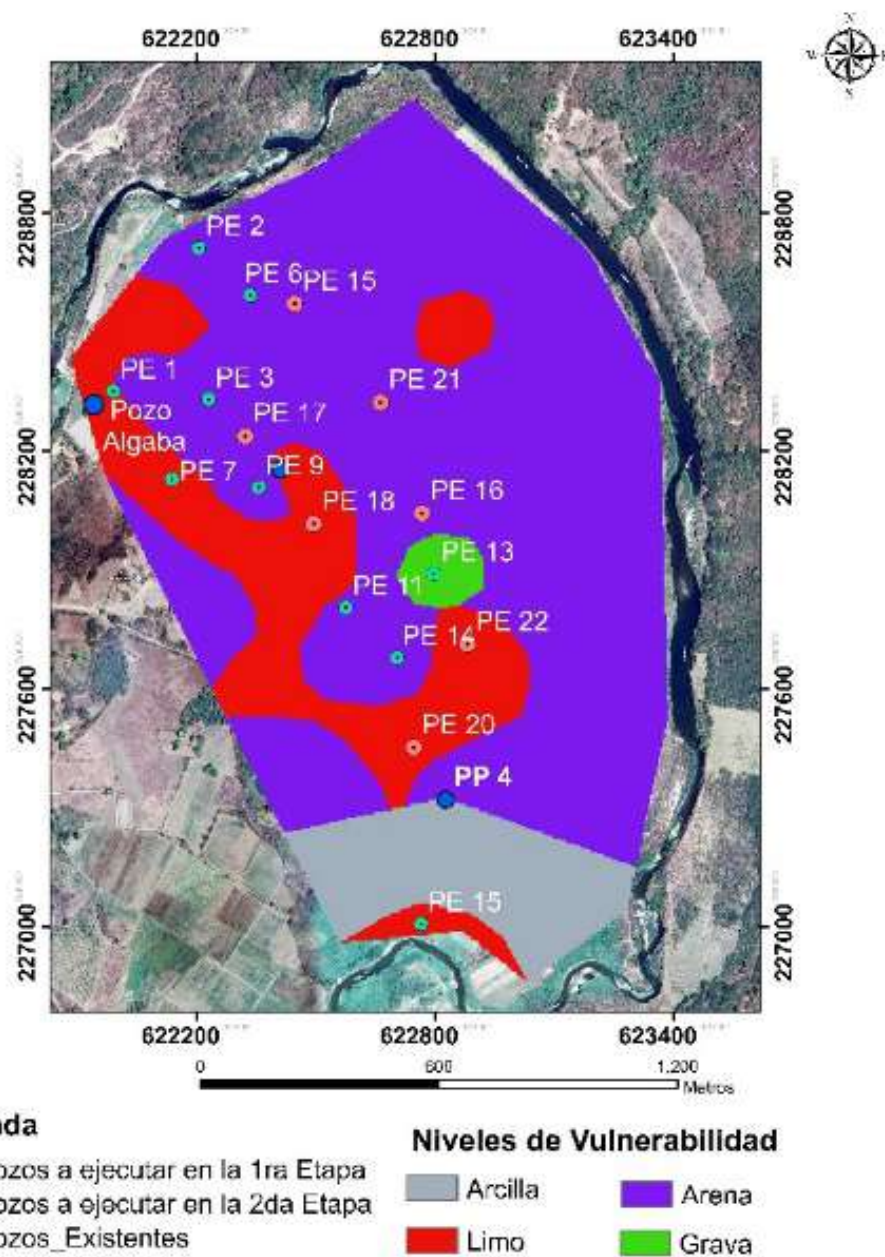


Figura 4.4. Mapa de la cubierta edáfica.

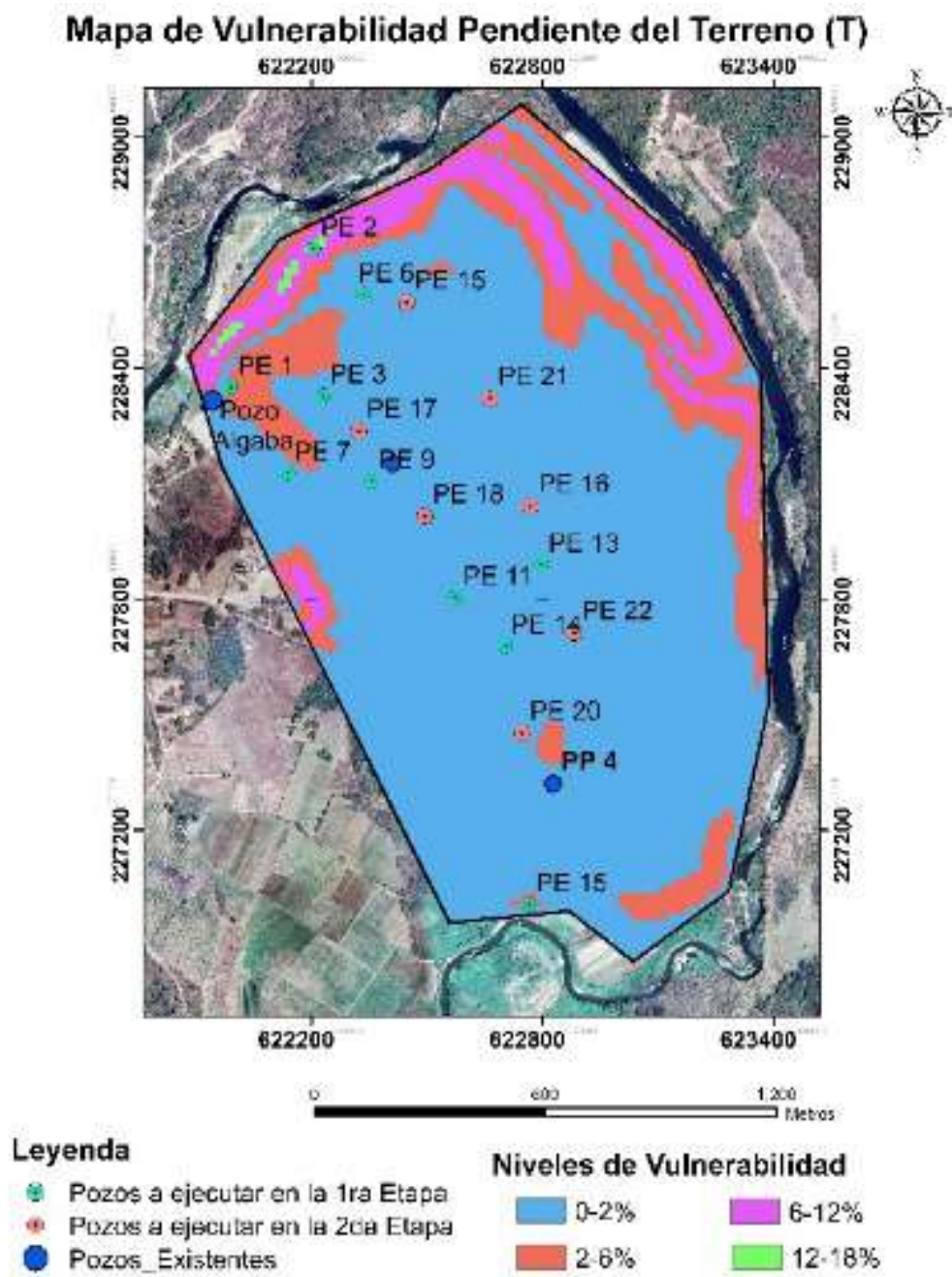


Figura 4.5. Mapa de la pendiente del terreno.

Zona no saturada (I)

En la zona de estudio (figura 4.6) se cuenta con cuatro texturas donde predominan las arenas, y en menor cantidad, se presentan las gravas. En la figura 4.6 se obtuvo valores del índice de vulnerabilidad DRASTIC (4-9 puntos), siendo la mayor valoración (9 puntos) para las gravas, motivo por el cual poseen una permeabilidad alta, una valoración de 8 puntos para las arenas y la menor con 4 puntos para las arcillas, debido a su baja permeabilidad y por tanto, presenta menor riesgo de vulnerabilidad el acuífero en este tipo de suelo.

Conductividad hidráulica (C)

La figura 4.7 demuestra que el índice de vulnerabilidad determinado por DRASTIC, varía en el rango de 28,55 m/d a más de 81,49 m/d, y es, en este rango, donde se encuentra los mayores valores de permeabilidad lo

que refleja la carencia de un sustrato impermeable, ya que está conformada la zona por arenas y limos, siendo vías para la entrada de los contaminantes hacia el acuífero. La mayor parte de la zona de estudio presenta de moderada a muy alta conductividad hidráulica.

Mapa de Vulnerabilidad Impacto de la zona no saturada (I)

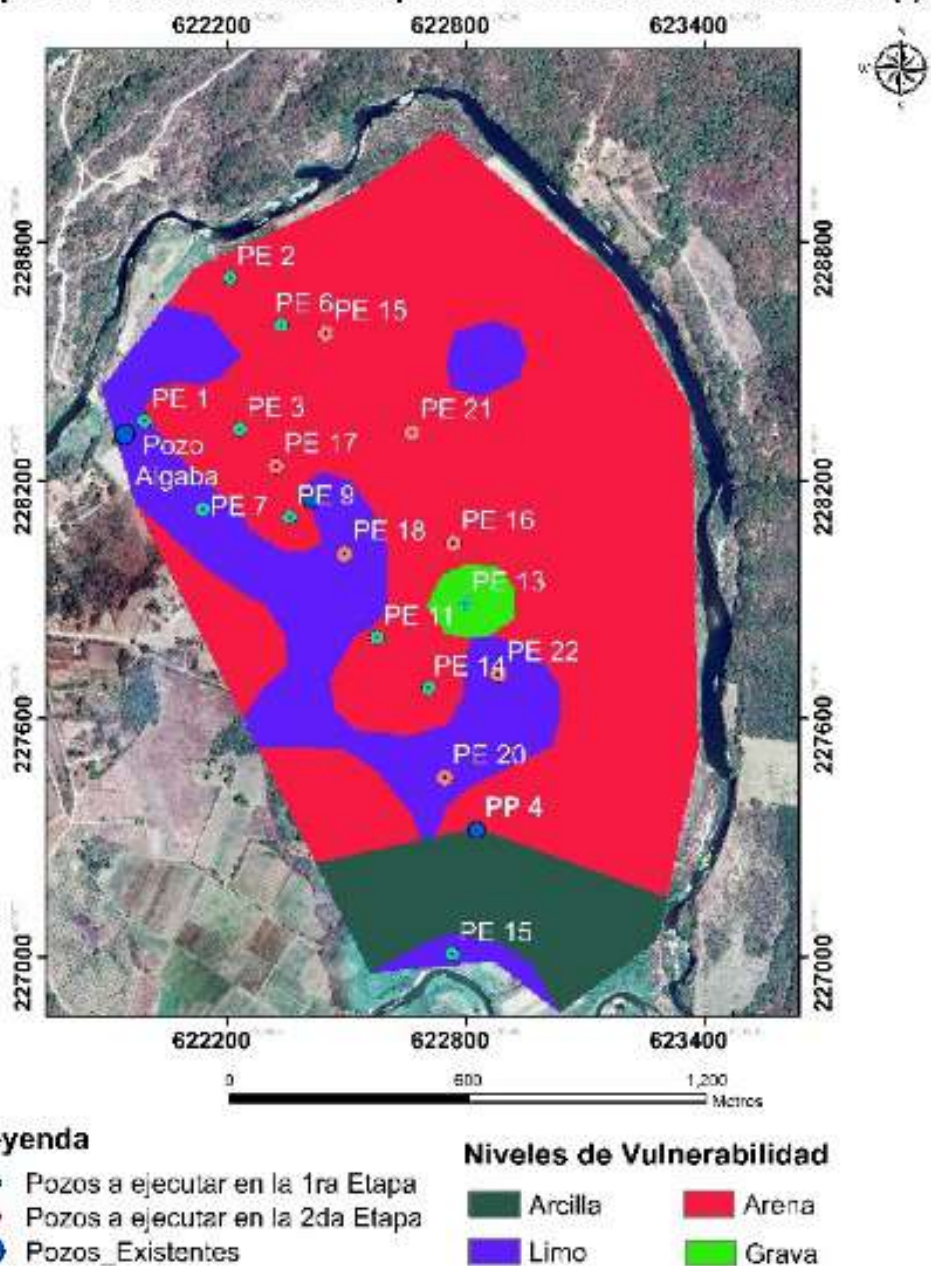


Figura 4.6. Mapa de la zona no saturada.

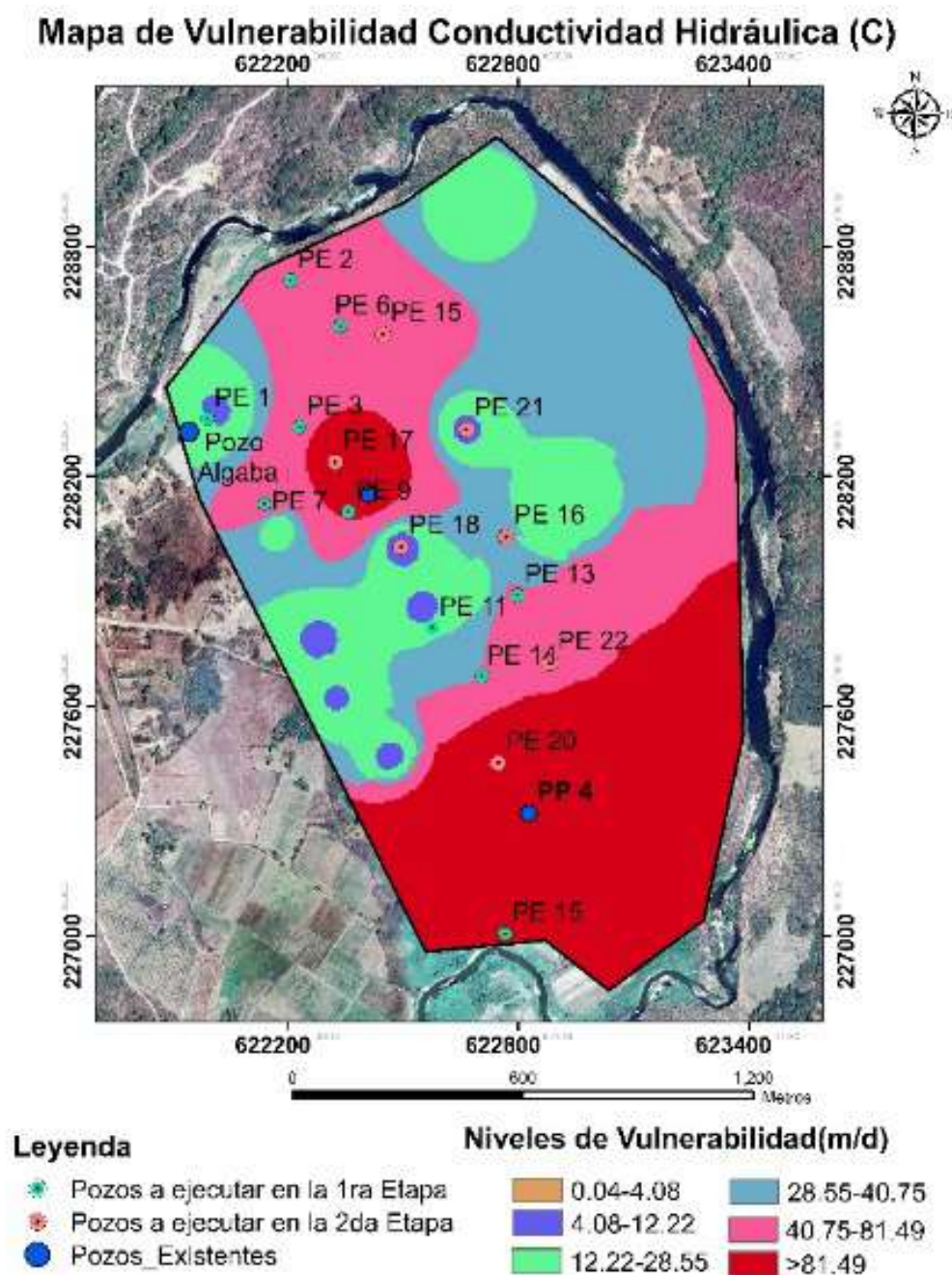


Figura 4.7. Mapa de la conductividad hidráulica.

4.1. Mapa de índice de vulnerabilidad DRASTIC

La zona de estudio (figura 4.8) se caracteriza por el 20 % de la zona encontrarse en baja vulnerabilidad donde además se encuentra en esta zona, el pozo y la estación de bombeo que abastece en la actualidad al poblado de Algaba, se debe señalar que este pozo de abastecimiento no tiene riesgo de contaminación en ninguna época del año por lo que el mapa de vulnerabilidad obtenido está acorde a las condiciones reales del área estudiada, además el 60 % de los pozos previstos se encuentran en la zona de vulnerabilidad moderada (figura 4.8) y el otro 20 % de los pozos a explotar están en la zona alta de vulnerabilidad a la contaminación fundamentalmente por los elevados valores de permeabilidad (>81.49 m/d) y la profundidad del nivel de agua del acuífero es menor y por tanto más cercano el nivel estático del acuífero a la superficie. La zona de muy alta vulnerabilidad es casi imperceptible y está localizada en la margen río Agabama, por lo que no significa un riesgo inminente para los

pozos que se pretenden explotar para el abasto de agua a Trinidad.

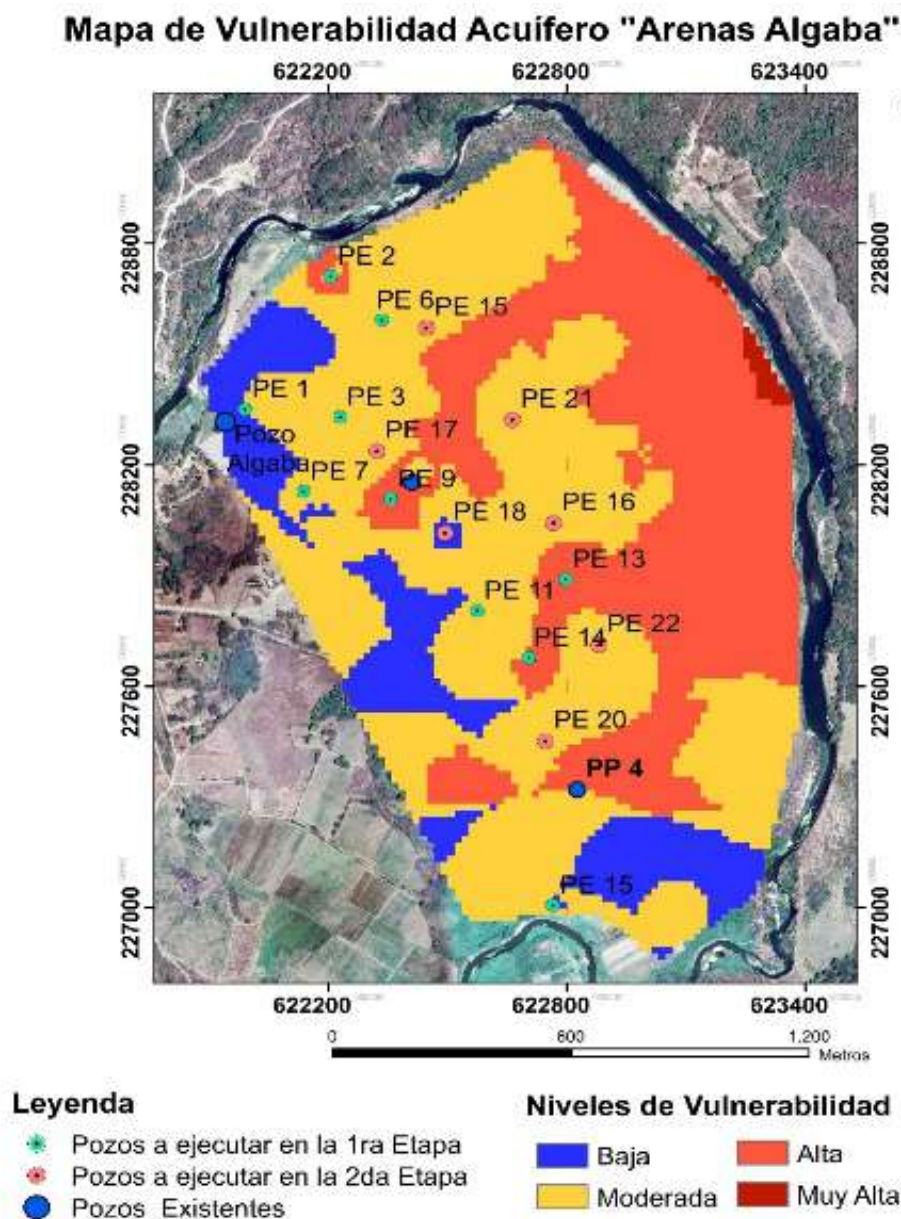


Figura 4.8. Mapa general de la vulnerabilidad del acuífero "Arenas Algaba".

05 CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en el análisis de cada parámetro permiten arribar a las siguientes conclusiones:

- La elaboración del mapa de vulnerabilidad de Arenas Algaba constituye una herramienta de gran ayuda en la elaboración de planes de manejo del acuífero y de ordenamiento territorial de las fuentes de abasto a Trinidad, además este mapa de vulnerabilidad debe ser empleado por las empresas provinciales del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos de Villa Clara y Sancti Spíritus, para la toma de decisiones para la explotación segura, ordenada y eficiente de los pozos propuestos para el abasto a Trinidad.
- El método DRASTIC puede ser aplicado a otros acuíferos cubanos y brindar resultados que avalen la utilización de las fuentes subterráneas para abastecer a las comunidades o capitales provinciales.

- La suma paramétrica de los mapas temáticos generados para la zona de estudio, indica que la vulnerabilidad natural del agua subterránea, de acuerdo a la metodología DRASTIC, es de baja a muy alta (84-197), los valores más altos del índice del grado de vulnerabilidad DRASTIC son a consecuencia de las características propias del medio y otros factores climáticos e hidrológicos presentes en el área. Los parámetros que proporcionaron el mayor peso fueron: la zona no saturada, la recarga neta y la conductividad hidráulica.

06 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aller, L., Lehr, J. H., Petty, R., & Bennett, T. (1987). DRASTIC: a standardized system to evaluate groundwater pollution potential using hydrogeologic setting. *Journal Geological Society of India*, 29(1), 23-37.
- Castillo Zamora, C. J., & Sequeira Gómez, H. (2023). Determinación del Balance Hídrico para estimar la recarga potencial del Reservorio Los Lirios, Agua Caliente, Cañas, Guanacaste, Costa Rica.
- Foster, S., Hirata, R., Gomes, D., D'Elia, M., & Paris, M. (2013). Protección de la calidad del agua subterránea: guía para empresas de agua, autoridades municipales y agencias ambientales. Banco Mundial.
- León, L. F. M., & Gómez, A. M. S. (2023). Evaluación de los recursos hídricos de Cuba (II): Dominio de los acuíferos cársicos, regionalización y recursos potenciales de agua subterránea. *Gota a gota*, (29), 33-46.
- Patel, P., Mehta, D., & Sharma, N. (2022). A review on the application of the DRASTIC method in the assessment of groundwater vulnerability. *Water Supply*, 22(5), 5190-5205.
- Reyes, R. J., & Cruz, E. R. (2013). Geofísica aplicada a la búsqueda de agua subterránea en depósitos aluviales. Caso de estudio Arenas Algaba.
- San Román Pérez, N. (2012). *Evaluación de acuíferos aluviales para el abasto mediante la integración de un complejo de métodos de estudio. Caso: Arenas Algaba* [Tesis de maestría]. Universidad de Pinar del Río, Hermanos Saíz Montes de Oca.
- Valcarce-Ortega, R. M., Rodríguez-Miranda, W. R., & Jorge-Díaz, Z. (2020). Aplicación de parámetros geoelectrónicos en el estudio de la vulnerabilidad a la contaminación de las aguas subterráneas. *Minería y Geología*, 36(4), 390-403.

Conflicto de intereses

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

Contribución de los autores

Juan José Martín Lozada <https://orcid.org/0009-0006-9650-1943>

Autor principal del artículo. Participó en el diseño de la investigación, análisis de los resultados, redacción y revisión.

Michael Álvarez González <https://orcid.org/0000-0003-2953-4762>

Participó en el análisis de resultados.

Mapas de curvas isoyetas para la provincia de Mayabeque

Laritza de la Torre MendozaE-MAIL: laritzadelatorremendoza@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH), Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE).

Yakelin Rodríguez LópezE-MAIL: yakelin780603@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH), Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE).

RESUMEN

Se presenta un estudio de las precipitaciones máximas diarias en la provincia Mayabeque. Se realizó el análisis regional de estas series de lluvias con el empleo de herramientas actuales como el R y su interfaz RStudio. Se obtienen los cuantiles de lluvias para las cuatro regiones definidas para diferentes periodos de retorno, se obtuvieron las curvas de precipitación – duración – periodo de retorno (PDF) para cada región. Se presentan los mapas de curvas isoyetas en la provincia de Mayabeque para los periodos de retorno 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

PALABRAS CLAVE: *mapas, isoyetas, RStudio*

Isohyets contour maps for the province of Mayabeque

ABSTRACT

This study presents the maximum daily rainfall in Mayabeque province. A regional analysis of these rainfall series was performed using modern tools such as R and its RStudio interface. Rainfall quantiles are obtained for the four regions defined for different return periods, and precipitation-duration-return period curves (PDF) are presented for each region. Isohyet curve maps for Mayabeque province are presented for return periods of 2, 5, 10, 20, 50, and 100 years.

KEYWORDS: *maps, isohyetal, RStudio*

01 INTRODUCCIÓN

Las curvas isoyetas son utilizadas en el análisis climático, permiten comprender patrones de precipitación en diferentes regiones y la identificación de zonas húmedas y secas. Facilitan la planificación y gestión de recursos hídricos al mostrar la distribución de la precipitación. Contribuyen a la evaluación de las inundaciones al identificar áreas propensas a recibir grandes cantidades de lluvia. Se requiere una metodología que facilite a los ingenieros la obtención de estas curvas, contribuyendo así a un desarrollo más eficiente y sostenible de los recursos hídricos.

El objetivo de este trabajo es proponer una metodología para la obtención de mapas de curvas isoyetas, empleando como caso de estudio la provincia Mayabeque, haciendo uso del software R y su interfaz RStudio.

1.1. Formación de series estadísticas

En el procesamiento estadístico de la información de los eventos extremos no se utilizan todos los datos registrados sino los eventos de magnitudes más grandes o críticas, los cuales formarán una serie estadística con una secuencia conveniente de datos (González Spíndola et al., 2008).

Se pueden formar diferentes tipos de series estadísticas (Campos Aranda, 1992):



13-04-2025 RECIBIDO

APROBADO 30-06-2025

- Serie anual de máximos: La desventaja principal de la serie anual radica en que cada año queda representado por un solo evento y el máximo de un año puede ser menor que el segundo o tercero en magnitud de otro año y sin embargo no fueron considerados.
- En la serie de duración parcial se toman en cuenta los eventos secundarios en magnitud de todos los años y por ello un evento de cierta magnitud tendrá un periodo de retorno diferente en cada una de las dos series.
- Serie de excedentes anuales: Se encuentra dentro de la serie de duración parcial, está formada por datos cuya magnitud es mayor que un cierto valor base, el cual es determinado de manera que el número de eventos de la serie integrada sea igual al número de años de registro.

Se debe tener en cuenta la condición de independencia; las condiciones meteorológicas que generan una lluvia importante son independientes de otras después de un tiempo de 15 días.

La serie de excedentes anuales sí toma en cuenta los eventos secundarios de un año y para periodos de retorno menores de 10 años siempre conduce a valores más grandes al ser procesada estadísticamente y para periodos de retorno mayores a 10 años, carece de importancia.

La otra serie de duración parcial que puede ser formada, está integrada por todos los eventos mayores que el menor de la serie anual de máximos. Debido a lo anterior, contendrá casi siempre un número de eventos diferentes al número de años de registro, por tanto, no puede ser procesada como las otras series.

1.2. Análisis de Frecuencia Regional por el Método de L-momentos (ARF-LM)

El análisis de frecuencia es un método estadístico fundamental que se emplea para estimar la probabilidad de ocurrencia de eventos hidrológicos extremos y determinar sus magnitudes correspondientes para periodos de retorno específicos (Sunghun et al., 2025).

Los modelos de distribución utilizados por el ARF-LM no son los modelos convencionales utilizados en la hidrología probabilística, sino que son modelos de distribución mucho más generales y flexibles, basados en 3 o más parámetros. Se debe recordar que, a mayor cantidad de parámetros, aumenta la flexibilidad de la distribución, pero se requiere un mayor número de ecuaciones para su resolución (Nuñez Cobo & Verbist, 2010). El análisis regional de frecuencias es un procedimiento consistente en agregar la información proveniente de varias muestras, en una sola gran muestra, asumiendo previamente que todas éstas provienen de un mismo modelo de probabilidad, excepto por una diferencia entre ellas debida a un factor de escala. En comparación con el procedimiento convencional:

- Permite aumentar significativamente el tamaño total de la muestra.
- Permite tener en cuenta la variabilidad de los L-momentos de cada estación debido al tamaño muestral.
- Permite, por tanto, mejorar significativamente el ajuste a la distribución “parental”, de donde provienen estas muestras (registros de cada estación).
- Permite compensar la carencia de información en el tiempo, por su abundancia en el espacio.

1.3. Etapas del análisis Regional

La metodología del ARF-LM, originalmente propuesta por Hosking y Wallis (1997), consideraba la realización de 4 etapas, las cuales consisten en:

- Análisis y filtrado de los datos primarios de observaciones.
- Identificación de regiones homogéneas.
- Selección de la distribución regional de frecuencia.
- Estimación de los cuantiles regionales de frecuencia.

Hosking y Wallis (1997) proponen tres pruebas estadísticas útiles en el análisis regional de frecuencia: una prueba de discordancia **Di** para la identificación de estaciones inusuales en comparación con el resto de las estaciones de la región; una prueba de heterogeneidad **H**, para evaluar cuando la región propuesta puede ser considerada homogénea; y, por último, una prueba de bondad de ajuste **Z**, para evaluar cuando la distribución candidata a ser utilizada se ajusta adecuadamente a los datos.

La prueba de discordancia **Di**, sirve para identificar estaciones cuyos valores muestrales de los L-momentos difieren significativamente de las otras estaciones de la supuesta región. Esta medida de discordancia es una

herramienta útil en el filtrado inicial de los datos e indica los puntos dentro de la región donde los datos deben ser sometidos a un análisis de calidad más profundo. Se considera que el vector de L-momentos (LCv, LCs, LCK) de una estación determinada constituye un punto en un espacio tridimensional, por lo que un grupo de estaciones, producirá una nube de puntos en este espacio. Cualquier punto que se ubique lejos del centro de gravedad del conjunto de éstos deberá ser considerado como discordante (Álvarez et al., 1999).

Numéricamente la medida de discordancia **Di** se define a partir de un estadístico que se aparta del comportamiento general del resto de estaciones. De acuerdo con Hosking y Wallis (1997), el valor crítico para **Di** en regiones con 15 o más estaciones es igual 3; las estaciones individuales que superen este umbral deben ser sometidas a un minucioso análisis de calidad en busca de las posibles causas que diferencien a éstas del resto del grupo.

La medida de heterogeneidad se utiliza para estimar el grado de coherencia en un grupo de estaciones y evaluar cuando éstas pueden ser tratadas en su conjunto como una región homogénea. En particular, la medida de heterogeneidad **H**, compara la variabilidad de los L-momentos muestrales del grupo de estaciones que conforman la región con la esperada, obtenida a partir del empleo de técnicas de simulación (Álvarez et al., 1999).

El cálculo de **H** implica la estimación de la media y la desviación estándar de (μ_V y σ_V), lo que se logra mediante los experimentos de simulación en los que V_i se determina para cada simulación realizada. El número de simulaciones N_{sim} debe ser seleccionado de forma tal que las estimaciones de μ_V y σ_V resulten fiables. Hosking y Wallis, consideran que un valor de $N_{sim} = 500$ es adecuado para obtener tales resultados. Los citados autores han propuesto que una región compuesta por n estaciones puede ser considerada como “aceptablemente homogénea” si $H < 1$, “posiblemente heterogénea” si, $1 \leq H < 2$, y “definitivamente heterogénea” si $H \geq 2$ (Álvarez et al., 1999).

La prueba de bondad de ajuste, una vez comprobado que la región resulta homogénea, tiene por objetivo constatar objetivamente cuando una distribución determinada se ajusta a los datos aceptablemente; si se dispone de un conjunto de distribuciones candidatas, el objeto es seleccionar aquella que mejor se ajusta. La bondad de ajuste juzgará en qué medida los momentos LCs y LCK de la distribución seleccionada se ajustan bien al promedio regional de LCs y LCK de los datos observados (Álvarez et al., 1999).

