

Revista Ciencia y Construcción

Facultad de Ingeniería Civil Universidad Tecnológica de La Habana “José A. Echeverría” CUJAE

04 Levantamiento Topográfico Combinando
RTK Y Vehículo Aéreo No Tripulado Para El
Proyecto Del Tramo De Carretera
San Silvestre - El Pueblito.

52 *Impact Of Construction And
Demolition Waste On Concrete
Production: A Sustainability Approach*

79 Influence Of Vibration
Parameters On The Manufacture
Of Micro Concrete Roofing Tiles

Consejo Editorial

Director/Editor Técnico

Dra. Vivian Beatriz Elena Parnás, Universidad
Tecnológica de La Habana, José Antonio
Echeverría (CUJAE), Cuba

Editor Ejecutivo

Dra. Ingrid Fernández Lorenzo, Universidad
Tecnológica de La Habana, José Antonio
Echeverría (CUJAE), Cuba

Editores Asociados

Dr. Willian Cobelo Cristiá, Universidad Tecnológica
de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE),
Cuba

Dra. Zenaida Paulette Frómeta Salas, Universidad de
Oriente, Cuba

Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de
Camagüey, Cuba

Dr. José Cataldo Ottieri, Universidad de la
República, Udelar, Uruguay

Comité Científico

Dra. Beatriz Camaño Schettini, Universidad Federal
de Rio Grande del Sur (UFRGS), Brazil

Dr. Carlos A. Recarey Morfa, Universidad Central de
Las Villas, Marta Abreu, Cuba, Cuba

Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de
Granada, Spain

Dr. Gilberto Quevedo Sotolongo, Universidad
Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium

Dr. José Fernando Martirena Hernández, Universidad
Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

Sumario

1	Levantamiento Topográfico Combinando RTK Y Vehículo Aéreo No Tripulado Para El Proyecto Del Tramo De Carretera San Silvestre - El Pueblito.	Josselyn Rosario Alava Mendoza Ingrid Julissa Menéndez Gilces Eduardo Tejeda Piusseaut Senén José Casquete Cedeño	04-18
2	Propiedades Dinámicas De Un Puente Atirantado Con Sistema De Aislamiento Sísmico.	José Luis Ordoñez Fernández Leyden Oswaldo Carrión Romero	19-36
3	Tendencias de calidad del aire vinculadas a la exportación de concentrado de cobre en puerto Bolívar, Ecuador.	Luis Angel Vargas Collaguazol Carlos Daniel Ramírez Bermeol Allan Eduardo Gonzabay Galarza Juan Carlos Berrú Cabrerol	37-51
4	Impact Of Construction And Demolition Waste On Concrete Production: A Sustainability Approach.	Byron Baque Campoazano Julio César Pino Tarragó René Antonio Puig Martínez	52-61
5	Influencia De Parámetros Físico-Mecánicos En La Adherencia Entre Barras De PRFV Y El Hormigón.	Diana Alicia Toro Toro Omar Zamora Díaz-Comas Yuliett Oliva Fernández	62-78
6	Influence Of Vibration Parameters On The Manufacture Of Micro Concrete Roofing Tiles.	Sergio A. Marrero-Osorio Gabriel Martínez Licea Marietta Llanes Pérez Nilvet Díaz-Rigueira Michel Albanés-Espinosa	79-87
7	Métodos Para Simular La Interacción Suelo Estructura En Un Edificio De 100 Metros De Altura.	Daniel Cobelo Puldón Aldo Fernández Limés Willian D. Cobelo Cristiá	88-100
8	Cartografía Climática Integrada Para La Adaptación Y Conservación Del Gran Humedal Del Norte De Ciego De Ávila.	Yaneth Coromoto Azuaje de Rodríguez Lázaro Osvaldo Rodríguez Montes de Oca M.Sc. Daylon Fundora Caballero	101-114

**LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO COMBINANDO RTK Y
VEHÍCULO AÉREO NO TRIPULADO PARA EL PROYECTO
DEL TRAMO DE CARRETERA SAN SILVESTRE - EL
PUEBLITO.****TOPOGRAPHIC SURVEY COMBINING RTK AND UNMANNED AERIAL
VEHICLE FOR THE SAN SILVESTRE - EL PUEBLITO ROAD PROJECT.****Autores****Josselyn Rosario Alava Mendoza**

Est., Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

jalava3963@utm.edu.ec ,<https://orcid.org/0009-0009-3495-2169>**Ingrid Julissa Menéndez Gilces**

Est., Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

imenendez5297@utm.edu.ec<https://orcid.org/0009-0003-0454-5876>**Eduardo Tejeda Piusseaut**

PhD., Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

eduardo.tejeda@utm.edu.ec<https://orcid.org/0000-0002-0589-9989>**Senén José Casquete Cedeño**

Magister, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

ccsenenjose@hotmail.es<https://orcid.org/0009-0000-1909-9176>

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO COMBINANDO RTK Y VEHÍCULO AÉREO NO TRIPULADO PARA EL PROYECTO DEL TRAMO DE CARRETERA SAN SILVESTRE - EL PUEBLITO.

RESUMEN

Se realizó el levantamiento topográfico del tramo vial San Silvestre–El Pueblito mediante la integración de tecnologías GNSS-RTK y vehículos aéreos no tripulados (UAV). La aplicación combinada de estos sistemas permitió obtener mediciones de alta precisión tanto en el ámbito planimétrico como altimétrico, optimizando significativamente el proceso en comparación con los métodos tradicionales. El trabajo se desarrolló en dos fases. En campo, se establecieron bases geodésicas y puntos de control mediante RTK, complementados con vuelos fotogramétricos para la captura de imágenes de alta resolución. En gabinete, los datos fueron procesados con software especializado, generando productos topográficos de alta calidad, como curvas de nivel, perfiles de elevación y ortofotos georreferenciadas. Los resultados evidenciaron una notable mejora en la precisión y una reducción significativa en los tiempos y costos de levantamiento. El margen de error promedio fue de 0,875 cm en el componente horizontal y 1,575 cm en el vertical, de acuerdo con la comparación de precisión horizontal y vertical en levantamientos RTK, considerando la distancia y el modelo de error (PPM) del equipo Trimble R8. En conclusión, la integración de tecnologías RTK y UAV representa una metodología eficiente y viable para proyectos viales, especialmente en zonas de difícil acceso, contribuyendo al avance tecnológico y la modernización de los procesos topográficos en ingeniería civil.

Palabras claves: Drones, fotogrametría, levantamiento topográfico, precisión, RTK.

ABSTRACT

A topographic survey of the San Silvestre–El Pueblito road section was carried out through the integration of GNSS-RTK and Unmanned Aerial Vehicle (UAV) technologies. The combined application of these systems enabled the acquisition of highly accurate planimetric and altimetric measurements, significantly optimizing the process compared to conventional methods. The work was developed in two phases. In the field phase, geodetic bases and control points were established using RTK, complemented by photogrammetric flights to capture high-resolution images. In the office phase, the data were processed using specialized software to generate high-quality topographic products, such as contour lines, elevation profiles, and georeferenced orthophotos. The results showed a significant improvement in accuracy and a considerable reduction in survey time and costs. The average margin of error was 0.875 cm in the horizontal component and 1.575 cm in the vertical component, according to the comparison of horizontal and vertical accuracy in RTK surveys as a function of distance and the error model (PPM) of the Trimble R8 equipment. In conclusion, the integration of RTK and UAV technologies constitutes an efficient and viable methodology for road projects, particularly in areas with difficult access, contributing to the technological advancement and modernization of topographic processes in civil engineering.

Keywords: Drones, photogrammetry, topographic survey, accuracy, RTK.

Nota Editorial: Recibido: 16 de Septiembre 2025 Aceptado: 4 de Noviembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

La fotogrametría, entendida como la disciplina que permite obtener dimensiones, formas y posiciones de los objetos a partir de imágenes, se ha consolidado como una de las metodologías más relevantes para la medición y representación espacial en el ámbito de los levantamientos topográficos. Su desarrollo ha sido impulsado por la incorporación de tecnologías digitales, sistemas de posicionamiento satelital y potentes herramientas de procesamiento informático, lo que ha permitido alcanzar niveles de precisión y eficiencia impensables en décadas anteriores. Esta evolución tecnológica ha transformado la forma de concebir los trabajos topográficos, ofreciendo alternativas más ágiles, seguras y económicamente competitivas frente a los métodos tradicionales.

No obstante, persiste el debate en torno al nivel de exactitud y confiabilidad que ofrecen herramientas como el RTK (Real Time Kinematics) y los vehículos aéreos no tripulados (VANT o dron). Si bien estas tecnologías presentan ventajas evidentes en términos de rapidez, cobertura y versatilidad, su desempeño depende en gran medida de factores operativos, ambientales y de procesamiento. Por esta razón, la investigación científica ha buscado determinar con mayor rigor las condiciones en las que su aplicación resulta más eficiente, y los parámetros necesarios para garantizar la calidad de los productos generados.

Diversos estudios han evidenciado que la integración de sistemas RTK GNSS con drones permite ampliar la cobertura en menor tiempo y mejorar la precisión altimétrica, cuando se emplea procesamiento especializado con programas como Agisoft Metashape [1]. A nivel internacional, la combinación de RTK y fotogrametría con dron ha demostrado generar resultados con márgenes de error menores en comparación con métodos convencionales, lo que ha impulsado su aplicación en áreas como la agricultura de precisión, la cartografía, la inspección de infraestructuras y la conservación ambiental. En esta misma línea, [2] demostraron que la integración de sensores LiDAR y cámaras, asistida por sistemas GNSS/INS, permite obtener modelos tridimensionales con mayor densidad y precisión, incrementando la calidad geométrica de los productos y ampliando su aplicabilidad práctica en diversos entornos operativos.

La ingeniería, en su constante proceso de evolución, demanda tecnologías que permitan ejecutar trabajos con mayor rapidez, cobertura y eficiencia, respondiendo a las exigencias de un mercado cada vez más competitivo. En este marco, la presente investigación incorpora el uso de un dron de gama media-alta con capacidad para cubrir hasta 100 hectáreas por jornada bajo condiciones operativas adecuadas. Esta herramienta se adapta de manera eficiente a levantamientos fotogramétricos de mediana escala, sin requerir sistemas de navegación de gran complejidad, constituyendo así una alternativa técnica viable y coherente con los objetivos planteados.

Finalmente, se reconoce que los drones aplicados a la fotogrametría representan una solución eficaz para levantamientos en zonas de difícil acceso [3]. La posibilidad de generar nubes de puntos densas en tiempos reducidos supone una ventaja frente a métodos tradicionales como la estación total digital. No obstante, esta eficiencia operativa está vinculada a la precisión en la captura y procesamiento de los datos, aspecto fundamental para garantizar la calidad, confiabilidad y aplicabilidad de los resultados obtenidos.

Con el fin de optimizar la comunicación entre los cantones Sucre y Portoviejo, en Ecuador, se ha planteado un proyecto vial que conecta las comunidades de San Silvestre y El Pueblito. Esta nueva vía permitirá reducir las distancias de recorrido, favoreciendo el transporte de mercancías al disminuir los tiempos de desplazamiento. En este contexto, el objetivo del presente estudio es demostrar la aplicabilidad y precisión del levantamiento topográfico mediante el uso combinado de un sistema RTK y un vehículo aéreo no tripulado (dron), generando un plano topográfico del tramo San Silvestre – El Pueblito que sirva como base técnica para la formulación del proyecto vial. Además, se busca aportar al desarrollo regional de los cantones involucrados y establecer recomendaciones técnicas que optimicen tanto la captura de información en campo como el procesamiento fotogramétrico, contribuyendo así al fortalecimiento de futuras investigaciones y obras de infraestructura similares.

2. DESARROLLO

El sistema RTK, ampliamente reconocido por su alta precisión y confiabilidad en la obtención de datos geospaciales, ha sido objeto de múltiples investigaciones y mejoras, particularmente mediante el uso de técnicas en red que refuerzan la integridad del posicionamiento [4].

Durante la planificación se definieron objetivos específicos relacionados con el nivel de precisión requerido, la extensión del tramo a cubrir y los productos finales esperados, entre los que se incluyeron perfiles de elevación, ortofotos y curvas de nivel. El trabajo se estructuró en dos fases: en campo, se realizaron las mediciones, la captura de imágenes aéreas y la recolección de datos; mientras que en gabinete se llevó a cabo el procesamiento de la información obtenida, generando los modelos topográficos y consolidando los productos finales necesarios para la investigación.

Como resultado del desarrollo del estudio, se obtuvieron los siguientes productos y beneficios:

- Plano topográfico del tramo San Silvestre – El Pueblito, elaborado mediante el uso combinado de un vehículo aéreo no tripulado (dron) y el sistema RTK, lo que permitió garantizar precisión en la representación planimétrica y altimétrica del terreno.
- Aporte al desarrollo de los cantones Portoviejo y Sucre, dado que el levantamiento topográfico constituye la base técnica para la formulación de un futuro proyecto vial que contribuirá a mejorar la conectividad y la infraestructura regional.
- Recomendaciones técnicas sobre la aplicación de estas tecnologías, orientadas a optimizar la recolección de información en campo, el procesamiento en gabinete y la extracción de datos topográficos, las cuales pueden servir de referencia para investigaciones o proyectos viales similares.

La Figura 1 muestra el mapa de ubicación del proyecto, elaborado en el software ArcMap, en el que se representa la alternativa de trazado vial propuesta identificada como tramo 1— junto con la ruta actualmente en uso, denominada tramo 2—. El objetivo principal del nuevo trazado es facilitar el transporte de productos agrícolas y comerciales, contribuyendo así a dinamizar la economía local y a impulsar el desarrollo regional mediante la integración de mercados y el acceso a nuevas oportunidades productivas.

De acuerdo con el análisis realizado, la nueva alternativa se presenta como la opción más favorable, ya que ofrece una mejor conexión entre los puntos estratégicos de la zona. Además de optimizar la conectividad territorial, permite reducir los tiempos de desplazamiento y mejorar el acceso a servicios básicos. Al tratarse de un trazado más corto y con menor grado de sinuosidad, contribuye a disminuir el consumo de combustible y las emisiones contaminantes, promoviendo así una movilidad más eficiente y sostenible.

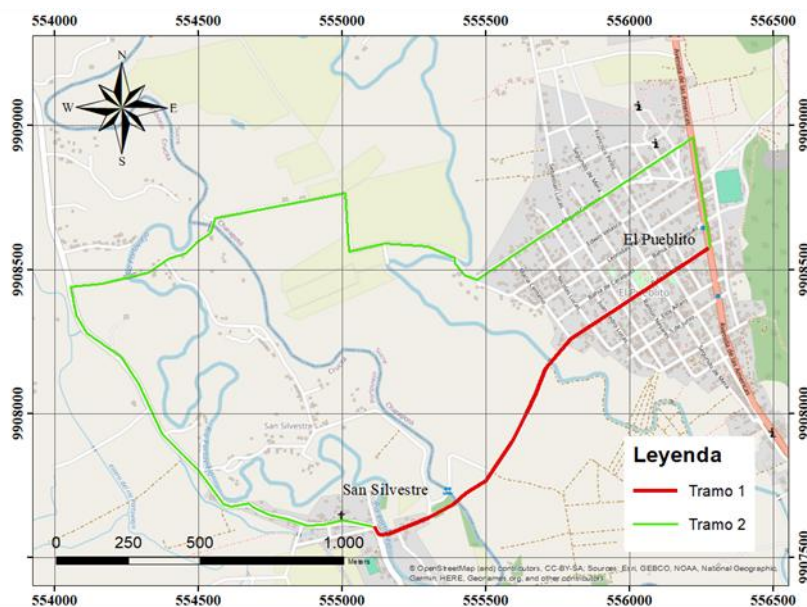


Fig. 1— Ubicación de las alternativas de trazado entre San Silvestre y El Pueblito (ArcMap)

2.1. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

Este proceso incluyó la verificación de la disponibilidad y el estado técnico de los equipos e instrumentos requeridos para las mediciones, así como la comprobación del adecuado funcionamiento de los equipos de cómputo, el software y las bases de datos destinados al procesamiento y análisis de la información.

De manera complementaria, se efectuó un análisis preliminar del tramo de carretera objeto de estudio, considerando el tipo de equipos disponibles y su correcta utilización. Dicho análisis contempló la evaluación del estado actual de la vía, las características físicas del tramo y otros aspectos técnicos relevantes.

Los equipos y herramientas empleados en el proyecto fueron los siguientes: un receptor GNSS de alta precisión Trimble R8, un vehículo aéreo no tripulado (dron) DJI Phantom 4 Pro V2.0 y un nivel óptico para control y verificación de campo. En cuanto al procesamiento y análisis de la información, se utilizaron los programas Trimble Business Center, Agisoft Metashape y Autodesk Civil 3D, los cuales permitieron integrar, procesar y representar los datos topográficos obtenidos de manera precisa y eficiente.

2.2. ETAPA 1. TRABAJO DE CAMPO

En la primera etapa del proyecto se ejecutaron los trabajos orientados a la creación de una base de puntos geodésicos mediante la tecnología RTK (Real Time Kinematic). Esta metodología permitió obtener una densificación precisa de los puntos de control, fundamentales para garantizar la exactitud en las mediciones planimétricas y altimétricas del tramo de carretera. La base geodésica así establecida sirvió como referencia para el levantamiento topográfico, asegurando la consistencia y precisión de los datos recopilados durante las operaciones en campo y el procesamiento posterior en gabinete.

La etapa de trabajo en campo incluye también el levantamiento mediante el vehículo aéreo no tripulado (dron), lo que implica la planificación previa del vuelo, la colocación de los puntos de control terrestre y la ejecución del vuelo con el dron.

2.2.1. INSPECCIÓN DEL ÁREA

Para evaluar las características físico-geográficas del terreno y determinar la mejor ubicación de los puntos de referencia, se planificó y ejecutó una visita de campo preliminar en el área del proyecto. Durante esta inspección se identificaron aspectos relevantes del terreno, como la topografía, la cobertura vegetal, accesos y posibles obstáculos, lo que permitió seleccionar los sitios más adecuados para la colocación de los puntos de control. Esta planificación anticipada facilitó la organización del trabajo de campo, asegurando que las mediciones posteriores se realizaran de manera eficiente.

2.2.2. COLOCACIÓN DE LA BASE

Las bases geodésicas funcionan como puntos fijos de referencia desde los cuales se miden las coordenadas y se generan modelos precisos del terreno. Estas bases se determinan mediante métodos de posicionamiento geodésico, utilizando tecnología GNSS bajo distintas modalidades de observación, tales como el método estático y RTK (Real-Time Kinematic), técnicas que permiten aumentar la exactitud de las coordenadas, reducir errores y asegurar una correcta georreferenciación de los datos adquiridos [5].

Para garantizar la precisión del levantamiento topográfico, se establecieron dos puntos de base estratégicos en la zona de estudio. La base principal, ubicada en El Cerrito, se determinó mediante el método de observación estática prolongada, registrando datos desde un punto fijo durante más de una hora. Posteriormente, estos datos fueron corregidos mediante postprocesamiento con información oficial mostrada en la tabla 1, proveniente de la estación CNEC, ubicada en el Auditorio de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, campus Chone, perteneciente a la Red Geodésica de Monitoreo Continuo del Ecuador (REGME), operada por el Instituto Geográfico Militar. Ver imagen en la Figura 2.

El tiempo mínimo de observación necesario para garantizar la precisión requerida fue calculado aplicando la siguiente fórmula técnica, asegurando que los datos de posicionamiento cumplieran con los estándares de exactitud exigidos para proyectos de ingeniería vial.

$T = 30 \text{ min} + 2 \text{ min} * \text{cada kilómetro hasta la estación IGM}$ [6].

Tabla 1. Coordenadas geográficas y elevación de la Estación CNEC (Instituto Geográfico Militar) [7].

LISTA DE ESTACIÓN PERMANENTE REGME					
No. PUNTO	SITIO	COORDENADAS		ELEVACIÓN	CÓDIGO
		X	Y		
IGM	CHONE	599786.223	9922843.881	42.478	CNEC

Tras evaluar las estaciones disponibles (Figura 2), se determinó que la más cercana al Sitio San Silvestre era la estación CNEC, dado que la estación POEC de Portoviejo no se encontraba activa el día del procesamiento de la información. La distancia entre el punto de base y la estación CNEC era de aproximadamente 25 kilómetros, por lo que se aplicó un tiempo mínimo de observación de 80 minutos, considerado suficiente para garantizar la fiabilidad posicional del punto y cumplir con los estándares de precisión requeridos para el levantamiento topográfico.



Fig. 2– Localización de la estación CNEC del cantón Chone (Instituto Geográfico Militar) [7].

En la Tabla 2 se presenta la ubicación de la base en El Cerrito, esta localización fué seleccionada por la existencia de un proyecto previo en la cercanía y por el aprovechamiento de la altitud natural del sitio. No obstante, se determinó que la base no garantizaba una cobertura adecuada en toda el área de trabajo debido a su posición relativa.

Tabla 2– Puntos de base. Coordenadas planas rectangulares.

LISTA DE PUNTOS DE BASE					
N PUNTO	SITIO	COORDENADA		ELEVACIÓN(m)	CÓDIGO
		X	Y		
300	CERRITO	557030.4430	9900644.1950	65.4210	BASE
105	EL PUEBLITO	556287.9380	9908602.6770	25.9640	BASE

Posteriormente, se estableció una nueva estación base en el sector de El Pueblito, ubicada en la terraza de una edificación de dos pisos. Esta localización ofreció condiciones óptimas de visibilidad y recepción de señales satelitales, lo que permitió incrementar la precisión del levantamiento.

La correcta selección de la estación base, con adecuada visibilidad y recepción de señales GNSS, resulta fundamental para garantizar resultados consistentes en aplicaciones de posicionamiento en tiempo real, asegurando mediciones con precisión suficiente para los objetivos del proyecto. Esta estrategia fue clave para mantener una cobertura satelital continua y evitar pérdidas de precisión, en zonas montañosas o con presencia de obstáculos físicos [8].

La combinación de estaciones principales y complementarias aseguró una cobertura amplia y estable, mejorando significativamente la calidad de los levantamientos topográficos y fotogramétricos mediante el uso de RTK, lo que resultó esencial para la generación de curvas de nivel y modelos digitales del terreno [9].

2.2.3. POLIGONAL

Para el proyecto San Silvestre - El Pueblito, se levantó una poligonal abierta empleando equipos GNSS en modo RTK, registrando puntos enlazados que representan con precisión el trazado lineal de la vía. Los vértices correspondientes a los cambios de alineación fueron definidos en campo de acuerdo con criterios topográficos y las condiciones propias del terreno.

Con el fin de garantizar la calidad y confiabilidad de las mediciones, se realizó una verificación de los datos GNSS mediante métodos complementarios, que incluyeron puntos GPS, levantamientos estáticos y nivelación/contra nivelación. Este procedimiento permitió contrastar alturas y asegurar la obtención de información precisa y consistente, en concordancia con los principios establecidos en la literatura especializada en topografía y geomática [10].

En la Tabla 3 se presentan los puntos de referencia distribuidos a lo largo del trazado vial, los cuales resultan esenciales para complementar y validar el levantamiento topográfico. Estos puntos permiten comprobar la precisión de las coordenadas registradas, contrastándolas con valores previamente determinados. A diferencia de los puntos base, que funcionan como origen principal de la medición, los puntos de referencia se ubican estratégicamente en el área de trabajo y se emplean para comparar y ajustar los resultados obtenidos mediante técnicas fotogramétricas.

Tabla 3. Puntos de referencia. Coordenadas planas rectangulares.

LISTA DE REFERENCIAS					
N PUNTO	SITIO	COORDENADA		ELEVACIÓN (m)	CÓDIGO
		X	Y		
508	San Silvestre	555153.48	9907583.46	13.801	REFERENCIA
509	San Silvestre	555109.13	9907474.2	9.983	REFERENCIA
510	San Silvestre	555246.71	9906967.97	10.647	REFERENCIA
551	San Silvestre	555387.18	9907692.19	12.342	REFERENCIA
552	San Silvestre	555717.97	9908180.23	15.622	REFERENCIA
553	El Pueblito	556285.12	9908583.71	19.258	REFERENCIA

2.2.4. NIVELACIÓN Y CONTRANIVELACIÓN

En el estudio, la nivelación permitió determinar las alturas relativas entre los distintos puntos del terreno mediante el uso de un nivel óptico para registrar las diferencias de elevación. Como método de control, se aplicó la contranivelación, consistente en repetir las mediciones en sentido inverso sobre las mismas trayectorias, con el fin de detectar y corregir posibles errores sistemáticos. Este procedimiento garantiza la fiabilidad y precisión de los datos de elevación.

2.2.5. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO MEDIANTE RTK

El método RTK (Cinemática en Tiempo Real) se emplea ampliamente en proyectos que demandan precisión elevada, como estudios de infraestructura vial, catastros, monitoreo estructural y delimitación de predios [11]. Este procedimiento utiliza la trilateración para calcular con exactitud la posición de los objetos a partir de la geometría de distancias. Gracias a la tecnología GNSS, la técnica permite obtener coordenadas georreferenciadas con precisión centimétrica, tanto en 2D como en 3D, lo que resulta fundamental para el levantamiento de campo [12].

En este estudio se utilizó el receptor GNSS (Global Navigation Satellite System) Trimble R8, que ofrece una precisión de 8 mm + 0,5 ppm en horizontal y 15 mm + 0,5 ppm en vertical bajo RTK de red [13].

Para evaluar la precisión del levantamiento RTK con el receptor Trimble R8, se realizó una observación a una distancia de 1.5 km, tomando como referencia un punto previamente georreferenciado. Este procedimiento

Tabla 4— Comparativa de precisión horizontal y vertical en levantamientos RTK en función de la Distancia y el Modelo de Error (PPM) en base al equipo Trimble R8

Tipo de Precisión	Distancia (km)	Error base(mm)	PPM	Error total (mm)	Error (cm)
Horizontal	1.5	8	0.5	8.75	0.875
Vertical	1.5	15	0.5	15.75	1.575

La eficacia del sistema RTK se basa en la transmisión continua de datos desde la estación base hacia el receptor móvil, lo que permite corregir los errores propios de la señal satelital, como los ionosféricos, troposféricos y de reloj. El levantamiento RTK se llevó a cabo empleando dos receptores GNSS: una estación base fija, ubicada sobre un punto de coordenadas previamente conocidas, y un receptor móvil (rover), encargado de registrar en tiempo real los datos geoespaciales durante su desplazamiento por el área de estudio [14].

Durante la fase de planificación y preparación, una vez determinada la ubicación de la estación base en un sitio con coordenadas georreferenciadas conocidas, instalada en un punto estable y libre de interferencias, el equipo es configurado con la calibración correspondiente. Finalmente, se encendió el receptor móvil o (rover), estableciendo la comunicación con la base mediante un radio módem.

Durante la adquisición de datos, el operador recorrió la vía registrando puntos de interés tales como dispositivos estructurales de la calzada, cunetas, árboles, postes, áreas edificadas, bordillos, linderos y otros elementos relevantes. Cada coordenada fue registrada en tiempo real con una duración de 1 segundo y precisión de 1 a 2 cm, gracias a la corrección diferencial suministrada por la estación base IGM [15].

Adicionalmente, se aplicaron técnicas de post-procesamiento a los datos recolectados mediante RTK. En los sectores donde la cobertura satelital no fue constante, las observaciones se almacenaron sin corrección en tiempo real, para posteriormente ser ajustadas con el software especializado Trimble Business Center, lo que incrementó la confiabilidad de los resultados finales.

Los datos obtenidos en el levantamiento topográfico se contrastaron con las coordenadas de puntos de control geodésico previamente establecidos, tanto de un proyecto cercano como de referencias oficiales del Instituto Geográfico Militar (IGM). Esta verificación permitió validar la precisión posicional alcanzada y asegurar la coherencia del modelo generado, en concordancia con las buenas prácticas geoespaciales descritas en estudios recientes [16].

2.2.6. LEVANTAMIENTO CON VUELO DE VANT (DRON)

La fotogrametría mediante vehículos aéreos no tripulados (Dron) se ha consolidado en los últimos años como una alternativa eficiente y precisa para la obtención de productos topográficos de alta resolución en plazos reducidos. Según [17], esta técnica permite obtener información altimétrica, curvas de nivel y detalles planimétricos del área de interés al combinar métodos topográficos tradicionales como el posicionamiento estático para la georreferenciación con la fotogrametría aérea, utilizada para la generación de modelos digitales del terreno.

El levantamiento se desarrolló en tres fases principales:

2.2.6.1. PLANIFICACIÓN DEL VUELO

Previo a la ejecución del levantamiento, se diseñó un plan de vuelo detallado con el fin de garantizar una cobertura completa y homogénea del área de estudio. La superposición de imágenes constituye un factor crítico para la calidad de los resultados. De acuerdo con [18], la superposición vertical influye directamente en la calidad del ortomosaico. Asimismo, [19] resalta que la definición de traslapes frontales y laterales óptimos depende de parámetros como la altura de vuelo, la resolución espacial (GSD), la distancia focal del sensor y la morfología del terreno.

Una superposición insuficiente compromete la reconstrucción precisa de la superficie, mientras que un traslape excesivo incrementa de manera innecesaria los tiempos de vuelo y el volumen de procesamiento de datos. Para este levantamiento se definieron parámetros geométricos fundamentales: una altura de vuelo de 120 m, traslape frontal y lateral del 75% y dirección de vuelo de 90°, condiciones que favorecieron la obtención de información detallada y con alta precisión.

La planificación del vuelo se llevó a cabo mediante la aplicación PIX4Dcapture, que permitió automatizar la misión configurando la trayectoria del dron, la altura, la velocidad de vuelo y la secuencia de disparo de la cámara. Esta automatización aseguró un control estricto sobre la calidad y cantidad de imágenes, facilitando la producción de resultados confiables en etapas posteriores. Además, la aplicación estableció de manera automática las líneas de vuelo y el punto de inicio, optimizando el proceso de adquisición de datos. Para garantizar condiciones adecuadas, los vuelos se realizaron en jornadas con cielo despejado y mínima presencia de viento, siguiendo las recomendaciones técnicas habituales en este tipo de trabajos.

2.2.6.2. UBICACIÓN DE PUNTOS DE CONTROL

Se implementaron puntos de control terrestre (GCPs), georreferenciados con tecnología GNSS en el sistema de coordenadas UTM Zona 17S y datum WGS84. Los GCPs fueron medidos mediante el método de posicionamiento cinemático en tiempo real (RTK) y procesados en el software Trimble Business Center. Este procedimiento resultó esencial para garantizar la calidad geométrica del modelo y reducir errores de posicionamiento. [20] destacan que una distribución estratégica y medición precisa de los puntos de control incrementa notablemente la exactitud de los modelos generados, sobre todo en zonas con alta variabilidad topográfica.

Los puntos fueron distribuidos de manera estratégica en la zona de estudio. En la Tabla 5 se presentan las coordenadas y elevaciones obtenidas mediante RTK. Estos puntos, también denominados puntos de apoyo fotogramétrico (PAF), se señalaron con lonas reflectivas de 1.20 × 1.20 m, lo que facilitó su identificación en las imágenes aéreas (Figura 3). Según [21], los GCPs contribuyen significativamente a la precisión de la georreferenciación, incluso en vuelos con cámaras oblicuas o trayectorias en cuadrícula. De igual manera, [22] subrayan que el uso de GCPs constituye el factor más determinante para la precisión final del Modelo Digital de Elevación (DEM), especialmente cuando se complementa con sensores de calidad y una adecuada altura de vuelo.



Fig. 3- Lonas reflectivas para puntos de control.

Tabla 5-Lista de Puntos de control. Coordenadas planas rectangulares.

N PUNTO	SITIO	COORDENADA		ELEVACIÓN (m)	CÓDIGO
		X	Y		
63	El Pueblito	556125.7000	9908457.2800	14.6400	Punto de control
131	El Pueblito	555817.9270	9908293.1719	11.3500	Punto de control

2.2.6.3. EJECUCIÓN DEL VUELO

La ejecución de los vuelos se realizó con un dron DJI Phantom 4 Pro V2.0, siguiendo las misiones previamente planificadas y abarcando las zonas de El Pueblito (cantón Portoviejo) y San Silvestre (cantón Sucre). Durante la captura de imágenes se prestó atención adecuada a elementos relevantes como los trazados viales y las estructuras existentes, los cuales se registraron con claridad suficiente para el análisis.

Ambos vuelos se efectuaron bajo el método GRID MISSION (Figura 4), diseñado para la captura fotográfica en 2D mediante un patrón de cuadrícula que garantiza una cobertura uniforme del área de estudio. Las imágenes fueron adquiridas con orientación nadiral (cámara en posición vertical respecto al terreno) y con coordenadas geográficas aproximadas proporcionadas por el sistema GNSS incorporado en el equipo.

La operación se desarrolló de manera completamente autónoma mediante la aplicación PIX4Dcapture, que controló la altura de vuelo, la velocidad, las rutas y los puntos de captura de acuerdo con los parámetros definidos en la fase de planificación. La precisión geométrica del ortomosaico generado se reforzó con la incorporación de puntos de control terrestre, cuya influencia en la exactitud posicional ha sido ampliamente validada en estudios previos [23].



Fig. 4. Imágenes del Dron marca DJI modelo PHANTOM 4PRO V2.0.

En la Tabla 6 se presenta el resumen de las características de las misiones realizadas, que abarcaron una cobertura total de 49.27 hectáreas mediante vuelos a una altura constante de 120 m sobre el punto de despegue. Se obtuvieron 445 imágenes entre ambos vuelos, con una resolución promedio de 2,47 cm/píxel (GSD). Durante la operación se mantuvo una velocidad constante de 10 m/s, lo que permitió registrar imágenes bien expuestas y con el traslape y la cobertura adecuados para garantizar la calidad del procesamiento posterior. Este nivel de precisión y control resultó fundamental para obtener productos confiables en la reconstrucción tridimensional del terreno.

Tabla 6- Características de las misiones fotogramétricas. Altura de vuelo de 120m y velocidad de 10 m/seg

No.	Sitio	Misión	Área de vuelos (Ha)	Tiempo estimado por vuelo (min)	Batería por vuelo	Cantidad de Imágenes	GSD (m/pixiles)
1	El Pueblito (Portoviejo)	1	22.90	14.59	1	205	2.47
2	San Silvestre (Sucre)	1	26.37	17.24	1	240	2.47

2.3. ETAPA 2. TRABAJO DE GABINETE

2.3.1. PROCESAMIENTO DE IMÁGENES, GENERARON ORTOFOTOS Y MODELOS DIGITALES DE ELEVACIÓN

El procesamiento de las imágenes capturadas durante los vuelos se realizó mediante el software Agisoft Metashape, especializado en aerotriangulación automatizada, con el objetivo de generar productos fotogramétricos de alta precisión.

En una primera fase, las imágenes se visualizaron y organizaron cronológicamente, lo que permitió identificar el trayecto del dron y el patrón de traslape aplicado, diseñado para garantizar una cobertura densa y homogénea. Aunque inicialmente no estaban georreferenciadas con precisión, los datos GNSS aproximados del dron y la orientación nadiral facilitaron la identificación de la secuencia de captura. Posteriormente, se efectuó la orientación fotográfica inicial, conservando los parámetros predeterminados del software, lo que permitió generar una nube de puntos dispersa que representaba tridimensionalmente los elementos fotografiados, aunque con baja densidad y vacíos en algunas zonas.

Para mejorar la precisión del modelo, se importaron los puntos de control terrestre obtenidos mediante GNSS en modo RTK. Previamente, se configuró el sistema de coordenadas del proyecto (UTM Zona 17S, datum WGS84), transformando las coordenadas geográficas del dron en coordenadas métricas (Este, Norte y Elevación). Los GCPs fueron ubicados manualmente en las imágenes mediante la herramienta de marcadores del software, posicionándolos con exactitud sobre las lonas reflectivas visibles. A medida que se marcaban, el software detectaba automáticamente coincidencias adicionales, agilizando el proceso. Finalizada esta etapa, se ejecutó la optimización de la cámara, ajustando los parámetros internos y externos en función de los puntos establecidos.

Con esta configuración se generó una nube densa de puntos, que representó con mayor detalle la superficie levantada. A partir de ella se construyó una malla tridimensional texturizada, utilizando la información cromática de las fotografías. Posteriormente, se generó el Modelo Digital de Elevación, del cual se derivan el Modelo Digital de Superficie y el Modelo Digital del Terreno. Estos modelos, en formatos 2D y 3D, representan las variaciones altimétricas y codifican los cambios de elevación mediante escalas de colores, lo que facilita la interpretación de las zonas altas y bajas del terreno [24].

A partir del modelo digital se generó una ortofoto libre de distorsiones geométricas, escalada de manera adecuada y georreferenciada. El ortomosaico del área obtenido se muestra en la Figura 5. Posteriormente, se clasificaron los puntos y se elaboraron curvas de nivel con equidistancia adaptada a la morfología del terreno: más cerrada en superficies planas y más amplia en zonas inclinadas, evitando la saturación visual.

Es importante destacar que, aunque la ortofoto y la planimetría presentan alta precisión, la altimetría derivada de la fotogrametría puede verse afectada si no se utilizan suficientes GCPs. En este estudio, al emplearse los puntos de control terrestre medidos con sistema GNSS en modo RTK, fue posible cuantificar los errores residuales del proceso de aerotriangulación en las componentes Este (X), Norte (Y) y Altitud (Z). Los resultados obtenidos, resumidos en la Tabla 7, mostraron errores cuadráticos medios (ECM) inferiores a 0.13 mm en todas las direcciones, con valores de 0.065 mm en X, 0.109 mm en Y y 0.024 mm en Z, evidenciando una excelente consistencia geométrica. Estos resultados confirman que la ortofoto y los Modelos Digitales de Elevación (MDE) alcanzaron una precisión acorde con los estándares topográficos de alta exactitud, validando la fiabilidad espacial de los productos obtenidos mediante el procesamiento fotogramétrico. No obstante, diversos estudios han evidenciado que la precisión vertical suele ser menor que la horizontal, por lo que en proyectos que requieren alta exactitud altimétrica se recomienda complementar con levantamientos topográficos convencionales [25]. De ahí la importancia de combinar vuelos de dron con equipos GNSS de precisión.

Finalmente, la ortofoto fue exportada en formato TIFF, garantizando alta calidad espacial. Posteriormente se convirtió a formato ECW mediante Global Mapper, optimizando su manejo en plataformas CAD como Autodesk Civil 3D. Esta conversión permitió insertar automáticamente el modelo digital en el entorno CAD del proyecto, facilitando la selección de coordenadas, la visualización a escala real y la integración precisa de la información topográfica en el diseño y análisis del proyecto.

Este tipo de levantamiento fotogramétrico permitió representar con detalle el relieve, interpretar la morfología y altitud del terreno, optimizar tiempos de trabajo en campo y reducir riesgos en zonas de difícil acceso, sin comprometer la calidad ni la resolución del producto final [26]. Estos drones al estar equipados con cámaras fotogramétricas son el completo perfecto para capturar taludes y áreas inaccesibles mediante vuelos automatizados brindando seguridad [27].

Tabla 7- ECM de puntos de apoyo.

No.	Error en X (mm)	Error en Y (mm)	Error en Z (mm)	Error en XY (mm)	Total (mm)
Total	0,0651967	0,109252	0,0243934	0,127227	0,129544



2.3.2. Fig. 5-Modelo digital de elevaciones y Ortofoto del vuelo el pueblito y San Silvestre

2.3.3. PERFIL LONGITUDINAL DE ELEVACIÓN

En el levantamiento topográfico realizado en el tramo comprendido entre *El Pueblito* y *San Silvestre*, se elaboró un perfil de elevación que refleja las variaciones del relieve a lo largo del eje vial. Esta representación altimétrica facilita la identificación de cambios de pendiente y de los puntos de mayor y menor altitud, información esencial para la planificación y ejecución del proyecto. Asimismo, el perfil longitudinal resulta fundamental en el análisis de movimiento de tierras, pues permite calcular los volúmenes de corte y relleno, definir el sistema de drenaje y detectar tramos del trazado donde puedan presentarse complicaciones geométricas o hidráulicas.

Los datos obtenidos en campo mediante GNSS RTK y fotogrametría con drones se procesaron en AutoCAD Civil 3D, software que permite integrar los datos topográficos, validar curvas horizontales y verticales según normas técnicas, aplicar controles de pendiente y generar perfiles y secciones transversales ajustadas a la geometría del terreno. Además, posibilita incorporar elementos complementarios, como curvas de nivel y cuencas de drenaje, optimizando el diseño y reduciendo errores derivados del cálculo manual [28,29].

Los datos se exportaron desde la colectora GNSS a Excel como registro original de los puntos levantados (Identificador del punto, coordenadas Norte y Este, elevación y código o referencia del elemento capturado en cada ubicación). Posteriormente, el archivo fue convertido a formato .csv, lo que facilitó su importación en plataformas CAD para continuar con el modelado topográfico. Una vez preparado, el archivo fue incorporado a Civil 3D, donde los puntos fueron procesados para generar una superficie topográfica en formato TIN (Triangulated Irregular Network). Esta superficie constituye la base para la representación tridimensional del terreno, permitiendo una visualización clara de la morfología del área de estudio.

A partir del modelo TIN se generaron curvas de nivel a intervalos regulares, lo que permitió interpolar con mayor precisión las variaciones del relieve, facilitando el análisis visual del terreno y la identificación de pendientes, cuencas y divisorias de aguas. Esta representación topográfica brindó una primera aproximación a las condiciones geométricas del área, factores que inciden directamente en el diseño del trazado vial. Con la superficie obtenida se definió la alineación del eje central de la vía, sobre la cual se apoyan los perfiles longitudinales y secciones transversales.

Mediante la herramienta de generación de perfiles de Civil 3D se elaboró el perfil longitudinal del terreno natural, reflejando las variaciones de elevación a lo largo del trazado y permitiendo identificar tramos que requieren cortes o rellenos para cumplir con las normas de pendiente máxima.

En el tramo San Silvestre (abscisa K 0+000 a K 0+995 km), mostrado en la Figura 6, el perfil natural se representa mediante una línea verde, evidenciando un trazado con pocas variaciones altimétricas. Se identifican tres puentes: los dos primeros generan ligeros cambios en la pendiente, provocando pequeñas alteraciones en la altura del terreno, mientras que el tercer puente presenta ascensos y descensos más pronunciados, con un perfil más irregular en comparación con los anteriores. Entre estas estructuras, el terreno mantiene un comportamiento relativamente constante, con un perfil uniforme que se prolonga hasta alcanzar un último sector con pendiente más marcada al final del tramo. En el tramo El Pueblito (abscisa K 0+995 a K 1+562.14 km), mostrado en la Figura 7, el perfil revela un ascenso gradual hacia el final del tramo. Esta descripción del estado actual del terreno, obtenida a partir del levantamiento topográfico, documenta con precisión la orografía existente.

De acuerdo con [30], la optimización del perfil longitudinal puede generar beneficios significativos, como una reducción del 6% en consumo energético y del 8% en el potencial de cambio climático global (PCA), impactando principalmente a vehículos pesados y articulados, por lo cual tiende a suavizar las pendientes ascendentes y descendentes, disminuyendo la energía disipada durante el frenado y mejorando la eficiencia energética general del transporte.

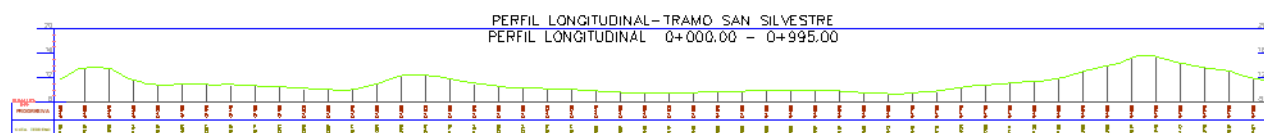
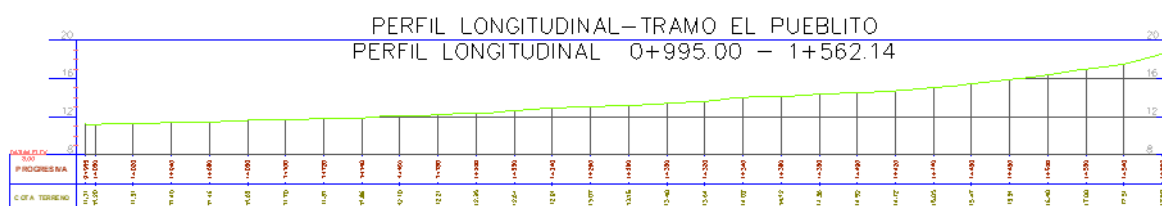


Fig. 6- Perfil de elevación del tramo San Silvestre. Escala 1-600



3. CONCLUSIONES

La integración de GNSS en modo RTK y vehículos aéreos no tripulados (UAV) permitió cumplir los objetivos del levantamiento topográfico del tramo vial San Silvestre – El Pueblito, obteniendo mediciones de alta precisión planimétrica y altimétrica, con un margen de error promedio de 0.875 cm horizontal y 1.575 cm vertical, según la comparativa de precisión basada en el modelo de error PPM del equipo Trimble R8. Estos resultados confirman que el levantamiento alcanzó la precisión planificada.

La utilización de referencias oficiales del Instituto Geográfico Militar (IGM), junto con la correcta selección del punto base, garantizaron la confiabilidad geodésica y la estabilidad de las mediciones. La instalación estratégica de bases geodésicas y puntos de control terrestre (GCPs) permitió garantizar la exactitud de las mediciones y mejorar la densidad y precisión de las nubes de puntos generadas mediante procesamiento en Agisoft Metashape. Esto demuestra que la combinación de técnicas GNSS y fotogrametría es confiable para levantamientos topográficos de mediana escala.

La combinación de RTK y fotogrametría UAV posibilitó la generación de productos topográficos de alta calidad, incluyendo ortofotos georreferenciadas, curvas de nivel con equidistancia de 1 m, perfiles de elevación y modelos tridimensionales (MDE, MDS y MDT), esenciales para el análisis geométrico del terreno y la planificación del proyecto vial.

Adicionalmente, la estrategia aplicada optimizó los tiempos de campo, redujo costos operativos y disminuyó impactos ambientales, al limitar la movilización de equipos y personal en zonas de difícil acceso. Su desempeño en terrenos con variabilidad topográfica evidenció ventajas sustanciales frente a los métodos convencionales, aportando información geoespacial robusta para la toma de decisiones en proyectos de infraestructura y contribuyendo a la modernización de los procesos de ingeniería civil en los cantones Portoviejo y Sucre.

1. Solis, J. E. B., Torres, L. M. C., & Paredes, B. G. P. (2022). Análisis comparativo topográfico sobre levantamientos altimétricos con RTK GNSS, Estación Total y Drone en Manta. *Polo del Conocimiento*, 7(12), 586–602.V
2. Zhou, T., Hasheminasab, S. M., & Habib, A. (2021). Tightly-coupled camera/LiDAR integration for point cloud generation from GNSS/INS-assisted UAV mapping systems. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 180, 336–356. <https://doi.org/10.1016/j.isprsjprs.2021.08.020>
3. Ballesteros Ruiz, R. D., Lordsleem Júnior, A. C., & Aquino Rocha, J. H. (2021). Inspeção de fachadas com veículos aéreos não tripulados (VANT): Estudo exploratório. *Revista ALCONPAT*, 11(1), 88–104. <https://doi.org/10.21041/ra.v11i1.517>
4. Barbosa, E. D. M., Monico, J. F. G., Alves, D. B. M., & De Oliveira, L. C. (2010). Integridade no posicionamento RTK e RTK em rede. *Boletim de Ciências Geodésicas*, 16(4), 589–605. <https://doi.org/10.1590/S1982-21702010000400007>
5. Zafra Granados, Y. (2018). Manual para el postproceso de imágenes obtenidas a partir de una aeronave tripulada remotamente (DRONE) en los softwares Agisoft photoscan y Pix4d [Informe técnico]. Universidad Distrital Francisco José de Caldas. <https://repository.udistrital.edu.co/server/api/core/bitstreams/52d64f1d-5ce6-4481-b7fa-7fc4be1b9fdd/content>
6. Instituto Geográfico Militar (IGM). (2021). Geodesia – Manual completo de especificaciones técnicas (Levantamientos geodésicos, metodologías y consideraciones en campo) [Manual técnico]. Geoportal Ecuador. <https://www.geoportaligm.gob.ec/portal/index.php/normalizacion-tecnica/>
7. Instituto Geográfico Militar (IGM). (2023). Geodesia –Ficha de Estación Permanente-REGME, Estación CNEC. Geoportal Ecuador. <https://www.geoportaligm.gob.ec/geodesia/>
8. Osca Mellado, M., & Barreda Yabar, R. V. (2022). Aplicación de dron para elaborar modelos digitales en frente de minado, Unidad Minera Las Bambas [Tesis]. Repositorio Institucional Universidad Continental. <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/12090>
9. Jaskowski, P., Tomczuk, P., & Chrzanowicz, M. (2022). Construction of a measurement system with GPS RTK for operational control of street lighting. *Energies*, 15(23), 9106. <https://doi.org/10.3390/en15239106>
10. Ghilani, C. D. (2020). *Elementary surveying: An introduction to geomatics*. Pearson Education.
11. Vázquez-Paulino, J. C., & Backhoff-Pohls, M. A. (2017). Procesamiento geo-informático de datos generados mediante drones para la gestión de infraestructura del transporte. Instituto Mexicano del Transporte. <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt490.pdf>
12. Wolf, P. R., & Ghilani, C. D. (2016). *Topografía* (14ª ed.). Alfaomega Grupo Editor.
13. Instrumental y Óptica. (s. f.). Trimble R8 – alquiler. Instrumental y Óptica. <https://instrumentalyoptica.com.ec/product/trimble-r8-alquiler/>
14. Cedeño, S. J. C., & Hernández, D. O. A. (2022). Modelo de la franja de la carretera obtenido mediante fotogrametría con vehículos aéreos no tripulados (VANT). *Revista Ciencia y Construcción*, 3(3), 19–33. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/121>
15. Stott, E., Williams, R. D., & Hoey, T. B. (2020). Ground control point distribution for accurate kilometre-scale topographic mapping using an RTK-GNSS unmanned aerial vehicle and SfM photogrammetry. *Drones*, 4(3), 55. <https://doi.org/10.3390/drones4030055>
16. Căţeanu, M., & Moroianu, M. A. (2024). Performance evaluation of real-time kinematic global navigation satellite system with survey-grade receivers and short observation times in forested areas. *Sensors*, 24(19), 6404. <https://doi.org/10.3390/s24196404>
17. Ferrer-González, E., Agüera-Vega, F., Carvajal-Ramírez, F., & Martínez-Carricondo, P. (2020). UAV photogrammetry accuracy assessment for corridor mapping based on the number and distribution of ground control points. *Remote Sensing*, 12(15), 2447. <https://doi.org/10.3390/rs12152447>
18. Domingo, D., Ørka, H. O., Næsset, E., Kachamba, D., & Gobakken, T. (2019). Effects of UAV image resolution, camera type, and image overlap on accuracy of biomass predictions in a tropical woodland. *Remote Sensing*, 11(8), 948. <https://doi.org/10.3390/rs11080948>

19. Maes, W. H. (2025). Practical guidelines for performing UAV mapping flights with snapshot sensors. *Remote Sensing*, 17(4), 606. <https://doi.org/10.3390/rs17040606>
20. Carvajal-Ramírez, F., Agüera-Vega, F., & Martínez-Carricondo, P. (2021). Editorial for special issue "UAV photogrammetry and remote sensing." *Remote Sensing*, 13(12), 2327. <https://doi.org/10.3390/rs13122327>
21. Awasthi, B., Karki, S., Regmi, P., Dhami, D. S., Thapa, S., & Panday, U. S. (2020). Analyzing the effect of distribution pattern and number of GCPs on overall accuracy of UAV photogrammetric results (pp. 339–354). https://doi.org/10.1007/978-3-030-37393-1_29
22. Deliry, S. I., & Avdan, U. (2021). Accuracy of unmanned aerial systems photogrammetry and structure from motion in surveying and mapping: A review. *Journal of the Indian Society of Remote Sensing*, 49(8), 1997–2017. <https://doi.org/10.1007/s12524-021-01366-x>
23. Ortiz, D., & Hernández, F. (2019). Análisis de la influencia de los puntos de control terrestre en la exactitud posicional de ortofotomosaicos generados por medio de un vuelo fotogramétrico realizado por un vehículo aéreo no tripulado (VANT). *Revista de Topografía Azimut*, (10), 1–11. <https://revistas.udistrital.edu.co/index.php/azimut/article/view/14972/15706>
24. Westoby, M. J., Brasington, J., Glasser, N. F., Hambrey, M. J., & Reynolds, J. M. (2012). 'Structure-from-motion' photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology*, 179, 300–314. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2012.08.021>
25. Mesas-Carrascosa, F.-J., Torres-Sánchez, J., Clavero-Rumbao, I., García-Ferrer, A., Peña, J.-M., Borra-Serrano, I., & López-Granados, F. (2015). Assessing optimal flight parameters for generating accurate multispectral orthomosaics by UAV to support site-specific crop management. *Remote Sensing*, 7(10), 12793–12814. <https://doi.org/10.3390/rs71012793>
26. Turner, D., Lucieer, A., & Watson, C. (2012). An automated technique for generating georectified mosaics from ultra-high resolution unmanned aerial vehicle (UAV) imagery, based on structure from motion (SfM) point clouds. *Remote Sensing*, 4(5), 1392–1410. <https://doi.org/10.3390/rs4051392>
27. Martínez Taboada, A. (2022). Fotogrametría en la generación del modelo digital de un terreno mediante drones. *Revista Ingeniería*, 6(14), 124–139. <https://doi.org/10.33996/revistaingenieria.v6i14.94>
28. Gaikawad, P. (2020). A review—Geometric design of highway with the help of AutoCAD Civil 3D. *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology*, 8(5), 916–921. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2020.5145>
29. Patil, R., & Wankhede, N. (2025). Integration of GNSS RTK and AutoCAD Civil 3D for road alignment optimization. *International Journal of Surveying and Structural Engineering*, 6(1), 23–26. <https://doi.org/10.22271/2707840X.2025.v6.i1a.35>
30. Vandanjon, P.-O., Vinot, E., Cerezo, V., Coiret, A., Dauvergne, M., & Bouteldja, M. (2019). Longitudinal profile optimization for roads within an eco-design framework. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, 67, 642–658. <https://doi.org/10.1016/j.trd.2019.01.002>

PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN PUENTE ATIRANTADO CON SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO.

*DYNAMIC PROPERTIES OF A CABLE-STAYED BRIDGE
WITH SEISMIC ISOLATION SYSTEM*

Autores

José Luis Ordóñez Fernández

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

jlordonez@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-4314-1319>

Leyden Oswaldo Carrión Romero

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

locarrion@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-1627-7306>

PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN PUENTE ATIRANTADO CON SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO.

RESUMEN

Se estudió la respuesta modal del puente sobre el río Napo. Este puente alcanza, entre sus diferentes vanos, una longitud total de 740 metros. Dispone de un tramo atirantado de 590 metros, el cual se constituye como el objeto principal del análisis de los modos de vibración de la estructura considerando la participación de deslizadores y disipadores sísmicos que modifican la respuesta estructural. Así, se realizó un modelado tridimensional en un software de análisis estructural y se verificaron los resultados principales mediante un procedimiento manual. Utilizando datos de los respectivos planos se conformó la estructura del puente donde se colocó los elementos de la superestructura y subestructura representados por estribos, pilas, pilones, vigas, losa, dispositivos de apoyo, tirantes y las sobrecargas respectivas. La masa considerada para el análisis modal contempló la carga muerta más 25% de carga viva peatonal. En el modelo, se definió las propiedades de cada dispositivo del sistema de aislamiento para mediante los métodos mencionados determinar los periodos de vibración, formas modales y masas participativas. Posteriormente, se realizó un análisis sísmico estático en la dirección más flexible de la estructura, para determinar desplazamientos y fuerzas laterales. Se determinó que la frecuencia fundamental de vibración es traslacional en la dirección transversal con alta participación de la flexibilidad del tablero, lo que genera una reducción en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, alcanzando el 15,7%. Para el sismo máximo esperado, los desplazamientos obtenidos en la estructura elástica equivalente están dentro de los límites permitidos por los disipadores sísmicos.

Palabras clave: Puente, modos de vibración, aislamiento sísmico, amortiguamiento y desplazamientos.

ABSTRACT

The modal response of the bridge over the Napo River was studied. This bridge spans a total length of 740 meters across its various spans. It includes a cable-stayed section measuring 590 meters, which is the main focus of the vibration mode analysis of the structure, taking into account the presence of sliders and seismic dampers that alter the structural response. A three-dimensional model was developed using structural analysis software, and the main results were verified through a manual procedure. Using data from the corresponding design plans, the bridge structure was assembled, incorporating elements of both the superstructure and substructure, represented by abutments, piers, pylons, beams, slab, bearing devices, cables, and the corresponding live loads. The mass considered for the modal analysis included the dead load plus 25% of the pedestrian live load. In the model, the properties of each device in the isolation system were defined in order to determine the vibration periods, mode shapes, and participating masses using the mentioned methods. Subsequently, a static seismic analysis was carried out in the most flexible direction of the structure to determine displacements and lateral forces. It was determined that the fundamental vibration frequency corresponds to a translational mode in the transverse direction, with high participation of the deck's flexibility, which results in a reduction of the effective damping of the isolation system, reaching 15.7%. For the maximum expected earthquake, the displacements obtained in the equivalent elastic structure are within the limits permitted by the seismic dampers.

Keywords: Bridge, vibration modes, seismic isolation, damping, displacements

Nota Editorial: Recibido: 12 de Mayo 2025 Aceptado: 15 de Noviembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

La región amazónica del territorio ecuatoriano está conformada por varios ríos de gran tamaño, entre los cuales tenemos al río Napo que es el río más grande del Ecuador y, además, el país está situado en uno de los puntos geográficos con más alto peligro sísmico del continente [1], obteniendo como consecuencia la proyección y construcción de una estructura de gran tamaño con características de funcionalidad y resistencia sísmica idónea. Así, convergieron criterios técnicos y lineamientos de diseño sustentados en la información recopilada en los estudios de otras ingenierías que permitió que el proyecto estructural definitivo sea un puente atirantado de doble torre inaugurado en el año 2012, donde la suspensión es lateral tipo semi-arpa con un sistema de aislamiento sísmico en la base del tablero para el control de la respuesta sísmica de la estructura [2], [3]. El sistema de aislamiento está compuesto por dos tipos de dispositivos como son los deslizadores y los disipadores metálicos que agregan amortiguamiento a la estructura la cual dispone de siete vanos, ocho apoyos con una distancia máxima entre ellos de 312 m para el vano central que básicamente se sustenta de tirantes a cada lado conformados por cables de acero de hasta 47 torones de 15,24 mm de diámetro nominal.

En la actualidad el territorio ecuatoriano está clasificado como uno de mayor peligro sísmico en América Latina, por ello está caracterizado como un territorio de grandes amenazas que pueden generar pérdidas materiales y humanas. Recientemente los mayores movimientos telúricos presentados en el país fueron los terremotos de Pedernales en abril del 2016, Golfo de Guayaquil en marzo del 2023 y frente a las costas de Esmeraldas en abril del 2025, de los cuales se ha obtenido información que demostró que en el país existe un déficit de sistemas de control de respuesta sísmica, ya que varias edificaciones colapsaron en su totalidad infringiendo la filosofía de diseño sismo-resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) [4], así como también un gran número de puentes vehiculares presentaron daños que restringieron el uso de los mismos alterando el tráfico local. El puente ubicado al noreste del Ecuador, situado en una zona sísmica alta (zona 2 según la guía para el diseño de aislamiento sísmico de la AASHTO) está expuesto a niveles de amenaza sísmica desde moderado a severo, pero considerando que dispone de un sistema de aislamiento, debió ser diseñado para disipar tal cantidad de energía con respuestas en desplazamiento máximas vinculadas a sismos con periodos de retorno de 2500 años [5].

El nivel de peligro sísmico y el sistema de control estructural utilizado para el diseño sísmico del puente, impulsan esta investigación que propone determinar las propiedades dinámicas de la estructura del puente atirantado ubicado sobre el río Napo, mediante la modelación computacional tridimensional de todos los componentes principales de la superestructura como son la distribución de masas, rigideces y las características de amortiguamiento del sistema de aislamiento, como requisitos básicos para analizar sus modos de vibración [6]. Así entonces, se calcula las propiedades dinámicas de la estructura mediante un análisis modal computacional y manual del puente, identificando el tipo de comportamiento dinámico estructural del sistema atirantado con disipadores sísmicos y se verifica las características bilineales de los dispositivos utilizados mediante el control del desplazamiento lateral ocasionado por el sismo estático [7].

2.. DESARROLLO

2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

Un puente es una estructura que tiene como objetivo preservar el eje vial de una carretera dándole continuidad en todo momento, es decir que un puente siempre será construido para que los vehículos o peatones no realicen un desvío en lugares de difícil acceso [8]. Se pueden clasificar de varias formas, en este caso utilizamos la Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12, considerando los principios normativos del Volumen N° 2 Libro B, que establece la Norma para Estudios y Diseño Vial, donde se da a conocer los tipos de puentes existentes y su forma de clasificación que se identifica de acuerdo con la sección transversal, con la forma estructural, con el material del cual están contruidos y según su función [9].

Un puente atirantado es un puente conformado por una o más torres y tirantes los cuales pueden ser convergentes y cuentan con una fuerza de pretensado que sirve para lograr grandes luces en tableros de puentes. El mayor objetivo de esta tipología de puente es lograr un equilibrio en todas las fuerzas de los tirantes tanto en la parte superior de las torres como en el tablero al cual se anclan dichos tirantes [10].

Requisitos de implementación

En el desarrollo de la investigación se llegó a determinar los requisitos que nos permitan implementar un puente atirantado:

- La distancia que tendrá el puente, con el pasar de los años los puentes atirantados cuentan con sistemas estructurales que les permite vencer luces más grandes, actualmente se estima que su utilización se da en luces de 300 m a 1000 m [11]. Aunque para luces mayores los diseñadores pueden considerar una tipología de puente que tenga vanos continuos para superar dichas distancias.

- Se debe tomar en cuenta la características geológicas, hidrogeológicas e hidrológicas que proporcionan los estudios de otras ingenierías, donde también se analizará el tipo de suelo y las condiciones geofísicas de la zona, además del estudio de las aguas superficiales y subterráneas [12].

Comportamiento estructural

A diferencia de otros tipos de puentes, los puentes atirantados pueden cubrir mayores luces, aunque no logran superar la longitud de los vanos que cubren los puentes colgantes. Los tirantes tienen como objetivo utilizar tableros más esbeltos y mantener los pilones rígidos para garantizar el sistema atirantado. Para puentes con varios tramos, son necesarios los tirantes tanto delanteros como posteriores ya que estos restringen el valor obtenido de deflexión horizontal que se da en la torre del pilón lo que genera deflexión en la plataforma [13].

Los puentes atirantados han ido evolucionando con el pasar del tiempo, al ser un puente con varios elementos de diferentes materiales estos pueden sufrir algún tipo de falla por lo que se mencionaran a continuación: fallas del hormigón armado [14], falla en cables de puente [10] y fallas de acero [15].

2.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE

El puente se caracteriza por ser el más alto dentro del territorio ecuatoriano, según el Ministerio de transporte y Obras Publicas la obra tuvo un costo de inversión aproximado de \$48'729.558 convirtiéndose así en una de las obras más emblemáticas del país, que más allá de su configuración estructural presenta también un atractivo turístico nacional. La importancia de este puente radica en que conecta de una manera rápida y segura a las parroquias de García Moreno, La Belleza, Dayuma, Taracoa e Inés Arango con el cantón Francisco de Orellana (El Coca) [16].

La superestructura es la parte donde actúan las cargas vivas móviles, es decir, el tablero con sus vigas, diafragmas, capa de rodadura y otros elementos o cargas. Mientras que la infraestructura se compone de elementos del puente que transmiten los esfuerzos al suelo como los estribos y pilas [17]. En este puente, para el análisis dinámico estructural nos enfocamos en el sector atirantado, este cuenta con dos torres de hormigón armado a las cuales se anclan los tirantes a lo largo del puente, en la figura 1 se observa el perfil longitudinal junto con la ubicación simétrica en margen izquierdo y derecho de estribos, pilas y torres que lo conforman.

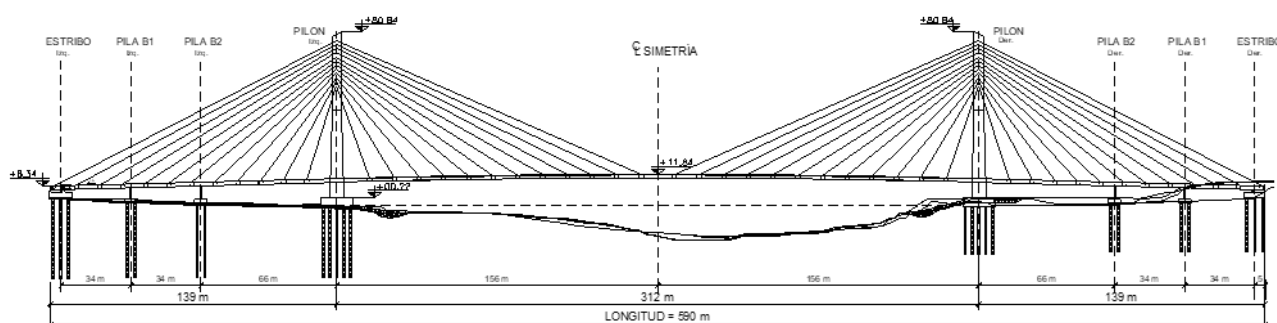


Fig. 1- Perfil longitudinal del puente en tramo atirantado

El puente vehicular tiene una longitud de 590 m, cuenta con varios elementos verticales de la subestructura colocados a lo largo del tramo atirantado cuyas características y distancias se detallan en la tabla 1.

Tabla 1- Elementos verticales de la subestructura del puente

Margen	Elemento	Abscisa
Izquierda	Estribo	0 + 5 m
	Pila B1	0 + 39 m
	Pila B2	0 + 73 m
	Pilón	0 + 139 m
Derecha	Pilón	0 + 451 m
	Pila B2	0 + 517 m
	Pila B1	0 + 551 m
	Estribo	0 + 585 m

Tablero

El tablero del puente, con una arquitectura transversal simétrica de 16 m de ancho, dispone de 2 carriles vehiculares, 2 ciclovías, 2 líneas de barreras y barandas que delimitan el área para la circulación de peatones a cada lado. Su configuración estructural se basa en vigas de acero y una losa de hormigón armado de espesor variable, con acero principal perpendicular al tráfico. En la figura 2, se identifican componentes como vigas longitudinales, vigas larguero, ménsulas, diafragmas de sección variable, losa de concreto armado, barreras interiores, barreras exteriores y la capa de rodadura.

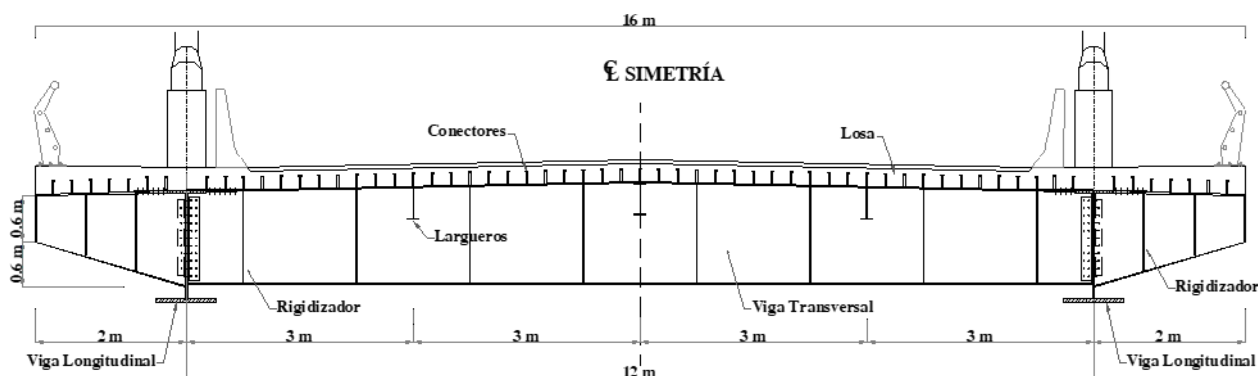


Fig. 2- Sección transversal del puente

Los elementos de acero estructural dispuestos como vigas longitudinales, transversales y rigidizadores, están formados por placas de acero ASTM A588 Grado 50. Las vigas longitudinales ubicadas a los costados del puente son las vigas de mayor tamaño con 1490 mm de sección tipo I. En el sentido del tráfico, 3 vigas larguero tipo I de 416x150 mm transmiten las cargas de la losa hacia las vigas transversales. A lo largo de todo el tramo atirantado se conectan las vigas longitudinales mediante vigas transversales tipo diafragmas colocadas a determinada distancia, se presentan en dos tipos de secciones de viga tipo I y viga tipo doble I de altura variable según se puede identificar en la figura 3.

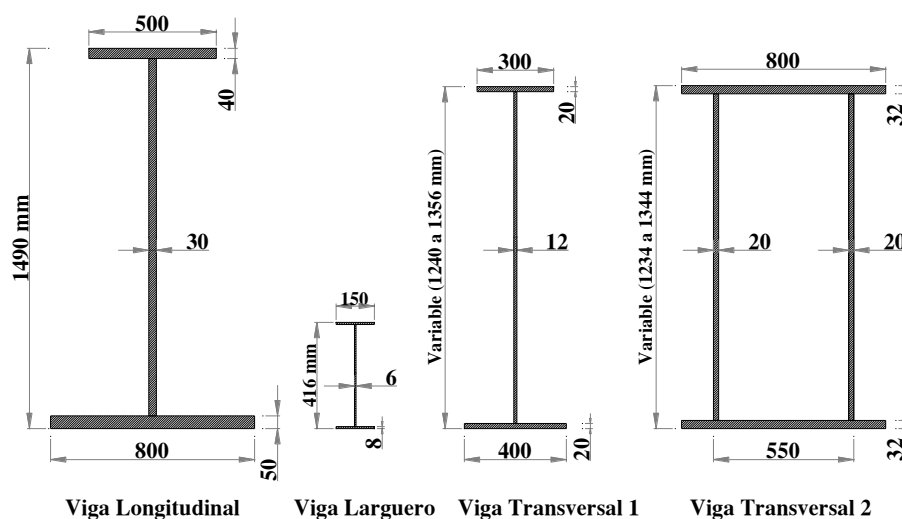
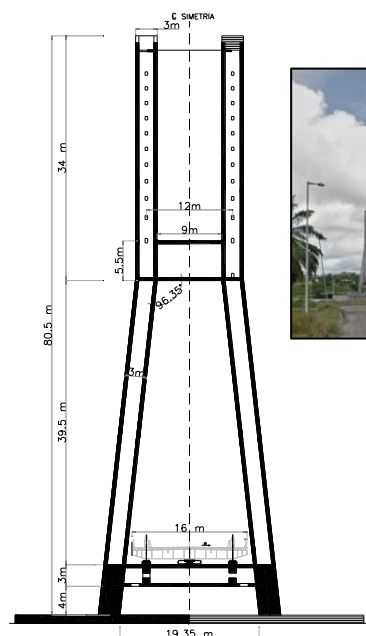


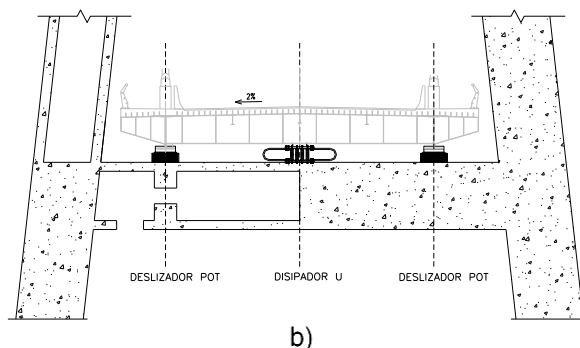
Fig. 3- Vigas de acero longitudinales y transversales del tablero

Pilón, estribos y las pilas

El pílón es la estructura más alta que tiene el puente con una altura de más de 80 m, son columnas de hormigón armado con $f'_c = 30 \text{ MPa}$ de sección hueca con dimensión longitudinal variable y estos tienen una inclinación hacia dentro del puente hasta los 46,5 m de altura para luego volver a elevarse rectas según se aprecia en la figura 4a. Los estribos y las pilas están conformadas por muros de hormigón armado que sirven como apoyo para el puente, cuentan con unas bielas de soporte para el tablero del puente. Así entonces, la diferencia entre la pila B1 y pila B2 del margen izquierdo y derecho son las cotas máximas debido a que el puente cuenta con una variación de altura definida por una pendiente del 2,5 % en dirección longitudinal.



a)



b)

Fig. 4- Pilón de puente atirantado

Disipadores sísmicos

El puente cuenta con disipadores sísmicos, que se encuentran colocados en todos los apoyos a lo largo del tramo atirantado (vínculos entre tablero con estribos, pilas y pilones). La gran mayoría de las estructuras cuentan con la capacidad de disipar energía sísmica debido al comportamiento inelástico que presentan sus elementos. Los disipadores están compuestos por materiales diversos, con propiedades de deformación del tipo plástica ya que su funcionamiento se produce mediante desplazamientos laterales a los cuales está expuesta la estructura, por lo que sirven para modificar su rigidez y demanda de resistencia [18]. En la estructura del puente se cuenta con apoyos tipo POT (deslizadores) ubicados a los costados del tablero, mientras que en la parte central se encuentra el disipador metálico con 16 elementos de acero en forma de U vinculados en grupos de cuatro conforme a la figura 4b.

Para las especificaciones técnicas de los dispositivos se utilizó la información del proveedor japonés **NIPPON STEEL ENGINEERING**, que ofrece varios tipos de disipadores (*U-shaped Steel Damper*), los cuales según su forma, tamaño y cantidad de elementos U presentan diferentes características de rigidez, fuerza cortante y deformación específica. Así, se tiene que existen disipadores de 4, 8 y 16 elementos U, además cada uno de estos puede disponer de elementos U de distinto espesor que van desde los 28 mm hasta los 55 mm según se puede ver en la figura 5 donde otras medidas como la altura y longitud también varían. El fabricante les ha asignado nombres a los disipadores como por ejemplo NSUD45 x 4 o NSUD55 x 8, esto indica que se trata de un dispositivo con 4 elementos de 36 mm de espesor con capacidad de desplazamiento de 450 mm o un dispositivo con 8 elementos de 45 mm de espesor con capacidad de desplazamiento de 550 mm respectivamente.

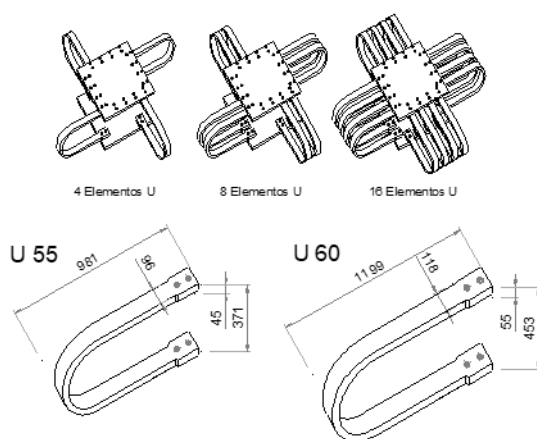


Fig. 5- Tipos de disipadores de acero con elementos U

Con las características técnicas mencionadas, en la figura 6 se construyen esquemas bilineales desde las curvas de histéresis de cada dispositivo. Como ejemplo se presentan las curvas de los disipadores NSUD45 y NSUD55 considerando para ambos casos las tres opciones de 4, 8 y 16 elementos U.

	NSUD 45			NSUD 55		
	x 4	x 8	x 16	x 4	x 8	x 16
Fy (kN)	184	368	736	304	608	1216
K1 (kN/m)	7600	15200	30400	9600	19200	38400
K2 (kN/m)	128	256	512	160	320	640
Dy (mm)	24,2	24,2	24,2	31,7	31,7	31,7
D (mm)	450	450	450	550	550	550
Fmáx. (kN)	238,50	477,00	954,01	386,93	773,86	1547,71
keff (kN/m)	530,01	1060,01	2120,02	703,51	1407,01	2814,02
Q (kN)	180,90	361,80	723,61	298,93	597,86	1195,71

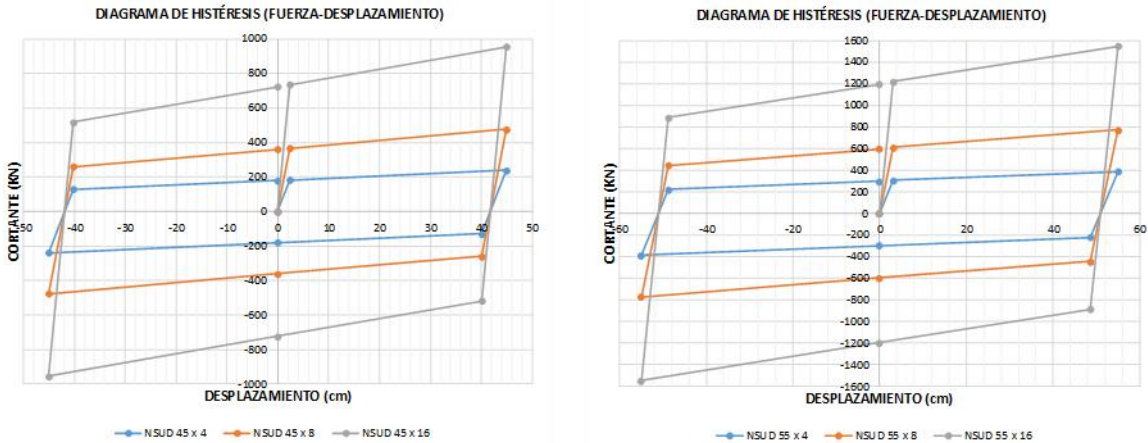
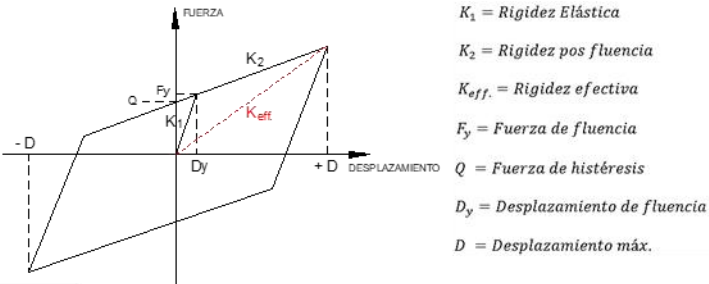


Fig. 6- Datos y esquemas bilineales de disipadores de acero con elementos U

Para responder adecuadamente a las fuerzas sísmicas, el puente atirantado presenta condiciones de aislamiento sísmico en su tablero, es decir, en lo que respecta a las condiciones de apoyo del tablero sobre los demás componentes estructurales como estribo, pila y pilón, se posibilitan los desplazamientos horizontales diferenciales. Específicamente para este caso, para caracterizar las propiedades dinámicas dominantes del puente y mantener desplazamientos de tablero no mayores a 550 mm ($D_{máx}$) por fuerzas laterales, se ha utilizado 8 disipadores del tipo NSUD 55 x 16 con rigidez efectiva de 2814,02 kN/m combinados con 16 deslizadores planos de rigidez lateral mínima. En cada uno de los 8 apoyos se tienen tres dispositivos (dos deslizadores y un disipador) unidos con vigas diafragmas (perpendiculares al tráfico) que trasladan parte de las cargas gravitacionales a los deslizadores y estos a su vez a los elementos de la subestructura.

En los deslizadores planos la rigidez lateral es reducida y está en función de la carga gravitacional (W_s), el coeficiente de fricción (μ) y el desplazamiento máximo permitido ($D_{máx}$). Luego del análisis estructural se tiene que la carga sobre estos dispositivos es de 2255,54 kN; 1961,34 kN y 294,20 kN para las torres, las pilas y los estribos respectivamente, como se registra en la tabla 2. El coeficiente de fricción es bajo, se utilizó un 0,04 para todos los deslizadores, así como también para todos los casos se mantuvo el desplazamiento máximo de 550 mm como se observa en la figura 7.

Tabla 2- Características de los deslizadores planos

Deslizadores Planos			Pilón	Pila	Estribo
Desp. Máx. del aislador	$D_{máx}$	mm	550,00	550,00	550,00
Peso promedio	$W_{s\text{prom}}$	kN	2255,54	1961,34	294,20
Coeficiente de fricción	μ		0,04	0,04	0,04
Fuerza máxima	$F_{máx}$	kN	90,22	78,45	11,77
Rigidez efectiva	K_{eff}	kN/m	164,04	142,64	21,40
Energía disipada por ciclo	E_{DC}	kN – m	198,49	172,60	25,89

Los tres deslizadores, por su ubicación sobre los elementos de la subestructura y por la participación de los cables que constituyen los tirantes, reciben cargas verticales distintas que al momento de presentarse el sismo aportan al sistema de aislamiento con energía disipada por ciclo diferente para cada uno. Esto se puede identificar en los modelos de fuerza-deformación de los deslizadores presentados en la figura 7 a continuación:

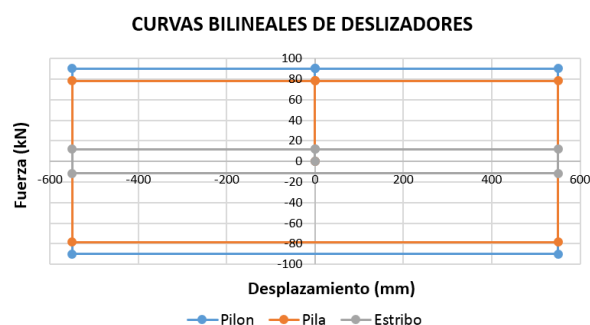


Fig. 7- Curvas bilineales de los deslizadores planos

Las rigideces efectivas de los dispositivos de aislamiento se obtienen de las curvas bilineales: 2814,02 kN/m para los disipadores U y 164,04 kN/m, 142,64 kN/m, y 21,40 kN/m para los deslizadores planos. Estas rigideces se emplean en SAP2000 para representar cada componente del sistema mediante características elásticas equivalentes. La integración de todos los dispositivos, considerados con sus propiedades bilineales, da como resultado el modelo no lineal del sistema de aislamiento sísmico del puente atirantado, que se presenta en la figura 8.

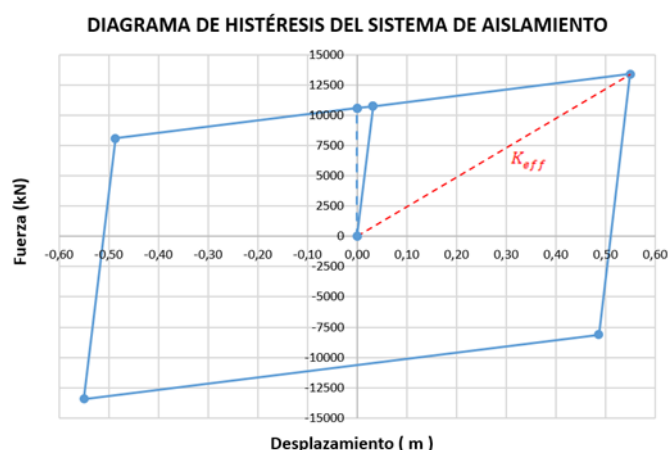


Fig. 8- Curva bilineal del sistema de aislamiento del puente atirantado

La energía disipada por histéresis (E_{DC}) por ciclo del sistema de aislamiento en la estructura real alcanza los 22109,89 kN - m y se obtiene por el aporte de:

$$8 \text{ disipadores} = 8\{4Q(D - D_y)\} = 19831,57 \text{ kN} - \text{m} \quad (1)$$

$$4 \text{ deslizadores de pylon} = 4\{4F_{m\acute{a}x}(D_{m\acute{a}x})\} = 793,96 \text{ kN} - \text{m} \quad (2)$$

$$8 \text{ deslizadores de pila} = 8\{4F_{m\acute{a}x}(D_{m\acute{a}x})\} = 1380,80 \text{ kN} - \text{m} \quad (3)$$

$$4 \text{ deslizadores de estribo} = 4\{4F_{m\acute{a}x}(D_{m\acute{a}x})\} = 103,56 \text{ kN} - \text{m} \quad (4)$$

Esta energía disipada por histéresis se puede considerar equivalente a una estructura elástica más flexible, donde el proceso de disipación de energía es representado por medio de una estructura con rigidez efectiva (K_{eff}) y un amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}). Así entonces, desde el diagrama de histéresis de la figura 8, para un desplazamiento máximo de 550 mm le corresponde una fuerza máxima de 13417,33 kN, determinando así un valor de 24395,15 kN/m para la rigidez del sistema elástico equivalente y alcanzando un amortiguamiento equivalente de fluido viscoso de:

$$\xi_{eff} = \frac{E_{DC-Sistema}}{2\pi D^2 K_{eff}} = \frac{22109,89 \text{ kN-m}}{2\pi (0,55\text{m})^2 \cdot 24395,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,477 \therefore 47,7 \% \quad (5)$$

El desplazamiento transversal del tablero de puente es el que tendría la mayor respuesta en desplazamiento por sismo al depender directamente de los 16 dispositivos que conforman el sistema de aislamiento. Con las características de la estructura equivalente estamos aplicando un procedimiento que nos lleve al mismo desplazamiento de la estructura real y que permita validar las propiedades dinámicas del puente atirantado a través de un procedimiento de análisis estático que genera resultados aproximados o de prediseño.

2.3. CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA LOCAL DEL PUENTE ATIRANTADO

Considerando lo indicado en la “GUIDE SPECIFICATIONS FOR SEISMIC ISOLATION DESIGN” de la norma AASHTO se debe utilizar para el cálculo de la respuesta en desplazamiento del puente los sismos con periodos de retorno de 1000 y 2500 años, los mismos que representan una tasa anual de excedencia de 0,001 y 0,0004 respectivamente [19]. Luego, utilizando las curvas de peligro sísmico para el cantón Francisco de Orellana planteadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente, se determinan para cada uno de ellos los valores de 0,172 g y 0,224 g para aceleración en roca y de 0,465 g y 0,625 g para periodos espectrales de 0,1 s según se representa en la figura 9 [20].

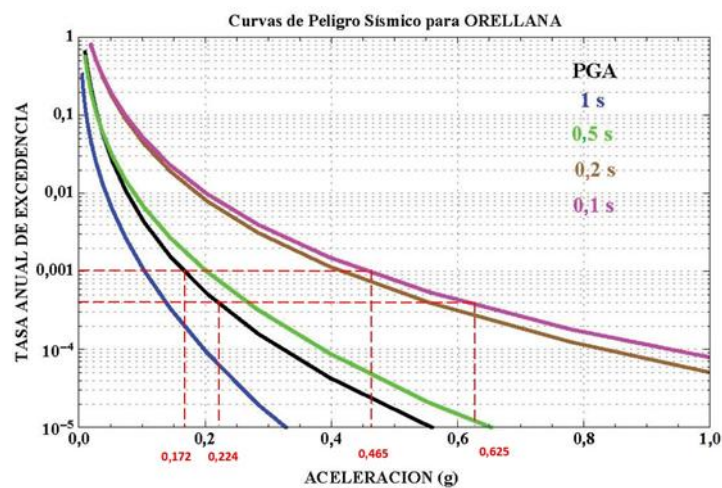


Fig. 9- Curvas peligro sísmico, Orellana (NEC-2015)

Se ha considerado que el puente está ubicado sobre un suelo de perfil tipo “D” correspondiente a suelos rígidos que cumplen con una velocidad de la onda de corte superior a 180 m/s y menor a 360 m/s pertenecientes a los 30 m superiores del perfil. Además, desde la norma de construcción local se ha definido los otros parámetros para la elaboración de los dos espectros en aceleraciones según se detalla en la tabla 3.

Tabla 3- Parámetros del espectro de aceleraciones para periodos de retorno elegidos

Descripción		Espectros	
Periodo de retorno	T_r	1000 años	2500 años
Aceleración en roca - PGA	Z	0,172	0,224
Aceleración $T=0,1$ s	Z	0,465	0,625
Coeficiente de ampliación de suelo	F_a	1,556	1,452
	F_d	1,583	1,494
	F_s	1,029	1,050
Periodos límites del espectro aceleraciones	T_o	0,105	0,108
	T_c	0,576	0,594
Razón de aceleración espectral	η	2,703	2,790
Valor máx., del espectro de aceleraciones	$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$	0,724	0,908

Aunque más de un procedimiento es permitido en las normas, para el análisis de un puente sísmicamente aislado se permite la aplicación de un método simplificado que es adecuado cuando la estructura responde predominantemente como un sistema de un grado de libertad sin participación simultánea de otras direcciones en la respuesta en desplazamiento del sistema. Dicho análisis, se ejecutará de forma independiente a lo largo de los ejes perpendiculares, es decir, para el eje longitudinal “X” y eje transversal “Y” se determina la fuerza sísmica estáticamente equivalente mediante los periodos efectivos del puente aislado según el eje analizado aplicando una reducción de la aceleración espectral por disponer de un amortiguamiento superior al 5 % como se observa en la figura 10.

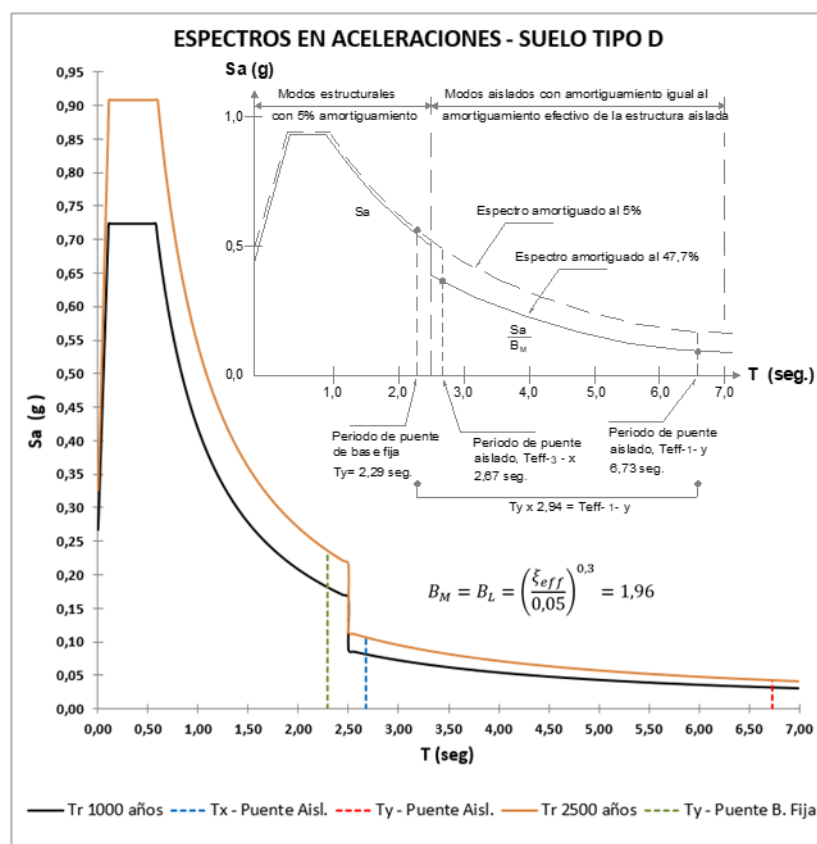


Fig. 10- Espectros en aceleraciones para Tr 1000 años y Tr 2500 años

2.4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE SOFTWARE SAP2000

Mediante la utilización de este software se conformó un modelo tridimensional a detalle donde están representadas las cargas y elementos estructurales que aportan rigidez para con esto poder caracterizar adecuadamente los modos de vibración principales del puente atirantado con sistema de aislamiento sísmico según la figura 11. Conociendo todo el sistema estructural del puente a través de la información disponible en los planos estructurales y visitas al sitio de la obra, se logró modelar la estructura con todas sus características y propiedades establecidas en los documentos técnicos disponibles.

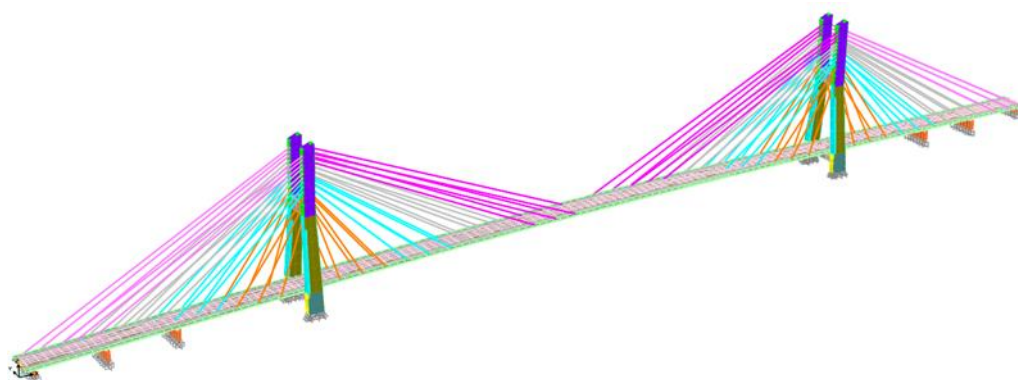


Fig. 11- Modelo tridimensional del puente atirantado

Cargas sobre el tablero del puente

Para el análisis del puente se utilizó los requisitos relacionados a estados límites de diseño establecidos por la norma AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications" [6] y artículos científicos afines [21] que identifican la presencia de cargas permanentes y móviles como las siguientes: DC (cargas de elementos estructurales), DW (cargas de superficie de rodadura), LL (Carga vehicular) y PL (Carga peatonal).

El puente en toda su longitud cuenta con varias cargas del tipo uniforme distribuidas a las cuales está sometido, entre ellas se encuentran cargas muertas producidas por la baranda metálica, barrera de tráfico de concreto y la carpeta de rodadura representada por una capa de pavimento flexible de 2".

$$Carga_{DC-baranda} = 1,618 \text{ kN/m}^2 \quad (6)$$

$$Carga_{DW} = e_{pavimento} \cdot \gamma_{asfalto} = 1,177 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

$$Carga_{DC-barrera} = A_{barrera} \cdot \gamma_{barrera} = 7,061 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

Además, la carga muerta del tipo peso propio de los elementos estructurales que son representados según su geometría, ubicación y cantidad forman parte directamente de las cargas DC en el modelo matemático del puente sujeto al análisis modal.

El valor asignado a carga viva peatonal sobre el tablero del puente es:

$$Carga_{PL-peatonal} = 4,798 \text{ kN/m}^2 \quad (9)$$

La carga móvil vehicular está referida al concepto de carga HL-93 de la norma AASHTO LRFD [22] abarcando las posibles combinaciones del camión de diseño, tándem de diseño y carga de carril.

2.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DEL PUENTE ATIRANTADO

A partir del modelo computacional desarrollado en el software de análisis estructural, se determinaron los tres primeros modos de vibración del puente. Estos modos reflejan la respuesta predominante del sistema de aislamiento. El primer modo de vibración se identificó como la respuesta transversal del tablero [23], [24], [25], con un periodo de 6,73 s. El segundo y tercer modo corresponden a la respuesta en torsión y a la traslación longitudinal (en la dirección del tráfico), con periodos de 3,12 s y 2,67 s, respectivamente, tal como se detalla en la figura 12.

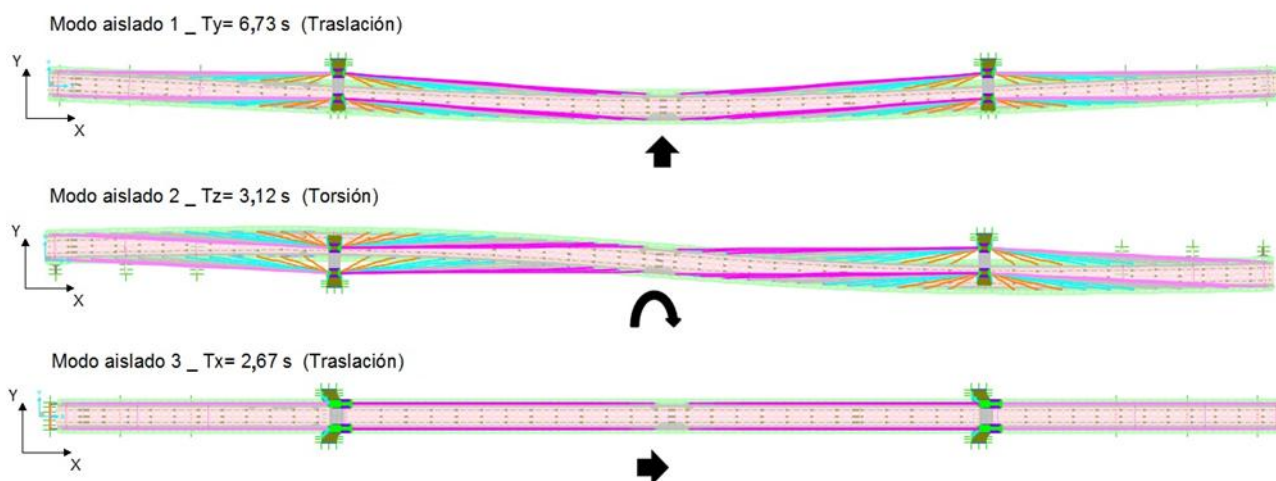


Fig. 12- Modos de vibración fundamentales del puente atirantado

En el primer modo de vibración, la deformada modal está caracterizada por las propiedades del sistema de aislamiento (deslizadores y disipadores) y al ser un puente de múltiples vanos esta respuesta es más compleja que la respuesta de la estructura en dirección longitudinal. Tiene influencia en la respuesta los grados de libertad que dispone el estribo izquierdo y estribo derecho del puente combinados con la flexibilidad transversal que dispone el tablero. Para determinar valores a detalle de esta respuesta transversal, se procedió a discretizar la masa total de 93,24 kN.s²/cm perteneciente al tablero con su respectiva longitud tributaria de tirantes en 13 masas distribuidas a lo largo del puente según la figura 13 y se obtuvo la matriz de inercia y de rigidez transversal del tablero.