Se considera que el ajuste de una determinada distribución es adecuado si el estadístico Z_{DIST} es suficientemente cercano a cero, siendo un valor razonable para este criterio el grado de significación del 90 %, que corresponde a $|Z_{DIST}| \leq 1.64$ (Álvarez et al., 1999).

Escogida la función de distribución adecuada para la región, se estiman los cuantiles asociados a un cierto periodo de retorno. El objetivo de esta etapa es determinar los cuantiles, es decir, los valores de la precipitación anual asociados con un determinado valor de probabilidad de ocurrencia.

02 METODOLOGÍA A EMPLEAR PARA LA OBTENCIÓN DE LOS MAPAS DE CURVAS ISOYETAS

Ante la inexistente metodología para la obtención de mapas de curvas isoyetas en Cuba, las autoras proponen la metodología que se ilustra en la figura 2.1.

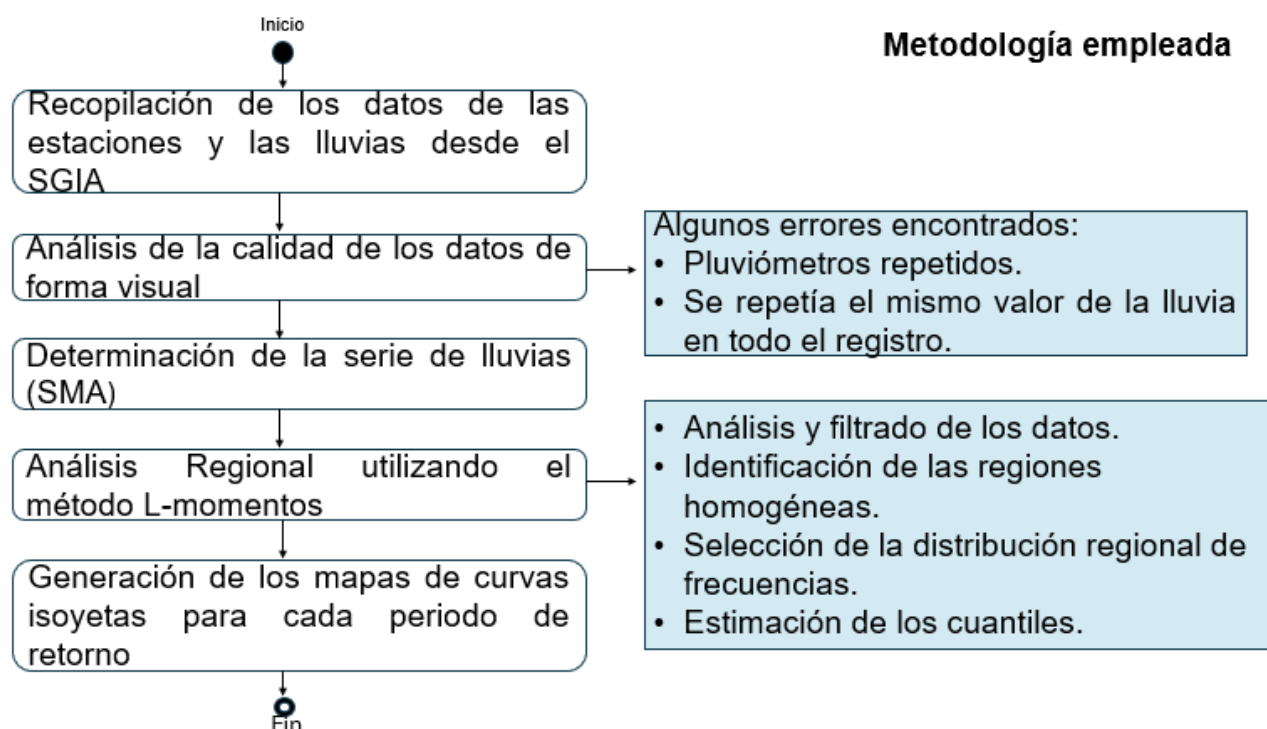


Figura 2.1. Metodología para la obtención de mapas de curvas isoyetas.

2.1. Obtención y preparación de los datos

- Se seleccionó la provincia de Mayabeque como área de estudio, utilizando el Sistema de Gestión Integral del Agua (SGIA), se descargaron los datos de las lluvias en cada pluviómetro y la información de las estaciones.

2.2. Análisis de Frecuencia Regional usando el RStudio y el método de L-momentos

Veranes Casero (2023) en su tesis de diploma implementó una aplicación web, utilizando los paquetes shiny y shinydashboard, que permite realizar las etapas propuestas en la metodología del análisis regional. En su primera versión, la aplicación permite la carga de los datos y su procesamiento.

La aplicación se implementó en un único Script, que contiene tanto la programación de los elementos de interfaz de usuario, como las funciones matemáticas que permiten llevar a cabo el análisis regional. Por tanto, además de shiny, se empleó un conjunto de paquetes.

Una vez cargados los datos en RStudio, aparece una ventana donde se observan los datos de las lluvias y las estaciones, al procesar los datos se obtienen los resultados de los valores de L-momentos.

- n : Longitud muestral que corresponde a la cantidad de años analizados.
- l_1 : Media de cada estación.
- t : L-CV (Coeficiente de variación).
- t_3 : L-asimetría (Coeficiente de asimetría).
- t_4 : L-Kurtosis (Coeficiente de Kurtosis).

Después del análisis anterior se comprueba el cumplimiento de los requisitos para tener en cuenta la medida de discordancia (Di), donde se muestra los rangos máximos del umbral crítico, hay que tener presente que los equipos que excedan el rango máximo del umbral crítico se descartarán (Tabla 2.1).

Con los resultados obtenidos se analizaron los equipos que se encuentran lejanos del centro de gravedad o sitio genérico y por tanto que no cumplen con los requisitos de la medida de discordancia (Di).

Como se trabaja con 42 estaciones, se debe tener en cuenta que el umbral crítico de la medida de discordancia para un grupo de 15 o más estaciones es 3. Por lo tanto, analizando la Tabla 2.1 los equipos que se comportaron como discordantes fueron: **Plu2400272** y **Plu2400416**.

Tabla 2.1. Valores de Di de cada pluviómetro

Pluviómetros	Di	Pluviómetros	Di
Plu2400009	0,08	Plu2400219	0,26
Plu2400016	1,67	Plu2400260	0,09
Plu2400021	0,29	Plu2400266	1,56
Plu2400022	0,85	Plu2400272	3,72
Plu2400034	0,56	Plu2400289	0,18
Plu2400035	0,46	Plu2400291	2,64
Plu2400045	1,95	Plu2400294	0,78
Plu2400055	0,70	Plu2400296	0,68
Plu2400057	0,29	Plu2400297	0,55
Plu2400063	0,47	Plu2400299	1,11
Plu2400089	1,01	Plu2400302	0,45
Plu2400096	0,18	Plu2400303	0,97
Plu2400101	0,41	Plu2400317	1,24
Plu2400104	2,44	Plu2400326	1,34
Plu2400106	1,22	Plu2400347	0,74
Plu2400123	0,60	Plu2400354	1,54
Plu2400126	0,07	Plu2400361	0,37
Plu2400145	1,32	Plu2400412	1,14
Plu2400159	2,31	Plu2400416	3,63
Plu2400177	0,02	Plu2400419	0,41
Plu2400209	1,40	Plu2400420	0,32

2.3. Identificación de las regiones homogéneas

Para la identificación de las regiones homogéneas se trabajará con 2 estaciones menos como se explicó anteriormente: **Plu2400272** y **Plu2400416**, por lo tanto, se hará el análisis de esta etapa con 40 equipos.

Como se descartaron 2 equipos se crea una nueva hoja de Excel que contiene todos los equipos menos los eliminados y se vuelven a cargar en el programa.

Para llevar a cabo la división de los equipos en regiones homogéneas se hace un análisis clúster de las estaciones, definiéndose mediante cuatro variables físicas que se consideran relacionadas con las precipitaciones máximas anuales: precipitación media anual, altitud, latitud y temperatura media anual, este análisis crea regiones atendiendo a la similitud que tenga dichas características físicas (Veranes Casero, 2023).

Para delimitar las regiones homogéneas, la aplicación tiene una sección para crear las regiones que contiene una caja de texto donde se inserta el número de regiones que se desean crear y luego debe accionarse sobre el botón **Crear regiones**. En este caso se decidió que fueran 4 regiones.

Después de formada las regiones se pasa a comprobar para cada una si cumple con la medida de heterogeneidad H. Si tiene un valor menor que 1, la región se considera homogénea, es necesario realizar un estudio del fenómeno, por ejemplo, la influencia de la orografía, puede ser causa de heterogeneidad dentro de una región y es necesario separar las estaciones ubicadas en la zona de sotavento y las de barlovento como dos regiones diferentes (Rodríguez López, 2011).

En caso que alguna región no cumpla los criterios antes mencionados, se pasa a conformar nuevas regiones que cumplan con el criterio de homogeneidad.

En el programa se muestran los resultados de la medida de heterogeneidad para cada región, escogiéndose el valor más pequeño modularmente.

Los valores de la medida de discordancia también se muestran calculados para cada región permitiendo completar el análisis realizado, mostrando qué equipos se pueden descartar de las regiones conformadas, siempre cumpliendo

con que su valor no exceda el umbral crítico de la medida de discordancia, se debe tener en cuenta que para cada región cambia el umbral crítico siempre y cuando varíe el número de equipos en ella.

Al analizar los datos arrojados por el RStudio, se concluye que la selección de las 4 regiones es correcta, pues cumple con los criterios de homogeneidad planteados y las medidas de discordancia. A continuación, se muestra la distribución de los equipos por regiones (Tabla 2.2).

Tabla 2.2. Distribución de los equipos por región

No	Región 1	Región 2	Región 3	Región 4
1	Plu2400009	Plu2400016	Plu2400063	Plu2400123
2	Plu2400021	Plu2400035	Plu2400089	Plu2400126
3	Plu2400022	Plu2400057	Plu2400145	Plu2400159
4	Plu2400034	Plu2400096	Plu2400177	Plu2400209
5	Plu2400045	Plu2400101	Plu2400297	Plu2400303
6	Plu2400055	Plu2400296	Plu2400361	Plu2400317
7	Plu2400104	Plu2400299	Plu2400419	Plu2400354
8	Plu2400106	Plu2400302		
9	Plu2400219	Plu2400326		
10	Plu2400260			
11	Plu2400266			
12	Plu2400289			
13	Plu2400291			
14	Plu2400294			
15	Plu2400347			
16	Plu2400412			
17	Plu2400420			

2.4. Selección de la distribución de mejor ajuste

Definidas las regiones, se procede a determinar la función de distribución de mejor ajuste para cada una de ellas.

Se pasa a valorar, para cada región, el ajuste de las siguientes funciones tripamétricas recomendadas por Hosking y Wallis (1997) por incluir entre sus casos particulares las distribuciones más empleadas en el estudio de variables ambientales:

- Logística Generalizada (GLO).
- General de Valores Extremos (GEV).
- General de Pareto (GPA).
- LogNormal (LN3).
- Pearson tipo III (PE3).

En esta etapa para saber a qué distribución se ajusta cada región se calcula la medida de bondad de ajuste Z_{DIST} , la distribución que tenga el mínimo valor de Z_{DIST} es la de mejor ajuste para cada región (Tabla 2.3).

Tabla 2.3. Distribución de mejor ajuste por región

Región	Distribución de mejor ajuste
1	Pearson tipo III (PE3)
2	Pearson tipo III (PE3)
3	General de Valores Extremos (GEV)
4	Pearson tipo III (PE3)

2.5. Estimación de los cuantiles para cada región y obtención de curvas PDF

Seleccionada la distribución de frecuencia más apropiada para cada región, se procede a definir sus parámetros de estimación de los cuantiles (Tabla 2.4) para los diferentes periodos de retorno y las curvas Precipitación-Duración-Frecuencia PDF para las cuatro regiones, que se presentan en la figura 2.2.

Tabla 2.4. Cuantiles por región

T (años)	Cuantil (Región 1)	Cuantil (Región 2)	Cuantil (Región 3)	Cuantil (Región 4)
2	0,91	0,86	0,85	0,87
5	1,22	1,23	1,27	1,26
10	1,47	1,54	1,61	1,57
20	1,76	1,91	2,03	1,92
50	2,21	2,55	2,74	2,45
100	2,64	3,19	3,43	2,92

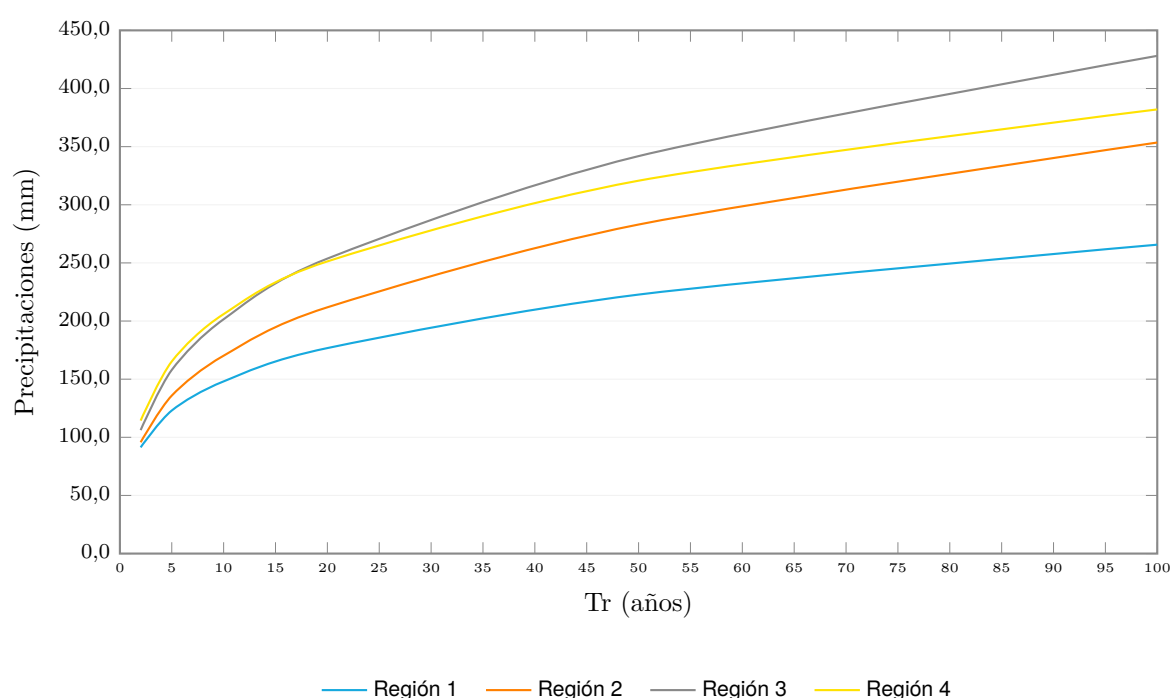


Figura 2.2. Curvas PDF por cada región.

2.6. Obtención de las curvas isoyetas para la provincia Mayabeque

En la actualidad no se justifica la modelación hidrológica sin la utilización de los SIG (sistemas de información geográfica), por las posibilidades que brindan, entre las que se pueden mencionar: la visualización, el análisis y el procesamiento de la información (Rodríguez López, 2011). Para la obtención de las curvas isoyetas, se utilizó el QGIS, software libre para plataformas GNU/LINUX, Mac OS, Microsoft Windows y Android.

Como resultado se obtienen los mapas de curvas isoyetas para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años (figuras 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8).

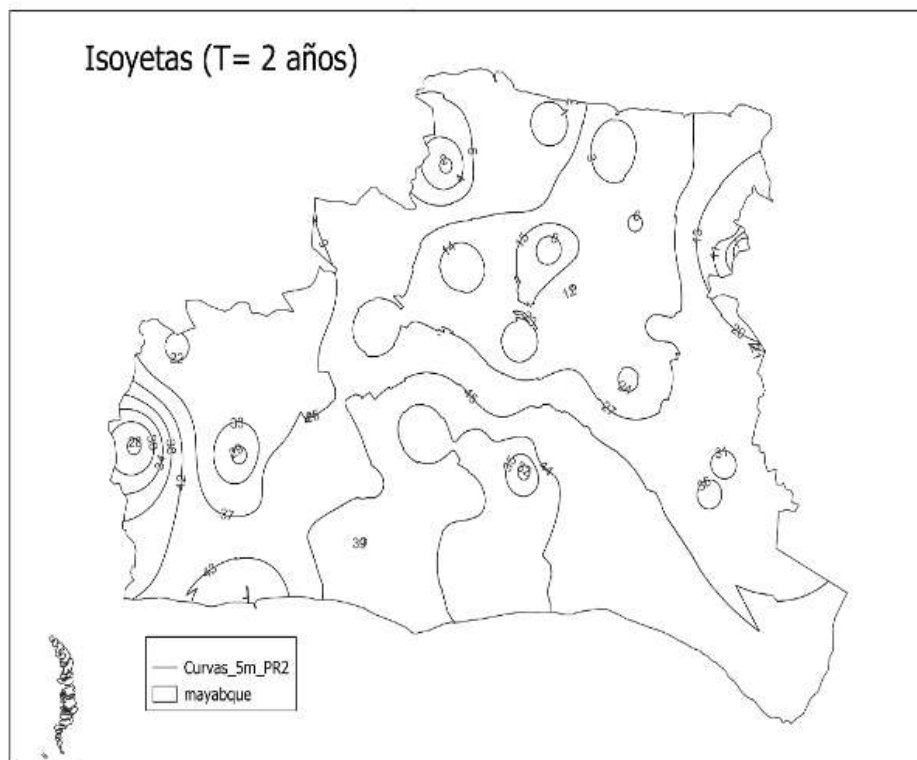


Figura 2.3. Mapa de curvas isoyetas T=2 años para la provincia Mayabeque.

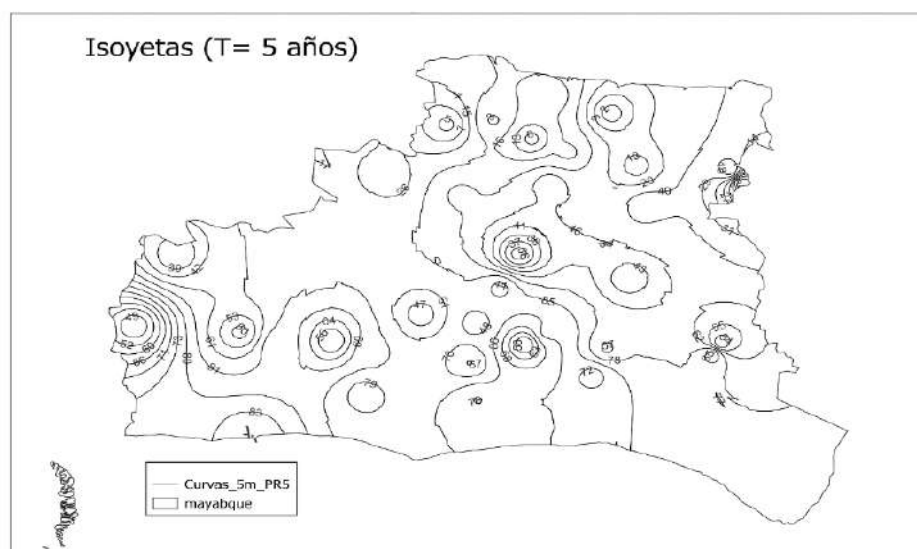


Figura 2.4. Mapa de curvas isoyetas T=5 años para la provincia Mayabeque.

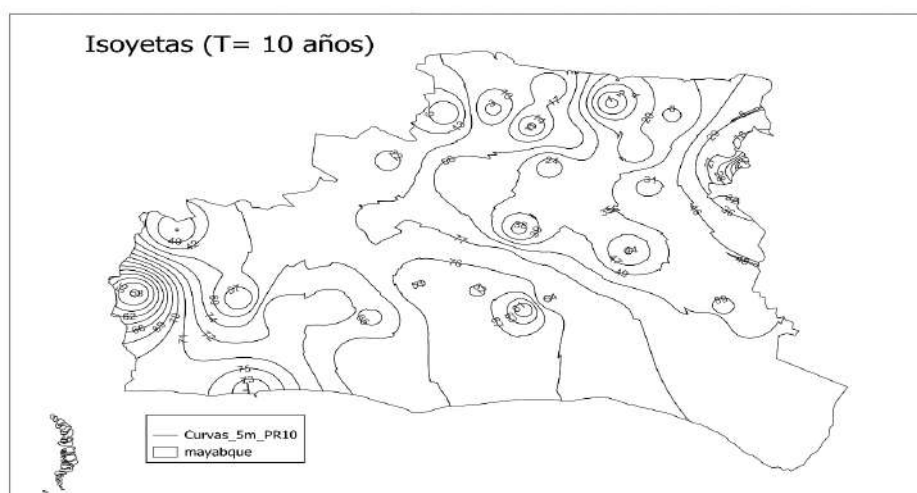


Figura 2.5. Mapa de curvas isoyetas T=10 años para la provincia Mayabeque.

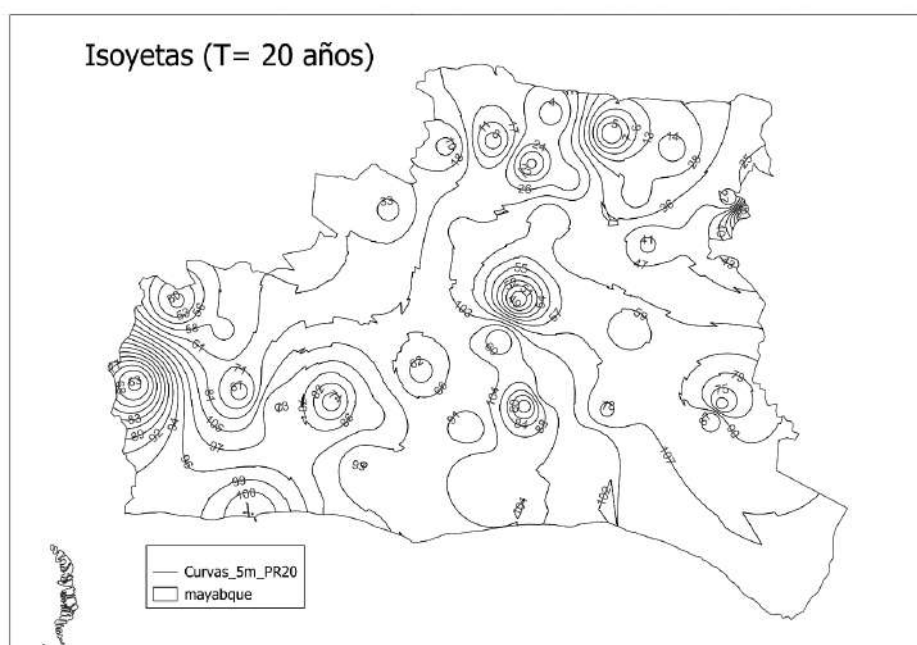


Figura 2.6. Mapa de curvas isoyetas T=20 años para la provincia Mayabeque.

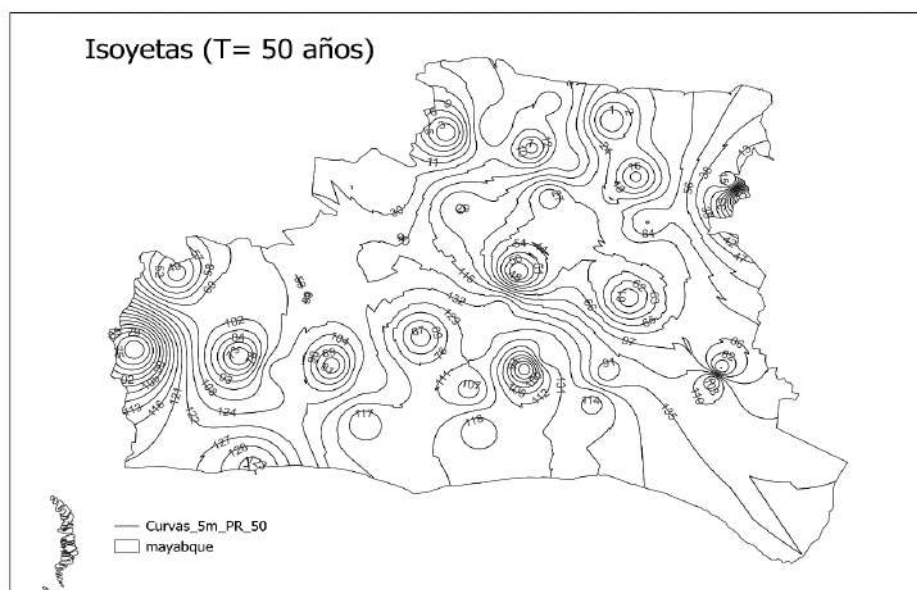


Figura 2.7. Mapa de curvas isoyetas T=50 años para la provincia Mayabeque.

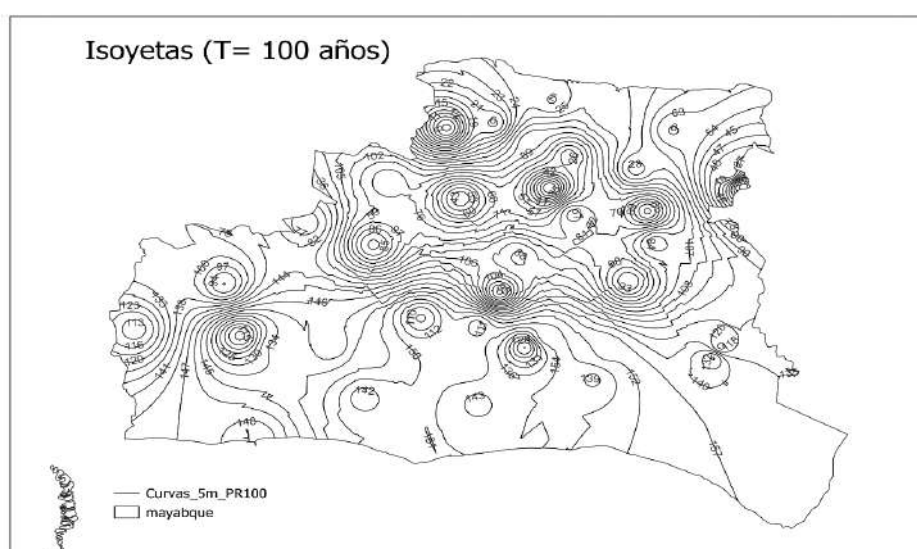


Figura 2.8. Mapa de curvas isoyetas T=100 años para la provincia Mayabeque.

03 CONCLUSIONES

- Se evidenció que la plataforma SGIA es una fuente primaria de datos efectiva, donde se recopilaban 42 registros pluviométricos de la provincia Mayabeque.
- La aplicación del criterio de Campos (1992) para la obtención de máximos anuales resultó esencial para depurar las series de tiempo y asegurar la calidad del dato de entrada para la modelación.
- Se propone y se implementa una metodología basada en RStudio para la creación de mapas de curvas isoyetas, dicha metodología puede ser aplicada a otras provincias del país.
- La combinación del análisis regional que definió 4 regiones y sus respectivas curvas PDF con las herramientas SIG, permitió generar mapas de curvas isoyetas para periodos de retorno de 2 a 100 años.

04 REFERENCIAS

- Álvarez, M., Puertas Agudo, J., Soto, B., & Díaz Fierros, F. (1999). Análisis regional de las precipitaciones máximas en Galicia mediante el método del índice de avenida. *Ingeniería del Agua*, 6(4), 379-386.
- Campos Aranda, D. F. (1992). *Procesos del ciclo Hidrológico*. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- González Spíndola, L., Jorge Pedreira, M. d. C., Martínez Rodríguez, J. B., & Marrero de León, N. (2008). *Hidrología Superficial para ingenieros*.
- Hosking, J. R. M., & Wallis, J. R. (1997). *Regional Frequency Analysis: An Approach Based on L-Moments*. Cambridge University Press.
- Núñez Cobo, J., & Verbist, K. (2010). *Guía metodológica para la aplicación del Análisis Regional de Frecuencia de Sequías basado en L-momentos y resultados de aplicación en América Latina* (inf. téc.). UNESCO – Programa Hidrológico Internacional (PHI). Montevideo, Uruguay.
- Rodríguez López, Y. (2011). *Modelación hidrológica de avenidas. Caso de estudio: Cuenca del río Zaza* [Tesis de doctorado]. Universidad Tecnológica de La Habana «José Antonio Echeverría», Cujae.
- Sunghun, K., Kyungmin, S., Ju-Young, S., & Jun-Haeng, H. (2025). At-Site Versus Regional Frequency Analysis of Sub-Hourly Rainfall for Urban Hydrology Applications During Recent Extreme Events. *Water*, 17(15).
- Veranes Casero, M. R. (2023). *Análisis Regional de series de precipitaciones utilizando el programa R* [Tesis de diploma]. Universidad Tecnológica de La Habana «José Antonio Echeverría», Cujae.

Conflicto de intereses

Las autoras declaran que no existe ningún conflicto de interés.

Contribución de los autores

Laritza de la Torre Mendoza <https://orcid.org/0009-0009-3937-6009>

Yakelin Rodríguez López <https://orcid.org/0000-0001-8802-6843>

Un modelo numérico con MATLAB para simular la autodepuración de un río

David Ernesto Marón DomínguezE-MAIL: dmaron@icb.cujae.edu.cu

Centro de Estudios Matemáticos (CEMAT). Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (Cujae), Cuba.

Dayana Lugones RodríguezE-MAIL: day033125@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas. Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (Cujae), Cuba.

Tania Herrera AchónE-MAIL: tanherreraa@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas. Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (Cujae), Cuba.

Teresita de Jesús Romero LópezE-MAIL: teresitaromerolope@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas. Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (Cujae), Cuba.

RESUMEN

Este trabajo propone un modelo numérico 1D para evaluar la calidad del agua en ríos y canales. Se basa en la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF) a las ecuaciones diferenciales de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y del Oxígeno Disuelto (OD) con régimen permanente. El modelo del MEF fue implementado en MATLAB acoplándose a un algoritmo de optimización para la calibración de los parámetros cinéticos y del coeficiente de dispersión. Se muestra la aplicación a un caso real de un río en Cuba. Su aplicación demuestra la capacidad del modelo para predecir la dinámica de los contaminantes, apoyando la gestión sostenible de recursos hídricos y su implementación facilitará la toma de decisiones ante vertimientos de residuales, contribuyendo a la protección de un río.

PALABRAS CLAVE: *autodepuración, elementos finitos, modelo numérico, ríos*

A numerical model using MATLAB to simulate river self-purification

ABSTRACT

This work proposes a 1D numerical model for evaluating water quality in rivers and canals. It is based on the application of the Finite Element Method (FEM) to the differential equations of Biochemical Oxygen Demand (BOD) and Dissolved Oxygen (DO) under steady-state conditions. The FEM model was implemented in MATLAB, coupled with an optimization algorithm for calibrating the kinetic parameters and the dispersion coefficient. The application is shown to a real case of a river in Cuba. Its application demonstrates the model's ability to predict pollutant dynamics, supporting the sustainable management of water resources. Furthermore, its implementation will facilitate decision-making regarding wastewater discharges, contributing to river protection.

KEYWORDS: *self-purification, finite elements, numerical model, rivers*

01 INTRODUCCIÓN

Los ríos han sido considerados como la principal fuente de disposición de descargas de contaminantes (Pestana, 2016). Claramente, los ríos poseen varios rasgos atractivos como un medio de disposición de aguas residuales: transporte de aguas residuales hacia el océano, dilución y dispersión debido al mezclado rápido, baja sedimentación y resuspensión con extendimiento del sedimento sobre un área grande y condiciones turbulentas que causan una rápida reaireación.

Los modelos de calidad del agua de los ríos, no son más que relaciones entre la velocidad de descarga y la concentración del oxígeno disuelto. De aquí que el tema y estudio de la modelación de la calidad de las aguas superficiales goce de una amplia repercusión y de gran auge en la actualidad (Pestana, 2016). El objetivo de este trabajo es aplicar un modelo numérico de calidad del agua de acuerdo con las características de los ríos o canales, para la simulación del proceso de autodepuración. Esta aplicación incluye la calibración de los parámetros de calidad de agua.

Según Velázquez (2013), los modelos numéricos representan de manera numérica el proceso físico o los cambios cuantitativos del sistema utilizando ecuaciones y algoritmos matemáticos que relacionan parámetros numéricos. Los dos métodos numéricos más utilizados en el campo de las ciencias y de las ingenierías son el Método de las Diferencias Finitas (MDF) y el Método de los Elementos Finitos (MEF). El MEF permite realizar un modelo matemático de cálculo del sistema real, más fácil y económico de modificar que un prototipo; sin embargo, no deja de ser un método aproximado de cálculo debido a las hipótesis básicas del mismo. Su desarrollo ha avanzado junto con la evolución computacional, ya que los ordenadores permiten resolver eficientemente las numerosas ecuaciones que genera (Marón Domínguez, 2001).