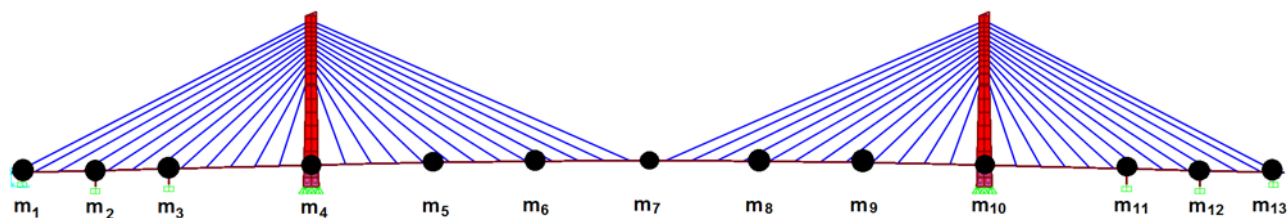


Fig. 13- Discretización longitudinal de masas del tablero

$$[m] = \begin{bmatrix} 2,9804 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6,0813 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 7,8037 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 9,9898 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 8,0807 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7,5669 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8,2374 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7,5669 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8,0807 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9,9898 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7,8037 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6,0813 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2,9804 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot s^2}{cm}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 1075,161 & -2131,893 & 1114,304 & -34,393 & 5,615 & -0,226 & 0,651 & -1,064 & -1,242 & 3,902 & -7,304 & 7,630 & -2,546 \\ -2131,893 & 5241,165 & -3668,754 & 724,857 & -160,642 & 28,119 & -4,399 & 1,825 & 4,949 & -10,333 & 20,334 & -22,052 & 7,506 \\ 1114,304 & -3668,754 & 3671,162 & -1552,119 & 561,388 & -103,986 & 11,254 & -1,356 & -4,932 & 8,511 & -17,382 & 19,555 & -6,841 \\ -34,393 & 724,857 & -1552,119 & 1872,688 & -1504,683 & 577,675 & -56,900 & 0,184 & 3,425 & -4,001 & 7,710 & -8,602 & 2,983 \\ 5,615 & -160,642 & 561,388 & -1504,683 & 2486,931 & -1918,283 & 556,021 & -12,607 & -16,031 & 3,989 & -6,223 & 5,699 & -1,232 \\ -0,226 & 28,119 & -103,986 & 577,675 & -1918,283 & 2687,940 & -1697,355 & 440,270 & -13,930 & -0,958 & 4,037 & -4,470 & 1,193 \\ 0,651 & -4,399 & 11,254 & -56,900 & 556,021 & -1697,355 & 2383,509 & -1702,596 & 559,848 & -56,257 & 5,437 & 2,852 & -2,093 \\ -1,064 & 1,825 & -1,356 & 0,184 & -12,607 & 440,270 & -1702,596 & 2695,377 & -1922,015 & 576,764 & -98,076 & 20,769 & 2,511 \\ -1,242 & 4,949 & -4,932 & 3,425 & -16,031 & -13,930 & 559,848 & -1922,015 & 2487,338 & -1501,457 & 551,301 & -148,414 & 1,118 \\ 3,902 & -10,333 & 8,511 & -4,001 & 3,989 & -0,958 & -56,257 & 576,764 & -1501,457 & 1867,037 & -1539,859 & 710,751 & -29,285 \\ -7,304 & 20,334 & -17,382 & 7,710 & -6,223 & 4,037 & 5,437 & -98,076 & 551,301 & -1539,859 & 3656,440 & -3655,843 & 1110,359 \\ 7,630 & -22,052 & 19,555 & -8,602 & 5,699 & -4,470 & 2,852 & 20,769 & -148,414 & 710,751 & -3655,843 & 5232,674 & -2130,031 \\ -2,546 & 7,506 & -6,841 & 2,983 & -1,232 & 1,193 & -2,093 & 2,511 & 1,118 & -29,285 & 1110,359 & -2130,031 & 1075,015 \end{bmatrix} \frac{kN}{cm}$$

Fig. 14- Matriz de inercia y matriz de rigidez transversal del tablero

Con las dos matrices se resolvió el problema de valores propios para principalmente obtener la frecuencia y periodo fundamental de vibración global:

$$\begin{bmatrix} 1075,161 & -2131,893 & 1114,304 & -34,393 \\ -2131,893 & 5241,165 & -3668,754 & 724,857 \\ 1114,304 & -3668,754 & 3671,162 & \dots \dots \dots \\ -34,393 & 724,857 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 2,9804 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6,0813 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 7,8037 & \dots \dots \dots \\ 0 & 0 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} = 0 \quad (10)$$

$$\omega_1^2 = 0,8709 \text{ rad}^2/s^2 \quad \therefore \omega_1 = 0,9332 \text{ rad/s} \quad (11)$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{0,9332 \text{ rad/s}} = 6,732 \text{ s} \quad (12)$$

Seguidamente, para la frecuencia fundamental se obtiene la deformada modal respectiva y se normaliza la respuesta respecto a la unidad en estribo derecho que será igual al estribo izquierdo por la simetría del puente. En la figura 15 se presenta esa razón de desplazamientos transversales definida por el vector $\phi_{\text{Modo } 1-N}$, obtenido de la resolución del sistema de ecuaciones matriciales que se describen a continuación.

$$\begin{bmatrix} 1075,161 & -2131,893 & 1114,304 & -34,393 \\ -2131,893 & 5241,165 & -3668,754 & 724,857 \\ 1114,304 & -3668,754 & 3671,162 & \dots \dots \dots \\ -34,393 & 724,857 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} - 0,8709 \begin{bmatrix} 2,9804 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6,0813 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 7,8037 & \dots \dots \dots \\ 0 & 0 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_{\dots} \\ \phi_{13} \end{Bmatrix} = 0 \quad (13)$$

$$\phi_{\text{Modo } 1-N} = \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_{\dots} \\ \phi_{13} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,734 \\ -2,513 \\ -6,091 \\ -9,029 \\ -10,725 \\ -11,378 \\ -10,725 \\ -9,029 \\ -6,091 \\ -2,514 \\ -0,734 \\ 1,000 \end{Bmatrix} \quad (14)$$

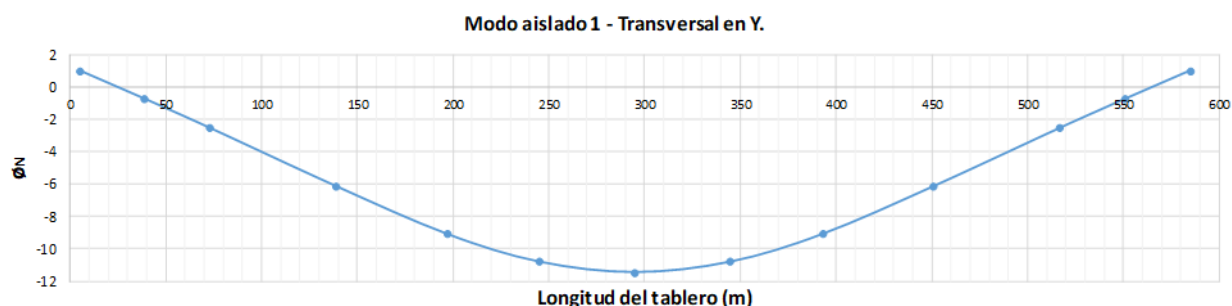


Fig. 15- Deformada modal transversal normalizada para la frecuencia fundamental (ω_1)

Para terminar con la caracterización de la respuesta modal del tablero en sentido perpendicular al tráfico se calcula el factor de participación y porcentaje de masa efectiva. Así:

$$\text{Masa generalizada} = M_1^* = \sum M_i \phi_i^2 = 4977,05 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm} \quad (15)$$

$$\text{Masa participante} = L_1^* = \sum M_i \phi_i = -565,85 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm} \quad (16)$$

$$\text{Factor de participación} = F \cdot P_{-1} = L_1^* / M_1^* = -0,114 \quad (17)$$

$$\text{Masa efectiva} = M_{\text{Eff}-1} = L_1^{*2} / M_1^* = 64,33 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm} \quad (18)$$

$$\% \text{ Masa efectiva} = M_{\text{Eff}-1} / M_{\text{Total}} = 0,69 \quad \therefore \quad 69 \% \quad (19)$$

Se mantiene la discretización previa de masas en cuyos puntos se describen el amortiguamiento y razón de desplazamiento del tablero del puente según se especifica en la tabla 4:

Tabla 4- Amortiguamiento y razón de desplazamiento en masas discretizadas

Elemento	Abscisa	Masa (m)		Amortiguamiento (ξ)		Razón de Desplaz., Δ		$\xi_{\text{aisl}} \cdot \Delta_{\text{aisl}}$	$\xi_{\text{elast}} \cdot \Delta_{\text{elast}}$
		#	($\text{kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm}$)	ξ_{aisl}	ξ_{elast}	Δ_{aisl}	Δ_{elast}		
Estribo	0 + 5 m	m_1	2,9804	0,4661		1,000		0,466	
Pila B1	0 + 39 m	m_2	6,0813	0,4794		-0,734		-0,352	
Pila B2	0 + 73 m	m_3	7,8037	0,4794		-2,513		-1,205	
Pilón	0 + 139 m	m_4	10,9898	0,4816		-6,091		-2,933	
Tramo	0 + 197 m	m_5	8,0807		0,050		-9,029		-0,451
Tramo	0 + 245 m	m_6	7,5669		0,050		-10,725		-0,536
Centro	0 + 295 m	m_7	8,2374		0,050		-11,378		-0,569
Tramo	0 + 345 m	m_8	7,5669		0,050		-10,725		-0,536
Tramo	0 + 393 m	m_9	8,0807		0,050		-9,029		-0,451
Pilón	0 + 451 m	m_{10}	10,9898	0,4816		-6,091		-2,933	
Pila B2	0 + 517 m	m_{11}	7,8037	0,4794		-2,513		-1,205	
Pila B1	0 + 551 m	m_{12}	6,0813	0,4794		-0,734		-0,352	
Estribo	0 + 585 m	m_{13}	2,9804	0,4661		1,000		0,466	
Total			93,243			-16,677	-50,886	-8,048	-2,544

Para estimar el amortiguamiento viscoso equivalente global del sistema se consideró la flexibilidad transversal del puente que está verificada en la deformada modal calculada y presentada en la tabla 4, es decir, se necesita un promedio ponderado de los valores de amortiguamiento que provienen desde el sistema de aislamiento en apoyos y además del tramo de estructura que responde elásticamente asignándole un amortiguamiento viscoso estándar del 5 %. En consecuencia, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema es calculado desde:

$$\xi_{eff-sis} = \frac{\sum(\xi_{aisl} \cdot \Delta_{aisl}) + \sum(\xi_{elast} \cdot \Delta_{elast})}{\sum \Delta_{aisl} + \sum \Delta_{elast}} = 0,157 \quad \therefore \quad 15,7 \% \quad (20)$$

Así entonces, hemos pasado de un amortiguamiento equivalente del 47,7 % (considerando solo el sistema de aislamiento) a uno menor de 15,7 % (influenciado por la deformada de la superestructura) en la dirección transversal y más flexible del puente, donde la estructura en función del factor de reducción espectral $B_L = 1,40$, le corresponde para un periodo estructural de 6,73 s una aceleración de $S_{a1} = 0,08g/1,4 = 0,057g$ y un desplazamiento espectral que no resulta de la expresión $S_{d1} = S_{a1}/\omega_1^2$ debido a que, en la zona de periodos largos, como se puede ver en la figura 15, dicho desplazamiento espectral tiende a ser constante desde los 4 s en adelante con un valor de 38,27 cm para el sismo máximo esperado con periodo de retorno de 2500 años y $\xi_{eff-sis}$ de 15,7 % en la ciudad de Orellana-Ecuador.

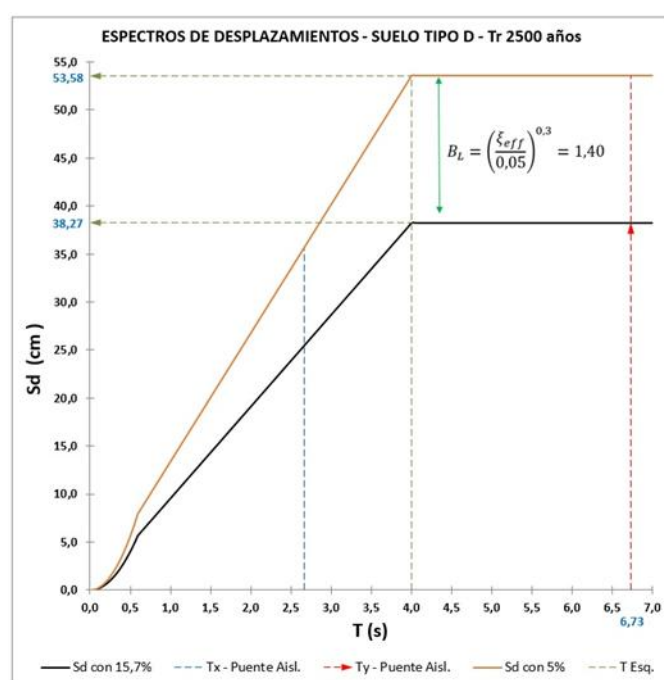


Fig. 16- Espectros de desplazamientos para Tr 2500 años con diferente ξ

Finalmente, la respuesta espectral para el modo fundamental de vibración aislado en dirección perpendicular al tráfico utilizando $S_{d1} = 38,27 \text{ cm}$, está representada por valores de desplazamiento, aceleración, fuerza y cortante basal como se determinan a continuación:

$$X_{max-i} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{d1} \phi_1 \quad \ddot{X}_{max-i} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{a1} \phi_1 \quad FR_{max-i} = m_i \ddot{X}_{1-i} \quad (21)$$

$$X_{max-i} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{d1} \phi_1 = \begin{bmatrix} -4,35 \\ 3,20 \\ 10,94 \\ 26,50 \\ 39,29 \\ 46,67 \\ 49,50 \\ 46,67 \\ 39,29 \\ 26,50 \\ 10,94 \\ 3,20 \\ -4,35 \end{bmatrix} \text{ cm} ; \quad \ddot{X}_{max-i} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{a1} \phi_1 = \begin{bmatrix} -6,35 \\ 4,67 \\ 15,97 \\ 38,71 \\ 57,38 \\ 68,16 \\ 72,31 \\ 68,16 \\ 57,38 \\ 38,71 \\ 15,97 \\ 4,67 \\ -6,35 \end{bmatrix} \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2} ; \quad FR_{max-i} = m_i \ddot{X}_{1-i} = \begin{bmatrix} -18,93 \\ 28,34 \\ 124,64 \\ 386,68 \\ 463,66 \\ 515,73 \\ 595,65 \\ 515,73 \\ 463,66 \\ 386,68 \\ 124,64 \\ 28,34 \\ -18,93 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad (22)$$

$$V_{basal} = \frac{L_1^{*2}}{M_1^*} S_{a1} = 3596 \text{ kN} \quad (23)$$

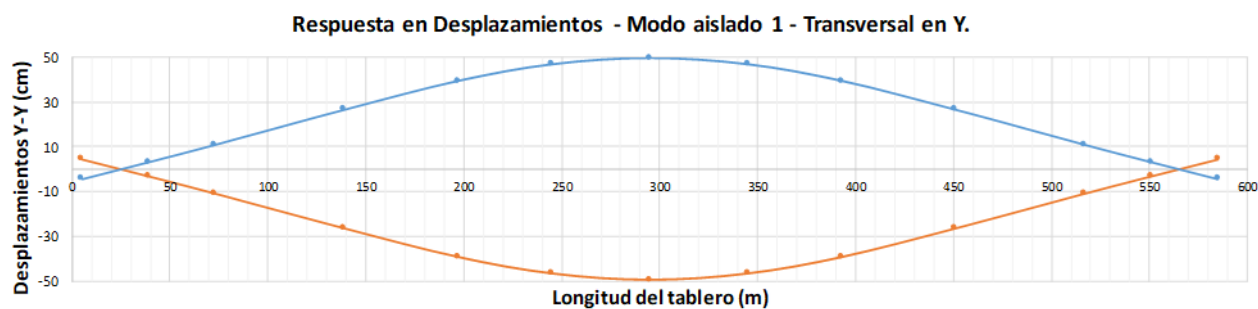


Fig. 17- Respuesta en desplazamientos para el modo aislado fundamental transversal

En la figura 16 se presenta la respuesta en desplazamiento para la dirección más flexible del puente atirantado. Se ratifica el resultado encontrado con el software de análisis SAP2000 de la figura 12 donde se indica que la traslación en Y gobierna el comportamiento del tablero comportándose, por la presencia del sistema de aislamiento, como un sistema de un grado de libertad donde la masa participativa se limita al tablero y los tirantes básicamente sin participación mayor de elementos de la subestructura.

3. CONCLUSIONES

Las propiedades dinámicas de la estructura tipo puente se determinaron a partir de un modelo tridimensional computacional y se verificaron con un procedimiento manual, donde se estableció que la respuesta dominante es transversal del tipo traslacional con una frecuencia de la estructura aislada de 0,933 rad/s que corresponde a un periodo fundamental de vibración de 6,73 s, y un amortiguamiento efectivo del sistema del 15,7 % con una fuerte participación de la flexibilidad transversal del tablero de 312 m. de longitud que corresponde al tramo ubicado entre los dos pilones, ya que reduce el amortiguamiento que proviene del sistema de aislamiento en un 67 % aproximadamente.

La masa total de la estructura, incluye la superestructura con la subestructura alcanza las 195,94 kN.s²/cm, de ese total la superestructura comprendida por la masa del tablero con 25 % de cargas peatonales más un valor parcial de los tirantes es de 93,24 kN.s²/cm. Donde luego del análisis modal en Y, se establece que en el primer modo de vibración participan el 69 % y el 32,8 % de la masa de la superestructura y del total del puente atirantado respectivamente en la dirección de análisis.

El sistema de aislamiento sísmico compuesto por los deslizadores y disipadores ocasiona que la respuesta de los tres primeros modos de vibración provenga de la estructura aislada que corresponde básicamente al tablero del puente. Para el primer y tercer modo de vibración aislado se puede decir que existen sistemas de un grado de libertad traslacionales que han aumentado su periodo fundamental de vibración en una proporción de 3 veces más del valor que tendrían si el tablero estuviese fijo a los apoyos en estribos, pilas y pilones que constituyen la subestructura.

Se utilizó una estructura elástica equivalente para estimar los desplazamientos que la estructura real presentaría en rango no lineal considerando que la misma disipa igual cantidad de energía, así, mediante un análisis estático se concluye que los desplazamientos en la dirección más flexible del puente no sobrepasan los desplazamientos máximos permitidos en el sistema de aislamiento establecidos en 550 mm.

El perfil o deformada transversal del tablero es del tipo parabólica, típica en puentes con sistemas de aislamiento sísmico donde se permite el desplazamiento transversal en ambos estribos, pero que depende de las condiciones de rigidez transversal del sistema estructural vinculado al número de apoyos o pilas presentes a lo largo del tablero, así como también de la distancia entre ellas. Desde luego, las propiedades dinámicas del puente tienden a ser más rígidas en la dirección longitudinal gracias a que además del sistema de aislamiento existe el aporte de rigidez de los tirantes vinculados a los pilones que con respecto a la masa total del puente se alcanza el 67,6 % de participación modal.

Futuras investigaciones deberían incluir un análisis no lineal tiempo-historia, donde se determine la respuesta de la estructura considerando la variación de las características técnicas de los dispositivos, utilizando sus límites superiores (upper bound) y límites inferiores (lower bound) propios de factores como envejecimiento, contaminación, temperatura, fricción y otros. Con esto se validará las curvas bilineales de los dispositivos de aislamiento y el desplazamiento máximo inelástico al cual son sometidos por cargas sísmicas.

1. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras. en NEC-SE-RE. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/6.-NEC-SE-RE-Riesgo-sismico.pdf>
2. X. Chen y J. Xiong, «Seismic resilient design with base isolation device using friction pendulum bearing and viscous damper», Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 153, p. 35, feb. 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.107073>
3. A. Camara y E. Efthymiou, «Deck-tower interaction in the transverse seismic response of cable-stayed bridges and optimum configurations», Eng. Struct., vol. 124, pp. 494-506, oct. 2016, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.017>
4. F. Cunalata y P. Caiza, «Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador», vol. 50, n.o 1, pp. 55-64, 2022, doi: <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
5. American Association of State Highway & Transportation Officials (AASHTO), Especificaciones de la Guía para el Diseño de Aislamiento Sísmico, 4th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2014. Accedido: 17 de junio de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://trid.trb.org/View/1339947>
6. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 10th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2024. [En línea]. Disponible en: <https://store.transportation.org/item/collectiondetail/268>
7. J. Wen, Q. Han, Y. Xie, X. Du, y J. Zhang, «Performance-based seismic design and optimization of damper devices for cable-stayed bridge», Eng. Struct., vol. 237, jun. 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112043>
8. G. J. C. Valero y F. de J. S. Carrasquero, «Cálculo y diseño del tramo de un puente ferrocarrilero de superestructura metálica en El Vigía, Estado Mérida», Gac. Téc. ISSN-E 2477-9539 ISSN 1856-9560, vol. 21, n.o 1, pp. 3-26, 2020, Accedido: 13 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7239773>
9. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12, vol. 2 Libro B, Norma par Estudios y Diseños Viales. Quito, Ecuador, 2013. Accedido: 25 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://es.slideshare.net/slideshow/mtop-v-2-libro-b-norma-para-estudios-y-diseo-vial/50690626>
10. M. Á. A. Suárez, «Análisis de los factores que contribuyen a la fatiga de los cables de los puentes atirantados», Hormig. Acero, vol. 72, n.o 294/295, pp. 177-194, 2021, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3064>
11. J. Yi y D. Yu, «Longitudinal damage of cable-stayed bridges subjected to near-fault ground motion pulses», Adv. Bridge Eng., vol. 2, n.o 1, p. 22, 2021, doi: <https://doi.org/10.1186/s43251-021-00034-x>
12. S. Fernández-Cruz, Rolando R. Gómez-Iglesias, y A. Velázquez-Velázquez, «Acciones estratégicas para la preservación del puente natural sobre el río Bitirí», vol. 38, n.o 2, pp. 141-156, 2022, Accedido: 13 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S1993-80122022000200141&lng=en&nrm=iso&tlng=es
13. Naeem Hussain, «Puentes atirantados», Hormig. Acero, vol. 70, n.o 289, Art. n.o 289, 2019, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2071>
14. G. M. Blanco, C. L. Burón, y Z. P. F. Salas, «Métodos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas», vol. 1, n.o 1, pp. 24-35, 2018, Accedido: 14 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181358269006>
15. Marín Guzmán, Christopher Rodolfo y Maldonado Noboa, Juan Sebastián, «Estudio de las causas del colapso de puentes en Ecuador (2000-2022).», ResearchGate, vol. 6, n.o 4, pp. 368-395, 2022, doi: <https://doi.org/10.56048/MQR20225.6.4.2022.368-395>
16. Ministerio de Transporte y Obras Públicas, «PUENTE SOBRE EL RÍO NAPO». MTO-Diseño y Elaboración de Contenido, 2012. [En línea]. Disponible en: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/10/26-04-2012_ESPECIAL_PUENTE_NAPO_MegaConstruccion.pdf
17. C. G. D. Castro y Crithian Alexander Lucas Alay, «Protecciones laterales vehiculares en puentes del Cantón Manta. Aplicabilidad de las Normas AASHTO», Dominio Las Cienc. ISSN-E 2477-8818 Vol 5 No Extra 1 2019 Ejemplar Dedic. Espec. Noviembre 2019 Págs 587-601, vol. 5, n.o Extra 1, pp. 587-601, 2019, doi: <https://doi.org/10.23857/dc.v5i1.1062>
18. S. E. R. Gómez y M. A. O. Ojeda, «Factores de amortiguamiento para espectros de desplazamiento de sistemas con disipadores de energía histeréticos», n.o 105, pp. 31-58, 2021, doi: <https://doi.org/10.18867/ris.105.542>

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

19. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Guide Specification for Seismic Isolation Design, 3th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2010.
20. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente parte 4. en NEC-SE-DS. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/5.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-4.pdf>
21. C. G. Delgado Castro, R. A. Rodríguez Rivas, y W. A. Vera Ávila, «Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD para la ciudad de Manta», Dominio Las Cienc. ISSN-E 2477-8818 Vol 4 No 3 2018 Págs 189-210, vol. 4, n.o 3, pp. 189-210, 2018, Accedido: 14 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6560204>
22. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 9th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2020. [En línea]. Disponible en: https://www.academia.edu/84798146/LRFD_BRIDGE_DESIGN_SPECIFICATIONS
23. M. Mazzeo, R. Santoro, S. Sciutтери, y G. Ricciardi, «Inerter-based dissipation for vibration control of a cable-stayed bridge subjected to transverse seismic excitation», Eng. Struct., vol. 336, p. 120297, ago. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120297>
24. Z. Guan, J. Li, y H. Qu, «Shake table test and numerical study on a capable and resilient lateral seismic isolation system for long-span cable-stayed bridges», Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 164, p. 107629, ene. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107629>
25. J. Guo, M. Li, Y. Wu, Y. Xiao, y Z. Guan, «Experimental study on a cable-stayed bridge isolated with the combination of elastoplastic cables and fluid viscous dampers in the transverse direction», Eng. Struct., vol. 302, p. 117447, mar. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117447>

*“TENDENCIAS DE CALIDAD DEL AIRE
VINCULADAS A LA EXPORTACIÓN DE
CONCENTRADO DE COBRE EN PUERTO
BOLÍVAR, ECUADOR”*

*AIR QUALITY TRENDS RELATED TO COPPER CONCENTRATE
EXPORTS IN PUERTO BOLIVAR, ECUADOR*

Autores

Luis Angel Vargas Collaguazo

Ing. Ambiental, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

lvargas@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-7619-1323>

Carlos Daniel Ramírez Bermeo

Ing. Ambiental, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

cramirez8@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0009-4494-4752>

Allan Eduardo Gonzabay Galarza

Ing. Ambiental, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

agonzabay3@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0004-2113-2384>

Juan Carlos Berrú Cabrera

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

jberru@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-0505-9135>

TENDENCIAS DE CALIDAD DEL AIRE
VINCULADAS A LA EXPORTACIÓN DE
CONCENTRADO DE COBRE EN PUERTO
BOLÍVAR, ECUADOR

RESUMEN

RESUMEN

La calidad del aire está fuertemente influenciada por factores climáticos y antrópicos, siendo fundamental regular el impacto de las actividades al aire. En este contexto, el presente estudio evaluó la influencia de la exportación de concentrado de cobre en la calidad del aire en Puerto Bolívar. Se emplearon técnicas de teledetección utilizando el producto MCD19A2 de MODIS para obtener la profundidad óptica de aerosoles (POA) durante el período 2014–2024, complementadas con información sobre los volúmenes de exportación de concentrado de cobre reportados en el informe preliminar de 2023. Con estos insumos se analizaron posibles correlaciones entre ambas variables con el fin de identificar patrones que permitan comprender la relación entre la actividad exportadora y la dinámica atmosférica. Los resultados obtenidos mediante la regresión segmentada y el modelo ARIMA indicaron que no existe un cambio de tendencia de la POA, dado que no se identificaron puntos de quiebre durante el período analizado. La prueba ADF arrojó un estadístico de -9.1393 y un valor p igual a 0, confirmando una estacionariedad de la POA. Por su parte, el análisis de regresión lineal entre las exportaciones de concentrado de cobre y la POA reveló la ausencia de una correlación entre estas variables, respaldada por los coeficientes de correlación de Pearson y Spearman, que fueron de -0.010 y -0.096, respectivamente.

Palabras claves: calidad del aire, modis, POA, mcd19a2, teledetección

ABSTRACT

Air quality is strongly influenced by climatic and anthropogenic factors, making it essential to regulate the impact of activities on the air. In this context, the present study evaluated the influence of copper concentrate exports on air quality in Puerto Bolívar. Remote sensing techniques using the MODIS MCD19A2 product were employed to obtain the aerosol optical depth (AOD) for the period 2014–2024, complemented by information on copper concentrate export volumes reported in the 2023 preliminary report. With this data, possible correlations between both variables were analyzed to identify patterns that would allow for an understanding of the relationship between export activity and atmospheric dynamics. The results obtained through segmented regression and the ARIMA model indicated that there is no trend change in the AOD, as no breakpoints were identified during the analyzed period. The ADF test yielded a statistic of -9.1393 and a p-value of 0, confirming the stationarity of the POA. Meanwhile, the linear regression analysis between copper concentrate exports and the POA revealed no correlation between these variables, supported by Pearson and Spearman correlation coefficients of -0.010 and -0.096, respectively.

Keywords: air quality, MODIS, POA, MCD19A2, remote sensing

Nota Editorial: Recibido: 10 de Julio 2025 Aceptado: 17 de noviembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

La calidad del aire es un indicador esencial para el bienestar ambiental y humano, debido a su relación directa con la salud pública y la biodiversidad. En áreas urbanas e industriales, los contaminantes de aerosoles como el material particulado abarcan un riesgo significativo para la salud humana, enfocándolo en zonas cercanas a actividades industriales y portuarias. Este material particulado se clasifica según el diámetro de las partículas: PM10 incluye partículas de hasta 10 micrómetros (μm), mientras que PM2.5 agrupa aquellas de 2.5 μm o menores, siendo esta última fracción la más dañina debido a su capacidad de penetrar profundamente en el sistema respiratorio. Para ello, la utilización de tecnologías avanzadas como son las imágenes satelitales y modelos de calidad del aire permiten una vigilancia permanente de las concentraciones de los contaminantes del aire, facilitando la implementación de estrategias para la correcta gestión ambiental ante este problema [1][2].

La relación que tiene la calidad del aire con la salud pública se basa en la susceptibilidad de la población a desarrollar enfermedades respiratorias. Esta problemática afecta particularmente a los sectores sociales más vulnerables y de bajos ingresos, en los que suelen estar expuestos a entornos en los que la calidad del aire tiende a ser inferior, lo que incrementa el riesgo de impactos negativos en la salud [3].

La calidad del aire en entornos urbanos es resultado de la interacción entre las condiciones del ambiente, las fuentes naturales y antropogénicas [4]. La dinámica cambiante de estas condiciones genera variaciones en la composición, concentración y distribución de los contaminantes atmosféricos a lo largo del tiempo, lo que puede llevar a incrementos locales en las concentraciones de dichos contaminantes y, consecuentemente, al deterioro de la calidad del aire.

En Ecuador, la calidad del aire ha sido un tema de creciente preocupación, especialmente en ciudades costeras con intensa actividad comercial e industrial. Estudios recientes muestran que los niveles de material particulado en regiones urbanas pueden exceder los límites establecidos por organismos internacionales, lo que afecta de manera desproporcionada a comunidades vulnerables [5] [6]. En el contexto regional, otros países de América Latina también enfrentan retos similares, destacándose la necesidad de fortalecer el monitoreo y regulación ambiental [7].

Machala, conocida como una de las principales ciudades costeras de Ecuador, cuenta con una infraestructura portuaria clave en Puerto Bolívar. Este puerto se especializa en la gestión de productos para la exportación como el banano, cuya exportación representa una parte significativa de la economía nacional. Sin embargo, la actividad portuaria también puede generar emisiones contaminantes relacionadas con el transporte marítimo y terrestre, así como el manejo de materiales industriales, incrementando la concentración de aerosoles en el área [5] [8].

El concentrado de cobre es el producto resultante de los procesos de extracción y beneficio del mineral, mediante los cuales se logra la separación de minerales como la calcopirita y la calcocita del material estéril (relave). Este concentrado presenta un contenido de cobre que varía entre el 20 % y el 45 %, y se caracteriza por un tamaño de partícula intermedio, generalmente en el rango de 50 a 70 μm [9]. Sin embargo, una fracción menor del material puede presentar partículas finas inferiores a 10 μm , las cuales son altamente susceptibles a la suspensión en el aire durante el transporte, manipulación o almacenamiento del material, contribuyendo potencialmente a la emisión de material particulado respirable (PM 2.5 y PM 10).

La gestión de concentrados de cobre en los puertos representa un desafío tanto logístico como ambiental, ya que este material, proveniente de actividades mineras, requiere de procesos con buenas técnicas de almacenamiento y transporte que permitan mitigar su dispersión en el aire. La manipulación inadecuada de concentrados de cobre puede ser causante de la emisión de material particulado fino, que afectan la calidad del aire y generan riesgos para las zonas urbanas cercanas al puerto y a las rutas de transporte.

La exposición prolongada a altos niveles de aerosoles, incluyendo los que contienen material particulado PM2.5 y PM10, está asociada con un aumento en la incidencia de enfermedades respiratorias y cardiovasculares, como hipertensión y ataques al corazón, debido a su capacidad de inducir inflamación sistémica. En regiones portuarias como Machala, donde las actividades industriales y de transporte generan emisiones significativas, la población enfrenta un mayor riesgo de padecer estas enfermedades. Estudios realizados en ciudades con características similares han demostrado correlaciones claras entre la concentración de material particulado en el aire y la prevalencia de estas afecciones [2] [6].

El monitoreo de material particulado en los años de estudio proviene del instrumento MODIS (*Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer*) es un sensor clave a bordo de los satélites terra (EOS AM-1) y Aqua (EOS PM-1), en concreto el producto MCD19A2, producto de teledetección recopilado por los sensores MODIS, apropiado para analizar los impactos de aerosoles en áreas urbanas, con resoluciones espaciales de 1 km y temporales de 1 día el cual capta el AOD (*Aerosol Optical Depth*) en tierra por medio del algoritmo MAIAC (*Multi-angle Implementation of Atmospheric Correction*) con la colección 6.1 [10]. De esta manera, el uso de este producto satelital posibilita la evaluación cualitativa del comportamiento de las concentraciones de material particulado en el área de estudio, permitiendo su procesamiento, análisis y representación espacial a través de las imágenes derivadas del producto MODIS MCD19A2.

La aplicación de mecanismos de teledetección para identificar contaminantes es una herramienta útil cuando no se poseen estaciones terrestres de monitoreo para medir los diferentes compuestos perjudiciales directamente en el ambiente local objeto de interés, por ello direccionar un estudio hacia el análisis del comportamiento del material particulado y relacionarlo con las exportaciones de concentrado de cobre, permitirá comprender la influencia de sus operaciones con la calidad del aire.

Objetivo general: Evaluar la influencia de los volúmenes de concentrado de cobre manipulados para la exportación en la calidad del aire en Puerto Bolívar durante el período 2014-2024, mediante el análisis de tendencias temporales obtenidas a través de sensores remotos con el fin de identificar posibles afectaciones al recurso aire.

Objetivos específicos:

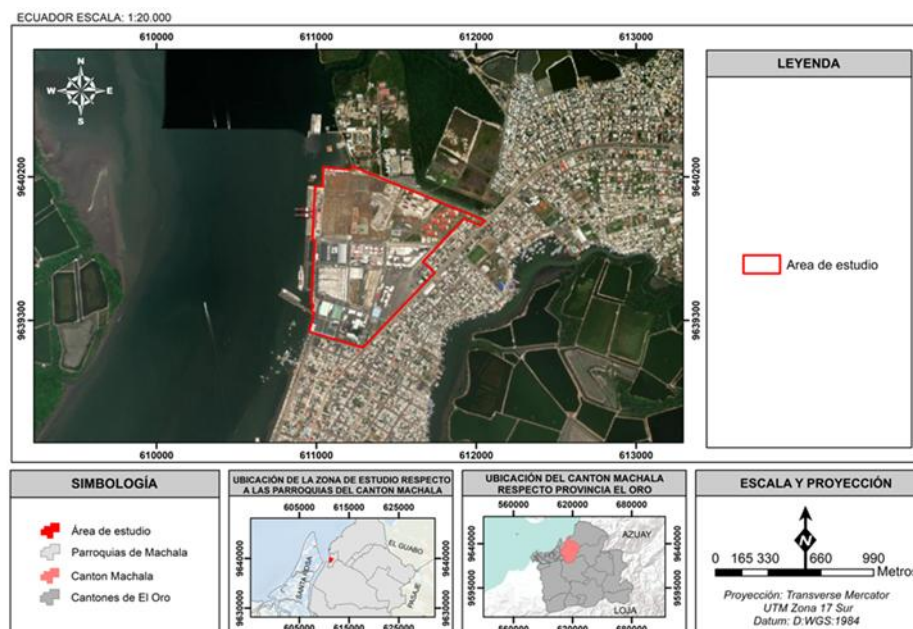
- Obtener y analizar datos de POA del producto MCD19A2 de MODIS para la parroquia Puerto Bolívar en el período 2014-2024.
- Analizar los cambios de tendencia del POA en el periodo 2014-2024 mediante un análisis multitemporal.
- Evaluar la correlación entre POA y las exportaciones de concentrado de cobre mediante un análisis estadístico.

2. DESARROLLO

2.1. DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Para la delimitación del área de estudio se utilizó el sistema de información geográfica (ArcGIS 10.3). Utilizando el mapa base como referencia se ubicó de forma precisa el área de interés y a continuación se superpusieron la capa de polígono para delimitar un área que representa fielmente el área de estudio.

El presente estudio se desarrolla en la parroquia Puerto Bolívar, cantón Machala, en la provincia de El Oro, Ecuador. La zona de estudio se encuentra específicamente en el área de operaciones del Puerto Bolívar, como se muestra en figura 1. Esta área ha sido delimitada debido a las actividades de almacenamiento de concentrados de cobre destinadas a su posterior exportación.



2.2. MATERIALES Y MÉTODOS

Se seleccionó el producto MCD19A2 del sensor MODIS debido a su reconocida correlación con los niveles de material particulado, a través de la variable de POA. Para la obtención de los datos, se empleó un código por medio de la plataforma *Google Earth Engine* (GEE), que implementa un proceso de filtrado en tres etapas: en primer lugar, se restringen las imágenes disponibles al área de estudio; en segundo lugar, se seleccionan únicamente aquellas que contienen datos válidos de POA; y, finalmente, se aplica un filtrado adicional utilizando los bits 0–2 del conjunto POA_QA, correspondiente a la máscara de nubes, seleccionando únicamente las escenas con condiciones atmosféricas claras para su posterior exportación y procesamiento manual.

Para el diseño experimental, debido a la resolución espacial del producto MCD19A2, se dividió al área de influencia de la zona de estudio en 9 sectores, que representan los puntos cardinales como se observa en la figura 2, en donde el sector CENTRO corresponde a la ubicación del área de almacenamiento de concentrado de cobre, considerada como el punto de origen de la emisión. Esta segmentación permite una evaluación espacial más precisa de la posible dispersión de la pluma de contaminación.

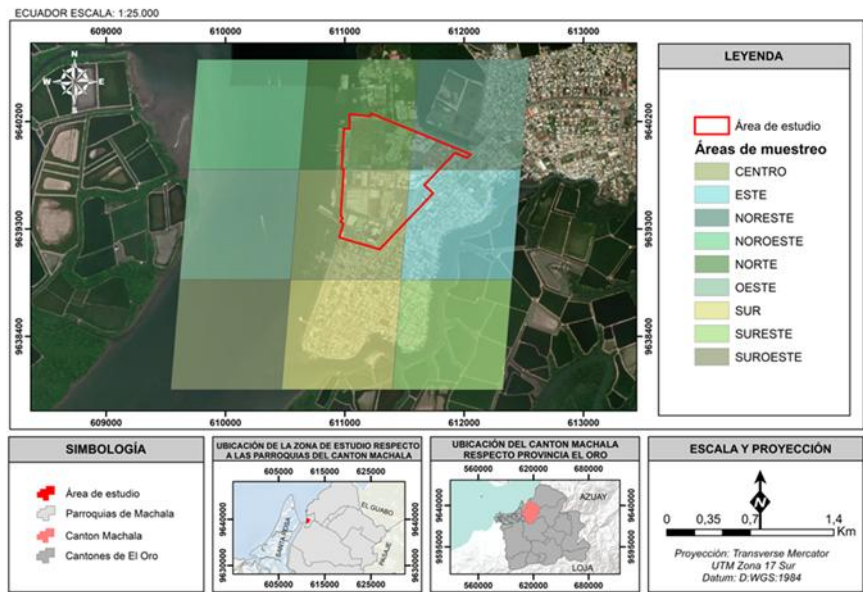


Fig. 2- Mapa de ubicación de las áreas muestreadas

2.3. PROCESOS PARA EXTRACCIÓN DE DATOS POA EN PUERTO BOLÍVAR

.Para la obtención de los datos POA se siguieron los siguientes pasos dentro de la plataforma de GEE como se muestra en la figura 3.

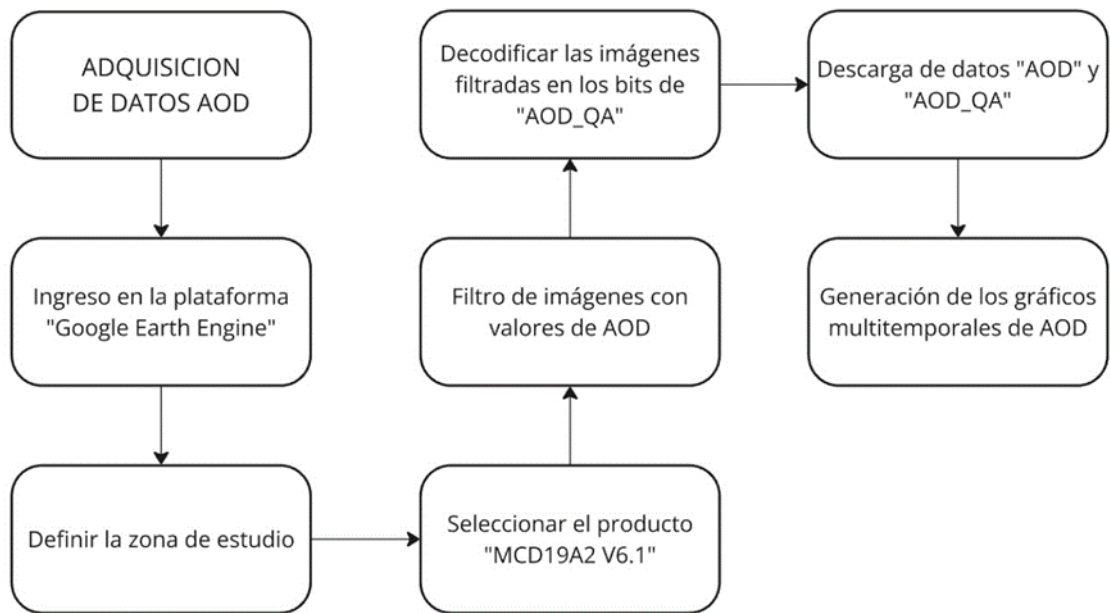


Fig. 3- Diagrama de flujo de procesos realizados

Definir la zona de estudio en Google Earth Engine

Como primer paso, se definió la coordenada central de referencia con la que se trabajó en el análisis, correspondiente a una latitud de -3.26° y una longitud de -80.00° , expresadas en grados decimales y con datum WGS84, formato requerido por la plataforma Google Earth Engine (GEE). Esta coordenada se utilizó como punto base para la delimitación espacial del área de estudio.

A partir de este punto central, se establecieron ocho puntos adicionales distribuidos en las direcciones cardinales y colaterales: N (norte), S (sur), NE (noreste), NO (noroeste), E (este), O (oeste), SE (sureste) y SO (suroeste), y por último se crea una figura geométrica (denominada como “geometry” dentro de GEE) que representa una cuadrícula que encierra los píxeles de los 9 puntos antes establecidos con el siguiente código, como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1-Coordenadas de los puntos de muestreo

Punto	Coordenada (point)
C	-80.00012884487714, -3.2631151325028394
N	-80.00015745349911, -3.255888456425933
S	-80.00004301418866, -3.270056122313961
NE	-79.99240408291425,-3.2559170183595496
NO	-80.0075961147746,-3.2557456340620052
E	-79.99291906704511, -3.2631151325028394
O	-80.00742445339765, -3.262943749431475
SE	-79.99291906704511, -3.270227504171103
SO	-80.0072527920207, -3.270827340440378

Luego se dispuso a elegir el producto a trabajar, en este caso el MCD19A2, señalando en el código que las imágenes se las requiriere desde el 2014 hasta el 2024, estableciendo las fechas en periodos de 1 año para la descarga de información en su versión de MAIAC 6.1, también se filtraron las imágenes para la zona anteriormente denominada “geometry” y fueron seleccionadas las bandas “Optical_Depth_047” y “POA_QA” para posteriores filtros.

1. Filtrar imágenes con valores en geometría

En la siguiente sección se aplica una función a cada imagen de la colección para después extraer la máscara de la banda “Optical_Depth_047”, del cual se establece válido cuando exista al menos 1 píxel con datos de POA en el área de “geometry”. Esta función es devuelta a la imagen y se agrega una nueva máscara denominada “hasData” con valores de 0 (sin píxeles válidos) y 1 (con al menos 1 píxel válido), finalmente se filtran las imágenes con un “hasData” de 1.

1. Decodificación de bits de QA

Se establece una función destinada a decodificar las imágenes previamente filtradas para posteriormente seleccionar la banda “POA_QA” y se agregan nuevas bandas correspondientes a los rangos de bits y nombres establecidos en [9]. Finalmente, esta función se asigna a una variable, lo que permite su aplicación sistemática sobre la colección de imágenes.

1. Aplicar decodificación, máscara y recorte

Para filtrar los datos de POA utilizando el criterio de máscara de nubes, se aplica la función previamente definida en el punto 3 a las imágenes correspondientes en los puntos de muestreo, incorporando bandas que representan el contenido de los bits. Posteriormente, se selecciona la banda Cloud_Mask y se establece el criterio 1, correspondiente a cielo claro. Este proceso identifica los píxeles que cumplen con el criterio, los cuales son extraídos y recortados por el área geometry, devolviendo la máscara a las imágenes filtradas.

1. Función para crear gráfico de POA y QA

Para la descarga de datos de POA, se desarrolló una función que permite representar los valores obtenidos mediante un gráfico de dispersión. En este proceso, se define la variable POAChart, donde se seleccionan las bandas “Optical_Depth_047” y “POA_QA”, las cuales recuperan los datos de un punto de muestreo específico. A continuación, se establecen las propiedades de visualización que tendrá la gráfica, Por último, la función es asignada a una variable para generar los gráficos correspondientes a los nueve puntos de muestreo.

Todos estos pasos descritos, fueron realizados con un programa en lenguaje Python, cuyo código se muestra fueron realizados con un programa en lenguaje Python, cuyo código se muestra en la figura 4 dentro del Google Earth Engine.

```

//CARGAR EL PRODUCTO MODIS
var modisCollection = ee.ImageCollection('MODIS/061/MCD19A2_GRANULES')
  .filterDate('2024-01-01', '2024-12-31')
  .filterBounds(geometry)
  .select(['Optical_Depth_047', 'AOD_QA']);
//FILTRAR IMÁGENES CON VALORES EN GEOMETRÍA
var modisConAOD = modisCollection.map(function(image) {
  var mask = image.select('Optical_Depth_047').mask().reduceRegion({
    reducer: ee.Reducer.anyNonZero(),
    geometry: geometry}).get('Optical_Depth_047');
  return image.set('hasData', mask);});
var modisFiltrado = modisConAOD.filter(ee.Filter.eq('hasData', 1));
//DECODIFICACIÓN DE BITS DE QA
function decodeQA(image) {
  var qa = image.select('AOD_QA');
  return image.addBands([
    qa.rightShift(0).bitwiseAnd(7).rename('Cloud_Mask'),
    qa.rightShift(3).bitwiseAnd(3).rename('Land_Water_Snow_Ice'),
    qa.rightShift(5).bitwiseAnd(7).rename('Adjacency_Mask'),
    qa.rightShift(8).bitwiseAnd(15).rename('QA_AOD'),
    qa.rightShift(12).bitwiseAnd(1).rename('Glint_Mask'),
    qa.rightShift(13).bitwiseAnd(3).rename('Aerosol_Model'),
    qa.rightShift(15).bitwiseAnd(1).rename('Reserved')]);}
var decodificado = decodeQA;
//APLICAR DECODIFICACIÓN, MÁSCARA Y RECORTE
var modisDecodificado = modisFiltrado
  .map(decodeQA)
  .map(function(img) {
    var mask = img.select('Cloud_Mask').eq(1);
    var masked = img.updateMask(mask).clip(geometry);
    return masked.copyProperties(img, ['system:time_start']);});
//CONTROL DE IMAGENES (OPCIONAL)
print('Número total de imágenes:', modisCollection.size());
print('Número luego de aplicar máscara de calidad:', modisDecodificado.size());
//FUNCIÓN PARA CREAR GRÁFICO DE AOD Y QA
function crearGrafico(punto, titulo) {
  var aodChart = ui.Chart.image.series({
    imageCollection: modisDecodificado.select(['Optical_Depth_047', 'AOD_QA']),
    region: punto,
    reducer: ee.Reducer.first(),
    xProperty: 'system:time_start'}).setChartType('ScatterChart')
  .setOptions({
    title: 'AOD 0.47 µm y QA_AOD (' + titulo + ')',
    hAxis: {title: 'Fecha', format: 'dd-MM-yy', gridlines: {count: 10}},
    vAxis: {title: 'Valor'},
    pointSize: 4,
    series: {
      0: {color: 'red', labelInLegend: 'QA_AOD'},
      1: {color: 'blue', labelInLegend: 'AOD'}}});
  return aodChart;}
print(crearGrafico(punto_C, 'C'));
print(crearGrafico(punto_N, 'N'));
print(crearGrafico(punto_S, 'S'));
print(crearGrafico(punto_E, 'E'));
print(crearGrafico(punto_O, 'O'));
print(crearGrafico(punto_NE, 'NE'));
print(crearGrafico(punto_NO, 'NO'));
print(crearGrafico(punto_SE, 'SE'));
print(crearGrafico(punto_SO, 'SO'));

```

Fig. 4- Código para la descarga de datos de POA

a) Análisis estadístico de las series temporales

Para la aplicación de la regresión segmentada, el modelo ARIMA (*Autoregressive Integrated Moving Average*) y la regresión lineal, fue necesario homogeneizar los datos mediante el cálculo del promedio mensual de los valores de POA. Este proceso permitió mantener la coherencia temporal con los datos de exportación de concentrado de cobre, cuya frecuencia de registro es mensual.

En cuanto a los datos de volúmenes exportados de concentrados de cobre, estos fueron extraídos del informe preliminar del año 2023 elaborado por la Autoridad Portuaria de Puerto Bolívar, el cual nos aporta datos de exportación desde el año 2020. Para los análisis estadísticos se utilizó la plataforma Google Collaboratory con las bibliotecas y funciones de la tabla 2.

Tabla 2- Funciones y bibliotecas para el análisis estadístico

FUNCION	BIBLIOTECA	USO
Regresión segmentada	ruptures	Permite detectar puntos de cambio en series temporales y modelar segmentos con comportamientos distintos a lo largo del tiempo.
Modelo ARIMA	statsmodels.tsa.arima.model	Permite estimar el comportamiento de una serie temporal a lo largo de un periodo.
Autocorrelación parcial (PACF)	statsmodels.graphics.tsaplots	Permite determinar la correlación entre la serie y sus retardos descontando los efectos intermedios y permite estimar el componente “p” del modelo ARIMA
Funciones de autocorrelación (ACF)		Permite determinar la correlación entre la serie y sus retardos (lags) y permite estimar el componente “q” del modelo ARIMA
Prueba de Dickey-Fuller Aumentada (ADF)	statsmodels.tsa.stattools	Se utilizó para evaluar la estacionariedad de la serie temporal mediante pruebas estadísticas y determinar el componente “d” del modelo ARIMA.
Regresión lineal	scipy.stats y seaborn	Para la representación gráfica de la regresión lineal y el cálculo de los coeficientes de correlación de Pearson y Spearman.

3. RESULTADOS

3.1. ANÁLISIS DE DATOS DE POA DEL PRODUCTO MCD19A2 DE MODIS

Para mejorar la representatividad de los aerosoles durante el período 2014–2024, se implementó un riguroso filtrado de las imágenes satelitales utilizando la banda POA_QA. En la plataforma GEE se procedió al filtrado en tres momentos. Primero, se seleccionaron únicamente las escenas del producto MCD19A2 de MODIS que cubrían las áreas de muestreo; a continuación, se filtraron para conservar solo aquellas con datos válidos de POA; y, finalmente, se aplicó el criterio “claro” de la máscara de nubes (bits 0–2 de POA_QA) para eliminar píxeles nublados. Tras este procesamiento, los valores de POA resultantes se exportaron en formato Excel.

Para evaluar la posible influencia de las exportaciones de concentrado de cobre sobre la calidad del aire, se enfocó el análisis en el sector CENTRO (área de almacenamiento) y en sus ocho sectores adyacentes. Dado que el producto MCD19A2 tiene una resolución espacial de 1 km, cada área de muestreo se definió con la misma dimensión.

Después del filtrado, el número de observaciones de POA por área osciló entre 276 y 845 datos a lo largo de los 11 años estudiados. El sector NORTE no aportó datos hasta 2022 que correspondieron a 276 datos de POA para el periodo 2022 - 2024, mientras que SUROESTE y NOROESTE registraron solo 493 y 352 observaciones, respectivamente, siendo los tres sectores con menor cantidad de datos. No obstante, los restantes sectores presentaron entre 656 y 845 observaciones. Para homogeneizar la serie temporal, se promedió la cantidad de datos a nivel mensual, obteniéndose 120 valores de POA por sector, salvo en el sector Norte, que dispuso de únicamente 36 datos mensuales.

Como se observa en la figura 5, no se evidencia un cambio claro en la tendencia del POA en las nueve áreas de muestreo. No obstante, se identifican incrementos en los valores hacia finales de año, siendo particularmente acentuados en 2021, donde todas las áreas registran picos elevados. De manera similar, los años 2019 y 2022 presentan aumentos significativos en los niveles de POA, aunque no de forma homogénea en todas las zonas. Estos incrementos tienden a estabilizarse rápidamente al inicio del año siguiente.

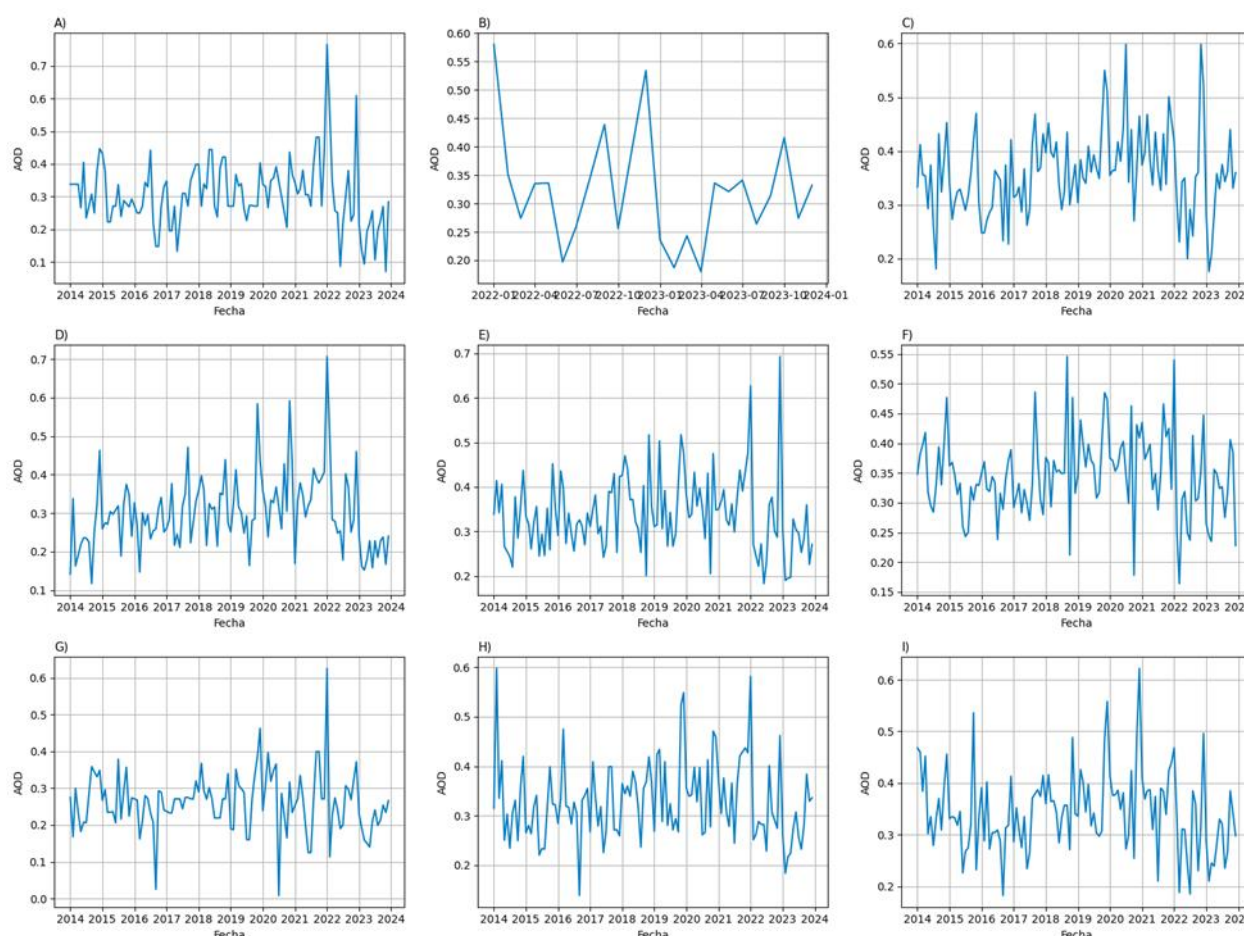


Fig. 5- Comportamiento del POA en las 9 áreas de muestreo respecto al centro en la sección E)

3.2. SERIE TEMPORAL DEPURADA DE POA (QA APLICADO)

Tras la aplicación de filtros de calidad (QA) para la eliminación de píxeles no válidos, se procede a graficar la serie temporal del punto de muestreo central, dado que este corresponde al área de almacenamiento de concentrado de cobre. Como se observa en la figura 7, la serie temporal del POA presenta un comportamiento relativamente estable durante los primeros ocho años del periodo analizado, con valores que oscilan entre 0,2 y 0,5. Sin embargo, los últimos dos años, se registran picos que superan los 0,6 y descensos por debajo de 0,2 los cuales podrían estar asociados a variaciones meteorológicas propias de esos periodos, más que a la actividad exportadora. Por ejemplo, en años con condiciones más secas, la dinámica del material particulado podría verse modificada por menos precipitación y una mayor suspensión de partículas. En ese sentido, estudios futuros deberían incorporar variables climáticas con el fin de evaluar la correlación entre POA y la estacionalidad entre época húmeda y seca. Estos cambios no reflejan una tendencia sostenida, sino variaciones transitorias, que se analizará más adelante con la regresión segmentada y el modelo ARIMA.

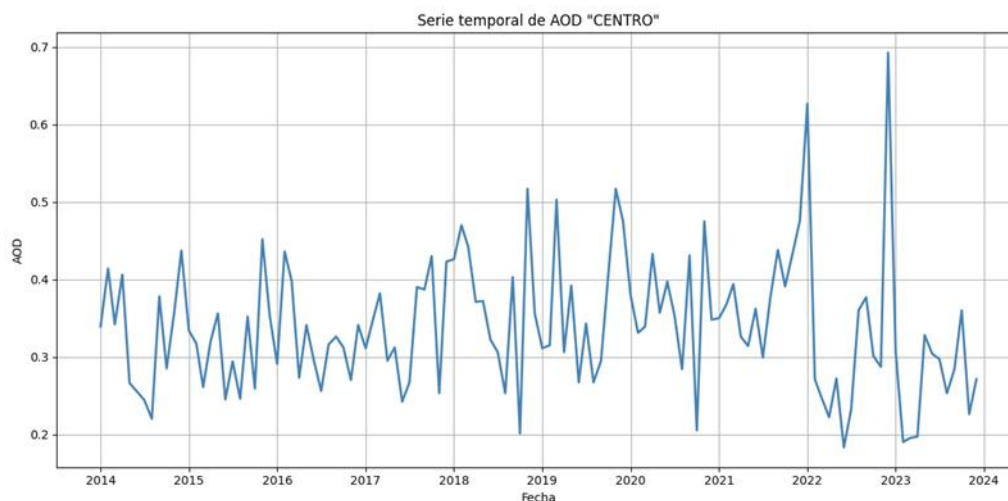


Fig. 6- Serie temporal de POA del punto de muestreo central del área de estudio

3.3. CAMBIOS EN LA TENDENCIA DEL MATERIAL PARTICULADO A PARTIR DE POA A TRAVÉS DE UN ANÁLISIS MULTITEMPORAL

- Regresión segmentada

Para determinar un posible aumento en los niveles de material particulado se analizó la serie temporal de POA mediante una regresión segmentada, considerando el periodo entre 2014, año de inicio de la vigilancia, y 2023, como se muestra en la figura 7, durante estos diez años el comportamiento del POA no evidencia una segmentación marcada, lo que se refleja en la continuidad del fondo azul del gráfico. Esto indica que no existe puntos de quiebre o variabilidad significativa a lo largo de la serie temporal. El comportamiento de la dinámica de la serie temporal, y como sus picos han ido creciendo sostenidamente, demuestran que existe una variable que esta influyendo directamente sobre los resultados. Esto fortalece la necesidad de incorporar en futuros estudios variables climáticas.

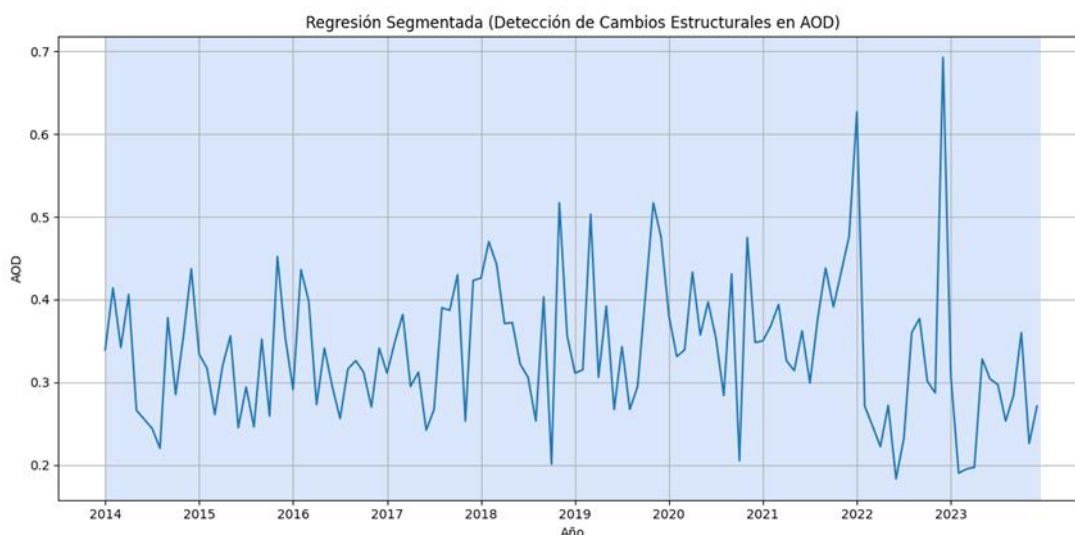


Fig. 7- Regresión segmentada de POA

- Media móvil integrado autorregresiva (ARIMA)

El modelo ARIMA es una herramienta útil para modelar y predecir el comportamiento de series temporales. Su aplicación requiere la identificación de tres componentes clave: el orden autorregresivo (p), el grado de estacionariedad (d), y el orden de la media móvil (q). Para determinar estos parámetros, se utilizan métodos como la función de autocorrelación parcial (PACF), la prueba de raíz unitaria de Dickey-Fuller aumentada (ADF) y la función de autocorrelación total (ACF), los cuales permiten establecer el tipo de modelo idóneo para predecir el comportamiento del POA.

Para evaluar la relación directa entre la variable en el tiempo actual y sus rezagos, eliminando el efecto de los rezagos intermedios se utilizó la función de autocorrelación parcial (PACF). El resultado obtenido indica que no existe una autocorrelación entre una observación y sus rezagos, lo que indicaría que no existe una autoregresividad por lo tanto el componente p es de 0, como se muestra en la figura 8.

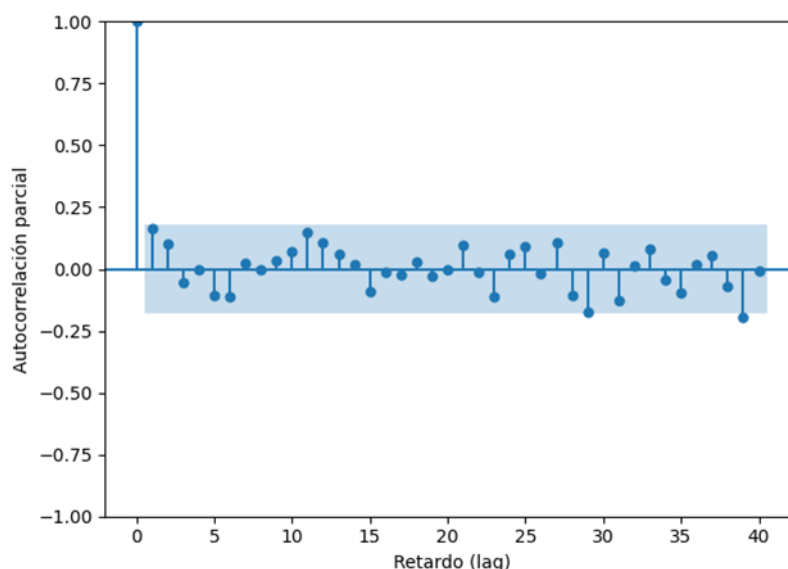


Fig. 8- Función de autocorrelación parcial (PACF) de POA.

Para verificar la estacionariedad de la serie temporal, se aplicó la prueba de Dickey-Fuller Aumentada (ADF). Esta prueba permite determinar la presencia de una raíz unitaria, lo cual indicaría que la serie no es estacionaria. Los resultados obtenidos muestran que el estadístico ADF es significativamente menor que los valores críticos como se muestra en la tabla 3. Además, dado que el valor p es inferior a 0.05, se rechaza la hipótesis nula de no estacionariedad, concluyéndose que la serie es estacionaria por lo tanto el componente d es de 0.

Tabla 3- Prueba ADF y valores críticos de la prueba ADF

Prueba ADF		Valores críticos AOF	
Estadístico ADF:	-9.1393	1%	-3.4865
p-valor:	0.0000	5%	-2.8862
		10%	-2.5799

Para identificar la presencia de correlaciones significativas entre los rezagos de la serie temporal se analizó la función de autocorrelación total (ACF), la cual permite observar el comportamiento de los picos de autocorrelación a distintos rezagos. Los resultados obtenidos muestran que no existe una autocorrelación entre una observación y sus rezagos, lo que indicaría que no existe una media móvil (MA) por lo tanto el componente q es de 0, como se muestra en la figura 9.

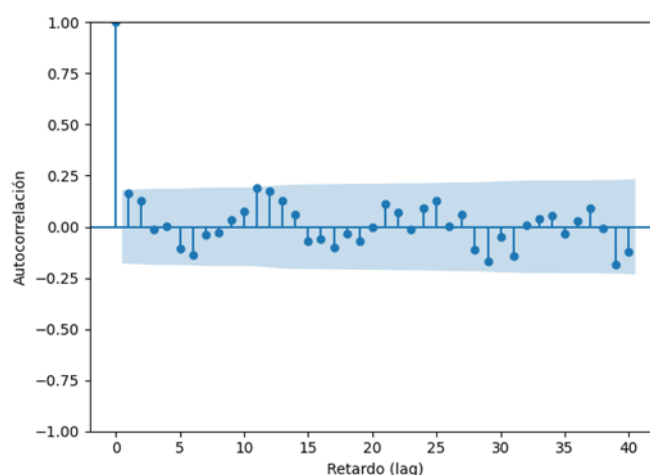


Fig. 9- Función de autocorrelación total (ACF) de POA

No obstante, el análisis del coeficiente de covarianza, calculado mediante el producto externo de gradientes en el software EViews 12, indica que los términos de constante (C) y autorregresivo (AR) presentan una significancia estadística adecuada, como se evidencia en la tabla 4. En consecuencia, se sugiere la aplicación de un modelo $ARIMA(1,0,0)$, dado que la serie ya ha sido confirmada como estacionaria y la inclusión de un componente de media móvil (MA) podría introducir distorsiones en el ajuste del modelo.

Tabla 4- Resultado del análisis del coeficiente de covarianza.

Variable	Coefficient	Std. Error	t-Statistic	Prob.
C	0.338304	0.010566	32.01923	0.0000
AR (1)	0.162947	0.078358	2.079535	0.0398
SIGMASQ	0.007111	0.000727	9.782042	0.0000

Por temas prácticos se seleccionó el modelo ARIMA (1,0,0) para la predicción del comportamiento del POA en el área de almacenamiento de concentrado de cobre, en donde no se observa un incremento significativo en los niveles de POA durante la mayor parte del período analizado. Sin embargo, se identifica un aumento no significativo en las concentraciones de POA entre los años 2020 y 2022, en comparación con los valores esperados según la predicción del modelo ARIMA. Posteriormente, los niveles de POA regresan a sus valores normales, lo que sugiere una anomalía transitoria sin una tendencia sostenida como se representa en la figura 10.

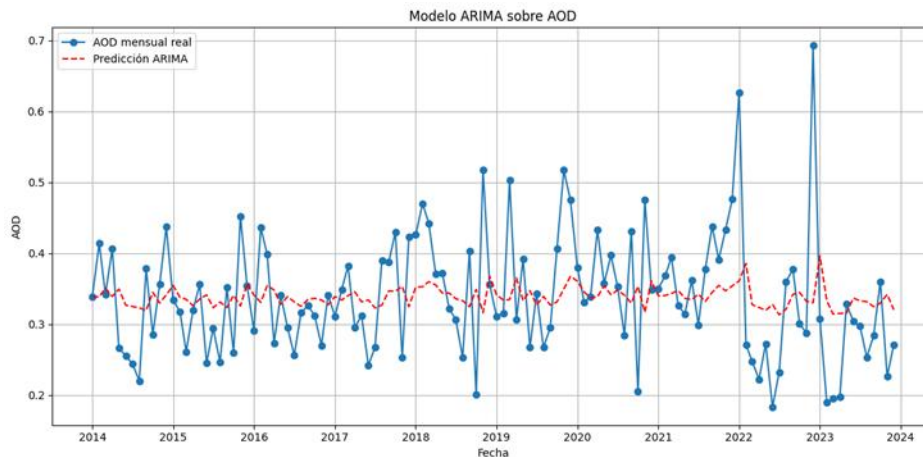


Fig. 11- Regresión lineal entre Exportación de cobre y POA

- Correlación y significancia (Pearson)

De manera similar, el coeficiente de correlación de Spearman, utilizado para evaluar relaciones monótonas en series temporales, fue de -0.096 , lo que también indica una correlación prácticamente nula. Esta interpretación es consistente con el valor p obtenido (0.2985), que respalda la inexistencia de una relación monótona entre las variables analizadas representadas en la tabla 5.

Tabla 5- Matriz de correlación y significancia (Pearson).

	POA	Exportación	Significancia	N
POA	1	-0.010	-	120
Exportación	-0.010	1	P=0.9155	120

4. DISCUSIÓN

El análisis estadístico de la serie temporal del POA se la realizó con diferentes modelos, siendo el primero la regresión segmentada, que permite identificar cambios de tendencia través del tiempo. El análisis de la regresión segmentada indica que no existe un punto de quiebre y por lo tanto señala una continuidad sin cambios de tendencia significativos. Cuando no se detecta cambio significativo se asume que la relación entre las variables permanece constante a lo largo del tiempo analizado [11]. La estabilidad relativa de los datos de POA puede atribuirse a la constancia de las condiciones normales atmosféricas, en contraste, si bien no ocurren cambios abruptos, sí existen variaciones considerables para los cuales se implementa otro enfoque como el modelo ARIMA.

La modelación con el método ARIMA se empleó para analizar la variación mensual de datos, evidenciando características de estacionariedad, ya que no se identificaron patrones de autocorrelación en la serie temporal. Esto sugiere que las fluctuaciones observadas entre los valores no responden a un patrón sistemático, sino que corresponden a variaciones estacionarias independientes. En concordancia con el estudio realizado por [12] que empleó el modelo ARIMA, el autor lo utilizó para predecir datos futuros de evapotranspiración y modelar variables necesarias para el estudio. Con esto, demostrando su utilidad para pronosticar variables de interés, caracterizar datos temporales y comprender la distribución de esos datos a lo largo de una serie temporal.

El análisis para la regresión lineal no mostró una relación estadísticamente significativa entre las exportaciones de cobre y POA así que impide rechazar la hipótesis nula de no correlación con la pendiente casi nula, la correlación de Pearson ($r = -0.010$) y el valor de $p = 0.9155$ ($p > 0.05$). Estos resultados se ajustan a lo que señala [13] ya que el aumento o disminución del POA se influncia más por factores meteorológicos como la altura de la capa límite, la temperatura, etc. mas no a la presencia de los concentrados de cobre.

La detección de cambios en el comportamiento de la profundidad óptica de aerosoles resulta una técnica útil para obtener datos de la calidad ambiental, especialmente en regiones donde no existen sistemas de vigilancia permanente. En el presente estudio, se utilizó el producto satelital MCD19A2 que detecta la profundidad óptica de aerosol en una resolución espacial de 1 km. En comparación, otros productos como el MOD04_3k que utiliza el algoritmo de aerosoles Dark Target (DT) con una resolución espacial de 3 km [14], presenta limitaciones frente al producto MCD19A2. Este último, al integrar observaciones simultáneas de los sensores a bordo de los satélites Terra y Aqua, permite un control más riguroso de la calidad de los datos y una mayor densidad de observaciones, lo que se traduce en una mejora significativa en la precisión espacial. Además, su resolución más detallada facilita la vigilancia de áreas de menor extensión, optimizando la estimación de la profundidad óptica de aerosoles (POA) en regiones con escasa cobertura de vigilancia terrestre.

En el estudio de [14] realizado en Shandong en China se utilizó el producto MOD04_3k en el que presenta ciertas limitaciones, especialmente en las áreas con superficies brillantes o presencia frecuente de nubosidad, lo que genera errores en la detección precisa de aerosoles. Por consiguiente, el estudio reporta una marcada variabilidad estacional, con una mayor concentración de aerosoles en primavera y verano, y una disminución significativa en otoño e invierno. En contraste, en Ecuador no se observa esta variabilidad estacional pronunciada. A pesar de contar con una estación invernal, las condiciones climáticas no afectan la detección de aerosoles.

Para la estimación del material particulado PM_{2.5} a partir de la profundidad óptica de aerosoles (POA) en el estudio realizado por [15] señala varias metodologías como los modelos de regresión estadística, la regresión lineal múltiple [16], el modelo de regresión ponderada geográficamente (GWR), la regresión de ponderación espaciotemporal geográfica y el modelo lineal de efectos mixtos. Siendo eficaces de estimar la cantidad de material particulado en el ambiente, sin embargo, el autor señala que presentan limitaciones importantes, especialmente al abordar la influencia de factores meteorológicos y características superficiales sobre la distribución del PM_{2.5}. De este modo, presenta un método que soluciona estas dificultades a través del aprendizaje automático (*machine learning*).

El método empleado por [15] requiere una densa red de vigilancia permanente para su calibración y validación, el autor se apoya en una red de 775 estaciones de medición de PM_{2.5}. Esto podría limitar su aplicabilidad en regiones con escasa infraestructura de vigilancia. Sin embargo, el estudio deja como dato válido el POA para estimar el material particulado y siempre dependiendo de variables atmosféricas y geomorfológicas que pueden alterar esta correlación.

Como se señalaba anteriormente, el POA es un dato válido para tener un registro de la carga de aerosoles y la estimación posterior del PM_{2.5}, ya que el POA sirve para representar la presencia de aerosoles en la atmósfera, y con ello se puede correlacionar con las concentraciones de las partículas en suspensión. Para mejorar esta relación es necesario ajustar el POA con factores meteorológicos como la humedad relativa, temperatura y la presión atmosférica [17]. De este modo, el POA se caracteriza por considerarse como una herramienta estratégica para el análisis multitemporal y espacial en países en vía de desarrollo, siempre y cuando se tomen en cuenta las limitaciones que conlleva y se utilicen productos satelitales que puedan validarse y ajustarse con un buen filtro.

En presente estudio se enmarca la relevancia del comportamiento espacio-temporal del aerosol a partir de datos satelitales, sin embargo, también señala que se ve restringido por no disponer datos in situ de PM_{2.5}. Esta falta de vigilancia en campo presenta limitaciones ya que impide validar y estimar valores reales del PM_{2.5}. A pesar de la rigurosidad de la depuración de los datos satelitales, realmente no se puede expresar con objetividad sobre las estimaciones de este aerosol y con el análisis de la serie temporal se reduce a un plano cualitativo más no cuantitativo, de esta forma no se puede señalar numéricamente la dimensión del impacto.

El riguroso filtrado del POA para recopilar los datos mediante Google Earth Engine demuestra la minuciosidad en la selección de la información a analizar. Este proceso permite recopilar el POA sin ninguna alteración externa como la presencia de nubes que elevaría los niveles de POA. De esta manera, se obtiene una base de datos sólidos para que el análisis multitemporal sea más confiable y refuerce su validez en los resultados obtenidos para relacionarlos con la exportación de cobre y determinar su influencia.

El PM_{2.5} es un contaminante perjudicial para el medio ambiente por su naturaleza higroscópica ya que este aerosol en altas condiciones de humedad absorbe el vapor de agua, incrementando su tamaño e interfiriendo en la recopilación de datos la profundidad óptica de aerosoles desde satélites. Entonces, al momento de obtener datos de POA los valores pueden estar sobreestimados sin necesidad de que haya un incremento en la cantidad de sus partículas [18]. Este fenómeno se traduce en la reducción de la visibilidad del área urbana o zona de interés que se quiere muestrear, especialmente cuando la humedad relativa supera el 60-80% [19].

Por otro lado, en temporadas secas, el PM_{2.5} se dispersa con más facilidad por presentar un clima seco, esto prolonga el tiempo en el que se mantiene en suspensión y se transporta con más facilidad hacia otras zonas distantes. Con este clima, no ocurre el efecto llamado “wet deposition” o la deposición de los aerosoles por efecto de la lluvia incrementando las concentraciones de PM_{2.5} [20]. Esto se evidencia en distintas regiones secas donde existen aumentos entre 2% y 15% en concentraciones de sulfatos y polvo fino [20]. En el caso del presente estudio el punto de muestreo analizado puede estar influenciado por esta característica de la estación seca y su dinámica con este contaminante, principalmente en los picos altos que presenta los meses finales de los años muestreados, específicamente de mayo a diciembre.

Otras variables meteorológicas también influyen en la concentración de PM_{2.5} tales como la velocidad y dirección del viento o la temperatura. Por ejemplo, las capas térmicas no permiten que el contaminante ascienda y se disperse, manteniendo el aerosol al nivel del suelo, mientras que con vientos fuertes favorecen a la dispersión de estos. Los aerosoles en altos niveles de humedad favorecen a reacciones fotoquímicas para la conducción hacia nuevos aerosoles secundarios, incrementando fuertemente la carga de PM 2.5 [18].

5. CONCLUSIONES

El comportamiento del material particulado en zonas portuarias está determinado por la interacción de factores atmosféricos, geográficos y antrópicos, lo que impide atribuirlo de manera exclusiva a las actividades de exportación de concentrado de cobre. Esta complejidad resalta la necesidad de fortalecer la investigación científica para desentrañar las contribuciones relativas de cada factor y su incidencia en la calidad del aire.

En el presente estudio se analizó la influencia de las exportaciones de concentrado de cobre sobre la concentración de aerosoles, utilizando datos satelitales de POA del producto MCD19A2 de MODIS como sustituto de las mediciones in situ, ausentes en la zona de Puerto Bolívar. La depuración rigurosa de los datos en los sectores, mediante filtrado de nubes con la banda POA_QA, garantizó una serie de datos confiable para el periodo 2014–2024.

La aplicación de la prueba ADF muestra un estadístico de -9,1393 y un p de 0,000 confirmó la estacionariedad de las series temporales de POA, sin evidencia de una tendencia ascendente o descendente clara. Estos resultados se reforzaron mediante la regresión segmentada y el modelo ARIMA, que no identificaron rupturas significativas ni cambios de régimen en los nueve sectores estudiados. Asimismo, la regresión lineal entre los volúmenes exportados y el POA arrojó un coeficiente de Pearson de -0,010, indicando ausencia de correlación estadísticamente significativa.

En ausencia de estaciones de vigilancia atmosférico permanente, la teledetección demostró ser una herramienta complementaria válida para evaluar la calidad del aire, especialmente en regiones con recursos limitados. La integración futura de datos satelitales y mediciones de campo permitirá modelar con mayor precisión la distribución del material particulado y diseñar estrategias de vigilancia ambiental más eficientes.

1. M. A. Aman, M. S. Salman, and A. P. Yunus, "COVID-19 and its impact on environment: Improved pollution levels during the lockdown period – A case from Ahmedabad, India," *Remote Sens Appl*, vol. 20, Nov. 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.rsase.2020.100382>
2. A. Chudnovsky, C. Tang, A. Lyapustin, Y. Wang, J. Schwartz, and P. Koutrakis, "A critical assessment of high-resolution aerosol optical depth retrievals for fine particulate matter predictions," *Atmos Chem Phys*, vol. 13, no. 21, pp. 10907–10917, 2013, doi: <https://doi.org/10.5194/acp-13-10907-2013>
3. S. M. Agudelo-Londoño, L. C. Blanco-Becerra, M. R. Hernández, Z. B. Suárez-Morales, L. C. Mantilla-León, and N. Solís, "Injusticia ambiental en la calidad del aire para repartidores de plataformas digitales de Bogotá, Colombia, 2021," *Biomedica*, vol. 44, no. 3, pp. 391–401, Aug. 2024, doi: <https://doi.org/10.7705/biomedica.7162>
4. M. Sorek-Hamer et al., "A Deep Learning Approach for Meter-Scale Air Quality Estimation in Urban Environments Using Very High-Spatial-Resolution Satellite Imagery," *Atmosphere (Basel)*, vol. 13, no. 5, May 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/atmos13050696>
5. U. Fierro and C. Villacres, "DIAGNÓSTICO DE LA CADENA LOGÍSTICA DE EXPORTACIÓN DEL BANANO ECUATORIANO HACIA ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA*," vol. 9(1), pp. 77–90, Jan. 2014, doi: <https://doi.org/10.18041/2382-3240/saber.2014v9n1.1985>
6. G. G. Fogelbach et al., "Contaminacion atmosferica em America Latina: impacto em la salu Y regulacion actual: reporte de grupo de Comité de Aerobiologia Sociedad Latinoamericana de Asma, Alergia e Inmunologia," *Arquivos de Asmas Alergia e Inmunologia*, vol. 4, no. 4, 2020, doi: <https://doi.org/10.5935/2526-5393.20200064>
7. D. C. Husaini, K. Reneau, and D. Balam, "Air pollution and public health in Latin America and the Caribbean (LAC): a systematic review with meta-analysis," Dec. 01, 2022, Springer Science and Business Media Deutschland GmbH. doi: <https://doi.org/10.1186/s43088-022-00305-0>
8. D. Toscano, "The Impact of Shipping on Air Quality in the Port Cities of the Mediterranean Area: A Review," Jul. 21, 2023, Multidisciplinary Digital Publishing Institute (MDPI). doi: <https://doi.org/10.3390/atmos14071180>
9. K. S. Barros, V. S. Vielmo, B. G. Moreno, G. Riveros, G. Cifuentes, and A. M. Bernardes, "Chemical Composition Data of the Main Stages of Copper Production from Sulfide Minerals in Chile: A Review to Assist Circular Economy Studies," Feb. 01, 2022, MDPI. doi: <https://doi.org/10.3390/min12020250>
10. A. Lyapustin and Y. Wang, "MODIS Multi-Angle Implementation of Atmospheric Correction (MAIAC) Data User's Guide," https://lpdaac.usgs.gov/documents/1500/MCD19_User_Guide_V61.pdf
11. V. M. R. Muggeo, "Estimating regression models with unknown break-points," *Stat Med*, vol. 22, no. 19, pp. 3055–3071, Oct. 2003, doi: <https://doi.org/10.1002/sim.1545>
12. M. Phesa, N. Mbatha, and A. Ikudayisi, "MODIS Evapotranspiration Forecasting Using ARIMA and ANN Approach at a Water-Stressed Irrigation Scheme in South Africa," *Hydrology*, vol. 11, no. 10, Oct. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/hydrology11100176>
13. M. Sorek-Hamer, R. Chatfield, and Y. Liu, "Review: Strategies for using satellite-based products in modeling PM2.5 and short-term pollution episodes," Nov. 01, 2020, Elsevier Ltd. doi: <https://doi.org/10.1016/j.envint.2020.106057>
14. S. Meng et al., "Research on the Spatiotemporal Variation Characteristics of Different Aerosol Types and Aerosol Optical Depth Based on MODIS Data," *Aerosol Air Qual Res*, vol. 24, no. 12, Dec. 2024, doi: <https://doi.org/10.4209/aaqr.240027>
15. Z. Tian, J. Wei, and Z. Li, "How Important Is Satellite-Retrieved Aerosol Optical Depth in Deriving Surface PM2.5 Using Machine Learning?," *Remote Sens (Basel)*, vol. 15, no. 15, Aug. 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/rs15153780>
16. P. Gupta and S. A. Christopher, "Particulate matter air quality assessment using integrated surface, satellite, and meteorological products: Multiple regression approach," *Journal of Geophysical Research Atmospheres*, vol. 114, no. 14, Jul. 2009, doi: <https://doi.org/10.1029/2008JD011496>
17. A. Van Donkelaar, R. V. Martin, M. Brauer, and B. L. Boys, "Use of satellite observations for long-term exposure assessment of global concentrations of fine particulate matter," *Environ Health Perspect*, vol. 123, no. 2, pp. 135–143, 2015, doi: <https://doi.org/10.1289/ehp.1408646>
18. E. Zender-Świercz, B. Galiszewska, M. Telejko, and M. Starzomska, "The effect of temperature and humidity of air on the concentration of particulate matter - PM2.5 and PM10," *Atmos Res*, vol. 312, Dec. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.atmosres.2024.107733>
19. X. Sun, T. Zhao, D. Liu, S. Gong, J. Xu, and X. Ma, "Quantifying the influences of PM2.5 and relative humidity on change of atmospheric visibility over recent winters in an urban area of East China," *Atmosphere (Basel)*, vol. 11, no. 5, May 2020, doi: <https://doi.org/10.3390/ATMOS11050461>
20. Y. Wang, Y. Xie, W. Dong, Y. Ming, J. Wang, and L. Shen, "Adverse effects of increasing drought on air quality via natural processes," *Atmos Chem Phys*, vol. 17, no. 20, pp. 12827–12843, Oct. 2017, doi: <https://doi.org/10.5194/acp-17-12827-2017>

4

Artículo de Investigación

IMPACT OF CONSTRUCTION AND DEMOLITION WASTE ON CONCRETE PRODUCTION: A SUSTAINABILITY APPROACH.

IMPACTO DE LOS RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN EN
LA PRODUCCIÓN DE HORMIGÓN: UN ENFOQUE HACIA LA
SOSTENIBILIDAD

Autores

Byron Baque Campozano

Universidad Estatal del Sur de Manabí, Ecuador

byron.baque@unesum.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-9701-2179>

Julio César Pino Tarragó

Universidad Estatal del Sur de Manabí, Ecuador

julio.pino@unesum.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-0377-4007>

René Antonio Puig Martínez

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE)

rpuig200453@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0001-9025-4423>

IMPACT OF CONSTRUCTION AND DEMOLITION WASTE ON CONCRETE PRODUCTION: A SUSTAINABILITY APPROACH.

ABSTRACT

The utilization of construction and demolition waste is an effective strategy for reducing the environmental impact of the construction sector and promoting the circular economy, with proven application in the manufacture of new concretes. In this field, recycled aggregates obtained from concrete waste, although they present unfavorable physical properties compared to those obtained from rock crushing, can replace the latter under certain conditions. This research evaluates the technical and environmental feasibility of using recycled aggregates to replace those obtained from rock crushing in the manufacture of hydraulic concretes. Through experimental tests of workability, compressive strength, capillary absorption, resistivity, and drying shrinkage, complemented by a life-cycle analysis, mixtures with 20%, 30%, and 40% replacements of recycled concrete aggregates with natural aggregates were analysed. The results showed that a substitution of up to 30% maintains strengths above 26 MPa at 28 days and complies with ASTM and INEN standards, reducing CO₂ emissions by up to 16.7% and energy consumption by 15%. Higher substitution percentages increased porosity and capillary absorption, requiring pretreatments and additives to preserve durability. This approach supports the transition toward more sustainable constructions that rely less on virgin resources.

Keywords: circular economy, concrete properties, construction and demolition waste, life cycle analysis, sustainability in construction.

RESUMEN

El aprovechamiento de residuos de construcción y demolición es una estrategia eficaz para reducir el impacto ambiental en el sector de la construcción y promover la economía circular, con una aplicación demostrada en la fabricación de nuevos hormigones. En este campo, los áridos reciclados obtenidos a partir de residuos de hormigón, si bien presentan propiedades físicas desfavorables en comparación con los procedentes de la trituración de la roca, pueden sustituir a estos últimos con determinadas condicionales. Esta investigación evaluó la viabilidad técnica y ambiental del uso de áridos reciclados para sustituir a los procedentes de la trituración de la roca en la fabricación de hormigones hidráulicos. Mediante ensayos experimentales de trabajabilidad, resistencia a la compresión, absorción capilar, resistividad y retracción por secado, complementados con un análisis de ciclo de vida, se analizaron mezclas con sustituciones del 20%, 30% y 40% de áridos de hormigón reciclado por áridos naturales. Los resultados mostraron que una sustitución de hasta el 30% mantiene resistencias superiores a 26 MPa a los 28 días y cumple con las normas ASTM e INEN, reduciendo las emisiones de CO₂ hasta en un 16,7% y el consumo de energía en un 15%. Con un mayor porcentaje de sustitución, se incrementó la porosidad y la absorción capilar, lo que requiere de pretratamientos y aditivos para preservar la durabilidad. Este enfoque apoya la transición hacia construcciones más sostenibles que dependan menos de recursos vírgenes.

Palabras clave: economía circular, propiedades del hormigón, residuos de la construcción y demolición, análisis del ciclo de vida, sostenibilidad de la construcción

Nota Editorial: Recibido: 12 de Agosto 2025 Aceptado: 17 de Noviembre 2025

1. INTRODUCTION

The construction industry is one of the main consumers of natural resources and generators of solid waste worldwide. This sector uses more than 50% of the natural resources extracted globally and produces approximately 35% of the waste that ends up in landfills. It also contributes more than 11% of global CO₂ emissions due to the intensive use of energy and virgin materials [1,2]. The extraction, transportation, and processing of construction materials account for between 5% and 8% of these emissions [3]. In Latin America, rapid urbanization has increased the generation of construction and demolition waste (CDW), most of which lacks proper management, causing negative impacts on soils, water bodies, and air quality [4,5]. In Ecuador, limited recycling infrastructure and the absence of specific regulations exacerbate the informal disposal of this waste [6]. However, its recovery represents a strategic opportunity to boost the circular economy. In this context, advances in self-healing concrete—a topic also addressed in research by the authors [7]—gain relevance, especially when considering emerging techniques detailed in recent reviews and studies demonstrating the durability of concrete with recycled aggregates in humid climates similar to the Ecuadorian coast [8].

International experience confirms the potential of this strategy. In Europe, countries such as Germany and the Netherlands have implemented policies that allow the reuse of up to 30% of recycled aggregates in public projects, reducing landfill disposal and generating economic benefits [3,6]. In Asia, Japan and South Korea have achieved recycling rates above 90% thanks to separation technologies and chemical treatments that improve the quality of recycled aggregates [9, 10]. In contrast, in developing countries such as India and Brazil, the lack of specific regulations and the high variability of CDW limit their use to non-structural applications [5].

In Ecuador, the use of recycled aggregates in concrete is still incipient. However, initiatives such as the "Sustainable Construction Ecuador" project of the Ministry of Urban Development and Housing (MIDUVI) and studies developed by universities such as UNESUM and EPN demonstrate their potential to reduce costs and mitigate environmental impacts [2,7]. Life cycle assessment (LCA) has demonstrated, in international research, reductions in concrete's carbon footprint of between 20% and 30% when natural aggregates are replaced with recycled ones [3,11]. Furthermore, technologies such as alkaline activation, the use of pozzolanic admixtures, and superplasticizers have significantly improved the durability and strength of recycled concrete [12,13].

The physical and mechanical properties of CDW—including porosity, mortar adhesion, and water absorption—determine their performance in structural applications [14]. Tests such as particle size distribution and electrical resistivity allow for the optimization of mixture designs and the application of treatments to mitigate their adverse effects. The adoption of international standards such as ASTM C192M or INEN 1573 can serve as a basis for developing national standards that strengthen the circular economy [2,15].

Within this framework, this research aims to position Ecuador among the best international practices in sustainable CDW management, by evaluating the technical and environmental viability of hydraulic concrete made with recycled aggregates. To this end, experimental tests and a life cycle analysis were conducted to quantify the environmental and economic benefits. This is intended to provide scientific evidence for the formulation of regulations and public policies that support sustainability in construction, based on the hypothesis that it is feasible to replace up to 30% of natural aggregates with CDW without affecting their physical, mechanical, and durability properties.

2. MATERIALS AND METHODS

This study was conducted using an experimental approach, with the purpose of evaluating the mechanical and physical properties and environmental impact of concrete made with CDW used as recycled aggregates. The methodology was designed to ensure the reproducibility and validity of the results, and was structured in six stages.

2.1. STAGE 1: MATERIAL SELECTION AND CHARACTERIZATION

Crushed natural aggregates and recycled aggregates were used in the manufacture of the concrete, along with Portland cement, water, and additives, as detailed below:

- Crushed natural aggregates: From the Picoazá quarry, owned by MEGAROK S.A., located in Portoviejo, Manabí, Ecuador. This company, through its own laboratory (an accredited institution), certifies the quality of the aggregates it produces in accordance with the Ecuadorian standard NTE INEM 872; therefore, their characterization is not included in this research. Two types of aggregates were used: crushed sand classified in the 4.75-0.15 fraction; and number 6 gravel, corresponding to the 19-9.5 fraction. Table 1 shows their main physical properties.

Table 1- Main physical properties of crushed natural aggregates

Property	Unit of measurement	Crushed sand 4.75-0.15	Gravel 19-9.5
Specific gravity (current)	g/cm ³	2.55	2.53
Loose unit weight	kg/m ³	1376	1370
Compacted unit weight	kg/m ³	1558	1530
Finer than 200 mesh sieve	%	2.45	0.67
Water absorption	%	1.67	2.11
Clay content	%	0	0
Los Angeles abrasion test	%	-	35
Flat and elongated particles	%	-	4.33

- Recycled Aggregates: Obtained from rubble from demolished buildings in the province of Manabí, they were cleaned to remove impurities and separated from reinforcing steel bars, as well as classified by sieving according to ASTM C136. Two fractions were selected, according to the research objective: a fine fraction in the form of sand; and a coarse fraction in the form of gravel, both characterized as part of the research.
- Cement: Portland cement type IP for general use, in accordance with the requirements of ASTM C150.
- Additives: Superplasticizer, used to improve workability and simultaneously contribute to the strength and durability of the concrete.
- Water: Potable, meeting the quality requirements established in ASTM C1602.

As a preliminary step in mix design, the physical and particle size distribution properties of the recycled aggregates were determined to estimate their impact on water demand, workability, and the mechanical and durability properties of the concrete.

Table 2 shows the physical properties of the recycled aggregates (determined according to ASTM C127 for coarse aggregates and ASTM C128 for fine aggregates).

Table 2- Physical properties of recycled aggregates

Property	Unit of measurement	Recycled fine aggregate	Recycled coarse aggregate
Specific mass	g/cm ³	2.35	2.45
Water absorption	%	6.2	5.8
Porosity	%	12.4	10.7

Notes: Specific mass and absorption determined according to ASTM C128 (fine fraction) and ASTM C127 (coarse fraction).

Porosity obtained by mercury intrusion (MIP) on representative fractions of the recycled aggregates.

The reported values correspond to average results; the coefficient of variation in specific mass was $\leq 2\%$.

The recycled aggregates come from C&D waste from buildings in the province of Manabí, Ecuador, after mechanical cleaning and particle size classification (ASTM C136).

Source: Prepared by the authors (2025), based on laboratory tests performed according to the ASTM standards indicated.

It can be observed that they presented the expected physical behavior: lower specific mass, and higher water absorption and porosity than natural aggregates, mainly due to the presence of adhered mortar and greater surface roughness. This behavior increases the water absorption capacity and reduces the density of the concrete, which can affect durability and workability in structural applications [12,16] and is critical for adjusting the water/cement ratio and the dosage of superplasticizing additives, as well as for anticipating possible effects on permeability and shrinkage. The coefficient of variation in density (2%) indicated good experimental consistency. These results are consistent with studies in tropical regions, where humidity favors the adherence of the residual mortar [6], and suggest the relevance of pretreatments such as sealing impregnations to improve performance.

In Figure 1, the granulometric curves corresponding to the two recycled aggregates can be seen (determined according to ASTM C136).

When evaluating the granulometric curves, it is significant to note that both aggregates meet the specifications established in Ecuador for this property, although the fine aggregate is characterized by a particle size distribution very close to the maximum fineness limit, which is explained by the grinding process using an industrial plant with a jaw mill and the high percentage of adhered mortar. The fineness modulus of the fine aggregate reaches a value of 2.33, very close to the minimum established in Ecuadorian regulations (2.3). Like the crushed aggregates from rock crushing, the coarse recycled aggregates are classified as gravel 19-9.5 and the fine recycled aggregates as sand 4.75-0.15.

2.2. STAGE 2: MIX DESIGN

Four mixes were prepared: one control (0% recycled aggregates) and three with partial replacement of natural aggregates with recycled aggregates at percentages of 20%, 30%, and 40% of each fraction, based on the total aggregate mass. The mix design was performed according to ACI 211.1, for a required 28-day average compressive strength of 25 MPa, with adjustments made through test mixes to maintain workability with the use of the superplasticizer admixture, as well as to prepare specimens for mechanical and durability testing. The water/cement ratio was optimized to 0.47 to maximize strength and durability.

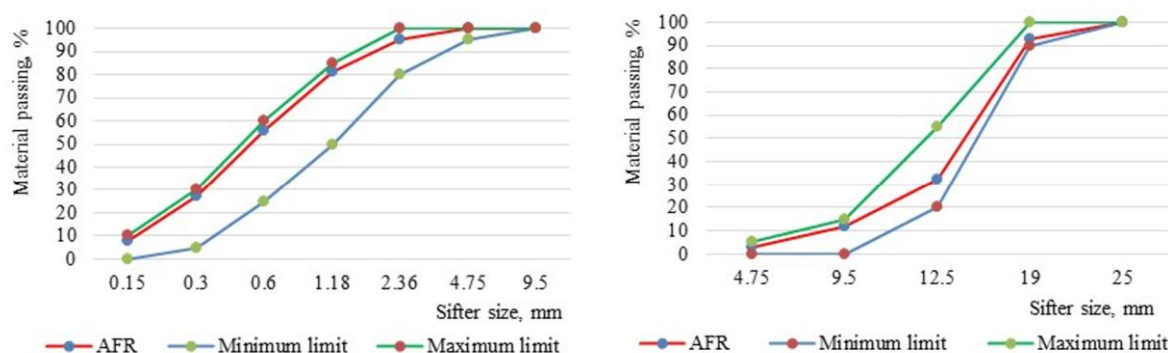


Fig. 1- Granulometric curves of fine and coarse recycled aggregates

The dosage per cubic meter and for the different 40 L test mixes can be seen in Table 3. The increase in the proportion of superplasticizer additive required can be seen as the proportion of recycled aggregates increases to achieve the same workability, which is in line with the physical results obtained, in particular, the high fineness of the particles due to the adhered mortar.

Table 3- Concrete dosages for the experiment

Materials	Unit of measurement	Dosages				
		Cubic meter	Substitution levels, %			
			0	20	30	40
Portland cement (GU)	kg	400	16.00	16.00	16.00	16.00
Water	L	188	7.56	7.56	7.56	7.56
Pucoazá sand	kg	704	28.16	22.53	19.71	16.90
Picoazá gravel	kg	1057	42.28	33.82	29.60	25.37
recycled sand	kg	-	-	5.63	8.45	11.26
recycled gravel	kg	-	-	8.46	12.68	16.91
Plastocrete additive	L	3.4	0.14	0.20	0.25	0.29

2.3. STAGE 3: RESEARCH DESIGN

The proportion of recycled aggregates to be replaced with natural aggregates was selected as the independent variable of the experiment. An equal proportion of fine and coarse aggregate was replaced at each dosage (see Table 3). To select the replacement levels, the percentages most commonly used by the scientific community were followed [3,11,12,13], choosing 20%, 30%, and 40%.

The following were measured as output or dependent variables of the experiment: compressive strength at 7, 14, and 28 days to evaluate the behavior of this property over time; capillary absorption, resistivity, and drying shrinkage, the latter only at 28 days. The specimens were kept in a curing tank until the testing age. Additionally, as complementary tests, workability, unit mass, and fresh air content were measured. One main test and two replicates were performed on each batch, which is considered adequate and statistically representative.

To determine compressive strength, three specimens were prepared for each test age in each test mix, totaling nine specimens per test mix. Three batches were prepared for each mix design, including the control mix, resulting in 27 specimens per mix design. Since there were four different mix designs based on the aggregate substitution percentage, a total of 108 specimens were prepared for the compressive strength test. The resistivity test was performed on the same specimens used for the 28-day compressive strength test, before failure. For the absorption test, one additional cylindrical specimen was prepared per test mix, for a total of nine. Finally, for the shrinkage test, prismatic specimens were prepared according to ASTM C157, three per test mix, i.e., nine for each substitution percentage and 36 in total.

The following standards were used to determine the properties of the fresh concrete: slump using the Abrams cone test (ASTM C143), unit mass (ASTM C138), and air content (ASTM C231). Hardened properties were determined using: compressive strength in cylindrical specimens at ages of 7, 14, and 28 days (ASTM C39), capillary absorption (ASTM C1585), electrical resistivity using the four-electrode method (Wenner), and drying shrinkage (ASTM C157).

2.4. STAGE 4: LIFE CYCLE ASSESSMENT (LCA)

A life cycle assessment was carried out to quantify the environmental impact of the mixtures, following the following stages:

- **Objective and scope:** To compare greenhouse gas (GHG) emissions, energy consumption, and waste reduction between mixtures with recycled aggregates and the control mixture.
- **Life cycle inventory:** Data collection from the extraction and processing of CDW to concrete production.
- **Impact assessment:** ReCiPe 2016 method, implemented in SimaPro v9.3 software with an Ecoinvent 3.8 database.

2.5. STAGE 5: STATISTICAL EVALUATION

The following procedures were applied:

- **Analysis of variance (ANOVA):** To determine whether or not there were statistically significant differences between the levels of substitution of crushed aggregates with recycled aggregates in each of the properties compared to the standard.
- **Post hoc tests:** Tukey HSD, to identify the groups between which there were significant differences ($p < 0.05$).

2.6 STAGE 6: REGULATORY VALIDATION

The results obtained were compared with the requirements established in ASTM, INEN, and ACI standards to evaluate the technical feasibility of using recycled aggregates in structural applications, considering strength, durability, and sustainability parameters.

3. Results and discussion

3.1 FRESH CONCRETE PROPERTIES

3.1.1. WORKABILITY

Slump decreased with increasing recycled aggregates ratio (70 mm in the standard mix versus 50 mm with 40% replacement), necessitating an increase in the superplasticizer admixture ratio to bring each of the control mixes to approximately 120 mm, measured on the Abrams cone (see Table 4). Analysis of variance (ANOVA) showed significant differences without the use of admixtures (p -values = $0.00 < 0.05$), confirming that increasing recycled aggregates increases mixing water demand and reduces fluidity [9]. The angular and irregular shape of the recycled aggregates reduces internal cohesion and can cause segregation [12].

Table 4- Properties of fresh concrete

Recycled aggregates ratio, %	Slump, mm		Unit mass, kg/m ³	Air content, %
	Without additive	With additive		
0	70	120	2380	2.0
20	61	112	2350	2.2
30	55	114	2330	2.4
40	50	110	2320	2.5

Note: The standard deviation never exceeded 3%.

Source: Prepared by the authors (2025), based on laboratory tests performed according to the ASTM standards indicated.

3.2. PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE

3.2.1. COMPRESSIVE STRENGTH

Table 5 shows the results for the three ages evaluated.