1.1. Calibración y validación de los modelos numéricos

La calibración del modelo numérico tiene como objetivo ajustar sus parámetros mediante prueba y error, dentro de rangos válidos, usando datos observados del sistema real. El proceso requiere ejecutar repetidamente el modelo hasta que sus predicciones coincidan con los datos medidos, cumpliendo los criterios establecidos. Esta etapa es necesaria porque, aunque el modelo se base en principios teóricos correctos, sus simplificaciones pueden generar desviaciones de la realidad. Para validar su precisión, pueden emplearse distintos enfoques según las condiciones simuladas (Escobar Verbel, 2021). La validación de los modelos numéricos tiene como objetivo determinar la credibilidad del modelo elaborado en el que se utilizan los parámetros obtenidos de la calibración.

1.2. Modelación de la Calidad del Agua

Los modelos de calidad del agua tienen por finalidad determinar parámetros de calidad como las nuevas concentraciones de contaminantes del cuerpo de agua en cada cuando las condiciones de modificación y el estado inicial son conocidos.

Para que un modelo de calidad de aguas pueda ser aplicado confiablemente, para la predicción de las condiciones de los diversos parámetros, tiene que cumplir, obviamente, con la condición básica de reproducir aceptablemente las condiciones reales. Desde que las aguas residuales contienen un alto valor de DBO, y la concentración de OD es un indicador primario de los sistemas acuáticos, la DBO es ampliamente usada para medir el grado de polución de las aguas (contaminación) y ha sido tradicionalmente el parámetro más importante para la contaminación orgánica.

En la figura 1.1, se muestra de forma simplificada, el proceso de autodepuración de un río (Pestana, 2016).

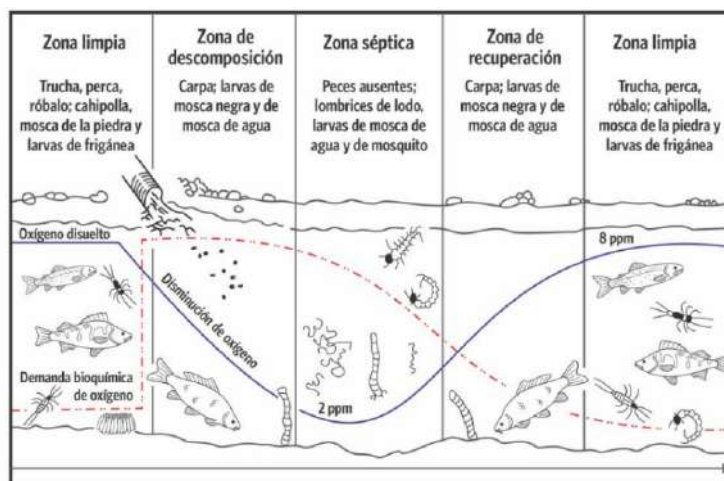


Figura 1.1. Proceso de Autodepuración en un río (Chaparro, 2020).

En la figura anterior se observa la curva «Sag» del OD, cuyo punto crítico depende de factores como carga contaminante, caudal, morfometría y temperatura. En muchos casos, el efecto dispersivo puede ignorarse al analizar la descarga de un contaminante, dependiendo de la relación entre transporte advectivo y dispersivo, que viene dado por el número de Peclet, el cual es un término adimensional que tiene lugar una vez aplicado el análisis dimensional de longitud y concentración que intervienen en estos procesos (Martín-Monerris & Marzal-Doménech, 2010).

1.3. Calidad de las aguas en los ríos cubanos

En Cuba, el aumento de la demanda de agua y su deterioro progresivo exigen que las administraciones implementen nuevas metas en la gestión y control de los recursos naturales. El Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH) y los Consejos de Cuencas Hidrográficas, junto a otros gestores, mantienen redes de monitoreo de la calidad y cantidad del agua, las cuales han sido ampliadas y mejoradas continuamente.

En el año 2019, se realizó un estudio en el río Luyanó, el cual dio a demostrar que según los indicadores de calidad del agua es un cuerpo de agua muy contaminado por materia orgánica, cuyo origen son las numerosas y variadas fuentes de contaminación que llegan al río de forma directa e indirecta. Los valores registrados dan superiores a los fijados por las normas cubanas de calidad del agua, impidiendo que el preciado líquido pueda ser usado como agua potable por la industria alimenticia y actividades relacionadas con la recreación y la pesca.

1.4. Modelo matemático permanente de la DBO y del OD

El régimen impermanente presenta mayor complejidad numérica que el régimen permanente al depender de dos variables (x, t), convirtiendo las ecuaciones gobernantes en un sistema de ecuaciones diferenciales parciales (Marón Domínguez, 2001). Su solución requiere discretización del espacio y del tiempo. Esta mayor complejidad computacional exige esquemas avanzados de simulación hidrodinámica. Aunque en épocas secas pueden aproximarse a un régimen permanente (variaciones temporales mínimas), factores como infiltración o aportes subterráneos introducen siempre cierta variabilidad en el tiempo. Por ello, el flujo permanente en ríos naturales es una idealización útil para la modelación, pero con limitaciones prácticas ante la inherente dinámica hidrológica.

Mientras la carga contaminante no supere la capacidad de resiliencia del río, los mecanismos autodepurativos pueden restaurar el equilibrio. Pero cuando los vertidos son crónicos o excesivos, se requieren darles tratamiento a esas aguas a través de las plantas de tratamiento, control de vertidos, etc. La autodepuración de un río viene modelada matemáticamente por dos ecuaciones en derivadas parciales de segundo orden para el caso de régimen impermanente, describiendo la variación de la concentración de la DBO y la variación de la concentración del OD en el tiempo y en el espacio (Szymkiewicz, 2010). A partir de estas ecuaciones, se procedió a su simplificación para régimen permanente en donde el tiempo es despreciable. Estas ecuaciones se muestran según las expresiones:

$$AU \frac{\partial \text{DBO}}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(AD \frac{\partial \text{DBO}}{\partial x} \right) + AK_1 \text{DBO} = -A W_{dbo} + R_{dbo}(x) \quad (1.1)$$

$$AU \frac{\partial \text{OD}}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(AD \frac{\partial \text{OD}}{\partial x} \right) + AK_2 \text{OD} = AK_2 \text{OD}_{sat} - W_{do} + AK_3 \text{DBO} + R_{od}(x) \quad (1.2)$$

Donde $\text{DBO}(x)$ es la demanda bioquímica de oxígeno (mg/l), $\text{OD}(x)$ es el oxígeno disuelto (mg/l), A es el área mojada de la sección transversal del río (m^2), U es la velocidad del agua (m/día), D es el coeficiente de dispersión ($\text{m}^2/\text{día}$), K_1 es la constante de degradación de la DBO (1/día), K_2 es la constante de reaeración del OD (1/día), K_3 es la velocidad para remover la DBO por sedimentación y adsorción (1/día), OD_{sat} es la concentración de OD en saturación (1/día), W_{dbo} y W_{do} son los términos fuente y/o sumidero de la DBO y del OD respectivamente (mg/l día) y $R_{dbo}(x)$ y $R_{od}(x)$ son los aportes debido a los vertimientos puntuales de DBO y del OD, respectivamente (mg/l). A estas dos ecuaciones se le aplica el MEF para obtener su forma discretizada.

La constante K_1 representa la constante de degradación de la DBO y mide la tasa o velocidad de degradación de la materia orgánica presente en un sistema acuático (Benjumea Hoyos, 2018). La constante K_2 representa la constante de reaeración del OD y es la velocidad a la cual se transfiere a las aguas naturales el oxígeno que está presente en la atmósfera.

El parámetro W representa la tasa neta de remoción de oxígeno asociada a todos los procesos distintos a la oxidación bioquímica, por ejemplo, la respiración de plantas acuáticas y reacciones químicas o los aportes, por ejemplo, la fotosíntesis. Es importante en el proceso de calibración para alcanzar los mejores ajustes de los parámetros la presencia de este coeficiente.

1.5. Modelo Streeter-Phelps

El ingeniero H. W. Streeter y el experto E. B. Phelps estudiaron los procesos de oxidación y reaeración en el río Ohio (EE.UU.) entre 1914 y 1915, usando datos experimentales recopilados por el Servicio de Salud Pública (Streeter & Phelps, 1925). Durante los años 60, versiones más avanzadas del modelo incorporaron factores como fotosíntesis y demanda de oxígeno sedimentario, así como aplicaciones para sistemas múltiples gracias al avance de la computación. El modelo opera en condiciones estacionarias y con dispersión nula, ideal para predecir la evolución del OD a lo largo del cauce de un río. Su simplicidad lo hace aplicable cuando las variaciones diarias de contaminación son mínimas. Estas hipótesis permiten una modelación práctica de la autodepuración en cursos fluviales. Para estas condiciones simplificadas las ecuaciones diferenciales (1.1) y (1.2) pueden resolverse analíticamente y dichas soluciones son las siguientes:

$$\text{DBO}(x) = \text{DBO}_o e^{-\frac{K_1 x}{U}}, \quad \text{OD}(x) = \text{OD}_o + \frac{K_3 \text{DBO}_o}{K_2 - K_1} \left(e^{-\frac{K_2 x}{U}} - e^{-\frac{K_1 x}{U}} \right), \quad K_1 \neq K_2 \quad (1.3)$$

Si ocurre que $K_1 = K_2$ entonces las expresiones (1.3) son otras, pero es muy poco probable que esta situación se cumpla en la realidad. Según se observa en (1.3) el modelo de Streeter-Phelps no tiene en cuenta el coeficiente de dispersión D , pero se puede obtener una solución analítica más general de las ecuaciones diferenciales (1.1) y (1.2) teniendo en cuenta el coeficiente de dispersión D . En el trabajo de Morales Castillo (2025) se muestran las funciones que son las soluciones exactas de las ecuaciones (1.1) y (1.2) para el caso en que el coeficiente de dispersión D no es nulo siendo estas funciones las siguientes:

$$\text{DBO}(x) = \text{DBO}_o e^{m_2 x}, \quad \text{OD}(x) = \text{OD}_o + \frac{K_3 \text{DBO}_o}{D m_2^2 - U m_2 - K_2} (e^{m_2 x} - e^{m_4 x}) \quad (1.4)$$

donde

$$m_2 = \frac{U - \sqrt{U^2 + 4DK_1}}{2D} \quad \text{y} \quad m_4 = \frac{U - \sqrt{U^2 + 4DK_2}}{2D}, \quad m_2 \neq m_4 \quad (1.5)$$

Si ocurre que $m_2 = m_4$ entonces las expresiones (1.4) son otras, pero es muy poco probable que esta situación se cumpla en la realidad.

1.6. Problema inverso para la calibración de los parámetros

En situaciones reales, es común contar con mediciones de DBO y OD en múltiples puntos de un río o canal, pero no conocer, los parámetros clave: K_1 , K_2 y K_3 . Para estimar estos valores, se requiere implementar un algoritmo numérico que combine el MEF con un algoritmo de optimización del asistente matemático MATLAB. Este algoritmo ajusta iterativamente los parámetros hasta que los valores simulados coincidan con las mediciones reales de DBO y de OD. Después de obtener los valores calculados de la DBO_{cal} y del OD_{cal} por el modelo directo se comparan estos con los valores observados de la DBO_{obs} y del OD_{obs} teniendo en cuenta la formula clásica del Error Medio Cuadrático (EMC).

02 COMPROBACIÓN DE LOS ALGORITMOS DE CÁLCULO

Se muestran dos ejemplos de la aplicación del modelo numérico desarrollado en este trabajo. El primer ejemplo no es real y se comparan las soluciones clásicas del Modelo de Streeter-Phelps con las soluciones numéricas del MEF. El segundo ejemplo si es real y utiliza las mediciones que fueron hechas en un trabajo de investigación anterior realizado por Morales Castillo (2025) en el Rio Luyanó, que se encuentra en La Habana, Cuba. En ambos ejemplos el modelo numérico del MEF se acoplo al algoritmo de optimización fmincon del MATLAB para calibrar los 3 parámetros cinéticos del modelo.

2.1. Ejemplo 1. Un río de un solo tramo con dispersión nula (Modelo de Streeter-Phelps)

En este ejemplo no real, se aplica el modelo permanente del MEF aplicado a las ecuaciones diferenciales (1.1) y (1.2), pero con dos diferencias fundamentales que se consideran nulas la dispersión (D) y el termino fuente (W). Esta suposición corresponde exactamente con el modelo clásico de Streeter-Phelps, representado por las soluciones analíticas (1.3).

Se modela un río con flujo conformado por un solo tramo, con un vertido de contaminantes solo al inicio del tramo en aguas arriba, en $x = 0$. El objetivo es comparar la solución numérica que se obtiene del MEF con las soluciones de Streeter-Phelps. A continuación, se presentan los datos de la simulación de este ejemplo.

Datos de la malla de la región: Se asume que el río tiene una longitud de $L = 6$ km y se ha dividido en $N = 100$ subintervalos, con lo cual la malla tiene 101 nodos en total en todo el tramo, y cada subintervalo tiene una longitud de $\Delta x = 60$ m.

Datos del flujo y de la geometría del río: Teóricamente se toma un río poco caudaloso con gasto igual a $q_r = 5$ m³/s. La sección transversal del río es de forma rectangular con los siguientes datos: ancho de fondo $b = 5$ m, el talud es $m = 0$, un coeficiente de fricción de Manning de $n = 0,001$ y una pendiente de fondo de $S_o = 0,0001$. Se utiliza la ecuación de Manning con la cual se obtiene un tirante normal de $H = 0,28$ m, un área mojada de $A = 1,4$ m² y una velocidad del agua de $U = 3,9286$ m/s. Se supone que estos valores se mantienen constante en todo el tramo del río.

Datos del vertimiento: El río recibe un vertimiento de residuales aguas arriba, en $x = 0$. Este vertimiento está caracterizado por tres datos: una $DBO_v = 25$ (mg/L), un $OD_v = 5$ (mg/L) y un gasto o caudal de vertimiento de $q_v = 0,5$ (m³/s) que se corresponde con el 10 % del gasto del río q_r . Se ha asumido que el gasto de vertimiento es mucho menor que el gasto que circula por el río y que no afecta las condiciones del flujo permanente. En la figura 2.1 se muestra una representación de la región de estudio.



Figura 2.1. Esquema de la región de simulación.

Datos de la temperatura: Se ha supuesto una temperatura de 24 °C, la cual se evalúa en la ecuación del ajuste cubico que relaciona la temperatura con el oxígeno disuelto saturado reportado en el trabajo de Morales Castillo (2025) y se obtiene un valor de $OD_{sat} = 8,4337$ mg/L.

Datos de los parámetros a calibrar: Como en este ejemplo no se disponen de mediciones reales de la DBO y del OD, en el río, se asumen conocidos los valores de los 3 parámetros cinéticos que aparecen en (1.3), se evalúan las soluciones del Modelo de Streeter-Phelps dado en (1.3) y se toman dichos resultados como los valores observados de la DBO y del OD en todos los nodos de la malla. Estos valores asumidos son los siguientes: $K_1 = 0,000125$ en (1/seg) que corresponde con 10,8 en (1/día), $K_2 = 0,000005$ en (1/seg) que corresponde con 0,432 en (1/día) y $K_3 = 0,0005$ en (1/seg) que corresponde con 43,2 en (1/día). Estos valores prefijados se muestran en la Tabla 2.1. De los 101 valores observados son seleccionados 21 de ellos que se utilizan en el proceso de calibración para poder evaluar la función objetivo que tiene incorporado el algoritmo de optimización del MATLAB. El objetivo es comprobar si con el algoritmo de calibración se pueden recuperar los valores de los 3 parámetros cinéticos, totalmente o con un cierto grado de aproximación. Las restricciones de cotas que se tomaron para estos 3 parámetros en el algoritmo de optimización fue el intervalo $[0, 0,001]$ en 1/seg.

A continuación, se muestra la Tabla 2.1 con los resultados del proceso de calibración de los 3 parámetros cinéticos, así como también se muestran los valores de los parámetros que fueron prefijados. Posterior a dicha tabla se muestra la gráfica de los valores calculados (*) y los observados (o) de la DBO y del OD.

Tabla 2.1. Parámetros prefijados y parámetros calibrados

Parámetros	Valores prefijados	Valores calibrados
K_1 (1/seg)	0,0015	0,0015001
K_2 (1/seg)	0,0075	0,0074993
K_3 (1/seg)	0,00225	0,0022499

De la Tabla 2.1 se observa que el ajuste es bastante aceptable en este ejemplo, ya que solo se calibran 3 parámetros del modelo. Aunque este ejemplo no es real y no muy complejo pero el algoritmo numérico del MEF acoplado al algoritmo de optimización logra reproducir casi exactamente los valores prefijados de los 3 parámetros cinéticos del modelo lo cual era el objetivo principal en este ejemplo. El valor de la función objetivo para este caso fue $F_{Obj} = 3,569 \times 10^{-5}$ (1/seg). Es decir, que se puede plantear que para este ejemplo la comparación entre el modelo numérico del MEF junto a la calibración y las soluciones (1.3) es aceptable.

En la figura 2.2 se observa también que el ajuste alcanzado entre los valores observados y los valores calculados es bastante aceptable. Es bueno recordar que para el proceso de la calibración se tomaron como valores observados 21 valores de los 101 que hay en total, lo cual representan un 21 % del total de puntos de la malla. Se percibe claramente en la gráfica del OD la forma de la llamada «SAG» o «cuchara» con un punto de mínimo que representa el punto donde comienza a recuperarse el oxígeno en el río. En este ejemplo el valor del punto de mínimo corresponde con la distancia $x = 1031,7$ m. Este se obtiene de forma exacta por la condición necesaria de punto de mínimo de una función real a partir de la función del OD que aparece en (1.3).

2.2. Ejemplo 2. Ejemplo del río Luyanó

Este ejemplo es real y corresponde con la aplicación del modelo numérico del MEF en el río Luyanó el cual se encuentra en la provincia de La Habana, en Cuba. El tramo del río Luyanó estudiado es el segmento que se encuentra comprendido entre el Puente de la Viga hasta la confluencia del arroyo Pastrana, en la provincia de La Habana. Haciendo uso de los datos y mediciones obtenidas en un estudio realizado anteriormente se pudo realizar con cierto grado de aproximación, la simulación realizada en este trabajo, lo cual fue reportado en el trabajo de Morales Castillo (2025). A continuación, se muestran los datos necesarios para este ejemplo.

Datos de la malla de la región: El río tiene $L = 1,766$ km de longitud, el cual está dividido en $N = 7$ subintervalos, por lo tanto, la malla de la región tiene 8 nodos. La malla no es una malla uniforme, es decir, la longitud de los subintervalos no es constante para todos los subintervalos.

Datos del vertimiento: Según la información que se pudo obtener del documento digital, en el río se identi-

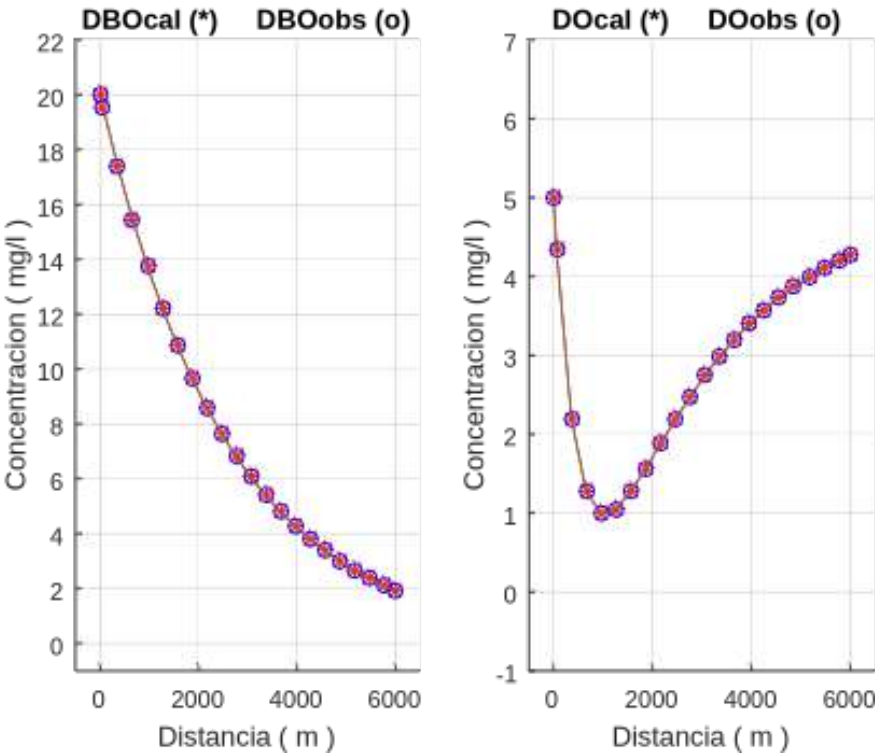


Figura 2.2. Gráficas de la DBO y del OD.

Tabla 2.2. Parámetros físicos y geométricos del río Luyanó (Morales Castillo, 2025)

Tramo	No	Estación/Tributario	km	q (m ³ /s)	A (m ²)	U (m/s)	b	H
1	E1	Traspatio de la Escuela	0	0,32	1,83	0,17	4,17	0,44
	T1	Arroyo Luyanó	0,084	0,45	1,08	0,31	3,0	0,36
2	E2	Puente Calle Fé	0,245	0,45	1,897	0,24	5,27	0,36
	E3	Puente Calle Mayor	0,703	0,45	2,055	0,22	5,27	0,39
	E4	Puente Calzada de Luyanó	1,286	0,45	1,743	0,26	5,81	0,3
	E5	Puente Calle López	1,766	0,53	2,092	0,25	5,81	0,36
3	T2	Colector Marginal	1,292	0,53	0,594	0,89	1,8	0,33
	E5	Puente Calle López	1,766	0,53	2,092	0,25	5,81	0,36

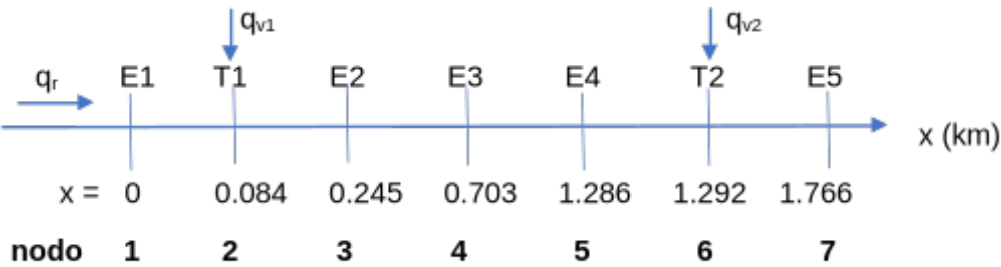


Figura 2.3. Esquema de la región de simulación de este ejemplo.

Tabla 2.3. Valores de la DBO y del OD del río Luyanó (Morales Castillo, 2025)

Tramo	No	Estación/Tributario	T (°C)	OD (mg/L)	DBO (mg/L)
1	E1	Traspatio de la Escuela	26,47	3,22	10,23
2	T1	Arroyo Luyanó	26,63	2,18	17,73
	E2	Puente Calle Fé	25,23	2,52	11,23
	E3	Puente Calle Mayor	24,67	2,18	14,03
	E4	Puente Calzada de Luyanó	25,57	1,71	15,23
3	T2	Colector Marginal	25,83	2,68	32,57
	E5	Puente Calle López	25,33	2,32	16,83

ficaron dos fuentes puntuales significativas: el arroyo Luyanó que confluye con el río Hondo en el km 0,084 y el Colector Marginal que recolecta las aguas residuales albañales del Reparto Juanelo y descarga sus aguas en el km 1,292, vendrían siendo estos puntos, los nodos 2 y 6 respectivamente, ver figura 2.3.

Datos del flujo y de la geometría del río: Debido a que en cada tramo del segmento del río el gasto que circula depende del gasto del río más la entrada del vertimiento, por lo que el gasto es variable, entonces se obtienen valores distintos de la velocidad y del área de la sección transversal de cada tramo según la ecuación de continuidad.

Datos de la temperatura: En la Tabla 2.3 se muestran los valores de la temperatura de cada tramo del segmento del río en estudio. Con estos valores de temperatura se evaluó la expresión del ajuste cubico que relaciona temperatura (T) con oxígeno disuelto saturado (OD_{sat}) que se da en el trabajo reportado por Morales Castillo (2025). Este ajuste cubico ya está incorporado en el algoritmo numérico del MEF implementado en el asistente MATLAB.

Datos de los parámetros a calibrar: En este ejemplo real no se disponen de los valores de los parámetros cinéticos y del coeficiente de dispersión, por lo tanto, se debe de esperar obtener, del resultado de la calibración, los valores de estos coeficientes. En un trabajo de investigación anterior desarrollado por Morales Castillo (2025) se consideró que la ecuación diferencial (1.1) de la DBO no tenía termino fuente y/o sumidero (W). En este trabajo se ha considerado incorporar un término fuente W a la ecuación diferencial (1.1) debido a que se demuestra la importancia de la presencia de este término para la calibración de los parámetros del modelo numérico. Estos dos términos simulan las entradas y/o salidas de la DBO y del OD a lo largo de cada subintervalo de la malla del río, lo cual tiene sentido físico real desde el punto de vista práctico. Estos dos términos fuentes son denotados en este trabajo como W_{dbo} y W_{do} .

En este ejemplo no se conocen los valores de los 3 parámetros cinéticos, K_1 , K_2 y K_3 , de los 2 coeficientes de dispersión D_{dbo} y D_{do} y de los 2 términos fuentes y/o sumideros W_{dbo} y W_{do} . Por lo tanto, estos son los 7 parámetros que hay que calibrar para cada subintervalo de la malla a partir de las mediciones de la DBO y del OD en dichos puntos. Se toman como observados o conocidos los valores de DBO y OD, además de los parámetros hidráulicos que se muestran en la Tabla 2.2 y en la Tabla 2.3. En la Tabla 2.4 se muestran los valores calibrados de los 3 parámetros cinéticos y en la Tabla 2.5 se muestran los valores calibrados de los 2 parámetros de dispersión y de los 2 parámetros fuentes. En la figura 2.4 se muestran los valores observados y los calibrados en las gráficas de la DBO y del OD.

Tabla 2.4. Resultados de la calibración de K_1 , K_2 y K_3

Parámetros	Tramo 1 (intervalo 1)	Tramo 2 (intervalos 2,3,4,5)	Tramo 3 (intervalo 6)
K_1 (1/día)	43,2	42,01	43,2
K_2 (1/día)	43,2	43,75	43,2
K_3 (1/día)	43,2	41,31	43,2
K_y (adim)	1	0,98334	1

En la Tabla 2.4 se observa que los valores obtenidos de la calibración de los 3 parámetros cinéticos son iguales

Tabla 2.5. Resultados de la calibración de D y W

Coeficiente	1	2	3	4	5	6
D_{dbo} (m^2/seg)	10	10,016	10,008	10	10,004	10
D_{do} (m^2/seg)	10	10,005	10,002	10	10,01	10
W_{dbo} (mg/L seg)	0	-0,04	$-8,35 \times 10^{-4}$	0,036	$2,57 \times 10^{-4}$	0
W_{do} (mg/L seg)	0	-0,014	$-1,82 \times 10^{-4}$	$-8,6 \times 10^{-4}$	$-4,24 \times 10^{-4}$	0

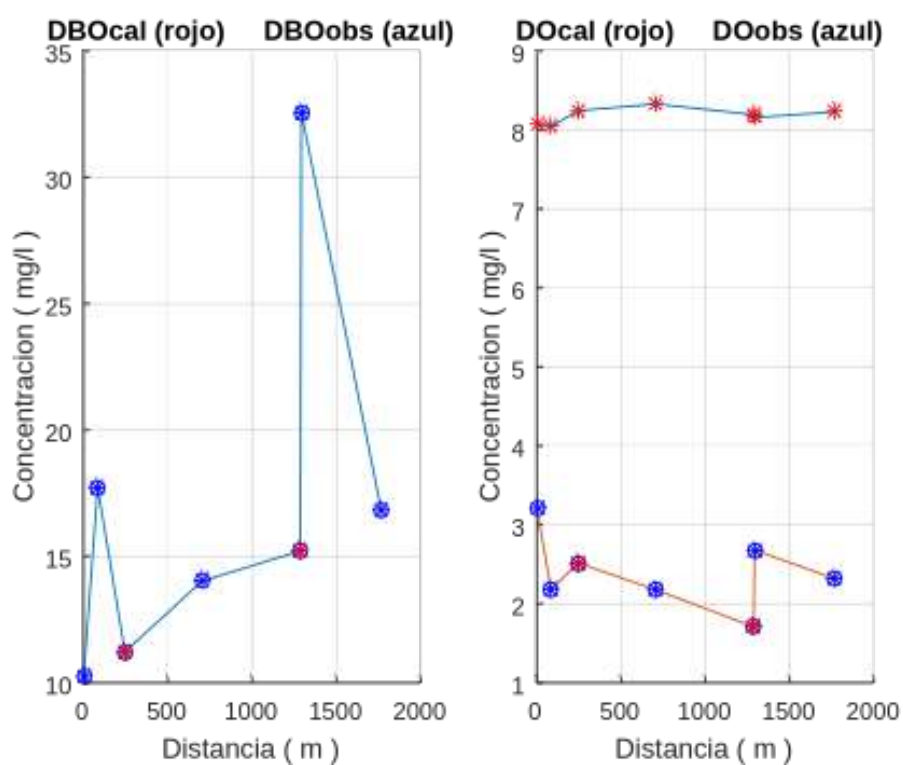


Figura 2.4. Resultados gráficos de la DBO y del OD.

en el primer y último subintervalo y las diferencias están en los 4 subintervalos del tramo 2 que incluye los subintervalos 2, 3, 4 y 5. Para estos 3 parámetros cinéticos las restricciones de cotas fue el intervalo $[0, 0,001]$ en $(1/\text{seg})$ y los resultados se muestran en la Tabla 2.4 en $(1/\text{día})$. El resultado de la última fila de dicha tabla corresponde con el coeficiente K_y que no se calibra, sino que es la división de K_3 entre K_1 y además representa el rendimiento del oxígeno, es decir, los litros de oxígeno que hacen falta para degradar 1 litro de la DBO.

Posteriormente se efectuaron otras corridas convirtiendo el tramo 2 en 4 subintervalos y los resultados fueron satisfactorios y similares a los obtenidos. También se efectuó una corrida considerando cada parámetro cinético, K_1 , K_2 y K_3 , constante en todos los 6 intervalos de la región obteniéndose los valores: $K_1 = 36,1$ $(1/\text{día})$, $K_2 = 43,2$ $(1/\text{día})$ y $K_3 = 36,6$ $(1/\text{día})$, donde en este caso particular el valor de la función objetivo fue $F_{Obj} = 6,2 \times 10^{-6}$ (mg/l) . Este resultado es muy importante ya que reduce el número total de los parámetros a calibrar en el algoritmo de optimización.

En las dos primeras filas de la Tabla 2.5 se observa que los valores calibrados de los 2 coeficientes de dispersión, de las ecuaciones (1.1) y (1.2), prácticamente son iguales y además muy próximos al valor de $10 \text{ m}^2/\text{seg}$. Esto hace pensar que para este ejemplo el coeficiente de dispersión es uno solo en ambas ecuaciones. Para ambos coeficientes de dispersión las restricciones de cotas fue el intervalo $[0, 20]$ en m^2/seg . Esto sugirió efectuar otras corridas considerando fijo los coeficientes de dispersión al valor $D_{dbo} = D_{do} = 10 \text{ m}^2/\text{seg}$ en ambas ecuaciones y los resultados fueron satisfactorios y muy similares a los obtenidos. Este resultado es muy importante también ya que reduce el número total de los parámetros a calibrar en el algoritmo de optimización.

En las dos últimas filas de la Tabla 2.5 se observa que los valores de los parámetros fuentes y/o sumideros son bastantes pequeños y en algunos casos son nulos. Para los términos fuentes las restricciones de cotas fue el intervalo $[-10, 10]$ en (mg/l seg) . Esto sugirió efectuar otras corridas considerando fijo el valor de los términos fuentes a los valores $W_{dbo} = W_{do} = 0$ en ambas ecuaciones, pero los resultados no fueron satisfactorios. Esto demuestra la importancia de considerar la presencia de los dos términos fuentes, W_{dbo} y W_{do} , en las dos ecuaciones diferenciales (1.1) y (1.2). Por otro lado, es importante también puntualizar que esto nos dice que los dos términos fuentes no se pueden considerar iguales, en ambas ecuaciones, ni tampoco constantes en toda la malla como ocurrió con los dos coeficientes de dispersión.

De la calibración se obtuvo que el valor de la función objetivo fue de $F_{Obj} = 6,5 \times 10^{-6}$ (mg/L) y los Máximos Errores Absolutos de ambas variables incógnitas fueron $\text{MaxErrAbs}_{DBO} = 1,3 \times 10^{-5}$ (mg/L) y $\text{MaxErrAbs}_{OD} = 3,8 \times 10^{-6}$ (mg/L) . Estos resultados demuestran que el ajuste debido a la calibración fue satisfactorio. Es bueno recordar que solo se tomaron dos nodos para el proceso de la calibración, que son los nodos 2 y 6, lo cual señala que aun con pocos puntos de mediciones es posible poder calibrar los parámetros y obtener un buen ajuste.

Las aproximaciones demuestran que las gráficas son capaces de representar de forma satisfactoria el mismo comportamiento que ocurre en la realidad. La línea roja que aparece en la gráfica del OD representa el comportamiento del oxígeno disuelto saturado OD_{sat} conforme a la variación de las temperaturas según los subintervalos de la malla. El valor de la función objetivo fue de $F_{Obj} = 7,4552 \times 10^{-6}$ (mg/L) , lo que conlleva a decir que el algoritmo ha convergido a una solución óptima.

03 CONCLUSIONES

- El modelo numérico del MEF confeccionado demostró ser aplicable en ríos o canales con régimen permanente con o sin variación espacial de los distintos parámetros o coeficientes hidráulicos que intervienen, con múltiples tramos y con variaciones hidráulicas: caudal, velocidad, geometría y vertimientos. Permitió incorporar la dispersión (D) y el termino fuente y/o sumidero (W) para representar las situaciones más reales de la práctica.
- Mediante el acoplamiento del MEF con un algoritmo de optimización en MATLAB como el fmincon, se logró calibrar parámetros del modelo incluso con datos limitados, como en el ejemplo real del río Luyanó.
- La aplicación del modelo a un ejemplo real, evidenció su capacidad para ajustarse a datos observados o medidos en el terreno. Los resultados mostraron una correlación satisfactoria entre los valores simulados y los medidos, validando la utilidad del modelo para predecir la evolución de la DBO y el OD en cuerpos

de agua superficiales.

04 RECOMENDACIONES

- Extender la aplicación del modelo numérico desarrollado a muchos más ríos de Cuba y así predecir las posibles afectaciones en los ríos, consecuencia de los vertimientos de contaminantes que afectan la calidad de estos.
- Se recomienda desarrollar una versión del modelo que considere variaciones temporales en régimen impermanente en dependencia de las campañas de mediciones.

05 REFERENCIAS

- Benjumea Hoyos, C. A.** (2018). Determinación de coeficientes de degradación de materia orgánica en el río Negro (municipio de Rionegro, Colombia). *Revista Bionatura*, 3(1), 10. <https://doi.org/10.21931/RB/2018.03.01.10>
- Chaparro, E.** (2020). *Determinación de la capacidad de autodepuración de un tramo del río Tunjuelo respecto al pH y la Demanda Biológica (DBO)* [Trabajo de grado].
- Escobar Verbel, M.** (2021). *Modelación Hidrodinámica y de la Calidad del Agua para evaluar la capacidad de asimilación de vertimientos del río Sinú* [Trabajo de grado]. Universidad de Córdoba, Facultad de Ingenierías, Ingeniería Ambiental.
- Marón Domínguez, D. E.** (2001). *Aplicación del M.E.F. y del M.D.F. en modelos de flujo y de transporte de contaminantes con densidad constante o variable en medios porosos saturados* [Tesis doctoral]. Instituto Superior Politécnico “José Antonio Echeverría”.
- Martín-Monerris, M., & Marzal-Doménech, P.** (2010). *Modelación de la calidad del agua*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Morales Castillo, M. d. C.** (2025). Calibración con MATLAB de un modelo numérico de la depuración natural de ríos [Publicación continua]. *Revista de Ciencias Químicas del CENIC*, 56, 135-146.
- Pestana, A. J.** (2016). *Propuesta de Análisis de un modelo matemático para la determinación de la calidad del agua de las aguas superficiales*.
- Streeter, H. W., & Phelps, E. B.** (1925). A study of the pollution and natural purification of the Ohio river. *Public Health Bulletin*.
- Szymkiewicz, R.** (2010). *Numerical Modeling in Open Channel Hydraulics*. Springer.
- Velázquez, R. M.** (2013). *Modelos Matemáticos de Calidad del Agua en Lagos y Embalses*. División de Ingenierías Civil y Geomática.

Conflicto de intereses

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

Contribución de los autores

David Ernesto Marón Domínguez <https://orcid.org/0000-0003-4198-9962>

Participó en el diseño de la investigación, análisis de los resultados, en las contribuciones de la interpretación de los datos y también participó en la revisión del documento.

Dayana Lugones Rodríguez <https://orcid.org/0009-0001-7716-9707>

Organizó tablas, gráficos y también participó en la revisión del documento.

Tania Herrera Achón <https://orcid.org/0000-0003-1483-9221>

Realizó la revisión final del documento, y en la organización de las referencias bibliográficas.

Teresita de Jesús Romero López <https://orcid.org/0000-0001-9572-8333>

Participó en el análisis de los resultados y en las contribuciones de la interpretación de los datos.

Propuesta de modificación del flujo tecnológico de una planta de tratamiento mediante humedales artificiales para el tratamiento integral de aguas residuales y lodos sépticos

Ana Marlen Hernández RiveraE-MAIL: anamarlen594@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH). Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE)

Carolina Medina LosadaE-MAIL: carolinamedinalosada@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH). Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE)

Dariel González RodríguezE-MAIL: d.glezrguez99@gmail.com

Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de La Habana

Luis Alberto Rivero CárdenasE-MAIL: lriveroc89@gmail.com

Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de La Habana

Luis F. Córdova LópezE-MAIL: cordova@tesla.cujae.edu.cu

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH). Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE)

RESUMEN

La gestión deficiente de lodos provenientes de fosas sépticas incrementa la carga contaminante en los sistemas de alcantarillado y disminuye la eficiencia operativa de las plantas de tratamiento. El presente estudio plantea la modificación del flujo tecnológico de una planta de tratamiento, incorporando humedales artificiales para el procesamiento de lodos y humedales de flujo vertical en la línea de agua. Se efectuó un diagnóstico del sistema actual y se diseñó un nuevo esquema tecnológico que posibilita el tratamiento simultáneo de aguas residuales y lodos, priorizando la utilización de infraestructura disponible y reduciendo el consumo energético. El dimensionamiento preliminar incluyó cálculos de áreas, espesores de medio granular y tasas de aplicación de lodos. Los resultados demuestran que la propuesta es técnicamente factible, económicamente ventajosa y ambientalmente sostenible, mejorando la eficiencia global del sistema y disminuyendo el impacto sobre el cuerpo receptor.

PALABRAS CLAVE: *aguas residuales, flujo tecnológico, humedales artificiales, sostenibilidad, tratamiento de lodos*

Proposal for modification of the technological flow of a treatment plant using artificial wetlands for the comprehensive treatment of wastewater and septic sludge



23-05-2026 RECIBIDO

APROBADO 11-07-2026

Este es un artículo publicado en acceso abierto bajo una licencia [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

ABSTRACT

Inadequate management of sludge derived from septic tanks increases the pollutant load in sewerage systems and reduces the operational efficiency of existing treatment plants. This study proposes the modification of the technological flow of a treatment plant by incorporating constructed wetlands for sludge processing and vertical-flow wetlands for the water line. A diagnostic assessment of the current system was conducted, followed by the design of a new technological scheme that enables the simultaneous treatment of wastewater and sludge, prioritizing the use of available infrastructure and minimizing energy consumption. The preliminary sizing included calculations of surface areas, granular media thicknesses, and sludge application rates. The results demonstrate that the proposal is technically feasible, economically advantageous, and environmentally sustainable, enhancing the overall efficiency of the system and mitigating the impact on the receiving body.

KEYWORDS: *constructed wetlands, sustainability, technological flow, wastewater, sludge treatment*

01 INTRODUCCIÓN

El desarrollo sostenible exige garantizar el acceso a un saneamiento adecuado y equitativo, así como promover la mejora de la calidad, la protección y la restauración de los ecosistemas hídricos. No obstante, se estima que aproximadamente el 80 % de las aguas residuales generadas a nivel mundial retornan a la naturaleza sin tratamiento, lo que genera implicaciones críticas para la salud pública y el medio ambiente (González Rodríguez, 2023).

La implementación de técnicas de gestión de aguas residuales, desde su recolección hasta su disposición final en el medio receptor, constituye una alternativa viable para atender las necesidades básicas de saneamiento en comunidades vulnerables. Dicho enfoque debe priorizar el aprovechamiento de la infraestructura existente, la optimización de la superficie disponible y la reducción del consumo de energía eléctrica (Bayas Jiménez, 2018). En las últimas décadas, los humedales artificiales han adquirido relevancia como sistemas de depuración extensivos, debido a sus ventajas frente a tecnologías convencionales: consumo energético nulo, menores costos de inversión, baja demanda de personal operativo y mínima frecuencia de generación de lodos (Agudo Llorens, 2021).

Los humedales destinados al tratamiento de lodos tienen como objetivo incrementar la concentración de sólidos totales, reducir el volumen de lodos y estabilizar la fracción biodegradable de la materia orgánica (Poveda Quintana, 2021).

Estos procesos se logran mediante operaciones de espesamiento y deshidratación, facilitadas por mecanismos de evapotranspiración y percolación (Werther & Ogada, 1998).

La tecnología de humedales aplicada al tratamiento de lodos se utiliza en diversas regiones del mundo como complemento a los procesos convencionales de tratamiento de aguas residuales, consolidándose como una alternativa sostenible y eficiente (Caselles-Osorio et al., 2007).

El objetivo del trabajo presentado es proponer una modificación en la planta de tratamiento de aguas residuales existente en la Comunidad Sierra Maestra en el municipio Boyeros de la provincia de La Habana mediante la modificación de los actuales humedales artificiales de flujo horizontal subsuperficial, por la aplicación de humedales artificiales de flujo vertical saturados/no saturados. La realización de esta modificación permite reducir de 6 humedales de flujo horizontal a 2 de flujo vertical. En los 4 restantes se realiza el rediseño de los mismos para el tratamiento de los lodos provenientes de los carros limpia fosas.

La propuesta realizada constituye un elemento novedoso ya que se aplican los últimos conocimientos a nivel internacional para el dimensionamiento de humedales verticales de tipo saturados/no saturados, lo que permitirá la remoción de los nitratos en la zona saturada, o zona anóxica; esto mejora la calidad del efluente, así como protege del proceso de eutroficación debido al proceso de desnitrificación antes mencionado.

02 MÉTODOS

A continuación, se describe de manera detallada la zona de estudio, el proyecto actualmente ejecutado y la metodología propuesta para modificar el flujo tecnológico de la planta de tratamiento mediante la incorporación de humedales artificiales de flujo vertical, tanto saturados como no saturados, así como humedales destinados al tratamiento de lodos. El área de estudio se localiza en la Comunidad Sierra Maestra, municipio Boyeros, en Ciudad de La Habana, a 1,5 km al este del poblado Santiago de Las Vegas (Valdés, 2006). Las condiciones físico-geográficas del área de estudio corresponden a un relieve suave, lo que facilita la implementación de sistemas de tratamiento extensivos y de bajo impacto ambiental (Valdés, 2006).

2.1. Estructura actual de la planta

La planta de tratamiento actualmente está conformada por una serie de unidades operativas que corresponden a cada etapa del proceso de depuración, las cuales se describen a continuación. **Pretratamiento:** el objetivo de esta fase es la separación de sólidos de gran tamaño presentes en el agua residual (Silva Tipantasig, 2019). **Tratamiento secundario:** el tratamiento secundario tiene como finalidad la eliminación de la mayor parte de la materia orgánica biodegradable, mediante procesos de carácter biológico; esta etapa se compone de un tanque Imhoff seguido de lechos de secado (Hernández Crespo & Martín Monerris, 2023). Posteriormente, el sistema incorpora humedales de flujo subsuperficial horizontal, los cuales complementan el proceso biológico.

2.2. Datos generales del proyecto actual

El estudio realizado para la planta de tratamiento arrojó los siguientes parámetros de diseño y operación: población atendida = 1000 habitantes; carga de $\text{DBO}_5 = 45 \text{ g DBO}_5/(\text{habitante} \cdot \text{día})$; caudal medio ($Q_{\text{medio}} = 1,45 \text{ L/s}$; concentración media de $\text{DBO}_5 = 360 \text{ mg/L}$; concentración media de S.S. = 400 mg/L ; dotación normativa según NC 973:2013 = $155 \text{ L}/(\text{habitante} \cdot \text{día})$ para 1000 habitantes (Oficina Nacional de Normalización, 2013).

El caudal de agua a tratar se calculó mediante la siguiente expresión:

$$Q = \text{Población} \times \text{Dot} \times \text{APSA} \quad (2.1)$$

$$Q = 1000 \times 0,155 \times 0,8 = 124 \text{ m}^3/\text{día}$$

2.3. Muestreos realizados

La empresa provincial Aguas de La Habana realizó muestreos mensuales en la planta de tratamiento «Sierra Maestra» con el objetivo de evaluar el comportamiento de las concentraciones de contaminantes en el afluente. Los parámetros analizados fueron: DBO_5 (Demanda Bioquímica de Oxígeno a 5 días), indicador que mide la cantidad de materia orgánica biodegradable presente en el agua residual; DQO (Demanda Química de Oxígeno), parámetro que cuantifica la materia orgánica y algunos compuestos inorgánicos oxidables; SST (Sólidos Suspendedos Totales), que representan las partículas en suspensión que afectan la calidad del agua; y NTK (Nitrógeno Total Kjeldahl), que determina la concentración de nitrógeno orgánico y amoniacal en el afluente.

Los resultados obtenidos para estos parámetros, según los muestreos realizados, se exponen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Parámetros de entrada

Parámetro	Valor (mg/l)
DBO_5	145
DQO	361
SST	55,7
NTK	45,66

2.4. Metodología para el diseño y dimensionamiento de humedales verticales franceses

A continuación, se presentan los métodos y recomendaciones utilizados para diseñar y dimensionar humedales artificiales verticales franceses, la cual es la alternativa a desarrollar para lograr los objetivos antes mencionados.

Determinación de área

Para la determinación del área de los humedales artificiales se emplean diversos métodos, entre ellos la regla general y el método de cargas aplicadas. Este último se describe a continuación.

$$As_{DBO_5} = \frac{C_{DBO_5} \cdot Q}{\text{Carga de diseño}} \quad (2.2)$$

Donde: As_{DBO_5} es el área superficial requerida según la concentración de DBO_5 ; C_{DBO_5} es la concentración de DBO_5 ; y Q es el caudal.

$$As_{DQO} = \frac{C_{DQO} \cdot Q}{\text{Carga de diseño}} \quad (2.3)$$

Donde: As_{DQO} es el área superficial requerida según la concentración de DQO; C_{DQO} es la concentración de DQO; y Q es el caudal.

$$As_{SST} = \frac{C_{SST} \cdot Q}{\text{Carga de diseño}} \quad (2.4)$$

Donde: As_{SST} es el área superficial requerida según la concentración de SST; C_{SST} es la concentración de SST; y Q es el caudal.

$$As_{NTK} = \frac{C_{NTK} \cdot Q}{\text{Carga de diseño}} \quad (2.5)$$

Donde: As_{NTK} es el área superficial requerida según la concentración de NTK; C_{NTK} es la concentración de NTK; y Q es el caudal.

Comprobación de área mediante carga hidráulica

La verificación del área de los humedales verticales franceses se realiza a través de la relación entre el caudal y el área superficial disponible para cada parámetro de diseño. Las expresiones se plantean de la siguiente manera:

$$\text{Según } DBO_5 = \frac{Q}{As_{DBO_5}} \quad (2.6)$$

$$\text{Según } DQO = \frac{Q}{As_{DQO}} \quad (2.7)$$

$$\text{Según } SST = \frac{Q}{As_{SST}} \quad (2.8)$$

$$\text{Según } NTK = \frac{Q}{As_{NTK}} \quad (2.9)$$

Recomendaciones de diseño

Según IWA (2017), en la Tabla 2.2 se presentan las recomendaciones de diseño para los humedales de flujo vertical francés, tanto saturados como no saturados, en relación con las cargas máximas de diseño y los porcentajes de remoción. Los valores se expresan por metro cuadrado de cama o celda en funcionamiento, bajo condiciones de clima seco.

Tabla 2.2. Cargas máximas de diseño para el diseño clásico de humedales de FV tipo francés en condiciones de clima seco. Los valores dados son por metro cuadrado de cama o celda en funcionamiento

Etapa de tratamiento	HLR ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$)	DQO ($\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$)	DBO ₅ ($\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$)	SST ($\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$)	NTK ($\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$)
Primera etapa	0,37	350	150	150	30
Eliminación	—	$0,80 \times M_i$	$0,90 \times M_i$	$0,90 \times M_i$	$1,1128 \times M_i^{0,8126}$

Régimen de alimentación

El volumen por lote corresponde a la cantidad de agua residual que ingresa a la celda en cada ciclo de alimentación. Este parámetro depende del área de la celda y de la altura de la capa líquida seleccionada, y es clave para definir la frecuencia y duración de los pulsos de operación. La capa líquida se refiere al espesor de agua que se acumula sobre la superficie del medio filtrante, el cual influye directamente en la distribución hidráulica y en la capacidad de depuración del sistema; esta debe mantenerse entre 2 y 5 cm, rango que permite soportar episodios de lluvias sin comprometer la estabilidad hidráulica.

Cálculo del volumen por lote:

$$V_L = A_{s_{celda}} \cdot CL \quad (2.10)$$

Donde: V_L es el volumen por lote de alimentación, es decir, el volumen de agua que entra en cada ciclo; $A_{s_{celda}}$ es el área de la celda de alimentación; y CL es la capa líquida seleccionada, equivalente a la altura de agua sobre el medio filtrante.

Cálculo del número de cargas por día:

$$N_{Cargas} = \frac{Q_{medio}}{V_L} \quad (2.11)$$

Donde: N_{Cargas} es el número de cargas por día, que indica cuántos lotes de agua ingresan en 24 horas; Q_{medio} es el caudal medio, volumen promedio de agua residual que llega al sistema diariamente; y V_L es el volumen por lote de alimentación. El número de cargas no debe exceder de 14 cargas por día.

Cálculo del flujo por lote:

$$Q_L = A_{s_{celda}} \cdot ICH \quad (2.12)$$

Donde: Q_L es el flujo por lote, caudal instantáneo que ingresa en cada pulso de alimentación; $A_{s_{celda}}$ es el área de la celda de alimentación; e ICH es la intensidad de carga hidráulica, que representa la presión de agua aplicada por unidad de superficie.

Cálculo de la duración de cada pulso:

$$T_{Pulso} = \frac{V_L}{Q_L} \quad (2.13)$$

Donde: T_{Pulso} es la duración de cada pulso, tiempo que tarda en ingresar el volumen de agua correspondiente a un lote; V_L es el volumen por lote de alimentación; y Q_L es el flujo por lote.

Consideraciones operativas

Definir el régimen de alimentación del humedal es un aspecto fundamental, ya que se debe garantizar la llegada de la carga suficiente y establecer el número de días de operación y de descanso. En este esquema, una celda trabaja durante 3,5 días, mientras la otra permanece en reposo, lo que asegura la eficiencia del sistema y la recuperación del medio filtrante.

2.5. Metodología para el diseño y dimensionamiento de humedales de tratamiento de lodos

Los humedales destinados al tratamiento de lodos se dimensionan en función de la carga de sólidos suspendidos totales (SST) y el área disponible, con el objetivo de estimar la producción de lodo que será tratada por cada

unidad.

Producción de lodo:

$$\text{Producción de Lodo} = \text{Carga de SST} \times A_s \quad (2.14)$$

Donde: la producción de lodo es la cantidad de lodo generado para ser tratado en el humedal; la carga de SST es la masa de sólidos suspendidos totales aplicada por unidad de área; y A_s es el área superficial del humedal destinada al tratamiento.

Superficie por cama:

$$\text{Superficie por cama} = \frac{\text{Superficie de humedal}}{\text{No. de camas}} \quad (2.15)$$

Donde: la superficie por cama es el área asignada a cada celda o cama de tratamiento; la superficie del humedal es el área total construida para el sistema; y el número de camas es la cantidad de unidades en que se divide el humedal.

Calado del humedal:

$$\text{Calado} = A + F + H_s \quad (2.16)$$

Donde: el calado es la altura total del humedal; A es la altura de acumulación de fango (se recomienda 0,5 m para una vida útil de 5 años, considerando una tasa anual de acumulación de 0,1 m); F es el espesor del medio filtrante (valor recomendado: 0,5 m); y H_s es la altura de seguridad, que garantiza capacidad adicional frente a variaciones operativas.

Recomendaciones de diseño

De acuerdo con Silva Tipantasig (2019) y Molle (2013), se presentan a continuación en las siguientes tablas (Tabla 2.3, Tabla 2.4 y Tabla 2.5) parámetros de diseño y porcentajes de remoción en humedales de flujo vertical para el tratamiento de lodos:

Tabla 2.3. Porcentos de remoción en humedales para el tratamiento de lodos (Silva Tipantasig, 2019)

Parámetro	Valor (%)
Sólidos totales	20–37

Tabla 2.4. Porcentos de remoción en humedales para el tratamiento de lodos con lecho de carrizo (Silva Tipantasig, 2019)

Parámetro	Valor (%)
ST, DBO ₅ , DQO	31–49

Tabla 2.5. Calidad de lixiviados obtenida en funcionamiento nominal, en el momento del tratamiento de fangos extraídos de fosas pilotos de 2 m (Molle, 2013)

Carga nominal	30 kg MS · m ⁻² · año ⁻¹			50 kg MS · m ⁻² · año ⁻¹			70 kg MS · m ⁻² · año ⁻¹		
	Medio	ET	Rend (%)	Medio	ET	Rend (%)	Medio	ET	Rend (%)
MES (mg · L ⁻¹)	2907	4157	93,7	3394	3208	84,3	3572	3900	91,8
DQO (mg · L ⁻¹)	4093	5671	91,5	7391	3881	83,4	4440	3347	91,2
NH ₄ ⁺ (mg · L ⁻¹)	20,4	22,6	92,6	44,9	38,1	85,8	62,4	59,8	80,6
NO ₃ ⁻ (mg · L ⁻¹)	333,8	426,6	—	2868	3358	—	226,5	212,1	—

Actualmente no existe un régimen de carga y descanso universalmente aceptado. El período de carga suele variar entre 1 y 7 días, mientras que la duración del reposo depende de las condiciones climáticas, que juegan un papel dominante en la selección del tiempo de descanso adecuado (Stefanakis et al., 2014).

Sistema de distribución

Los sistemas de distribución o alimentación a los humedales presentan recomendaciones de diseño que permiten un mejor funcionamiento hidráulico y evitan problemas operativos: garantizar que el humedal resista una carga hidráulica de $0,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$; utilizar agujeros de 8–12 mm en la tubería de distribución para asegurar una adecuada dispersión del caudal; emplear tuberías de 160–200 mm de diámetro, con un punto de alimentación por cada 50 m^2 de superficie; mantener una velocidad mínima de 1 m/s y máxima de 1,6 m/s en las tuberías; y evitar la existencia de agua estancada en las tuberías entre los pulsos de alimentación intermitentes.

Sistema de drenaje

Las estructuras de salida permiten mantener uniforme el caudal a través del humedal y controlar la profundidad operativa. En humedales de flujo subsuperficial, el diseño debe permitir una inundación controlada de 15 cm, lo que favorece el crecimiento de plantas y el control de maleza. Un colector subsuperficial perforado, conectado a una salida ajustable, ofrece máxima flexibilidad y fiabilidad. Las recomendaciones de diseño incluyen: emplear tuberías con diámetros mínimos de 100 mm; mantener pendiente de 0,5–1 % para garantizar el flujo adecuado; dimensionar el diámetro de la tubería central lo más amplio posible para drenar los picos hidráulicos; e instalar tuberías de drenaje con aireación por el fondo mayor a $0,25 \text{ m}^2$.

03 RESULTADOS

A continuación, se presenta la propuesta de diseño para la modificación de los filtros plantados como sistemas de tratamiento de aguas residuales en la comunidad Sierra Maestra, con el objetivo de incorporar el tratamiento de lodos procedentes de fosas y tanques sépticos, lo cual conllevará a una mejora sustancial de la eficiencia de todo el proceso de tratamiento del agua residual de la comunidad.

3.1. Propuesta de modificación del flujo tecnológico de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) «Sierra Maestra»

Se plantea un nuevo flujo tecnológico mostrado en la Figura 3.1 que responde a dos objetivos fundamentales:

- Tratar las aguas residuales que la planta procesa actualmente, garantizando un efluente que cumpla con las normas mediante la aplicación de humedales de flujo vertical francés no saturados/saturados.
- Incorporar el tratamiento de los lodos generados en la limpieza de fosas y tanques sépticos.

La planta conserva las estructuras iniciales: una cámara de rejillas, encargada del cribado y retención de sólidos gruesos, y una estación de bombeo, que impulsa el caudal hacia el tanque Imhoff, donde comienza el proceso de tratamiento. Estas unidades no se modifican en la nueva propuesta. Posteriormente, el sistema cuenta con lechos de secado y seis humedales de flujo horizontal. La propuesta establece la reconversión de dos de estos filtros en humedales de flujo vertical tipo francés, capaces de soportar mayores cargas hidráulicas y orgánicas, mientras que los cuatro restantes se destinan al tratamiento de lodos provenientes de fosas y tanques sépticos. Para garantizar una operación eficiente, se diseña un tanque de alimentación por batch, equipado con un sifón y ubicado en posición elevada, lo que permite conducir el agua por gravedad hacia los dos humedales de flujo vertical francés no saturados/saturados.

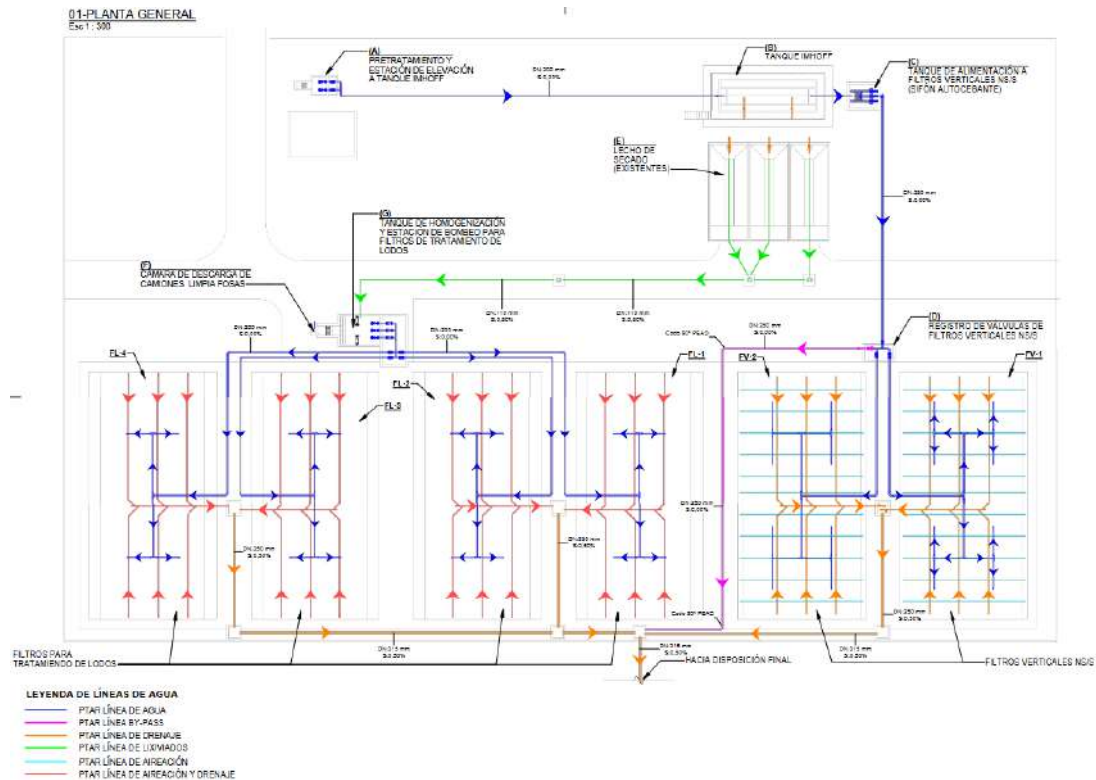


Figura 3.1. Propuesta de Flujo Tecnológico de la PTAR «Sierra Maestra».

3.2. Dimensionamiento de los elementos de la planta

La propuesta incluye un tanque de alimentación por batch, elevado y equipado con sifón, que permite conducir el agua por gravedad hacia los humedales de flujo vertical francés. La vista en 3D (Figura 3.2) muestra las cotas de elevación consideradas en el diseño.

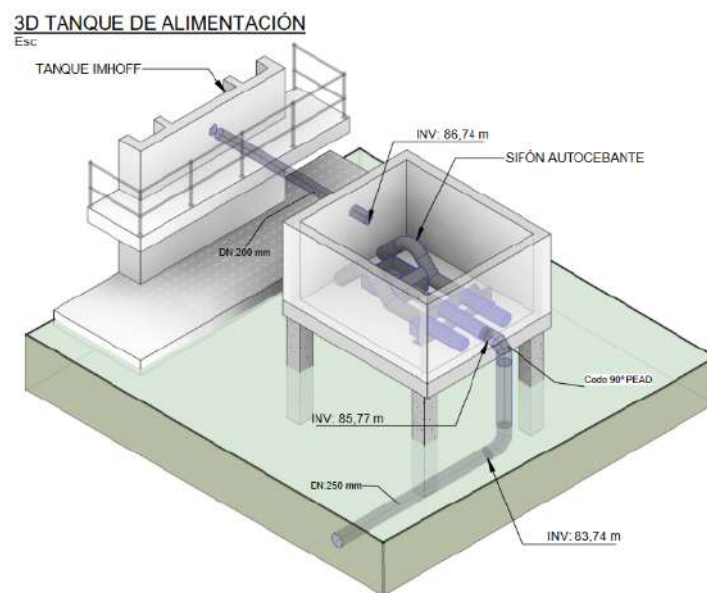


Figura 3.2. Vista en 3D del tanque de alimentación con cotas de elevación.

3.3. Diseño y dimensionamiento de los humedales verticales franceses

Los filtros actuales poseen un área de 375 m² por celda, comprobándose que la modificación de horizontales a verticales no afecta la estructura en largo, ancho ni profundidad.

Sistema de distribución: la vista en planta (Figura 3.3) del sistema de distribución, el humedal de flujo vertical no saturado-saturado (HA FV NS-S), se diseñó para garantizar una alimentación homogénea.

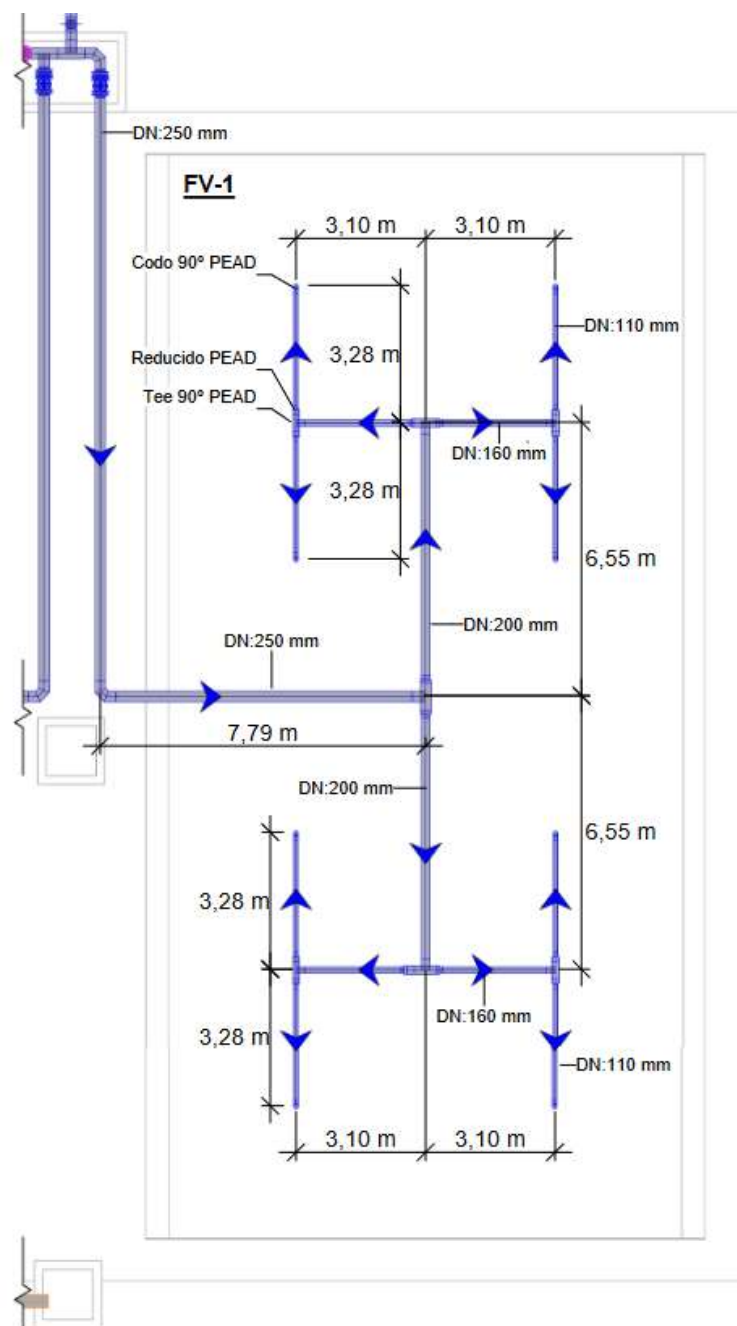


Figura 3.3. Vista en planta del sistema de distribución de HA FV NS-S.