Table 5- Compressive strength

Recycled aggregates ratio, %	Compressive strength, MPa		
	7 days	14 days	28 days
0	22.0	27.5	30.0
20	20.5	26.0	28.0
30	18.0	24.0	26.0
40	16.5	22.0	24.0

Source: Prepared by the authors (2025), based on laboratory tests carried out according to the indicated ASTM standards.

Overall, compressive strength increases with age, consistent with expectations. This increase is proportional regardless of the replacement percentage evaluated. Mixtures with up to 30% recycled aggregates met structural standards (required mean 28-day compressive strength of 25 MPa), reaching strengths ≥ 26 MPa at 28 days (Table 5). Strength decreases with higher percentages, showing a strong negative correlation ($R^2 = 0.91$ in absolute value), indicating that 91% of the strength variability is explained by the recycled aggregate content. This loss could be mitigated with pozzolanic additions or pretreatments to the recycled aggregates [3]. The p-value of the F-test was zero (below 0.05), indicating the existence of statistically significant differences between the standard dosage and the different control dosages. At 28 days, the averages formed four homogeneous groups.

3.2.2 CAPILLARY ABSORPTION

Absorption increased with recycled aggregates content, from 0.09 g/cm² min^{1/2} (standard) to 0.15 g/cm² min^{1/2} (with 40% recycled aggregates), representing an increase of 66.7%. The R^2 value of 0.89 indicates a very high positive correlation between recycled aggregates content and absorption. This suggests that porosity and residual mortar in recycled aggregates are determinants of this behavior. One mitigation strategy would be the use of hydrophobic additives or protective coatings [17,18].

3.2.3. ELECTRICAL RESISTIVITY

The resistivity decreased from 18 k Ω .cm (standard) to 10 k Ω .cm (with 40% recycled aggregates), with a negative $R^2 = 0.85$, indicating a strong inverse correlation between recycled aggregates content and resistivity. This decrease is due to the increased number of interconnected and water-saturated pores, which increases ionic conductivity. While the values comply with RILEM TC-154 for moderate environments, they would not be suitable for severe conditions without additional treatments [10].

3.2.4 DRYING SHRINKAGE

Shrinkage increased by 71.4%, from 0.035% (standard) to 0.060% (40% recycled aggregates), attributable to the porosity and lower stiffness of the recycled aggregates. Polymers impregnated in the aggregates could reduce this effect [14].

3.3. ENVIRONMENTAL IMPACT

The environmental impact, determined through Life Cycle Assessment (LCA) following the **ReCiPe 2016** methodology and implemented in **SimaPro v9.3** software using the **Ecoinvent 3.8** database, showed progressive reductions in CO₂ emissions, waste, and energy consumption (Table 6). The system boundaries included aggregate extraction and processing, cement production, transportation, and concrete production. The maximum benefit was achieved with 40% recycled aggregates, with a 21% reduction in CO₂, expressed as CO₂ equivalent (kg CO₂-eq); a 20% energy saving, expressed as primary energy consumed (MJ); and 100 kg/m³ of concrete waste not sent to landfills.

Table 6- Environmental impact per m³ of concrete

Indicator	Unit of measurement	Recycled aggregates ratio, %			
		0	20	30	40
CO ₂	kg	420	378	350	330
Waste avoided	kg	0	50	75	100
Energy saved	MJ	600	540	510	480

Source: Own elaboration (2025), based on LCA modelling according to the indicated standards and methodology.

3.4. RESULTS-BASED SUSTAINABILITY STRATEGIES

The findings demonstrate that incorporating up to 30% recycled concrete into structural concrete is technically feasible and environmentally beneficial in the Ecuadorian context. According to the LCA, significant reductions in CO₂ and energy consumption are achieved without compromising structural strength. In this regard, the following strategies are proposed:

- Implement national regulations that establish a mandatory minimum percentage of recycled concrete in public projects, based on demonstrated technical feasibility.
- Promote economic incentives for the use of additives and treatments that improve the durability of recycled concrete.
- Integrate LCA into the design and bidding processes to prioritize solutions with a lower environmental footprint.
- Strengthen the CDW recycling infrastructure through public-private partnerships and technical training.

These measures would allow national construction practice to be aligned with successful experiences such as those of Germany and Japan, where clear policies and advanced technologies have achieved recycling rates above 50% and 90%, respectively [5].

4. CONCLUSIONS

Technical feasibility: The results demonstrate that construction and demolition waste (CDW) can be used as recycled aggregates in hydraulic concretes for structural applications. Mixtures with up to 30% recycled aggregates achieved compressive strengths greater than 26 MPa at 28 days, complying with ASTM and INEN standards. This allows for a reduction in dependence on natural aggregates without compromising mechanical performance. Replacements above 30% require adjustments to the water/cement ratio and the addition of additives to maintain strength and durability levels.

Environmental benefits: The life cycle analysis (LCA) showed that incorporating 40% recycled aggregates in the mix reduces CO₂ emissions by up to 21%, decreases energy consumption by 20%, and avoids the disposal of 100 kg/m³ of waste in landfills. These benefits are consistent with global sustainability goals and certification criteria such as LEED and BREEAM.

Material optimization: The application of pretreatments—such as hydrophobic impregnations, protective coatings, and pozzolanic additions—improves the durability of recycled concrete, reduces capillary absorption, and mitigates the decrease in electrical resistivity. Furthermore, an optimized mix design, combined with superplasticizers, maintains adequate workability even with high recycled aggregates contents.

Limitations and projections: The study was conducted under controlled laboratory conditions; therefore, long-term evaluations under real-life conditions are recommended, considering climatic factors, variable loads, and exposure to aggressive environments. Future research should explore the integration of recycled aggregates with innovative materials, such as self-healing concrete, and its implementation in projects certified under international sustainability schemes.

Applicability and regulatory scope: The findings are applicable to infrastructure projects in regions with high CDW generation, contributing to the circular economy in construction. They also provide a technical and scientific basis for formulating national regulations that regulate and promote the use of recycled aggregates in structural concrete.

BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

1. L. F. Cabeza, C. Barreneche & L. Miró, "Emission reduction strategies for construction materials", *Building and Environment*, vol. 167, 106436, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2019.106436>
2. H. S. Joseph, T. Pachiappan, S. Avudaiappan & R. Balaji, "A comprehensive review on recycling of construction demolition waste in concrete", *Sustainability*, vol. 15, no. 6, 4932, 2023. <https://doi.org/10.3390/su15064932>
3. S. Ahmed & J. Chung, "Advances in the use of recycled aggregates for sustainable concrete", *Journal of Sustainable Materials*, vol. 15, no. 4, pp. 265-278, 2020. <https://doi.org/10.1016/jsusmat.2020.02.003>
4. G. Bai, Z. Guo & J. Wang, "Mechanical properties of recycled concrete using optimal mix proportions", *Construction and Building Materials*, vol. 234, 117978, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117978>
5. S. Verma & R. Yadav, "Challenges and opportunities in recycling construction and demolition waste in developing regions", *Journal of Construction Research*, vol. 12, no. 3, pp. 245-261, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.conres.2023.06.007>
6. C. Alexandridou, G. Angelopoulos & F. Coutelieris, "Is concrete produced by recycled aggregates from construction and demolition wastes appropriate for use in building industry?", *Clean Technologies and Recycling*, vol. 2, no. 2, pp. 100-113, 2022. <https://doi.org/10.3934/ctr.2022009>
7. B. P. Baque Campozano, J. C. Pino Tarragó & K. A. Delgado Mendoza, "Estructuras sostenibles y hormigón autorreparable", *Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación*, vol. 6, no. 12, pp. 2-8, 2023. <https://journalingeniar.org/index.php/ingeniar/article/view/144>
8. L. Fan & X. Li, "Durability of recycled aggregate concrete in subtropical climates" *Construction and Building Materials*, vol. 286, pp. 122-135, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122135>
9. A. Akhtar & A. Sarmah, "Construction and demolition waste generation and properties of recycled aggregate concrete: A global perspective", *Journal of Cleaner Production*, vol. 189, pp. 262-281, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.03.085>
10. P. Chatterjee & R. Kumar, "Advances in durability of recycled concrete through novel treatments", *Sustainable Materials Journal*, vol. 5, no. 1, pp. 85-97, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.susmat.2021.102357>
11. S. Kumar & R. Gupta, "Reducing carbon footprint in concrete production: Role of recycled aggregates", *Journal of Sustainable Infrastructure*, vol. 9, no. 4, pp. 210-223, 2020. <https://doi.org/10.1002/jsi.2020456>
12. H. Kaplan, E. Sancak & H. Uysal, "Effects of aggregate treatments on recycled aggregate properties", *Structural Concrete*, vol. 22, no. 5, pp. 1342-1352, 2021. <https://doi.org/10.1002/suco.202100028>
13. R. Robayo Salazar, J. Mejía Arcila & J. I. Tobón, "Influence of pozzolanic additions on mechanical properties and durability of recycled concrete", *Sustainable Structures*, vol. 8, no. 2, pp. 193-210, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.suststr.2022.100324>
14. S. P. Singh, "Polymer impregnation to reduce shrinkage in recycled concrete", *Revista Tecnología*, vol. 29, no. 1, pp. 15-22, 2018. <https://doi.org/10.4025/revtecnol.v29i1.51289>
15. RILEM TC-154. *Recommendation on durability indicators for concrete*. RILEM Publications. 2000.
16. C. Medina, M. I. Sánchez de Rojas & M. Frías, "Enhancing recycled concrete through hydrophobic treatments", *Cement and Concrete Research*, vol. 135, 104921, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.104921>
17. L. Berredjem, A. Bouvet & S. Kenai, "Durability properties of recycled aggregate concrete: Influence of recycled sand content", *Construction and Building Materials*, vol. 237, 118421, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118421>
18. R. Kirthika, S. Karthikeyan & S. M. Kumar, "Enhancing recycled concrete performance with chemical surface treatments", *Materials Science Journal*, vol. 18, no. 3, pp. 243-258, 2021. <https://doi.org/10.1088/1361-648X/abc125>

*Influencia De Parámetros Físico–
Mecánicos En La Adherencia Entre
Barras De PRFV Y El Hormigón**Influence Of Physical-mechanical Parameters On The Bond
Between GFRP Bars And The Concrete***Autores****Diana Alicia Toro Toro**

Profesora Instructora en Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

eng.dianatoro@gmail.com<https://orcid.org/0009-0003-8306-7779>**Omar Zamora Díaz-Comas**

Profesor Asistente en Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

ozamoradcivil@gmail.com<https://orcid.org/0009-0001-6033-098X>**Yuliett Oliva Fernández**

Ing. Empresa de Proyectos de Industrias Varias (EPROYIV), La Habana

yuli.oliva2411@icloud.com<https://orcid.org/0009-0009-4445-8084>

Influencia De Parámetros Físico– Mecánicos En La Adherencia Entre Barras De PRFV Y El Hormigón

Influence Of Physical-mechanical Parameters On The Bond Between GFRP Bars And The Concrete

RESUMEN

La adherencia entre el hormigón y las barras de Polímeros Reforzados con Fibras de Vidrio (PRFV) es la clave para garantizar el trabajo conjunto de ambos materiales a pesar de que cada uno posea rasgos y características diferentes. Esta influye en el mecanismo de transmisión de cargas entre el hormigón y el refuerzo de PRFV, garantizando que no ocurran deslizamientos relativos entre ambos materiales. En la presente investigación se determina la influencia que ejercen los parámetros resistencia a compresión del hormigón, diámetro de barra y recubrimiento del hormigón en el comportamiento adherente entre barras de PRFV y el hormigón, mediante el empleo de técnicas de modelación numérica. Para ello se desarrolla un modelo numérico basado en el Método de los Elementos Finitos implementado con el programa ABAQUS/CAE y calibrado con ensayos experimentales. Con el estudio paramétrico elaborado se obtuvo una ecuación de regresión que predice la máxima tensión de adherencia, con un valor del coeficiente de determinación $R^2 = 98,03\%$ y se realiza una comparación de la ecuación obtenida con expresiones reportadas en diferentes normas consultadas. Se concluye que los parámetros resistencia a compresión del hormigón, diámetro de barra y recubrimiento del hormigón, modifican de manera significativa la tensión de adherencia entre las barras de PRFV y el hormigón.

Keywords: bonding, computational modeling, fiber-reinforced polymers, pull-out test.

ABSTRACT

The bond between concrete and glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars is key to ensuring the joint performance of both materials, despite their distinct features and characteristics. This influences the load transmission mechanism between the concrete and the GFRP reinforcement, ensuring that relative slippage does not occur between the two materials. This research determines the influence of the parameters, concrete compressive strength, bar diameter, and concrete cover on the bond behavior between GFRP bars and concrete using numerical modeling techniques. To this end, a numerical model based on the Finite Element Method was developed, implemented with the ABAQUS/CAE program and calibrated with experimental tests. The parametric study yielded a regression equation that predicts the maximum bond strength, with a coefficient of determination $R^2 = 98.03\%$. This equation was then compared with expressions reported in various consulted standards. It is concluded that the parameters concrete compressive strength, bar diameter, and concrete cover significantly modify the bond strength between the GFRP bars and the concrete.

Keywords: bonding, computational modeling, fiber-reinforced polymers, pull-out test.

Nota Editorial: Recibido: 25 de Septiembre 2025 Aceptado: 26 de Noviembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

La adherencia entre el hormigón y las barras de Polímeros Reforzados con Fibras de Vidrio (PRFV) es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado con PRFV como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el PRFV se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, con lo que, al fisurarse éste, sobrevendría bruscamente la rotura. A diferencia del acero de refuerzo, los materiales de PRFV presentan propiedades elásticas anisotrópicas, no homogéneas y lineales, lo que da como resultado un mecanismo de transferencia de fuerza diferente entre el refuerzo y el hormigón. [1].

El comportamiento adherente entre el refuerzo de Polímeros Reforzados con Fibras (PRF) y el hormigón que lo rodea se ve afectado por un gran número de factores. Ello es debido a que, en realidad, la adherencia es más bien una propiedad estructural, que depende no sólo de las características de los materiales que entran en contacto, sino de la geometría de la armadura y del propio elemento estructural analizado.

Los principales parámetros que han sido objeto de numerosas investigaciones con el objetivo de evaluar su posible influencia en el comportamiento de la adherencia entre las barras de PRF y el hormigón, se pueden clasificar en tres grandes categorías. La primera categoría está relacionada con factores asociados a las propiedades de la barra de PRF, dentro de los cuales se encuentran: el diámetro de la barra [2-4], el tipo de fibra y el módulo de elasticidad [5-7], y la textura superficial de la barra [8-10]. La segunda categoría está relacionada con factores asociados a la configuración del refuerzo de PRF, dentro de los cuales se encuentran: el recubrimiento del hormigón y el espaciado de las barras [8, 11, 12], la longitud adherida de la barra dentro del hormigón [4, 13, 14], la posición del refuerzo durante el hormigonado [8, 15], así como la presencia del refuerzo transversal [8, 16, 17]. Finalmente, en la tercera categoría se agrupan los factores relacionados a las propiedades del hormigón, dentro de los cuales se encuentran: la resistencia a compresión del hormigón [18-20] y la adición de fibras a la mezcla de hormigón [2, 21, 22].

Todas las investigaciones mencionadas anteriormente, se han realizado de manera experimental, sin embargo, estos tipos de estudios muchas veces se ven restringidos debido a aspectos físicos y económicos inherentes a los ensayos experimentales y a la complejidad de los análisis. En este contexto, la modelación computacional basada en el Método de Elementos Finitos (MEF), constituye una poderosa herramienta para la simulación y representación de fenómenos de diversa índole. En el caso del estudio del comportamiento de la adherencia entre las barras de PRF y el hormigón, en los últimos años, varias han sido las investigaciones que han empleado técnicas de modelación numérica y que han permitido modelar de una forma razonablemente realista el fenómeno de la adherencia en el hormigón armado con barras de PRF [23-26]. Sin embargo, de las investigaciones anteriores, realmente son pocas las que hasta la fecha han evaluado la influencia de diferentes parámetros, tanto geométricos, como físico – mecánicos, en el comportamiento de la adherencia entre las barras de PRF y el hormigón, empleando la modelación matemática computacional como herramienta fundamental para realizar investigaciones científicas en esta área de la ingeniería [23, 25, 26].

En los diferentes documentos normativos que estipulan los requisitos para diseñar estructuras de hormigón armado con barras de PRF [27-29], el aspecto referido a la longitud de anclaje del refuerzo, es el que mayor vínculo presenta con relación a la tensión de adherencia entre las barras de PRF y el hormigón. A partir de combinar la expresión para calcular la tensión de adherencia de una barra embebida en el hormigón, con las diferentes expresiones de longitud de anclaje del refuerzo que aparecen en las normas, se puede obtener una expresión que permita calcular la máxima tensión de adherencia entre las barras de PRF y el hormigón a los efectos del diseño del anclaje del refuerzo. En ese sentido, la máxima tensión de adherencia, al igual que la longitud de anclaje, van a depender analíticamente de los diferentes factores que influyen en el comportamiento adherente y que fueron mencionados con anterioridad. A partir de ahí, es importante señalar, que de manera general no todas las expresiones de cálculo de longitud de anclaje reportadas en las normas tienen la misma cantidad de factores, como tampoco tienen coincidencia entre todos los factores; sin embargo, siempre hay tres parámetros que se repiten en todas las expresiones que aparecen en los diferentes documentos normativos y que afectan directamente, tanto a la longitud de anclaje como a la tensión de adherencia. Estos factores son: la resistencia a compresión del hormigón, el diámetro de la barra y el recubrimiento del hormigón. Debido a ello, surge entonces la necesidad de poder evaluar la influencia de estos tres parámetros en el comportamiento de la adherencia entre las barras de PRF y el hormigón, empleando para ello técnicas de modelación numérica y, además, poder comparar los resultados obtenidos de la máxima tensión de adherencia, con los resultados derivados en las expresiones reportadas en las diferentes normas consultadas.

Basado en lo anterior, el objetivo de este estudio consiste en determinar la influencia de los parámetros resistencia a compresión del hormigón, diámetro de barra y recubrimiento del hormigón, en el comportamiento adherente entre las barras de PRFV y el hormigón mediante el empleo de técnicas de modelación numérica, y a partir de la parametrización realizada, obtener una ecuación mediante un análisis de regresión múltiple, que permita estimar la máxima tensión de adherencia entre las barras de PRFV y el hormigón.

2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO FÍSICO

El programa experimental empleado en esta investigación fue desarrollado por [30], en los laboratorios de la Universidad Gustave Eiffel en París, Francia. Este programa se centra en la evaluación del comportamiento de la adherencia entre el hormigón, barras de acero y barras de PRF, utilizando pruebas de extracción directa o también conocidas como ensayos de *pull – out*, descritas en el documento [31].

En la investigación realizada por [30], las muestras de hormigón armado a ensayar consisten en una barra de refuerzo, con colocación centrada, embebidas en una longitud dentro de unos cilindros de hormigón de 16 cm de diámetro y 20 cm de altura. El hormigón se vertió con las barras de refuerzo siempre colocadas en posición vertical. Se coloca un tubo, con el objetivo de romper la adherencia, entre la barra de refuerzo y el hormigón cerca del lado cargado del cilindro de hormigón, con el fin de evitar efectos de borde inducidos por el apoyo de reacción. La longitud de contacto directo entre las barras de refuerzo con el hormigón (longitud adherida), se fijó en seis veces su diámetro ($l_e = 6d_b$). Para el desarrollo de esta investigación se utilizó como objeto de estudio la muestra del ensayo de extracción o *pull – out* realizada a la barra de Polímeros Reforzados con Fibra de Vidrio (PRFV), recubierta con arena y de diámetro 12,7 mm, cuya designación en el ensayo es (GLASS-S-12.7).

Los ensayos de extracción se llevaron a cabo utilizando una máquina universal con una capacidad de fuerza máxima de 350 kN. Los especímenes de hormigón armado se colocaron en un travesaño horizontal perforado de la viga de la máquina, de tal manera que la barra de refuerzo pase a través del orificio de la viga. La carga se aplicó mediante el control del desplazamiento a una velocidad constante de 1,2 mm/min. El deslizamiento del extremo libre de la barra de refuerzo se monitoreó mediante un sensor de desplazamiento láser sin contacto, ubicado inicialmente a una distancia de 40 mm del extremo de la barra. En la figura 1, se ilustra la configuración experimental y las condiciones de cargas que se implementaron en los ensayos de extracción o *pull – out* para evaluar la adherencia entre el hormigón y las barras de refuerzo.

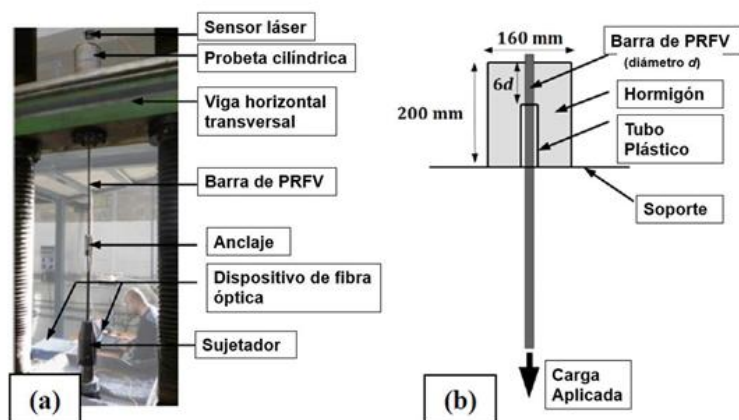


Fig. 1- Ensayo de extracción. a) Configuración experimental y b) Condiciones de carga. [30]

El principal resultado que se extrae de un ensayo de extracción o *pull – out* es la curva que relaciona la tensión de adherencia (τ) local y el deslizamiento de la barra de refuerzo dentro de la masa de hormigón (S). La tensión de adherencia (τ) en cualquier etapa de carga se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{F}{\pi d_b l_e} \quad (1)$$

Donde F es la fuerza de tracción aplicada en el extremo cargado de la barra, d_b es el diámetro de la barra de refuerzo y l_e es la longitud adherida de la barra dentro de la masa de hormigón, que en este caso es igual a seis veces el diámetro de la barra ($l_e = 6d_b$).

A continuación, se muestra en la figura 2 la curva que refleja el comportamiento de la tensión de adherencia (τ) contra el deslizamiento de la barra (S), para el caso objeto de estudio de esta investigación, que constituye la muestra ensayada con la barra de PRFV, recubierta con arena y de diámetro 12,7 mm (GLASS-S-12.7). La máxima tensión de adherencia registrada para la muestra mencionada fue de 9,28 MPa.

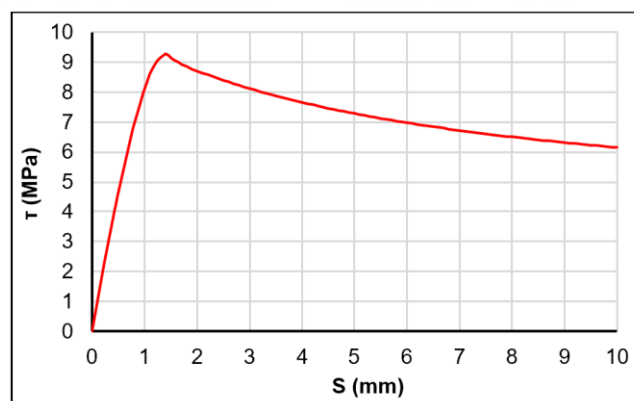


Fig. 2- Curva tensión de adherencia (τ) contra deslizamiento de la barra (S) para la muestra GLASS-S-12.7. [30]

3. MODELACIÓN COMPUTACIONAL DEL ENSAYO DE EXTRACCIÓN O PULL-OUT

En esta investigación, se llevó a cabo un modelo numérico empleando el programa ABAQUS-CAE en su versión 2017, empleando para el análisis el Método de Elementos Finitos (MEF), para evaluar la adherencia entre barras de PRFV y el hormigón, realizado en la investigación de [30]. A continuación, se muestran las diferentes invariantes del proceso de modelación computacional que se tuvieron en cuenta: geometría, materiales, implementación de la adherencia, cargas y condiciones de borde.

3.1. GEOMETRÍA

Dada la geometría de la muestra objeto de estudio, que consiste en una probeta cilíndrica de hormigón con una barra de geometría cilíndrica también y embebida en el centro de la probeta, se adoptó un modelo axisimétrico en 2D deformable y tipo *Shell* en el que la barra de refuerzo se coloca a lo largo del eje de simetría. Los elementos axisimétricos permiten modelar cuerpos en revolución bajo condiciones de carga axialmente simétricas, tal y como sucede en el ensayo de extracción realizado por [30]. Para poder generar el cuerpo en revolución del modelo completo, se creó la sección transversal plana de la probeta y la barra de refuerzo alrededor del eje de simetría. En ese sentido, en el plano de referencia, la probeta cilíndrica de hormigón tiene dimensiones de 8 cm de radio y 20 cm de altura, mientras que la barra de PRFV tiene un radio de 6,35 cm y una altura de 40 cm. En la zona en donde la barra se encuentra dentro de la probeta de hormigón, solo se dejó en contacto con dicho material una longitud de la barra igual a seis veces su diámetro ($l_e = 6d_b$), mientras que en el resto de la altura de la probeta, se dejó un espacio vacío entre la barra y el hormigón, para simular el mismo efecto que se genera en el ensayo con la colocación de un tubo entre la barra de refuerzo y el hormigón, con el objetivo de romper la adherencia cerca del lado cargado del cilindro. También se creó en el modelo axisimétrico, una partición en la zona de contacto de la barra con el hormigón, que representa una interfaz muy delgada de un espesor igual a 0,1 mm para modelar la adherencia entre la barra de PRFV y el hormigón. En la figura 3, se muestra la sección transversal de referencia del modelo axisimétrico creado y el modelo en 3D generado a partir de girar la sección transversal de referencia alrededor del eje de simetría.

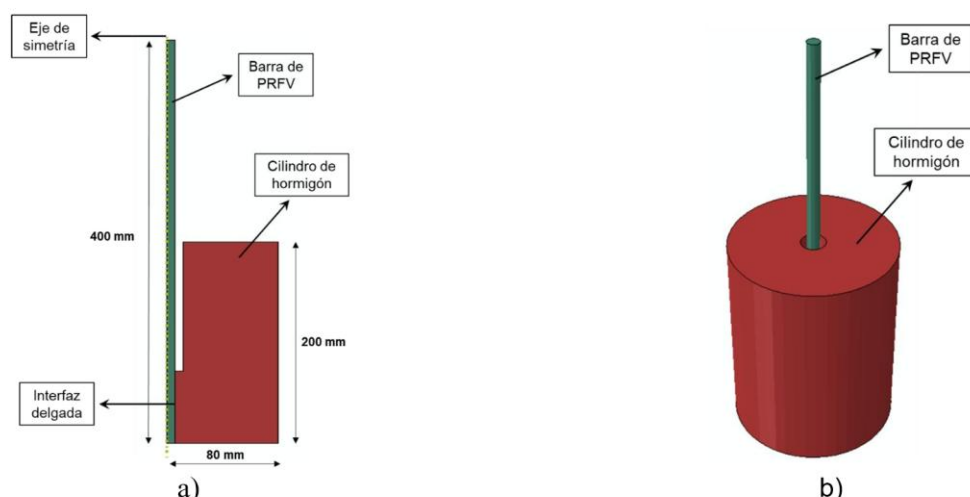


Fig. 3- Modelo axisimétrico de la muestra del ensayo. a) Sección transversal de referencia y b) Modelo en 3D generado.

3.2. MATERIALES

Para idealizar el comportamiento de diversos materiales y asignarlo a cada una de las partes componentes del modelo, el programa ABACUS/CAE posee una interface destinada al empleo de modelos constitutivos. En la modelación del ensayo se representan constitutivamente dos materiales: el PRFV y el hormigón.

En el caso del refuerzo de PRFV, se consideró un modelo constitutivo lineal y elástico hasta la rotura. A continuación, se muestra en la tabla 1 las propiedades del polímero empleadas en la investigación.

Tabla 1- Propiedades físico – mecánicas de la barra de PRFV empleadas en la modelación.

Densidad (kN/m ³)	Módulo de elasticidad (MPa)	Resistencia límite a tracción (MPa)	Coefficiente de Poisson
19,9	55000	1100	0,2

Para simular la respuesta no lineal del material hormigón, se empleó el Modelo de Daño Plástico (MDP), el cual depende de un conjunto de parámetros constitutivos y de curvas de comportamiento en compresión y tracción uniaxial del hormigón [32]. A continuación, se muestran en la tabla 2 los parámetros constitutivos empleados en el Modelo de Daño Plástico del hormigón.

Tabla 2- Parámetros constitutivos del Modelo de Daño Plástico del hormigón.

ψ°	K_c	$(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})$	ϵ	μ
35°	0,67	1,16	0,1	0,0005

El comportamiento a compresión del hormigón fue definido mediante el modelo propuesto por [33] cuya expresión analítica se muestra en la ecuación 2, donde f'_c es la resistencia a compresión del hormigón, la cual es igual a 28,1 MPa; ϵ_c es la deformación en compresión del hormigón y ϵ_o es la deformación alcanzada para la máxima resistencia a compresión que es igual a 0,002.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (2)$$

El comportamiento a tracción del hormigón está definido según el modelo del código [34], donde se caracteriza por presentar un comportamiento lineal y elástico para el hormigón no fisurado, hasta donde se alcanza el valor de la máxima resistencia a la tracción, la cual puede ser estimada según la ecuación 3, donde f_{ctm} es la resistencia media a la tracción del hormigón, $f_{ctko.m} = 1,40 \text{ MPa}$, $f_{cko} = 10 \text{ MPa}$ y f_{ck} es la resistencia a tracción del hormigón.

$$f_{ctm} = f_{ctko.m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{cko}} \right)^{2/3} \quad (3)$$

El módulo de deformación longitudinal del hormigón (E_c) se determinó basándose en la ecuación 4 a partir del modelo propuesto por [33] y su coeficiente de Poisson se definió igual a $\nu = 0,2$.

$$E_c = 4500 \sqrt{f'_c} \quad (4)$$

Para el comportamiento del hormigón fisurado, se adopta un modelo tensión de tracción (σ_{ct}) contra abertura de fisura (w), que responde a las expresiones analíticas de las ecuaciones 5 a la 8, siendo G_F la energía de fractura y α_F coeficiente que depende del tamaño máximo del árido, según el código [34].

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,85 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } 0,15f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \quad (5)$$

$$\sigma_{ct} = \frac{0,15f_{ctm}}{w_c - w_1} (w_c - w) \quad \text{para } 0 \leq \sigma_{ct} \leq 0,15f_{ctm} \quad (6)$$

$$w_1 = 2 \frac{G_F}{f_{ctm}} - 0,15w_c \quad (7)$$

$$w_c = \alpha_F \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (8)$$

3.3. SIMULACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE LA BARRA DE PRFV CON EL HORMIGÓN

Para poder simular el comportamiento de la adherencia entre la barra de refuerzo de PRFV y el hormigón, se empleó en esta investigación, el modelo de zona cohesiva que tiene implementado el programa ABACUS/CAE (ABAQUS/CAE, 2020). Para ello, se creó una capa o interfaz muy delgada de 0,1 mm de espesor, en la zona de contacto entre la barra de refuerzo con el hormigón (zona de longitud adherida de la barra), a la cual se le asignaron propiedades de un material cohesivo a partir de la teoría que tiene implementado el programa ABACUS/CAE en el modelo de zona cohesiva. En la figura 4 se muestra una vista en 3D de la interfaz delgada del elemento cohesivo y su ubicación en el modelo numérico.

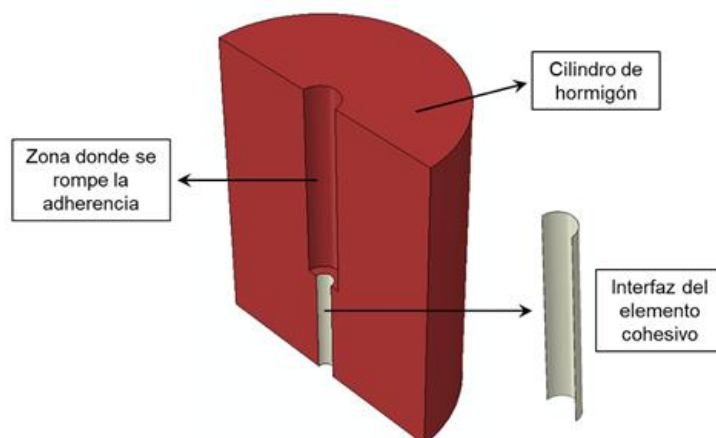


Fig. 4- Ubicación de la interfaz del elemento cohesivo que simula la adherencia entre la barra de PRFV y el hormigón.

Las leyes constitutivas asociadas al modelo de zona cohesiva relacionan el esfuerzo o tensión con la separación o deslizamiento a través de la interfaz. Estas leyes describen como se incrementa el esfuerzo a medida que la interfaz se deforma, hasta alcanzar un valor crítico, a partir del cual comienza la degradación y eventualmente el fallo. La ley constitutiva más común empleada en el modelo de zona cohesiva es la ley de tracción (t) – separación (δ) que tiene implementado el programa ABACUS/CAE. Esta ley se puede formular matricialmente asumiendo que los componentes de la rigidez normal y tangencial del elemento cohesivo (interfaz) están desacoplados. En ese sentido, matricialmente la ley tracción (t) – separación (δ) de materiales cohesivos se formula de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = (1 - D) \begin{bmatrix} K_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & K_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} \quad (9)$$

En la expresión anterior, t_n es la tensión nominal de contacto en la dirección normal al plano de la interfaz; mientras que t_s y t_t son tensiones de contacto tangenciales a lo largo de las direcciones longitudinal y transversal con respecto al plano de la interfaz. δ_n , δ_s y δ_t son los desplazamientos o separaciones correspondientes a las tensiones mencionadas anteriormente. K_{nn} es la rigidez inicial de contacto en la dirección normal al plano de la interfaz; mientras que K_{ss} y K_{tt} son las rigideces de contacto tangenciales a lo largo de las direcciones longitudinal y transversal con respecto al plano de la interfaz. Por último, el parámetro D , es la variable de daño escalar que va desde un valor igual a 0 (sin daño) hasta un valor máximo igual a 1 que representa el daño total.

A los efectos de simular la adherencia entre las barras de PRFV y el hormigón, se puede considerar a la tensión de adherencia (τ) como las tensiones tangenciales de contacto (t_s y t_t) del vector tracción y al deslizamiento de la barra (S) como los desplazamientos asociados a las tensiones tangenciales de contacto (δ_s y δ_t) del vector separación. La rigidez inicial (K) en el rango elástico del comportamiento adherente entre el refuerzo de PRFV y el hormigón, se puede tomar como las rigideces de contacto tangenciales K_{ss} y K_{tt} de la ley tracción (t) – separación (δ) de materiales cohesivos; mientras que la variable de daño escalar (D), se puede expresar en función de la tensión de adherencia (τ), del desplazamiento (δ) y de la rigidez inicial (K), de la siguiente manera:

$$D(\delta) = 1 - \frac{\tau(\delta)}{K_T \delta} \quad (10)$$

Finalmente, a la interfaz creada en el modelo numérico (ver figura 6), se le asignó un material caracterizado por el comportamiento de la ley tracción (t) – separación (δ) y se le implementaron una serie de parámetros extraídos de la investigación de [30], que son necesarios para asignar el material cohesivo a la interfaz. Estos parámetros son: la rigidez inicial en la etapa elástica (K), donde se asignó un valor de $K = 23,41 \text{ MPa/mm}$, el esfuerzo máximo que define el fallo ($\tau_{m\acute{a}x}$), que en este caso es igual a $\tau_{m\acute{a}x} = 9,28 \text{ MPa}$ y la evolución del daño, que se implementa con una ley a partir de aplicar la ecuación 10, donde se describe como se degrada la rigidez de la interfaz a medida que se acumula el daño.

3.4. CARGAS

En el modelo numérico desarrollado en ABAQUS/CAE, se aplicó una carga monotónica incremental en forma de desplazamiento axial (en la dirección de extracción), a los nodos del extremo superior de la barra de PRFV, siguiendo el mismo protocolo de carga en el ensayo realizado por [30]. El valor total de desplazamiento aplicado en el extremo de la barra fue de 10 mm, debido a que ese fue el máximo desplazamiento medido en los ensayos de extracción o *pull – out* realizados por [30]. Esta carga aplicada en forma de desplazamiento axial sobre la barra de refuerzo, se configuró en el módulo *Step* del programa ABAQUS/CAE, a través de un análisis *Static General*.

3.5. CONDICIONES DE BORDE

Con relación a las condiciones de borde del modelo numérico, para poder simular lo implementado en el ensayo, se restringió el desplazamiento vertical en los nodos del cilindro de hormigón que están en contacto con el soporte de reacción en la configuración del ensayo real (ver figura 1b). Las otras caras del cilindro de hormigón se dejaron libres de restricciones de desplazamientos. En la figura 5, se muestra la carga axial aplicada a la barra de PRFV y las condiciones de borde aplicados al modelo numérico.

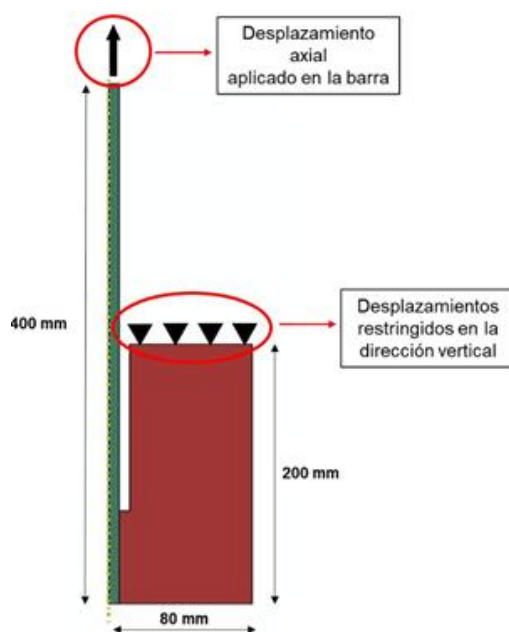


Fig. 5- Carga aplicada y condiciones de borde del modelo numérico.

3.6. CALIBRACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Los tipos de elementos adoptados en el modelo fueron, tanto para el cilindro de hormigón como para la barra de PRFV el denominado CAX4R (CAX por su nombre en inglés *Continuum Axisymmetric*, cuadrilátero de 4 nodos con integración reducida) y para la interfaz delgada, el tipo de elemento COHAX4 (elemento cohesivo axisimétrico de cuatro nodos), debido a que fue la configuración que arrojó menor error relativo (0,22%) con respecto al resultado del valor de tensión máxima de adherencia registrado en el ensayo. Para determinar la densidad óptima de malla, se evaluaron 10 densidades de mallas diferentes (desde 10 mm hasta 1 mm) en todo el modelo, y se realizaron corridas para analizar el error relativo entre la tensión de adherencia máxima registrada en el modelo con respecto a la máxima tensión de adherencia registrada en el ensayo. En la figura 6 se presenta el gráfico de máxima tensión de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$) contra las distintas densidades de mallas.

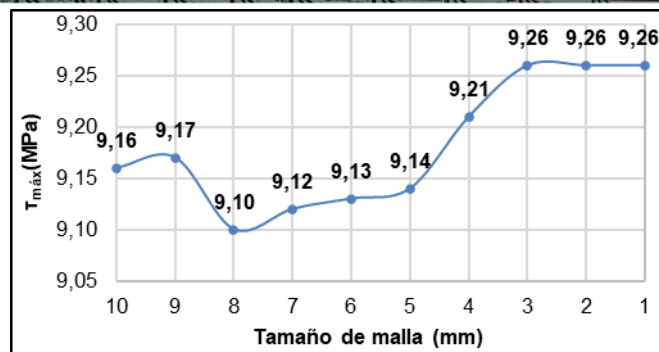


Fig. 6- Valores de máxima tensión de adherencia obtenidas para las densidades de mallas propuestas.

A partir de lo mostrado en la figura 8, se decide establecer como valor definitivo de densidad de malla, el tamaño de 1 mm, debido a que junto con las mallas de 2 y 3 mm arrojaron el menor valor de error relativo de 0,22 % y aunque fue el tamaño de malla que mayor costo computacional presentó, no constituye un costo computacional elevado, ya que el tiempo de corrida fue de 2 minutos aproximadamente y además, la curva de comportamiento obtenida con la malla de 1 mm fue la que mejor aproximación tuvo con respecto a la curva de tensión de adherencia (τ) - deslizamiento de la barra (S) obtenida en el ensayo físico.

El proceso de calibración física también fue llevado a cabo en el modelo y para ello se tuvieron en cuenta la resistencia a compresión del hormigón y la tensión máxima de adherencia registrada en el ensayo, con el objetivo de lograr una mayor convergencia entre los resultados. En este sentido, el modelo constitutivo elasto - plástico del hormigón fue calibrado a partir de generar curvas de comportamiento con el valor medio y los extremos del intervalo, generados al establecer una desviación estándar de 2,4 MPa para dicho parámetro, para así determinar la máxima tensión de adherencia entre el refuerzo de PRFV y el hormigón como variable respuesta. Con estos resultados, la posible resistencia a compresión del experimento fue estimada a través de un análisis inverso y el ensayo fue simulado con estas nuevas condiciones para compararlo con los resultados obtenidos en el ensayo real. En la figura 7, se muestra la comparación entre la curva del comportamiento de tensión de adherencia (τ) contra el deslizamiento de la barra (S), obtenida en el ensayo experimental realizado por [30] y la curva del comportamiento adherente obtenida en la modelación numérica, después de realizados los procesos de calibración matemática y física.

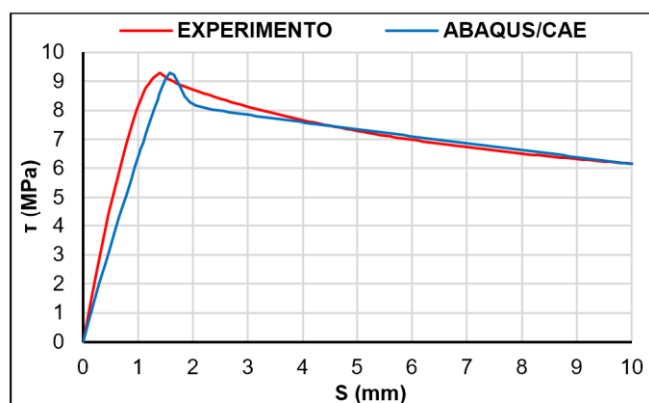


Fig. 7- Comparación entre las curvas tensión de adherencia (τ) – deslizamiento de la barra (S) obtenidas en el ensayo y en el modelo numérico.

4. RESULTADOS

4.1. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS Y FÍSICO - MECÁNICOS A EVALUAR EN EL COMPORTAMIENTO ADHERENTE HORMIGÓN - BARRAS DE PRFV

En este estudio se evalúa la influencia de tres parámetros esenciales en el comportamiento adherente entre barras de PRFV y el hormigón. Para ello, se realiza un diseño experimental multifactorial, en el que se consideraron tres variables independientes, tomando cada una de ellas tres niveles de valores. Las variables independientes a considerar fueron: la resistencia a compresión del hormigón (f'_c), tomando valores de $f'_c = 20 \text{ MPa}$, $f'_c = 30 \text{ MPa}$ y $f'_c = 40 \text{ MPa}$; el diámetro de la barra del refuerzo (d_b), tomando valores de $d_b = 9,5 \text{ mm}$, $d_b = 12,7 \text{ mm}$ y $d_b = 15,9 \text{ mm}$ y el recubrimiento del hormigón (c_b), tomando valores de $c_b = 30 \text{ mm}$, $c_b = 45 \text{ mm}$ y $c_b = 60 \text{ mm}$. La combinación de los tres niveles de cada parámetro, dio lugar a un total de 27 corridas de modelos numéricos y a partir de ello, se evaluó su influencia en las siguientes variables dependientes: en la máxima tensión de adherencia ($\tau_{máx}$) entre el refuerzo de PRFV y el hormigón, y en el deslizamiento de la barra de PRFV dentro de la masa de hormigón (S_1), obtenido este último resultado para el valor la máxima tensión de adherencia.

4.2. INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

En la figura 8, se muestra el resultado de la variación de la máxima tensión de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$) y del deslizamiento de la barra de PRFV (S_1), en la medida en que se varía la resistencia a compresión del hormigón (f'_c).

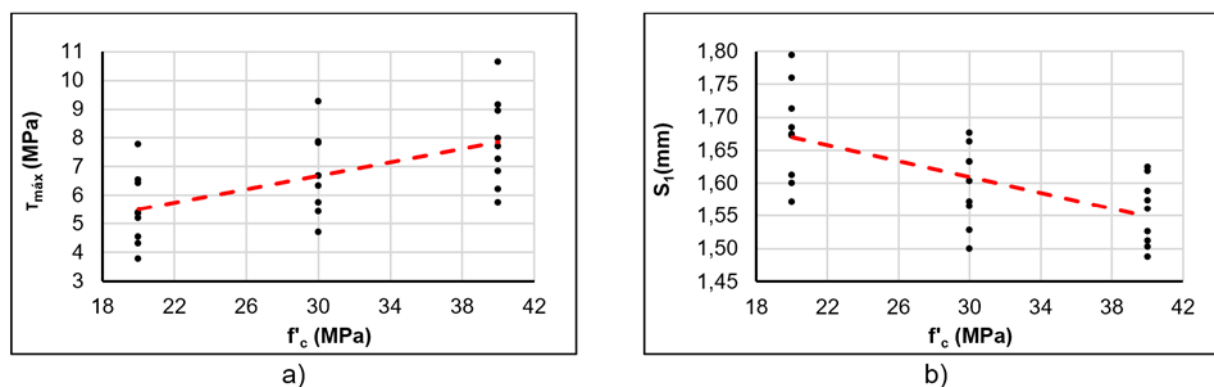


Fig. 8- Influencia de la resistencia a compresión del hormigón en: a) la máxima tensión de adherencia y b) el deslizamiento de la barra de PRFV.

En la figura anterior se puede apreciar, en el caso de la máxima tensión de adherencia (Figura 8.a), como en la medida que se incrementa la resistencia a compresión del hormigón (f'_c), se obtienen incrementos en los valores de la máxima tensión de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$). Los hormigones de mayor calidad incrementan las tensiones moleculares y capilares en zona de contacto hormigón – barra de PRFV y a la vez, ofrecen mayor resistencia mecánica en la interface. En términos de promedio general, se obtuvo un incremento de 19,95% de tensión máxima de adherencia en la medida en que se incrementa la resistencia a compresión del hormigón. En el caso de los valores de deslizamiento de la barra de PRFV registrados (Figura 8.b), se evidencia como en la medida que se incrementa la resistencia a compresión del hormigón (f'_c), se obtiene una disminución en los valores de deslizamiento de la barra de PRFV (S_1) dentro de la masa del hormigón. Si se incrementa la tensión de adherencia cuando se aumenta la resistencia a compresión del hormigón, al existir una mayor fuerza de unión en la interface entre ambos materiales, el deslizamiento relativo entre el hormigón y el refuerzo de PRFV necesariamente tiene que ser menor. En términos de promedio general, se obtuvo una disminución de 3,81% de deslizamiento de la barra de PRFV en la medida en que se incrementa la resistencia a compresión del hormigón.

4.3. INFLUENCIA DEL DIÁMETRO DE LA BARRA DE PRFV

En la figura 9 se muestra el resultado de la variación de la máxima tensión de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$) y del deslizamiento de la barra de PRFV (S_1), en la medida en que se varía el diámetro de la barra de PRFV (d_b).

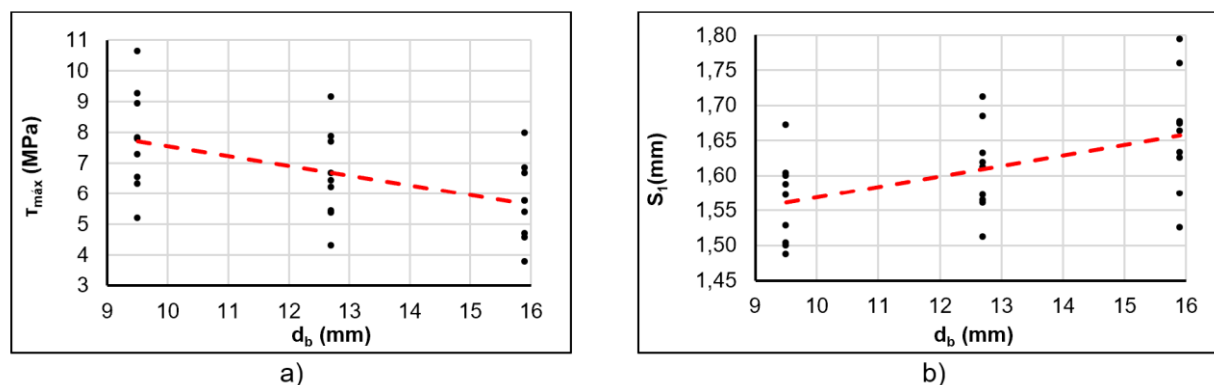


Fig. 9- Influencia del diámetro de la barra en: a) la máxima tensión de adherencia y b) el deslizamiento de la barra de PRFV.

En la figura anterior se evidencia, en el caso de la máxima tensión de adherencia (Figura 9.a), como en la medida que se incrementa el diámetro de la barra del refuerzo de PRFV (d_b), disminuyen los valores de la máxima tensión de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$). Como la adherencia depende en lo fundamental de la cantidad de hormigón que rodee al refuerzo, cuanto mayor sea el diámetro de la barra, la superficie cobaricéntrica disminuye y más se debilita la adherencia. Por eso, barras de mayor diámetro, a igualdad de las restantes condiciones, requieren mayores longitudes de anclaje. En términos de promedio general, se obtuvo una disminución de 16,66% de tensión máxima de adherencia en la medida en que se incrementa el diámetro de la barra de PRFV. En el caso de los valores de deslizamiento de la barra de PRFV registrados (Figura 9.b), se evidencia como en la medida que se incrementa el diámetro de la barra del refuerzo de PRFV (d_b), se obtienen incrementos de los valores del deslizamiento de la barra de PRFV dentro del hormigón (S_1). Si disminuye la tensión de adherencia cuando se incrementa el diámetro de la barra del refuerzo de PRFV, al existir una menor fuerza de unión en la interface entre ambos materiales, entonces el deslizamiento relativo entre el hormigón y el refuerzo de PRFV necesariamente tiene que aumentar. En términos de promedio general, se obtuvo un incremento de 3,05% de deslizamiento de la barra de PRFV en la medida en que se incrementa el diámetro de la barra del refuerzo.

4.4. INFLUENCIA DEL RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN

A continuación, se muestra en la figura 10 el resultado de la variación de la máxima tensión de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$) y del deslizamiento de la barra de PRFV dentro del hormigón (S_1), en la medida en que se varía el recubrimiento del hormigón (c_b).

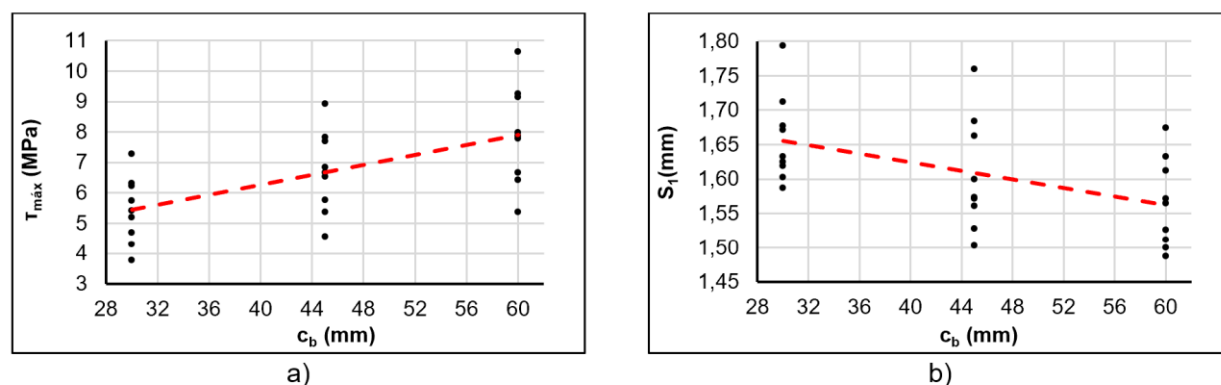


Fig. 10- Influencia del recubrimiento del hormigón en: a) la máxima tensión de adherencia y b) el deslizamiento de la barra de PRFV.

Como se puede observar en la figura anterior, en el caso de la máxima tensión de adherencia (Figura 10.a), en la medida que se incrementa el recubrimiento del hormigón (c_b), se obtienen incrementos en los valores de la tensión máxima de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$). Cuando se incrementa el recubrimiento del hormigón, se incrementa el confinamiento sobre la barra de refuerzo de PRFV y permite que la barra desarrolle una mayor fuerza de apoyo, lo que resulta en una mayor resistencia de adherencia al hormigón. En términos de promedio general, se obtuvo un incremento de 20,56% de tensión máxima de adherencia en la medida en que se incrementa el recubrimiento del hormigón. En el caso de los valores de deslizamiento de la barra de PRFV registrados (Figura 10.b), se evidencia como en la medida que se incrementa el recubrimiento del hormigón (c_b), se obtiene una disminución en los valores de deslizamiento de la barra de PRFV (S_1) dentro de la masa de hormigón. Cuando se incrementa el recubrimiento del hormigón, se incrementa el confinamiento sobre la barra de refuerzo de PRFV y permite que la barra desarrolle una mayor fuerza de apoyo, lo que resulta en una mayor resistencia de adherencia al hormigón y, por lo tanto, el desarrollo del deslizamiento del refuerzo de PRFV tiende a disminuir. En términos de promedio general, se obtuvo una disminución de 2,96% de deslizamiento de la barra de PRFV en la medida en que se incrementa el recubrimiento del hormigón.

4.5. ECUACIÓN OBTENIDA POR ANÁLISIS DE REGRESIÓN MÚLTIPLE QUE PREDICE LA MÁXIMA TENSIÓN DE ADHERENCIA

Una vez realizado el estudio paramétrico, se desarrolló un modelo de regresión múltiple, mediante la utilización del programa STATGRAPHICS Centurion XV, que permite predecir la máxima tensión de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$) entre las barras de PRFV y el hormigón. Las variables independientes seleccionadas para el modelo fueron la resistencia a compresión del hormigón (f'_c), el diámetro de la barra (d_b) y el recubrimiento del hormigón (c_b). En ese sentido, se muestra en la ecuación 11, el modelo de regresión obtenido que predice la máxima tensión de adherencia, con un valor de coeficiente de determinación $R^2 = 98,03$, lo que explica el 98,03% de la variabilidad de la tensión máxima de adherencia, indicando una buena calidad en el ajuste del modelo de regresión conseguido.

$$\tau_{m\acute{a}x} = 3,49094 - 0,318403d_b + 0,0823704c_b + 0,1175f'_c \quad (11)$$

En la expresi3n anterior, las variables diámetro de barra (d_b) y recubrimiento del hormig3n (c_b), se introducen en mm, mientras que la variable resistencia a compresi3n del hormig3n (f'_c) se introduce en MPa y el resultado de la máxima tensi3n de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$) sale en MPa.

4.6. COMPARACI3N DE LA ECUACI3N DE REGRESI3N OBTENIDA CON EXPRESIONES DE DIFERENTES NORMAS

A continuaci3n, se realiza una comparaci3n entre la ecuaci3n de regresi3n obtenida (ecuaci3n 11) y las expresiones establecidas en diferentes normas consultadas, acerca de la longitud de anclaje del refuerzo de PRFV en el hormig3n, convertidas a determinar la máxima tensi3n de adherencia para dicha longitud de anclaje. Las normas escogidas para la comparaci3n son: el c3digo estadounidense ACI 440.1R del 2015 [27], y las normas canadienses CSA S806 del 2017 y CSA S6 del 2014 [28, 29] respectivamente. A continuaci3n, se presentan las ecuaciones 12-14 resultantes para cada normativa, respectivamente.

$$\tau_{m\acute{a}x} = 0,083\sqrt{f'_c} \left(4 + 0,3 \frac{C}{d_b} + 100 \frac{d_b}{l_e} \right) \quad (12)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{d_{cs}\sqrt{f'_c}}{1,15\pi d_b k_1 k_2 k_3 k_4 k_5} \quad (13)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{0,4\sqrt{f'_c} \left[d_{cs} + K_{tr} \frac{E_{FRP}}{E_s} \right]}{0,45\pi d_b k_1 k_4} \quad (14)$$

En las expresiones anteriores, además de contener los tres parámetros analizados en esta investigaci3n: la resistencia a compresi3n del hormig3n (f'_c), el diámetro de la barra de PRFV (d_b) y el recubrimiento del hormig3n (C , y d_{cs}); existen otros parámetros dimensionales como son: la longitud adherida de la barra de PRF (l_e), el efecto del confinamiento que brinda el refuerzo transversal (K_{tr}), el m3dulo de elasticidad de la barra de PRF (E_{FRP}) y el m3dulo de elasticidad del acero (E_s) respectivamente. De igual manera, existen parámetros adimensionales como son: el factor que tiene en cuenta la posici3n del refuerzo durante el hormigonado (k_1), factor que tiene en cuenta la densidad del hormig3n (k_2), factor que tiene en cuenta la influencia del diámetro de la barra (k_3), el factor que tiene en cuenta el tipo de fibra de la barra de PRF (k_4) en la norma CSA S806 del 2017 [28], el factor que tiene en cuenta la relaci3n entre la resistencia de adherencia de la barra de PRF y una barra de acero de igual área (k_4) en la norma CSA S6 del 2014 [29] y el factor que tiene en cuenta la geometría de la superficie de la barra de PRF (k_5). A partir de lo anterior es importante seãalar, que la comparaci3n realizada entre la ecuaci3n de regresi3n obtenida (ecuaci3n 11) y las expresiones establecidas en las tres normas consultadas (ecuaciones 12, 13 y 14), se efectu3 a partir de simplificar las expresiones de las normas introduciendo valores fijos a los factores que no se tuvieron en cuenta en la parametrizaci3n de esta investigaci3n. En ese sentido, el factor $k_1 = 1$, ya que no se tom3 en cuenta la influencia de la posici3n del refuerzo durante el hormigonado; el factor $k_2 = 1$, debido a que se trata de hormig3n de densidad normal; el factor $k_4 = 1$ en el caso de la norma CSA S806 del 2017 [28], debido a que se trata de un refuerzo de PRFV (fibra de vidrio); el factor $k_4 = 0,8$ en el caso de la norma CSA S6 del 2014 [29], debido a que no se cuenta con resultados experimentales similares empleando barras de acero de refuerzo; el factor $k_5 = 1$, debido a que el refuerzo de PRFV se encuentra recubierto con arena y el parámetro $K_{tr} = 0$, debido a que no se est3 analizando la influencia del confinamiento que brinda el refuerzo transversal en la adherencia.

En la Figura 11, se representan los valores promedio de las diferencias (en t3rminos porcentuales), entre los valores de la máxima tensi3n de adherencia obtenidos con las expresiones simplificadas reportadas en las normas consultadas (ecuaciones 12, 13 y 14), con respecto a los valores de tensi3n máxima de adherencia obtenidos con la ecuaci3n de regresi3n propuesta en esta investigaci3n (ecuaci3n 11).

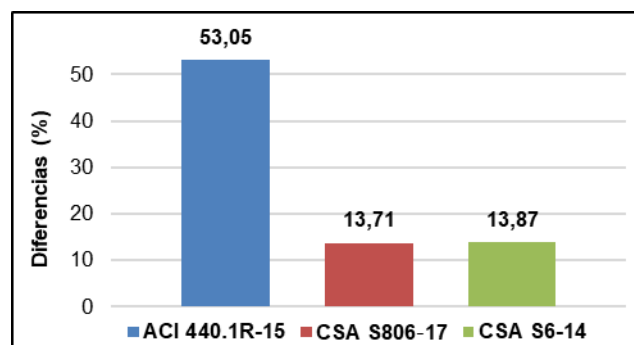


Fig. 11- Diferencias porcentuales de los resultados de las expresiones de las normas con respecto a la ecuaci3n de regresi3n.

En la figura anterior se aprecian diferencias, en el rango entre 13% y 54%, entre las expresiones reportadas en las tres normas consultadas [27-29] y la ecuación de regresión obtenida. En el caso de la norma estadounidense [27] se reporta una diferencia en promedio de 53,05% con relación a la ecuación de regresión, sin embargo, con relación a las normas canadienses [28, 29], las diferencias no superan el 14 %. Es importante señalar que la diferencia obtenida con relación a la expresión del ACI 440.1R [27] se debe fundamentalmente a que, en dicho código, se calcula directamente el valor de la máxima tensión de adherencia en función de parámetros dimensionales (f'_c, d_b, C y l_e) y no presenta otros factores adimensionales que afecten su valor, como sí lo presentan las otras normas canadienses analizadas [28, 29]. Por otra parte, la expresión de la norma estadounidense [27], incluye el valor de la longitud adherida de la barra de PRF (l_e), mientras que las expresiones de las dos normas canadienses [28, 29] no lo tienen en cuenta cuando se calcula la máxima tensión de adherencia.

Una vez obtenidas las diferencias porcentuales promedio de los resultados de las expresiones de las normas [27-29] con respecto a la ecuación de regresión (ecuación 11), se procede a analizar la influencia, en las diferencias alcanzadas, de cada uno de los tres parámetros estudiados en la investigación. En ese sentido, se muestra en la figura 12, la influencia de los valores fijados de la resistencia a compresión del hormigón, en las diferencias porcentuales de los resultados de la máxima tensión de adherencia de las expresiones de las tres normas consultadas [27-29], con respecto a la ecuación de regresión.

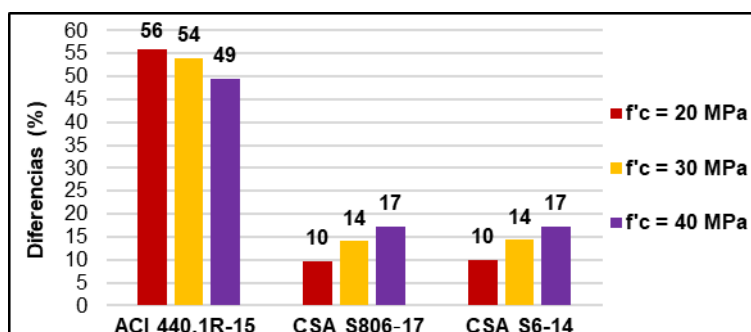


Fig. 12- Influencia de la resistencia del hormigón en las diferencias (%) de los resultados de las normas con respecto a la ecuación de regresión.

Analizando la influencia de los tres valores fijados de resistencia a compresión del hormigón, en la figura 12 se observa cómo, las diferencias porcentuales de los resultados de la expresión de la norma ACI 440.1R [27] con respecto a la ecuación de regresión, se encuentran en el intervalo de 49% a 56%; mientras que en el caso de las expresiones de las normas CSA S806 del 2017 [28] y CSA S6 del 2014 [29], las diferencias con respecto a la ecuación de regresión se encuentran en el intervalo de 10% a 17%. También se puede observar como en el caso de la norma ACI 440.1R [27], existe una tendencia a que disminuyan las diferencias porcentuales con respecto a la ecuación de regresión, en la medida en que se aumenta la calidad del hormigón; mientras que en los casos de las normas canadienses [28, 29], existe una tendencia a que se incrementen las diferencias porcentuales con respecto a la ecuación de regresión, en la medida en que se aumenta la resistencia a compresión del hormigón.

En la figura 13, se muestra la influencia de los valores fijados del diámetro de la barra de PRFV, en las diferencias porcentuales de los resultados de la máxima tensión de adherencia de las expresiones de las tres normas consultadas [27-29], con respecto a la ecuación de regresión.

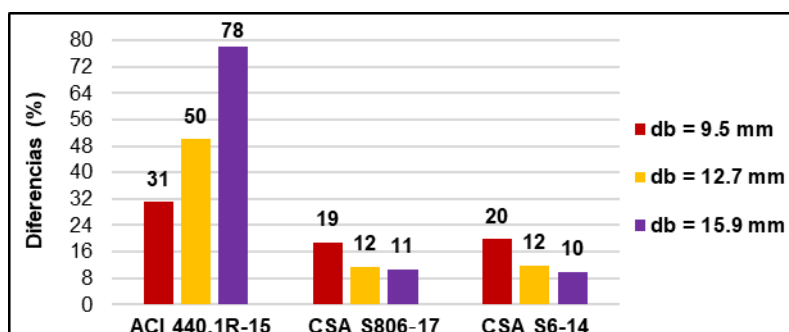


Fig. 13- Influencia del diámetro de la barra en las diferencias (%) de los resultados de las normas con respecto a la ecuación de regresión.

Analizando la influencia de los tres valores fijados del diámetro de la barra de PRFV, en la figura 13 se observa cómo, las diferencias porcentuales de los resultados de la expresión de la norma ACI 440.1R [27] con respecto a la ecuación de regresión, se encuentran en el intervalo de 31% a 78%, mientras que en el caso de las expresiones de las normas CSA S806 del 2017 [28] y CSA S6 del 2014 [29], las diferencias con respecto a la ecuación de regresión se encuentran en el intervalo de 10% a 20%. También se puede observar como en el caso de la norma ACI 440.1R [27], existe una tendencia a que se incrementen las diferencias porcentuales con respecto a la ecuación de regresión, en la medida en que se aumenta el diámetro de la barra; mientras que en los casos de las normas canadienses [28, 29], existe una tendencia a que disminuyan las diferencias porcentuales con respecto a la ecuación de regresión, en la medida en que se aumenta el diámetro de la barra de PRFV.

En la figura 14, se muestra la influencia de los valores fijados del recubrimiento del hormigón, en las diferencias porcentuales de los resultados de la máxima tensión de adherencia de las expresiones de las tres normas consultadas, con respecto a la ecuación de regresión.

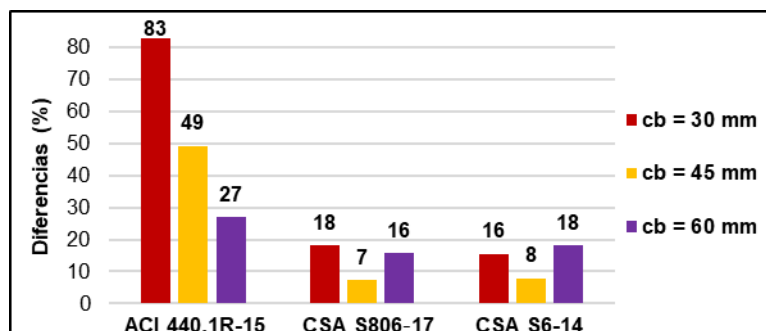


Fig. 14- Influencia del recubrimiento del hormigón en las diferencias (%) de los resultados de las normas con respecto a la ecuación de regresión.

Analizando la influencia de los tres valores fijados del recubrimiento del hormigón, en la figura 14 se observa cómo, las diferencias porcentuales de los resultados de la expresión de la norma ACI 440.1R [27] con respecto a la ecuación de regresión, se encuentran en el intervalo de 27% a 83%, mientras que en el caso de las expresiones de las normas CSA S806 del 2017 [28] y CSA S6 del 2014 [29], las diferencias con respecto a la ecuación de regresión se encuentran en el intervalo de 7% a 18%. También se puede observar como en el caso de la norma ACI 440.1R [27], existe una tendencia a que disminuyan las diferencias porcentuales con respecto a la ecuación de regresión, en la medida en que se aumenta el recubrimiento del hormigón; mientras que en los casos de las normas canadienses [28, 29], no se observa una tendencia uniforme entre las diferencias porcentuales con respecto a la ecuación de regresión, en la medida en que se aumenta el recubrimiento del hormigón.

5. CONCLUSIONES

Con el desarrollo de la presente investigación se obtuvo un modelo numérico de un ensayo de extracción que evalúa la adherencia entre barras de PRFV y el hormigón con el empleo del Método de Elementos Finitos (MEF) ajustado a resultados experimentales. Este modelo se calibró matemática y físicamente con respecto a un ensayo real, por lo que sirve de base a futuras investigaciones en el tema. En referencia al análisis de la influencia de los parámetros en el comportamiento adherente hormigón – barras de PRFV se tiene que en la medida en que se incrementan los valores de resistencia a compresión del hormigón en el rango de 20 MPa a 40 MPa, se aumenta la tensión de adherencia en un 19,95% y disminuye el deslizamiento de la barra en un 3,81%. En la medida en que se incrementan los valores del diámetro de la barra en el rango entre 9,5 mm y 15,9 mm, disminuye la tensión de adherencia en un 16,66% y se incrementa el deslizamiento de la barra en un 3,05%; y en la medida en que se incrementan los valores del recubrimiento del hormigón en el rango de 30 mm a 60 mm, se aumenta la tensión de adherencia en un 20,56% y disminuye el deslizamiento de la barra en un 2,96%. El estudio paramétrico realizado a partir del modelo numérico permitió que se obtuviera una ecuación de regresión que predice la máxima tensión de adherencia entre barras de PRFV y el hormigón, con un valor del coeficiente de determinación $R^2 = 98,03\%$, lo que indica una buena calidad en el ajuste del modelo de regresión obtenido. Finalmente, del estudio comparativo entre los valores obtenidos de tensión máxima de adherencia con la ecuación de regresión y las expresiones de las normas consultadas, se obtuvieron diferencias en promedio en el rango de 13% y 54%, donde las mayores influencias en alcanzar dichas diferencias, se dieron para el parámetro recubrimiento del hormigón, seguido por el diámetro de la barra y por la resistencia a compresión del hormigón, en ese orden respectivamente.

1. Z. Achillides and K. Pilakoutas, "Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions," *Journal of Composites for construction*, vol. 8, no. 2, pp. 173-181, 2004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2004\)8:2\(173\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:2(173))
2. B. Di, J. Wang, H. Li, J. Zheng, Y. Zheng, and G. Song, "Investigation of bonding behavior of FRP and steel bars in self-compacting concrete structures using acoustic emission method," *Sensors*, vol. 19, no. 1, p. 159, 2019. <https://doi.org/10.3390/s19010159>
3. W. Li, M. Zhou, F. Liu, Y. Jiao, and Q. Wu, "Experimental Study on the Bond Performance between Fiber-Reinforced Polymer Bar and Unsaturated Polyester Resin Concrete," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021, no. 1, p. 6676494, 2021. <https://doi.org/10.1155/2021/6676494>
4. E. Nepomuceno, J. Sena-Cruz, L. Correia, and T. D'Antino, "Review on the bond behavior and durability of FRP bars to concrete," *Construction Building Materials*, vol. 287, p. 123042, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123042>
5. G. Fava, V. Carvelli, and M. A. Pisani, "Remarks on bond of GFRP rebars and concrete," *Composites Part B: Engineering*, vol. 93, pp. 210-220, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.03.012>
6. K. Hossain, D. Ametrano, and M. Lachemi, "Bond strength of GFRP bars in ultra-high strength concrete using RILEM beam tests," *Journal of Building Engineering*, vol. 10, pp. 69-79, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2017.02.005>
7. K. M. A. Hossain, "Bond strength of GFRP bars embedded in engineered cementitious composite using RILEM beam testing," *International Journal of Concrete Structures Materials*, vol. 12, no. 1, p. 6, 2018. <https://link.springer.com/article/10.1186/s40069-018-0240-0>
8. B. Basaran and I. Kalkan, "Investigation on variables affecting bond strength between FRP reinforcing bar and concrete by modified hinged beam tests," *Composite Structures*, vol. 242, p. 112185, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.112185>
9. M. Eladawy, W. Chen, and B. Benmokrane, "Effect of bond strength of newly developed glass fiber-reinforced polymer bars on the load-slip performance," in *Proceedings of the 8th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures Montreal, QC, Canada, 2021*, pp. 18-20.
10. S. Solyom and G. L. Balázs, "Analytical and statistical study of the bond of FRP bars with different surface characteristics," *Composite Structures*, vol. 270, p. 113953, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.113953>
11. D. Michaud, A. Fam, and M.-A. Dagenais, "Development length of sand-coated GFRP bars embedded in Ultra-High performance concrete with very small cover," *Construction Building Materials*, vol. 270, p. 121384, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121384>
12. P. Zhang et al., "Influence of rib parameters on mechanical properties and bond behavior in concrete of fiber-reinforced polymer rebar," *Advances in Structural Engineering*, vol. 24, no. 1, pp. 196-208, 2021. <https://doi.org/10.1177/1369433220947196>
13. T. T. Akbas, O. C. Celik, and C. Yalcin, "Experimental bond behaviour of deformed CFRP rebars in high strength concrete," in *Proceeding of the Concrete—Innovation and Design, FIB Symposium, Copenhagen, Denmark, 2015*, pp. 18-20.
14. F. Yan, Z. Lin, and M. Yang, "Bond mechanism and bond strength of GFRP bars to concrete: A review," *Composites Part B: Engineering*, vol. 98, pp. 56-69, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.04.068>
15. J. S. Park, A. R. Lim, J. Kim, and J. Y. Lee, "Bond performance of fiber reinforced polymer rebars in different casting positions," *Polymer Composites*, vol. 37, no. 7, pp. 2098-2108, 2016. <https://doi.org/10.1002/pc.23388>
16. E. Golafshani, A. Rahai, and M. Sebt, "Artificial neural network and genetic programming for predicting the bond strength of GFRP bars in concrete," *Materials and Structures*, vol. 48, no. 5, pp. 1581-1602, 2015. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0256-0>
17. M. A. Köroğlu, "Artificial neural network for predicting the flexural bond strength of FRP bars in concrete," *Science Engineering of Composite Materials*, vol. 26, no. 1, pp. 12-29, 2019. <https://doi.org/10.1515/secm-2017-0155>
18. J. Alves, A. El-Ragaby, and E. El-Salakawy, "Durability of GFRP bars' bond to concrete under different loading and environmental conditions," *Journal of composites for construction*, vol. 15, no. 3, pp. 249-262, 2011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000161](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000161)
19. A. Borosnyói, "Influence of service temperature and strain rate on the bond performance of CFRP reinforcement in concrete," *Composite Structures*, vol. 127, pp. 18-27, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.02.076>

20. A. Godat, S. Aldaweela, H. Aljaberi, N. Al Tamimi, and E. Alghafri, "Bond strength of FRP bars in recycled-aggregate concrete," *Construction Building Materials*, vol. 267, p. 120919, 2021 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120919>
21. S. Erdem, T. Kağnıcı, and M. A. Blankson, "Investigation of bond between fibre reinforced polymer (FRP) composites rebar and aramid fibre-reinforced concrete," *Int. J. Compos. Mater*, vol. 5, no. 6, pp. 148-154, 2015.
22. J.-E. Kang, B.-I. Kim, J.-S. Park, and J.-Y. Lee, "Influence evaluation of fiber on the bond behavior of GFRP bars embedded in fiber reinforced concrete," *Journal of the Korea Concrete Institute*, vol. 24, no. 1, pp. 79-86, 2012.
23. Y. Cui et al., "Experimental and finite element study of bond behavior between seawater sea-sand alkali activated concrete and FRP bars," *Construction Building Materials*, vol. 424, p. 135919, 2024. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.135919>
24. M. Rezazadeh, V. Carvelli, and A. Veljkovic, "Modelling bond of GFRP rebar and concrete," *Construction Building Materials*, vol. 153, pp. 102-116, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.092>
25. Y. Shiping, L. Yushan, and L. Yunchao, "Numerical Simulation of Bonding Performance Between FRP Bars and Full Coral Aggregate Seawater Concrete," *Journal of Basic Science Engineering*, vol. 31, no. 1, pp. 210-223, 2023. [10.16058/j.issn.1005-0930.2023.01.016](https://doi.org/10.16058/j.issn.1005-0930.2023.01.016)
26. B. H. Tekle and A. Khennane, "Parametric study on bond of GFRP bars in alkali-activated cement concrete," *Magazine of Concrete Research*, vol. 72, no. 13, pp. 670-680, 2020. <https://doi.org/10.1680/jmacr.18.00364>
27. Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer FRP bars, 1942727100, 2015.
28. CSA-S806. Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers, 2017.
29. CSA-S6-06. Canadian Highway Bridge Design Code, 2014.
30. A. Rolland, M. Quiertant, A. Khadour, S. Chataigner, K. Benzarti, and P. Argoul, "Experimental investigations on the bond behavior between concrete and FRP reinforcing bars," *Construction Building Materials*, vol. 173, pp. 136-148, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.169>
31. Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures, 2012.
32. S. Oller, *Fractura mecánica: un enfoque global*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería Barcelona, Spain, 2001.
33. D. C. Kent and R. Park, "Flexural members with confined concrete," *Journal of the structural division*, vol. 97, no. 7, pp. 1969-1990, 1971. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002957>
34. CEB-FIB Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford, 1993

Influence Of Vibration Parameters On The Manufacture Of Micro Concrete Roofing Tiles.

Influencia De Los Parámetros De La Vibración En La Manufactura De Tejas De Micro Concreto

Autores

Sergio A. Marrero-Osorio

PhD. Mech. Eng. Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

smarrero@mecanica.cujae.edu.cu

<https://orcid.org/0000-0002-5838-5455>

Gabriel Martínez Licea

Civ. Eng. Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

gamarlic2709@gmail.com

<https://orcid.org/0009-0007-9161-9739>

Marietta Llanes Pérez

PhD. Civ. Eng. Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

marietta@civil.cujae.edu.cu , mariettallanes67@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-3917-8175>

Nilvet Díaz-Rigueira

Mech. Eng. Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

<https://orcid.org/0009-0008-3169-8620>

Michel Albanés-Espinosa

Mech. Eng. Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

<https://orcid.org/0009-0005-7990-3791>

Artículo de Investigación

Influence Of Vibration Parameters

On The Manufacture Of Micro Concrete Roofing Tiles.

ABSTRACT	RESUMEN
“Vibrated Tiles” (TEVI) is a technology based on J.P.M. Parry & Associates equipment, whose essential component is a small vibrating table on which a 3 kg mass and 10 mm thickness roman-type concrete tile, is manufactured. TEVI technology was developed by the Center for Tropical Construction and Architecture Studies (CECAT) of the Technological University of Havana “José Antonio Echeverría” (CUJAE). Practical experience in tiles production and transference of the mentioned technology, allowed us to suspect that it was possible to improve the working regime of the vibrating table. The objective of this research was to determine how some vibration parameters influence the quality of the micro-concrete tiles manufactured with TEVI machines. An experiment was made, varying the set of values of operating frequency, vibration time and static mass moment of the centrifugal vibrator, keeping the energy necessary to manufacture a tile approximately constant. In an experimental production, variables associated with tiles quality and manufacturing process were measured and evaluated, such as the maximum diameter of the pores, permeability, and flexural resistance. The results lead us to the conclusion that it is possible, as the frequency increases from 3000 rpm (314 rad/s) to 12000 rpm (1257 rad/s), to duplicate tiles breaking load, to reduce the maximum pore size by 72 %, to diminish the tiles permeability by 57 % and to reduce by 55 % the vibration time, without increasing energy consumption.	La tecnología de fabricación de cubiertas llamada “teja vibrada” (TEVI), posee como componente esencial una pequeña mesa vibratoria sobre la cual se fabrican tejas de hormigón tipo romana, de aproximadamente 3 kg de masa y 10 mm de espesor. La tecnología TEVI constituye una mejora realizada por el Centro de Estudios de Construcciones y Arquitectura Tropical (CECAT) de la Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE) a una tecnología original de la marca Parry. La experiencia práctica en la producción, el empleo y la transferencia de la tecnología TEVI, permitieron sospechar que es posible mejorar el régimen de trabajo de la mesa vibratoria, lo cual condujo a realizar la presente investigación, que persigue como objetivo determinar cómo influyen algunos parámetros de la vibración sobre importantes índices de calidad de la fabricación de tejas de microconcreto mediante máquinas TEVI. Se realizó un experimento basado en variar el juego de valores de frecuencia de operación, tiempo de vibrado y momento estático de masas del vibro-excitador centrífugo, manteniendo aproximadamente constante la energía necesaria para fabricar una teja. En una producción experimental se midieron y evaluaron variables asociadas a la calidad de la teja, tales como el diámetro máximo de los poros, la permeabilidad y la resistencia a la flexión. Los resultados permitieron llegar a la conclusión de que, elevando la frecuencia de vibración de 3000 rpm (314 rad/s) a 12000 rpm (1257 rad/s), es posible duplicar la carga de rotura por flexión de las tejas, reducir en un 72 % el diámetro máximo de los poros, disminuir la permeabilidad de las tejas en un 57 % y reducir en un 55 % el tiempo de vibrado, todo sin incrementar el consumo de energía..
Keywords: micro-concrete tiles, angular frequency of vibration, static moment of masses, permeability, flexural strength, porosity	Palabras Clave: tejas de microconcreto, vibración del concreto, potencia de vibración, mesa vibratoria, permeabilidad, resistencia a la flexión, porosidad.

Nota Editorial: Recibido: 2 de Julio 2025 Aceptado: 26 de Noviembre 2025

1. INTRODUCTION

Micro-Concrete Roofing (MCR) has been used for decades in developing countries to manufacture waterproof roofs in a sustainable manner [1, 2, 3]. The firm J.P.M. Parry & Associates developed a small vibrating table which, together with a set of plastic molds and other materials, allowed one person to produce more than 200 micro-concrete Roman tiles per day, with workers known to be able to produce up to 350 per day. In the 1990s, Acevedo Catá, Llanes Burón and other investigators of the Center for the Study of Tropical Construction and Architecture (CECAT) of the Technological University of Havana “José Antonio Echeverría” (CUJAE), in collaboration with Kurt Rhyner, member of *Sofonias Group*, developed a new machine accompanying a system for the production and strict quality control of the tiles, called *Vibrated Tiles* (TEVI) (Figure 1). The non-profit organization Ecosur (ecosur.org) maintains a global network that has been responsible of its successful dissemination in many countries of Asia, Africa and Latin America, highlighting its use in situations of natural disasters, as in the case of the earthquake in Haiti in 2010.

The TEVI vibratory table (figure 1) vibrates at a frequency of 3000 to 3600 rpm (314...377 rad/s), range commonly used for concrete mixes. This frequency range guarantees good compaction while allowing the motors and mechanical components to withstand continuous work and seeks to prevent defects such as bleeding and segregation which appear at higher frequencies [3]. An example of this can be seen in [4], where the frequency chosen for a vibrating table was close to 3000 rpm (314 rad/s). In [7], on the other hand, emphasis is placed on the vibrating time to strengthen the concrete, maintaining a relatively low frequency of 2400 rpm (251 rad/s). However, high frequencies have long been recommended [4], mainly for fine aggregates, and more recently high frequency vibration has been experimented during the concrete mixing process [9]. New design proposals of the TEVI machines have been made, for example, in reference [10], but innovation is focused on the process automation, not on the improvement of vibration parameters.

Because of the importance of modelling concrete molding process several models have been proposed to represent fresh concrete under vibration [11, 13, 14, 15, 16, 17]. From the studied literature we can conclude that, for fairly dry mixes, small thicknesses and also small concrete masses, it is possible to consider that the mortar and the vibrating table vibrate as a single body, detecting very little viscous damping in the oscillating system, especially once the mix begins to consolidate, when the larger air bubbles are expelled to the surface [11]. Taking in account the good practices on the use of concrete vibration [9, 13, 18], and since the TEVI vibrating table molds light (up to 3 kg mass) and thin (8 to 10 mm thick) elements, using small aggregates (up to 6 mm diameter), is justified the choice of the mentioned classical vibration model for this study. Subsequently, the aim of this work is to determine the influence of frequency on quality indexes of TEVI tiles and its manufacturing process, keeping constant the energy required for production.



Fig. 1-TEVI technology. a) TEVI roof tile production machine. b) TEVI tile roofing.

2. MATERIALS AND METHODS

An experiment was planned to vary the angular frequency in four levels, in a range of 314 - 1256 rad/s, keeping approximately constant the energy required (612 J) for compaction and molding the concrete mixture when manufacturing a roof tile on the experimental machine. The output variables were: the maximum pore size, the permeability, the thickness of the element and its resistance to bending.

The experimental vibrating table (Fig. 2), has a 250 W motor with adjustable speed from 1500 to 9000 rpm (157 - 942 rad/s). A brake coupled to the motor is automatically activated when electricity is interrupted. A belt drive transmits power to the unbalanced rotor multiplying speed 1,5 times. The static momentum of the unbalanced mass was changed through four interchangeable discs with eccentric coupling holes, each of which guarantee a different value of that variable. The function of the brake was to minimize the stopping time of the centrifugal exciter to an insignificant value. To ensure the post-resonant working regime, elastic supports were installed, with a longitudinal stiffness of 80 N/mm and a transverse stiffness of 180 N/mm. The machine frame was connected by means of expansion bolts to a 250 kg concrete plateau.

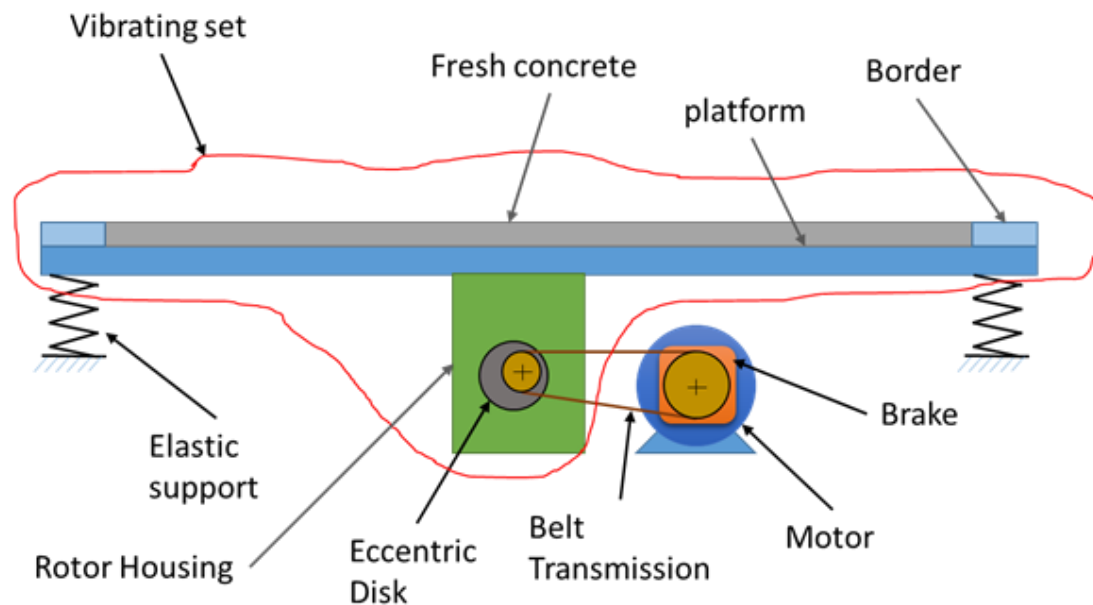


Fig. 2- Experimental machine to produce TEVI tiles.

In this research a classical mathematical model of mechanical vibration applied to concrete compaction [11] is adopted, whose equations and variables are summarized in Table 1 and Table 2. The goal is to calculate, for each frequency, variables as vibrating time, eccentric disk parameters and total required power, aiming to a fixed total energy consumption and keeping invariable the vibrating set. This is an undetermined problem, for which the optimization algorithm exposed in figure 3 has been used. The total vibration energy is taken as the target variable, trying to approximate its value to a reference value (612 J), i.e., the same total energy consumed by the TEVI experimental vibrating table working with the original eccentric disk rotating at 3000 rpm (314 rad/s). The changing variables in the problem are: vibration time, disk diameter, disk thickness, and disk eccentricity. Table 3 shows computed dimensions of the four eccentric disks with the static moments of mass they produce, as well as the four combinations of the experiment. Supposing that the oscillations are circular and occur under a post-resonant vibration regime, the vibration power can be approximately determined by equation 6, which assumes that the mixture, the platform, the frame, the vibro-exciter housing and the non-eccentric rotating parts vibrate as a whole.

Table 1- Equations of the mathematical model used to optimize the eccentric disk parameters at each angular frequency.

Equation	Nº	Equation	Nº
$M_{s_0} = r_0 * m_0$	(1)	$P_{vib} = 1/2 * F_0 * x_0 * \omega$	(6)
$M_s = x_0 * m$	(2)	$m_0 = \pi/4 * D^2 * B * \rho$	(7)
$M_{s_0} = M_s$	(3)	$M_{f_R} = f_R * F_0 * (dm_R)/2$	(8)
$r_0 = e_0$	(4)	$P = (P_{vib} + M_{f_R} * \omega) / (\eta_T * \eta_m)$	(9)
$F_0 = m_0 * \omega^2 * r_0$	(5)	$E = P * t_{vib}$	(10)

Table 2: Variables of the mathematical model used to optimize the eccentric disk parameters at each angular frequency. The values shown correspond to the variables assumed to be constant.

Variable	Value	Unit	Comment
ω	-	rad/s	Angular frequency of vibration
r_0	-	m	Eccentricity of the unbalanced mass
e_0	-	mm	Eccentricity of the disk
D	-	mm	Outside diameter of eccentric disc
B	-	mm	Eccentric disc width
t_{vib}	-	s	Vibration time
m	19.1	kg	Total mass of the vibrating assembly
ρ	7850	kg/m ³	Density of eccentric disk material
dm_R	22	mm	Mean balls bearing diameter
f_R	0.005		Coefficient of rolling friction of the bearing
η_T	0.7		Transmission efficiency
η_m	0.8		Electric motor efficiency electric motor
x_0	-	mm	Amplitude of the displacement of the vibrating assembly
F_0	-	N	Centrifugal force on the rotor
m_0	-	kg	Unbalanced mass
M_{s_0}	-	kgm	Static moment of rotating mass
M_s	-	kgm	Static moment of mass of the vibrating assembly
P_{vib}	-	W	Power required for vibration (without considering friction)
M_{f_R}	-	Nm	Frictional torque in rolling bearings
P	-	W	Total power required for vibration
E	612	J	Total energy consumed for vibration

Table 3: Values of angular frequency, static momentum (with the dimensions of the eccentric disk) and vibration time for the four runs of the experiment.

Angular frequency ω [rad/s]	Eccentricity e_0 [m]	Eccentric disk width B [m]	Outside diameter of eccentric disc D [m]	Static moment M_{s_0} [kgm]	Vibrating time t_{vib} [s]
314	0.0090	0.0280	0.0390	0.002363	40
628	0.0025	0.0254	0.0380	0.000565	35
942	0.0020	0.0160	0.0348	0.000238	28
1256	0.0020	0.0160	0.0287	0.000162	18

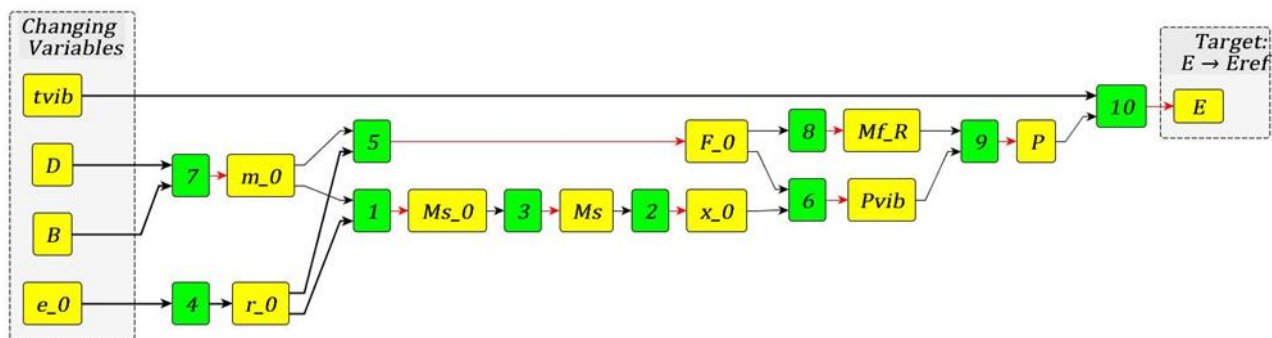


Fig. 3- Algorithm for the optimization of the eccentric disc parameters and the vibrating time, under the condition of approaching the reference value E_{ref} of energy consumption. Green rectangles represent equations, yellow rectangles represent unknown variables, and arrows indicate direction in which calculations are made.

Seven tiles were manufactured for each combination shown in Table 3, controlling vibration time by a manual chronometer and rotation speed by a stroboscopic tachometer. Portland P-350 cement manufactured in Siguaney factory was used. The employed sand (from the Arimao quarry) was conveniently dried, having the following particle size: 42 % of particles between 2 and 5.5 mm, 37 % between 0.5 and 2 mm and 21 % smaller than 0.5 %; with 2.4 % of clay and silt. A volumetric dosage of 1:2.5 of cement/sand ratio, and 0.60 water/cement ratio were used. Mixtures of consistency between 12 to 14 cm diameter were obtained, according to the shaking table test indicated in Cuban Norm NC 170/2002, which satisfies the requirements of the TEVI technology. Output variables of the experiment (all measured at 28 days) were the following: breaking load, maximum pore diameter, permeability and final tile thickness. Breaking load was measured using a CCF-02 device, described in [2, 19], by progressively applying a vertical force in the center of a tile supported on edges distanced 350 mm and recording force value at the moment of fracture. Permeability was calculated as percentage difference between mass of the dry and the 24 hours water-immersed tile, according to NC 697/2013. Although there are currently very sophisticated methods to study porosity [17], it was considered adequate for this research to evaluate the maximum diameter of the pores, measured in 10 areas of the cross section of the split and polished tile, using a scale microscope (magnification of 24 ± 5 %, field of view of 8.5 mm, maximum measurement diameter 6.5 mm and measurement error of ± 0.01 mm). The final thickness was calculated by averaging measured thickness at ten points of a fractured section approximately in the center of the tile.

Since the importance of the displacement amplitude x_0 on determination of consumed energy during vibration, it was necessary to compare the amplitude values calculated by the mathematical model shown in Tables 1 and 2 with reference measured values. The velocity amplitude v_{0m} in the vertical direction was measured, averaging the values taken at the four corners of the bottom surface of the mold, by means of a portable vibrometer (with range from 40 Hz to 20 kHz), determining the reference vertical displacement under the assumption that the oscillations are harmonic, through the expression $x_{0m} = (v_{0m})/\omega$.

3. RESULTS

Calculated and measured values of vertical displacement amplitude are shown in figure 4. The obvious similarity of the values (relative error less than 10%) allows us to consider that the theoretical model used to optimize vibrating time and parameters of the eccentric disks is acceptable for the present case study, strengthening the initially made assumption that it is possible to keep compaction energy approximately constant despite frequency changes.

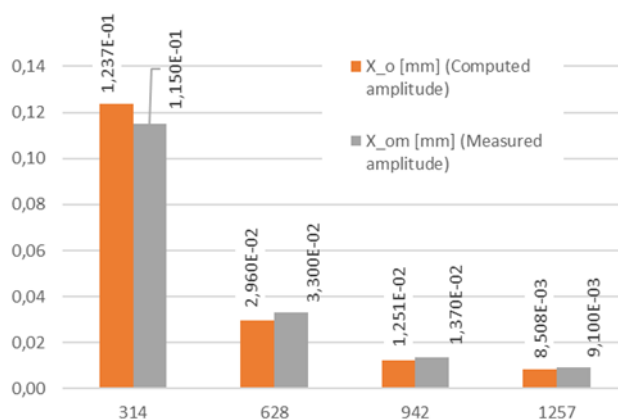


Fig. 4- Computed and measured vibration amplitudes, depending on frequency.

Table 5 shows the results of all the measurements performed on the tiles and the graphs in figure 5 show the relationship between the frequency and the response variables. No defects such as segregation or water displacement, typical of over-vibration, were observed when examining the tiles.

Table 5- Direct measurement results as a function of angular frequency.

ω [rad/s] (Angular frequency)	Q_R [N] Flexural ultimate load			D_{max} [m] Maximum pore size			$perm$ [%] Tile permeability			s [mm] Final tile thickness		
	Measure	Mean	Standard Deviation	Measure	Mean	Standard Deviation	Measure	Mean	Standard Deviation	Measure	Mean	Standard Deviation
314	510	520	20	3.55	3.62	0.46	11.1	11.59	0.52	8.8	9.23	0.39
	510			3.65			11.9			9.5		
	500			4.25			12.3			9.4		
	530			3.75			11.8			9.8		
	500			4.05			11.9			9.3		
	540			3.15			10.9			9.1		
	550			2.95			11.2			8.7		
628	760	800	57	3.05	2.91	0.43	9.8	9.46	0.79	9.3	9.09	0.25
	750			2.85			8.5			9		
	900			2.05			9.9			9.5		
	770			2.9			8.2			9		
	780			2.95			10.1			9		
	780			3.15			9.5			8.7		
	860			3.45			10.2			9.1		
942	880	864	62	1.65	1.84	0.24	7.5	7.41	0.79	9	8.63	0.34
	770			2.05			6			8.2		
	950			1.95			7.2			9		
	890			1.75			8			8.9		
	810			2.15			6.9			8.5		
	910			1.85			8.1			8.5		
	840			1.45			8.2			8.3		
1257	850	1039	118	0.95	1.03	0.20	5.4	5.0	0.5	7	7.39	0.36
	980			0.85			4.8			7		
	1200			1.05			5.1			8		
	1000			0.75			5.9			7.2		
	1070			1.15			4.5			7.5		
	1010			1.1			4.5			7.4		
	1160			1.35			4.8			7.6		

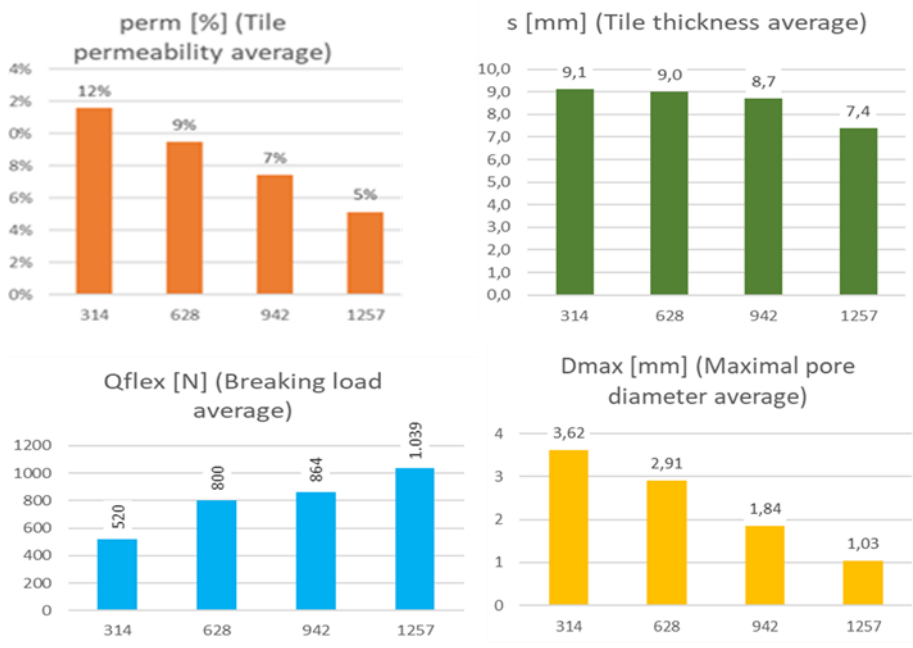


Fig. 5- Direct results of the measurements as a function of the angular frequency

From the above graphs it can be observed that, as the frequency increases, the maximum pore diameter and permeability decrease, and the flexural breaking load increases despite the decrease in tiles thickness, which is an indication of an improvement in the compaction of the mixture. The breaking load is doubled as the frequency increases to 12000 rpm (1257 rad/s). The maximum pore size is reduced by 72 % and, in addition, the tiles are 57 % less permeable compared to those vibrated at 3000 rpm (314 rad/s). These results were statistically processed, and it was obtained that the frequency has a significant influence on the four response variables studied, with a confidence level of 95 %.

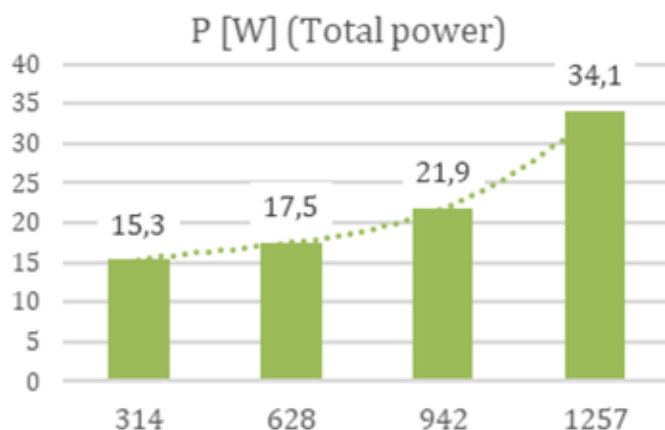


Fig. 6- Total power consumed as a function of angular frequency.

The graph in figure 6 shows the correspondence between the frequency and the power consumed by the machine. Total power consumed by the motor increases as the vibrating frequency increases; however, since energy remains constant and power values remain very low, it is perfectly possible to use renewable energy sources to produce roofing tiles.

4. CONCLUSIONS

The results confirmed the validity of the initially made assumption that it was possible to keep compaction energy approximately constant despite changing frequency. The variation of frequency significantly influences the compactness and flexural strength of the tiles, even when the compaction energy is kept approximately constant. The best properties of the tiles were obtained for the maximum studied frequency of 1257 rad/s, which duplicated the flexural strength and reduced 57 % permeability with respect to tiles formed with the reference frequency value of 314 rad/s. Moreover, no segregation or bleeding problems were detected, even at the highest tested frequency values. Reductions of the tile vibrating time by 55 % were obtained, which consequently increases the productivity of the technology. Despite the total power is increased at highest frequency, is kept the possibility of use of small renewable energy sources to operate the TEVI machine

5. ACKNOWLEDGMENT

Acknowledgment to Professor Orlando Espinosa Torredemert, who recently passed away, for his contribution to this research.

BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

1. O. Ruskulis, "Micro-Concrete Roofing Tile Production. Technical Brief" *Appropriate Technology magazine*, vol. 23, n° 1, June 1996. https://www.humanitarianlibrary.org/sites/default/files/2014/02/ITDG_MicroConcreteRoofingTileProduction.pdf
2. R. M. BATHKE, "The viability of manually producing and using concrete roof tiles for low-cost housing in South Africa" 1998. <https://wiredspace.wits.ac.za/items/2f492420-e00a-4026-b7c8-70e6824553a8>
3. R. O. Lane, *Behavior of fresh concrete during vibration*, Michigan: ACI Committee Report, 1998. <https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=309108>
4. E. A. M. T. K. D. K. Kadir Aztekin, "The Design, Analysis, and Manufacturing of Vibrating Table" *International Journal of Scientific and Technological Research*, Vols. %1 de %2Vol.5, No.4, 2019. <https://iiste.org/Journals/index.php/JSTR/article/viewFile/47246/48790>
5. I. I. NAZARENKO, M. M. RUCHYNSKYI, A. T. SVIDERSKYI, I. M. KOBYLANSKA, D. HARASIM, A. KALIZHANOVA y A. KOZBAKOVA, «Development of energy-efficient vibration machines for the building-and-construction industry,» *PRZEGLĄD ELEKTROTECHNICZNY*, vol. R. 95 NR 4, 2019. <https://pe.org.pl/articles/2019/4/10.pdf>
6. I. Nazarenko, V. Gaidaichuk, O. Dedov y O. Diachenko, «Investigation Of Vibration Machine Movement With A Multimode Oscillation Spectrum,» *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, vol. 90, n° 6/1, 2017. <https://journals.uran.ua/eejet/article/download/118731/115022>
7. D. Takehisa, I. Ide, S.-i. Hashimoto y S. Date, «Study on Improvement of Vibration Compaction Performance of Fresh Mortar,» *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, Vols. %1 de %2Vol. 7, No. 1, 2018. <https://www.ijscer.com/uploadfile/2018/0309/20180309045036484.pdf>
8. A. M. Alexander, «STUDY OF VIBRATION IN CONCRETE. MECHANICS OF MOTION OF FRESH CONCRETE. Report 3. Technical Report No 6-780,» *Concrete Laboratory. US Army, Washington DC*, September 1977. <https://apps.dtic.mil/sti/tr/pdf/ADA045158.pdf>
9. Z. W. y W. Rongfang, «Experimental Study on the Influence of High-frequency Vibratory Mixing on Concrete Performance,» *Science and Engineering of Composite Materials*, vol. 30: 20220199, 2023. https://www.degruyterbrill.com/document/doi/10.1515/secm-2022-0199/html?srsId=AfmBOop7_xvg3MI0tjPkmL19dHxdqbPQbfXtWb6vA6RR8Oz5VwjJB7uq
10. M. D. Basantes Valverde, «Automatización y optimización de la máquina tevi para la fabricación de tmc como aporte al proyecto de la Fundación Ecosur-Ecuador,» *Riobamba: Universidad Nacional de Chimborazo*, 2021. <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/7264>
11. G. C. Zhuguo Li*, «Rheological behaviors and model of fresh concrete in vibrated state,» *Cement and Concrete Research*, n° 120 (2019), 2019. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0008884613000586>
12. S. C. F. Mahmoodzadeh, "Rheological models for predicting plastic viscosity and yield stress of fresh concrete," *Cement and Concrete Research*, vol. 49, p. 1– 9, 2013. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884613000586>
13. N. Roussel and A. Gram, "Simulation of Fresh Concrete Flow," *RILEM Technical Committee 222-SCF*. Springer, 2014. <https://link.springer.com/book/10.1007/978-94-017-8884-7>
14. Z. H. X. C. a. W. Y. DeFang Zou, «Numerical analysis and experimental research on the vibration performance of concrete vibration table in PC components,» *Science and Engineering of Composite Materials*, Vols. %1 de %231 (1), 20240038, 2024. <https://www.degruyterbrill.com/document/doi/10.1515/secm-2024-0038/html?srsId=AfmBOoq9LhoiKi8ufHv-2K7RJOMGpvmct1euJ5u88-UR43GhD9yem7r8>
15. Ling, Yifeng, «Effects of Vibration on Concrete Mixtures,» *National Concrete Pavement Technology Center. Institute for Transportation*, Iowa State University, 2020. www.cptechcenter.org
16. M. Meléndez, O. Espinosa, K. Rhyner y M. Noboa, *Un techo que cubre al mundo: la teja de microconcreto (TMC)*, Jinotepe, Carazo, Nicaragua: EcoSur, 2004 <https://www.ecosur.org/index.php/es/todos-los-articulos/86-ecosur-e-magazine/edicion-10-febrero-2005/534-un-techo-que-cubre-al-mundo-la-teja-de-microconcreto>
17. H. W. . C. K. . C. L. . W. Chu, «Deep learning in the advanced core sample porosity determination with XCT image,» *Earth Science Informatics*, vol. 18:17, 2025. <https://link.springer.com/article/10.1007/s12145-024-01602-1>

7

Artículo de Investigación

Métodos Para Simular La Interacción Suelo Estructura En Un Edificio De 100 Metros De Altura

Methods To Simulate Soil-structure Interaction In A 100-meter High Building

Autores

Daniel Cobelo Puldón

Ing. Universidad Tecnológica de la Habana (CUJAE)

eng.danielcobelo@gmail.com

<http://orcid.org/0009-0002-9794-8860>

Aldo Fernández Limés

Ing. MSc. Universidad Tecnológica de la Habana (CUJAE)

afernandez@civil.cujae.edu.cu

<http://orcid.org/0009-0003-1216-4355>

Willian D. Cobelo Cristiá

Dr. Universidad Tecnológica de la Habana (CUJAE)

wcobelo@civil.cujae.edu.cu

<http://orcid.org/0009-0003-1532-8167>

Métodos Para Simular La Interacción Suelo Estructura En Un Edificio De 100 Metros De Altura

RESUMEN

El efecto de redistribución de esfuerzos que ocurre producto a los asentamientos es un factor importante a analizar en edificaciones de gran altura. Para considerarlos es necesario incluir en los análisis estructurales el efecto de la interacción suelo-estructura (ISE). En esta investigación se analizan los efectos de la ISE en un edificio de 100 m de altura sobre estratos de suelos compresibles a través de dos métodos, directo e indirecto; y la no consideración mediante apoyos rígidos. Con el objetivo de obtener la variación en los desplazamientos horizontales, los asentamientos, las fuerzas interiores de columnas y la carga axial sobre los pilotes en los modelos con y sin ISE. Para representar la ISE mediante el método directo se crean elementos de interfase entre el suelo y la cimentación. Por otro lado, a partir de la incorporación de resortes y proporcionando el coeficiente de balasto se tiene en cuenta la ISE por el método indirecto. Los resultados muestran que la ISE tiene un efecto considerable en el aumento de los desplazamientos horizontales, provoca un aumento de las fuerzas interiores de las columnas, se evidencia la variación en la fuerza axial en los pilotes producto a la acción de la fuerza de fricción y se comprueba que mediante la utilización del método directo se logra una mejor representación del comportamiento de la estructura ya que este permite analizar el trabajo conjunto de los elementos que conforman la cimentación y el suelo, mientras que en el método indirecto estos elementos trabajan individualmente.

Palabras clave: calibración numérica, elementos finitos, interacción suelo estructura, método directo, método indirecto.

ABSTRACT

The effect of stress redistribution that occurs because of settlement is an important factor to be analyzed in high-rise buildings. To consider them, it is necessary to include in the structural analysis the effect of soil-structure interaction (SSI). In this research, the effects of ISE in a 100 m high building on compressible soil strata are analyzed through two methods, direct and indirect; and the non-consideration by rigid supports, to obtain the variation in horizontal displacements, settlements, column internal forces and axial load on the piles in the models with and without SSI. To represent the SSI by the direct method, interface elements are created between the soil and the foundation. On the other hand, by incorporating springs and providing the subgrade reaction modulus, the SSI is taken into account by the indirect method. The results show that the SSI has a considerable effect on the increase of the horizontal displacements, causes an increase of the interior forces of the columns, the variation in the axial force in the piles is evidenced as a result of the action of the friction force and it is verified that by using the direct method a better representation of the behavior of the structure is achieved since it allows analyzing the joint work of the elements that make up the foundation and the soil, while in the indirect method these elements work individually.

Keywords: direct method, finite elements, indirect method, numerical calibration, soil-structure interaction

Nota Editorial: Recibido: 26 de Octubre 2025 Aceptado: 1 de Diciembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

La interacción suelo estructura (ISE) resulta de mucho interés en el diseño de los soportes horizontal y vertical de una estructura. El tipo de cimentación y las propiedades mecánicas del suelo que la sustenta, determinan los efectos que estas variables producen en la superestructura. El suelo de soporte bajo las cimentaciones experimenta deformaciones producto a la expulsión de aire o agua de los poros del suelo y a la deformación y reacomodo plástico de las partículas. Por lo que conociendo la relación carga-deformación puede proponerse un diseño de cimentación que minimice los asentamientos considerando este efecto en el diseño de los elementos que conforman la estructura. [1]

Para representar este fenómeno se han desarrollado métodos que se basan en la hipótesis de Winkler, que sustituye al suelo por un grupo de resortes con un coeficiente de rigidez (k) determinado. Investigaciones como las realizadas por Cavalieri, et al. [2] y Boada-Fernández, et al. [3] utilizan este método para incluir en el análisis el comportamiento del suelo. Estudios más recientes como los realizados por Shirkhanghah and Kalehsar [4] y Almaguer Miranda and Cobelo Cristiá [5] utilizan modelos numéricos computacionales para representar el comportamiento del suelo, modelando a este y a la estructura de manera íntegra, creando elementos de interfase para simular el comportamiento en la frontera de los materiales que conforman tanto el suelo como la estructura.

Estos dos métodos son constantemente utilizados en estudios para modelar la interacción suelo-estructura e incluso son comparados entre sí, evidenciándose las desventajas que presenta los modelos basados en la hipótesis de Winkler con respecto a los continuos.

En esta investigación se analiza una edificación de 100 m de altura apoyada sobre estratos de suelos compresibles, modelada en el programa con base en el método de los elementos finitos MIDAS GEN, el cual simula configuraciones para todo tipo de condiciones del terreno utilizando métodos de análisis como el estático lineal/no lineal, el análisis dinámico lineal/no lineal, análisis de infiltración y consolidación, y análisis de seguridad de taludes. Estudios como los realizados por Saini and Goyal [6] y Cao and Hang [7] usan este programa computacional como herramienta para análisis de cimentaciones. La ISE fue considerada a través de dos métodos: directo e indirecto y la no consideración de su efecto fue mediante apoyos rígidos. Con el objetivo de obtener la variación de los desplazamientos horizontales, asentamientos, las fuerzas interiores de columnas y la carga axial sobre los pilotes entre los modelos con y sin ISE

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El edificio objeto de estudio para los análisis de ISE es un edificio de hormigón armado con 27 niveles y dimensiones en planta de 30 x 30 m con una altura (H) de 100 m. La tipología constructiva utilizada es la de losas apoyadas sobre columnas con tímpanos en la zona central con un espesor de pared de 0,35 m. Las secciones transversales de las columnas disminuyen con la altura del edificio desde secciones de 1,25 x 1,15 m hasta secciones de 0,70 x 0,45 m. En la figura 1 se muestra el modelo numérico tridimensional del edificio elaborado en Midas Gen y su distribución en planta.

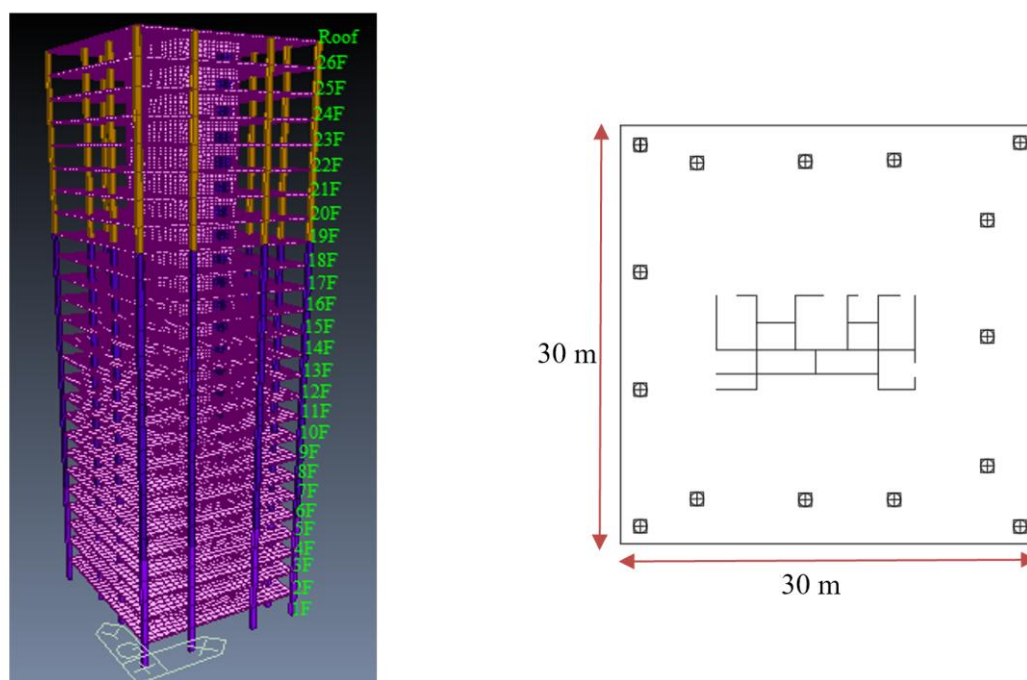


Fig. 1- Edificio de 100 m de altura.

Para el análisis, diseño y modelación de la cimentación y el efecto de la ISE es necesario analizar el perfil estratigráfico del subsuelo. La capa superior es una arcilla muy dura con espesor de 40 m, representada por el modelo constitutivo Mohr Coulomb, debajo de esta subyace un estrato de roca sedimentaria (clástica conglomerada), representada por el modelo Hoek Brown. Las propiedades de estos materiales se muestran en las tablas 1 y 2.

Tabla 1- Propiedades del estrato de arcilla.

Tipo de suelo	Modelo constitutivo	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)	Módulo de elasticidad (kPa)	Peso específico (kN/m ³)	Coef. de Poisson
Arcilla	Mohr-Coulomb	81	21	40000	17	0,3

Tabla 2- Propiedades del estrato de roca.

Tipo de suelo	Modelo constitutivo	Coeficiente “s”	Coeficiente “m”	Compresión uniaxial (kPa)	Peso específico (kN/m ³)	Coef. de Poisson
Roca	Hoek Brown	0,11	22	70	23	0,1

Las cargas actuantes sobre el edificio fueron las gravitatorias y el viento (W), este último aplicado en una sola dirección y distribuida linealmente sobre los entrepisos. Las fuerzas de viento se determinaron mediante el método estático equivalente del factor efecto de ráfaga. En el caso de las gravitatorias se dividieron en: peso propio (G), carga de uso de entrepiso (Q) (1,5 kN/m²) [8], carga de uso de cubierta (Q) (1 kN/m²) [8], carga permanente (G) (2 kN/m²) [9] y se distribuyeron en las plantas de la edificación.

Como solución de cimentación se tiene una losa de hormigón armado de lados 32 x 32 m y un espesor de 1,5 m combinada con pilotes circulares hormigonados *in situ* a una profundidad de 15 m espaciados a 2,46 m y con un diámetro de 0,5 m. Las uniones entre los pilotes y la losa de cimentación se consideraron continuas, al igual que las uniones entre la edificación y la losa.

Como parte de la investigación se analiza también a la edificación con apoyos rígidos. Para esto se colocan en la losa de cimentación restricciones de desplazamiento y giro en todos los sentidos para así garantizar un empotramiento en la base y despreciar el efecto que provoca que esta esté apoyada sobre un estrato compresible.

2.1. MÉTODO INDIRECTO

La modelación de la interacción suelo-estructura utilizando el método indirecto consiste en la colocación de resortes, tanto en la losa de cimentación como en los pilotes. Estas restricciones se consideran resortes con una rigidez (K) que simula el comportamiento del suelo en el que se apoya la edificación. La rigidez se obtiene en las dos direcciones, vertical y horizontal, empleando el coeficiente de balasto vertical y horizontal del suelo.

Para la obtención del coeficiente de balasto vertical del suelo (k_s) es necesario la realización de un ensayo de placa. Este es un ensayo costoso, por ello normalmente en estudios geotécnicos se recurre a tablas para la determinación de su valor. En este estudio se utiliza la propuesta por Salas [10], que muestra el coeficiente de balasto para un ensayo de carga utilizando una placa con diámetro igual a 30 cm (K_{30}).

El estrato donde se apoya la edificación es de arcilla muy dura, por lo que está dentro del rango de 40 a 80 MN/m³. Para este estudio se toma el valor de 60 MN/m³ para realizar el análisis. Una vez obtenido el valor de K_{30} se corrige este valor atendiendo a las dimensiones reales de la losa de cimentación, a través de la ecuación 1 propuesta por Rodríguez Ortíz [11], siendo B el lado de la losa de cimentación (m).

$$k_s = \frac{K_{30} \cdot 0,3}{B} \quad (1)$$

$$K_h = 0,65 * \frac{Es}{D * (1 - \nu^2)}^{1/2} \sqrt{\frac{Es * D}{Ep * Ip}} \quad (2)$$

Donde Es es el módulo de elasticidad del suelo (kPa), D el diámetro del pilote (m), ν el coeficiente de Poisson del suelo, Ep el módulo de elasticidad del pilote (kPa) y Ip el momento de inercia del pilote (m⁴)

Similar a la losa, en la punta del pilote se calcula el coeficiente de balasto vertical utilizando la ecuación 1. Los resultados del cálculo del coeficiente de balasto se muestran en la tabla 3.

Tabla 3- Coeficientes de balasto.

Elemento	ks (kN/m ³)	K_h (kN/m ³)
Losa	560	-
Pilotes	36000	42660

Luego de obtenidos estos coeficientes se determina la rigidez de los muelles (k) en función del área que tributa a cada nodo donde se ha colocado el resorte, para ello se aplica la ecuación 3.

$$k = K_s * At \quad (8)$$

Donde At es el área tributaria a cada nodo (m²), que para el caso de la punta y el fuste del pilote se utilizó el área de la sección transversal y el área lateral respectivamente.

2.2. MÉTODO DIRECTO

En el método directo para lograr la ISE se modela la edificación en Midas GEN y se acopla a la estratigrafía del terreno mediante el empleo del programa con base en elementos finitos Midas GTS NX, representando los dos estratos que conforman el perfil del suelo. La dimensión horizontal del dominio del suelo se tomó igual a 2,5 veces la altura de la edificación, luego de ser calibrado matemáticamente y descartada la influencia de las condiciones de borde en las deformaciones del terreno. Se colocan elementos de interfase en las uniones losa-suelo y pilotes-suelo. Luego, se aplican los diferentes estados de carga a los que se somete la edificación, a través de etapas constructivas.

En esta investigación se emplea una malla no estructurada híbrida como se muestra en la figura 2. Ya que esta permite un refinamiento localizado que, en este caso, se define alrededor de la zona de interacción cimentación-suelo, reduciendo el tamaño total de la malla, lo que resulta en menor tiempo de cálculo.

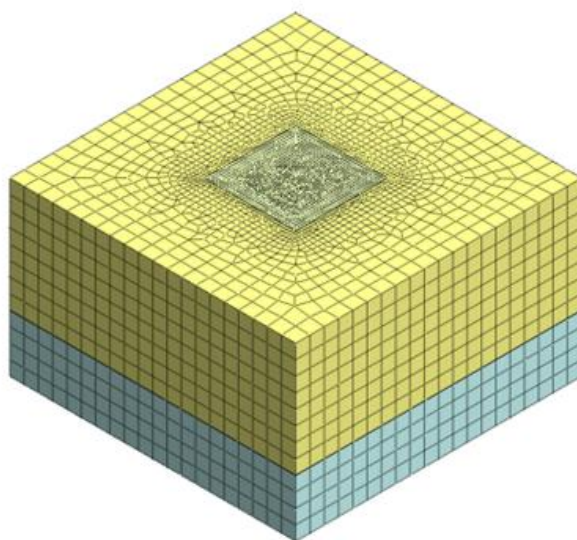


Fig. 2- Malla no estructura utilizada.

Para considerar el efecto de la interacción suelo-estructura en esta investigación, el programa utilizado (MIDAS GTS NX) crea elementos de interfase que permiten los desplazamientos normales y tangenciales al plano entre los nodos comunes de la cimentación y el suelo.

En la losa de cimentación se colocan elementos de interfase cuyos parámetros se obtienen a partir de las propiedades de los elementos adyacentes. En este caso la creación de los elementos de interfase separa los nodos que estaban conectados en una posición y crea un elemento nuevo entre el suelo y la losa. La interfase depende de la rigidez de los elementos adyacentes a través de los módulos de rigidez normal (K_n), (Ecuación 4) y tangencial (K_t) (Ecuación 5), que a su vez dependen de la cohesión, el módulo de cortante y el módulo edométrico reducidos (Ecuaciones 6 a 8).

$$K_n = E_{oed,i} / t_v \quad (4)$$

$$K_t = G_i / t_v \quad (5)$$

$$C_i = R * C_{suelo} \quad (6)$$

$$G_i = R * G_{suelo} \quad (7)$$

$$E_{oed,i} = \frac{2 * G_i (1 - v_i)}{(1 - 2v_i)} \quad (8)$$

Donde v_i es el coeficiente de Poisson de la interfaz que vale 0,45, R el coeficiente de reducción de rigidez, donde en este caso se toma un valor de 0,8 correspondiente a la interacción entre la arcilla y el hormigón, C_i , G_i y $E_{oed,i}$ son la cohesión, el módulo cortante y el módulo edométrico reducido y t_v es el espesor virtual de la interfaz, que se toma un valor igual a 0,01.

En los pilotes también se utilizan los elementos de interfase para permitir el desplazamiento relativo y el comportamiento de fricción entre estos y el suelo. Para este caso la creación de la interfaz se realizó mediante la herramienta del programa Pile/Pile Tip, la que utiliza las propiedades tanto del fuste como de la punta del pilote. Para el fuste se utilizaron valores de K_n , K_t y fuerza cortante máxima (USF, por sus siglas en inglés) mostrado en la ecuación 9 y para la punta se usó la capacidad de carga (TBC), calculada a partir del método de Janbu, así como la rigidez de la punta del pilote (TSS) (Ecuación 10).

$$USF = \frac{Qu}{L * P} \quad (9)$$

$$TSS = \frac{TBC}{0.0254} \quad (10)$$

Donde Qu es la capacidad última del pilote (kN), L la longitud del pilote (m), P el perímetro de la sección transversal del pilote (m) y 0,0254 el desplazamiento límite relacionado a la capacidad de carga última en la punta del pilote (m).

Las condiciones de fronteras que se utilizan en el modelo restringen los desplazamientos en los contornos del dominio como se muestra en la figura 3. También se le aplica una restricción a la rotación que se coloca a lo largo de los pilotes para simular su comportamiento, ya que estos elementos no se enfrentan a la sollicitación de torsión durante su vida útil.

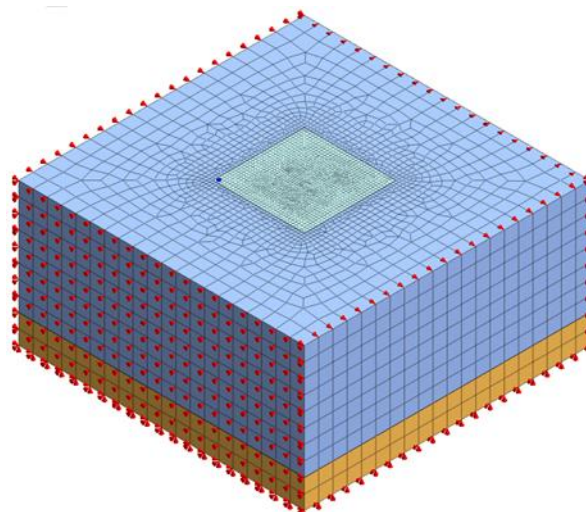


Fig. 3- Condiciones de contorno del modelo.

El análisis de los diferentes estados de cargas se hizo mediante etapas constructivas, donde se adiciona cada uno de los estados de esfuerzo que se crean según su orden de ocurrencia. Partiendo de considerar los estados tensionales y deformacionales que se generan en la etapa anterior. En esta investigación se utilizaron cuatro etapas para simular los distintos estados de carga de la edificación y analizar los resultados en cada una de estas; la etapa “Inicial” que simula el comportamiento inicial del suelo en su estado natural antes de iniciar la construcción; “Cimentación” donde se tiene en cuenta el peso propio de la solución de cimentación y las propiedades de la interfase entre los elementos; “Edificio” en la que se aplican todas las cargas gravitatorias a la estructura. (Peso propio, carga permanente, carga de uso de entepiso y carga de uso de cubierta) y por último la etapa “Carga de viento y gravitatoria” donde se analiza todas las cargas gravitatorias de la estructura y la carga de viento que actúa sobre esta.

3. RESULTADOS

Fue analizada la influencia del efecto de la interacción suelo-estructura sobre las fuerzas interiores y los desplazamientos de la edificación objeto de estudio, mediante el empleo del método directo, el indirecto y con apoyos rígidos. Las solicitaciones analizadas son la carga axial y la fuerza cortante en columnas exteriores e interiores, los desplazamientos horizontales por cada nivel de la edificación, el asentamiento de la losa de cimentación y la carga axial sobre los pilotes.

3.1. CARGA AXIAL EN COLUMNA

La carga axial es una de las solicitaciones a tener en cuenta durante el diseño de las columnas o la cimentación. En esta investigación se evalúa esta fuerza interior seleccionando como referencia una columna exterior y otra interior, en la figura 4 se muestra la ubicación de cada una de ellas.



Fig. 4- Ubicación de las columnas analizadas a) Columna interior b) Columna exterior.

Para este análisis solo se tuvo en cuenta la combinación que incluye las cargas gravitatorias de la estructura (G+Q), en la figura 5 se muestran los valores de fuerza axial para la columna ubicada en una de las esquinas de la edificación y en la figura 6 para la columna interior. Este análisis se realizó para todos los niveles con el objetivo de determinar la variación de esta solicitación con la disminución de la altura.

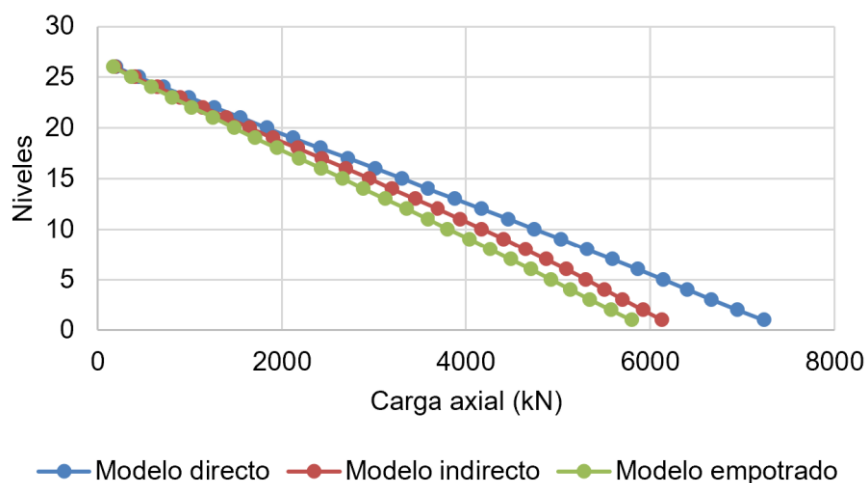


Fig. 5- Carga axial de columna de esquina para los diferentes niveles de la edificación.

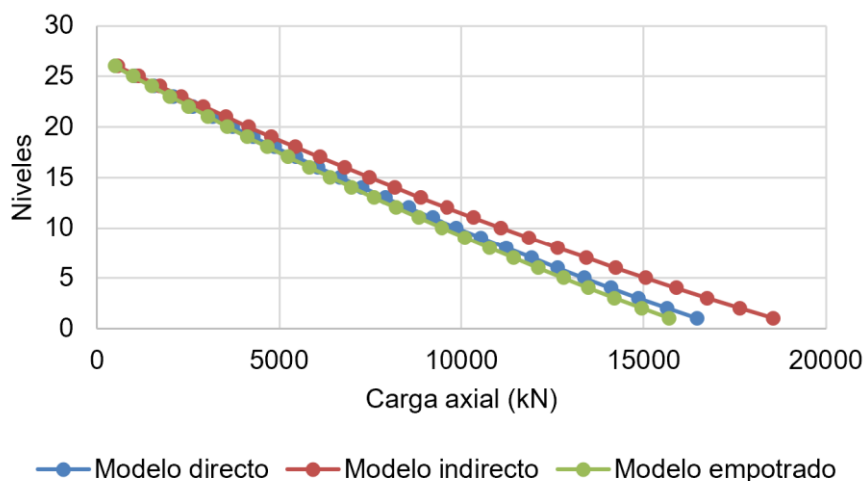


Fig. 6- Carga axial de columna interior para los diferentes niveles de la edificación.

De los resultados obtenidos en las figuras 5 y 6 se aprecia que al considerar la ISE se obtiene un aumento de la carga axial en los niveles más bajos de la edificación. En la columna de esquina seleccionada, considerando la interacción mediante el método directo, aumenta esta solicitación hasta un 20 % con respecto al modelo empotrado. Mientras que utilizando el método indirecto aumenta en un 5 %. Para la columna interior no existe gran diferencia entre el modelo directo y el empotrado, mientras que el modelo indirecto ofrece los mayores valores de carga axial superando en un 12 % la carga determinada por el modelo directo. Estas variaciones de fuerza axial, teniendo en cuenta que las cargas son iguales en cada modelo, se deben a que, considerando la ISE, ocurren asentamientos no uniformes en la cimentación, lo que provoca un cambio en la rigidez del suelo. Provocando a su vez una redistribución de los esfuerzos entre los elementos de soporte vertical en función del método que fue concebido para la determinación de estas rigideces.

Los resultados alcanzados en la investigación demuestran la necesidad de evaluar el efecto de la interacción suelo-estructura en aras de lograr diseños seguros y económicos, ya que los modelos empotrados demandan soluciones de cimentación que restringen el valor de los asentamientos y esto conllevaría a altos costos de construcción.

3.2. FUERZA CORTANTE EN COLUMNA

El efecto de la fuerza cortante también fue evaluado en las mismas columnas donde se evaluó la carga axial, en este caso considerando la combinación de carga que incluye el viento ($G+Q+W$). En las figuras 7 y 8 se muestran los valores de fuerza cortante para la columna de esquina e intermedia en todos los niveles de la edificación.

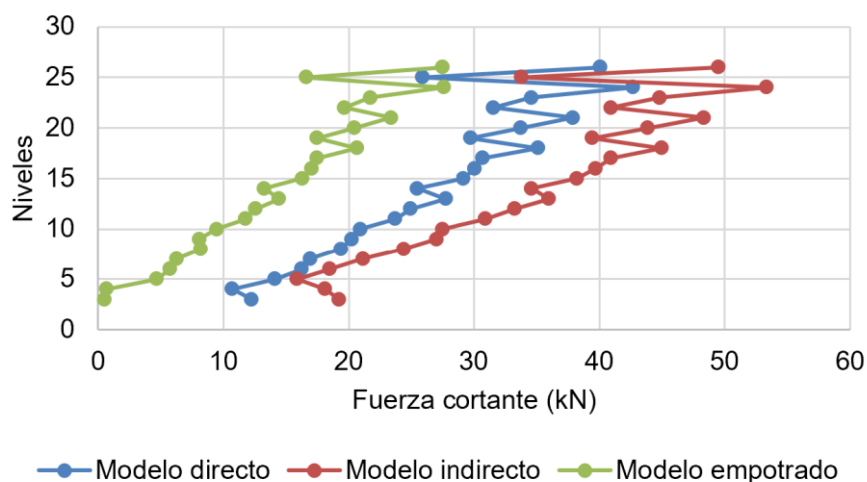


Fig. 7- Fuerza cortante de columna de esquina por niveles.

1. INTRODUCCIÓN

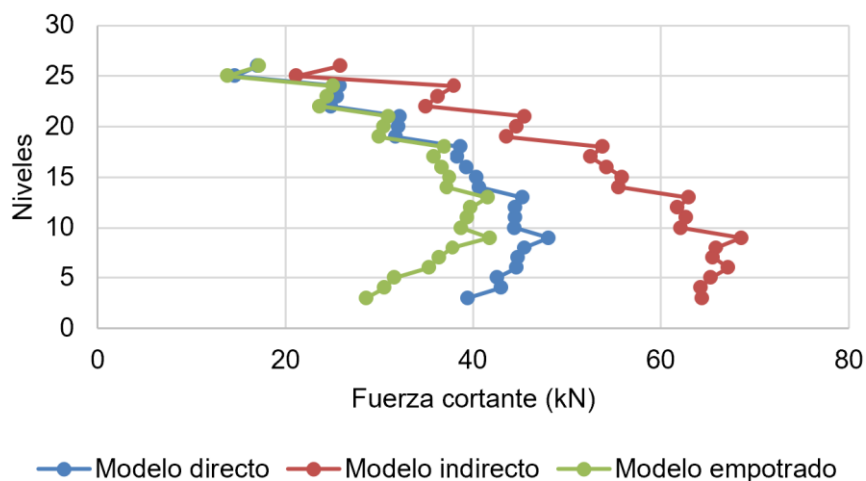


Fig. 8- Fuerza cortante de columna intermedia por niveles.

En la figura 8 se muestra que en la columna interior al igual que la de esquina los máximos valores de fuerza cortante lo ofrecen el modelo indirecto, en este caso en mayor magnitud superando los valores del modelo directo en un 30 %. Las diferencias entre las fuerzas cortantes de los modelos con ISE y sin esta se debe al desplazamiento horizontal y la rotación que tiene lugar en la cimentación por la acción de las cargas horizontales. La consideración de este efecto en los modelos con ISE produce además un mayor desplazamiento en los elementos de soporte vertical (columna). Esto incrementa los momentos flectores en las uniones rígidas y se desarrollan mayores fuerzas cortante. Al ser menos precisa la determinación de la rigidez lateral del suelo mediante la aplicación del método indirecto conlleva al incremento de los valores de la acción de cortante en las columnas.

3.3. DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

Otro de los resultados a tener en cuenta durante el diseño de una edificación son los desplazamientos horizontales, ya que estos deben estar entre los valores permisibles establecidos. Demostrándose la influencia que presenta la interacción suelo-estructura en los desplazamientos horizontales de la edificación, analizando la combinación que incluye la carga de viento (G+Q+W). Para esto se determina el valor del desplazamiento en la dirección que incide la carga de viento en cada uno de los niveles de la edificación. En la figura 9 se presenta los resultados de este análisis.

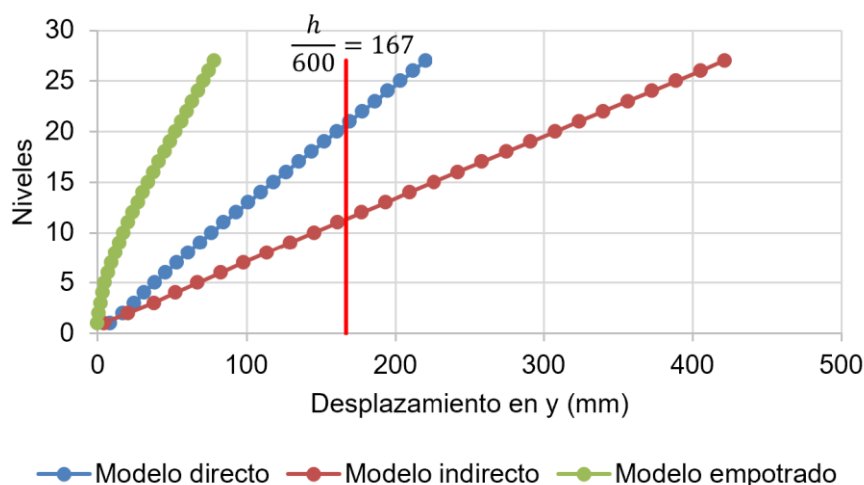


Fig. 9- Desplazamiento para los diferentes niveles de la edificación.

En la figura 9 se aprecia como el modelo empotrado ofrece los menores valores de desplazamiento, lo que no simula con exactitud el comportamiento real de la estructura o demanda el diseño de soluciones de cimentación muy costosas. Esto se debe a que los desplazamientos horizontales son proporcionales a la rigidez tanto de la estructura como del suelo y, al considerarse la unión en la base de las columnas empotradas, no se tiene en cuenta la rigidez real del suelo.

Por otro lado, se evidencia que el modelo indirecto de interacción suelo-estructura es conservador con respecto al directo, en este último los valores de desplazamiento máximo se duplican en el tope de la estructura. Además se muestra en el gráfico el valor admisible de desplazamiento horizontal atendiendo a la NC-46 [13] y se observa que los modelos con ISE sobrepasan este límite, por lo que se recomienda aumentar su rigidez, modificando la sección transversal de las columnas.

3.4. ASENTAMIENTO EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN

El control de los asentamientos de la cimentación y su distribución influyen directamente en la redistribución de las fuerzas interiores en todos los elementos estructurales de una edificación. Permite además controlar los daños a la estructura en la condición de servicio, por lo que el pronóstico de los asentamientos demanda tener en cuenta todas las variables que influyen sobre el valor final de este parámetro. En la figura 10 se muestran los valores máximos de asentamiento absoluto en el centro de la losa de cimentación combinada con pilotes.

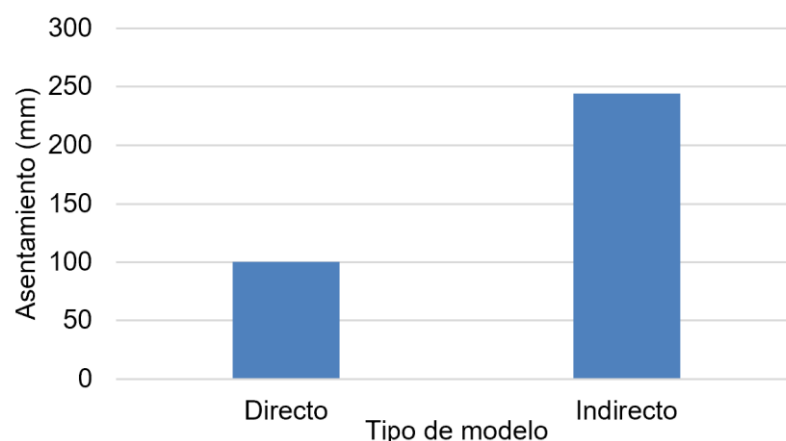


Fig. 10- Asentamiento absoluto en el centro de la losa de cimentación.

Entre los modelos que incluyen la interacción suelo-estructura, se evidencia una diferencia significativa en el valor de los asentamientos, siendo el modelo indirecto donde se tienen los valores máximos de este parámetro, superando a los que se obtienen del modelo directo en un 59 %.

Esta diferencia se debe a la forma de determinar la rigidez del suelo en ambos modelos, ya que el modelo indirecto usa el coeficiente de balasto en función de la clasificación del suelo. También influye significativamente la manera de concebirse la simulación de la interacción suelo-estructura en los modelos indirectos que emplean la teoría de Winkler, determinando un valor único de rigidez para la interacción suelo-losa, así como resortes aislados en la longitud del pilote y en su punta para establecer la interacción pilote suelo. En el modelo directo el suelo se modela como un continuo, se utilizan ecuaciones constitutivas de los materiales que representan de forma más real el comportamiento de los materiales y se incluye la interfaz que evalúa a través de una ley de fricción la interacción suelo-pilotes y losa-suelo de soporte.

3.5. CARGA AXIAL EN LOS PILOTES

La distribución de la carga que toma cada pilote es fundamental cuando se analiza la interacción suelo-estructura de cimentación, en una solución de losa combinada con pilotes. El diseño geotécnico y estructural de estos elementos presupone garantizar cuál es el valor de carga que recibe cada pilote ubicado bajo la losa de cimentación de manera que no se sobrepase su capacidad de carga admisible. Luego se determina el valor de carga axial máxima que llega al pilote para la combinación que no incluye al viento (G+Q), los resultados se muestran en la figura 11.

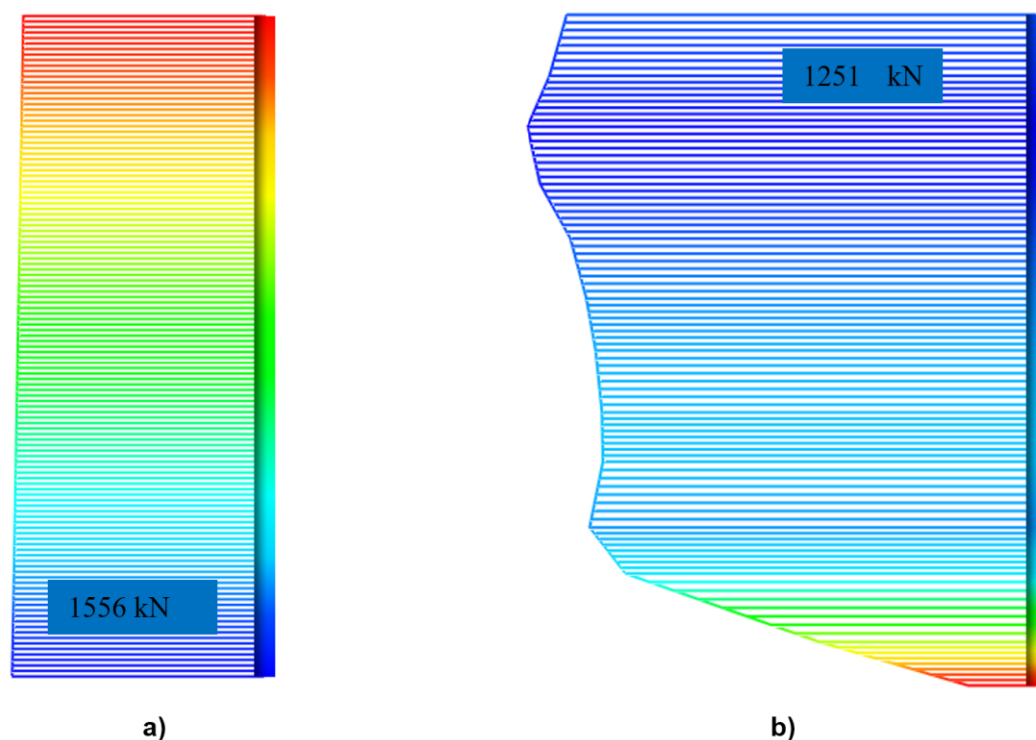


Fig. 11- Carga axial en pilote central a) Modelo indirecto b) Modelo directo.

En el modelo indirecto se obtiene un mayor valor de carga axial que en el modelo directo, al considerar en este último, el efecto de la fricción pilote-suelo con mayor precisión al utilizar una interfaz, y el aporte de la punta del pilote se considera en función de los desplazamientos que producen las cargas externas.

En el modelo directo, se simula el trabajo conjunto de los elementos del sistema de cimentación y el aporte de los elementos de soportes vertical y horizontal de la superestructura, en función de sus rigideces. Determinadas a partir de los parámetros deformacionales de los materiales, las cargas actuantes y las características geométricas de cada elemento. Para el modelo indirecto la carga axial se mantiene constante a lo largo del pilote al no considerarse la variación de la rigidez del suelo con la profundidad y el poco rigor con el que se evalúa el aporte de la carga resistente por fricción.

4. CONCLUSIONES

La interacción suelo-estructura permite evaluar el comportamiento de soluciones de cimentación compuestas por varios elementos, considerando el trabajo conjunto de estos, que presentan un comportamiento tridimensional complejo. Se concluye que el empleo de modelos indirectos de interacción suelo-estructura, no permite considerar todos los efectos de interacción que tienen lugar entre los elementos del sistema de cimentación y no emplea ecuaciones constitutivas que representen rigurosamente el comportamiento de los materiales. Los resultados alcanzados en la investigación muestran que al tener en cuenta este efecto, las fuerzas interiores axial y cortante en la columna de esquina analizada aumenta su valor en un 20 y un 48 % respectivamente, mientras que en la columna intermedia varía entre 15 y 39 % con relación al resultado alcanzado con el modelo empotrado. Considerando la variación de los resultados que ocurre en los elementos seleccionados, así como la distribución no uniforme en planta de estos elementos, se recomienda que este análisis se realizase para todas las columnas. Por otro lado, existen diferencias significativas entre los valores de los desplazamientos horizontales y asentamientos que se obtienen cuando se modela el efecto de interacción suelo-estructura, demostrándose que cuando se emplea el método indirecto llegan a duplicar estos valores con respecto al modelo directo. Por último, la distribución de la carga que llega a cada pilote presenta diferencias según el modelo que se emplee para simular el efecto de interacción, siendo tratado este con mayor rigor en el modelo directo. De manera general se tiene que el modelo directo simula el comportamiento del suelo de una forma más acercada a la realidad que el método indirecto ya que tiene en cuenta el trabajo conjunto de todos los elementos que conforman la cimentación.

1. A. Fernández Limés, W. D. Cobelo Cristiá, and I. Fernández Lorenzo, "Influence of static soil-structure interaction at 100-meter high buildings," *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 41, no. 2, p. 1, 2023. <https://doi.org/10.14482/inde.41.02.201.456>
2. F. Cavalieri, A. A. Correia, H. Crowley, and R. Pinho, "Dynamic soil-structure interaction models for fragility characterisation of buildings with shallow foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 132, p. 106004, 2020/05/01/ 2020. Available: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S026772611930911X> <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.106004>
3. D. Boada-Fernández, F. Calderín-Mestre, and D. Almenarez-Labañino, "Consideración del fenómeno interacción suelo-estructura en edificio prefabricado," *Ciencia en su PC*, vol. 1, no. 4, pp. 79-94, 2020. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181366194007>
4. B. Shirkhanghah and H. E. Kalehsar, "The effect of soil-structure interaction on the along-wind response of high-rise buildings," in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 2022, vol. 175, no. 4, pp. 332-346. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181366194007>
5. Y. Almaguer Miranda and W. Cobelo Cristiá, "COMPARACIÓN DEL MÉTODO DISCRETO Y EL MÉTODO CONTÍNUO PARA OBTENCIÓN DE LOS DEPLAZAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES EN PILOTES, APLICANDO LA INTERACCION DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, no. 4, pp. 88-101, 12/30 2023. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/217>
6. S. Saini and E. T. Goyal, "Analysis of piled raft foundation using MIDAS GTS NX," *International Research Journal of Engineering and Technology*, vol. 6, pp. 5491-5499, 2019. <https://irjet.net/archives/V6/i5/IRJET-V6I5718.pdf>
7. Q. Cao and Y. Hang, "Settlement simulation of soft clay in the subway under dynamic load based on Midas GTS NX," in *E3S Web of Conferences*, 2021, vol. 237, p. 03011: EDP Sciences. Available: https://www.e3s-conferences.org/articles/e3sconf/abs/2021/13/e3sconf_arfee2021_03011/e3sconf_arfee2021_03011.html
8. NC-284. Cargas de uso. Edificaciones, 2003. Available: https://www.nconline.disaic.cu/index.php?page=m_search_norms.public.search_norms&Block=Cat%E1logo
9. NC-283. Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño, 2003. Available: https://www.nconline.disaic.cu/index.php?page=m_search_norms.public.search_norms&Block=Cat%E1logo
10. J. A. J. Salas, *Geotecnia y cimientos III*. 1980, pp. 954-955. Available: https://www.google.com.cu/books/edition/Geotecnia_y_Cimientos_lII/7oCoPgAACAAJ?hl=es
11. J. M and R. Ortiz, "Curso aplicado de cimentaciones," ed. Ed. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Madrid, 1982, p. 266. Available: https://www.casadellibro.com/libro-curso-aplicado-cimentaciones/2910005927418/589105?srsId=AfmBOpaMJxu5QYMMXOuWxL_p5kjX5WZ4wmBqkoRLOpe6sC_OE4fKGWGg
12. A. B. Vesic, "Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis," in *Proceedings of 5th International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1961, vol. 1, pp. 845-850. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1573105974313128832>
13. NC-46. Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción, 1999. Available: https://www.nconline.disaic.cu/index.php?page=m_search_norms.public.search_norms&Block=Cat%E1logo

*Cartografía Climática Integrada Para La Adaptación Y Conservación Del Gran Humedal Del Norte De Ciego De Ávila**Integrated Climate Mapping For The Adaptation And Conservation Of The Gran Humedal Del Norte De Ciego De Ávila***Autores**

Yaneth Coromoto Azuaje de Rodríguez

Geógrafa, Centro de Ingeniería Ambiental y Biodiversidad de Ciego de Ávila

yaneth.gal1984@gmail.com

<https://orcid.org/0009-0007-2040-6891>

Lázaro Osvaldo Rodríguez Montes de Oca

Lic. Farmacia, Centro de Ingeniería Ambiental y Biodiversidad de Ciego de Ávila

lazaro1980.ga@gmail.com

<https://orcid.org/0009-0007-8456-627>

Daylon Fundora Caballero

M.Sc., Centro de Ingeniería Ambiental y Biodiversidad de Ciego de Ávila

daylonfc22@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-0386-3453>

Artículo de Investigación

Cartografía Climática Integrada Para La Adaptación Y Conservación Del Gran Humedal Del Norte De Ciego De Ávila

RESUMEN

Este estudio desarrolló una cartografía climática integrada para diagnosticar la vulnerabilidad del Gran Humedal del Norte de Ciego de Ávila (GHNCA) ante el cambio climático. Mediante el uso de QGIS, se procesaron datos de precipitación de 50 estaciones meteorológicas (períodos 1961-2000 y 2001-2020) aplicando el método de interpolación geoestadística de Kriging Ordinario para generar mapas de isoyetas. Este análisis reveló una significativa reconfiguración espacial de las lluvias, caracterizada por una contracción de las isoyetas y una marcada reducción de los acumulados pluviométricos en el período reciente, especialmente en la franja costera norte. Los resultados demuestran que esta disminución de la precipitación actúa en sinergia con el ascenso del nivel medio del mar, amplificando amenazas críticas como la intrusión salina en acuíferos y suelos, y el retroceso de la línea de costa. La cartografía generada identifica espacialmente las zonas de máxima vulnerabilidad, constituyendo una herramienta fundamental para priorizar acciones de adaptación multisectoriales. Se concluye que la metodología aplicada es replicable y ofrece una base sólida para la planificación de estrategias de conservación y adaptación en humedales costeros tropicales del Caribe.