Sistema de aireación: el sistema de aireación del humedal de flujo vertical no saturado-saturado (HA FV NS-S) (Figura 3.4) se compone de: tuberías de 110 mm de diámetro; longitud de 10,50 m; separación entre tuberías de 1,70 a 2,30 m; codos de 45°, material PEAD.

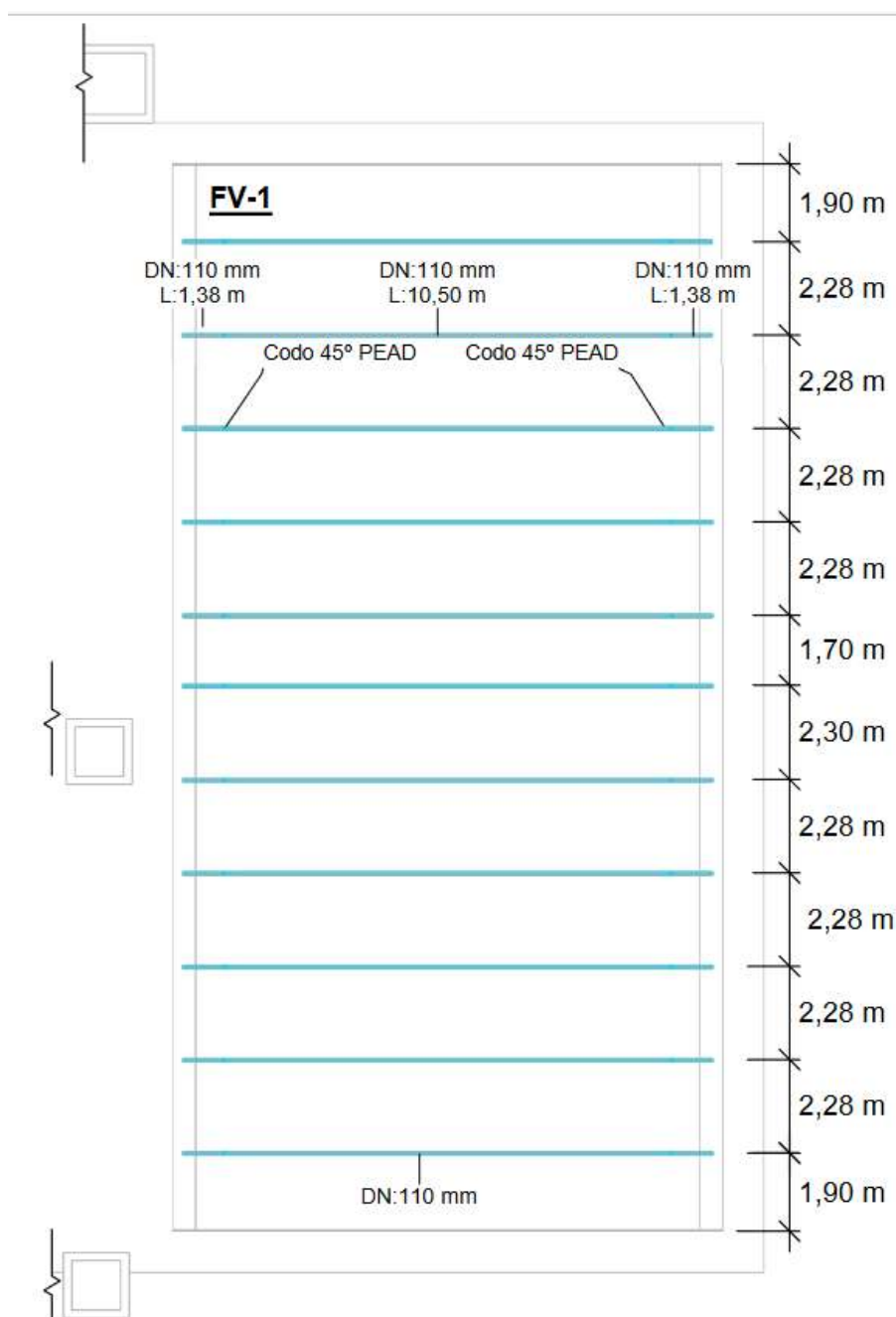


Figura 3.4. Vista en planta del sistema de aireación de HA FV NS-S.

Sistema de drenaje: el sistema de drenaje del humedal de flujo vertical no saturado-saturado (HA FV NS-S) (Figura 3.5) incluye: tres tuberías de 14 m y tres de 11 m de longitud; separación de 3,10 m entre tuberías; diámetro de 160 mm; material PEAD, con codos y tee de 45°.

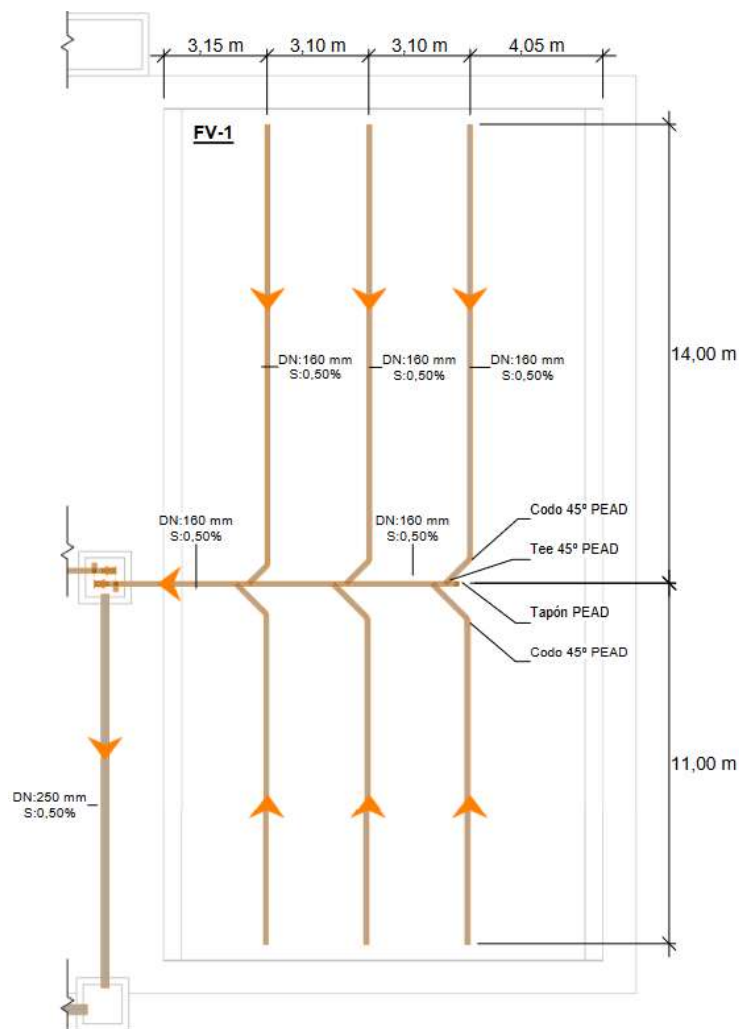


Figura 3.5. Vista en planta del sistema de drenaje de HA FV NS-S.

3.4. Caracterización del flujo

Tras el pretratamiento en el tanque Imhoff, se estima una remoción del 25 % de DBO₅, modificando las características del efluente. A continuación, en las siguientes tablas (Tabla 3.1, Tabla 3.2, Tabla 3.3 y Tabla 3.4) se muestran los resultados de dichas estimaciones:

Tabla 3.1. Características del flujo inicial

Parámetro	Valor
Q (m ³ /d)	124
DBO ₅ (mg/l)	145
DQO (mg/l)	361
SST (mg/l)	55,7
NTK (mg/l)	45,66

Tabla 3.2. Eficiencias esperadas a la salida del tanque Imhoff

Parámetro	Valor
Remoción (%)	25
DBO ₅ (mg/l)	108,75
DQO (mg/l)	270,75
SST (mg/l)	41,78
NTK (mg/l)	34,25

Tabla 3.3. Características del flujo de entrada de los humedales

Parámetro	Valor (mg/l)
DBO ₅	108,75
DQO	270,75
SST	41,78
NTK	34,25

Tabla 3.4. Características del flujo a la salida de los humedales

Parámetro	Remoción (%)	Valor (mg/l)
DBO ₅	93	7,61
DQO	85	40,61
SST	93	2,92
NTK	79	7,19

3.5. Diseño y dimensionamiento de los humedales artificiales para el tratamiento de lodos

Se recomienda una carga de 50 kg ST/m², ampliable hasta 70 kg ST/m² según resultados de estudios pilotos (Molle, 2013). La instalación debe incluir:

- Área de descarga con cámara de rejas para retener sólidos gruesos.
- Tanque de almacenamiento con agitador $\geq 50 \text{ W/m}^3$ (Figura 3.6) y sistemas de control de olores (jet hidráulico, lona, filtro de carbón activo).
- Capacidad de almacenamiento para 2–6 días, evitando sobrecargas y asegurando alimentación regular a los lechos.
- Sistema de distribución de lodos.
- Caudales de alimentación $> 0,25 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.
- Placa deflectora bajo el chorro de lodo para mejorar la distribución y limitar erosión.
- Alimentación desde el centro o desde un borde del filtro (Figura 3.7).

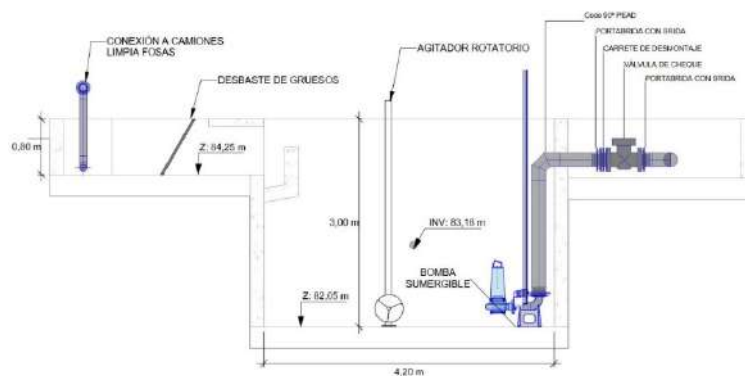


Figura 3.6. Vista en sección del tanque de homogenización.

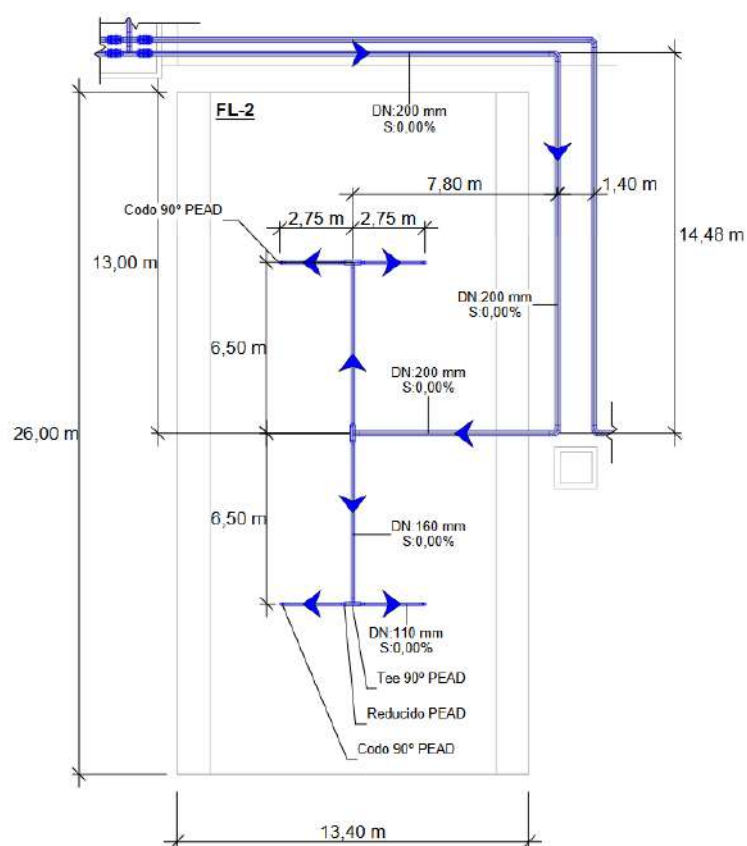


Figura 3.7. Vista en planta del sistema de alimentación.

Sistema de drenaje-aireación: la red de drenaje (Figura 3.8) que asegura evacuación de lixiviados y aireación, posee las siguientes características:

- Tubos de PVC ≥ 100 mm de diámetro.
- Ranuras de 1 cm cada 10 cm (orientadas hacia abajo para lixiviados y hacia arriba para aireación).
- Seis tuberías de 160 mm, separadas a 3,10 m.

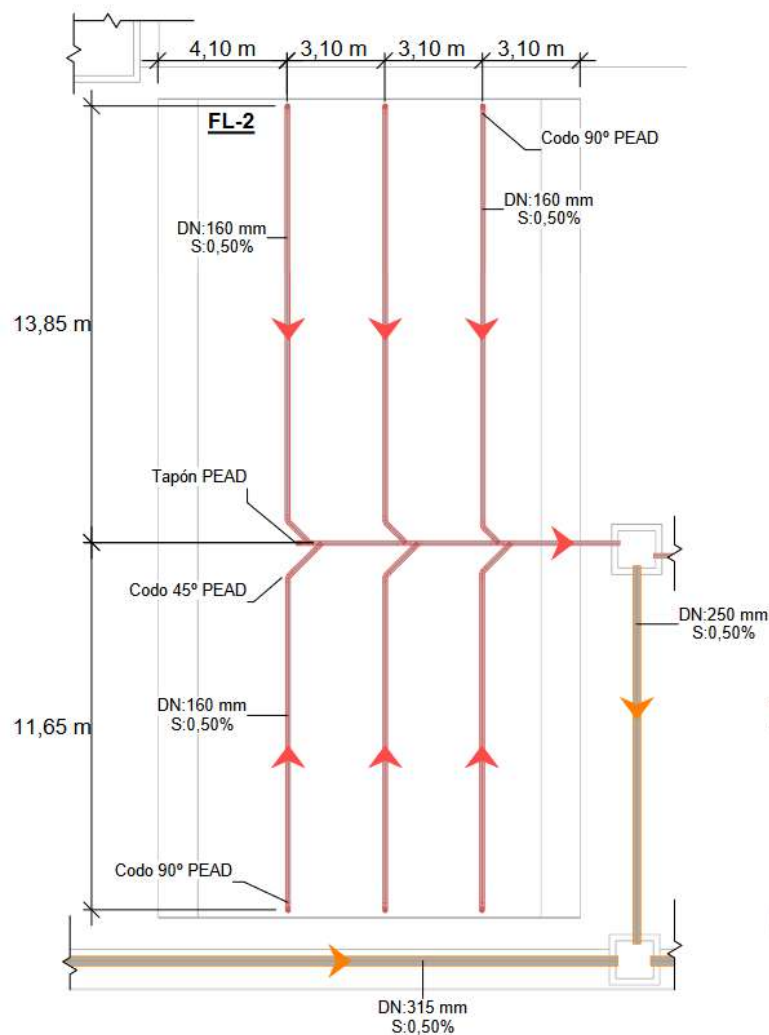


Figura 3.8. Vista en planta del sistema de drenaje-aireación.

Las eficiencias que se esperan de los lixiviados a la salida de estos humedales se muestran en la Tabla 3.5 a continuación:

Tabla 3.5. Eficiencias esperadas a la salida de humedales para tratamiento de lodos

Parámetro	Remoción (%)	Valor (mg/L)
DQO	91,8	16,4
SST	91,2	17,6
NTK	80,6	38,8

04 CONCLUSIONES

La propuesta de modificación del flujo tecnológico de la PTAR «Sierra Maestra» se ajusta a las condiciones reales de la zona y responde de manera efectiva a las necesidades de tratamiento de aguas residuales.

Se aplicaron metodologías de cálculo actualizadas para el dimensionamiento de los filtros, fundamentadas en experiencias internacionales recientes y en criterios técnicos reconocidos.

El sistema propuesto contempla dos líneas de flujo independientes, una destinada al tratamiento de las aguas residuales de la comunidad atendida por la planta y otra dirigida al tratamiento de los lodos provenientes de la

limpieza de tanques sépticos y fosas.

La modificación para el tratamiento de lodos permitirá procesar 10 m³ diarios. Los humedales modificados para el tratamiento de lodos tendrán una vida útil de 10 años, con una acumulación estimada de 1 m de fango (equivalente a 10 cm por año) y un volumen final de producto de 1500 m³.

Finalmente, el sistema se considera económicamente viable, ya que aprovecha la infraestructura existente y evita la construcción de una nueva planta de tratamiento, optimizando recursos y reduciendo costos de inversión.

05 REFERENCIAS

- Agudo Llorens, A.** (2021). *Propuesta de un humedal artificial para el tratamiento de las aguas residuales de Benisuera (Valencia)* [Trabajo fin de grado].
- Bayas Jiménez, L.** (2018). *Diseño de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales en poblaciones rurales de la sierra norte del Ecuador; aplicación a la Parroquia Lita* [Trabajo de Diploma presentado en opción al título de Ingeniero Hidráulico].
- Caselles-Osorio, A., Puigagut, J., Segú, E., Vaello, N., Granés, F., García, D., & García, J.** (2007). Solids accumulation in six full-scale subsurface flow constructed wetlands. *Water Research*, 41(6), 1388-1398.
- González Rodríguez, D.** (2023). *Sistema de tratamiento de aguas residuales basado en humedales artificiales para la comunidad de Pogolotti* [Trabajo de Diploma presentado en opción al título de Ingeniero Hidráulico]. Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH).
- Hernández Crespo, C., & Martín Monerris, M.** (2023). *Guía didáctica sobre diseño de humedales artificiales*. edUPV. <https://doi.org/10.4995/REA.2023.665301>
- IWA.** (2017). *Treatment Wetlands* (Vol. VII).
- Molle, P.** (2013). Humedales artificiales utilizados en el tratamiento de lodos y fangos extraídos de fosas. Guía de dimensionamiento y gestión.
- Oficina Nacional de Normalización.** (2013). *NC 973:2013. Abastecimiento de agua. Dotación de agua. Requisitos* (inf. téc.). Gaceta Oficial de la República de Cuba. La Habana, Cuba.
- Poveda Quintana, E.** (2021). *Diseño de humedal construido para deshidratación de lodos en condiciones climáticas de la sabana de Bogotá* [Trabajo de grado].
- Silva Tipantasig, L.** (2019). *Diseño de Sistemas para el Tratamiento de Lodos mediante Tecnologías de bajo coste para la EDAR Vall Dels Alcalans (Valencia)* [Trabajo Fin de Máster].
- Stefanakis, A., Akrotos, C., & Tsihrintzis, V.** (2014). *Vertical Flow Constructed Wetlands, Eco-engineering Systems for Wastewater and Sludge Treatment*. Elsevier.
- Valdés, L.** (2006). Solución Aguas Residuales Comunidad Sierra Maestra.
- Werther, J., & Ogada, T.** (1998). Combustión de lodos de depuradora. *Progress in Energy and Combustion Science*, 25(1), 55-116.

Conflicto de intereses

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

Contribución de los autores

Ana Marlen Hernández Rivera <https://orcid.org/0009-0006-5660-8164>

Carolina Medina Losada <https://orcid.org/0009-0005-5485-8760>

Dariel González Rodríguez <https://orcid.org/0009-0009-1869-450X>

Luis Alberto Rivero Cárdenas <https://orcid.org/0009-0007-6620-4515>

Luis F. Córdova López <https://orcid.org/0000-0001-8175-6819>

Desarrollo de una herramienta metodológica para la selección y dimensionamiento de humedales artificiales como tecnología sostenible de tratamiento de aguas residuales

Luis Fermín Córdova LópezE-MAIL: cordova@tesla.cujae.edu.cu

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH). Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE)

Carolina Medina LosadaE-MAIL: carolinamedinalosada@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH). Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE)

Luis Alberto Rivero CárdenasE-MAIL: lriveroc89@gmail.com

Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de La Habana

RESUMEN

El crecimiento poblacional y la expansión urbana han incrementado significativamente la generación de aguas residuales, lo que exige soluciones de tratamiento sostenibles, económicamente viables y ambientalmente responsables. Los humedales artificiales constituyen una alternativa tecnológica de bajo consumo energético y sencilla operación; sin embargo, la selección de la variante más adecuada representa un proceso complejo debido a la diversidad de configuraciones existentes y a la multiplicidad de variables que intervienen en la toma de decisiones. El presente trabajo tiene como objetivo desarrollar una herramienta metodológica para la selección y dimensionamiento de humedales artificiales como sistema de tratamiento de aguas residuales en comunidades urbanas y periurbanas. La metodología integra criterios técnicos, ambientales, económicos, sociales y jurídicos, permitiendo evaluar 12 variantes tecnológicas diferentes mediante un análisis multicriterio ponderado. Los resultados demuestran que la herramienta desarrollada optimiza el proceso de selección, reduce la incertidumbre técnica y facilita la adaptación del diseño a las condiciones específicas del sitio de implantación, garantizando el cumplimiento de las normas de vertimiento vigentes.

PALABRAS CLAVE: *aguas residuales, humedales artificiales, herramienta de selección*

Development of a methodological tool for the selection and sizing of constructed wetlands as a sustainable wastewater treatment technology



RECIBIDO

APROBADO

Este es un artículo publicado en acceso abierto bajo una licencia [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

ABSTRACT

Population growth and urban expansion have significantly increased wastewater generation, requiring sustainable, economically feasible, and environmentally responsible treatment solutions. Constructed wetlands represent a low-energy and simple-operation technology; however, selecting the most suitable configuration is a complex task due to the diversity of available alternatives and the multiple variables involved in decision-making. This study aims to develop a methodological tool for the selection and sizing of constructed wetlands for wastewater treatment in urban and peri-urban communities. The methodology integrates technical, environmental, economic, social, and legal criteria, evaluating twelve technological variants through a weighted multi-criteria analysis. Results demonstrate that the developed tool optimizes the selection process, reduces technical uncertainty, and facilitates design adaptation to site-specific conditions while ensuring compliance with discharge regulations.

KEYWORDS: *constructed wetlands, selection tool, sizing, wastewater, sustainability*

01 INTRODUCCIÓN

La contaminación del agua constituye uno de los principales problemas ambientales asociados al desarrollo urbano contemporáneo. Las aguas residuales o aguas negras por lo general son una mezcla de todo efluente generado por diversas actividades antropogénicas que son derramadas sin tratamiento, ocasionando impactos negativos hacia el medio ambiente y la salud humana (Romero, 2010).

Las características de estas aguas dependerán mucho del estilo de vida y costumbres de las personas en el hogar, la calidad del agua que reciben, la red de donde se proveen y el tipo de red de repartición (Wilson et al., 2020). Las aguas residuales urbanas son biodegradables, esto quiere decir que pueden ser purificadas por medio de tratamientos biológicos (Trapote, 2013).

El tratamiento adecuado de aguas residuales antes de su descarga es una forma de promover la prevención de la contaminación del agua (Inyinbor et al., 2018). Este consiste en una combinación de procesos y operaciones físicas, químicas y biológicas con la finalidad de remover sólidos, materia orgánica y, en ciertos casos, hasta nutrientes de las aguas residuales (Sonune & Ghate, 2004). La finalidad del tratamiento de aguas residuales es evitar la contaminación de los cursos y cuerpos de agua receptores. De esta manera se impide el daño a abastecimientos públicos, privados e industriales de suministro de agua; el deterioro de cuerpos de agua con fin recreacional y de esparcimiento; el perjuicio a las actividades acuícolas y agrícolas, además del impacto a nivel ecológico (Rojas, 2002).

En muchos países en desarrollo, la limitada disponibilidad de recursos financieros y energéticos dificulta la implementación de sistemas convencionales de tratamiento, lo que favorece la búsqueda de tecnologías extensivas basadas en procesos naturales (Zurita et al., 2011). Por lo cual, es primordial considerar algunas técnicas existentes como los humedales artificiales para la depuración de aguas residuales que cumplan con algunos criterios: económicos, ecológicos, técnicos y sociales (López, 2016).

Los humedales artificiales son considerados sistemas socio-ecológicos que otorgan beneficios ambientales al grupo que lo rodea. Estos se componen de elementos naturales como son el agua, el suelo, la vegetación, y de elementos humanos como la fuerza de trabajo para su mantenimiento y la organización social para aprovechar sus beneficios en cuanto al uso y manejo del agua (Granados et al., 2019).

No obstante, la selección de la configuración óptima —flujo superficial, subsuperficial horizontal, subsuperficial vertical o sistemas híbridos (Idris et al., 2010)— requiere evaluar múltiples variables técnicas y contextuales. La ausencia de herramientas integradas que sistematicen este proceso motiva el desarrollo de la presente investigación.

El objetivo general es desarrollar una herramienta que permita seleccionar y dimensionar la tecnología de humedales artificiales más adecuada según las condiciones específicas del proyecto.

02 MÉTODOS

En este capítulo, se presentan las diferentes tecnologías y se hace una detallada descripción teniendo en cuenta aspectos como la aceptación de episodios de lluvia, la posible reutilización de aguas residuales tratadas, si funciona mediante gravedad, el desarrollo de procesos como la nitrificación y la desnitrificación, y los porcentajes de eficiencia de las mismas. En la Figura 2.1 se muestran las variantes de combinaciones de humedales artificiales a utilizar.

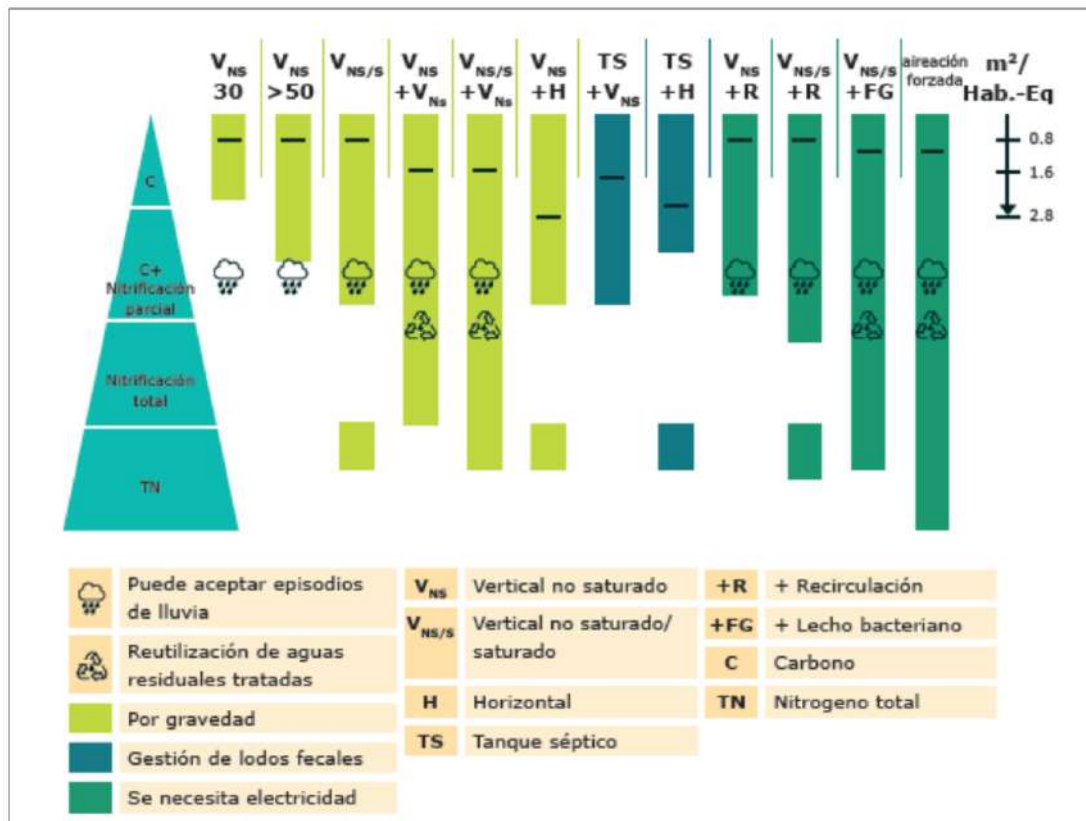


Figura 2.1. Esquema de combinaciones de diseño y empleo de Humedales Artificiales (Molle, P., 2017).

Se realizó una revisión de metodologías internacionales de cálculo y diseño de humedales artificiales adaptadas a condiciones tropicales. Se analizaron criterios de carga hidráulica, carga orgánica, tiempos de retención hidráulico, medios granulares y selección de macrófitas.

En la Figura 2.2 se presentan varios factores tanto para los humedales artificiales en una etapa como con la adición de una segunda etapa.

En las Figuras 2.3 y 2.4, tomadas de la bibliografía anteriormente mencionada, se muestran la remoción del humedal artificial en una sola etapa no saturada y la primera etapa no saturada/saturada; donde n es número de datos, 45 y 48 respectivamente; Máx: valor máximo; Mín: valor mínimo; Prom: promedio; ET: desviación típica. Se divide la información en tres partes: la concentración en aguas brutas y la concentración de aguas tratadas, ambas expresadas en mg/L; y el factor de reducción en %, subdividiendo estas mismas por valores en máximo, promedio y mínimo.

Los factores de remoción que se analizan son: DBO_5 , DQO, DQOf, SST, NTK, Amonio ($N-NH_4$), Nitrato ($N-NO_3$), NT y PT.

Las variables propuestas para el proceso de selección se definen basándose en tres premisas:

- Definir variables de tipo cualitativa y cuantitativa.
- Seleccionar de acuerdo con la tecnología analizada.

Variantes de HA	Autonomía eléctrica (salvo limitaciones topográficas)	Red unitaria	Actividad intermitente	Área requerida	Rendimientos de tratamiento garantizados: factor de reducción % (concentraciones límites mg/L)				Tratamiento de gérmenes patógenos (módulo UV)
					DQO	SST	NTK	NT	
2 HA NS capa filtrante 30 cm	✓	✓	✗	0,8 m ² /HE	75 % (125 mg/L)	80 % (50 mg/L)	60 % (40 mg/L)	20 % (60 mg/L)	✗
2 HA NS capa filtrante 30 cm + recirculación	✗	✓ (lámina de agua diaria < 70 cm)	✓ (atención al consumo eléctrico)	0,8 m ² /HE	75 % (125 mg/L)	85 % (30 mg/L)	60 % (40 mg/L)	20 % (60 mg/L)	✗
2 HA NS/S capa filtrante 30 cm	✓	✓	✓	0,8 m ² /HE	85 % (125 mg/L)	90 % (25 mg/L)	60 % (40 mg/L)	50 % (50 mg/L)	✓
2 HA NS capa filtrante 80 cm	✓	✓	✓ posible si hay recirculación	0,8 m ² /HE	90 % (100 mg/L)	90 % (25 mg/L)	80 % (15 mg/L)	20 % (60 mg/L)	✓
2 HA NS/S + 2 HAv	✓	✓	✓ posible si hay recirculación (estrés hídrico en la segunda etapa)	1,6 m ² /HE	90 % (75 mg/L)	95 % (15 mg/L)	90 % (6 mg/L)	70 % (35 mg/L)	✓
2 HA NS/S + LB	✗	✓	✓	0,9 m ² /HE	90 % (75 mg/L)	95 % (15 mg/L)	90 % (6 mg/L)	70 % (35 mg/L)	✓
2 HA NS + HAh	✓	✓	✓	1,8 m ² /HE	85 % (125 mg/L)	90 % (25 mg/L)	70 % (20 mg/L)	70 % (35 mg/L)	✓

✓ = possible ✗ = not possible

Figura 2.2. Síntesis de la información para la selección de las variantes de humedales artificiales (HA) (Lombard Latune & Molle, 2017).

	HA IS (n = 45)											
	Aguas brutas (mg/L)				Aguas tratadas (mg/L)				Factor de reducción (%)			
	Máx	Prom	Min	ET	Máx	Prom	Min	ET	Máx	Prom	Min	ET
DBO ₅	560	245	30	163	90	17	3	16	98 %	90 %	74 %	6 %
DQO	1240	585	109	296	184	75	23	32	96 %	83 %	50 %	10 %
DQOf	671	244	36	135	114	50	15	22	93 %	75 %	45 %	12 %
SST	648	263	49	165	81	28	3	20	99 %	86 %	35 %	12 %
NTK	123	65	7	32	45	16	2	11	98 %	68 %	12 %	23 %
N-NH ₄	120	52	6	31	35	13	0	9	100 %	68 %	4 %	26 %
N-NO ₃	1.5	0,7	0.45	0,34	66	21	0.1	16				
NT	124	66	7	33	74	36	11	17	75 %	42 %	2 %	18 %
PT	23,4	10,2	1.7	4.8	11,3	4,9	1,3	2	91 %	46 %	2 %	26 %

Figura 2.3. Síntesis de los análisis realizados en las muestras de entrada y salida del filtro: una sola etapa NS (Lombard Latune & Molle, 2017).

	HA IS/S (n = 48)											
	Aguas brutas (mg/L)				Aguas tratadas (mg/L)				Factor de reducción (%)			
	Máx	Prom	Min	ET	Máx	Prom	Min	ET	Máx	Prom	Min	ET
DBO₅	680	344	32	205	60	12	2	10	98 %	93 %	68 %	5 %
DQO	1394	696	92	371	196	85	15	46	94 %	85 %	66 %	7 %
DQOf	558	241	74	116	97	59	9	28	91 %	72 %	12 %	15 %
SST	700	282	28	175	70	15	3	12	98 %	93 %	64 %	5 %
NTK	130	85	31	25	51	18	3	14	96 %	79 %	39 %	15 %
N-NH₄	110	64	21	21	44	16	2	13	97 %	76 %	24 %	19 %
N-NO₃	9,32	0,71	0,01	1,28	75	13	0	17,3				
NT	131	85	31	25	66	29	13	14	86 %	62 %	19 %	16 %
PT	20,7	9.3	2.7	3,6	11	5,6	0,7	3	88 %	42 %	-4 %	26 %

Figura 2.4. Síntesis de los análisis realizados en las muestras de entrada y salida del filtro: primera etapa NS/S (Lombard Latune & Molle, 2017).

- Las variables sean comunes a las tecnologías escogidas como base de datos.

A continuación se presenta la Tabla 2.1 donde se resumen las variables de las fuentes analizadas anteriormente a nivel internacional, dividiéndolas en cualitativas y cuantitativas para poder definir las variables con las cuales se va a diferenciar cada tecnología.

Tabla 2.1. Variables cualitativas y cuantitativas según fuentes internacionales

Fuentes de información	Variables cualitativas	Variables cuantitativas
Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales domésticas en zona tropical. Guía de dimensionamiento para zonas tropicales (Lombard Latune, R. & Molle, P.)	X	DBO ₅ ; DQO; DQOf; SST; NH ₄ ; NTK; NT; PT
Treatment Wetlands Vol. VII (IWA)	X	Carga hidráulica; DQO; DBO ₅ ; SST; NTK
Diseño y dimensionamiento de filtros plantados en un contexto tropical (Betzer, L. & OiEau)	Autonomía eléctrica; Red unitaria; Actividad intermitente; Tratamiento de gérmenes patógenos (módulo UV)	DBO ₅ ; DQO; DQOf; SST; NTK; N-H ₄ ; N-NO ₃ ; NT; PT; Área requerida

Leyenda: X No contiene ese tipo de variable.

A continuación, se plantea la Tabla 2.2, la cual se ha generado a partir del análisis de la información consultada y basada en las premisas previamente expuestas. Este resultado es de vital importancia para el desarrollo del proceso de selección, y posteriormente el desarrollo de la herramienta informática.

Se establecieron cinco grupos de variables:

- Técnicas:** eficiencia de remoción de DBO, DQO, SST y nutrientes.
- Ambientales:** impacto sobre el entorno y consumo energético.
- Económicas:** costos de inversión, operación y mantenimiento.
- Sociales:** aceptación comunitaria y facilidad de gestión.
- Jurídicas:** cumplimiento de normativas de vertimiento.

Tabla 2.2. Variables definidas para clasificar cada tecnología

Tecnologías	E.E.	M.	E.L.L.	G.L.	R.A.R.T.	T.G.P.	m ² /hab-eq	DBO ₅	DQO	SST	NTK	C.A.
V NS 30 cm	✗	Menor		✗	✗	✗	0,8	90	80	90	30	Bajo
V NS > 50 cm	✗	Menor		✗	✗		0,8	90	90	90	68	Bajo
V NS-S	✗	Menor		✗	✗	✗	0,8	93	85	93	79	Bajo
V NS + V NS	✗	Menor		✗		✗	1,6	99	96	99	51	Medio
V NS-S + V NS	✗	Menor		✗			1,6	99,3	90	95	90	Medio
V NS + H	✗	Menor	✗	✗	✗		2,8	99,3	85	90	70	Medio
TS + V NS	✗	Mayor	✗		✗		1,6	93	92	90	40	Alto
TS + H	✗	Mayor	✗		✗		2,8	93	96	95	57	Alto
V NS + R		Mayor		✗	✗	✗	0,8	99	75	85	60	Alto
V NS-S + R		Mayor		✗	✗	✗	0,8	99,5	97,7	99,5	95,6	Alto
V NS-S + FG		Mayor		✗			0,8	90	90	90	80	Alto
Aireación Forzada		Mayor		✗			0,8	99,9	99	99	99	Alto

Leyenda: E.E.: Energía eléctrica. M.: Mantenimiento. E.L.L.: Episodios de lluvia. G.L.: Gestión de lodos. R.A.R.T.: Reutilización de aguas residuales tratadas. T.G.P.: Tratamiento de gérmenes patógenos. C.A.: Costo aproximado. ✗ No es posible. ✓ Es posible.

Se dimensionaron 12 variantes combinando:

- Humedales de flujo superficial.
- Humedales de flujo subsuperficial horizontal.
- Humedales de flujo subsuperficial vertical.
- Sistemas híbridos en serie.

03 RESULTADOS

3.1. Propuesta de metodología para la selección de alternativas de humedales artificiales

El esquema de funcionamiento del sistema de ayuda se compone de cuatro etapas, que se presentan a continuación: proceso de selección; decisión de la combinación a diseñar; entrada de datos; y resultado final (variantes propuestas).

Proceso de selección

La base de datos se crea a partir de la definición de las variables en la Figura 2.1, la cual plantea las 12 tecnologías, de las cuales la herramienta es capaz de dimensionar 11 de las mismas. El proceso de selección comienza exponiendo cada una de las variables para determinar las opciones de diseño.

- La primera variable a decidir es área por habitante equivalente (m²/hab-eq), definida según tres niveles: bajo, medio y alto, por los coeficientes 0,8; 1,6 y 2,8 respectivamente, anteriormente descritos. Además, estaría la opción de insertar la población, sea real o aproximada, si el usuario no posee conocimientos del nivel en el cual oscila la opción que necesita marcar.
- Las siguientes variables a decidir presentan la opción de marcar para seleccionar.
- La segunda variable es la energía eléctrica, se selecciona según la posibilidad de empleo.
- La tercera variable a tener en cuenta representa la capacidad de asimilación de episodios de lluvia; durante la definición de la misma el usuario es capaz de decidir su uso a partir de los datos complementarios del área de estudio y las intensidades de carga hidráulica a establecer.
- La cuarta variable representa la gestión de lodos, la cual ofrece la opción de realizar el dimensionamiento de la tecnología apropiada según la necesidad de tratamiento de lodos.
- La quinta variable se asocia a la recirculación. La herramienta brinda como opción el incremento de la eficiencia del sistema a partir de someter al afluente a un proceso cíclico, el cual podría requerir el uso de energía eléctrica a partir de la necesidad de aplicar equipos de bombeo.
- La sexta variable que tiene en cuenta el proceso de selección es la reutilización de aguas residuales. A partir de estudios realizados por el usuario se deben definir las características del efluente para su posterior empleo. Lo anterior brinda un margen de posibilidades a tener en cuenta para la definición de la tecnología

apropiada.

- La séptima y última variable es la necesidad o no de la remoción de gérmenes patógenos, la cual, su selección o no se rige por la exigencia de la calidad del agua del cuerpo receptor.

Decisión de la combinación a diseñar

La selección se realiza según la necesidad del usuario. La herramienta contiene una primera tabla clasificando las diferentes combinaciones de tratamiento, las cuales a partir de la selección realizada por el usuario brinda las variables antes expuestas, lo cual resulta de suma importancia para el proceso de selección de la tecnología apropiada según la necesidad y disponibilidad de recursos existente para cada caso de estudio presentado.

El siguiente paso a seguir contiene un formulario, el cual clasifica las alternativas de diseño en función de la selección de las variables. Los resultados obtenidos se representan de manera porcentual según el nivel de posibilidad de coincidencias. Mediante la función «SI», se van decidiendo las variables que irán determinando las posibles combinaciones a diseñar, ya que la función «SI» permite realizar comparaciones lógicas entre un valor y un resultado que se espera; debido a esto dicha función puede tener dos resultados. El primer resultado es si la comparación es Verdadera y el segundo si la comparación es Falsa (Figuras 3.1 y 3.2).



Figura 3.1. Función «SI» utilizada en la herramienta.

La Tabla 3.1 expone un ejemplo de tabla que muestra todas las variantes con su porcentaje de coincidencias de manera descendente a través del promedio de coincidencia de cada variable según la tabla antes descrita. Esta tabla se le muestra al usuario para que observe todas las opciones según la selección.

Luego, como resultado, se recomiendan tres combinaciones a partir de los mayores porcentajes de coincidencia obtenidos, dando la opción al usuario de emplear para el diseño una de las recomendadas.

Entrada de datos

Anteriormente, durante el proceso de selección para la primera variable, se plantean a través de niveles el dimensionamiento por regla general, el cual emplea coeficientes según habitantes equivalentes; y como opción complementaria se ofrece la posibilidad de insertar población aproximada. Ya decidida la combinación a diseñar, se procede a insertar la población, preferiblemente una población real y no aproximada como pudo ser en la ocasión anterior.



Figura 3.2. Continuación de la función «SI» utilizada en la herramienta.

Tabla 3.1. Coincidencias por variante

Variantes	Coincidencias
VNS 30	85,71 %
VNS/S	85,71 %
VNS + H	85,71 %
TS + VNS	78,57 %
VNS >50	78,57 %
VNS + VNS	78,57 %
TS + H	78,57 %
VNS + R	71,43 %
VNS/S + R	71,43 %
VNS/S + VNS	71,43 %
VNS/S + LB	64,29 %
Aireación forzada	64,29 %

Se presentan dos opciones a elegir para el diseño: estimaciones y muestreos. Las estimaciones son la opción para el usuario que no disponga de los valores reales de las características de las aguas residuales, como pueden ser: DBO₅, DQO, SST y NTK, expresados en mg/L. La herramienta estima en función de los factores de conversión y la relación de aporte per cápita, obteniendo resultados aproximados para llegar al resultado final. Como opción alternativa, se presenta el muestreo de las características de las aguas residuales donde se debe insertar manualmente los valores reales de muestreo realizados.

Luego se procede a calcular por diferentes metodologías de cálculo según el tipo de combinación que se decida. En el caso de los humedales de flujo vertical se aplica el método de «cargas aplicadas»; en el caso de los humedales de flujo horizontal, mediante el método «de P-K-C*»; para el tanque séptico el dimensionamiento es el básico que se puede encontrar en manuales de diseño de sistemas de tratamientos de aguas residuales; y para el dimensionamiento del lecho bacteriano se determina mediante el método de «la población equivalente».

Resultado final

El resultado final del proceso de selección es: área total del humedal artificial, eficiencia del sistema y las concentraciones de los parámetros seleccionados, que se expresan en m², por ciento (%) y mg/L respectivamente.

3.2. Herramienta para la selección

La herramienta está ideada para que el usuario pueda realizar un proceso de selección y evaluación mediante un proceso que tiene en cuenta sus necesidades y restricciones, y finalmente obtener el área total.

Paso 1: seleccionar las variables según la necesidad del usuario (Figura 3.3). Se tiene la posibilidad en una primera pantalla de marcar una de las tres opciones para m²/hab-eq o escribir directamente la población, y marcar el resto de las variables necesarias.

Figura 3.3. Proceso de selección.

Paso 2: decidir cuál combinación el usuario va a dimensionar (Figura 3.4). La segunda pantalla muestra el porcentaje de coincidencias después de efectuada la selección y la Figura 2.1 donde se exponen todas las tecnologías. El usuario tiene que marcar una de las tres opciones con mayor porcentaje. Se muestran las 12 variantes, aunque solo se dimensionan 11 de ellas debido a que la aireación forzada no se comprende en el presente trabajo.

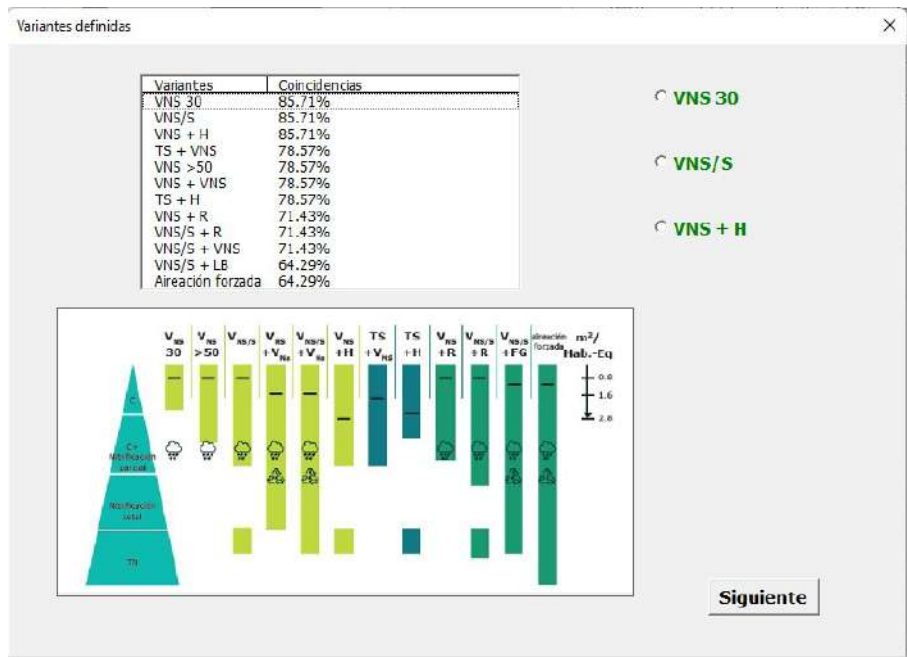


Figura 3.4. Variantes definidas.

Paso 3: insertar los parámetros de entrada. En la tercera pantalla, se inserta manualmente la población. Se puede elegir la opción de teclear los parámetros de muestreos realizados (Figura 3.5). La otra opción serían los parámetros de entrada estimados, en el caso de no disponer de los valores de muestreo (Figura 3.6).

Insertar datos

Población

Elegir una de las opciones

☐ Estimaciones ☒ Muestreos

DBO5 (mg/l)

DQO (mg/l)

SST (mg/l)

NTK (mg/l)

Calcular

Figura 3.5. Insertar datos de los muestreos realizados.

Figura 3.6. Insertar datos y la opción de las estimaciones.

Paso 4: obtención de los resultados. Se obtienen los siguientes resultados: el área total (m^2), los efluentes (mg/L) y las eficiencias (%) (Figura 3.7).

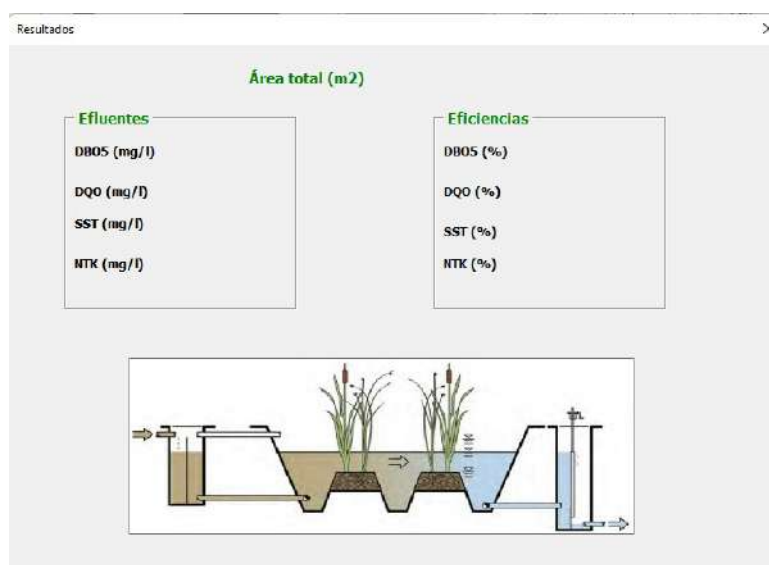


Figura 3.7. Resultados.

3.3. Funcionamiento algorítmico del proceso de selección de alternativas

En el presente algoritmo se emplean variables booleanas en los casos 2, 3, 4, 5, 6 y 7, haciendo mención a la energía eléctrica, episodios de lluvia, gestión de lodos, recirculación, reutilización de aguas residuales y tratamiento de gérmenes patógenos respectivamente. Para el caso 1 (área), un arreglo que vincula tres niveles, los cuales son: bajo, medio y alto, refiriéndose a la selección del área.

A continuación, se presenta un ejemplo del funcionamiento algorítmico del proceso de selección de las alternativas con entrada de datos siguientes: energía eléctrica, episodios de lluvias, reutilización de aguas residuales y, en cuestión del área, la opción de bajo. En cada caso de variable booleana se obtienen dos opciones. La opción SI

muestra todas las combinaciones que según el coeficiente de área seleccionado cumplen con los casos. La opción NO se refiere a las restantes combinaciones. Luego de mostrar las alternativas que responden a la selección, se determina el porcentaje de coincidencias de todas, destacando como resultados óptimos las que obtienen un 100 % de coincidencias: VNS/S+FG y A.F. (Figura 3.8).

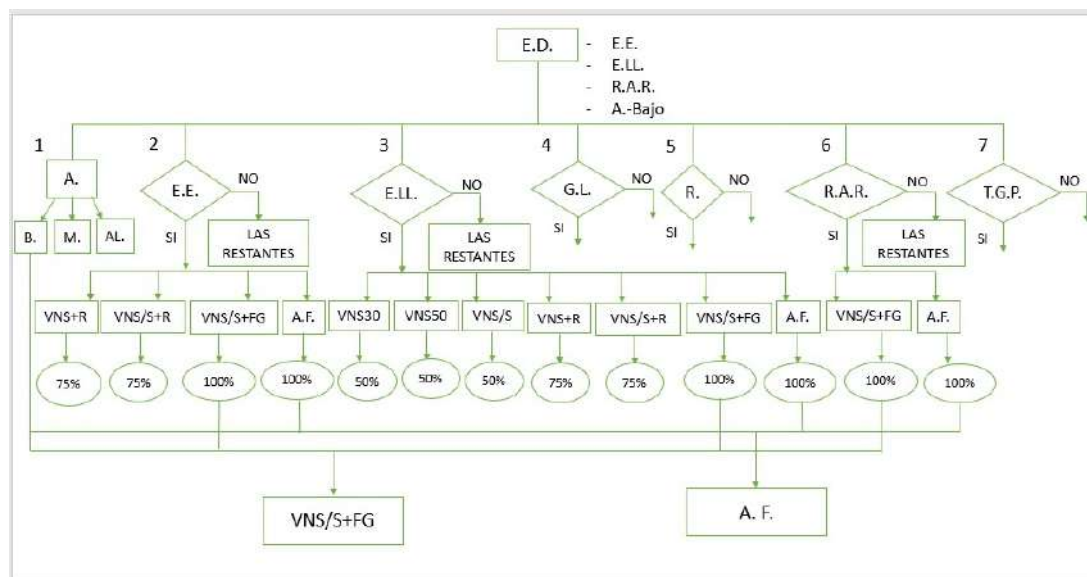


Figura 3.8. Ejemplo del funcionamiento algorítmico del proceso de selección de alternativas.

Leyenda: E.D.: Entrada de Datos. E.E.: Energía Eléctrica. E.L.L.: Episodios de Lluvia. R.A.R.: Reutilización de Aguas Residuales. A.: Área. B.: Bajo. M.: Medio. AL.: Alto. G.L.: Gestión de Lodos. R.: Recirculación. T.G.P.: Tratamiento de Gérmenes Patógenos. VNS+R: Filtro vertical no saturado + Recirculación. VNS/S+R: Filtro vertical no saturado/saturado + Recirculación. VNS/S+FG: Filtro vertical no saturado/saturado + Lecho bacteriano. A.F.: Aireación forzada. VNS30: Filtro vertical no saturado de 30 cm. VNS50: Filtro vertical no saturado mayor de 50 cm. VNS/S: Filtro vertical no saturado/saturado.

04 CONCLUSIONES

- Se definieron las variables que intervienen en el proceso de selección de cada tecnología, de tipo cualitativo y cuantitativo: uso de energía eléctrica, mantenimiento, capacidad de asimilar episodios de lluvia, tratamiento de los lodos, reutilización de aguas residuales tratadas, capacidad de remover gérmenes patógenos, área por habitante equivalente ($\text{m}^2/\text{hab-eq}$), eficiencia en cuanto a DBO_5 , DQO , SST y NTK , y costo aproximado, siendo de vital importancia para el desarrollo de la herramienta informática.
- Se desarrolla una metodología o algoritmo para la selección de la variante que cumple con el mayor porcentaje de requerimientos que solicite el especialista para el tratamiento deseado.
- Se propone una herramienta informática que ayuda a los especialistas en el tema a la selección de alternativas de humedales artificiales para el tratamiento de las aguas residuales, teniendo en cuenta demandas y restricciones del proyecto a desarrollar.
- La herramienta propuesta contiene las metodologías de cálculo de las diferentes alternativas para su dimensionamiento.

05 REFERENCIAS

Granados, L., Montes, H., & Moctezuma, S. (2019). Humedales artificiales para el desarrollo comunitario: el caso de una comunidad Mazahua de México.

- Idris, A., Ghani, A., Yung-Tse, H., & Wang, L. K.** (2010). Wetlands for Wastewater Treatment. En *Handbook of Environmental Engineering, Volume 11: Environmental Bioengineering*.
- Inyinbor, A., Adebesein, O., Oluyori, P., Adelani-Akande, A., & Dada, O.** (2018). Water Pollution: Effects, Prevention, and Climatic Impact.
- Lombard Latune, R., & Molle, P.** (2017). Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales domésticas en zona tropical. Guía de dimensionamiento para zonas tropicales.
- López, C.** (2016). *Evaluación de humedales artificiales a escala piloto para el tratamiento secundario de efluentes agroindustriales* [Tesis]. Universidad Zamorano, Carrera de Ambiente y Desarrollo.
- Rojas, R.** (2002). *Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales* (inf. téc.). CEPIS/OPS-OMS.
- Romero, J.** (2010). *Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño* (3.ª ed.). Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Sonune, A., & Ghate, R.** (2004). Developments in wastewater treatment methods. *Desalination*.
- Trapote, A.** (2013). *Depuración y regeneración de aguas residuales urbanas*. Universidad de Alicante.
- Wilson, J., Asprilla, S., & Ramírez, D.** (2020). Subsurface-flow Artificial Wetlands: Comparison of Design Methodologies for the Calculation of the Surface Area based on the Removal of Organic Matter.
- Zurita, F., Belmont, M. A., De Anda, J., & White, J. R.** (2011). Seeking a way to promote the use of constructed wetlands for domestic wastewater treatment in developing countries. *Water Science & Technology*, 63(4), 654-659. <https://doi.org/10.2166/wst.2011.249>

Conflicto de intereses

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

Contribución de los autores

Luis Fermín Córdova López <https://orcid.org/0000-0001-8175-6819>

Carolina Medina Losada <https://orcid.org/0009-0005-5485-8760>

Luis Alberto Rivero Cárdenas <https://orcid.org/0009-0007-6620-4515>

Impacto de la variabilidad pluviométrica en el balance hídrico de los acuíferos costeros en la costa sur de Artemisa y Mayabeque, Cuba

Lisángela Espinosa AmadorE-MAIL: lisangelaespinosaamador2002@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE)

Roxana Aymeé Luis WinogradE-MAIL: roxluis87@gmail.com

Empresa Aguas de La Habana, La Habana, Cuba

José Manuel Guzmán MenéndezE-MAIL: jmguzmanmenendez@gmail.com

Agencia de Medio Ambiente (AMA), Ministerio de Ciencia tecnología y Medio Ambiente (CITMA), La Habana, Cuba

RESUMEN

La evaluación de la disponibilidad y dinámica del recurso hídrico subterráneo en regiones cársicas costeras requiere un análisis integrado de la variabilidad climática y la respuesta hidrogeológica del sistema acuífero. El presente estudio analiza el comportamiento de las precipitaciones y su impacto en el balance hídrico de los subacuíferos de la costa sur de las provincias Artemisa (período 2007–2024) y Mayabeque (2009–2024) en Cuba. Mediante la aplicación de pruebas de homogeneidad (t-Student, Cramer, Fischer) y análisis de consistencia (curvas de doble masa) a 46 estaciones pluviométricas, se validó y completó la base de datos histórica. Se determinaron índices de sequía meteorológica (PPN, SPI, IRS) aplicando la Teoría de Rachas, y se cuantificó el balance hídrico subterráneo contrastando la recarga por infiltración directa con los volúmenes de extracción. Los resultados revelan una dicotomía crítica: mientras los subacuíferos HS-1 Corojal y HS-3 Artemisa-Quivicán presentan balances anuales superavitarios, el subacuífero HS-4 Batabanó evidencia una condición de déficit hídrico crónico y sostenido, con balances negativos en toda la serie analizada. Se concluye que la sobreexplotación estructural del HS-4, exacerbada por la ocurrencia de sequías intensas como la registrada en 2019, compromete la sostenibilidad de las reservas y constituye un factor de riesgo preponderante para la intensificación de procesos de intrusión marina en el litoral sur.

PALABRAS CLAVE: hidrogeología, índice de sequía, infiltración, precipitación, sobreexplotación, subacuíferos, variabilidad climática

Impact of Precipitation Variability on the Water Balance of Coastal Aquifers on the Southern Coast of Artemisa and Mayabeque, Cuba



RECIBIDO

APROBADO

Este es un artículo publicado en acceso abierto bajo una licencia [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

ABSTRACT

The assessment of groundwater availability and dynamics in coastal karst regions requires an integrated analysis of climate variability and the hydrogeological response of the aquifer system. This study analyzes precipitation behavior and its impact on the water balance of the sub-aquifers on the southern coast of Artemisa and Mayabeque provinces, Cuba, during the 2009-2024 period. By applying homogeneity tests (t-Student, Cramer, Fischer) and consistency analysis (double-mass curves) to 46 rain gauge stations, the historical database was validated and completed. Meteorological drought indices (PPN, SPI, IRS) were determined by applying Runs Theory, and the groundwater balance was quantified by contrasting direct infiltration recharge with extraction volumes. The results reveal a critical dichotomy: while the HS-1 Corojal and HS-3 Artemisa-Quivicán sub-aquifers present surplus annual balances, the HS-4 Batabanó sub-aquifer demonstrates a condition of chronic and sustained water deficit, with negative balances throughout the entire analyzed series. It is concluded that the structural overexploitation of HS-4, exacerbated by the occurrence of intense droughts such as that recorded in 2019, compromises the sustainability of reserves and constitutes a preponderant risk factor for the intensification of marine intrusion processes on the southern coastline.

KEYWORDS: *climate variability, drought index, hydrogeology, infiltration, overexploitation, precipitation, subaquifers*

01 INTRODUCCIÓN

Los acuíferos cársicos costeros constituyen sistemas hidrogeológicos de alta complejidad y vulnerabilidad estratégica, particularmente en contextos insulares y regiones con marcada estacionalidad pluviométrica. En estos entornos, la interacción dinámica entre el flujo de agua dulce subterránea, las variaciones en la recarga por precipitación y la interfase salina marina determina la disponibilidad y calidad del recurso hídrico para el abastecimiento humano y el desarrollo agrícola (Kresic & Mikszewski, 2013). En las provincias de Artemisa y Mayabeque, ubicadas en el occidente de Cuba, el acuífero regional de la Llanura Cársica Meridional representa la principal fuente de suministro; sin embargo, su sostenibilidad se encuentra amenazada por la confluencia de factores climáticos adversos y una gestión de la demanda que, en sectores específicos, supera la capacidad de renovación natural del sistema.

La evaluación rigurosa de la relación entre la oferta hídrica natural y la presión extractiva requiere superar las limitaciones inherentes a los registros pluviométricos históricos, los cuales a menudo presentan lagunas de información, heterogeneidades espaciales y rupturas en la consistencia temporal de las series. La falta de una base de datos hidroclimática validada constituye una fuente significativa de incertidumbre en la modelación hidrológica y en la cuantificación de los balances hídricos subterráneos (Peterson et al., 1998). En este contexto, la implementación de pruebas estadísticas paramétricas y no paramétricas para el control de calidad, la homogeneización y el completamiento de datos pluviométricos emerge como un paso metodológico indispensable previo a cualquier análisis cuantitativo.

El presente trabajo, enmarcado en el proyecto «Mi Costa» (Tarea Vida), se enfoca en el análisis de las precipitaciones y su traducción hidrogeológica en términos de recarga efectiva y balance volumétrico para tres subacuiferos diferenciados en la costa sur de Artemisa y Mayabeque. Se plantea como objetivo central determinar la influencia de la variabilidad climática interanual sobre el estado del balance hídrico subterráneo en el período 2009-2024. A través de este análisis, se busca diagnosticar la condición de explotación sostenible o sobreexplotación de las unidades hidrogeológicas estudiadas, proporcionando una línea base cuantitativa para la gestión integrada de los recursos hídricos y la evaluación del riesgo de degradación por intrusión marina en el acuífero costero.

02 REFERENTES TEÓRICOS

El estudio del régimen pluviométrico y su impacto en las aguas subterráneas se fundamenta en los principios de la hidrología estadística y la hidrogeología cuantitativa. La base metodológica para el procesamiento de datos históricos de precipitación se apoya en las directrices clásicas de la hidrología aplicada, las cuales establecen que el análisis de variabilidad climática y la modelación hidrológica dependen críticamente de la calidad y homogeneidad de las series temporales de entrada (Chow et al., 1988). Una serie de datos se considera homogénea cuando sus fluctuaciones reflejan exclusivamente la variabilidad climática natural, libre de distorsiones inducidas por cambios en la instrumentación, reubicación de estaciones o modificaciones en el entorno de medición (Frost, 2020).

Para la detección de rupturas o inhomogeneidades en los registros históricos, la literatura especializada propone la aplicación de un conjunto de pruebas estadísticas paramétricas y no paramétricas. La prueba t de Student permite contrastar la hipótesis nula de igualdad de medias entre dos subperíodos de una serie, constituyendo una herramienta eficaz para identificar saltos abruptos en la tendencia central de los datos (Peterson et al., 1998). Complementariamente, la prueba F de Fisher se emplea para evaluar la homocedasticidad de la varianza, un supuesto crítico en numerosos análisis climáticos cuya violación puede indicar cambios en la dispersión de las observaciones asociados a alteraciones instrumentales o de exposición (Wilks, 2011). Por su parte, la prueba de Cramer ofrece una evaluación más comprehensiva al contrastar si dos subperíodos provienen de una misma distribución de probabilidad, siendo particularmente sensible a modificaciones en la forma de la distribución que afectan la frecuencia de eventos extremos o la asimetría de la serie (Lanzante, 1996).

El análisis de curvas de doble masa es un método gráfico-analítico, desarrollado originalmente por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), se fundamenta en el principio de proporcionalidad acumulada entre una estación bajo escrutinio y una estación de referencia confiable. La desviación sistemática de la linealidad en la curva de doble masa constituye un indicador robusto de inhomogeneidad en la serie evaluada (Searcy & Hardison, 1960). Para la estimación de datos faltantes en registros incompletos, se han desarrollado diversas técnicas de interpolación espacial y correlación, entre las que destacan los métodos basados en ponderación por el inverso de la distancia, relaciones normalizadas y modelos de regresión lineal, siendo este último particularmente eficaz cuando existe una alta correlación espacial de la variabilidad climática interanual (Haan, 2002; Wilks, 2011).

La sequía meteorológica, definida como un déficit prolongado de precipitación respecto a las condiciones climáticas normales, se cuantifica mediante índices estandarizados que permiten comparar la severidad, duración y frecuencia de los eventos secos en distintos contextos espaciales y temporales. El Índice Estandarizado de Precipitación (SPI), desarrollado por McKee et al. (1993), es ampliamente reconocido por la Organización Meteorológica Mundial como un indicador probabilístico robusto que expresa la anomalía de precipitación en unidades de desviación estándar, facilitando la evaluación del déficit hídrico en múltiples escalas de tiempo (World Meteorological Organization, 2012). De forma complementaria, el Porcentaje de Precipitación Normal (PPN) ofrece una medida simple de desviación relativa respecto a la media histórica (Hayes, 2006). La Teoría de Rachas proporciona el marco analítico para extraer, a partir de series temporales, los atributos fundamentales de los episodios secos: duración, severidad e intensidad (Burka et al., 2023).