Palabras clave: adaptación, cambio climático, cartografía climática, humedal, resiliencia

ABSTRACT

This study developed integrated climate mapping to diagnose the vulnerability of the Gran Humedal del Norte de Ciego de Ávila (GHNCA) to climate change. Using QGIS, precipitation data from 50 meteorological stations (periods 1961-2000 and 2001-2020) were processed by applying the Ordinary Kriging geostatistical interpolation method to generate isohyet maps. This analysis revealed a significant spatial reconfiguration of rainfall, characterized by a contraction of the isohyets and a marked reduction in rainfall accumulation in the recent period, especially in the northern coastal strip. The results demonstrate that this decrease in precipitation acts in synergy with mean sea-level rise, amplifying critical threats such as saltwater intrusion into aquifers and soils, and coastal retreat. The generated mapping spatially identifies the areas of maximum vulnerability, constituting a fundamental tool for prioritizing multisectoral adaptation actions. It is concluded that the applied methodology is replicable and provides a solid basis for planning conservation and adaptation strategies in tropical coastal wetlands of the Caribbean.

Keywords: adaptation, climate change, climate mapping, wetland, resilience

Nota Editorial: Recibido: 16 de Septiembre 2025 Aceptado: 16 de diciembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

El Gran Humedal del Norte de Ciego de Ávila (GHNCA), fue declarado sitio Ramsar de importancia Internacional (Nº1235) el 18 de Noviembre del 2002 [1]. Ubicado en la región septentrional de la provincia cubana de Ciego de Ávila, abarca 2,268.75 km². Como humedal costero desempeña funciones ecológicas vitales reconocidas, como la regulación de inundaciones, la recarga de acuíferos, sostiene biodiversidad endémica (incluyendo aves migratorias y manglares), y provisión de recursos pesqueros [2].

Los sistemas de humedales son vulnerables y particularmente susceptibles a cambios en la cantidad y calidad del suministro de agua. Parece que el cambio climático puede tener su efecto más pronunciado en los humedales a través de alteraciones en los regímenes hidrológicos: específicamente, la naturaleza y variabilidad del hidropérido y el número y severidad de eventos extremos [3]. Estas amenazas comprometen tanto su integridad ecológica como los medios de vida de comunidades locales dependientes de sus servicios ecosistémico para actividades agrícolas, pesqueras y turísticas.

Ante este escenario, la cartografía climática integrada constituye una herramienta multidisciplinaria fundamental. Combina datos satelitales, estaciones meteorológicas, modelos predictivos y conocimientos tradicionales para generar análisis espaciotemporales de algunas variables clave (precipitación, intrusión salina e intrusión de costa). Su aplicación permite diagnosticar vulnerabilidades y diseñar respuestas adaptativas basadas en evidencia. Además de garantizar la sostenibilidad del patrimonio natural, traduciendo los hallazgos cartográficos en planes de adaptación que aseguren la conservación del humedal y la viabilidad socioeconómica de las poblaciones vinculadas a él.

Los estudios hidroquímicos realizados hasta el momento en el GHNCA relacionan los cambios de salinidad, que se basan en las precipitaciones para la zona, en las temporadas de seca y lluvia, con lo que se demuestra la influencia que tienen las precipitaciones sobre los niveles de salinidad entre bahía interior -zona inundable – acuífero [4].

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El presente estudio se desarrolló bajo un enfoque metodológico de análisis espacial integrado, combinando la recopilación, procesamiento y modelado de datos climáticos e hidrológicos con técnicas de Sistemas de Información Geográfica (SIG). La metodología se estructuró en cuatro componentes principales: (1) recopilación de datos, (2) procesamiento de datos de precipitación e interpolación, (3) integración de modelos de amenazas costeras, y (4) análisis de vulnerabilidad integrada.

2.1. RECOPIACIÓN DE DATOS

Se recopilaban datos de precipitación media anual y mensual correspondientes a un período histórico de 60 años, dividido en dos intervalos para el análisis comparativo: 1961-2000 y 2001-2020. El conjunto de datos, proporcionado por el Centro Meteorológico Provincial (CMP) y la Empresa de Aprovechamiento Hidráulico de Ciego de Ávila (EAHCA), incluyó información de 50 estaciones meteorológicas (Figura 1), garantizando una cobertura espacial adecuada para el área de estudio. Adicionalmente, se utilizaron los siguientes insumos:

Modelos de intrusión salina: Se emplearon mapas de intrusión salina actual y proyectada para el año 2100, desarrollados a partir de estudios hidrogeológicos previos en la región, relación con la precipitación y la posición de la cuña salina [4]. Esta información fue procesada y adaptada espacialmente para el ámbito específico del GHNCA mediante técnicas de Sistemas de Información Geográfica.

Proyecciones de Ascenso del Nivel Medio del Mar (NMM): Se utilizaron los escenarios de ascenso del NMM de 27 cm para 2050 y 85 cm para 2100, basados en los reportes del IPCC [5] y contextualizados para la región del Caribe.

Modelos de retroceso de la línea de costa: Las proyecciones de intrusión costera para los escenarios 2050 y 2100 se obtuvieron a partir de modelos batimétricos y topográficos, aplicando el método Bruun ampliamente utilizado para estimar la erosión costera inducida por el ascenso del nivel del mar.

El procesamiento de los datos y la generación de la cartografía se realizó utilizando el software QGIS (versión 3.28 o superior), un Sistema de Información Geográfica (SIG) de código abierto. Para la creación de los mapas de isoyetas (líneas de igual precipitación) para los períodos 1961-2000 y 2001-2020, los datos puntuales de las estaciones meteorológicas fueron interpolados utilizando el método geoestadístico de "Kriging Ordinario".

La elección de esta técnica sobre otros métodos de interpolación deterministas (como el Inverse Distance Weighting - IDW) se basó en su capacidad como estimador óptimo que minimiza la varianza del error de predicción (Best Linear Unbiased Predictor - BLUP) y su manejo de la autocorrelación espacial a través del semivariograma, lo que permite capturar patrones direccionales (anisotropía) cruciales para variables climáticas.

Se reconoce que el método de Kriging requiere una distribución espacial representativa de los puntos de datos. Para garantizar la robustez del modelo, se realizó un análisis exploratorio de datos que incluyó la evaluación de valores atípicos. Posteriormente, se construyó y modeló el semivariograma experimental para definir la estructura de dependencia espacial de la precipitación. La calidad de la interpolación fue validada mediante validación cruzada, obteniéndose valores satisfactorios de error cuadrático medio normalizado. Finalmente, se ejecutó la interpolación para generar superficies continuas de precipitación con una resolución de celda de 100 m, a partir de las cuales se derivaron las curvas de nivel de isoyetas.

Es importante destacar que en los procesos de interpolación geoestadística mediante Kriging Ordinario, pueden ocurrir discrepancias menores entre valores puntuales de estaciones específicas y su representación en mapas continuos. Esto se debe a que el método optimiza la estimación espacial considerando la autocorrelación entre estaciones, lo que puede resultar en un suavizado de valores extremos. Estas variaciones, típicamente menores al 15%, no comprometen la validez de los patrones espaciales identificados ni de las tendencias temporales analizadas.

Los datos de precipitación del periodo 1961-2000 fueron sometidos a un proceso de validación mediante la comparación con las estaciones referente al periodo 2001-2020. Se identificó discrepancia en la escala de valores y estaciones con coordenadas idénticas. La corrección se realizó mediante el método de homogeneización por estaciones de referencia [6]. Se calculó un factor de corrección como promedio de las relaciones entre valores de estaciones comunes entre periodos. Los valores resultantes fueron validados con la climatología regional documentada (INMET, datos históricos), mostrando coherencia con los rangos de precipitación anual esperados para la región norte de Cuba (1,000-1,800 mm).

Para evaluar las amenazas climáticas sobre el GHNCA se integraron tres componentes metodológicos interrelacionados:

1. Proyecciones de Ascenso del Nivel Medio del Mar (NMM) y Retroceso Costero: Los escenarios de +27 cm (2050) y +85 cm (2100) se basaron en las proyecciones regionales para Cuba del IPCC [5]. El retroceso de la línea de costa se modeló aplicando la regla geomorfológica de [7], ampliamente utilizada para estimar la erosión costera inducida por el ascenso del nivel del mar en perfiles de playa arenosa. Este modelo considera el balance sedimentario y la pendiente del perfil submarino, proyectando la traslación tierra adentro del perfil de equilibrio. Los mapas resultantes (Figuras 5 y 6) identifican las zonas de mayor riesgo de inundación permanente y pérdida de territorio.
1. Modelado de la Intrusión Salina: La vulnerabilidad de los acuíferos costeros a la intrusión salina se evaluó mediante un modelo conceptual hidrogeológico que integra las proyecciones de NMM con la reducción observada en la recarga de agua dulce (derivada del análisis de isoyetas). Este modelo, adaptado de estudios previos en la región [4], simula el avance de la cuña salina en función de la presión hidrostática marina y la disminución del flujo de agua dulce continental.
1. Validación con Sondeos Eléctricos Verticales (SEV): ejecutado en el año 2017 por la brigada de geofísica de la Empresa de Proyectos e Investigaciones de Camagüey. Este estudio se realizó durante el período de sequía más intensa, con el objetivo de captar las condiciones hidrogeológicas críticas que favorecen la penetración del agua marina en el acuífero asociado al Gran Humedal del Norte de Ciego de Ávila (GHNCA).

La técnica SEV se basa en la medición de la resistividad eléctrica del subsuelo mediante un arreglo de cuatro electrodos dispuestos en línea recta, utilizando la configuración Schlumberger. Dos electrodos externos inyectan corriente eléctrica, mientras que los dos electrodos internos miden la diferencia de potencial resultante. A medida que se incrementa progresivamente la separación entre los electrodos de corriente, la profundidad de investigación aumenta, permitiendo obtener un perfil vertical de resistividad aparente en función de la profundidad. Este método geofísico no invasivo permite determinar la variación vertical de la resistividad eléctrica del subsuelo parámetro estrechamente relacionado con la salinidad del agua subterránea.

La interpretación de los perfiles se fundamenta en el contraste eléctrico entre los materiales del subsuelo. El agua dulce presenta alta resistividad (valores típicos $> 20 \Omega \cdot m$), mientras que el agua salina es altamente conductiva, con resistividades generalmente inferiores a $5 \Omega \cdot m$. La identificación de capas con valores de resistividad bajos ($< 5 \Omega \cdot m$) en zonas costeras se interpretó como evidencia de intrusión salina, permitiendo delimitar la interfaz agua dulce-agua salada y estimar el espesor del acuífero vulnerable.

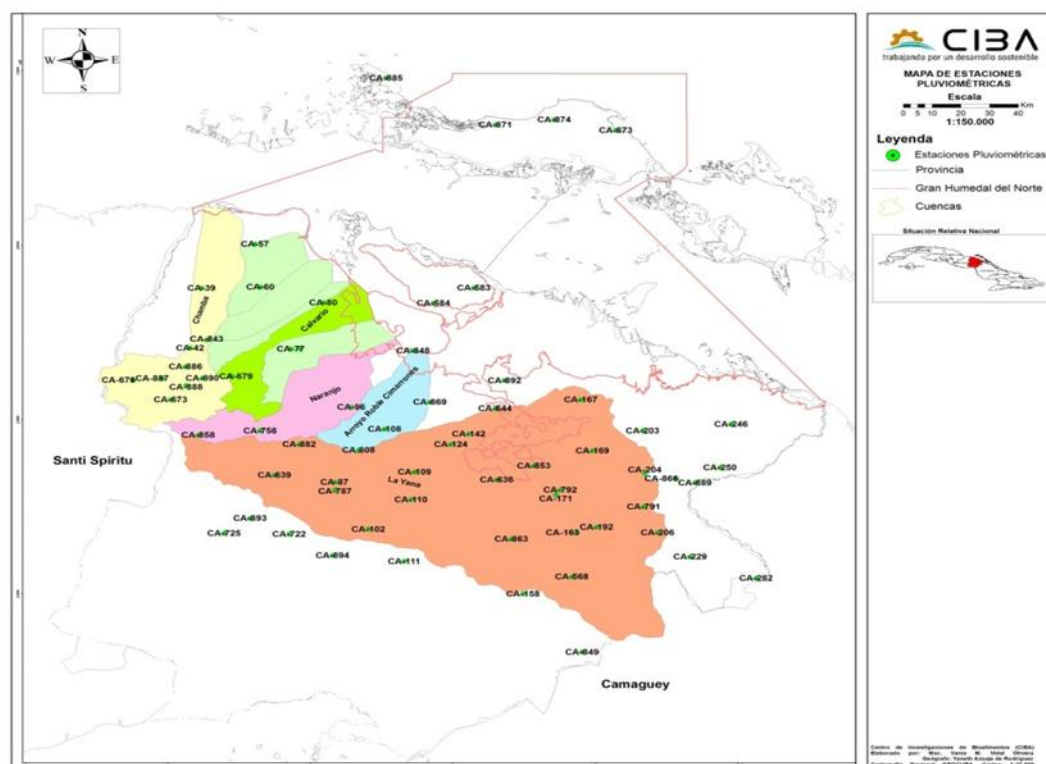


Fig. 1- representación espacial de las estaciones meteorológicas en Ciego de Ávila y el área que ocupan las cuencas del GHNCA.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La comparación entre los períodos 1961-2000 (con datos corregidos) y 2001-2020 (Figuras 2 y 3) revela una transformación significativa en el régimen pluviométrico del GHNCA. El período histórico corregido (1,022-2,084 mm) presenta en sus mapas de isoyetas una configuración expansiva, con núcleos máximos superiores a 1,800 mm en las cuencas altas de los ríos Chambas y Calvario que se extendían gradualmente hacia la costa norte. En contraste, el período reciente (718-1,542 mm) muestra en su cartografía una contracción notoria de las isoyetas hacia el sur, con la desaparición completa de los valores superiores a 1,500 mm y una marcada reducción en la franja costera norte. Esta coherencia entre los valores tabulados y la representación espacial valida tanto la corrección aplicada como la severidad de la reconfiguración pluviométrica, esta reconfiguración espacial evidencia no solo una disminución cuantitativa sino una redistribución geográfica de la precipitación que tiene implicaciones críticas para la recarga de acuíferos y la sostenibilidad de los ecosistemas del humedal.

Tabla 1- Ubicación geográfica de la Red Pluviométrica de Ciego de Ávila y sus valores de precipitación media entre en el período 1961-2000. (Coordenadas UTM, Zona 16 N, Datum WGS84).

Nº	Nombres	Coordenadas (X)	Coordenadas (Y)	Precipitación (mm)
1	La Troza	701532	224954	1702.6
2	Ramona	714700	272600	1163.6
3	Lola	714491	207717	2084.2
4	La Ignacia	717885	217853	1818.2
5	La Mariana	716500	211900	1929.8
6	Corrales No.3	722200	280200	1022.0
7	Dos Hermanas	722950	272800	1176.3
8	Batey Adelaida	727208	262127	1344.1
9	T. Venezuela	727788	214611	1745.1
10	Hanoi Heroico	731800	270100	1150.4
11	Ceballos	733340	239179	1465.8
12	La Esperanza	732100	212300	1719.0
13	El Barro	735700	252100	1239.7
14	Estación Isaca	738100	231100	1443.8
15	Bellamar	737300	216450	1643.4
16	Mijial	740400	248350	1281.6
17	Cacahuatl	744600	240950	1182.2
18	Los Angeles	744100	236200	1186.1
19	Jaqueyal	743150	225570	1652.7
20	Edden	749700	245700	1121.2
21	Colorado	746897	218409	1673.3
22	Batey Baraguá	745050	209150	1818.7
23	San Isidro	759850	219950	1085.8
24	La Victoria	767350	230500	1485.5
25	Fco. Roca	767950	253400	1201.1
26	San Antonio	769600	244600	1178.2
27	Estación Violeta	764452	237000	1070.4
28	Santa Mariana	776650	248050	1193.8
29	La Rea	776950	240700	1279.9
30	Caimito	778717	230512	1121.6
31	La Ofelia	783300	226350	1197.8
32	Tele-Yarual	789051	249189	1027.4
33	La 30 de Manga Larga	787500	241700	1190.4
34	Rev. Socialista	792550	222650	1104.4
35	Capellá	747382	202298	1088.5
36	Agrícola Pablo	766702	222919	1357.4
37	B. Comandancia	752937	272645	2040.1
38	El Salado	747253	270001	1436.2
39	Delia	756150	239600	1175.2
40	Campamento	724950	240400	1145.8
41	Cayo Guanál	755914	251869	1167.2
42	Guadalupe	710337	253400	1534.9
43	El Caobal	705050	256750	1124.0
44	Pozo Cabeza	718966	257395	1217.4
45	La Aguadita	727000	230250	1244.6
46	El Dátil	717850	230400	1147.5
47	Las Mercedes	711262	238002	1748.1
48	Santa Martha	759950	202600	1703.8
49	El Laurel	722900	248050	1509.2
50	Derramadero	704739	214722	1971.0

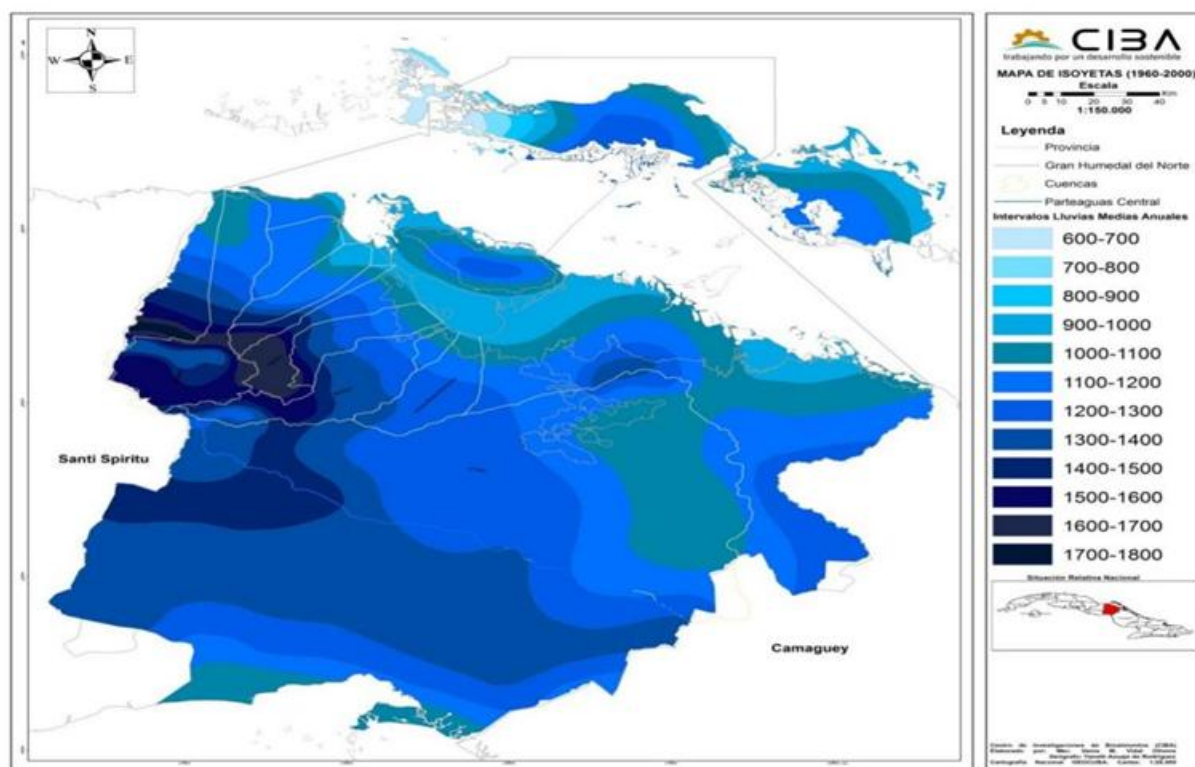


Fig. 2- Mapa Isoyético Provincial del comportamiento de las lluvias medias anuales período 1961-2000.
Fuente: Empresa de Aprovechamiento Hidráulico de Ciego de Ávila (EAHCA).

El nuevo mapa de isoyetas período 2001-2020 presenta un escenario pluviométrico radicalmente diferente, con un rango reducido de 718 a 1,542 mm que evidencia una contracción generalizada de los acumulados de lluvia. El mapa de isoyetas (Figura 3) muestra una alteración drástica del patrón espacial histórico, con la desaparición completa de las isoyetas superiores a 1,500 mm en las zonas que anteriormente registraban los máximos absolutos. La contracción hacia el sur es particularmente conspicua, dejando la franja costera norte con valores mínimos críticos, como se observa en estaciones CA-871 (718 mm) y CA-873 (723 mm) localizadas en el extremo noroccidental. Los núcleos máximos se han reducido y desplazado, con la estación CA-42 (1,542 mm) representando el nuevo techo pluviométrico, valor que queda muy por debajo de los máximos históricos.

Este fenómeno no es aislado y concuerda con las proyecciones de cambio climático para la región del Caribe, las cuales anticipan una mayor variabilidad e impredecibilidad en las lluvias, con tendencia a una generalizada reducción de la precipitación media, particularmente en las zonas costeras [5].

La marcada reducción pluviométrica en la franja costera (718-1,542 mm en 2001-2020 vs. 1,022-2,084 mm en 1961-2000), evidenciada por la contracción de las isoyetas hacia el sur (Figuras 2 y 3), establece la primera condición para un escenario de presión múltiple. Esta disminución en la recarga de agua dulce reduce la presión hidrostática en los acuíferos costeros, debilitando la barrera natural contra la intrusión salina.

La validación mediante Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) en transectos nororientales confirma esta vulnerabilidad. Los perfiles de resistividad obtenidos con configuración Schlumberger muestran valores consistentemente inferiores a $5 \Omega \cdot m$ a profundidades someras ($<15 m$), indicando la presencia de agua salina en el acuífero. Estos hallazgos geoelectrónicos correlacionan espacialmente con las áreas de mayor reducción pluviométrica y proporcionan evidencia empírica directa del avance de la cuña salina.

Este proceso se ve potenciado por el ascenso del nivel medio del mar (NMM), cuya proyección indica un retroceso significativo de la línea de costa para 2050 y 2100 (Figura 6). El modelo aplicado (regla de Bruun) proyecta una pérdida crítica de ecosistemas de manglar, los cuales actualmente constituyen la primera línea de defensa contra la erosión. La sinergia entre estos factores es evidente: la reducida recarga (documentada por los mapas de isoyetas) disminuye la presión de agua dulce, mientras que el NMM ascendente (Figura 5) incrementa la presión hidrostática marina, creando una "doble presión" que acelera la intrusión salina.

Los mapas integrados de vulnerabilidad (Figuras 4, 5 y 6) sintetizan estos resultados. El mapa de intrusión salina (Figura 4) muestra una expansión proyectada hacia el interior para 2100, coincidiendo espacialmente con: (1) las zonas de mínima precipitación actual (franja costera norte), (2) los sectores de mayor riesgo por ascenso del NMM, y (3) los transectos donde los SEV confirmaron bajas resistividades. Esta convergencia de evidencias cartográfica, modelada y geoelectrónica valida el modelo conceptual de intrusión salina y proporciona una base robusta para la identificación de zonas prioritarias de intervención.

La situación documentada para el GHNCA refleja patrones observados en otros humedales costeros tropicales, como el Delta del Mekong y los Everglades, donde la interacción entre cambios hidrológicos y ascenso del nivel del mar conduce a una salinización acelerada. Sin embargo, este estudio aporta un enfoque metodológico integrado que combina análisis histórico (isoyetas), proyecciones físicas (NMM, retroceso) y validación insitu (SEV), ofreciendo un diagnóstico más completo y espacialmente explícito de la vulnerabilidad.

La disminución pluviométrica, especialmente pronunciada en la franja costera, no solo implica un estrés hídrico directo para los ecosistemas del humedal, sino que actúa como un mecanismo amplificador de otras amenazas. La reducción en la recarga de acuíferos disminuye la presión hidrostática del agua dulce subterránea, facilitando la intrusión de la cuña salina, un proceso ya de por sí exacerbado por el ascenso del nivel del mar [8].

Tabla 2. Ubicación geográfica de la Red Pluviométrica por los sectores hidrogeológicos del GHNCA y sus valores de precipitación media entre en el período 2001-2020. (Coordenadas UTM, Zona 16 N, Datum WGS84).

Nº de estaciones	Coordenadas X	Coordenadas Y	Precipitación media (mm)
CA-39	714700	272600	1118.2
CA-42	713100	262300	1542.4
CA-57	722200	280200	1138.1
CA-60	722950	272800	937.1
CA-77	727208	262127	1378.3
CA-80	731800	270100	1235.2
CA-87	733340	239179	1328.3
CA-96	735700	252100	1378.6
CA-102	738100	231100	1302.8
CA-108	740400	248350	1403.5
CA-109	744600	240950	1224.2
CA-110	744100	236200	1407.1
CA-111	743150	225570	1360.1
CA-124	749700	245700	1131.6
CA-142	752200	247500	1147.1
CA-158	759850	219950	1170.1
CA-163	767350	230500	1221.5
CA-167	767950	253400	1197.8
CA-169	769600	244600	1219.3
CA-171	764452	237000	1170.0
CA-192	770150	231450	1177.7
CA-203	776650	248050	1183.1
CA-204	776950	240700	1308.2
CA-206	778717	230512	1187.6
CA-229	783300	226350	1248.9
CA-246	789051	249189	1020.4
CA-250	787500	241700	1168.7
CA-282	792550	222650	1236.9
CA-568	766702	222919	1237.3
CA-583	752937	272645	1184.5
CA-584	747253	270001	1153.5
CA-636	756150	239600	1265.1
CA-639	724950	240400	1436.7
CA-644	755914	251869	1166.0
CA-673	710337	253400	1423.5
CA-676	705050	256750	1406.6
CA-679	718966	257395	1270.6
CA-722	727000	230250	1196.7
CA-725	717850	230400	1414.0
CA-756	722900	248050	1418.9
CA-787	733445	237919	1292.3
CA-791	776801	234969	1081.0
CA-792	765040	237871	1121.2
CA-808	736756	244706	1252.1
CA-842	728468	262146	1304.6
CA-843	715400	263700	1342.4
CA-848	744403	261835	1231.8
CA-849	768150	209950	1335.6
CA-853	761350	242000	1229.3
CA-858	714233	247301	1312.0
CA-863	758200	229400	1061.4
CA-866	781363	239788	974.2
CA-869	746779	252982	1243.6
CA-871	755938	300719	718.1
CA-873	772847	299777	722.9
CA-874	764212	301596	936.4
CA-882	728400	245700	1305.6
CA-885	740580	308779	808.7
CA-886	712437	259088	1347.7
CA-887	709150	257050	1424.8
CA-888	712500	255850	1437.5
CA-889	784000	239100	1237.9
CA-890	714800	257100	1442.4
CA-892	757250	256700	1151.8
CA-893	721501	232991	1418.1
CA-894	733098	226594	1343.5

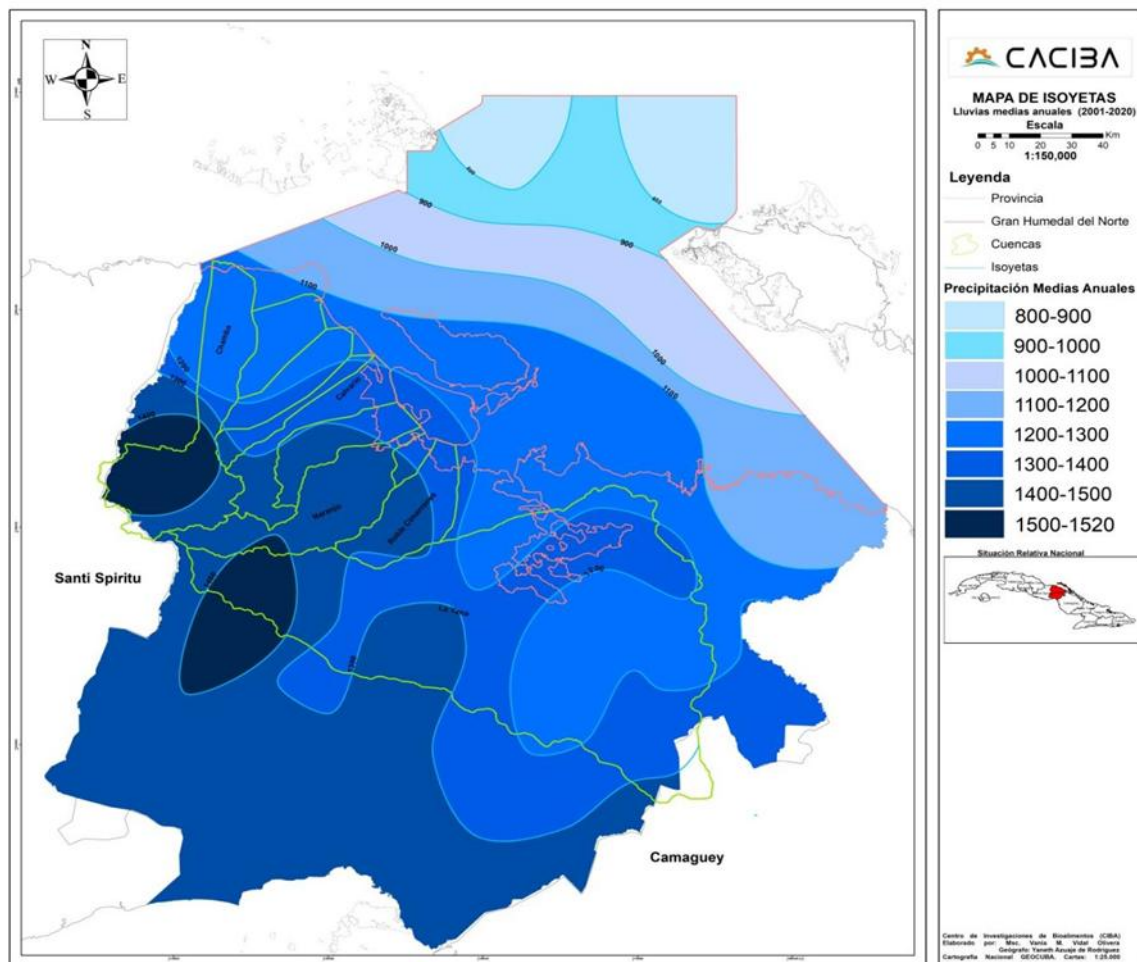


Fig. 3- Mapa Isoyético Provincial período 2001-2020.
Fuente: La Empresa de Aprovechamiento Hidráulicos de Ciego de Ávila (EAHCA)
Intrusión salina y su conexión con el ascenso del nivel del mar.

El análisis integrado revela una conexión causal directa entre el ascenso del nivel medio del mar (NMM), la reducción de la precipitación y el avance de la intrusión salina en el GHNCA. Los mapas de intrusión salina (Figura 4), proyectados hasta el año 2100, muestran una expansión significativa de la cuña salina hacia los acuíferos costeros. Este avance no es aislado, sino el resultado de una sinergia de presiones climáticas.

Por un lado, el ascenso del NMM (27 cm para 2050, 85 cm para 2100; Figura 5) incrementa la presión hidrostática marina sobre los acuíferos, impulsando mecánicamente el agua salada hacia el interior [9]. Por otro lado, la drástica reducción de la precipitación en la franja costera (documentada en las Figuras 2 y 3) disminuye la recarga de agua dulce, debilitando la contrapresión hidráulica que la contrarresta. Esta situación de doble presión (mayor presión marina más menor presión continental) crea las condiciones ideales para una intrusión salina acelerada.

La evidencia empírica de este proceso se obtuvo mediante Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) con configuración Schlumberger. Los perfiles de resistividad en transectos costeros nororientales mostraron valores consistentemente inferiores a $5 \Omega \cdot m$ a profundidades someras (<15 m), lo que confirma la presencia de agua salina en el acuífero. Estos hallazgos geoelectrónicos validan espacialmente los modelos de intrusión salina y proporcionan una línea de base crítica para monitorear el avance futuro de la cuña salina. La coincidencia espacial entre las zonas de baja resistividad (SEV), mínima precipitación (isoyetas) y mayor riesgo por ascenso del NMM, consolida un diagnóstico robusto de vulnerabilidad hídrica para las comunidades y agricultura de la región (ej. municipios de Morón, Chambas).

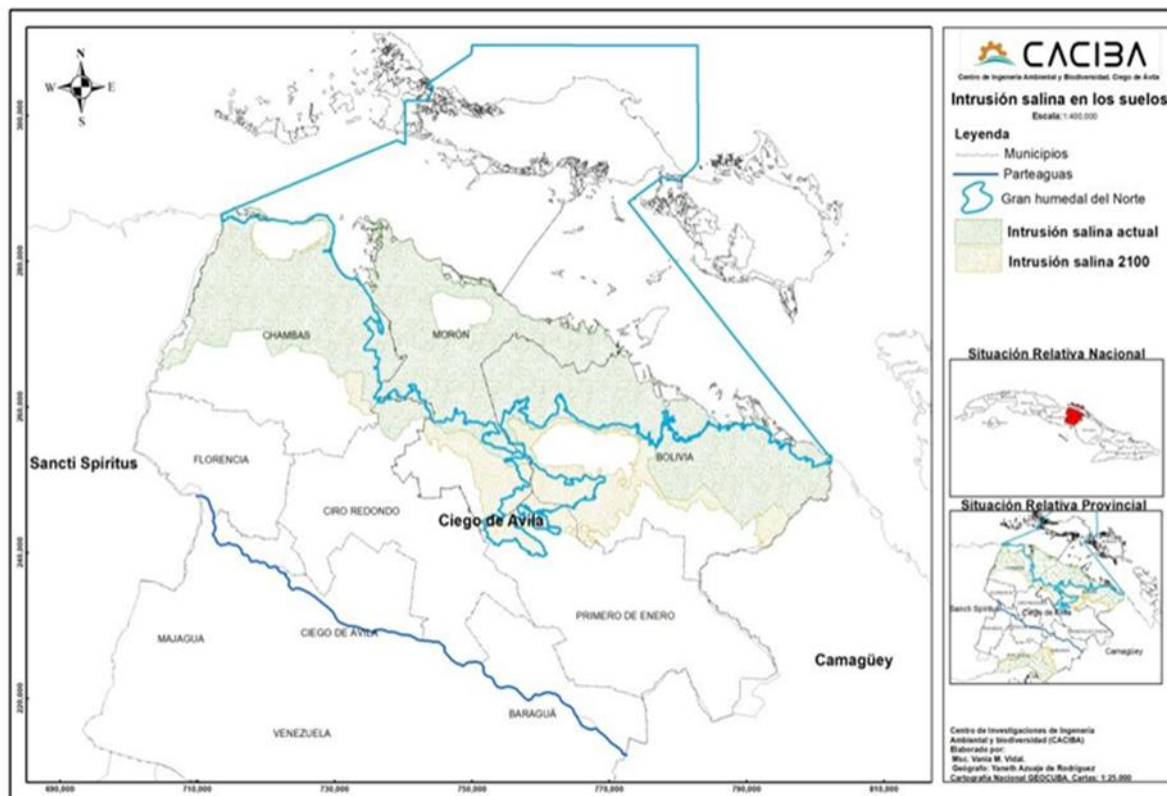


Fig. 4- Mapa de intrusión salina actual y para el 2100 en los suelos del GHNCA.

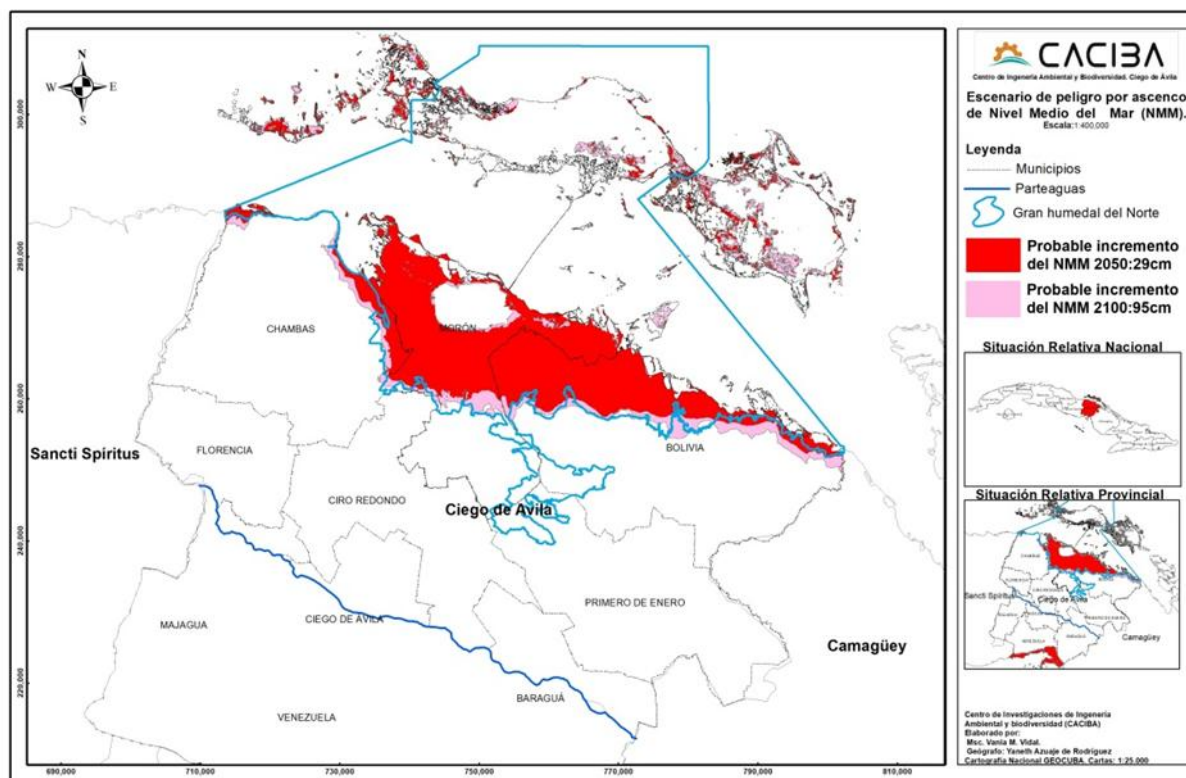


Figura 5: Mapa de peligro por ascenso del Nivel Medio del Mar para el GHNCA en escenarios 2050 y 2100.

Este escenario de "doble presión" (menos lluvia + mar más alto) ha sido observado en otros humedales costeros a nivel global. Por ejemplo, estudios en el Delta del Mekong en Vietnam [3]; [10], y en los Everglades de Florida, EE.UU [11]. Demuestran cómo la interacción entre la extracción de agua subterránea, la reducción del flujo de agua dulce continental y el ascenso del nivel del mar conduce a una salinización rápida y extensa de suelos y acuíferos, comprometiendo la viabilidad de los ecosistemas y las economías locales.

3.1. Intrusión de la línea de costa y pérdida de ecosistemas

La aplicación del modelo geomorfológico de Bruun para estimar el retroceso costero inducido por el ascenso del NMM proyecta una pérdida física crítica de territorio en el GHNCA (Figura 6). Este modelo, fundamentado en el equilibrio dinámico del perfil de playa, indica que el retroceso no es una simple inundación, sino una erosión activa donde el sedimento de la playa y duna se redistribuye para adaptar la pendiente costera al nuevo nivel del mar. Las proyecciones para 2050 y 2100 muestran un retroceso particularmente severo en sectores de baja pendiente topográfica.

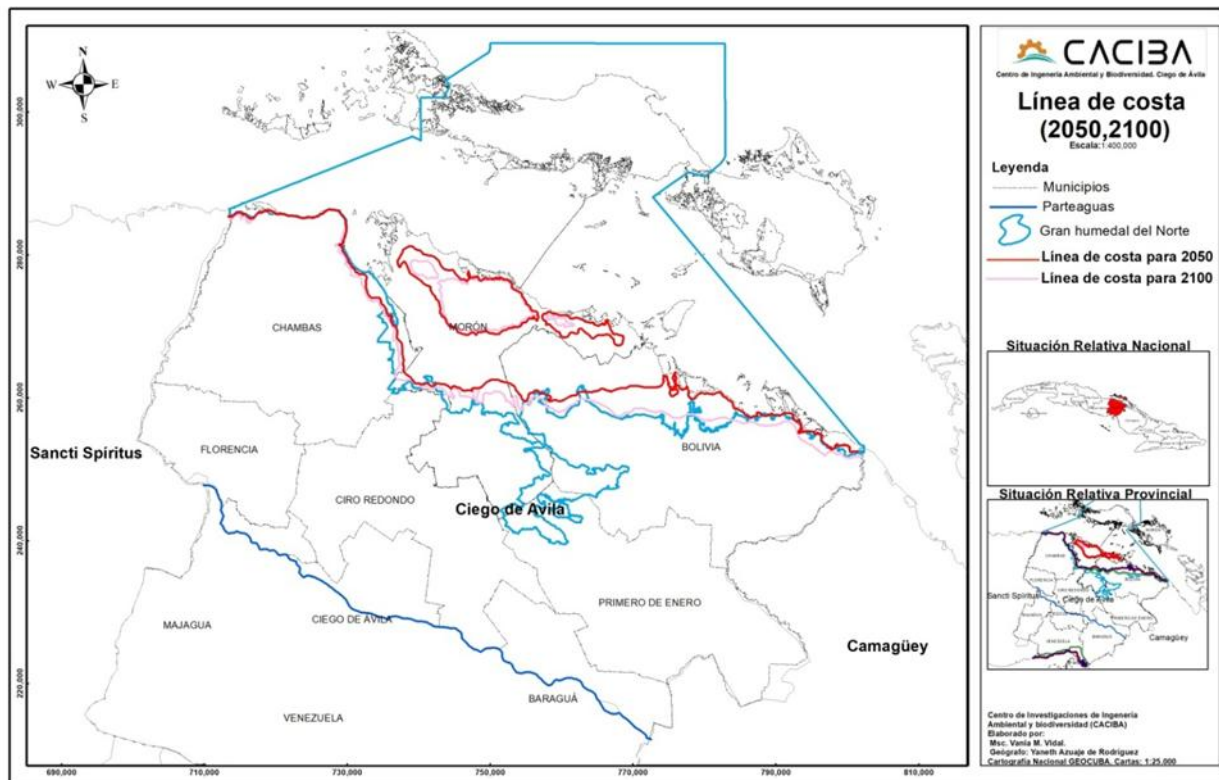


Fig. 6- Mapa de retroceso de línea de costa en el GHNCA para los escenarios 2050 y 2100.

La pérdida de línea de costa implica mucho más que un problema territorial; constituye la desaparición de la primera y más efectiva línea de defensa natural: los ecosistemas de manglar y praderas de pastos marinos. Estos ecosistemas, característicos del GHNCA, son ingenieros naturales que disipan la energía del oleaje, atrapan sedimentos y estabilizan la costa. Su inundación permanente o retroceso implica entre otras amenazas, pérdida de biodiversidad, reducción de la resiliencia costera y liberación de carbono.

El primer caso implica destrucción de hábitats de cría para peces, refugio para aves migratorias y residentes, y de una biodiversidad única adaptada a condiciones específicas de salinidad. En el caso de la reducción de la resiliencia costera, no existiría la barrera física y de amortiguamiento que proveen los manglares, por lo que el interior del humedal y las comunidades costeras se volverían más vulnerables a la energía del oleaje y a las marejadas asociadas a huracanes [12]. Por último, la consecuente liberación de carbono se explica debido a que los suelos de estos ecosistemas, especialmente las turberas en manglares, son sumideros de carbono altamente eficientes. Su inundación y degradación pueden conducir al incremento de la emisión de gases de efecto invernadero, creando un bucle de retroalimentación positiva con el cambio climático [13].

La situación documentada para el GHNCA es similar a la que ocurre en otros grandes deltas y humedales costeros del mundo, como el Sundarbans en India/Bangladesh [14] y el ya mencionado Delta del Mekong, donde la combinación de subsidencia, ascenso del nivel del mar y alteraciones hidrológicas aguas arriba, está provocando una pérdida masiva de territorio y la salinización de vastas áreas productivas.

4. CONCLUSIONES

El análisis mediante Kriging Ordinario de seis décadas de datos pluviométricos reveló una reconfiguración espacial y una reducción cuantitativa severa de las lluvias en el GHNCA, particularmente en su franja costera norte. Este nuevo régimen hídrico reduce drásticamente la recarga de los acuíferos, iniciando una cascada de impactos.

Se demostró que la reducción de la precipitación y el ascenso del nivel medio del mar actúan en sinergia, generando un escenario de "doble presión" que amplifica exponencialmente otras amenazas. La menor recarga de agua dulce reduce la presión hidrostática continental, mientras que el NMM ascendente aumenta la presión marina, acelerando tanto la intrusión salina en acuíferos y suelos como la erosión costera.

La aplicación combinada de cartografía climática (SIG/Kriging), modelado físico (regla de Bruun) y prospección geoelectrica (SEV) permitió no solo proyectar vulnerabilidades futuras, sino también validarlas con evidencia empírica actual. Los valores de resistividad $<5 \Omega \cdot m$ confirmaron insitu la intrusión salina modelada, mientras que el método de Bruun cuantificó el retroceso costero esperado, ofreciendo un diagnóstico multicapa y robusto.

La intrusión salina y el retroceso costero proyectados conducen a la degradación o pérdida de ecosistemas clave (manglares, pastos marinos). Esto compromete la biodiversidad, reduce la resiliencia costera ante huracanes y puede desencadenar la liberación de carbono almacenado en turberas, creando un bucle de retroalimentación positiva con el cambio climático.

La cartografía climática integrada generada trasciende su función diagnóstica al identificar espacialmente las zonas de máxima vulnerabilidad (acuíferos costeros del norte, áreas de baja elevación). Esto la convierte en una herramienta fundamental para la planificación adaptativa basada en evidencia, permitiendo priorizar acciones como la restauración de manglares, la implementación de agricultura tolerante a la salinidad, y la reubicación estratégica de infraestructuras.

El enfoque metodológico aplicado, que combina análisis espacial, modelado y validación de campo, es replicable y adaptable a otros humedales costeros tropicales del Caribe, regiones que enfrentan presiones climáticas análogas y requieren de planes de conservación y adaptación urgentes y fundamentadas.

5. AGRADECIMIENTOS

Se le agradece al Centro de Ingeniería Ambiental y Biodiversidad Ciego de Ávila (CIBA-CA) por el apoyo institucional para la realización de esta investigación. Además, se agradece al Centro Meteorológico Provincial (CMP) y la Empresa de Aprovechamiento Hidráulico de Ciego de Ávila (EAHCA), por la provisión de datos fundamentales para el estudio. De igual forma se le extiende un agradecimiento al Instituto Nacional de Meteorología (INMT) por permitirme consultar los datos históricos de precipitación.

Agradecimiento especial a la Mcs. Vania M, Vidal Olivera, por su invaluable apoyo y guía durante todo el desarrollo de la investigación, y al MSc. Rafael González Abreu Fernández por el apoyo constante para esta investigación.

1. Ramsar, Convention Secretariat, "Ficha Informativa de los Humedales de Ramsar (FIR) — Gran Humedal del Norte de Ciego de Ávila," 2002. [Online]. Available: <https://rsis.ramsar.org/es/ris/1235>
2. Ramsar, "El manejo de las aguas subterráneas: Lineamientos para el manejo de las aguas subterráneas a fin de mantener las características ecológicas de los humedales," in *Manuales Ramsar para el uso racional de los humedales*, 3rd ed., vol. 9. Gland, Switzerland: Secretaría de la Convención de Ramsar, 2007. [Online]. Available: <https://www.ramsar.org/sites/default/files/documents/library/hbk4-09sp.pdf>
3. K. L. Erwin, "Wetlands and global climate change: the role of wetland restoration in a changing world," *Wetlands Ecol. Manage.*, vol. 17, no. 1, pp. 71–84, Feb. 2009, doi: <https://doi.org/10.1007/s11273-008-9119-1>
4. J. González, H. Menéndez, R. González, J. Fonseca, R. González, and V. Vidal, "Papel regulador de las zonas inundables del humedal en el intercambio salino subterráneo entre las bahías interiores-acuíferos en el Gran Humedal del Norte de Ciego de Ávila," *Tecnol. Química*, no. 2, pp. 66–74, Apr. Jun. 2008. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/pdf/5375/537553506008.pdf>
5. IPCC, "Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change". Cambridge, UK and New York, NY, USA: Cambridge Univ. Press, 2022. [Online]. Available: <https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg2/> doi: <https://doi.org/10.1017/9781009325844>
6. World Meteorological Organization (WMO), "Guidelines on Homogenization", 1st ed., WMO-No. 1245. Geneva, Switzerland: WMO, 2018. [Online]. Available: <https://library.wmo.int/records/item/56055-guidelines-on-homogenization>
7. P. Bruun, "Sea-level rise as a cause of shore erosion," *J. Waterw. Harb. Div.*, vol. 88, no. 1, pp. 117–130, Feb. 1962, doi: <https://doi.org/10.1061/JWHEAU.0000252>
8. A. D. Werner and C. T. Simmons, "Impact of sea-level rise on sea water intrusion in coastal aquifers," *Ground Water*, vol. 47, no. 2, pp. 197–204, Mar. 2009, doi: <https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2008.00535.x>
9. G. Ferguson and T. Gleeson, "Vulnerability of coastal aquifers to groundwater use and climate change," *Nature Climate Change*, vol. 2, no. 5, pp. 342–345, May 2012, doi: <https://doi.org/10.1038/nclimate1413>
10. D. A. Tran et al., "Understanding the role of groundwater in a changing climate: A case study in the Mekong Delta, Vietnam," *J. Hydrol.: Reg. Stud.*, vol. 36, Apr. 2021, Art. no. 100858, doi: <https://doi.org/10.1016/j.ejrh.2021.100858>
11. L. G. Pearlstine, F. J. Mazzotti, and L. A. Brandt, "Implications of climate change and sea level rise for Everglades restoration," *J. Coast. Res.*, vol. 26, no. 5, pp. 814–825, Sep. 2010, doi: <https://doi.org/10.2112/JCOASTRES-D-09-00008.1>
12. A. L. McIvor, I. Möller, T. Spencer, and M. Spalding, "Reduction of wind and swell waves by mangroves," *Nat. Commun.*, vol. 3, no. 1, Art. no. 1233, 2012, doi: <https://doi.org/10.1038/ncomms2340>
13. C. E. Lovelock et al., "The vulnerability of Indo-Pacific mangrove forests to sea-level rise," *Nature*, vol. 526, no. 7574, pp. 559–563, Oct. 2015, doi: <https://doi.org/10.1038/nature15538>
14. M. M. Rahman, S. Rahman, and K. S. Islam, "The response of mangrove forest to the climate change: A review," *Indian J. Sci. Technol.*, vol. 4, no. 11, pp. 1492–1496, Nov. 2011, doi: <https://doi.org/10.17485/ijst/2011/v4i11.32>