La evaluación de la sostenibilidad de la explotación de aguas subterráneas se basa en el principio de conservación de la masa aplicado al sistema acuífero. El balance hídrico expresa la relación entre la recarga, las extracciones y la variación del almacenamiento, constituyendo la herramienta diagnóstica fundamental para identificar situaciones de sobreexplotación y evaluar la renovabilidad del recurso (Kresic & Mikszewski, 2013). En acuíferos cársicos libres, la recarga por infiltración directa de la precipitación representa el componente principal de entrada al sistema. Su cuantificación se realiza comúnmente mediante coeficientes de infiltración empíricos, los cuales relacionan la lámina de lluvia con las propiedades texturales e hidrodinámicas del suelo. Los parámetros propuestos por Rawls et al. (1983), derivados del modelo de Green-Ampt, proporcionan una base experimental para la estimación de la recarga potencial en función de la clase de suelo y la conductividad hidráulica saturada.

03 MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Área de estudio

El área de estudio se localiza en la costa sur de las provincias de Artemisa y Mayabeque, Cuba, dentro del Tramo 1 del proyecto «Mi Costa» (Tarea Vida). Comprende los municipios de Alquizar, Güira de Melena (Artemisa), Güines, Melena del Sur y Batabanó (Mayabeque), desde playa Majana hasta playa Rosario. Geográficamente queda delimitada por las coordenadas Xmin: 311 776, Ymin: 314 523 y Xmax: 326 255, Ymax: 401 475 (sistema Cuba Norte NAD 27) (Figura 3.1). Esta franja costera se caracteriza por un perfil bajo, pantanoso y la presencia de extensos manglares que forman parte de la Llanura Cársica Meridional (Espinosa Amador, 2026).



Figura 3.1. Ubicación del área de estudio (Espinosa Amador, 2026).

3.2. Hidrogeología

Las investigaciones hidrológicas previas en los territorios de Artemisa y Mayabeque han consolidado un marco de conocimiento especializado sobre la dinámica de los sistemas acuíferos, los procesos de intercambio en la interfase continental-marina y los factores de vulnerabilidad que condicionan la sostenibilidad de las reservas hídricas subterráneas. El dominio hidrogeológico regional se caracteriza por un desarrollo cárstico predominante, donde la infiltración y la circulación del flujo subterráneo están gobernadas estructuralmente por la porosidad secundaria y la permeabilidad de la matriz carbonatada (Espinosa Amador, 2026).

En el sector de estudio, el acuífero regional se encuentra compartimentado en cinco subacuíferos diferenciados con base en criterios litoestratigráficos y geomorfológicos (Figura 3.2).

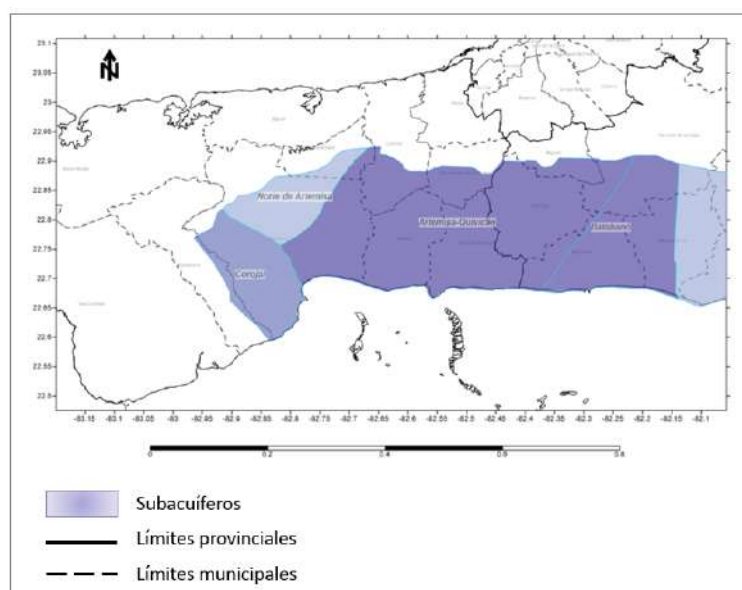


Figura 3.2. Mapa de subacuíferos del área de estudio.

3.3. Análisis y procesamiento de la base de datos

Los registros pluviométricos fueron obtenidos del Sistema de Gestión Integral del Agua (SGIA) del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH). Se seleccionaron 23 estaciones en la provincia de Artemisa y 23 en Mayabeque. Para cada estación se determinó la lluvia anual, y se aplicó un protocolo de control de calidad basado en la inspección visual de gráficos cronológicos y de simple masa, con el fin de identificar posibles errores accidentales.

La homogeneidad de las series se evaluó mediante tres pruebas estadísticas paramétricas: *t de Student* para detectar rupturas en la media; *F de Fisher* para verificar la homocedasticidad de la varianza y *Cramer* para contrastar cambios en la distribución de probabilidad. La consistencia relativa de los registros validados se verificó mediante curvas de doble masa, tomando como referencia estaciones confiables identificadas en los análisis previos. Los datos faltantes en las series validadas se completaron empleando modelos de regresión lineal, previa verificación de un coeficiente de correlación de Pearson significativo ($r > 0,7$) entre la estación incompleta y estaciones de referencia cercanas (Wilks, 2011). La precipitación media para cada provincia se calculó mediante el método de la media aritmética.

3.4. Determinación de índices de sequía

La caracterización de los eventos de déficit hídrico se realizó mediante la aplicación de la Teoría de Rachas, estableciendo como umbral la precipitación media hiperanual del período analizado (Burka et al., 2023). A partir de las series de precipitación anual, se calcularon tres indicadores complementarios.

El PPN, que calcula la desviación de la precipitación observada respecto a un valor climatológico de referencia, cuya expresión es:

$$PPN = \frac{P_{anual(año\ i)} - P_{media\ hiperanual}}{P_{anual(año\ i)}} \times 100 \quad (3.1)$$

Donde $P_{anual(año\ i)}$ es la precipitación media anual en un determinado año y $P_{media\ hiperanual}$ es el promedio de las precipitaciones anuales de la serie analizada.

El SPI, que permite cuantificar el déficit o superávit de precipitación en múltiples escalas de tiempo, permitiendo evaluar impactos en sistemas con diferentes tiempos de respuesta, a través de la siguiente fórmula:

$$DEP = \frac{P_{anual(año\ i)} - P_{media\ hiperanual}}{S_{serie\ anual}} \quad (3.2)$$

Donde $S_{serie\ anual}$ es la desviación de la serie de precipitaciones anuales.

El Índice de Repetibilidad de Sequía, que no es un índice formal y estándar, sino más bien un concepto analítico que describe el estudio de la frecuencia y recurrencia de eventos de sequía en una región a lo largo del tiempo. Se aborda principalmente mediante análisis de series temporales y estadística aplicada a índices estándar (Handbook of Drought Indicators and Indices, 2016), calculado por la expresión:

$$Z_{ji} = \frac{X_{ij} - \bar{X}_j}{S_j} \quad (3.3)$$

Donde X_{ij} representa el total anual de la lluvia en la estación j en el año i ; $\bar{X}_j$ y S_j son la media y la desviación estándar del período seleccionado.

3.5. Cálculo del balance hídrico

El balance hídrico subterráneo se fundamenta en el principio de conservación de la masa aplicado al sistema acuífero. La ecuación general para un intervalo de tiempo se expresa como:

$$B = R - E \quad (3.4)$$

Donde B representa el balance neto, R es el volumen de recarga anual por infiltración directa de la precipitación, y E corresponde al volumen total extraído por bombeo en el año (Kresic & Mikszewski, 2013). La recarga anual

se estimó mediante la expresión:

$$R = P \cdot C_i \cdot A \quad (3.5)$$

Siendo P la precipitación media anual, C_i el coeficiente de infiltración dependiente de las propiedades texturales e hidrodinámicas del suelo y A el área del subacuífero. Los volúmenes de extracción se obtuvieron del registro de bombeo potencial disponible en la plataforma SGIA del INRH.

Los coeficientes de infiltración (C_i) se determinaron en función de la textura del suelo predominante en cada subacuífero, según la clasificación de Rawls et al. (1983). Para el subacuífero HS-1 Corojal, dominado por suelos arenosos, se adoptó $C_i = 0,35$. Para HS-3 Artemisa-Quivicán (suelos francos-arenosos) se usó $C_i = 0,30$. Para HS-4 Batabanó (suelos arcillosos con limitada permeabilidad) se empleó $C_i = 0,18$. Estos valores fueron validados con estudios locales de infiltración (INRH, 2019).

04 RESULTADOS

4.1. Homogeneidad y completamiento de las series pluviométricas

El análisis de calidad y homogeneidad de las series de precipitación constituye un paso fundamental previo a cualquier estudio climático o hidrológico. Los resultados para Artemisa y Mayabeque revelan características distintivas en la calidad de sus registros pluviométricos.

Los gráficos cronológicos y de simple masa permitieron identificar visualmente posibles errores y periodos con inflexiones. Las pruebas estadísticas de *t-Student*, *Fischer* y *Cramer* mostraron perfiles diferenciados entre provincias y los gráficos de correlación y doble masa validaron la coherencia espacial y temporal de las series depuradas, permitiendo proceder al completamiento de datos faltantes mediante regresión lineal; la Tabla 4.1 muestra un resumen de estos análisis realizados.

Tabla 4.1. Resultados de las pruebas de homogeneidad y del completamiento de los datos faltantes

Provincia	Homogeneidad		Completamiento de las series	
	Estaciones analizadas	Estaciones homogéneas	Estaciones con datos faltantes	Datos completados
Artemisa	23	17	22	124
Mayabeque	23	18	19	37

En el caso de la provincia de Artemisa la red presenta una fragmentación severa: solo tres estaciones (Plu2200205, Plu2200350, Plu2200268) tienen series de 16 o más años en un período de 18 años. La mayoría presenta entre 9 y 13 años de registro, con hasta nueve años faltantes.

La situación en Mayabeque es más favorable, la red se encuentra notablemente más completa: 15 estaciones tienen 15 o 16 años de datos en un período de 16 años (2009-2024), y cuatro estaciones (Plu2400159, Plu2400302, Plu2400446, Plu2400447) presentan series completas sin años faltantes.

4.2. Índices de sequía

La precipitación media anual estableció un primer contraste: Artemisa registró 1 222,80 mm, mientras que Mayabeque presentó 1 437,29 mm. La aplicación de la Teoría de Rachas a la serie Aportación–Umbral evidenció fluctuaciones interanuales marcadas (Figuras 4.1 y 4.2).

Haciendo un análisis de la Figura 4.1 en Artemisa, los años 2019, 2021 y 2023 destacan como los más críticos, con valores negativos extremos (ej. -554,4 en 2019), años que coinciden con los más críticos en Mayabeque como se muestra en la Figura 4.2. La Tabla 4.2 resume los índices calculados, mostrando una recurrencia de condiciones secas en el último trienio. El Índice Estandarizado de Precipitación (SPI) tendió a suavizar la clasificación, manteniendo la mayoría de los años en el rango «normal o aproximadamente normal».

Según los resultados de la Tabla 4.3 en Mayabeque las desviaciones negativas fueron menos pronunciadas. Ningún

año alcanzó clasificación superior a «Ligera» o «Moderada» en el PPN (valores entre $-24,11\%$ y $-18,6\%$ en los años más secos: 2023, 2021, 2019). El IRS catalogó todos los eventos como «Moderada» o «Débil» y registró varios años con condiciones «Moderadamente húmedas» o «Muy húmedas» (SPI en 2017, 2022, 2024), lo que sugiere una mayor frecuencia de periodos de recuperación.

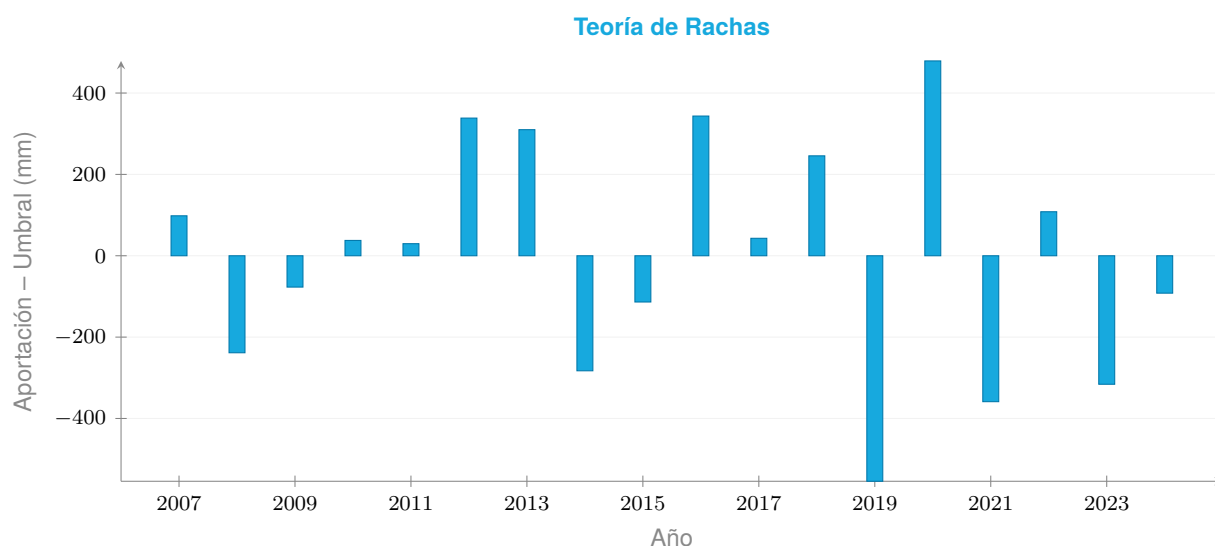


Figura 4.1. Teoría de Rachas para la serie de lluvias anuales de Artemisa a partir del año 2007 hasta el 2024.

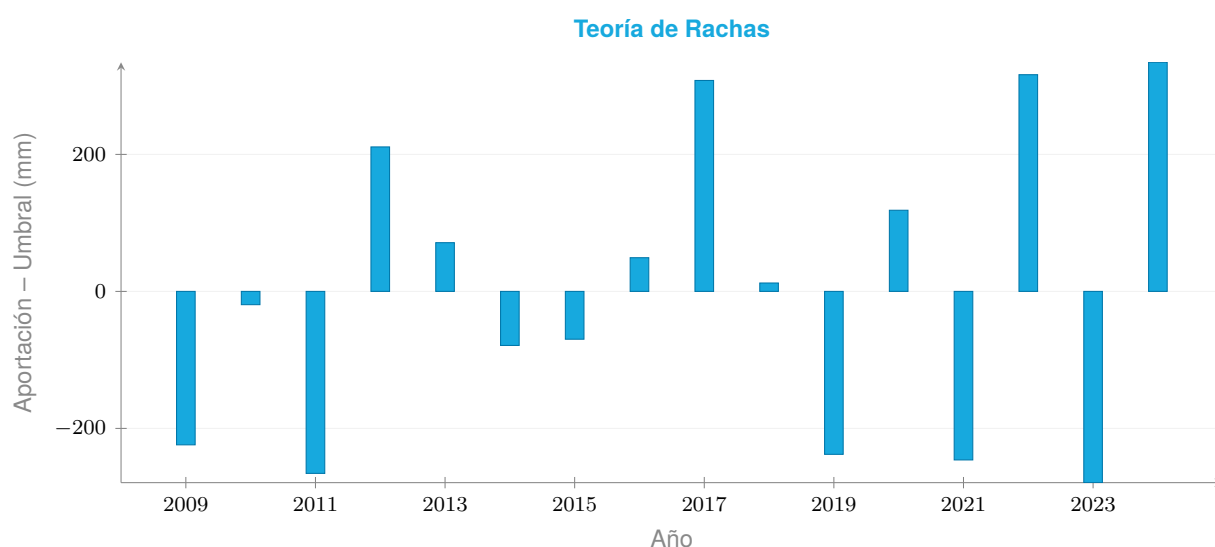


Figura 4.2. Teoría de Rachas para la serie de lluvias anuales de Mayabeque a partir del año 2009 hasta el 2024.

Tabla 4.2. Resultado del cálculo de los índices para Artemisa

Año	PPN	Clasif. PPN	SPI	Clasif. SPI	IRS	Clasif. IRS
2007	7,44	—	0,35	Normal o aprox. normal	0,35	Débil
2008	-24,23	Ligera	-0,85	Normal o aprox. normal	-0,85	Moderada
2009	-6,72	—	-0,27	Normal o aprox. normal	-0,27	Débil
2010	2,99	—	0,13	Normal o aprox. normal	0,13	Débil
2011	2,37	—	0,11	Normal o aprox. normal	0,11	Débil
2012	21,68	—	1,20	Moderadamente húmedo	1,20	Débil
2013	20,22	—	1,10	Moderadamente húmedo	1,10	Débil
2014	-30,09	Ligera	-1,01	Moderadamente seco	-1,01	Moderada
2015	-10,25	—	-0,40	Normal o aprox. normal	-0,40	Débil
2016	21,93	—	1,22	Moderadamente húmedo	1,22	Débil
2017	3,39	—	0,15	Normal o aprox. normal	0,15	Débil
2018	16,73	—	0,87	Normal o aprox. normal	0,87	Débil
2019	-82,95	Intensa	-1,97	Severamente seco	-1,97	Severa
2020	28,15	—	1,70	Muy húmedo	1,70	Débil
2021	-41,52	Moderada	-1,28	Moderadamente seco	-1,28	Moderada
2022	8,13	—	0,38	Normal o aprox. normal	0,38	Débil
2023	-34,84	Moderada	-1,12	Moderadamente seco	-1,12	Moderada
2024	-8,13	—	-0,33	Normal o aprox. normal	-0,33	Débil

Tabla 4.3. Resultado del cálculo de los índices para Mayabeque

Año	PPN	Clasif. PPN	SPI	Clasif. SPI	IRS	Clasif. IRS
2009	-18,46	—	-1,04	Moderadamente seco	-1,04	Moderada
2010	-1,37	—	-0,09	Normal o aprox. normal	-0,09	Débil
2011	-22,67	Ligera	-1,23	Moderadamente seco	-1,23	Moderada
2012	12,80	—	0,98	Normal o aprox. normal	0,98	Débil
2013	4,72	—	0,33	Normal o aprox. normal	0,33	Débil
2014	-5,81	—	-0,37	Normal o aprox. normal	-0,37	Débil
2015	-5,10	—	-0,32	Normal o aprox. normal	-0,32	Débil
2016	3,31	—	0,23	Normal o aprox. normal	0,23	Débil
2017	17,64	—	1,43	Moderadamente húmedo	1,43	Débil
2018	0,85	—	0,06	Normal o aprox. normal	0,06	Débil
2019	-19,83	—	-1,10	Moderadamente seco	-1,10	Moderada
2020	7,61	—	0,55	Normal o aprox. normal	0,55	Débil
2021	-20,65	Ligera	-1,14	Moderadamente seco	-1,14	Moderada
2022	18,04	—	1,46	Moderadamente húmedo	1,46	Débil
2023	-24,11	Ligera	-1,29	Moderadamente seco	-1,29	Moderada
2024	18,88	—	1,55	Muy húmedo	1,55	Débil

4.3. Balance hídrico

El análisis del balance hídrico para el período 2009-2024 reveló situaciones hidrogeológicas contrastantes entre los tres subacuíferos estudiados, la Tabla 4.4 muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 4.4. Resumen del balance hídrico anual para los subacuíferos (2009-2024)

Subacuífero	Rango de recarga (hm ³)	Extracción (hm ³)	Balance	Estado
HS-1 Corojal	95,11 – 220,04	16,16	Siempre positivo	Sostenible
HS-3 Artemisa-Quivicán	1 158,08 – 1 992,91	682,05	Siempre positivo	Sostenible
HS-4 Batabanó	117,69 – 237,17	272,12	Siempre negativo	Sobreexplotación

Nota: Los volúmenes de extracción corresponden a valores medios anuales calculados a partir de los registros de bombeo potencial disponibles en la plataforma SGIA del INRH. No se disponía de la variación interanual de las extracciones, por lo que se asume una demanda constante durante el período.

Según los resultados de la Tabla 4.4 el subacuífero HS-4 Batabanó presenta una situación crítica de sobreexplotación. En cada uno de los 16 años analizados, el balance resultó negativo, con déficits anuales que variaron entre $-34,95 \text{ hm}^3$ (2022) y $-154,43 \text{ hm}^3$ (2009). La recarga fue siempre inferior a la extracción constante de $272,12 \text{ hm}^3$, evidenciando un agotamiento progresivo del almacenamiento y una alta vulnerabilidad a la intrusión marina.

Los resultados del balance para el HS-4 Batabanó fueron consistentes con los gráficos de balance elaborados por la Empresa de Aprovechamiento Hidráulico de Mayabeque, confirmando la tendencia de déficit permanente (Figura 4.3).

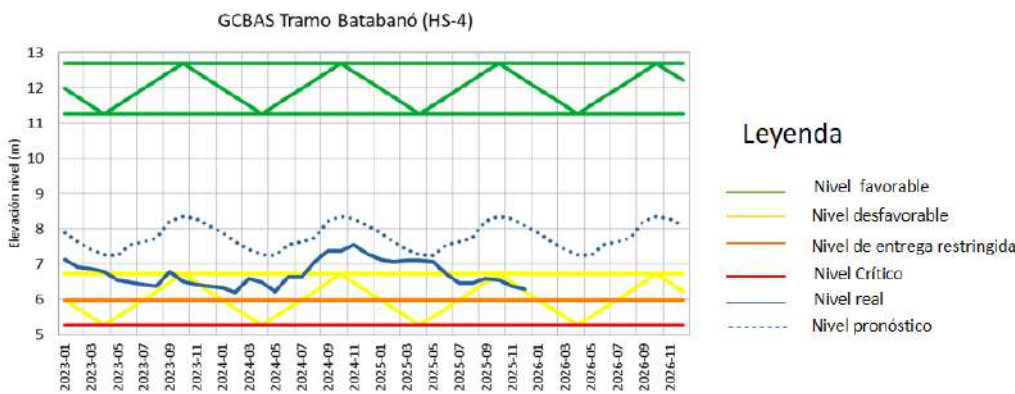


Figura 4.3. Gráfico del balance hídrico para el HS-4 Batabanó (Espinosa Amador, 2026).

05 DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos evidencian una condición de sobreexplotación crónica en el subacuífero HS-4 Batabanó, con balances negativos durante todo el período 2009-2024. Este hallazgo es consistente con los informes internos de la Empresa de Aprovechamiento Hidráulico de Mayabeque (Figura 4.3); la condición de déficit hídrico crónico identificada en el subacuífero HS-4 Batabanó no solo compromete la disponibilidad del recurso, sino que también incrementa su vulnerabilidad a procesos de contaminación.

La reducción de los niveles freáticos, asociada a la sobreexplotación, puede favorecer el avance de frentes de contaminación de origen antrópico hacia las zonas de captación. En este sentido, Luis Winograd y Valladares Hernández (2023) demostraron, para fuentes de abasto en San José de las Lajas, la importancia crítica de delimitar adecuadamente las Zonas de Protección Sanitaria (ZPS) para mitigar el impacto de agentes contaminantes.

Los autores Luis Winograd y Valladares Hernández (2023) subrayan que, sin una gestión integrada que aborde tanto el déficit cuantitativo como la calidad del agua, el riesgo de afectación de los pozos de abastecimiento se multiplica, lo que resulta en un problema de alta relevancia para la sostenibilidad hídrica de la región sur de Artemisa y Mayabeque. La persistencia del déficit en HS-4, incluso en años húmedos (ej. 2022 con recarga de

237,17 hm³ y déficit de -34,95 hm³), indica que la extracción anual (272,12 hm³) supera estructuralmente la capacidad de recarga media del subacuífero, estimada en aproximadamente 175 hm³/año.

Una limitación importante del estudio es el uso de un valor constante de extracción para todo el período. En la práctica, los bombeos varían anualmente por cambios en la demanda agrícola, poblacional y en la operación de los sistemas de abastecimiento. La ausencia de datos de extracción anuales impide evaluar si los déficits se agravan en años secos por un incremento del bombeo (respuesta adaptativa) o si permanecen invariables. Se recomienda en futuros trabajos incorporar series anuales de extracción para modelar con mayor precisión el estrés hídrico.

Otro aspecto a discutir es la simplificación del balance a solo dos términos (recarga por infiltración directa menos extracción). En sistemas cársicos costeros, existen flujos adicionales: descarga natural al mar, flujo subterráneo entre subacuíferos y evapotranspiración desde niveles freáticos someros. La omisión de estos componentes puede sobreestimar el déficit si, por ejemplo, parte del agua extraída es compensada por flujo lateral desde subacuíferos vecinos. No obstante, la magnitud del déficit anual (-35 a -154 hm³) es tan alta que difícilmente sería revertida por estos flujos, por lo que la conclusión de sobreexplotación se mantiene robusta.

En comparación con otras regiones cársicas costeras del Caribe (ej. acuífero de Yucatán, México), los coeficientes de infiltración utilizados (C_i) deben ser validados con ensayos de campo, ya que la porosidad secundaria de la matriz carbonatada puede generar recargas mucho más rápidas que las estimadas por modelos de suelo (Rawls et al., 1983). Se sugiere implementar pruebas con trazadores y mediciones de niveles piezométricos para calibrar la recarga efectiva.

Finalmente, el déficit crónico del subacuífero HS-4 Batabanó implica un riesgo elevado de intrusión marina, especialmente durante eventos de sequía como el del año 2019 (SPI = -1,97 en Artemisa). La interfase salina puede avanzar tierra adentro, afectando pozos de abastecimiento. Estudios previos en el litoral sur (Espinosa Amador, 2026) ya documentan signos de salinización en manglares, lo que refuerza la necesidad de medidas de gestión urgentes: reducción de extracciones, recarga artificial o cambio de fuentes de suministro.

06 CONCLUSIONES

El análisis de calidad y homogeneidad de las series de precipitación revela un perfil contrastante entre las dos provincias. Mayabeque cuenta con una red pluviométrica más completa y homogénea, mientras que Artemisa presenta una fragmentación de datos que limita los análisis espaciales detallados, aunque dispone de estaciones claves de alta confiabilidad.

La caracterización de la sequía mediante los índices PPN, SPI e IRS evidencia que Artemisa experimenta episodios de déficit hídrico más intensos que Mayabeque, con el año 2019 clasificado como de sequía severa. Esta mayor variabilidad y severidad, unida a su menor precipitación media, señala a Artemisa como una provincia con alta vulnerabilidad al estrés hídrico.

El balance hídrico de los subacuíferos costeros muestra una situación crítica y crónica de sobreexplotación en el subacuífero HS-4 Batabanó, con balances negativos persistentes durante todo el período 2009-2024. En contraste, los subacuíferos HS-1 Corojal y HS-3 Artemisa-Quivicán mantuvieron balances positivos, operando dentro de márgenes volumétricos sostenibles.

La metodología implementada constituye una herramienta fundamental para la gestión adaptativa de recursos hídricos en regiones cársicas costeras. Como medidas concretas para fortalecer futuros estudios, se recomienda: (1) fortalecer el mantenimiento de la red pluviométrica en Artemisa; (2) implementar un monitoreo piezométrico sistemático en el subacuífero HS-4 Batabanó; y (3) desarrollar modelos hidrogeológicos numéricos que simulen escenarios de gestión y evalúen el riesgo de intrusión marina bajo distintas condiciones climáticas y de extracción.

07 RECOMENDACIONES

Se recomienda fortalecer el mantenimiento y la continuidad de la red pluviométrica, especialmente en Artemisa, para reducir la fragmentación de datos y mejorar la capacidad de análisis espacial. Asimismo, se sugiere imple-

mentar un monitoreo piezométrico sistemático en el subacuífero HS-4 Batabanó para evaluar la evolución del almacenamiento y calibrar los balances hídricos con mediciones directas. Finalmente, se recomienda incorporar en futuros estudios la modelación hidrogeológica numérica para simular escenarios de gestión y evaluar el riesgo de intrusión marina bajo diferentes condiciones climáticas y de extracción.

08 REFERENCIAS

- Burka, A., Kebede, A., & Tilahun, S. (2023). Application of runs theory for drought characterization using SPI and SPEI indices. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 45, 101295.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*. McGraw-Hill.
- Espinosa Amador, L. (2026). *Determinación de la relación entre intrusión marina y la respuesta adaptación del manglar* [Tesis de diploma]. Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (Cujae).
- Hayes, M. J. (2006). *Drought indices* (inf. téc.). National Drought Mitigation Center, University of Nebraska-Lincoln.
- Kresic, N., & Mikszewski, A. (2013). *Hydrogeological conceptual site models: Data analysis and visualization*. CRC Press.
- Lanzante, J. R. (1996). Resistant, robust and non-parametric techniques for the analysis of climate data: Theory and examples. *International Journal of Climatology*, 16(11), 1197-1226.
- Luis Winograd, R. A., & Valladares Hernández, D. (2023). Determination of the sanitary protection zone, comparison of the NC1192:2017 and WhAEM methods, case study of supply sources in San Jose de la Lajas. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 44(3), 58-68.
- McKee, T. B., Doesken, N. J., & Kleist, J. (1993). The relationship of drought frequency and duration to time scales. *Preprints, 8th Conference on Applied Climatology*, 179-184.
- Peterson, T. C., Easterling, D. R., Karl, T. R., Groisman, P., Nicholls, N., Plummer, N., & Parker, D. (1998). Homogeneity adjustments of in situ atmospheric climate data: A review. *International Journal of Climatology*, 18(13), 1493-1517.
- Rawls, W. J., Brakensiek, D. L., & Miller, N. (1983). Green-Ampt infiltration parameters from soils data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(1), 62-70.
- Searcy, J. K., & Hardison, C. H. (1960). *Double-mass curves* (Water-Supply Paper N.º 1541-B). U.S. Geological Survey.
- Wilks, D. S. (2011). *Statistical methods in the atmospheric sciences* (3.ª ed.). Academic Press.
- World Meteorological Organization. (2012). *Standardized Precipitation Index user guide* (inf. téc. N.º WMO-No. 1090). WMO.

Conflicto de intereses

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

Contribución de los autores

Lisángela Espinosa Amador <https://orcid.org/0009-0003-9885-6850>

Trabajó en el procesamiento de los datos, haciendo contribuciones en el análisis e interpretación. Participó en la búsqueda de información y elaboración de las tablas, análisis de los resultados y en la revisión y redacción del artículo.

Roxana Aymeé Luis Winograd <https://orcid.org/0000-0002-4758-4045>

Realizó contribuciones en la interpretación de los datos. Participó en el diseño de la investigación, análisis de los resultados y en la revisión y redacción del artículo.

José Manuel Guzmán Menéndez <https://orcid.org/0000-0002-4989-870X>

Realizó contribuciones en el análisis de experto, así como la interpretación de los mismos. Participó en los análisis de los resultados.

Estudio de la cuenca del río Martín Pérez

Jenifer Luis GonzálezE-MAIL: jluisglez00@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH), Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (Cujae)

Yakelín Rodríguez LópezE-MAIL: yakelin780603@gmail.com

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH), Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (Cujae)

RESUMEN

El tema de las inundaciones en zonas urbanas, debido al desbordamiento de ríos es amplio y complejo. Esta investigación aborda la modelación hidrológica del río Martín Pérez. Se utilizó la curva de masa regional normalizada de (Perdigón et al., 2019) para obtener los hietogramas a partir de las precipitaciones diarias. Se emplearon los modelos CHAC y HEC-HMS para simular la respuesta hidrológica de la cuenca. Se comprobó que el software HEC-HMS es más conveniente emplearlo para este tipo de estudio, ya que además de calcular el caudal máximo, ofrece el hidrograma del escurrimiento y el volumen de la avenida y permite preparar la información de entrada a los modelos hidráulicos como el HEC-RAS.

PALABRAS CLAVE: *modelaciones hidrológicas, hietogramas, hidrogramas de escurrimiento*

Study of the Martín Pérez River Basin

ABSTRACT

The issue of urban flooding caused by river overflows is broad and complex. This research addresses the hydrological modeling of the Martín Pérez River. Rainfall data necessary for modeling with CHAC and HEC-HMS were obtained using the SGIA platform. The normalized regional mass curve (Perdigón et al., 2019) was used to obtain hyetographs from daily precipitation data. The CHAC and HEC-HMS models were used to simulate the hydrological response of the basin. It was found that HEC-HMS software is more suitable for this type of study, as it provides the runoff hydrograph and flood volume in addition to peak flow, and allows for the preparation of input data for hydraulic models such as HEC-RAS.

KEYWORDS: *hydrological modeling, hyetographs, runoff hydrographs*

01 INTRODUCCIÓN

El agua se encuentra entre los recursos naturales más importantes con los que cuenta la humanidad, y es el tesoro máspreciado al que tienen derecho todos los seres humanos. Se puede encontrar de diferentes maneras en la naturaleza, sin embargo, a lo largo de la historia se ha demostrado que puede resultar un elemento de grave peligro en situaciones extremas.

A medida que transcurre un año tienen lugar épocas de intensas lluvias que en la mayoría de los casos provocan inundaciones considerables mayormente en las zonas cercanas a los ríos, lo que trae consigo, dependiendo de la intensidad de la lluvia, el desbordamiento de los cauces naturales de los ríos. Tomando en consideración estas razones se realizan estudios hidrológicos e hidráulicos de avenidas extremas, para tener un mayor conocimiento de la zona y con esto evitar al máximo los daños que se puedan ocasionar (Cabello, 2021).

En Cuba las inundaciones se asocian, fundamentalmente, a modificaciones que ha sufrido el terreno producto de las malas prácticas agrícolas, tala de árboles, incendios, urbanización, entre otras. Éstas constituyen un



RECIBIDO

APROBADO

problema medioambiental grave a escala global las cuales afectan grandes extensiones de terreno provocando pérdidas de vidas humanas y severos daños a la economía (Flores, 2013).

La recuperación de los daños provocados por estas suelen ser una tarea ardua, costosa e imposible de acometer en poco tiempo, especialmente para países del tercer mundo. Es por esto que la prevención y la inversión en obras de protección es la alternativa más viable en el enfrentamiento a este flagelo.

Las cuencas actúan como sistemas de procesos y respuestas en donde la escorrentía superficial es su consecuencia más evidente, además de ser responsable de catástrofes y desastres naturales y de numerosos daños relacionados con las avenidas e inundaciones. Simular el comportamiento hidrológico e hidráulico de una cuenca con la ayuda de un modelo matemático cobra gran sentido cuando la información obtenida con el mismo resulta imprescindible para lograr un objetivo difícilmente alcanzable por otros medios menos costosos. Los modelos facilitan la manipulación de las variables que intervienen en el proceso de conversión lluvia-caudal, aportando datos sobre la distribución espacial de la escorrentía superficial y mejorando la calidad de la cartografía temática sobre zonas inundables y zonas con riesgo de inundación.

En el río Martín Pérez, en la zona del Valero, en Guanabacoa, se producen inundaciones debido a las intensas lluvias y al desbordamiento del río, lo que provoca grandes afectaciones a la población que reside en esa zona. Existe la necesidad de realizar el estudio de la cuenca del río Martín Pérez para iniciar el análisis del comportamiento de dicha cuenca. El objetivo de esta investigación es estudiar el comportamiento de la cuenca del río Martín Pérez con dos modelos matemáticos, el CHAC y el HEC-HMS.

02 MÉTODOS

Para la modelación hidrológica de la cuenca del río Martín Pérez se emplean dos software de libre acceso: CHAC (versión 2021) y HEC-HMS (versión 4.12.0). La metodología se estructura en cuatro fases:

- Recopilación y procesamiento de datos de lluvia.
- Obtención de parámetros morfométricos de la cuenca.
- Determinación de los hietogramas de diseño.
- Configuración y ejecución de los modelos hidrológicos.

2.1. Datos de precipitación

Los datos necesarios de lluvia se obtuvieron de la plataforma del Sistema de Gestión de Información del Agua (SGIA) del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos de Cuba (<https://sgia.hidro.gob.cu/>). De los equipos analizados 3 de ellos tenían la mayor influencia como se muestra en la figura 2.1 (Cuenca Martín Pérez y los pluviómetros de la zona con las áreas de influencia según los polígonos de Thiessen), los cuales son Arroyo Las Vegas, Acueducto Loma de la Cruz y Tele-Correo Guanabacoa. En el SGIA se extraen los datos de dichos equipos de los cuales, sólo se realiza el estudio con el equipo Acueducto Loma de la Cruz (código Plu2300281) ya que éste dispone de los datos necesarios recogiendo información de precipitaciones del periodo contenido entre los años 1965 al 2025. Luego se filtran los datos en el Excel para tener en cuenta en la serie de máximos anuales, las lluvias que excedan los 60 mm en 24 horas. Cuando se superan los 60 mm de lluvia, es más probable que ocurran inundaciones, especialmente en áreas con drenaje deficiente, como es el caso de la zona del Valero.

De esta serie se extrajeron las lluvias máximas de 24 horas para cada año. Dado que el modelo HEC-HMS requiere un hietograma (distribución temporal de la lluvia) y solo se disponía de valores diarios, se empleó la curva de masa regional normalizada para la zona occidental de Cuba por debajo de los 100 m de altitud propuesta por Perdigón et al. (2019). Este patrón permite desagregar la lluvia diaria en láminas acumuladas horarias y, posteriormente, construir los hietogramas de entrada, mostrándose en las figuras 2.2 y 2.3.

La curva de masa normalizada propuesta por Perdigón et al. (2019) es una representación adimensional del patrón temporal de la lluvia, construida a partir del análisis de múltiples eventos ciclónicos. En esta curva, el tiempo se expresa como una fracción adimensional $t^* = t/T$, donde T es la duración total del evento (24 h para lluvias diarias), y la precipitación acumulada se expresa como $P^* = P/P_{total}$, variando ambos entre 0 y 1.

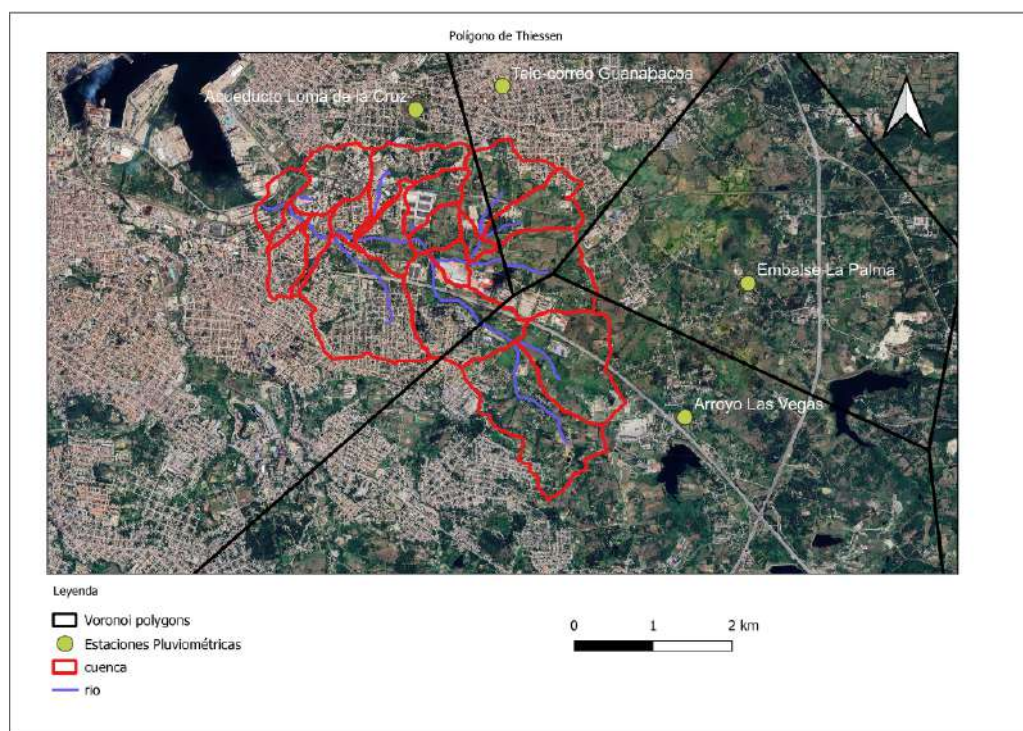


Figura 2.1. Cuenca Martín Pérez y los pluviómetros de la zona con las áreas de influencia según los polígonos de Thiessen.

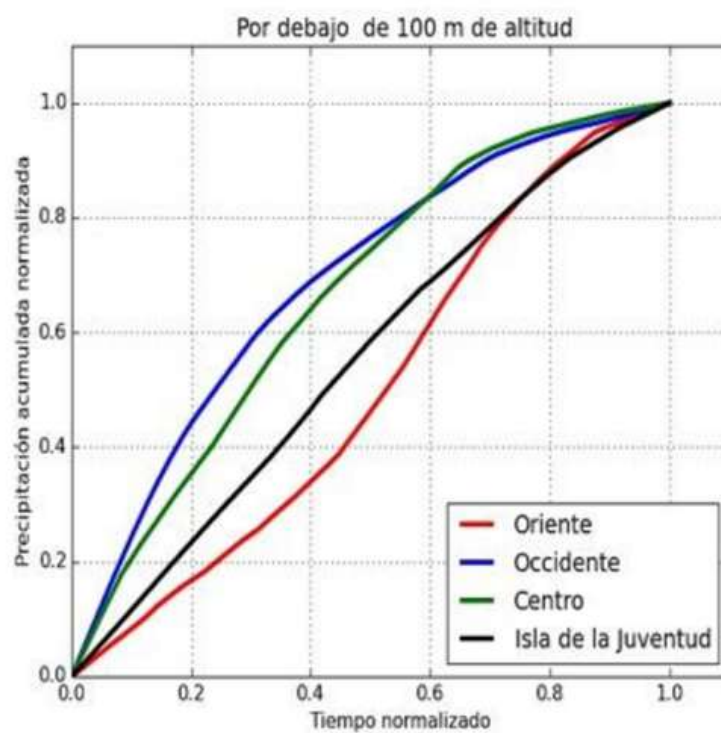


Figura 2.2. Curva de masa normalizada obtenida en el estudio de (Perdigón et al., 2019).

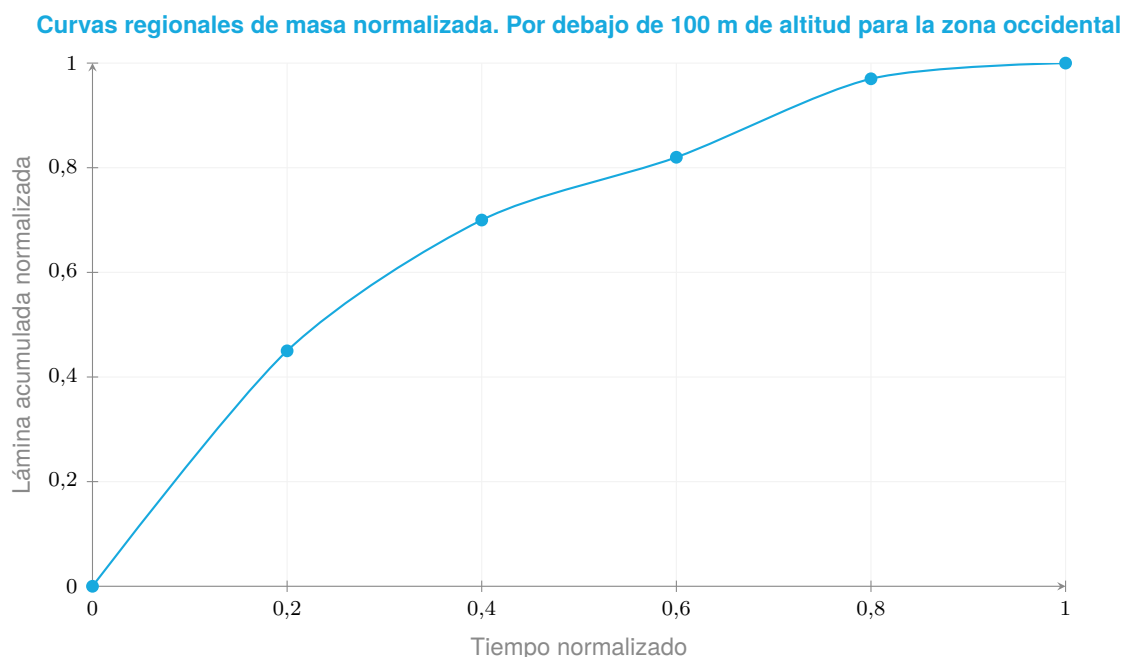


Figura 2.3. Curva de masa normalizada para la zona occidental por debajo de 100 m de altitud.

2.2. Modelación con HEC-HMS

El modelo hidrológico conceptual (MHC) de la cuenca se generó a partir de un Modelo Digital de Elevación (MDE) de celdas de 10×10 metros, siguiendo la metodología descrita por Cruz et al. (2024).

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, el HEC-HMS utiliza cuatro componentes (Fernández de Córdova, 2021), en la figura 2.4 se muestra un esquema de dicho proceso:

- **Modelo de la cuenca:** es donde se establecen las subcuencas en las que se dividirá la cuenca, así como las características de las mismas (área, número de curva, tiempo de retardo, caudal base).
- **Modelo meteorológico:** calcula la precipitación requerida en una subcuenca. Puede calcular precipitación sólida, líquida y evapotranspiración.
- **Especificaciones de control:** sirve para definir el inicio y fin de la simulación, así como el intervalo de tiempo con el que se realizarán los cálculos del modelo.
- **Datos de entrada:** es la información proveniente de las estaciones de medición de la precipitación y de los caudales, así como datos del embalse y sus componentes cuando sea necesario.

2.3. Obtención del hietograma

Para representar el comportamiento temporal de las precipitaciones, es necesario contar con hietogramas, los cuales pueden obtenerse a partir de las curvas IFD y del estudio de series históricas de lluvias intensas. Un hietograma de diseño se considera como el patrón temporal de la lámina de lluvia.

Se utilizó la curva de masa regional normalizada de Perdígón et al. (2019) para obtener el hietograma de la lluvia. El caso de estudio se ubica en la zona occidental de Cuba, por debajo de los 100 m de altitud (el pluviómetro Loma de la Cruz se encuentra a 5 msnm), lo que permite aplicar la curva de masa normalizada propuesta por Perdígón et al. (2019).

A partir del patrón de comportamiento para esta zona occidental, las autoras proponen convertir esta curva de masa normalizada a láminas reales para lo cual el tiempo se multiplica por 24 h y las láminas de lluvias diarias de los patrones de comportamiento por la lámina total caída en 24 h, en este caso se presenta para 140,4 mm, la cual es la máxima lluvia registrada en el pluviómetro en la fecha del 23 de marzo del 2024 que es la fecha conocida del último evento extremo ocurrido por el testimonio de los pobladores de la zona.

Se procede a realizar el hietograma para un intervalo de tiempo de 0–24 horas, figura 2.5.

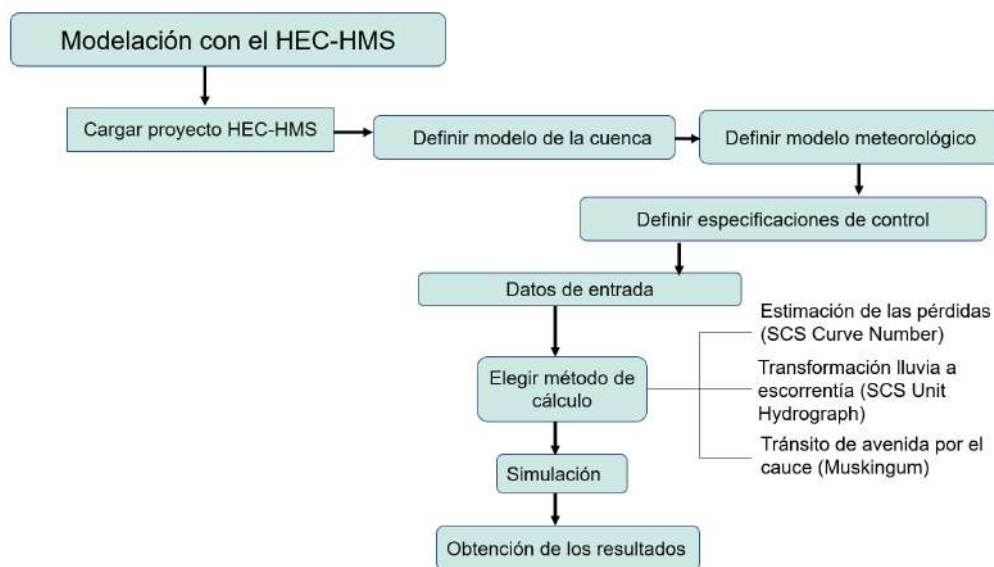


Figura 2.4. Metodología empleada durante el trabajo con HEC-HMS.

El modelo hidrológico de la cuenca requiere de cierta información inicial para poder realizar las simulaciones de los eventos de lluvia en el HEC-HMS.

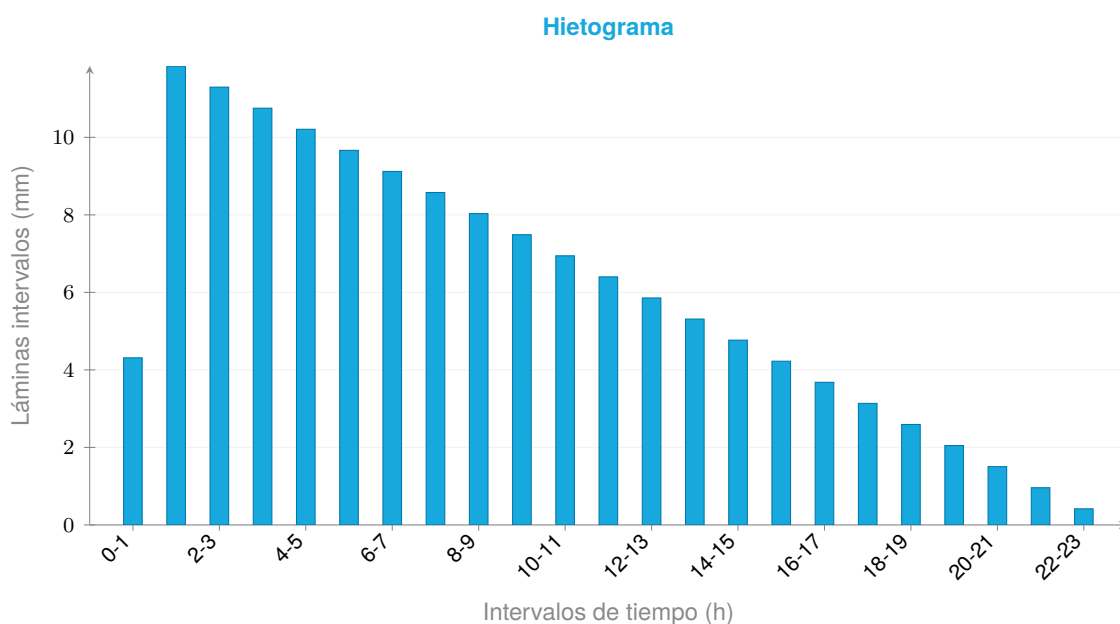


Figura 2.5. Hietograma con intervalo de 2 horas para el río Martín Pérez.

Uno de los métodos que propone el HEC-HMS para calcular la precipitación neta que genera la escorrentía, y que se utiliza en este trabajo, es el método del Número de Curva (NC), propuesto por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, actualmente Servicio de Conservación de Recursos Naturales. El NC es un factor de escorrentía que sirve para obtener la lluvia efectiva que finalmente se transformará en el caudal que llega a un río. Para calcular el CN se emplea la ecuación obtenida por Sánchez (s.f.), a partir del umbral de escurrimiento P_0 :

$$CN = \frac{25400}{254 + \frac{P_0}{0,2}} \quad (2.1)$$

donde P_0 es adimensional.

Para la transformación de la lluvia en escurrimiento, se emplea el método del Número de la Curva del SCS, el cual emplea el parámetro tiempo de retardo (T_{lag}). El tiempo de retardo (T_{lag}) se puede asumir como el 60 % del tiempo de concentración (Rodríguez, 2011), tomando en consideración la recomendación que se hace en Feldman (2000) para cuencas no aforadas.

$$T_{lag} = T_c \cdot 0,6 \quad (2.2)$$

El tiempo de concentración puede calcularse por muchas fórmulas empíricas (Kirpich, Izzard, California, entre otras), por nomogramas, por los datos de lluvias e hidrogramas y haciendo uso de un SIG, como se plantea en Rodríguez (2011). En este caso se empleó la fórmula de California debido a su amplio uso.

$$t_c = 0,02 \cdot \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (2.3)$$

Donde: t_c – tiempo de concentración en minutos; L – longitud del río en metros; $S = Y_r = \frac{\Delta H}{L}$, pendiente del río en tanto por uno o fracción; ΔH – desnivel del río principal en metros.

2.4. Modelación con CHAC

El software CHAC, basado en el método racional modificado, se utilizó para estimar los caudales máximos. Los parámetros para la modelación con el CHAC son:

- **Área:** esta la proporciona el software HEC-HMS en Parameters/Subbasin Area.
- **Umbral de escorrentía.**

Utilizando la tabla 2.1 presentada por Sánchez (s.f.), se obtiene el umbral de escorrentía.

Tabla 2.1. Tabla utilizada para la obtención del umbral de escorrentía (Sánchez, s.f.)

Tipo de terreno	Pendiente (%)	Umbral de escorrentía (mm)
Rocas permeables	≥ 3	3
	< 3	5
Rocas impermeables	≥ 3	2
	< 3	4
Firmes granulares sin pavimento		2
Adoquinados		1,5
Pavimentos bituminosos o de hormigón		1

Como el uso del terreno de la zona de estudio se puede considerar como pavimentos bituminosos (por ser una zona altamente urbanizada) o de hormigón, el umbral de escorrentía es de 1 mm.

Sánchez (s.f.) plantea que si en los días anteriores a la precipitación estudiada, se produjeron precipitaciones abundantes entonces las abstracciones (retenciones superficiales, infiltración) serán menores, por lo que el valor real de P_0 será menor que el proporcionado. Por el contrario, si los días anteriores no ha llovido nada, el suelo estará seco y todas las abstracciones serán mayores por lo que hay que corregir el P_0 aumentándolo.

03 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El análisis de frecuencia de las lluvias máximas diarias en la estación Acueducto Loma de la Cruz, utilizando la distribución de Gumbel, permitió obtener las láminas de precipitación para los diferentes períodos de re-

torno. La precipitación del evento del 23 de marzo de 2024 (140,4 mm) se asoció a un período de retorno de aproximadamente 4,35 años, lo que indica una probabilidad de ocurrencia relativamente alta (22 %). En la Tabla 3.1 se resumen las lluvias de diseño empleadas en las modelaciones.

Tabla 3.1. Lluvias para los diferentes períodos de retorno

Tr (años)	Probabilidad de ocurrencia	Lluvia (mm)
2	0,5	95,00
5	0,2	147,15
10	0,1	178,40
25	0,04	219,50
50	0,02	243,00
100	0,01	283,11
200	0,005	313,72
500	0,002	354,10

3.1. Análisis de resultados de la modelación hidrológica

Los resultados de las simulaciones con ambos modelos se presentan en la Tabla 3.2. Se observa una tendencia coherente en ambos software: a medida que aumenta el período de retorno (y, por tanto, la lámina de lluvia), el caudal máximo estimado también se incrementa. Sin embargo, se evidencia una diferencia significativa en las magnitudes de los caudales calculados por cada programa. Para la lluvia del 23 de marzo (140,4 mm), el CHAC arrojó un caudal de 160,8 m³/s correspondiente a los 5 años de período de retorno, mientras que el HEC-HMS estimó 33,5 m³/s.

Tabla 3.2. Resumen de los caudales obtenidos para los diferentes períodos de retorno en ambos software

Tr	2	5	10	25	50	100	200	500	Lluvia del 23 marzo
Láminas (mm)	95	147,15	178,4	219,5	243	283,11	313,72	354,1	140,4
CHAC (m ³ /s)	100,5	160,8	196,6	243,5	270,2	315,8	350,5	396,2	—
HEC-HMS (m ³ /s)	21,3	35,5	43,8	54,9	61,4	72,6	80,6	91,5	33,5

La discrepancia mostrada en la Tabla 3.2 entre los software HEC-HMS y CHAC se atribuye fundamentalmente a la diferencia en los enfoques de cálculo de cada modelo. El CHAC implementa el método racional, que estima un caudal pico basado en la intensidad de lluvia promedio para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. Este método no considera la distribución temporal de la lluvia (hietograma) y asume que la escorrentía se genera de manera uniforme en el espacio y el tiempo, lo que suele resultar en sobreestimaciones, especialmente en cuencas de mayor tamaño o con tiempos de concentración largos (Témez, 1991).

Por el contrario, el HEC-HMS es un modelo de simulación continua a nivel de evento que desagrega la lluvia total en un hietograma. Esto permite modelar la variación de la intensidad de la lluvia a lo largo de la tormenta y, mediante el hidrograma unitario, obtener la respuesta completa de la cuenca, incluyendo no solo el caudal pico, sino también el tiempo al pico, el volumen de escorrentía y la forma del hidrograma. Este enfoque es más robusto y representa de manera más realista la física del proceso de transformación lluvia-escorrentía (Feldman, 2000; Flores, 2013). Para validar esta hipótesis, se realizó un cálculo manual con la fórmula racional utilizando la intensidad máxima horaria derivada del hietograma empleado en HEC-HMS. El caudal obtenido fue cercano a los 160 m³/s, confirmando que la diferencia radica en la metodología de cálculo y no en un error de implementación. En este sentido, el resultado del HEC-HMS se considera más fiable para estudios detallados de inundación.

El hidrograma obtenido con HEC-HMS para el evento de 140,4 mm muestra un caudal pico de 33,5 m³/s que ocurre aproximadamente 8 horas después del inicio de la lluvia. Además del pico, el modelo proporciona información valiosa como el volumen total de la avenida (3,59 millones de m³), dato fundamental para el

dimensionamiento de obras de drenaje o para estudios de laminación de crecidas en embalses.

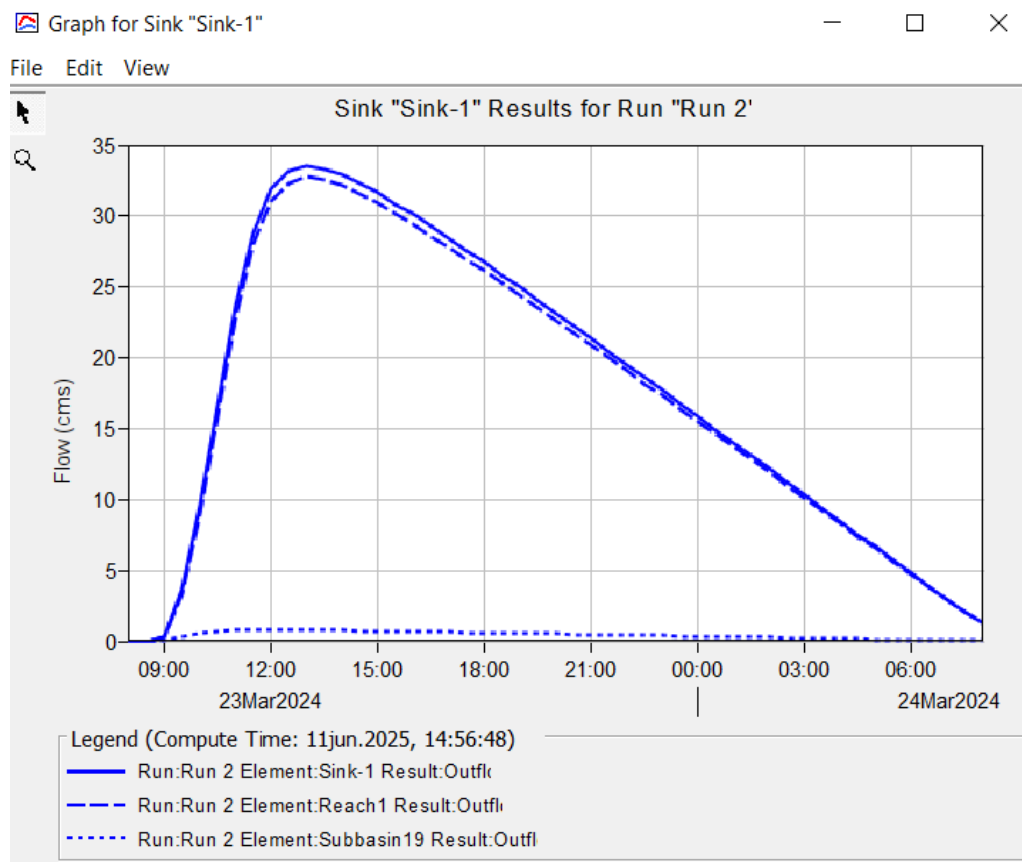


Figura 3.1. Hidrograma resultante de la modelación con HEC-HMS para una lámina de lluvia de 140,4 mm.

El HEC-HMS ofrece una ventaja adicional al permitir la exportación de los hidrogramas resultantes a modelos hidráulicos como el HEC-RAS. Esto posibilita la continuación del estudio para determinar niveles de agua, velocidades de flujo y la posterior elaboración de mapas de inundación, lo que constituye una limitación importante del software CHAC, cuyo alcance se limita a la estimación del caudal máximo. Por lo tanto, a pesar de la utilidad del CHAC para análisis preliminares o académicos, se concluye que el HEC-HMS es la herramienta más conveniente para el estudio de la cuenca del río Martín Pérez, ya que sienta las bases para una evaluación integral del riesgo de inundación.

04 CONCLUSIONES

A partir de la modelación hidrológica realizada en la cuenca del río Martín Pérez y el análisis comparativo de los software empleados, se arriban a las siguientes conclusiones:

1. Se obtuvieron y procesaron satisfactoriamente los datos de lluvias necesarios para la modelación hidrológica de la cuenca del río Martín Pérez, utilizando la plataforma SGIA como fuente primaria de información. La aplicación de la curva de masa regional normalizada para la zona occidental de Cuba permitió, de manera efectiva, la desagregación temporal de las precipitaciones diarias máximas en hidrogramas de diseño.
2. Se elaboró un modelo hidrológico conceptual de la cuenca del río Martín Pérez mediante el software HEC-HMS (v.4.12), el cual quedó correctamente parametrizado para simular la respuesta de la cuenca. Este modelo constituye una herramienta fundamental para la gestión del riesgo, al permitir no solo la estimación de caudales pico, sino también la obtención de hidrogramas completos de avenidas, como el calculado para el evento de 140,4 mm, que mostró un caudal máximo de 33,5 m³/s y un volumen total de escorrentía de 3,59 millones de m³.

3. Se evidenció una marcada discrepancia entre los caudales máximos estimados por el software CHAC (método racional) y el HEC-HMS (modelación con hietograma). Mientras que el CHAC proporciona una estimación rápida, el HEC-HMS ofrece una representación más realista del proceso de transformación lluvia-escorrentía. Para la lluvia de 140,4 mm, se determinó que el caudal máximo más confiable es el de 33,5 m³/s obtenido con HEC-HMS, ya que el CHAC (160,8 m³/s) sobrestima el caudal al no considerar la distribución temporal de la lluvia.
4. Para el caso de estudio de la cuenca del río Martín Pérez y con vistas a un análisis integral del peligro de inundación, el software HEC-HMS resulta ser la herramienta más conveniente y robusta. Su capacidad para generar hidrogramas completos y su compatibilidad para exportar estos resultados a modelos hidráulicos como el HEC-RAS lo posicionan como la opción idónea para continuar con la modelación hidráulica, la delimitación de áreas inundables y la consecuente elaboración de mapas de peligro de inundación para la zona del Valero.

05 REFERENCIAS

- Cruz, D., Rodríguez, D., & Santana, D. (2024). Recopilación de datos del río Martín Pérez. Práctica Laboral N.º 3. Gestión de los Recursos Hidráulicos.
- Feldman, A. D. (2000). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Technical Reference Manual* (inf. téc.). US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. Davis, CA, USA. <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation.aspx>
- Fernández de Córdova, C. (2021). Modelo lluvia-escurrimiento para la cuenca del río Yanuncay en Cuenca, Ecuador. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 42(3), 80-94.
- Flores, L. C. (2013). *Metodología para la modelación distribuida con el software HEC-HMS* [Tesis de Diploma]. Instituto Superior Politécnico “José Antonio Echeverría” (Cujae).
- Perdigón, D., Pérez, A., & Martínez, Y. (2019). Patrones de distribución temporal de lluvias ciclónicas en Cuba estimada por el modelo WRF. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 40(3), 17-31.
- Rodríguez, Y. (2011). *Modelación hidrológica de avenidas. Caso de estudio: Cuenca del río Zaza* [Tesis Doctoral]. Instituto Superior Politécnico “José Antonio Echeverría” (ISPJAE).
- Sánchez, J. (s.f.). Cálculo de la precipitación neta mediante el método del SCS [s.f.].

Conflicto de intereses

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

Contribución de los autores

Jenifer Luis González <https://orcid.org/0009-0007-0127-845X>

Yakelín Rodríguez López <https://orcid.org/0000-0001-8802-6843>